

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL PROYECTO DEL TÚNEL DEL SISTEMA SUBTERRÁNEO METRO DE CARACAS. LÍNEA 5, TRAMO BELLO MONTE – CHUAO (UNEFA).

Tutor Académico: Prof. Miguel Castillejo

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por los Bachilleres Farfan P, Mirka A

Marconi A, Mariangela

Para optar al título de

Ingeniero Geólogo

Caracas, Noviembre del 2008

Los abajo firmantes, miembros del Jurado designado por el Consejo de Escuela de Ingeniería Geológica, para evaluar el Trabajo Especial de Grado presentado por los Bachilleres Mirka.A Farfan.P y Mariangela Marconi.A titulado:

**“CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL
PROYECTO DEL TÚNEL DEL SISTEMA SUBTERRÁNEO
METRO DE CARACAS. LÍNEA 5, TRAMO BELLO MONTE –
CHUAO (UNEFA)”**

Consideran que el mismo cumple con los requisitos exigidos por el plan de estudios conducente al Título de Ingeniero Geólogo, y sin que ello signifique que se hacen solidarios con las ideas expuestas por el (los) autor (es), lo declaran APROBADO.

Prof. Pietro de Marco

Jurado

Prof. Víctor León

Jurado

Prof. Miguel Castillejo

Tutor Académico

DEDICATORIA

A Dios...

A mis Padres...

A mi hija Gisele...

A mi Esposo...

A mis Hermanos...

Mariangela Marconi A

*A mi papa, que donde este debe sentirse feliz por la meta que se cumplió,
siempre te recuerdo*

A mi mama...

A mi familia...

A mis amigos...

Mirka Farfan P

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme estar aquí.

A mi hija Gisele De Ponte Marconi, por ser lo mejor de mi vida y darme la energía para terminar mi carrera.

A mis Padres Enzo Marconi y Carmela de Marconi, por darme lo mejor del mundo. Gracias por creer en mí en todo momento y estar siempre a mi lado.

A mi esposo José Manuel De Ponte, por su apoyo incondicional y paciencia.

A mis hermanos Gilberto, Enzo y Giacomo, por estar pendiente de mi en todo momento.

A mi compañera y Amiga de tesis. Gracias por tu paciencia y por tu dedicación.

Al Profesor Miguel Castillejo, por ayudarnos y aguantarnos todas las veces que lo fuimos a fastidiar. Gracias por su colaboración y por brindarme su amistad.

Al Profesor Jesús Hernández, por toda su colaboración prestada y por brindarme su amistad.

Agradecimientos a mis panas y compañeros de la UCV, Richard Linares, Yulner Romero, Rogers Salas, Mauricio Tagliaferro, María Gabriela Orihuela y a Sonia Viveiros. Muchas gracias por apoyarme y por su gran amistad.

Mariangela Marconi A

AGRADECIMIENTOS

A dios por permitirme tener la capacidad para realizar mis metas

A mis padres, por enseñarme las cosas valiosas de la vida, comprenderme y apoyarme incondicionalmente.

A la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, la mejor casa de estudio, donde he pasado la mayor parte de mi vida y que me ha brindado innumerables oportunidades.

A toda mi Familia, por ayudarme siempre que lo necesite

A mi tutor, Profesor Miguel Castillejo, gracias por su dedicación con nosotras, paciencia, enseñanzas y por brindarnos su amistad.

A mi compañera de tesis Mariangela Marconi, este logro es de las dos

A mis amigos Patricia Zurita, Marco Alvares, David Mercado, Luis Zulbarán, Rosalyn, Wilmer Martínez, Marlys Revety, Luis Martínez, Yulimar Millán, Mónica Salomón, Jesus Ghersy, Gracias a todos y éxito para ustedes

Mirka Farfan

AGRADECIMIENTOS

Le agradecemos a la Universidad Central de Venezuela, nuestra Magna Casa de Estudio, por habernos formados profesionalmente y por enseñarnos.

A nuestro Profesor Tutor Miguel Castillejo, por toda su colaboración prestada y por su amistad.

Al Profesor Pietro De Marco, por su valiosa colaboración y disponibilidad para aclarar nuestras dudas, GRACIAS.

Al Profesor Armando Díaz Quintero, por su valiosa colaboración al prestar las fotografías aéreas y asesorarnos en los primeros capítulos del trabajo.

Al Profesor Carlos Albrizzio, por su valiosa colaboración al prestar las fotografías aéreas de Caracas.

A la Lic. Mórela Mikaty, por su amable atención y por su colaboración durante nuestra carrera

A los Ingenieros Antonio Mota y Patricia Varela, por facilitarnos la información básica para el proyecto y su colaboración durante el proyecto.

A nuestros amigos de la UCV, especialmente a Mónica Salomón, Rosalín, Gregorio López, Oscar Navarrete, Bárbara Marín, David Mercado y a Richard Linares. MUCHISIMAS GRACIAS POR SU AMISTAD Y COLABORACION.

Mirka Farfan y Mariangela Marconi

Farfan P., Mirka A.

Maroni A., Mariangela

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL PROYECTO DEL
TÚNEL DEL SISTEMA SUBTERRÁNEO METRO DE CARACAS. LÍNEA 5,
TRAMO BELLO MONTE – CHUAO (UNEFA).

Tutor Académico: Prof. Miguel Castillejo

Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería Escuela de Geología. Año 2008, 192p

Palabras Claves: Estado Miranda, Caracas - Miranda, Túnel, excavaciones subterráneas, Metro de Caracas

RESUMEN

Se realizó la caracterización geomecánica de los materiales que conforman el subsuelo a través del cual discurrirán los túneles gemelos y estaciones del Proyecto Línea 5 del Metro de Caracas C. A. El tramo en estudio que va desde las Estaciones Bello Monte hasta Chuao, comprende las progresivas 19+700 - 22+925, con una longitud total de 3,225 km. Para la elaboración del Perfil de Sectorización Geomecánica se seleccionó y recopiló la información geológico-geotécnica sobre el área en estudio, así como también se procesaron los datos obtenidos de sondeos exploratorios que comprenden 40 perforaciones realizadas a lo largo del tramo. Con esta información se determinó que el tramo está conformado por depósitos aluvionales cuaternarios compuestos por los sedimentos transportados por el Río Guaire y por su afluente, la Quebrada Baruta, comprendiendo depósitos de canal y de llanura de inundación de los mismos. Estos depósitos incluyen materiales provenientes de las rocas que conforman el basamento metamórfico representado por las formaciones Las Mercedes, con una energía de transporte variable, ya que se encuentran materiales finos como arcillas y limos hasta suelos gravosos con partículas tamaño peñones. Adicionalmente se realizaron ensayos en muestras de rocas obtenidas de los sondeos, ubicadas a las profundidades correspondientes a las claves de los túneles, con el objeto de estimar las propiedades índices de la roca intacta. Por otra parte, se aplicaron las clasificaciones geomecánicas de mayor uso en la actualidad para proyecto de túneles, así como también, se estimaron los parámetros de resistencia del macizo rocoso (resistencia a la compresión del macizo (σ_{cm}), módulo de elasticidad (E_m), ángulo de fricción del macizo (ϕ_m) y cohesión del macizo (C_m)) según las correlaciones propuestas por HOEK & BROWN (1997). Los tipos de cobertura se establecieron según la teoría del Sólido de Carga de Terzaghi, así como la estimación de cargas actuantes en coberturas superficial e intermedia. Para cobertura profunda, la demanda se estimó mediante el método de líneas características. Finalmente se propusieron los sostenimientos primarios a lo largo del tramo.

ÍNDICE

INDICE DE CONTENIDO

INDICE DE FIGURAS	10
CAPITULO I	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. OBJETIVO GENERAL.....	2
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.3. ALCANCE	3
1.4. PROYECTO LÍNEA 5 DEL METRO DE CARACAS	4
1.5. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	7
1.5.1. EXTENSIÓN.....	7
1.6 ANTECEDENTES	8
CAPÍTULO II	9
METODOLOGIA	10
2.1. RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA	10
2.2 TRABAJO DE CAMPO	10
2.3. MUESTREO	12
2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	14
2.5. TRABAJO DE OFICINA.....	15
CAPITULO III	15
MARCO GEOGRÁFICO	15
3.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	16
3.2. CLIMA	16
3.3. PRECIPITACIÓN	17

3.4. TEMPERATURA.....	17
3.5. VIENTOS	17
3.6. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	18
3.7. GEOMORFOLOGÍA	20
3.7.1. UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS.....	20
a) Planicie aluvial holocena	21
b) Abanicos torrenciales pleistocenos.....	21
c) “Terrazas” de descarga Q1-Qob(?).....	21
3.7.2. INCIDENCIAS DE LAS VARIABLES MORFOGENÉTICAS.....	22
3.8. METAMORFISMO REGIONAL.....	24
3.9. GEOLOGÍA REGIONAL	24
3.10. GEOLOGÍA LOCAL.....	28
3.11. FOTOINTERPRETACIÓN.....	30
3.11.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL RELIEVE	30
3.11.2. DESCRIPCIÓN DEL VALLE.....	30
3.11.3. DESCRIPCIÓN DE LAS ZONAS ABRUPTAS.....	30
3.12. HIDROGRAFÍA Y DRENAJE.....	32
3.13. GEOLOGÍA DEL TRAMO	33
3.13.1. SECTOR 1: Estación Bello Monte	33
3.13.2. SECTOR 2: Túnel Bello Monte – Las Mercedes.....	33
3.13.3. SECTOR 3: Estación Las Mercedes.....	35
3.13.3.1. Perforación PE-26.....	37
3.13.3.2. Perforación PE-27.....	37
3.13.3.3. Perforación PE-28.....	38
3.13.3.4. Perforación PE-29.....	39
3.13.3.5. Perforación PE-30.....	39
3.13.4. SECTOR 4: Túnel Las Mercedes – Tamanaco.....	40
3.13.5. SECTOR 5: Estación Tamanaco	41
3.13.5.1. Perforación P-6:	42
3.13.5.2. Perforación PE-38.....	43
3.13.5.3. Perforación PE-39.....	45
3.13.5.4. Perforación PE-40.....	45
3.13.6. SECTOR 6: Túnel Tamanaco – Fosos UNEFA.....	46
3.13.7. SECTOR 7: Foso UNEFA	48
CAPITULO IV	50
MECÁNICA DE ROCAS.....	50
4.1. CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS	54

4.1.1. EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI)	54
4.1.2. ÍNDICE RQD (Rock Quality Designation) (HOEK, 2000).....	55
4.2.3. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL ESTADO FÍSICO DE UNA ROCA	58
4.1.4. DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO.....	60
4.1.4.1. Número de Familias	60
4.1.4.2. Tamaño de Bloque	60
4.1.4.3. Grado de Meteorización	63
CAPITULO V	64
CARACTERIZACIÓN EN CAMPO DE LOS MACIZOS ROCOSOS	64
5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y ZONIFICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	65
5.2. CARACTERIZACIÓN EN DETALLE DE LAS ZONAS IDENTIFICADAS.....	66
5.2.1. LITOLOGÍA.....	66
5.2.2. METEORIZACIÓN.....	66
5.2.3. RESISTENCIA.....	68
5.2.4. DESCRIPCIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES.....	70
CAPITULO VI	77
PROPIEDADES MECÁNICAS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LAS ROCAS	77
6.1. CONCEPTOS BÁSICOS.....	78
6.1.1. FUERZAS, P	78
6.1.2. ESFUERZO O TENSIÓN, σ	78
6.1.3. ESTADO TENSIONAL O DE ESFUERZOS	79
6.1.4. DEFORMACIÓN, E	79
6.1.5. RESISTENCIA, Σ	80
6.1.6. ROTURA.....	80
6.1.7. FRACTURA.....	81
6.1.8. COHESIÓN, C	81
6.1.9. ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA, ϕ	81
6.2. ESFUERZOS, TENSIONES Y DEFORMACIONES EN LAS ROCAS.....	81
6.3. CRITERIOS DE ROTURA, RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LOS MEDIOS ROCOSOS	84
6.3.1. CRITERIOS DE MOHR-COULOMB.....	84
6.3.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN	86
CAPITULO VII	92
ENSAYOS DE LABORATORIO	92

7.1. ENSAYO DE CARGA PUNTUAL.....	92
7.1.1. <i>ALCANCE</i>	92
7.1.2. <i>APARATOS Y EQUIPOS NECESARIOS</i>	94
7.1.3. <i>ENSAYO DIAMETRAL</i>	98
7.2. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL.....	100
7.2.1. <i>ALCANCE</i>	100
7.2.2. <i>APARATOS Y EQUIPOS NECESARIOS</i>	100
7.2.3. <i>CÁLCULOS</i>	102
7.2.4. <i>CLASIFICACIÓN</i>	103
7.4. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA (BRASILERO)	106
7.4.1. <i>ALCANCE</i>	106
7.4.2. <i>APARATOS Y EQUIPO NECESARIO</i>	106
7.4.3. <i>CÁLCULOS</i>	107
7.5. ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN DISCONTINUIDADES	108
7.5.1. <i>ALCANCE</i>	108
7.5.2. <i>APARATOS Y EQUIPOS NECESARIOS</i>	108
7.5.2. <i>CÁLCULOS</i>	110
7.6. MÉTODO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DUREZA MEDIANTE EL REBOTE DE SCHMIDT.....	110
7.6.1. <i>ALCANCE</i>	110
7.6.2. <i>APARATOS Y EQUIPOS NECESARIOS</i>	110
7.6.3. <i>CÁLCULOS</i>	111
7.7. MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA DENSIDAD (PESO ESPECÍFICO) DE MUESTRAS DE ROCA Y DE ESTÉRILES	112
7.7.1. <i>EQUIPO NECESARIO</i>	112
7.8. ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS A TRAVÉS DE PULSOS SÓNICOS.....	113
7.8.1. <i>ALCANCE</i>	113
7.8.2. <i>CÁLCULOS</i>	114
7.9. ÍNDICE SCHIMAZEK.....	115
7.10. ENSAYO PARA CÁLCULO DEL ÍNDICE DE CERCHAR.....	116
7.11. ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS.....	117
7.11.1. <i>CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL (ASTM D-2216-98)</i>	117
7.11.2. <i>GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO (ASTM C-136-96a)</i> :.....	117
7.11.3. <i>GRANULOMETRÍA POR LAVADO (ASTM C117-95)</i> :.....	118

7.11.4. DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-4318-00).....	118
7.11.5. DETERMINACIÓN DE PESO ESPECÍFICO POR PICNÓMETRO (ASTM D-856-93).....	118
CAPITULO VIII	119
INGENIERÍA DE TÚNELES	119
8.1. EL PROYECTO DE UN TÚNEL	119
8.2. TRAZADO	120
8.3. FORMA	120
8.4. DISEÑO GEOTÉCNICO ESTRUCTURAL DE UN TÚNEL.....	122
8.5. MÉTODO CONSTRUCTIVO.....	124
8.6. GEOLOGÍA.....	125
8.7. GEOTECNIA	126
8.8. SOSTENIMIENTO O SOPORTE PRIMARIO.....	127
8.9. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS.....	130
CAPITULO IX	134
RESULTADOS	134
9.1. SECTOR 1: ESTACIÓN BELLO MONTE.....	135
9.1.1. ENSAYOS DE LABORATORIO	135
9.1.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	137
9.2. SECTOR 2: TÚNEL BELLO MONTE – LAS MERCEDES	139
9.2.1. ENSAYOS DE LABORATORIO	139
9.2.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	140
9.3. SECTOR 3: ESTACIÓN LAS MERCEDES	142
9.3.1. ENSAYOS DE LABORATORIO	142
9.3.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	144
9.4. SECTOR 4: TÚNEL LAS MERCEDES – TAMANACO	146
9.4.1. ENSAYOS DE LABORATORIO	146
9.4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	148

9.5. SECTOR 5: ESTACIÓN TAMANACO.....	151
9.5.1. ENSAYOS DE LABORATORIO	151
9.5.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	152
9.6. SECTOR 6: TÚNEL TAMANACO – FOSO UNEFA.....	154
9.6.2. ENSAYOS DE LABORATORIO	155
9.6.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	156
9.7. SECTOR 7: FOSO UNEFA.....	159
9.7.1. ENSAYOS DE LABORATORIO	159
9.7.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	162
9.7.3. RESISTENCIA DE LA ROCA.....	162
9.7.4. PESO UNITARIO.....	163
9.7.5. ABRASIVIDAD.....	163
9.7.6. TAMAÑO Y FORMA DE LOS BLOQUES.....	163
9.8 DEFINICIÓN DE COBERTERA, CÁLCULOS DE CARGAS ACTUANTES Y ESTIMACIÓN DE SOPORTES PRIMARIOS.....	164
 CAPITULO X	 167
 ANALISIS DE RESULTADOS	 167
10.1. SECTOR 1: ESTACIÓN BELLO MONTE.....	167
10.1.1. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA.....	167
10.1.1.1. Cobertura	167
10.1.1.2. Excavabilidad.....	168
10.1.1.3. Sostenimiento primario de la cavidad	168
10.1.1.4. Medidas preventivas de estabilización	168
10.2. SECTOR 2: TÚNEL BELLO MONTE – LAS MERCEDES	169
10.2.1. CONDICIONES DE EXCAVACIÓN.....	169
10.2.2. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA.....	169
10.2.2.1. Cobertura	169
10.2.2.2. Excavabilidad.....	170
10.3. SECTOR 3: ESTACIÓN LAS MERCEDES	170
10.3.2. CONDICIONES DE EXCAVACIÓN.....	170
10.3.2. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA.....	171
10.3.2.1. Cobertura	171
10.3.2.2. Excavabilidad.....	171
10.3.2.3. Sostenimiento primario de la cavidad	171
10.3.2.4. Medidas preventivas de estabilización	172
10.3.2.5. Presencia de Hidrocarburos.....	172
10.4. SECTOR 4: TÚNEL LAS MERCEDES – TAMANACO	173
10.4.1. CONDICIONES DE EXCAVACIÓN.....	173
10.4.2. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA.....	174

FIGURA 3.3. MAPA GEOLÓGICO DEL NORTE DE VENEZUELA. TOMADO DE HACKLEY ET AL. (2005), MODIFICADO DE URBANI & RODRÍGUEZ (2004). DISTRIBUCIÓN DE LAS NAPAS EN LA PARTE CENTRAL DE LA CORDILLERA DE LA COSTA. NAPAS DE LA SERRANÍA DEL LITORAL: (A) NAPA COSTERA, (B) NAPA ÁVILA, (C) NAPA CARACAS. (D) FALLAS DE LA VICTORIA. NAPAS DE LA SERRANÍA DEL INTERIOR: (E) NAPA DE CAUCAGUA- EL TINACO, (F) NAPA DE LOMA DE HIERRO, (G) NAPA DE VILLA DE CURA.	26
FIGURA 3.4. MAPA GEOLÓGICO. EN EL ÁREA ROJA SE APRECIA LA UBICACIÓN APROXIMADA DE LA ZONA DE ESTUDIO. FUENTE: CARTOGRAFÍA NACIONAL.	28
FIGURA 3.5. MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA PARA FINES INGENIERILES. EN EL ÁREA ROJA SE APRECIA LA UBICACIÓN APROXIMADA DE LA ZONA DE ESTUDIO. FUENTE: FUNVISIS.	29
FIGURA 3.6. PLANO DE UBICACIÓN RELATIVA DE LA ESTACIÓN LAS MERCEDES Y LAS PERFORACIONES ASOCIADAS.	36
FIGURA 3.7. MAPA GEOLÓGICO. EN EL CÍRCULO ROJO SE APRECIA LA UBICACIÓN APROXIMADA DE LA ZONA DE ESTUDIO. FUENTE: CARTOGRAFÍA NACIONAL.	36
FIGURA 3.8. PLANO DE UBICACIÓN RELATIVA DE LA ESTACIÓN TAMANACO Y LAS PERFORACIONES ASOCIADAS.	41
FIGURA 3.9. MAPA GEOLÓGICO. EN EL CÍRCULO ROJO SE APRECIA LA UBICACIÓN APROXIMADA DE LA ZONA DE ESTUDIO. FUENTE: CARTOGRAFÍA NACIONAL.	42
FIGURA 3.10. MAPA GEOLÓGICO. EN EL CÍRCULO ROJO SE APRECIA LA UBICACIÓN APROXIMADA DE LA ZONA DE ESTUDIO. FUENTE: CARTOGRAFÍA NACIONAL.	48
FIGURA 4.1. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA MEDICIÓN Y CÁLCULO DEL ÍNDICE RQD	56
FIGURA 5.2. REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE LOS PARÁMETROS DE LAS DISCONTINUIDADES.	73
FIGURA 5.3. MEDIDA DE LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES	74
FIGURA 5.4. MEDIDA DE ESPACIAMIENTO DE UNA DISCONTINUIDAD EN UNA CARA EXPUESTA DE UN AFLORAMIENTO.	74
FIGURA 6.1. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS ESFUERZOS SOBRE UN PLANO ..	79
FIGURA 6.2. DIFERENTES ESTADOS DE TENSIONES APLICADOS A MUESTRAS DE LABORATORIO.	82

FIGURA 6.3. CURVAS TENSIÓN-DEFORMACIÓN OBTENIDAS MEDIANTE ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAxIAL Y REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL MÓDULO DE YOUNG Y EL COEFICIENTE DE POISSON.....	83
FUENTE: MODIFICADO.....	83
FIGURA 6.4. CRITERIO LINEAL DE ROTURA DE MOHR-COULOMB Y SU ENVOLVENTE EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS NORMALES Y TANGENCIALES. FUENTE: GONZÁLEZ DE VALLEJO (2002)	86
FIGURA 6.5. ENVOLVENTES DE ROTURA DEL CRITERIO DE HOEK Y BROWN EN FUNCIÓN DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES (A) Y DE LOS ESFUERZOS NORMAL Y TANGENCIAL (B). FUENTE: GONZÁLEZ DE VALLEJO (2002)	88
FIGURA 7.1. REQUERIMIENTOS GEOMÉTRICOS PARA EL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL: A.-DIAMETRAL, B.- AXIAL, C.- BLOQUE (FUENTE: DE MARCO, 1995)....	93
FIGURA 7.2. REQUERIMIENTOS GEOMÉTRICOS PARA EL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL: BLOQUE IRREGULAR (FUENTE: DE MARCO, 1995)	94
FIGURA. 7.3 ESQUEMA DEL EQUIPO DE CARGA PUNTUAL. (FUENTE: DE MARCO, 1995)	95
FIGURA 7.4. EQUIPO DE CARGA PUNTUAL, DETALLE DE LAS PLACAS DE CARGA CÓNICAS.....	95
FIGURA 7.5. DISPOSICIÓN DE LA MUESTRA EN EL ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAxIAL	101
FIGURA 7.6. EJEMPLOS DE FRACTURAS EN MUESTRAS DE ROCA (CASTILLEJO, 1993)	103
FIGURA 7.7. ESQUEMA DEL EQUIPO DE CORTE DIRECTO, SBEL, RM-101. (FUENTE: DE MARCO, 1995	110
FIGURA 7.8. BASES PARA LA UBICACIÓN DE MUESTRAS. (FUENTE: ISRM, 1981)	111
FIGURA 8.1 METODOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS GEOLÓGICO/GEOTÉCNICOS PARA TÚNELES. GONZÁLEZ DEVALLEJO, (2002)	120
FIGURA 8.3. GRÁFICA PARA LA ESTIMACIÓN DE A DE TERZAGHI. FUENTE: DE MARCO & PERRI, (2006).....	124
FIGURA 8.4. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS VERSUS COBERTURA. FUENTE: (PERRI, 2006).....	131

FIGURA 8.5. FACTOR DE CARGAS "ALPHA" DE TERZAGHI. FUENTE: (PERRI, 2002)	133
FIGURA 10.1. DIAGRAMA DE DENSIDAD DE POLOS EN PLANOS DE DIACLASA .	179
FIGURA 10.2. DIAGRAMA DE DENSIDAD DE POLOS EN PLANOS DE FOLIACIÓN ..	180
FIGURA 10.3. ROSETAS DE BUZAMIENTO EN PLANOS DE DIACLASA.....	180
FIGURA 10.4. ROSETAS DE BUZAMIENTO EN PLANOS DE FOLIACIÓN	181
FIGURA 10.5. ORIENTACIÓN RELATIVA DE PERFILES UTILIZADOS PARA EL ANÁLISIS CINEMÁTICO DE FOSO UNEFA	182
FIGURA 10.6. PERFILES CON ORIENTACIONES DE DISCONTINUIDADES EN FUNCIÓN DE LAS PAREDES DE LOS FOSO UNEFA.....	183

INDICE DE FOTOS

FOTO 1.1.A. MÁQUINA TBM TIPO ESCUDO UTILIZADA PARA EXCAVAR TÚNELES.....	6
FOTO 1.1.B. MÁQUINA ROZADORA UTILIZADA PARA EXCAVAR TÚNELES MINEROS.....	6
FOTO 3.1. PERFORACIÓN PE-28 EN EJECUCIÓN.	39
FOTO 3.2. CAJA DE MUESTRA CON INTERVALO DE ROCA QUE ATRAVIESA LA ESTACIÓN LAS MERCEDES EN PE-30	40
FOTO 7.1. EQUIPO PARA LA REALIZACIÓN DEL ENSAYO DE CARGA PUNTUAL	94
FOTO 7.2. UBICACIÓN DE LA MUESTRA EN EQUIPO PARA ENSAYO DE CARGA PUNTUAL DIAMETRAL.....	99
FOTO 7.3. UBICACIÓN DE LA MUESTRA EN EQUIPO PARA ENSAYO DE CARGA PUNTUAL AXIAL.....	99
FOTO 7.4. MODOS DE FALLA TÍPICOS: A.- ENSAYOS DIAMETRALES, B.- ENSAYOS AXIALES, C ENSAYOS EN BLOQUES	100
FOTO 7.5. PRENSA DE CARGA Y BOMBA ELECTRO-HIDRÁULICA, MARCA STRUCTURAL BEHAVIOR LABORATORIES (SBEL), MODELO EH-1000, CON CAPACIDAD DE 120000 KG. PROPIEDAD DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS, DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE MINAS U.C.V.....	101
FOTO 7.6. EQUIPO PARA ENSAYO DE TRACCIÓN DIRECTA	107
FOTO. 7.7. EQUIPO DE CORTE DIRECTO, SBEL, RM-102. LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS, U.C.V.	108
FOTO 7.8. ENSAYO DE DETERMINACIÓN DE CONSTANTES ELÁSTICAS POR PULSOS SÓNICOS.	113

INDICE DE TABLAS

TABLA Nº 1.1. DESCRIPCIÓN DE LOS TÚNELES DEL PROYECTO	6
TABLA 2.1. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA DE LAS PERFORACIONES	12
TABLA 2.2. DATOS SOBRE LA CAMPAÑA EXPLORATORIA	14
TABLA 3.1. TABLA DE INFORMACIÓN FORMACIÓN LAS MERCEDES	27
TABLA 3.2. DESCRIPCIÓN VISUAL PERFORACIÓN P-6	43
TABLA 3.3. DESCRIPCIÓN VISUAL PERFORACIÓN P-38	44
TABLA 3.4. DESCRIPCIÓN VISUAL PERFORACIÓN P-39	45
TABLA 3.5. DESCRIPCIÓN VISUAL PERFORACIÓN PE-40	45
TABLA 3.6- IDENTIFICACIÓN DE LAS PERFORACIONES EXPLORATORIAS	49
TABLA 4.1. ALGUNOS SISTEMAS DE CARACTERIZACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS	53
TABLA 4.2. TABLA PARA LA ESTIMACIÓN DEL GSI	55
TABLA 4.3. CLASIFICACIÓN CON RQD	58
TABLA 4.4. CUADRO RESUMEN DE LA CLASIFICACIÓN DE FLORES CALCAÑO	59
TABLA 4.5. CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN EL NÚMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	60
TABLA 4.6. CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN EL TAMAÑO DE LOS BLOQUES	61
TABLA 4.7. CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN EL TAMAÑO DE LOS BLOQUES	62
TABLA 4.8. EVALUACIÓN DEL GRADO DE METEORIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	63
TABLA 5.1. DESCRIPCIÓN DEL GRADO DE METEORIZACIÓN DE LA ROCA INTACTA	67
TABLA 5.2. CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS PARA USOS GEOTÉCNICOS	67
TABLA 5.4. TIPOS DE DISCONTINUIDADES	70
TABLA 5.5. DESCRIPCIÓN DEL ESPACIADO DE LAS DISCONTINUIDADES	75
TABLA 5.6. DESCRIPCIÓN DE LA PERSISTENCIA PARA CADA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES	76
TABLA 6.2. VALORES DE LA CONSTANTE DE HOEK, <i>M</i>	91
TABLA 7.1. CLASIFICACIÓN DE LA ROCA EN FUNCIÓN DE SU RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL	103
TABLA 7.2. TABLA DE ABRASIVIDAD	116
TABLA 7.3. CALIFICACIÓN CUANTITATIVA, CUALITATIVA Y TIPOS DE ROCAS SEGÚN EL ÍNDICE CERCHAR	117
TABLA 8.1. CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE COBERTURA PARA EL DISEÑO DE TÚNELES. HERNANDEZ, (2005)	122
TABLA 8.2. SOPORTE PRIMARIO	129
TABLA 8.3. SOPORTE PRIMARIO	129
TABLA 9.1. ENSAYOS DE MECÁNICA DE ROCAS	134

TABLA 9.2. ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS	134
TABLA 9.3. RESULTADOS PRUEBAS DE PERMEABILIDAD.....	135
TABLA 9.4. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO EN MUESTRAS DE ROCA EN ESTACIÓN BELLO MONTE	136
TABLA 9.5. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO.....	138
TABLA 9.6. DETALLES DE LA COBERTURA DEL TÚNEL EN ESTACIÓN BELLO MONTE	138
TABLA 9.7. ENSAYOS DE LABORATORIO EN SUELOS A MUESTRAS TÚNEL BELLO MONTE - LAS MERCEDES.....	139
TABLA 9.8. ENSAYOS DE LABORATORIO EN ROCAS A MUESTRAS TÚNEL BELLO MONTE - LAS MERCEDES	139
TABLA 9.9. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO.....	141
TABLA 9.10. DETALLES DE PROFUNDIDAD DEL TÚNEL EN TÚNEL BELLO MONTE - LAS MERCEDES	142
TABLA 9.11. ENSAYOS DE LABORATORIO EN SUELOS A MUESTRAS ESTACIÓN LAS MERCEDES	143
TABLA 9.12. ENSAYOS DE LABORATORIO EN ROCAS A MUESTRAS ESTACIÓN LAS MERCEDES	143
TABLA 9.13. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO.....	146
TABLA 9.14. DETALLES DE LAS COBERTURAS DEL TÚNEL EN ESTACIÓN LAS MERCEDES	146
TABLA 9.15. ENSAYOS DE LABORATORIO EN SUELOS A MUESTRAS TÚNEL LAS MERCEDES - TAMANACO.....	147
TABLA 9.16. PROPIEDADES DE LOS SUELOS EN FUNCIÓN DEL ENSAYO SPT	149
TABLA 9.17. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO.....	150
TABLA 9.18. DETALLES DE LAS COBERTURAS DEL TÚNEL EN TÚNEL LAS MERCEDES - TAMANACO.....	150
TABLA 9.19. ENSAYOS DE LABORATORIO EN SUELOS A MUESTRAS ESTACIÓN TAMANACO	151
TABLA 9.20. ENSAYOS DE LABORATORIO EN ROCAS A MUESTRAS ESTACIÓN TAMANACO	152
TABLA 9.21. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO.....	154
TABLA 9.22. DETALLES DE PROFUNDIDAD DEL TÚNEL EN ESTACIÓN TAMANACO	154
TABLA 9.23. ENSAYOS DE LABORATORIO EN SUELOS A MUESTRAS TÚNEL TAMANACO – FOSO UNEFA.....	155
TABLA 9.24. ENSAYOS DE LABORATORIO EN ROCAS A MUESTRAS TÚNEL TAMANACO – FOSO UNEFA	155
TABLA 9.25. PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO.....	158
TABLA 9.26. DETALLES DE LA COBERTURA DEL TÚNEL TAMANACO – FOSO UNEFA.....	158
TABLA 9.27. ENSAYOS DE LABORATORIO EN SUELOS A MUESTRAS FOSO UNEFA.....	159

TABLA 9.28. ENSAYOS DE LABORATORIO EN ROCAS A MUESTRAS FOSO UNEFA.....	159
TABLA 9.28. ENSAYOS DE LABORATORIO EN ROCAS A MUESTRAS FOSO UNEFA. CONTINUACIÓN	160
TABLA 9.29. VALORES DE COMPRESIÓN POR DISTINTOS MÉTODOS	163
TABLA 9.30. RECUPERACIÓN, RQD Y Jv	164
TABLA 9.32 LÍMITE DE COBERTERA DETERMINADOS Y REPRESENTADOS EN EL PERFIL DE SECTORIZACIÓN.....	165
TABLA 9.33. DEFINICIÓN DE COBERTURA Y SOSTENIMIENTO PRIMARIOS, DETERMINADOS Y REPRESENTADOS EN EL PERFIL DE SECTORIZACIÓN.....	167
TABLA 10.1. DATOS LEVANTAMIENTO GEOLÓGICO DE SUPERFICIE EN SECTOR FOSO UNEFA	178

CAPITULO I

1.1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente Trabajo Especial de Grado consiste en caracterizar geomecánicamente los materiales constituyentes del subsuelo a largo del trazado propuesto para el túnel, en el tramo Bello Monte – Chuao, a fin de evaluar las secciones críticas del túnel del sistema subterráneo.

Para el desarrollo del trabajo, se planteo el reconocimiento de las variables de diseño del proyecto, tales como, trazado y sección estimada, así como, la revisión de la información bibliográfica y documentos disponibles en cuanto a la geología regional, mapas geológicos, informes geotécnicos del área en estudio, entre otros. Por otra parte, se realizará la interpretación fotogeológica, con el propósito de correlacionarla con los datos geológicos, y de esta manera, construir un modelo en el que se establezca una configuración litológica del tramo de estudio.

Otro de los objetivos específicos, consiste en determinar las propiedades geomecánicas de los materiales provenientes de las perforaciones exploratorias, mediante la realización de pruebas de laboratorio normativas, tales como, ensayos de carga puntual, compresión sin confinar en rocas, resistencia a la tracción (ensayo brasilero), resistencia al corte en discontinuidades, densidad volumétrica, absorción, velocidades de ondas de corte y compresión, así como, análisis petrográfico de secciones finas de las muestras más representativas.

Esta data se evaluará con el propósito de obtener los parámetros que se emplearán en la caracterización geomecánica, de la cual se derivan las recomendaciones de los métodos de excavación y sostenimiento primario de mejor adaptación a las condiciones particulares del proyecto.

Los procedimientos usados para elaborar los proyectos de túneles, parten de la sectorización del túnel en tramos o sectores geomecánicamente y macroscópicamente homogéneos, para los cuales luego se procede a determinar o inferir las propiedades geotécnicas de macizo rocoso, finalmente se diseña el método de excavación y el soporte necesario para garantizar la estabilidad del túnel

Los resultados de este trabajo constituyen la fase inicial del proyecto, en el que el estudio geológico y las investigaciones geotécnicas son determinantes para garantizar un diseño inicial basado en la seguridad, eficiencia y la economía.

Cabe señalar que, para el diseño geotécnico de túneles es indispensable contar con la información obtenida durante el proceso de excavación, la cual, sirve como elemento importante en el ajuste del diseño definitivo, donde se toman en cuenta todas las variables, tanto geotécnicas como las tipo constructivo.

Como principales limitaciones se tienen, la falta de control en cuanto a la ubicación, cantidad y proceso de ejecución de muestreos exploratorios realizados por parte de contratistas, los cuales, pueden introducir un alto margen de error en las estimaciones a realizar. Por otra parte, la alta densidad de construcciones desarrolladas en el área de estudio, impiden realizar una geología de superficie transparente, por lo que, se emplearán métodos indirectos basados en la fotointerpretación y revisión de documentación técnica geológica y geotécnica que permitan desarrollar una configuración litológica confiable.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Caracterizar geomecánicamente los materiales constituyentes del subsuelo a largo del trazado del tramo Bello Monte – Chuao (UNEFA).

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar el suelo y el macizo rocoso (Trazado, sección estimada, perforaciones).
- Realizar el estudio e interpretación fotogeológica del área de la zona.
- Realizar ensayos de laboratorio a las muestras recolectadas para caracterizar el macizo rocoso.
- Clasificar geomecánicamente el macizo rocoso y el suelo de las perforaciones exploratorias realizadas a lo largo del tramo.
- Modelar la configuración litológica del tramo en estudio.
- Recomendar los métodos de excavación a utilizar y sostenimiento primario del túnel

1.3. ALCANCE

La investigación se limitará a resolver el problema de la caracterización geomecánica de las rocas y suelos comprendida entre el tramo que va desde Bello Monte-Chuao, dando a conocer los resultados de la investigación geotécnica realizada entre las progresivas 19+700 en y 22+925 sobre el tramo correspondiente a la Línea 5 del Metro de Caracas, para la caracterización geomecánica de los suelos que comprenden el subsuelo y del macizo rocoso encontrado en profundidad, además de definir las condiciones de excavación de las estaciones y túneles. Por lo cual, los resultados obtenidos se utilizarán en la planificación y diseño del Perfil del túnel.

1.4. PROYECTO LÍNEA 5 DEL METRO DE CARACAS

Este proyecto de transporte masivo, el cual posee una longitud de 7,5 kilómetros y obras complementarias de desarrollo urbano, tiene como propósito el traslado de entre 227 a 300 mil pasajeros por día, para quienes esta construcción logrará acortar los tiempos y ofrecer mayor comodidad al momento de trasladarse

Con dicho proyecto se busca el avance en la configuración de una red equilibrada (flexible) de transporte público masivo en la ciudad, que permita una distribución eficiente de los volúmenes de viaje y una adecuada integración con el resto del transporte, descongestionando la Línea 1 del Metro de Caracas en especial las Estaciones Plaza Venezuela, Sabana Grande, Chacaíto y Altamira. Para este fin se ha establecido la necesidad de realizar 6 nuevas estaciones que se unirá a 2 ya existentes en la actualidad. Las nuevas estaciones serán: Bello Monte, Las Mercedes, Tamanaco, Chuao, Bello Campo y Parque del Este II; las cuales se unirán al sistema ya existente mediante su integración a las estaciones Parque del Este (de la Línea 1) y Zona Rental (Línea 4). En la figura 1.1 se muestra el recorrido de la Línea 5 del Metro de Caracas .



Figura 1.1. Ruta línea 5 metro de Caracas

Fuente: www.cvc.com.ve/portal/docs_revistas/383/linea%205%20metro

El proyecto de la Línea 5 del Metro de Caracas incluye la construcción de dos túneles gemelos y de seis estaciones. La justificación correspondiente a este Trabajo incluye el estudio del subsuelo en las estaciones Bello Monte, Las Mercedes y Tamanaco, los fosos de acceso ubicados en Chuao y los túneles asociados a ellos abarcando un total de 3225 m de longitud.

La excavación de los túneles se realizará utilizando máquinas TBM tipo escudo (Tunnel Boring Machine), las cuales contarán con la tecnología EPB (Earth Pressure Balanced), técnica aprovechada para trabajar con presión en el frente con el fin de garantizar su estabilidad. La metodología para la excavación de las estaciones y de los fosos de acceso aún no ha sido definida a cabalidad, pero se estima que podría hacerse utilizando técnicas de excavación de túneles mineros apoyándose en el empleo de máquinas rozadoras.

Para la ejecución de las estaciones se ha previsto la construcción de fosos de acceso ubicados lateralmente al cuerpo de la estación, que servirán para la incorporación de todos los equipos y maquinarias para los trabajos subterráneos y estarán conectados a este mediante una galería de acceso.

Los fosos ubicados en Chuao constituyen dos accesos verticales de sección circular de 25 m de diámetro que permitirán introducir las máquinas excavadoras hasta la rasante del túnel entre 34 y 37 m de profundidad.

En la Foto 1.1 se muestra el tipo de maquinarias previstas para la excavación de los túneles gemelos y de los túneles mineros



Foto 1.1.a. Máquina TBM tipo escudo utilizada para excavar túneles.

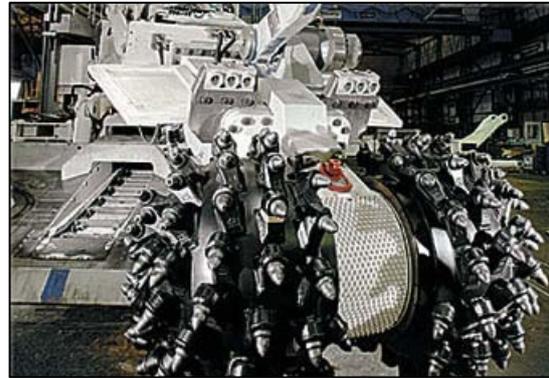


Foto 1.1.b. Máquina Rozadora utilizada para excavar túneles mineros.

En la Tabla N° 1.1 se muestran los datos correspondientes a los túneles gemelos excavados con TBM.

Tabla N° 1.1. Descripción de los túneles del proyecto

Número de Tubos	2
Longitud de los túneles (m)	3225

Pendiente	Variable
Sección de excavación	
Diámetro interior del túnel	5,8 m
Diámetro de excavación	

1.5. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

En un contexto regional el área se encuentra ubicada en Caracas, Venezuela. Específicamente en la faja sur de la cordillera de la Costa. (Figura 1.2)



Figura 1.2. Ubicación Relativa del área de estudio.

1.5.1. EXTENSIÓN

El tramo se extiende desde la Estación Bello Monte, ubicado en las cercanías del Edificio de la Alcaldía del Municipio Baruta, siguiendo por la Avenida Principal de Las Mercedes a través de las Estaciones Las Mercedes y Tamanaco, para finalizar después de una curva hacia el norte en los Fosos UNEFA ubicados en Chuao. Toda el área de estudio se encuentra dentro del Municipio Baruta.

El área en consideración para este proyecto comienza en la Progresiva 19+700 en las cercanías de la perforación PE-14 y culmina en la progresiva 22+925 en las cercanías de la perforación PF-1 localizada en el área de los Fosos UNEFA, abarcando aproximadamente 3225 m a lo largo del alineamiento del túnel. Esta ubicación se puede observar detalladamente en el Figura 1.3 y en el anexo 5 donde se presenta un plano de planta que incluye la zona en referencia.



Figura 1.3. Tramo de Trabajo. Fuente:googleearth

1.6 ANTECEDENTES

- Marcano, F. (1974) Estudió el Esquisto de Las Brisas basándose en las características micropetrográficas, físicas y mecánicas, con el fin de conocer las características composicionales y texturales de acuerdo con el grado de meteorización, relacionándolo con las propiedades físicas y mecánicas del material litológico
- Truzman, M. (1990) Realizó una descripción de perfil de meteorización de algunas rocas del área metropolitana de Caracas
- Carvallo, X. (2000) realizó una caracterización del perfil de meteorización en algunas rocas de la Formación Las Mercedes, grupo Caracas; definiendo las características litiológicas de las capas aflorantes, así como el suelo residual, coluvión, capa vegetal, particularmente en términos de espesor, granulometría, textura color y estructura; este perfil fue comparado con los perfiles típicos de meteorización propuesto por Deere y Patton (1971)
- Tovar, M. (2005) Realizó un estudio geológico-geotécnico, basado en la caracterización de suelos residuales, en las zonas de influencia del área metropolitana de Caracas, para esto se describieron y caracterizaron geológicamente los suelos residuales naturales e imperturbados del perfil de meteorización de las rocas correspondientes a lo *esquistos de la Brisas* y de *Las Mercedes* correspondientes a la asociación sedimentaria Caracas, para así determinar el comportamiento geotécnico de la asociación anteriormente mencionada.
- Orpeza y Zambrano (2007) Elaboraron una base de datos de geología urbana para fines de microzonificación sísmica para la ciudad de Caracas, que surgió de la necesidad de disponer de una base geológica del asiento aluvial de la ciudad de Caracas

CAPÍTULO II

METODOLOGIA

La caracterización geomecánica del tramo de trabajo de trabajo, se realizó principalmente en cuatro etapas:

- Recopilación bibliográfica
- Trabajo de Campo
- Muestreo
- Ensayos de laboratorio
- Trabajo de oficina

2.1. RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA

Esta etapa consistió en la recopilación de información acerca de la geología de la zona, tanto a nivel regional como a nivel local, para este fin se utilizaron estudios y mapas geológicos de Caracas.

Con esta información se realizó una posterior planificación de la elaboración del proyecto con el fin de cumplir completamente con los objetivos tanto del proyecto en si como con los objetivos académicos, esto se realizó en función de plazos, recursos, entre otros factores.

Esta etapa también comprende la interpretación del material cartográfico como mapas y fotografías aéreas de la zona de estudio a continuación se dan las especificaciones de dicho material:

Fotografías aéreas: misión 030491 a escala 1:10.000, numero 060, 061 del año 1991 y la misión 030198 a escala 1:25000 5289 – 5291 del año 1998

2.2 TRABAJO DE CAMPO

El trabajo de campo se basa en la descripción geológica con fines geotécnicos de las rocas del macizo y de su descripción como un conjunto. Para el caso particular de este proyecto se realizó un solo levantamiento en el área correspondiente al foso UNEFA

Previo recorrido de la zona de levantamiento con el cual se pudieron visualizar ciertos rasgos o características importantes tanto topográficos como de relieve, el trabajo de campo fue realizado en cuatro etapas:

1. **Descripción General y Zonificación:** Se procedió a realizar una descripción geológica que incluye, identificar litologías, estructuras, zonas alteradas y meteorizadas e identificar presencia de agua. Una vez ya identificado todo lo anterior se procede a realizar la división en zonas en base a criterios tanto litológicos como estructurales, tomando en consideración los sectores macroscópicamente homogéneos, posteriormente se identifican las zonas que no se repiten en el macizo rocoso pero que afectan el comportamiento mecánico de este, estas pueden ser fallas, brechas, diques, zonas de flujo de agua entre otras
2. **Caracterización del suelo y de la Matriz Rocosa:** Consiste en la identificación de las características del suelo y del material rocoso, mediante un análisis visual suelo y roca, para identificar características tales como, mineralogía, textura y color. Con estos datos se puede establecer tanto el grado de meteorización como una estimación de la resistencia de la matriz rocosa.
3. **Descripción de discontinuidades:** Para clasificar las familias de dichas discontinuidades se utilizaron los parámetros de orientación, espaciado, continuidad, rugosidad, resistencia de las paredes, abertura, relleno y filtraciones.
4. **Caracterización Global de Macizo Rocoso:** esta caracterización se realiza en función de la descripción de los componentes del macizo, la matriz rocosa,

discontinuidades, familias número y orientación de las mismas, grado de meteorización, tamaño de bloque e intensidad de las fracturaciones.

2.3. MUESTREO

Fueron ejecutadas para este estudio 40 perforaciones, en las que se lleva a cabo el ensayo de campo de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés), que consiste en dejar caer un martillo de 140 lbs. de peso desde una altura de 76 cm sobre una cabeza de golpeo que hace penetrar una cuchara hueca que recupera las muestras de suelo para conocer su resistencia. En aquellas condiciones en las que la resistencia del terreno superaba los 80 golpes se suspendió el sistema de ensayo por percusión y se continuó la perforación por rotación.

Los sondeos representan un total de 1573,5 m lineales de perforación, cuyas características topográficas se pueden detallar en la Tabla 2.1

Tabla 2.1. Información topográfica de las perforaciones

Estación	Perforaciones	COORDENADAS LEVANTADAS EN CAMPO		
		N	E	Cota (terreno)
Bello Monte	PE-14	-1809,997	6567,646	853,465
	PE-15	-1825,883	6600,833	853,337
	PE-16	-1802,473	6662,795	851,767
	PE-17	-1821,885	6671,455	852,050
	PE-18	-1829,450	6757,138	851,710
Tramo Bello Monte - Las Mercedes	PE-19	-1830,977	6876,869	852,131
	PE-20	-1813,034	6994,014	852,515
Estación	Perforaciones	COORDENADAS LEVANTADAS EN CAMPO		
		N	E	Cota (terreno)
Tramo Bello Monte - Las Mercedes	PE-21	-1805,617	7049,577	852,317
	PE-22	-1800,101	7125,364	851,874

	P-8	-1828,059	7217,730	851,264
	PE-23	-1832,642	7320,323	850,372
	PE-24	-1846,775	7411,285	849,936
Las Mercedes	PE-26	-1901,971	7622,706	850,077
	PE-27	-2024,548	7725,032	849,225
	PE-28	-2040,055	7705,753	849,500
	PE-29	-2117,011	7784,926	848,179
	PE-30	-2131,713	7838,181	847,718
Tramo Las Mercedes - Tamanaco	PE-32	-2224,675	7908,100	846,527
	PE-33	-2310,279	7992,280	845,331
	PE-35	-2424,168	8104,907	844,742
	PE-36	-2460,518	8193,862	843,713
Tamanaco	PE-37	-2532,159	8232,315	843,968
	P-6	-2555,894	8291,116	842,865
	PE-38A	-2612,231	8319,305	844,276
	PE-38	-2625,013	8364,333	844,764
	PE-39	-2629,871	8333,154	844,734
	PE-40	-2697,244	8409,373	845,592
	PE-41	-2720,864	8474,689	846,176
Tramo Tamanaco - Trinchera UNEFA	PE-42	-2758,806	8530,665	847,846
	PE-43	-2848,753	8528,849	852,300
	PE-44	-2870,266	8783,779	872,002
Estación	Perforaciones	COORDENADAS LEVANTADAS EN CAMPO		
		N	E	Cota (terreno)
Tramo Tamanaco - Trinchera UNEFA	PE-45	-2778,514	8750,769	857,180
	PE-47	-2794,936	8922,359	884,600

	PE-48	-2685,927	8911,117	855,488
	PE-49	-2581,815	8961,634	857,426
	PF-1	-2425,122	8968,586	859,648
	PF-2	-2478,014	8960,885	849,356
	PF-3	-2491,541	8971,624	857,940
	PF-4	*	*	*
	PE-50	-2452,169	8988,521	858,970

*Datos no disponibles hasta la fecha. Se trabajó con la ubicación aproximada.

En resumen se muestra la tabla 2.2 que representa las características más resaltantes del programa de sondeos exploratorios.

Tabla 2.2. Datos sobre la campaña exploratoria

Número de sondeos	40
Metros lineales perforados	1573,5 m
Sondeo más profundo	70 m de profundidad en PE-47
Método de perforación	Percusión - Rotación
Duración de la campaña	Enero 2007 - Septiembre 2007
Meses de trabajo	9
Densidad de sondeo	Cada 1,00 m en promedio

2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de determinar los parámetros de resistencia de la matriz rocosa, se realizaron ensayos geotécnicos de laboratorio a las muestras de roca, extraídas como núcleos provenientes de las perforaciones, los ensayos son los siguientes:

Ensayos en rocas:

- Análisis petrográfico

- Carga puntual
- Compresión simple
- Tracción indirecta o brasilero
- Ensayo Corte directo
- Ultrasónico
- Absorción y Densidad

Ensayos en suelos:

- Granulometría
- Límites de consistencia
- Compresión
- Cortes

2.5. TRABAJO DE OFICINA

Consiste en la organización y procesamiento de datos obtenidos y en la evaluación de los parámetros geológicos y geomecánicos del área de estudio como son: litología, fallas, principales discontinuidades, ubicación de las perforaciones, clasificación geomecánica de cada tramo, tipos de soporte y métodos de excavación.

En esta fase del trabajo también se desarrollarán las conclusiones y recomendaciones pertinentes del estudio geológico-geomecánico.

CAPITULO III

MARCO GEOGRÁFICO

3.1. CONSIDERACIONES GENERALES

El área metropolitana de Caracas se sitúa dentro de una depresión asimétrica de origen tectónico, a los pies del Parque del Ávila, drenada por el río Guaire y está caracterizada por un paisaje mixto, donde predomina el paisaje suave en la cual se asienta la mayor parte de la ciudad y está rodeada de zonas de paisaje abrupto.

SINGER (1977) plantea los elementos del paisaje correspondientes a valles alvéolos, cerros convexos parientes de las “medias naranjas” brasileras, así como las espesas formaciones residuales que acompañan a tales modelados. Estas últimas podrían constituir una herencia morfoclimática atribuida generalmente a climas tropicales húmedos del Plioceno.

URBANI & RODRÍGUEZ (2004), plantean que la cartografía de esta Serranía queda totalmente subdividida en tres napas: Costera, Ávila y Caracas, desde Cabo Codera al Este hasta el estado Yaracuy.

3.2. CLIMA

El clima del Área Metropolitana de Caracas, donde se localiza la zona de estudio es de tipo intertropical de montaña, oscilando entre cálido y templado, distinguiéndose dos periodos predominantes:

- Un periodo de sequía entre los meses de Diciembre y Abril
- Un periodo lluvioso que va desde Mayo a Noviembre

En Caracas pueden presentarse, aunque en raras ocasiones, tormentas de granizo mientras que las tormentas eléctricas son mucho más frecuentes, especialmente entre junio y octubre, por su condición de valle cerrado y por la acción orográfica del Ávila.

Según Tovar (2005) el factor climático es el que rige el proceso de alteración y disgregación mecánica de las rocas, ya que la naturaleza de la alteración cambia considerablemente con el clima, el cual es un componente de agentes atmosféricos que al transgredir el material rocoso trae consigo la formación de la capa superficial del suelo

3.3. PRECIPITACIÓN

La caracterización de las precipitaciones en Caracas se puede obtener a través de la carta de precipitación media anual en milímetros, observándose allí precipitaciones que varían entre los 900 y 1300 mm anuales, en el valle de Caracas (Área Metropolitana), y hasta los 2000 mm en algunas partes de la Cordillera

Basándose en los datos mensuales registrados, se evidencia la existencia de una temporada lluviosa, entre los meses de mayo y noviembre, cuando ocurre la mayor precipitación anual, lo contrario ocurre en la temporada de los meses de enero a marzo.

3.4. TEMPERATURA

La información suministrada por la carta de temperatura promedio anual (1973-2004) muestra una temperatura media anual de 23 C. alcanzando una mínima media de 14° en diciembre y una máxima media de 27° en agosto.

3.5. VIENTOS

Los vientos dominantes son los de SSE, con una media durante el año de 1,7 m/s, con las máximas velocidades en los meses de enero hasta junio,

correlativamente con la temporada de sequía, cuando aumenta el porcentaje de ventisca y a principio de junio donde este porcentaje decrece, a causa del comienzo de la temperatura lluviosa.

3.6. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

El valle de Caracas debe su envolvente topográfica al dominio del control morfoestructural, como consecuencia de la actividad tectónica entre las placas caribeña y suramericana. La manifestación de trazas de falla activas existe hacia los límites norte de los asentamientos urbanos de la Cordillera de la Costa, denominadas sistemas de fallas de San Sebastián y Tacagua-El Ávila (ver figura). La primera, es de carácter regional, con una longitud aproximada de 300 Km. y pertenece al megasistema de accidentes estructurales de tipo transcurrentes dextral. Por extenderse en el lecho marino, desde Puerto Cabello hasta la Fosa de Cariaco, su traza es menos conocida. En el año 1984, FUNVISIS le asignó una magnitud máxima probable de 7,7 a 7,8, según la escala de Richter, con una velocidad de desplazamiento entre las placas aproximadas de 3 a 5 mm/año, según Audemard et al, (2000). Se le atribuyen a este sistema los terremotos de los años 1812, 1900 y 1967.

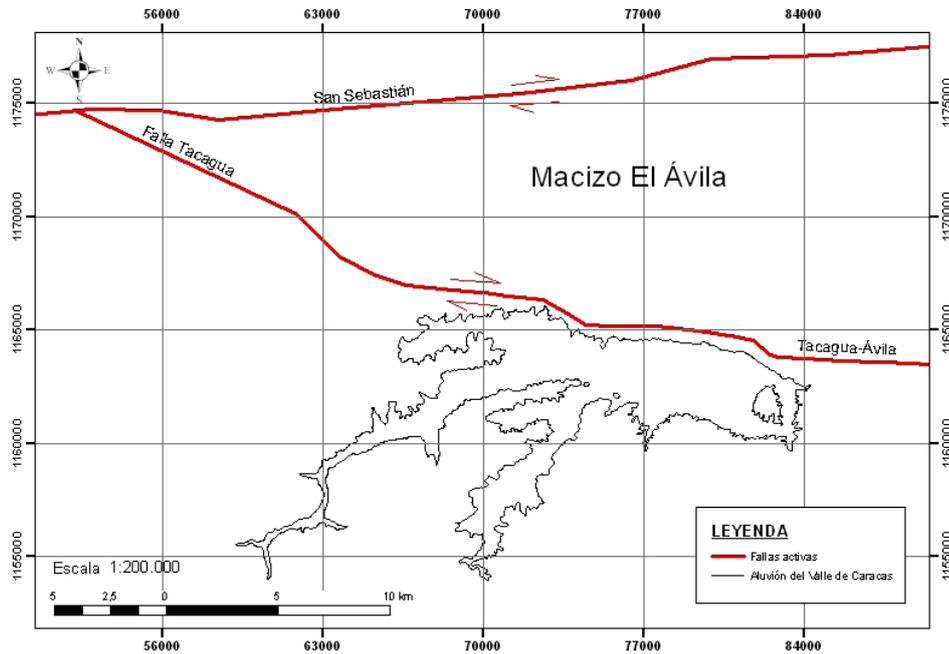


Figura 3.1. Fallas activas del Valle de Caracas (URBANI & RODRIGUEZ, 2004)
Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO (2007).

El sistema de fallas Tacagua-El Ávila domina el faldeo sur del Ávila, a lo largo de la cota mil y es de tipo transcurrete dextral con componente vertical inversa.

Esta se encuentra cartografiada en el Mapa de Unidades depositacionales SINGER et al. (2006) (ver figura). La geometría y deformaciones de los depósitos aluviales del Valle de Caracas, son controladas por este sistema, generando depresiones tectónicas anómalas del basamento, como ocurre en San Bernardino y Los palos Grandes. Por estar ubicada en las inmediaciones del área, representa la fuente sísmica de mayor relevancia en cuanto a riesgo, aunque no se a localizado evidencias cosísmicas de actividad reciente. FUNVISIS (1984-1988) estima un sismo máximo probable de magnitud 6,8 según la escala de Richter, Audemard et al. (2000) refiere una velocidad de desplazamiento de la falla de 0,4 mm/año.

Según lo anterior, el riesgo de la zona en estudio ante eventos sísmicos es elevado, no solo por la conformación de grandes espesores de depósitos aluviales no

consolidados que tiende a amplificar las aceleraciones de las ondas sísmicas, como es el caso de Los Palos Grandes, cuya profundidad se encuentra hasta 300 m, sino también, porque la estructuras generadoras de sismos localizan cercanas a los centros poblados. En este sentido, la planificación urbana debe estar orientada a considerar todos los factores de riesgo geológico, a fin de reducir la vulnerabilidad de los servicios públicos y privados, que redundan en seguridad y bienestar de los habitantes de la ciudad de Caracas.

Entre otras estructuras geológicas de importancia existentes en la zona de estudio, se tiene el Sinclinal del Cementerio y el Anticlinal de Baruta cartografiada originalmente por DENGO (1951), y luego por URBANI Y RODRIGUEZ (2004) , los cuales, definen la orientación espacial aproximada de las discontinuidades del maciso rocoso. CARABALLO (2000) realizó la medición y procesamiento de la data sobre las tendencias de orientación de las principales estructuras planares identificadas en campo, tales como foliación y diaclasa. Los primeros muestran una orientación preferencial NE con buzamiento hacia el norte.

3.7. GEOMORFOLOGÍA

3.7.1. UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS

Oropeza y Zambrano (2007) en su trabajo de grado establecen cinco unidades Geomorfológicas que se discriminaron a partir de las unidades cuaternarias cartografiadas, cuya separación se obtuvo a partir de su expresión foto-geomorfológica en las vistas aéreas de 1936-1939. Estas cinco unidades son: (1) La planicie aluvial holocena de los ríos Guaire y Valle. (2) Los abanicos torrenciales pleistocenos, (3) La cuenca lacustre pleistocena Q₁ en el Rincón del Valle-ElCementerio, (4) La depresión alveolar Q₄-Q₃ de Catia, (5) Las terrazas de descarga Q₁-Q_{ob}(?). Para efectos de este trabajo se dará descripción a las unidades presentes en la zona de estudio

a) Planicie aluvial holocena

Esta unidad reúne las áreas más deprimidas del Valle de Caracas a lo largo de los drenajes principales y presenta irregularidades de calibre llamativas con sucesiones de estrangulamientos y ensanchamientos laterales muy pronunciados, originados por efectos de represamiento local y de chorro impulsados por fenómenos de carga y descarga, cuyas trayectorias se encuentran subrayadas por la geometría de los bancos aluviales cartografiados en las vegas aluviales a partir de las vistas aéreas antiguas, previamente a la canalización de los drenajes principales.

b) Abanicos torrenciales pleistocenos

Esta unidad geomorfológica ocupa la parte más extensa del Valle de Caracas, entre el escarpe de falla del Ávila y la planicie aluvial holocena y constituye la expresión superficial del prisma sedimentario de espesor y geometría variables, que se encuentra alojado en la depresión de ángulo de falla asimétrica.

Esta unidad evidencia un profundo contraste de expresión geomorfológica al este y al oeste de la Qda. Chapellín como reflejo del comportamiento neotectónico muy diferente de ambas unidades: morfología deprimida con abanicos convergentes ocultos bajo la cubierta más reciente de aludes torrenciales holocenos en la parte este subsidente del Valle de Caracas; morfología prominente de los abanicos del Pleistoceno inferior y medio deformados en rampas laterales Q3 y Q2 que cierran el Valle en dirección del río Guaire a la altura de Los Caobos.

c) “Terrazas” de descarga Q1-Qob(?)

Esta unidad de niveles de erosión y descarga aterrazados y encajados en los depósitos lacustres Q1 o en formaciones anteriores, no constituyen terrazas en el sentido estricto climato-sedimentario de este vocablo de la geomorfología aluvial, pero representan la huella palpable de las manifestaciones convulsivas de desagüe del episodio de represamiento lacustre que ocurren a final del Pleistoceno Q1 y/o a

principio del Holoceno inferior Q0b probablemente. Estos niveles sucesivos de “terrazas” de descarga y socavamiento lateral, dominan de unos metros a la llanura holocena de los drenajes principales.

El paisaje responde a dos tipos de morfología distintos, a pesar de sustentarse de acuerdo con los tipos litológicos similares, éstos debido a la alteración producidas por factores naturales que favorecidos por el clima imperante modelan el relieve.

Con el análisis geomorfológico se pretende integrar la información geológica con los procesos generados de las condiciones actuales, basado en la incidencia de las variables morfogénicas, definición de unidades geomorfológicas, intervenciones antrópicas y geoamenazas.

3.7.2. INCIDENCIAS DE LAS VARIABLES MORFOGENÉTICAS

El análisis de la evolución geomorfológica de la Cordillera de la Costa en el área de Caracas es planteada por Singer (1977). El mencionado Autor señala que los elementos del paisaje tales como valles-alvéolos, cerros convexos, así como las formaciones residuales que los acompañan, se atribuye a una herencia morfoclimática características de climas tropicales húmedos del Plioceno. También explica que las cumbres achatadas con alturas de 2000 msnm de la cadena litoral, son elementos tectónicamente desnivelados de la Meseta de Los Teques. De estos volúmenes de detritos de origen residual se acumulan en las cubetas palustres de los valles alvéolos pliocenos y son arrastrados en dirección de las fosas subsidentes vecinas, como las formaciones Tuy y Guatire, Catia, San Bernardino y Boleita. Todos estos depósitos se encuentran deformados como consecuencias de los movimientos de los bloques tectónicos durante el Cuaternario.

Por otra parte, el contraste litológico se observa en la vertiente de Caracas. El esquisto de Las Mercedes es relativamente impermeable en estado alterado a diferencia de la descomposición de las metaarenisca y esquistos cuarzo micáceos de las Brisas. Tal diferencia de potencial morfogénico define la ubicación de los

relieves residuales más importantes de la región, siendo los volúmenes blandos constituidos por el Esquisto de las Mercedes. En general, los terrenos correspondientes a los litotipos de meteorización superior a 1000-1200 msnm constituyen una zona de riesgo geológico del área Metropolitana de Caracas, así como los faldeos de la Cordillera litoral, que se encuentran sometidos a la acción recurrente de flujos torrenciales.

En los litotipos de meteorización inferiores a 1000 a 1200 msnm, los perfiles de suelo residuales, muestran espesores menores de material descompuesto por ejemplo, en el Esquito de las Mercedes, se observa que los perfiles se toman gruesos hacia el fondo de las quebradas y delgados hacia los estribos. Los suelos ferruginosos impermeables de la parte superficial explican la elevada torrencialidad que se observa en las colinas del Esquitos de las Mercedes. También son evidencia la presencia general de complejos coluvio-torrenciales edafizados cuaternarios que forman mantos espesos al pie de las colinas (El Pinar, Las Mercedes).

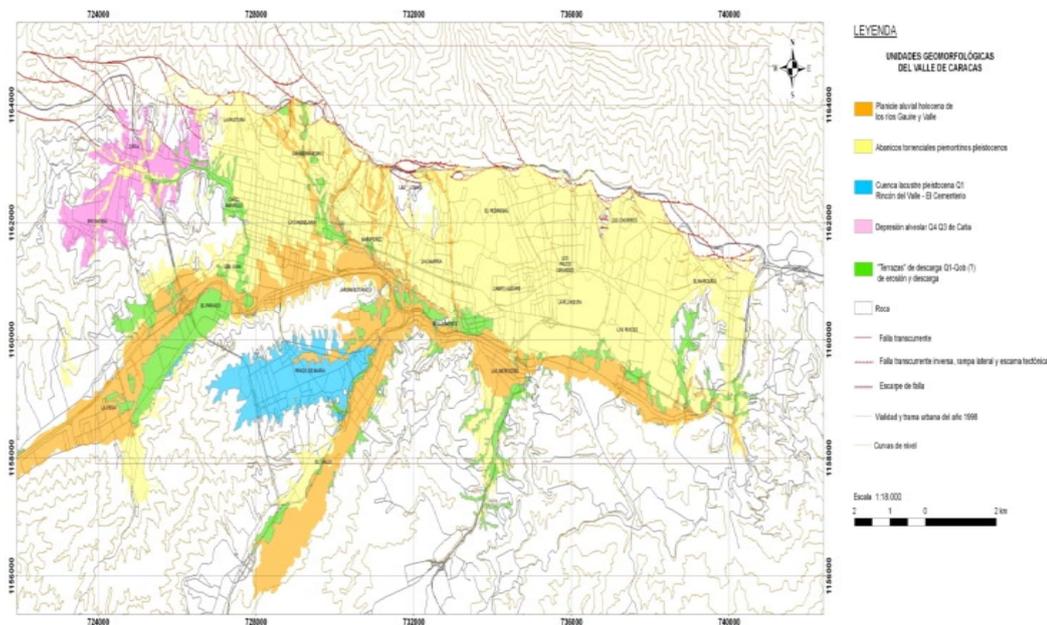


Figura 3.2. Mapa de unidades geomorfológicas del Valle de Caracas.
Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO (2007)

3.8. METAMORFISMO REGIONAL

La mineralogía del Grupo Caracas según BELL (1968) explica que, en la Faja de la Cordillera de la Costa, para el momento de su metamorfismo, se encontraba enterrada a una profundidad de unos 30 km., lo que representa una evidencia de combamiento considerable hacia la parte inferior de la zona, así mismo existen evidencias de que el grado metamórfico disminuye hacia al sur de esta faja.

MARESCH (1974) describe una distribución de las facies en el sistema Montañoso del Caribe, manifestando una clara zonación de facies metamórficas, que va de sur a norte, desde rocas no metamórficas de edad Cretácicas hasta rocas metamorfizadas en la facies de epidoto – anfíbolita en la Faja Tectónica de la Cordillera de la Costa, aislando la Faja de Villa de Cura, interpretada por el Autor como un Klippe, Pasando por la Faja de Paracotos en la facies de zeolita a prehnita – pumpellita y por la Faja de Caucagua – El Tinaco, en la facies de los esquitos verdes

3.9. GEOLOGÍA REGIONAL

El área de estudio está enmarcada dentro de lo que se conoce como Faja Tectónica de la Cordillera de la Costa, la cual está limitada al norte por el mar Caribe y al sur por el sistema de fallas de La Victoria, extendiéndose en ciertas partes al sur de dicho sistema de fallas. Según la conceptualización estructural propuesta por Beck (1985), se ubica dentro de la Napa de Caracas; litológicamente las unidades de esta Faja Tectónica constan de rocas del basamento pre-mesozoico, metasedimentos plataformales de edad jurásico-cretácico, lentes concordantes de eclogitas, anfíbolitas, serpentinitas e intrusivas de naturaleza calco-alcalina, pertenecientes a la asociación Metasedimentaria Caracas o Grupo Caracas integrada por la Formación Peña de Mora, Formación Las Brisas, Mármoles de Antimano, Formación las Mercedes y Formación Tacagua. La última fase del proceso de sedimentación de dicha asociación está relacionado a un ambiente de surco, cuando se depositaron sedimentos gradados que han sido atribuidos a desajustes locales en el borde de la

cuenca (Seiders, 1965). El Grupo Caracas está formando discordancia con un complejo ígneo- metamórfico que se conoce como Complejo Basal de Sebastopol, en la cual litológicamente predominan gneis graníticos de posible origen ígneo, de edad aproximada 425 m.a correspondiente al silúrico (datado sobre la base de Rb/Sr, para una muestra de la localidad tipo).

Algunos rasgos geomorfológicos relevantes los constituyen: El anticlinorio del Ávila, que tiene un rumbo este-oeste y se encuentra limitado por un sistema de fallas denominados sistemas de fallas de Ávila, las cuales son longitudinales y normales y están ubicadas al pie del anticlinorio; con toda esta configuración se tiene que el valle se encuentra al pie de la mencionada estructura y es esto lo que forma la zona donde se ubica el área metropolitana, al sur de la cual se encuentra el río Guaire, por el cual corren las aguas en sentido este-oeste hasta Petare, donde tuerce y cambia su dirección hacia el sur. Otras estructuras que se pueden encontrar son los anticlinales de Baruta y El Junquito, cuyo rumbo aproximado es N70E, oblicuos entre sí; la primera estructura es cerrada y asimétrica hacia el oeste, el flanco norte se encuentra volcado hacia la altura de Petare. El anticlinal del Junquito es abierto y simétrico, se complica al norte por intrusiones básicas, tectonismo y metasomatismo. Estos anticlinales se encuentran truncados hacia el norte por la zona de fallas del Ávila y entre los dos anticlinales anteriormente mencionados se encuentra el sinclinal del Cementerio, que tiene rumbo aproximado N80E; la traza hacia el norte de esta estructura parece perderse en los sedimentos aluvionales y vuelve a aparecer hacia el norte donde el sistema de fallas del Ávila lo trunca

La litología típica de los grupos litológicos que constituyen esta asociación son:

- Para el Esquisto de Las Brisas: predominan rocas esquistosas o filíticas, cuarzo - muscovítico – feldespático, ocasionalmente clorítico, así como también metareniscas y metaconglomerados también cuarzo - feldespático - micáceo.

- En el Esquisto de Las Mercedes predomina el esquisto cuarzo – calcáreo muscovítico - grafitoso, de color gris oscuro.

La tabla 3.1 muestra la compilación de los trabajos que han sido realizados por diversos autores, los cuales, han permitido una mejor descripción del material litológico para el esquisto de las *Mercedes*.

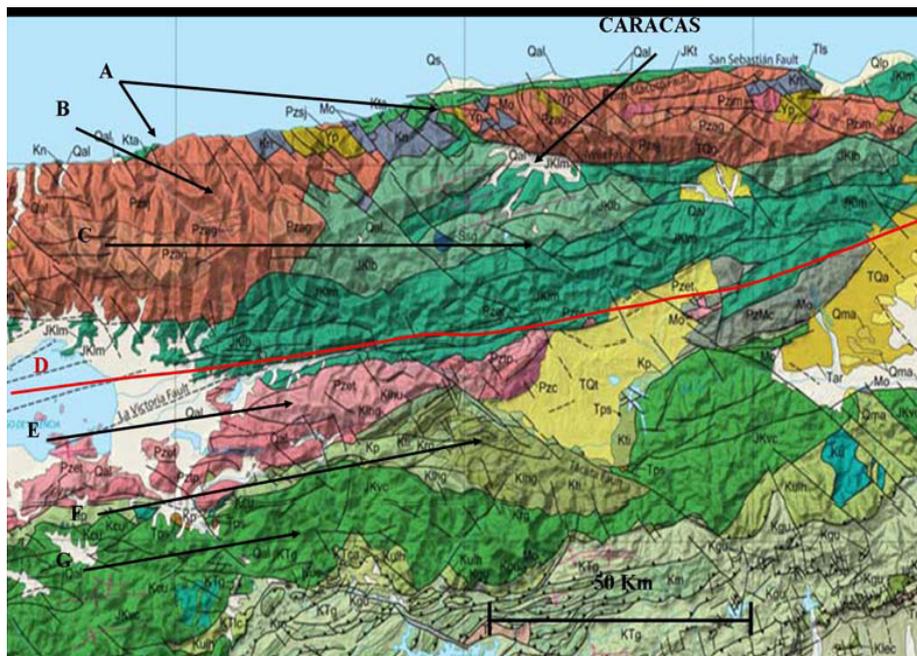


Figura 3.3. Mapa geológico del norte de Venezuela. Tomado de HACKLEY et al. (2005), modificado de URBANI & RODRÍGUEZ (2004). Distribución de las Napas en la parte central de la Cordillera de la Costa. Napas de la Serranía del Litoral: (A) Napa Costera, (B) Napa Ávila, (C) Napa Caracas. (D) Fallas de La Victoria. Napas de la Serranía del Interior: (E) Napa de Caucagua- El Tinaco, (F) Napa de Loma de Hierro, (G) Napa de Villa de Cura.

Tabla 3.1. Tabla de información Formación Las Mercedes

Año	Autor (es)	Extensión Geográfica	Localidad tipo	Litología	Edad	Contactos	Correlación
1937	Aguerrevere y Zuloaga	En toda la sección y en los flacos del maciso central de la Cordillera de la Costa, entre Carenero, Estado Miranda, hasta el Estado Cojedes	Hacienda Las Mercedes (este de Caracas)	Parte superior esquistos calcáreo con zonas arenosa y grafitosa, micaceas con vetas de calcita. Parte inferior (fases de los colorado) Calizas oscuras en capas delgadas intensamente plegadas	Cretácico por correlación con roca sin metamorfizar	Por debajo concordante al conglomerado calcáreo de Zenda, del Esquisto de Las Brisas	Por su similitud óptica, se presume equivalente al Esquisto de Azoa en el Estado Yaracuy, así como el Esquisto de Carúpano, en la Península de Paría. Agerrevere y Zuloaga (1937) y Werhmann (1972), la correlación tentativa con la Formación La Luna y Querecual, inclusive Navarro et al. (1988) afirman que la única diferencia entre las unidades litoestratigráfica "Formación Las Mercedes" y "Grupo Guayuta" lo constituye el metamorfismo, ya que representan facies semejante en el tiempo y ambiente. También ha sido correlacionada con la Unidad No-Feldespática del Grupo Juan Griego en la isla de Margarita (Vignali, 1979) Werhmann (op cit.) se pronuncia por una similitud por las formaciones La Luna y Querecual
1952	Dengo		Área de Caracas	Esquistos calcáreos-cuarzo-muscovítico-cloritico y grafitoso	Mesozoico	Se correlaciona parcialmente o totalmente con el Esquisto de Las Brisas	
1965	Seiders		Miranda Central	Metaconglomerado, metaarenisca puras, grauvacas y filitas negras calcáreas	Cretácico-Jurásico	Señala con el contacto con el Esquisto de chuspita posiblemente transicional	
1975	Werhmann		Propone una sección de referencia en la carretera Petare-Santa Mónica	Metaconglomerado cuarzoso y capas delgadas en la base, hacia el tope se hacen cada vez mas cuarzoso y menos calcáreos		Concordante con el Mármol de Antemano o en ausencia de esta con el Esquisto de Las Brisas	
2000/2002	Urbani		Antigua hacienda Las Mercedes al oeste de Caracas, hoy urbanización Las Mercedes y Valle arriba, autopista Caracas-La Guaira	Esquistos calcáreos-cuarzo-muscovítico- grafitoso de color gris oscuro	Mesozoico-Jurásico-Cretácico	De tipo tectónico con respecto al Esquisto de Las Brisas	

3.10. GEOLOGÍA LOCAL

En la zona de estudio se encuentran unos depósitos aluviales cuaternarios compuestos por los sedimentos transportados por el Río Guaire y por su afluente, la Quebrada Baruta, comprendiendo depósitos de canal y de llanura de inundación de los mismos. Estos depósitos incluyen materiales provenientes de las rocas que conforman el basamento metamórfico representado por las formaciones Las Mercedes y Las Brisas, con una energía de transporte variable, ya que se encuentran materiales finos como arcillas y limos hasta suelos gravosos con partículas tamaño peñones.

Estos depósitos sedimentarios se encuentran descansando sobre el basamento metamórfico que se puede observar aflorando en algunas zonas dentro del área de estudio, las cuales son pertenecientes a La Formación Las Mercedes, principalmente esquistos calcáreos cuarzo grafitosos de grano medio a fino. En la Figura 3.4 se aprecia que los sedimentos recientes reposan sobre las rocas pertenecientes a la Formación Las Mercedes en las adyacencias del trazado del túnel.

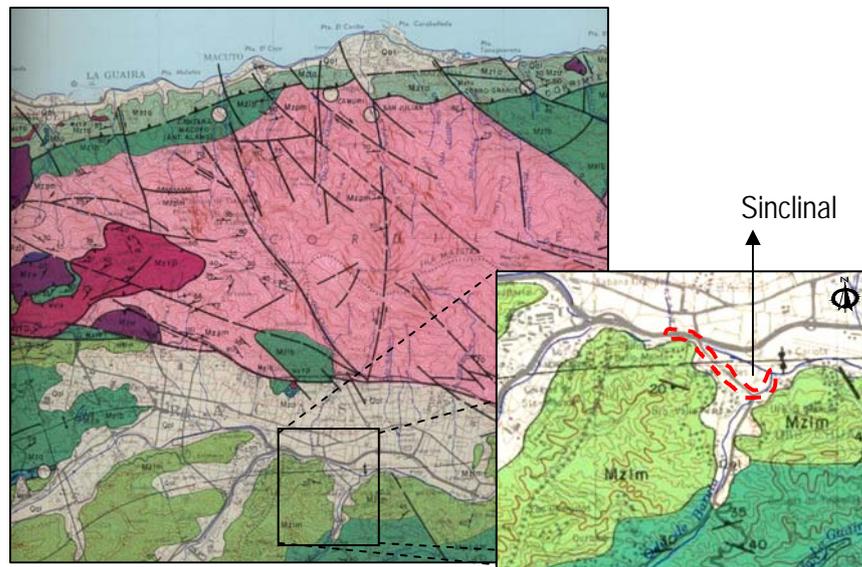


Figura 3.4. Mapa Geológico. En el área roja se aprecia la ubicación aproximada de la zona de estudio. Fuente: Cartografía Nacional.

En este mapa se observa el eje de un sinclinal inferido que atraviesa la zona de estudio aproximadamente en el tramo de túnel que va de la Estación Las Mercedes a la Estación Tamanaco.

Ya que la zona de estudio se encuentra en el Municipio Baruta, en el valle de Caracas, su zonificación sísmica corresponde a una aceleración horizontal de 0,30 g, representativo de un elevado riesgo sísmico, correspondiente a la Zona 5 propuesta por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS, 2001), considerando la Norma COVENIN, cuyo mapa se puede apreciar en la Figura 3.5.

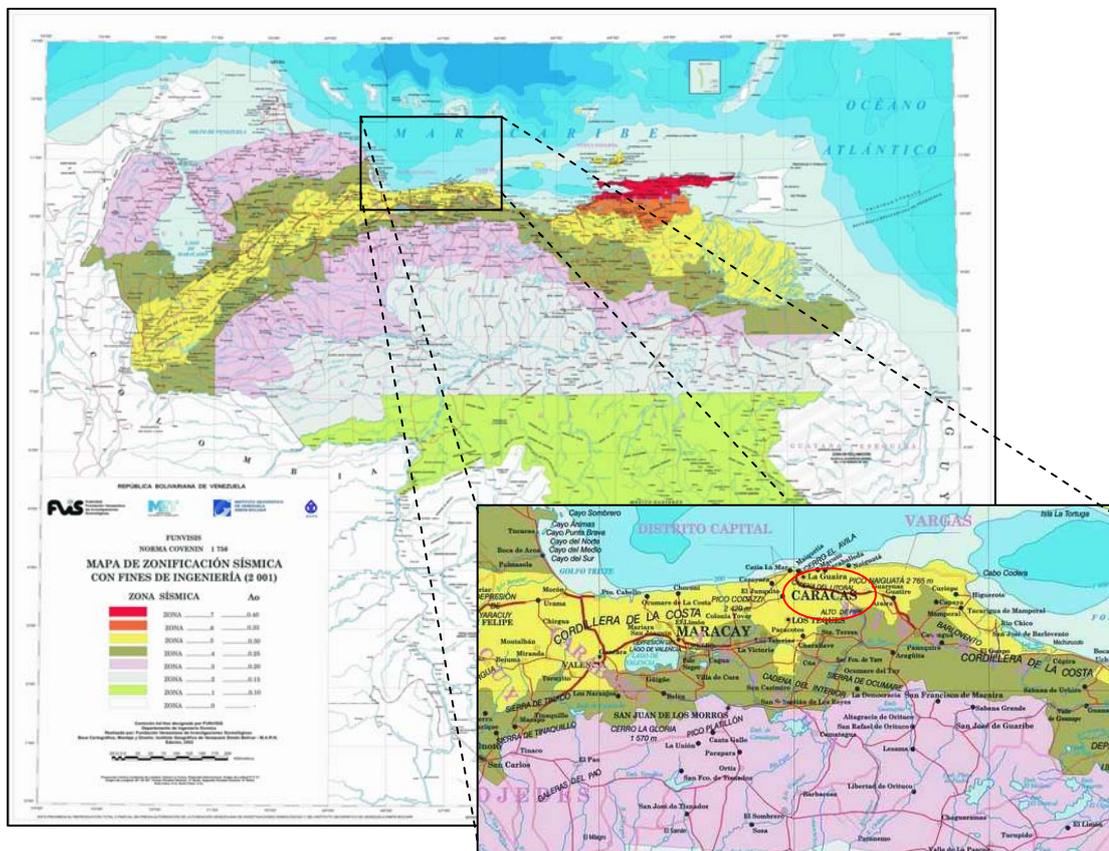


Figura 3.5. Mapa de Zonificación Sísmica para fines ingenieriles. En el área roja se aprecia la ubicación aproximada de la zona de estudio. Fuente: FUNVISIS.

3.11. FOTOINTERPRETACIÓN

3.11.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL RELIEVE

Pese a la alta densidad de construcciones existentes en el área de estudio, se identificaron los rasgos importantes en cuanto a las características generales del relieve, en las que se aprecia una amplia zona de valle, ubicada hacia la franja norte, que abarca aproximadamente un 65% del área, que corresponde a la vega del río Guaire. También se identificó una zona de relieve abrupto, ubicada hacia el SE del área y ocupando aproximadamente un 35%, conformada por las Colinas de Bello Monte.

La zona de valle mencionada pertenece a la franja más distal del piedemonte sur del Parque Nacional El Ávila, lo cual, constituye un elemento de vital importancia en la morfogénesis de la zona.

3.11.2. DESCRIPCIÓN DEL VALLE

Este valle tiene cotas que van desde 840 y 950 msnm aproximadamente, con un rumbo este-oeste paralelo a la fila del cerro el Ávila y las pendiente en esta área están alrededor de los 5°, geométricamente dicho valle tiene forma de U con un patrón de laderas asimétricas, estas se hacen más pronunciadas hacia la cara sur del Ávila donde las pendientes alcanzan entre los 45 y 50°. En cuanto al drenaje en la zona de estudio el más representativo corresponde al río Guaire este se presenta adaptado a la topografía al acercarse a la ladera norte de Colinas de Bello Monte El ancho el valle es de 2 km y se hace más amplio hacia el extremo este con un máximo de 3 km medidos desde la falda del Ávila hasta la autopista Francisco Fajardo

3.11.3. DESCRIPCIÓN DE LAS ZONAS ABRUPTAS

En relación a las zonas de relieve alto, en el área este está representado por las colinas de Bello Monte, las cuales tienen una altura de 1130 msnm aproximadamente.

En dichas colinas la línea de cresta se bifurca al alcanzar su máxima altura la cual está ubicada entre las zonas de Colinas de Bello Monte y Colinas de Santa Mónica. La línea de cresta principal tiene una dirección aproximada de N45°E. Geométricamente esta posee forma mixta, con cambios que van desde rectilínea hacia el noroeste y sinuoso hacia el suroeste, las crestas se presentan agudas y con declive hacia el norte, cabe destacar que la urbanidad existente en la zona ha influido mucho en estas características, las laderas son asimétricas y las pendientes irregulares las cuales se acentúan hacia el oeste. Las estribaciones existentes están hacia el oeste, son pseudoparalelas entre si y están formando un ángulo de incidencia con la línea de cresta de 50° aproximadamente. Existe otra Línea de cresta la cual es pseudoparalela a la anterior con la cual forma una pequeña cuenca cuyo eje coincide con la zona de la avenida Caurimare. La ladera oeste se que se encuentra menos urbanizada posee estribaciones con pendientes de aproximadamente 20°, Esta zona corresponde a las Urbanizaciones Chula Vista hacia el norte y La Alameda hacia el sur.

En el área noroeste, se encuentra otra colina alargada, cuya línea de cresta posee orientación N20°E, hacia el extremo norte se Ubican las zonas correspondientes al Jardín Botánico, la Urb. Terrazas de las Acacias y las barriadas La Chameca, Hornos de Cal, Marín, La Ceiba, El Casquillo, El Manguito y hacia el extremo sur El Helicoide de Roca Tarpeya. Esta colina posee cota máxima aproximada de 995 msnm, su línea de cresta es aguda de forma sinuosa, con declive en ambas direcciones. Posee laderas simétricas con numerosas estribaciones, cuyas crestas son casi ortogonales a la línea de cresta principal. Las pendientes de las laderas son irregulares, oscilando entre los 15° a 20°.

En general, el drenaje secundario es medianamente denso, totalmente canalizado, posee forma dendrítica, y descarga al río Guaire.

3.12 HIDROGRAFÍA Y DRENAJE

La determinación de red de drenaje, se realizó mediante las fotografías aéreas correspondientes a la misión 030491 a escala 1:25.000, en donde se pudo apreciar el drenaje original del área de interés, sin modificaciones a consecuencia del urbanismo actual.

Los drenajes principales están conformados por el río Guaire y el río Valle. El río Guaire es uno de los tributarios del río Tuy, nace en la confluencia de los ríos San Pedro y Macarao en Las Adjuntas; posee un cauce fundamentalmente sinuoso, recorre longitudinalmente todo el valle de Caracas, drenando de noroeste a sureste. Posee geometría transicional, adaptado a la topografía generalmente, aunque se desadapta en la garganta epigénica ubicada a la altura del Gimnasio Cubierto de la UCV, sin embargo, está condicionada por las colinas del sur (Bello Monte, Lo mas de San Román y Santa Marta) y el piedemonte hacia la zona norte. El cauce del río Guaire ha sido intervenido por el hombre, con fines urbanísticos, respaldadas por estudios hidráulicos formales, sin embargo, este mantiene generalmente su curso natural. Es entallado, dado que las laderas adyacentes hacia el sur poseen pendientes pronunciadas. Hacia el sur, la pendiente del valle es menor, en el orden de los 8°. Su ancho promedio es de 12 m, variando entre 8 m a 17 m. Sus principales tributarios son: el río Valle, las quebradas Catuche y Anauco hacia el oeste, Maripérez, Pedregal, Chapellín y Chacaito hacia el este, todas nacientes del Parque Nacional El Ávila. Estas han contribuido notablemente a la envolvente topográfica del piedemonte a las faldas de las laderas sur del Ávila.

El segundo drenaje de importancia es el río Valle, que confluye con el río Guaire a la altura del Distribuidor el Pulpo. La forma de su cauce es sinuosa, drenando de suroeste a noreste, así como de importantes ríos y quebradas que nacen al sur del valle.

3.13 GEOLOGÍA DEL TRAMO

3.13.1 SECTOR 1: Estación Bello Monte

Esta estación se encuentra entre las progresivas 19+700 y 19+858,6 a lo largo del alineamiento del túnel. Para la exploración del subsuelo en este sector se ejecutaron las perforaciones PE-14, PE-15, PE-16, PE-17 y PE-18, cuyos registros se pueden apreciar en el Anexo N° 3. La estación se encuentra al lado del Edificio de la Alcaldía del Municipio Baruta en la Avenida Beethoven de Bello Monte y abarca aproximadamente 160 m de longitud.

El frente de excavación de la estación está constituido completamente por roca, y se encuentra entre los 13 y 31 m de profundidad. Las perforaciones PE-15, PE-16 y PE-17 se ejecutaron en el área de la estación, mientras que la PE-14 fue perforada en el túnel proveniente de Zona Rental y la y PE-18 en el túnel hacia Las Mercedes.

3.13.2. SECTOR 2: Túnel Bello Monte – Las Mercedes

Este sector se refiere al tramo de túnel que une a la Estación Bello Monte con la Estación Las Mercedes, ubicado entre las progresivas 19+858,6 y 20+915,5, entre las cuales se encuentran las perforaciones PE-18, PE-19, PE-20-A, PE-21, PE-22, PE-8, PE-23, PE-24 y PE-26, cuyos registros se pueden observar en el Anexo N° 3. El túnel recorre la Avenida Principal de Bello Monte y hace una curva hacia el sur para incorporarse a la Avenida Principal de Las Mercedes a lo largo de aproximadamente 977 m de longitud.

El túnel se encuentra entre los 20 y 29 m de profundidad aproximadamente, y su frente de excavación se encuentra completamente en el macizo rocoso esquistoso perteneciente a la Formación Las Mercedes.

. En las perforaciones PE-22 y P-8 se observan niveles alargados de arcillas y limos que se encuentran intercaladas con arenas, de consistencia es predominantemente dura.

Los cuerpos arenosos son limosos, arcillosos, mal gradados y algunos con grava, de color marrón a gris que van de grano fino a medio, con un ángulo de fricción interna de hasta 38° en función de la resistencia a la penetración (SPT), que representan aproximadamente el 60% de los suelos en este sector, de compacidad predominantemente densa, con mica moscovita, cuarzo, esquisto y otros fragmentos de roca. Finalmente, se observan gravas predominantemente mal gradadas, otras limosas, con cantos subangulares a subredondeados compuestos por partículas de cuarzo, calcita, esquistos y otros fragmentos de roca que se disponen hacia la base de los depósitos, especialmente cuando el tope de roca se deprime en el subsuelo en posibles paleocanales que fluyen hacia el Río Guaire, además de presentarse como depósitos provenientes de la estribación que se puede reconocer en el plano de planta de este sector y como suelo residual.

El macizo rocoso está conformado predominantemente por una roca meteorizada, dura y fracturada a muy fracturada que está conformada por un esquisto calcáreo-cuarzo-grafitoso-micáceo, de color gris verdoso con tonos blanquecinos, con abundantes vetas de calcita y cuarzo en la dirección de la foliación, la cual se aprecia bastante marcada, a través de la cual la roca suele fracturarse, especialmente en las superficies grafitosas. Presenta superficies con óxido y rastros de disolución y cristalizaciones con sulfato de calcio en oquedades. Presenta pirita diseminada y mica biotita. Los intervalos de roca fracturada son predominantemente espesores pequeños de roca de máximo 2 m de espesor, en los que el RQD varía entre 15 y 53%, el resto comprende una roca muy fracturada con menos de 10% de RQD.

Sin embargo en las perforaciones PE-19 y PE-22 se identifica una roca descompuesta blanda fracturada en la que se avanzó con el método de percusión y

que permitió recuperar un esquisto grafitoso perteneciente a la Formación Las Mercedes hasta los 20 y 16 m respectivamente.

3.13.3. SECTOR 3: Estación Las Mercedes

Se encuentra en el extremo noroeste de la Av. Principal de Las Mercedes, entre el Supermercado CADA y el Consejo Municipal de Baruta, entre las progresivas 20+915,5 y 21+074,1 sobre el alineamiento del túnel, Municipio Baruta, Caracas. Esta estación ocupa aproximadamente 158 m de largo y se encuentra entre los 20 m. (techo) y 30 m de profundidad (rasante) con respecto a la superficie del terreno. Las perforaciones llevadas a cabo para estudiar este sector fueron las PE-26, PE-27, PE-28, PE-29 y PE-30.

La perforación PE-26 fue ejecutada antes de la estación, en el tramo de túnel que viene de Bello Monte, mientras que las perforaciones PE-27, PE-28 y PE-29 se encuentran emplazadas directamente en el área ocupada por la estación. A su vez la perforación PE-30 se encuentra en el tramo de túnel que parte de la Estación Las Mercedes hacia la Estación Tamanaco. Las perforaciones llevadas a cabo para la ejecución del estudio se muestran en la Figura 3.6.

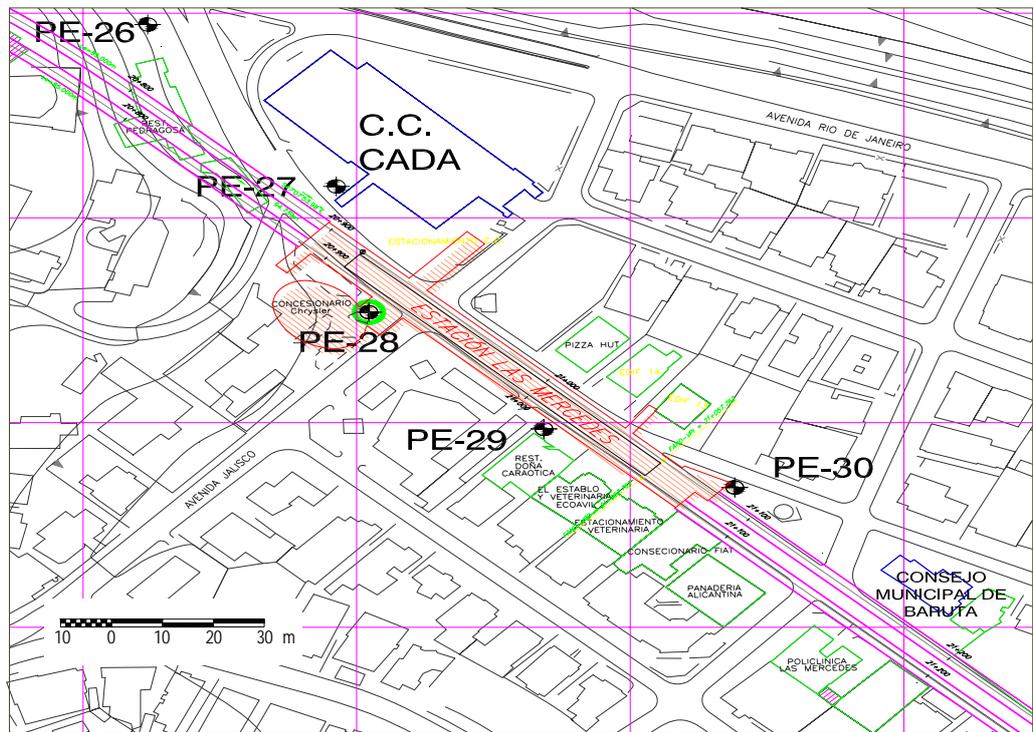


Figura 3.6. Plano de Ubicación relativa de la Estación Las Mercedes y las perforaciones asociadas.

La estación está emplazada parcialmente en un depósito aluvial cuaternario que corresponde a los antiguos sedimentos del Río Guaire, comprendiendo depósitos de canal y de llanura de inundación, tal como se observa en la Figura 3.7.

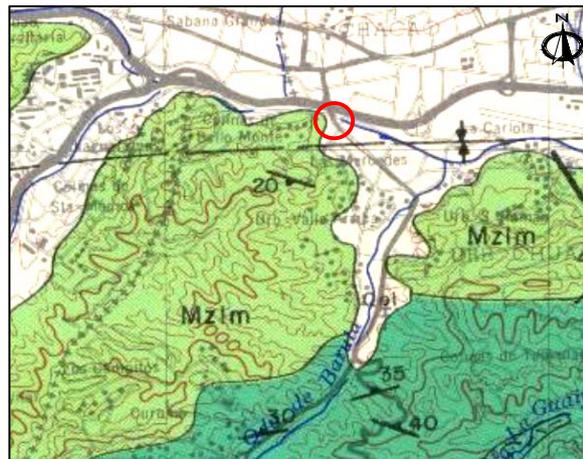


Figura 3.7. Mapa Geológico. En el círculo rojo se aprecia la ubicación aproximada de la zona de estudio. Fuente: Cartografía Nacional.

Estos depósitos sedimentarios se encuentran reposando directamente sobre los esquistos pertenecientes a la Formación Las Mercedes, en los cuales se pueden reconocer algunos esquistos calcáreos cuarzosos y grafitosos.

Las muestras recolectadas durante las perforaciones fueron descritas visualmente tal como lo indican las normas vigentes.

3.13.3.1. Perforación PE-26

En esta perforación se identifican tres unidades de suelo que está compuesto inicialmente por una arcilla arenosa y posteriormente por suelos granulares, compuestos una arena de grano medio con grava y un suelo residual de 3 m que presenta las mismas características que el material suprayacente pero que se hace limo hacia su base. Es a los 7 m que se identifica el tope de roca que está compuesto por un esquisto calcáreo cuarzo grafitoso duro meteorizado muy fracturado. El cuarzo suele encontrarse relleno las discontinuidades de la roca.

La sección de excavación del túnel en este sector se encuentra totalmente en la unidad de roca a partir de los 33 m de profundidad, lo que significa que será excavado en su totalidad en la roca dura meteorizada muy fracturada. El nivel de aguas subterráneas para esta perforación fue identificado a los 7 metros de profundidad.

3.13.3.2. Perforación PE-27

En esta perforación se puede observar que predominan los suelos granulares, los cuales se ven interrumpidos por un nivel de finos arcillosos de baja plasticidad ubicado entre los 6 y 7 m de profundidad. De los materiales granulares predominan las gravas que representan antiguos canales fluviales que caóticamente depositaron partículas de esquistos y cuarzos angulares.

La sección que comprende la estación se encuentra atravesando la unidad de roca, la cual está compuesta por el esquisto calcáreo cuarzo grafitoso que se observa fresco, duro y fracturado de la Formación Las Mercedes. El nivel de aguas subterráneas se identificó a los 6 m de profundidad.

3.13.3.3. Perforación PE-28

En esta perforación se observan dos unidades de suelos en el que se reconocen unos limos arenosos en los primeros 4 m de perforación y posteriormente un espeso nivel de arena limosa de grano medio a fino hasta las 13 m de profundidad, donde se reconoce el tope de roca. Este material comprende un esquisto calcáreo cuarzo grafitoso con abundantes vetas de cuarzo que se observan rellenando las discontinuidades de la roca. Se reconoce un intervalo de baja capacidad a partir de los 22,50 m de profundidad, muy degradados que se evidencian por la incapacidad del material de ser muestreado, ya que sólo pudo obtenerse de ella una arena fina a través de la decantación del agua de perforación.

El nivel de aguas subterráneas fue reconocido en campo a los 6 m de profundidad, y el material que atraviesa la excavación de la estación comprende exclusivamente la unidad rocosa de esta perforación. En la foto 3.1 se aprecia la perforación en ejecución.



Foto 3.1. Perforación PE-28 en ejecución.

3.13.3.4. Perforación PE-29

En esta perforación se observa un perfil de suelos comprendido por unas gravas interrumpidas por niveles de materiales finos, inicialmente de limo en los primeros 2 m de perforación y posteriormente entre los 4 y 8 m de profundidad de arcilla de baja plasticidad. También se identifican entre los 8 y 11 m unas arenas inicialmente arcillosas que se hacen limosas en profundidad y se enriquecen en gravas. Las gravas se observan formando un pequeño lente entre los 2 y 4 m de profundidad y desde los 11 a 18 m. Estas gravas descansan sobre un esquisto calcáreo cuarzo grafitoso ubicado a los 18 m que se muestra meteorizado, duro y muy fracturado (RM_{Dmf}) característico de la Formación Las Mercedes.

El frente de excavación en esta zona atraviesa la roca meteorizada y fracturada. El nivel de agua se reconoció en campo a los 5 m de profundidad.

3.13.3.5. Perforación PE-30

En esta perforación se observa un perfil de suelos comprendido inicialmente por una arcilla limosa de 3 m de espesor, que suprayace a una secuencia completa de materiales granulares. Son predominantemente arenas, entre los que se pueden mencionar unas arenas mal gradadas con grava, otras arenas limosas y otras arenas limosas o arcillosas bien gradadas. Entre los 10 y 16 m de profundidad se pudo reconocer un espeso nivel de gravas mal gradadas poco transportadas que descansan sobre un esquisto grafitoso ligeramente meteorizado duro y fracturado (RPM_{Df}).

El frente de excavación en esta zona atraviesa la unidad de la roca meteorizada. El nivel de agua se reconoció en campo a los 5,5 m de profundidad. En la foto 3.2 se puede observar la roca que representa el intervalo de profundidad que atraviesa el túnel al nivel de esta perforación.



Foto 3.2. Caja de muestra con intervalo de roca que atraviesa la Estación las Mercedes en PE-30

3.13.4. SECTOR 4: Túnel Las Mercedes – Tamanaco

Este sector se ubica en la Av. Principal de Las Mercedes, entre el Consejo Municipal de Baruta y el Centro Comercial Tolón, aproximadamente entre las progresivas 21+074,1 y 21+700 sobre el alineamiento del túnel, ocupa aproximadamente 626 m de longitud y se encuentra entre los 19 (techo) y 27 m de profundidad (rasante). El sector fue explorado mediante los sondeos verticales a máquina (perforaciones) PE-30, PE-32, PE-33, PE-35, PE 37 y P-6. Este tramo está compuesto por un frente con una altura aproximada de 6 m hasta la perforación PE-35, donde la excavación se hace de mayor diámetro debido a que se incluye el cambiavía que se encuentra antes de la Estación Tamanaco, el cual tiene una altura aproximada de 17 m, incluyendo a las perforaciones PE-36 y PE-37. La perforación P-6 se encuentra al nivel de la Estación Tamanaco.

El subsuelo en este tramo, hasta la profundidad explorada, está conformado principalmente por suelos de origen aluvional, cuyo origen se encuentra posiblemente en el proceso de sedimentación de la quebrada Baruta. Los mismos se caracterizan por ser de granulometría variable, desde suelos muy finos limos y arcillas hasta suelos gruesos como gravas, pasando por arenas limosas y otras veces arcillosas.

3.13.5. SECTOR 5: Estación Tamanaco

La zona de estudio se encuentra en la Av. Principal de Las Mercedes, entre el Centro Comercial Tolón y el Centro Comercial Paseo Las Mercedes, entre las progresivas 21+700 y 21+900 sobre el alineamiento del túnel, Municipio Baruta, Caracas. La ubicación de la zona de estudio se puede observar en la Figura 3.8.

La Estación Tamanaco ocupa aproximadamente 150 m de largo y se encuentra entre los 19 (techo) y 31 m de profundidad (rasante). Las perforaciones llevadas a cabo se encuentran en la periferia de la mencionada estación

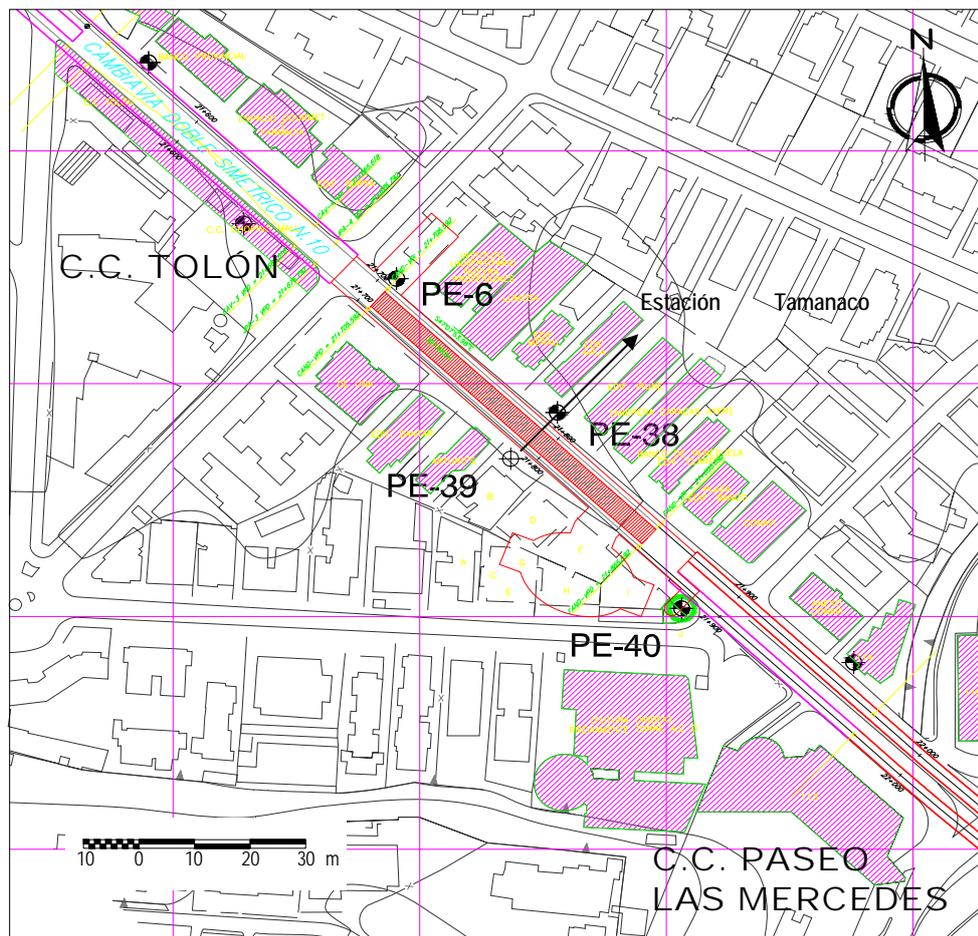


Figura 3.8. Plano de Ubicación relativa de la Estación Tamanaco y las perforaciones asociadas.

Tabla 3.2. Descripción Visual Perforación P-6

Litotipo	Profundidad	Descripción
Unidad 1	0,00 – 4,00	Arena fina a gruesa, mal gradada, gravosa hacia la base de la unidad, compacidad relativa media, color marrón amarillento, micácea, con tamaño máximo de partícula de 2 cm. El tamaño de los granos aumenta gradualmente con la profundidad, buena capacidad de drenaje y susceptible a la erosión subterránea (SP), muy poco limosa.
Unidad 2	4,00 – 12,00	Arena limosa, gruesa a fina, con grava, tamaño máximo de partículas de 5 cm. Abundan los fragmentos de cuarzo, suelo friable, susceptible a la erosión subterránea, color marrón oscuro, buena capacidad de drenaje. Compacidad mediana a muy densa. (SM)g .
Unidad 3	12,00 – 34,00	Arcilla arenosa (CL)s, color marrón claro, media a baja plasticidad, consistencia dura, bastante homogénea y de muy baja permeabilidad. Entre 16,00 y 18,00 metros de profundidad es muy arenosa (SC) y contiene grava. Entre los 31,50 y 33,00 m de profundidad se reconoce un lente de grava arcillosa con arena (GC)s.

La sección de excavación de la estación en este sector se encuentra totalmente en la Unidad Litológica 3, lo que representa que será excavado en su totalidad en suelos cohesivos fácilmente removibles. El nivel de aguas subterráneas para esta perforación fue identificado a los 5 metros de profundidad.

3.13.5.2. Perforación PE-38

En la Tabla 3.3 se identifican los suelos descrito en la perforación P-38.

Tabla 3.3. Descripción Visual Perforación P-38

Litotipo	Profundidad	Descripción
Unidad 1	0,00 – 8,00	Arena de grano de grano fino fundamentalmente, aunque hay intervalos de grano medio y con grava (7 a 8 m.), muy húmeda a partir de los 4 metros de profundidad, bastante limpia, buena capacidad de drenaje, de compacidad suelta al principio de la capa pero va aumentando gradualmente con la profundidad hasta llegar a densa en el fondo de la unidad.
Unidad 2	8,00 – 15,00	Grava arcillosa con fragmentos angulares de cuarzo muy húmeda de color amarillo con tonos grises claro, densidad relativa muy densa.
Unidad 3	15,00 – 28,50	Arcilla de mediana a baja plasticidad, color amarillento claro con tonos oscuros, con grava consistencia dura, baja permeabilidad, buena capacidad de soporte, consistencia dura.
Unidad 4	28,50 – 37,50	Arena de grano fino muy húmeda a saturada, color marrón claro, limpia, se asume de densidad relativa muy densa, muestras lavadas.
Unidad 5	37,50 – 40,00	Roca meteorizada blanda muy fracturada, constituida por un esquisto al principio de color rosado claro, textura gruesa. A partir de los 39 metros el esquisto típico de la Formación las Mercedes compuesto por una roca grafitosa, calcárea, color gris oscuro a negro.

En esta perforación se puede observar que predominan los suelos granulares, los cuales se pueden ver interrumpidos por un nivel arcilloso identificado entre los 15,00 y 28,5 m de perforación. De los materiales granulares predominan las arenas que son de grano fino y bastante limpias, mientras que las gravas son predominantemente arcillosas.

La sección que comprende la estación se encuentra atravesando las unidades 3 y 4, las cuales están compuestas por suelos de naturaleza variable (arcillas y arenas) que aunque pueden ser fácilmente removibles, pueden presentar problemas de agua a presión y erosión subterránea. El nivel de aguas subterráneas se identificó a los 7 m de profundidad.

3.13.5.3. Perforación PE-39

En la Tabla 3.4 se observan los suelos descritos en la perforación P-39.

Tabla 3.4. Descripción Visual Perforación P-39

Litotipo	Profundidad	Descripción
Unidad 1	0,00 – 2,00	Arena limosa de grano fino ligeramente arcillosa, marrón, densidad suelta a muy suelta.
Unidad 2	2,00 – 7,00	Arcilla de color pardo oscuro, limosa de mediana plasticidad. Se hace arenosa hacia la base de la unidad.
Unidad 3	7,00 – 23,50	Suelo de origen aluvional de carácter friccionante compuesto por una alternancia entre arenas y gravas. Los suelos comprenden arenas limosas con grava ((SM)g), arenas bien gradadas limosas con grava ((SW-SM)g), arenas mal gradadas limosas (SP-SM) y gravas bien gradadas limosas con arena ((GW-GM)s).

En esta perforación se observan tres unidades de suelos predominantemente granulares interrumpidos por un espesor de arcillas que se encuentra entre los 2,00 y 7,00 metros de profundidad. Las arenas encontradas son predominantemente de grano medio a grueso con frecuentes partículas tamaño grava, mientras que las gravas son angulosas y arenosas.

El nivel de aguas subterráneas fue reconocido en campo a los 5 m de profundidad, y el suelo que atraviesa la excavación de la estación comprende exclusivamente la unidad 3 de esta perforación.

3.13.5.4. Perforación PE-40

Los suelos encontrados en esta perforación se pueden observar en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Descripción Visual Perforación PE-40

Litotipo	Profundidad	Descripción
Unidad 1	0,00 – 4,00	Arena limosa con grava, ligeramente cohesiva poco

		húmeda de media a baja plasticidad color marrón oscuro amarillento.
Unidad 2	4,00 – 13,00	Arena gravosa limosa color marrón de grano grueso a medio con partículas de 1 a 2 cm. de arista.
Unidad 3	13,00 – 17,00	Arcilla arenosa poco plástica de baja plasticidad y baja humedad.
Unidad 4	17,00 – 21,50	Roca Meteorizada blanda constituida por un esquistos grafitoso cuarzo calcáreo de color gris claro con tonalidades rojizas a la altura de 21,5 m de profundidad se encuentra una veta blanquecina de calcita de 8 cm. Se observan vestigios de foliación que forma un ángulo de 45° con el eje de perforación.
Unidad 5	21,50 – 45,00	Roca meteorizada dura muy fracturada compuesta por un esquistos grafitoso color gris claro; la foliación forma 45° con el eje de perforación tiene un GSI de 35:45 mi:10.

En esta perforación se observa un perfil de suelos comprendido por una arena bien gradada que contiene porcentajes variables de finos y grava interrumpido por un espeso horizonte de arenas limosas con grava entre los 4,00 y 13,00 m de profundidad. Estos suelos recientes descansan sobre un esquistos grafitoso saprolitizado ubicado a los 17 m que se muestra meteorizado y blando (RMmbf). Es a los 21,50 m que se observa una roca meteorizada dura muy fracturada (RMdmf) que representa un nivel inferior del perfil de meteorización del mismo esquistos grafitoso calcáreo que es reconocido como característico de la Formación Las Mercedes.

El frente de excavación en esta zona atraviesa las unidades 4 y 5 definidas para esta perforación, por lo que se entiende que se hará la excavación sobre la roca descompuesta y meteorizada. El nivel de agua se reconoció en campo a los 7 m de profundidad.

3.13.6. SECTOR 6: Túnel Tamanaco – Fosos UNEFA

Se encuentra ubicado entre las progresivas 21+896,9 y 22+829,8 aproximadamente sobre el alineamiento del túnel, abarcando unos 933 m de longitud. En este sector se llevaron a cabo las perforaciones PE-40, PE-41, PE-42, PE-43, PE-44, PE-45, PE-47, PE-48 y PE-49, cuyos registros se pueden detallar en el Anexo 3.

Este tramo de túnel se encuentra entre el extremo sureste de la Av. Principal de Las Mercedes cerca del Centro Comercial Paseo Las Mercedes y un lugar aproximadamente a 20 m al este de la intersección de la Avenida Orinoco con la Autopista Caracas-Baruta, en un área en el que el túnel presenta una trayectoria circular bordeando dicha autopista por su costado este.

El túnel posee una abertura de techo a rasante de aproximadamente 5 m, donde el techo se encuentra a una profundidad mínima de 25 m en el área de las perforaciones PE-41 y PE-42 y una máxima de 54 m en el área de la perforación PE-45 donde el relieve alcanza una elevación topográfica que ubica el túnel a una distancia mayor de la superficie. El frente de excavación se encuentra en roca a lo largo de toda su longitud en este sector.

En este sector se observa un depósito sedimentario que se hace cada vez más delgado hacia el sur, donde comienza a aflorar el macizo rocoso que está representado por los esquistos de la Formación Las Mercedes. Los materiales sedimentarios se encuentran en las perforaciones PE-40, PE-41, PE-42 y PE-43, y están constituidos por gravas predominantemente arenosas con partículas de cuarzo con textura de gneis y partículas de calcita subangular de color blanco y amarillo de compacidad que va de media a densa, los cuales se observan hacia la base de los depósitos. Luego se aprecian depósitos finos conformados por arcillas y limos de baja plasticidad con arena, arenosos y gravosos que presentan una consistencia que va de blanda a rígida, de color marrón y amarillo. Estas arcillas se encuentran como suelo residual proveniente del macizo rocoso o como depósitos suprayacentes a las gravas descritas anteriormente. Finalmente se aprecian unas arenas que se hacen más espesas hacia el nor-oeste de este sector y como depósitos en las cercanías de los estribos del pie de monte que se encuentra en este sector.

La roca se observa localmente descompuesta a muy meteorizada, dura a blanda y muy fracturada de color marrón amarillento claro friable de esquisto cuarzo micáceo de color gris a blanco con tonos rojizos. Se observan algunas partículas de

cuarzo, calcita y fragmentos de roca micácea. La roca suele alterar parcialmente a arcilla limosa. Se encuentra en las perforaciones PE-44, PE-45, PE-47, PE-48 y PE-49 y puede alcanzar hasta 12 m de espesor.

La roca que presenta un mejor comportamiento geomecánico está constituido por un esquistos calcáreo cuarzo grafitoso ligeramente meteorizado a fresco, duro, fracturado a muy fracturado de color gris claro

La estación está emplazada parcialmente en un depósito aluvial cuaternario que corresponde a los antiguos sedimentos del Río Guaire y de la Quebrada Baruta, comprendiendo depósitos de canal y de llanura de inundación, tal como se observa en la Figura 3.10.

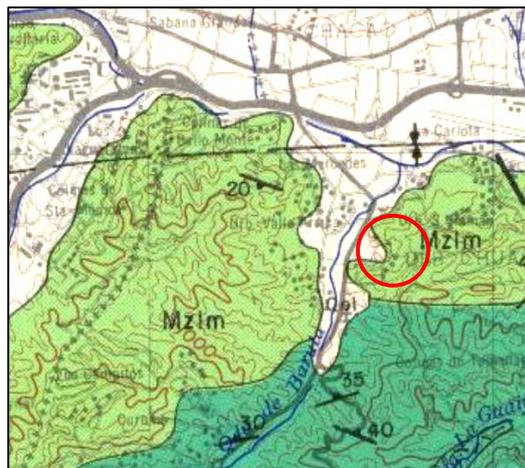


Figura 3.10. Mapa Geológico. En el círculo rojo se aprecia la ubicación aproximada de la zona de estudio. Fuente: Cartografía Nacional.

Estos depósitos sedimentarios correspondientes a materiales cuaternarios provenientes de la Quebrada de Baruta se encuentran reposando directamente sobre unos esquistos pertenecientes a la Formación Las Mercedes, en los cuales se pueden reconocer algunos esquistos calcáreos cuarzo grafitosos.

3.13.7. SECTOR 7: Foso UNEFA

Se realizó un levantamiento geológico de superficie, realizado por el Ingeniero Antonio Mota de la compañía MR 0312 Ingeniería, c.a que abarcó toda el área de la trinchera especialmente los taludes de corte que se encuentra en el perímetro de ésta.

De acuerdo a las observaciones de campo y a la información relativa a la geología regional de la zona, se ha determinado que en el sitio, de excavación, afloran rocas metamórficas pertenecientes a la formación las Mercedes del grupo Caracas, las cuales están constituidas predominantemente por esquistos grafitosos, calcáreo-silíceos algo micáceos, color gris oscuro a negro cuando están frescos o amarillentos con tonalidades rosadas cuando están meteorizados.

A objeto de definir las características geológicas y geotécnicas del subsuelo del sitio seleccionado para la trinchera, se propuso la ejecución de cuatro perforaciones identificadas de acuerdo a la nomenclatura que se presenta en la tabla 10 que se incluye a continuación:

Tabla 3.6- Identificación de las perforaciones exploratorias

Nº de perforación	Profundidad (m.)
PF-1	60
PF-2	50
PF-3	55
PE-50	53

Es importante considerar que en la perforación PF-3 entre los 12 y 24 metros de profundidad, se recuperaron muestras que por su aspecto físico indican que el subsuelo en ese tramo puede ser muy errático y está compuesto por materiales finos y granulares gruesos que pudieran tener un origen aluvional. Incluso hacia el fondo de este intervalo en contacto con el esquistos grafitoso, se recuperó un material suelto con aspecto de grava gruesa. En este sector se realizará otra perforación para confirmar el origen y características de este material.

CAPITULO IV

MECÁNICA DE ROCAS

Debido a la ejecución de obras de ingeniería en macizos rocosos, es necesario elaborar modelos geomecánicos que sirvan de base para realizar análisis de estabilidad de taludes, diseño de fundaciones o diseño del sostenimiento para excavaciones, estos materiales son sometidos a diferentes tipos de esfuerzos: compresión, tracción, corte, flexión o combinación de ellos, por lo que es necesario conocer la resistencia que ofrecen a cada uno de estos estados de sollicitación.

Antes de entrar en detalles, es pertinente hacer algunas definiciones relacionadas con la mecánica de rocas; estas definiciones son:

Roca intacta: es el material rocoso que está libre de discontinuidades, o los bloques de roca que quedan entre ellas; mecánicamente se le caracteriza por su peso específico, resistencia y deformabilidad.

Discontinuidad: es cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que separa los bloques sólidos de un macizo rocoso, tales como diaclasas, fallas, foliación y estratificación. Estas estructuras tienen una resistencia al corte menor que la roca intacta, y constituyen superficies débiles a lo largo de las cuales es más factible que se produzca una rotura.

Macizo rocoso: es el conjunto de bloques de roca intacta y de las discontinuidades que afectan al medio rocoso.

Por otra parte, uno de los principales problemas que se presenta al estudiar la mecánica de las rocas, es que éstas se presentan en un medio heterogéneo, anisótropo y discontinuo.

La anisotropía, se refiere a la condición del material rocoso de presentar diferentes propiedades y comportamiento mecánico en función de la dirección considerada para su estudio; esto es debido a la presencia de planos de debilidad con orientaciones preferentes.

También el medio rocoso, puede presentar anisotropía según la dirección de los esfuerzos que se ejerzan sobre él.

Al hablar de *heterogeneidad* del medio rocoso o del macizo rocoso, se refiere a que en la mayoría de los casos se presentan zonas con diferentes litologías, grados de alteración y meteorización, contenido de agua, y otras propiedades que pueden ser muy diferentes dentro de un mismo macizo rocoso.

Debido a estas condiciones, al estudiar un macizo rocoso se deben tomar en cuenta una serie de factores que afectan su comportamiento y respuesta ante las sollicitaciones a las que va a ser o está siendo sometido; algunos de estos factores son:

- Las características de la roca intacta y de las discontinuidades.
- Las propiedades físicas y mecánicas del medio rocoso.
- Las estructuras geológicas presentes (tectónicas o sedimentarias).
- El estado de tensiones naturales a las que está sometido.
- Las condiciones hidrogeológicas y los factores ambientales.

Con base en todos estos factores y en cómo afectan al macizo rocoso, surgieron las llamadas “Clasificaciones de los Macizos Rocosos” con el fin de proveer, en el caso de los túneles, una guía en cuanto a las propiedades del macizo rocoso en las cuales pudiera basarse la selección del soporte. Posteriormente, estas clasificaciones se utilizaron ampliamente en las diversas aplicaciones de la mecánica de rocas, para tratar de predecir el comportamiento del medio rocoso, y su uso quedó extendido más allá de los túneles.

Estos sistemas de clasificación del macizo rocoso han demostrado ser herramientas prácticas muy útiles de la ingeniería, no sólo porque proporcionan un punto de partida para el diseño del soporte del túnel, sino también porque obligan a sus usuarios a examinar las características del macizo rocoso de una manera muy sistemática. Las apreciaciones y evaluaciones a nivel ingenieril que se pueden hacer como resultado del entendimiento y la familiarización con este estudio sistemático, son probablemente tan útiles como cualquiera de los cálculos asociados a los sistemas de clasificación.

Algunos de los sistemas de clasificación y caracterización de macizos rocosos de uso más extendido se presentan en la tabla 4.1; y luego los más difundidos en materia de túneles se explican de manera resumida, muchos de los cuales y como se dijo anteriormente, tienen como principal aplicación la predicción y estimación del comportamiento del macizo rocoso con el fin de poder seleccionar un sistema de soporte adecuado.

Tabla 4.1. Algunos sistemas de caracterización y clasificación de macizos Rocosos

Nombre de la clasificación	Tipo y uso*	Principales aplicaciones	Referencia
Sistema de clasificación de la carga de roca de Terzaghi	Tipo Descriptivo y de comportamiento Uso funcional	Para diseño de los soporte de acero en túneles	Terzaghi, 1946
Clasificación de Lauffer del tiempo autosostenible	Tipo Descriptivo Uso general	Como datos en el diseño de túneles	Lauffer, 1958
El Nuevo Método Austriaco de Túneles (NATM)	Tipo Descriptivo y de comportamiento Uso en túneles	Para excavaciones y diseño en terreno incompetente (sobrecargados)	Rabcewicz, Müller y Pacher, 1958-64
Clasificación para uso en Mecánica de Rocas	Tipo Descriptivo Uso general	Como dato en mecánica de rocas	Patching y Coates, 1968
Clasificación unificada de suelos y rocas	Tipo Descriptivo Uso general	Basado en partículas y bloques para vialidad	Deere, 1969
Designación de la Calidad de la Roca (RQD)	Tipo numérico Uso general	Basado en registros de perforaciones (testigos), usado en otros sistemas de clasificación	Deere, 1969
Grado de Estructura de la Roca (RSR)	Tipo numérico Uso funcional	Para diseño de soporte en túneles	Whickman, 1972
Clasificación del grado del macizo rocoso (RMR)	Tipo numérico Uso funcional	Para uso en túneles, minería y diseño de fundaciones	Bieniawski, 1973
El sistema de clasificación Q	Tipo numérico Uso funcional	Para diseño del soporte en excavaciones subterráneas	Barton, 1974
La clasificación tamaño-resistencia	Tipo numérico Uso funcional	Basado en la resistencia de las rocas y diámetro de bloques; usado principalmente en minería	Franklin, 1975
La clasificación tipológica	Tipo numérico Uso general	Para uso en vialidad	Matula y Holzer, 1978
El sistema unificado de clasificación de rocas	Tipo Descriptivo Uso general	Para uso en vialidad	Williamson, 1980
Clasificación Básica geotécnica (BGD)	Tipo Descriptivo Uso general	Para uso general	ISRM, 1981
El Índice de Resistencia Geológica (GSI)	Tipo numérico Uso funcional	Para diseño del soporte en excavaciones subterráneas	Hoek, 1994
El Índice del Macizo rocoso (RMi)	Tipo numérico Uso funcional	Para caracterización general, diseño de soporte, avance de las TBM's	Palmström, 1995
<p>*) Definición de las siguientes expresiones: Tipo descriptivo: los datos del sistema están principalmente basados en descripciones. Tipo numérico: los parámetros de entrada están dados por valores numéricos según su característica Tipo de comportamiento: los datos están basados en el comportamiento del macizo rocoso en un túnel. Uso general: el sistema trabaja para servir como una caracterización general Uso funcional; el sistema está estructurado para una aplicación específica (por ejemplo en sostenimiento de rocas)</p>			

Fuente: traducido de www.rockmass.net

4.1. CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

Las clasificaciones geomecánicas constituyen actualmente un método fundamental para la caracterización de los macizos rocosos a ser intervenidos, ya que aportan mediante la observación directa de las características de los macizos y la realización de sencillos ensayos, índices de calidad relacionados con los parámetros geomecánicos del mismo.

Los sistemas de clasificación de los macizos rocosos que a continuación se presentan, están basados principalmente en las propiedades geomecánicas del medio; estos sistemas de clasificación han sido denominados “*Clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos*” y permiten obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo, y así poder estimar los sostenimientos necesarios en un túnel.

4.1.1. EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA (GSI)

Como señala Perri (1999), el Doctor Evert Hoek publicó en 1994 sobre el noticiero oficial de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, el artículo titulado “*Strength of Rock and Rock Masses*” en el cual introdujo, definiéndolo “Índice de Resistencia Geológica” (*Geological Strength Index*), un nuevo índice de calidad geomecánica para los macizos rocosos cuyo rango numérico, comprendido entre 0 y 100, se basa en la identificación y clasificación en campo de dos de las características físicomecánicas de un macizo rocoso:

- La macroestructura, y
- La condición de las superficies de las discontinuidades.

Lo que más hace interesante el GSI, además de su sencillez y agudeza, es su carácter intrínseco a la geomecánica de los macizos rocosos, toda vez que el mismo no depende de factores extrínsecos cuales por ejemplo, la orientación, la pretensión, la humedad, etc., así como en cambio sucede para la mayor parte de los otros índices

de calidad propuestos y utilizados, como por ejemplo el RMR de Bieniawski, el RSR de Wickham y el Q de Barton, ni se reduce a la caracterización casi únicamente geométrica del macizo, como por ejemplo ocurre para el RQD de Deere. Quizás el único índice de calidad que posee carácter igualmente intrínseco es el también interesante RMi de Palmström; todos mencionados anteriormente.

Tal como lo indica Hoek (2004), el GSI ha sufrido diversas modificaciones desde su versión original; siendo una de éstas la publicada en 1998 por Hoek, Marinos y Benissi, donde se amplía el rango del GSI en 5 unidades hacia abajo y 5 unidades hacia arriba, para poder incluir macizos rocosos del calidad extremadamente mala como los encontrados en las excavaciones para el metro de Atenas y algunos túneles en Venezuela.

Tabla 4.2. Tabla para la estimación del GSI

CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA (GSI)		CONDICIÓN SUPERFICIE DE DISCONTINUIDAD				
ESTRUCTURA		MUY BUENA	BUENA	MEDIA	MALA	MUY MALA
		DISMINUCIÓN EN CALIDAD DE SUPERFICIE				
	INTACTA O MASIVA macizo rocoso con pocas discontinuidades, carentes de planos de foliación.	90			N/A	N/A
	NO FOLIADA/FRACTURADA macizo rocoso poco perturbado consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas ortogonales de discontinuidades, muy bien unidos entre sí	80	70			
	NO FOLIADA/MUY FRACTURADA macizo rocoso parcialmente perturbado consistente de bloques angulares unidos entre sí, formados por cuatro o más sistemas de discontinuidades.		60	50		
	NO FOLIADA/PERTURBADA macizo rocoso plegado y/o fallado con bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades.			40	30	
	NO FOLIADA/DESINTEGRADA macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente unidos entre sí.				20	
	BRECHADA/CIZALLADA macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoide.	N/A	N/A			10

GSI:

Fuente: Modificado de Impregilo, S.p.A. (2004) y Hoek (2004) (Tomado de Hernández, 2005)

4.1.2. ÍNDICE RQD (Rock Quality Designation) (HOEK, 2000)

El índice de Designación de la Calidad de la Roca (RQD, por sus siglas en Inglés), fue desarrollado por Deere (Deere et al 1967) para proporcionar una estimación cuantitativa de la calidad del macizo rocoso a partir de núcleos de perforación. El RQD es definido como el porcentaje de núcleos intactos mayores de 100 mm (4 pulgadas) de largo, medido en el eje central. El núcleo debe tener un diámetro mínimo NW (54.7 mm ó 2.15 pulgadas de diámetro) y debe ser obtenido con perforadora utilizando un muestreador o porta-testigos tipo tubo doble. En la figura 1 se resume el procedimiento correcto para medir la longitud de los núcleos y el cálculo del RQD.

El índice RQD viene dado por la siguiente fórmula:

$$\text{RQD (\%)} = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 100 \text{ mm}}{\text{Longitud total}} * 100$$

Longitud total

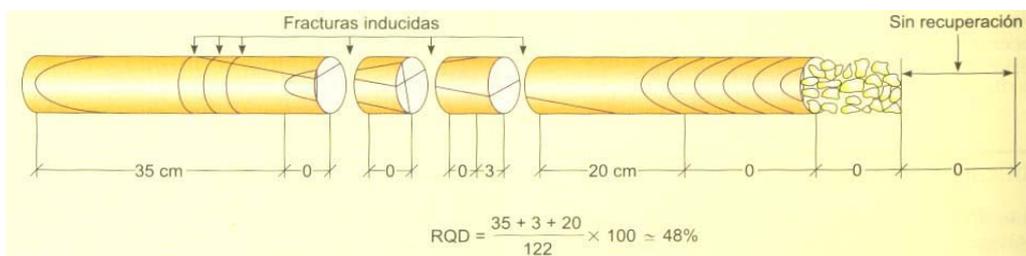


Figura 4.1. Representación gráfica de la medición y cálculo del índice RQD

Fuente: González de Vallejo (2002)

Palmström (1982) sugirió que, cuando el núcleo no es disponible, pero son visibles las trazas de las discontinuidades en la superficie expuesta, el RQD puede ser estimado a partir del número de discontinuidades por unidad de volumen. La relación sugerida para macizos rocosos libres de rellenos arcillosos en sus discontinuidades es:

$$\%RQD = 115 - (3.3 * J_v) \quad [1]$$

Para $J_v > 4.5$,

Para $J_v \leq 4.5$, $RQD = 100\%$ donde J_v es la suma del número de diaclasas por unidad de longitud para todas las diaclasas (discontinuidades) contenidas en el conteo volumétrico de diaclasas.

El RQD es un parámetro de dependencia direccional y su magnitud puede cambiar de manera significativa, dependiendo de la orientación del pozo. El uso del conteo volumétrico de diaclasas puede ser confiable al reducir esta dependencia direccional.

El RQD está propuesto para representar la calidad de la masa rocosa in situ. Cuando se usa una perforadora con broca de diamante, debe tenerse mucho cuidado para asegurar que las fracturas, producidas por el manejo de los núcleos o el proceso de perforación, sean identificadas e ignoradas al momento de determinar el valor del RQD. Cuando se utilice la relación de Palmströms para el cálculo, las fracturas inducidas por voladuras no deben ser incluidas en la estimación del J_v .

El RQD de Deere había sido el más utilizado, sobre todo en los últimos 25 años. Cording y Deere (1972), Merrit (1972) y Deere & Deere (1988) han probado relacionar el RQD para el factor de carga de Terzaghi y los requerimientos de deslizamientos en túneles. En el contexto de esta discusión el uso más importante del RQD es como un componente de los valores RMR (Rock Mass Rating, por sus siglas en inglés) y Q (Rock Quality Tunnel Index), que se definirán más adelante...(HOEK, 2000)

De Marco (1990), muestra, en su Trabajo, “Exploración y Caracterización de Rocas Discontinuas mediante el uso de técnicas de Perforación”, una clasificación basado en el valor RQD, clasificación que se puede apreciar en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Clasificación con RQD

RQD (%)	Clasificación
> 90	Muy Buena
75-90	Buena
50-75	Regular
25-50	Mala
< 25	Muy Mala

(Fuente, DE MARCO, 1990)

4.2.3. CLASIFICACIÓN SEGÚN EL ESTADO FÍSICO DE UNA ROCA

Esta clasificación también es conocida como la “Clasificación de Flores Calcaño”, ya que como lo indica Salcedo (1969) el geólogo Carlos E. Flores Calcaño publicó en su trabajo titulado “*Representaciones gráficas de los términos geotécnicos más usuales*” la siguiente nomenclatura:

- RD** Roca descompuesta
- RM** Roca meteorizada
- RF** Roca fresca
- b** Blanda
- d** Dura
- f** Fracturada
- s** Sana
- RDb** Roca descompuesta, blanda*
- RMb** Roca meteorizada, blanda*
- RMd** Roca meteorizada, dura*
- RMbf** Roca meteorizada, blanda fracturada*

RMdf Roca meteorizada, dura fracturada*

RFds Roca fresca, dura sana

(* Casos más comunes)

En la nomenclatura anterior, la primera letra, es decir la R, se refiere siempre a Roca. La segunda letra mayúscula después de la R, indica el grado de meteorización, en orden de menor a mayor grado de meteorización, la roca será:

Fresca (F) → Meteorizada (M) → Descompuesta (D)

Las letras en minúscula indican la dureza y el grado de fracturamiento, según la siguiente escala:

Dureza: Dura (d) → Blanda (b)

Fracturamiento: Sana (s) → Fracturada (f)

Puede utilizarse, antes de cualquiera de las letras excepto la R, una *m* minúscula que se refiere al término *muy*, ejemplo: RmMb (roca *muy* meteorizada, blanda), RFdmf (roca fresca, dura *muy* fracturada). Todo lo anterior, se puede resumir en el siguiente cuadro:

Tabla 4.4. Cuadro resumen de la Clasificación de Flores Calcaño

	Meteorización	Dureza	Fracturamiento	Grado
Roca	Fresca F	blanda b	sana s	menor
R	Meteorizada M	↓	↓	↓
	Descompuesta D	dura d	fracturada f	mayor

Salcedo (1969) sugiere el uso de la nomenclatura anterior, de acuerdo a las siguientes definiciones:

4.1.4. DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO

4.1.4.1. Número de Familias

En un macizo rocoso, el número de familias de discontinuidades condicionan su comportamiento mecánico, su modelo de deformación y sus mecanismos de rotura. La orientación de una familia de discontinuidades con respecto a las otras, y si se interceptan entre sí o no, pueden determinar la estabilidad de una obra geotécnica. La intensidad o grado de fracturación y el tamaño de los bloques de la roca intacta vienen dados por el número de familias de discontinuidades y por el espaciamiento de cada familia. Para describir el número de familias de discontinuidades que ocurren localmente (por ejemplo a lo largo de un túnel), la ISRM sugiere el uso de la siguiente tabla:

Tabla 4.5. Clasificación del Macizo Rocosó según el Número de familias de Discontinuidades

Tipo de Macizo Rocosó	Número de Familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales aleatorias
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasionales
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades
IX	Roca triturada o brechificado

4.1.4.2. Tamaño de Bloque

Otro factor que es un indicador del comportamiento del macizo rocoso es el tamaño de los bloques, ya que éste condiciona su comportamiento y propiedades resistentes y deformacionales. La dimensión y forma de los bloques están

determinadas por el espaciamiento, la persistencia, la orientación y el número de familias de las discontinuidades. En función de la forma y el tamaño de bloques, un macizo rocoso se puede clasificar según la siguiente tabla:

Tabla 4.6. Clasificación del Macizo Rocosó según el Tamaño de los Bloques

Clas e	Tipo	Descripción
I	Masivo	Pocas discontinuidades o con espaciamiento muy grande
II	Cúbico	Bloques aproximadamente equidimensionales
III	Tabular	Bloques con una dimensión considerablemente menor que las otras dos
IV	Columnar	Bloques con una dimensión considerablemente mayor que las otras dos
V	Irregular	Grandes variaciones en el tamaño y forma de los bloques
VI	triturado	Macizo rocoso muy fracturado, severamente diaclasado

Fuente: González de Vallejo (2002)

En un macizo rocoso sometido a un nivel dado de esfuerzos, su comportamiento mecánico está determinado por el tamaño de los bloques que lo conforman y por la resistencia al corte entre los mismos. Para caracterizar cuantitativamente un macizo en cuanto al tamaño de los bloques, la ISRM en 1981 definió dos parámetros: el índice de tamaño de bloque (I_b) y el conteo volumétrico de diaclasas (J_v).

El *Índice de tamaño de bloque* (I_b) representa las dimensiones medias de los bloques que conforman el macizo rocoso; para estimarlo, se seleccionan varios bloques y se miden sus dimensiones promedio, cada sitio medido debe ser caracterizado con un índice modal y por un rango que indique el mayor y el menor índice típico. Deben registrarse también el número de familias de discontinuidades, ya que de existir solamente una o dos familias, puede ser irreal la conversión del índice de bloques a volúmenes.

En el caso de las rocas sedimentarias, donde existan dos familias de diaclasas perpendiculares más la estratificación, el índice de bloque se define por:

$$I_b = (e_1 + e_2 + e_3) / 3$$

Donde: e_1 , e_2 y e_3 son los valores medios de las tres familias de discontinuidades.

El conteo volumétrico de diaclasas (J_v) representa el número total de discontinuidades que interceptan a una unidad de volumen (1 m³) del macizo rocoso. Debido a la dificultad de observar tridimensionalmente el macizo rocoso, el valor de J_v se puede determinar contando el número de discontinuidades de cada familia que interceptan una longitud determinada, midiendo perpendicularmente a la dirección de cada una de las familias; quedando el parámetro J_v definido por la siguiente fórmula:

$$J_v = \sum (\text{número de discontinuidades} / \text{longitud de la medida})$$

El valor de J_v debe determinarse para cada una de las familias de discontinuidades presentes, y el J_v total del macizo será igual a la suma de estos valores individuales. La mejor forma de hacer el conteo, es expresar el número de discontinuidades por metro, y para esto se recomienda hacer la medición entre 5 y 10 metros. Una vez obtenido el valor de J_v , el tamaño de los bloques se puede describir según la siguiente tabla:

Tabla 4.7. Clasificación del Macizo Rocosó según el Tamaño de los Bloques

Descripción	J_v (discontinuidades/m ³)
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1 – 3
Bloques de tamaño medio	3 – 10
Bloques pequeños	10 – 30
Bloques muy pequeños	> 30

Fuente: Salcedo (1983)

4.1.4.3. Grado de Meteorización

Para evaluar el grado de meteorización del macizo rocoso se debe hacer una observación directa y general del mismo, para luego comparar lo observado con los índices presentados en la tabla 4.8, la cual se muestra a continuación.

Tabla 4.8. Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso

Clase	Tipo	Descripción
I	Fresco	No hay signos visibles de meteorización. Si acaso una tenue decoloración en superficies de discontinuidades más desarrolladas.
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto está decolorado por la meteorización.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso está descompuesto y/o desintegrado a suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o desintegrado a suelo. La estructura original del macizo rocoso está prácticamente intacta.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso está descompuesto o desintegrado a suelo. La estructura del macizo y su textura se ha destruido. Hay cambio de volumen pero el suelo no ha sido transportado.

Fuente: González de Vallejo (2002) y Salcedo (1983)

CAPITULO V

CARACTERIZACIÓN EN CAMPO DE LOS MACIZOS ROCOSOS

La caracterización en campo, o descripción de los macizos rocosos en un paso fundamental cuando se pretende evaluar geomecánicamente un medio rocoso. En materia de túneles, luego de hacer una primera evaluación general del macizo a ser intervenido y una vez iniciada la excavación, debe caracterizarse el frente de trabajo a medida que avanza en la misma. Esto es de vital importancia para la estabilidad de la excavación, ya que es en base a la descripción y caracterización que se haga del macizo que se interviene, que se seleccionará el tratamiento y soporte que requiera la roca.

En una excavación subterránea, la caracterización del macizo requiere tanto de una evaluación geológica como de una evaluación geotécnica, donde además de tomarse en cuenta las características geológicas del mismo, debe también tomarse en cuenta sus características geomecánicas y estructurales.

Debe hacerse de manera cuidadosa, sistemática y en un lenguaje técnico, de manera que pueda ser utilizado como dato en cualquiera de los diferentes sistemas de clasificación de los macizos rocosos descritos en el capítulo anterior. También debe hacerse de forma tal que se representen el mayor número de características del macizo y que permita hacerse una imagen lo más fiel posible del mismo.

La caracterización en campo del macizo rocoso comienza con una descripción general de las condiciones del terreno, identificando y clasificando los diversos grupos de materiales que pudieran conformarlo, posteriormente cada una de estos grupos se describe en forma individualizada y sistemática, para luego hacer una

descripción total del macizo rocoso. Lo anterior podría esquematizarse, de acuerdo con González de Vallejo (2002), de la siguiente manera:

- Descripción general de la zona en estudio (frente de trabajo).
- División en zonas más o menos homogéneas y descripción general de cada zona.
- Descripción detallada de cada zona, que debe incluir: descripción de la roca intacta y descripción de las discontinuidades
- Descripción de los parámetros del macizo rocoso.

5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y ZONIFICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Como se indicó anteriormente, el primer paso en el estudio de un macizo rocoso, es su descripción general y la sectorización o zonificación del mismo. Para hacer la descripción del macizo rocoso, que en túneles se refiere al frente de trabajo, se puede seguir la siguiente metodología:

Identificación: se debe indicar la localización (que generalmente es mediante la progresiva), la cobertura, el método de excavación empleado, las dimensiones, las condiciones en que se encuentra, y algún otro punto de referencia, que puede ser la última costilla antes del frente.

Descripción: aquí es muy útil hacer un dibujo o esquema general del frente, y si es posible, tomar una fotografía del mismo. En esta descripción, se deben identificar las litologías presentes y su color, las estructuras mayores, como fallas, pliegues, fracturas, diaclasas predominantes, zonas meteorizadas, presencia de agua, etc.; todo esto sin ir mucho al detalle, lo cual será descrito en la roca intacta.

División en zonas: como se indico antes, esta división se realizará por zonas que litológica y estructuralmente sean más o menos homogéneas. Además de lo anteriormente indicado, se debe identificar cualquier elemento o estructura particular que esté presente en el frente, como cavidades, brechas, planos de falla, zonas de

flujo de agua, y cualquier otro aspecto que pueda influir en el comportamiento general del macizo.

5.2. CARACTERIZACIÓN EN DETALLE DE LAS ZONAS IDENTIFICADAS

Una vez identificadas las zonas presentes, se debe hacer una caracterización en detalle de cada una de éstas, para lo cual se puede seguir la siguiente metodología, refiriéndose los tres primeros apartados a la roca intacta:

5.2.1. LITOLOGÍA

Se debe hacer una identificación del tipo o tipos de roca presentes. Para esto se puede utilizar la clasificación propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) mostrada en la tabla 5.2. No es necesario hacer una descripción geológica exacta, basta con indicar los principales minerales observables a simple vista, su dureza, color, tamaño de grano, y en que forma se presentan dentro de la zona estudiada

5.2.2. METEORIZACIÓN

Indicar el grado de meteorización de la roca es muy importante en una descripción en campo, ya que éste afecta las propiedades físico-químicas de las rocas y por tanto su comportamiento geomecánico. Para identificar el grado de meteorización de una roca, se puede usar la tabla 5.1.

5.2.3. RESISTENCIA

Para determinar la resistencia de la roca en campo de una forma práctica, se pueden utilizar un Martillo de Schmidt o los llamados Índices de campo. El martillo de Schmidt o esclerómetro, es un aparato de fácil manejo y transporte, que mide la resistencia al rebote de la superficie de una roca, que luego se correlaciona con la resistencia a la compresión simple de la roca intacta, para esta correlación, se puede usar el gráfico mostrado en la figura 5.1. Por su parte, los Índices de campo permiten hacer una estimación del rango de resistencia de la roca, es un método bastante sencillo y práctico muy útil en campo, ya que no requiere de ningún aparato especial; la manera para aplicar los índices de campo se muestran en la tabla 5.3.

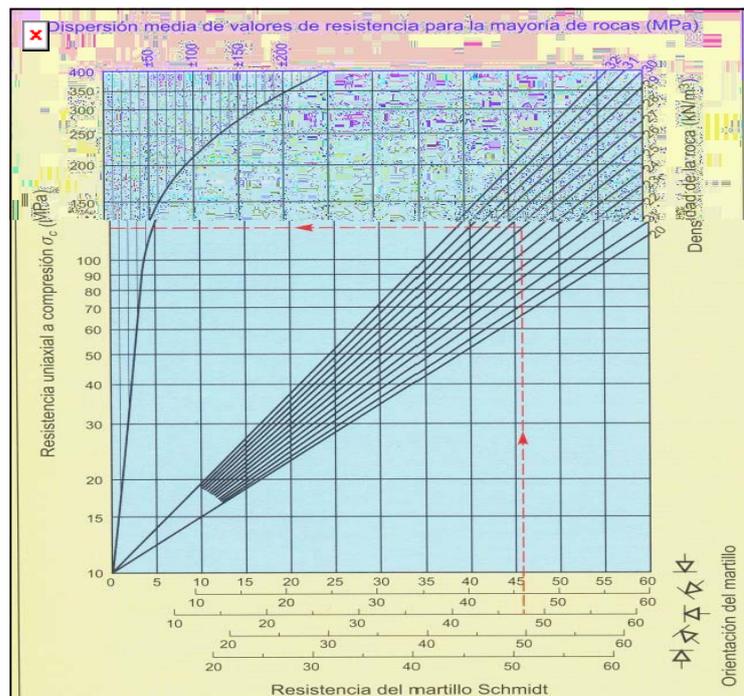


Figura 5.1. Ábaco que correlaciona el valor del rebote del martillo de Schmidt y la resistencia a la compresión de la roca, Fuente: González de Vallejo (2002)

Tabla 5.3. Estimación en campo de la resistencia compresiva uniaxial de la roca intacta.

Grado	Descripción de la roca	Resist. aprox. a la compresión uniaxial (MPa)	Identificación en campo	Ejemplos
R0	Extremadamente débil	0,25 - 1	Puede ser marcada con la uña	Relleno de falla rígido.
R1	Muy débil	1 - 5	Se desmenuza por golpes fuertes con la punta de la piqueta. Puede ser desconchada con una navaja	Roca altamente Meteorizada alterada, lutita
R2	Débil	5 - 25	Puede ser desconchada con una navaja con dificultad. Puede ser mellada superficialmente con un golpe dado con la punta de la piqueta	Tiza (creta), sal de roca, potasa
R3	Medianamente resistente	25 - 50	No puede ser rayada o desconchada por una navaja, la muestra puede ser fracturada con un golpe fuerte de la piqueta	Arcilita, carbón, concreto, esquisto, lutita, limonita
R4	Resistente	50 - 100	La muestra requiere más de un golpe de la piqueta para fracturarla	Caliza, mármol, filita, arenisca, esquisto, lutita
R5	Muy resistente	100 - 250	La muestra requiere varios golpes de la piqueta para fracturarla	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneis, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba
R6	Extremadamente resistente	> 250	Al golpear la muestra con la piqueta solo se astilla	Basalto fresco, chert, diabasa, gneis, cuarcita, granito

Fuente: Modificado de De Marco (2003)

5.2.4. DESCRIPCIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

Definir las características y las propiedades de los planos de discontinuidad en un macizo rocoso es necesario para poder determinar uno de los parámetros más importantes en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros fracturados, que es su resistencia al corte; esto es debido a que las discontinuidades presentes en un macizo rocoso influyen en gran medida en las propiedades y el comportamiento geomecánico del mismo.

Según Salcedo (1983), al tratar de definir el término “discontinuidad” se han originado varias confusiones; tanto es así, que la ISRM difiere en sus definiciones publicadas en 1975 y 1981.

Queda definida una **discontinuidad** como: cualquier plano de origen mecánico o sedimentario que separa los bloques sólidos de un macizo rocoso, tales como diaclasas, fallas, foliación, estratificación y cualquier otra superficie débil que da a la roca una condición anisotrópica de resistencia, y en la cual la resistencia a la tracción es nula o muy baja. De acuerdo con González de Vallejo (2002), las discontinuidades se pueden agrupar en: sistemáticas, cuando aparecen en familias; y singulares, cuando aparecen en un único plano que atraviesa el macizo rocoso; los tipos de discontinuidades se pueden ver en la tabla 5.4.

Tabla 5.4. Tipos de discontinuidades

Discontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	<ul style="list-style-type: none">– Planos de estratificación– Planos de laminación– Diaclasas o juntas– Planos de esquistosidad	<ul style="list-style-type: none">– Fallas– Diques– Discordancias
Lineales	<ul style="list-style-type: none">– Intersección de discontinuidades planares– Lineaciones	<ul style="list-style-type: none">– Ejes de pliegues

Fuente: González de Vallejo (2002)

Bien vale la pena, debido a la importancia de la presencia de discontinuidades en un macizo rocoso, complementar la información mostrada en la tabla anterior; para esto se presentan a continuación las siguientes definiciones de acuerdo con De Marco (2003), Salcedo (1983) y González de Vallejo (2002).

Diaclasas o Juntas: es un quiebre o fractura en la continuidad de la roca, de origen geológico y a lo largo de la cual no ha habido desplazamiento o éste es muy pequeño para ser visible. Pueden ser de origen tectónico, ígneo, o por relajación. Si las diaclasas cortan a través de varias capas de roca, y tienen longitudes de decenas o cientos de metros se les denominan “diaclasas maestras”, aquellas de menor magnitud pero que están bien definidas se denominan “diaclasas mayores”, y a las de menor importancia o fracturas más pequeñas se les denomina “diaclasas menores”.

Estratificación o Planos de estratificación: o son superficies características de las rocas sedimentarias que separan los estratos o capas de igual o diferente litología. Se pueden presentar también en rocas metamórficas que se hayan originado a partir de rocas sedimentarias.

Superficies de laminación: se presentan en las rocas sedimentarias en los planos de estratificación limitando las láminas de una secuencia sedimentaria.

Foliación o esquistosidad: son superficies penetrativas, de origen tectónico desarrolladas por la orientación de los minerales durante el metamorfismo, con una disposición perpendicular a la dirección del esfuerzo compresivo máximo. Se usa el término esquistosidad para referirse a superficies paralelas individuales que constituyen las rocas, y que son apreciables a simple vista; y el término foliación, se usa para aquellas rocas de un grano más fino.

Superficies de contacto litológico: son planos que separan las diferentes litologías que puedan presentarse en un macizo rocoso. En las rocas sedimentarias se

incluyen en las superficies de estratificación, y en las rocas ígneas se pueden presentar, por ejemplo, como diques o filones.

Fallas: es un plano de rotura o fracturación a lo largo del cual ha ocurrido un desplazamiento relativo de un lado con respecto al otro. En ocasiones, pueden llevar asociadas zonas de debilidad denominadas “brechas o zonas de falla” en las que la roca se puede encontrar triturada y con y no se puede distinguir bien el plano de rotura, esta brecha puede tener espesores de unos pocos centímetros o de algunos metros.

Fractura: es un término general para indicar cualquier discontinuidad mecánica en la roca, como diaclasas, fallas, grietas o fisuras.

Grieta: se usa para definir una fractura pequeña.

Fisura (*hair crack*): son grietas pequeñas planares y originan respuestas no lineales en el proceso de carga-deformación a niveles bajos de esfuerzos, es decir ocasionan variabilidad y dispersión en los resultados de los ensayos. Una vez conocidos los diversos tipos de discontinuidades, se puede hacer la descripción y medida de éstas en el frente, para lo cual se deben tomar en cuenta los siguientes parámetros, los cuales se ilustran en la figura 5.2 y se definen más adelante.

- Orientación
- Espaciado
- Número de familias
- Persistencia o continuidad
- Rugosidad
- Abertura
- Relleno
- Resistencia en las paredes

– Filtraciones.

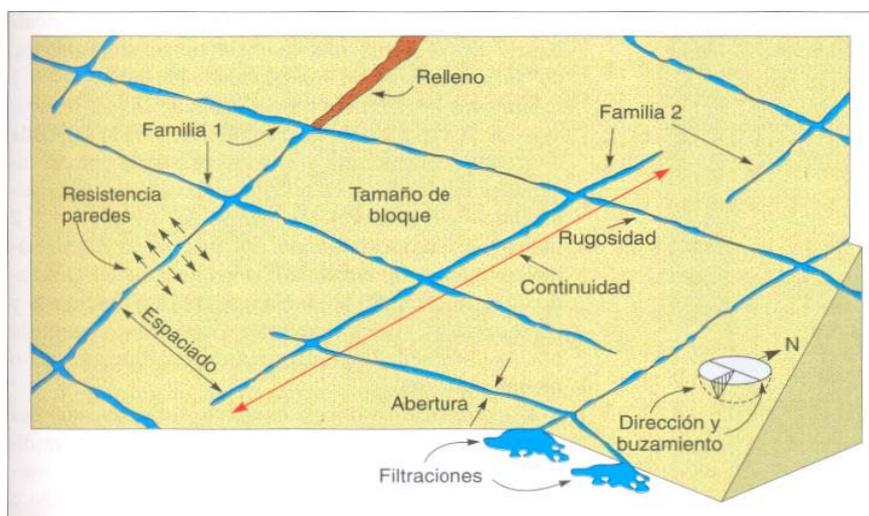


Figura 5.2. Representación esquemática de los parámetros de las discontinuidades.

Fuente: González de Vallejo (2002)

Orientación: la orientación de una discontinuidad en el espacio se define por su dirección de buzamiento y su buzamiento (dirección de la línea de máxima pendiente del plano con respecto al norte, y la inclinación con respecto a la horizontal de dicha línea). En Venezuela, para definir la orientación de una discontinuidad o de cualquier plano, es más común usar el rumbo o dirección del plano y el buzamiento del mismo, ver figura 5.3. Cuando se presentan discontinuidades sistemáticas, éstas tienen generalmente, una orientación y características más o menos similares, lo que permite asociarlas en “familias de discontinuidades”. Para cada una de estas familias, se aconseja tomar un número suficiente de mediciones de manera que permitan definirla adecuadamente. Según el uso destinado a la información registrada, esta se puede representar gráficamente de las siguientes formas: símbolos en mapas geológicos o diagramas de campo, proyección estereográfica, diagramas de rosetas, bloques de diagrama.

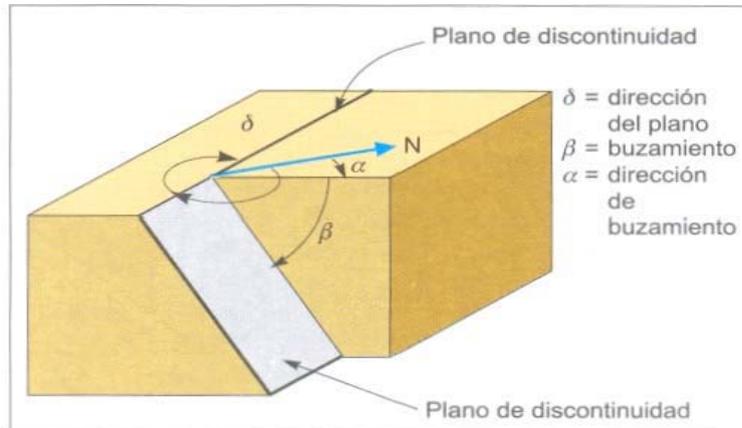


Figura 5.3. Medida de la orientación de las discontinuidades

Fuente: González de Vallejo (2002)

Espaciamiento: el espaciamiento de una discontinuidad se define como la distancia que existe entre dos planos de discontinuidad de una misma familia adyacentes entre sí, los cuales son medidos en la dirección perpendicular a dicho plano (ver figura 5.4).

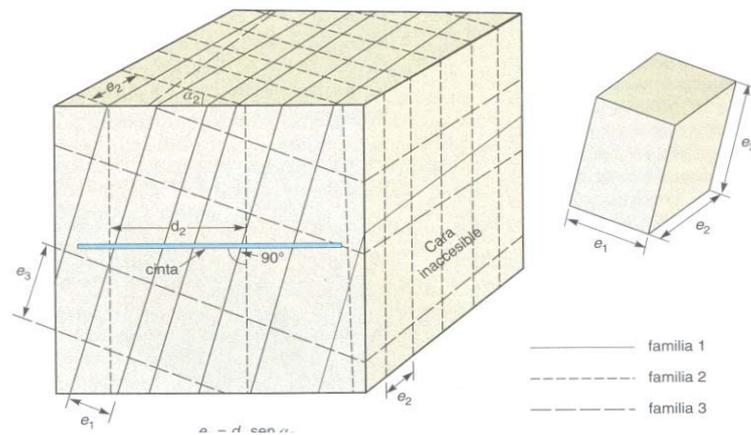


Figura 5.4. Medida de espaciamiento de una discontinuidad en una cara expuesta de un afloramiento.

Fuente: González de Vallejo (2002)

En campo, muchas veces no es posible medir el espaciado en la dirección perpendicular a la superficie, en estos casos se mide el espaciado modal o aparente, el cual se corrige para obtener el espaciado real con la siguiente fórmula:

$$e = d \cdot \sin \alpha$$

Donde:

e : es el espaciado real

d : es la distancia medida

α : es el ángulo entre la línea de medición y la dirección de la familia.

Una vez determinado el espaciado de la discontinuidad, éste se clasifica según la terminología mostrada en la tabla 5.5. El espaciado también se puede expresar como el inverso del número de discontinuidades por metro, y se denomina *frecuencia de la discontinuidad*.

Tabla 5.5. Descripción del espaciado de las discontinuidades

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	< 20 mm
Muy junto	20 – 60 mm
Junto	60 – 200 mm
Moderadamente junto	200 – 600 mm
Separado	600 – 2000 mm
Muy separado	2000 – 6000 mm
Extremadamente separado	> 6000 mm

Continuidad o Persistencia: la continuidad o persistencia de una discontinuidad indica su extensión superficial o tamaño, es decir la medida de su longitud según su dirección del plano y su buzamiento. Es un parámetro de difícil determinación ya que generalmente sólo se observan las trazas en las superficies expuestas. La medida de la continuidad debe realizarse con una cinta métrica.

Determinar la persistencia de una discontinuidad o de una familia de discontinuidades es de gran importancia, debido a que el grado de persistencia determinará el grado al cual se producirá la rotura de la roca a lo largo de la superficie de falla. Por lo general, las discontinuidades singulares como fallas y diques son muy continuas y deben ser caracterizadas con especial atención. La continuidad de una discontinuidad o de una familia de discontinuidades se describe según la siguiente tabla:

Tabla 5.6. Descripción de la persistencia para cada familia de Discontinuidades

Persistencia	Longitud
Muy baja persistencia	< 1 m
Baja persistencia	1 – 3 m
Persistencia media	3 – 10 m
Alta persistencia	10 – 20 m
Muy alta persistencia	> 20 m

Fuente: Salcedo (1983)

Resistencia de las paredes de la discontinuidad: la resistencia de la pared de una discontinuidad depende del tipo de roca, del grado de meteorización que presente, y de la existencia o no de relleno. En campo, la resistencia en la superficie de la discontinuidad puede medirse de igual manera que la resistencia de la roca, es decir, con los índices de campo mostrados anteriormente en la tabla 5.5, o con el martillo de Schmidt aplicándolo directamente sobre la discontinuidad. La medida de la resistencia de la pared de la discontinuidad influye en la resistencia al corte y la deformabilidad de la misma.

CAPITULO VI

PROPIEDADES MECÁNICAS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LAS ROCAS

El comportamiento de los macizos rocosos frente a una intervención humana no responde a un patrón definido ni completamente predecible, esto se debe a su misma condición de ser un medio natural heterogéneo y anisótropo. La respuesta y el comportamiento de las rocas están controlados por sus características físicas y mecánicas, que son el resultado de los diversos procesos tectónicos y geológicos que ha sufrido la roca desde su formación hasta el momento en que es intervenida.

Las características físicas principales que presentan las rocas son propias de su naturaleza geológica y se refieren principalmente a su mineralogía, tamaño de grano, densidad, dureza, porosidad, textura, arreglo cristalino, permeabilidad y grado de meteorización, entre otros. Pero como las rocas en un macizo rocoso no se presentan de forma aislada, el comportamiento mecánico de éste se ve además afectado por los diferentes tipos de rocas que lo conforman, las estructuras presentes y los estados de esfuerzos a los que se vea sometido en su medio natural.

Todos estos factores que afectan al macizo rocoso, deben tomarse en cuenta al momento de diseñar una obra de ingeniería en donde éste deba ser intervenido; las características físicas, que se refieren básicamente a la geología y estructura del macizo, se pueden cuantificar de una manera aceptable como se vio anteriormente en los capítulos dedicados a la caracterización de los macizos rocosos, pero surge entonces el problema de cómo se puede medir o cuantificar las características mecánicas de la roca intacta y de todo el macizo rocoso.

Este ha sido por mucho tiempo uno de los principales problemas a los que se ha enfrentado la mecánica de rocas, ya que cada vez los proyectos de ingeniería son más ambiciosos y más exigentes en cuanto a calidad, seguridad y por supuesto en cuanto a

menores costos. Se trata simplemente de poder aprovechar mejor las propiedades de las rocas o poder predecir con mayor exactitud el comportamiento que tendrá la roca de acuerdo a la forma en que sea afectada.

Para dar respuesta a este problema, surgieron los llamados *criterios de resistencia y rotura de las rocas y de los macizos rocosos*. Pero antes de definir estos criterios, se presentan a continuación una serie de conceptos que facilitarán su entendimiento y comprensión, los cuales han sido tomados de González de Vallejo (2002).

6.1. CONCEPTOS BÁSICOS

6.1.1. FUERZAS, P

Al hablar de fuerzas en un sistema rocoso, debe acotarse que éstas son las principales responsables del estado y comportamiento mecánico del sistema; las fuerzas que actúan sobre un medio rocoso son la fuerza gravitatoria y las fuerzas superficiales que ejercen sobre el cuerpo los materiales que lo rodean. Estas fuerzas superficiales actúan directamente sobre las superficies de contacto entre las partes adyacentes del sistema rocoso y se transmiten a cualquier punto del interior del mismo. Las fuerzas superficiales pueden ser compresivas o distensivas, según actúen hacia dentro o hacia fuera del punto de aplicación.

6.1.2. ESFUERZO O TENSIÓN, σ

Es la reacción interna de un cuerpo a la aplicación de una fuerza o conjunto de fuerzas; es una cantidad que no se puede medir directamente, ya que lo que se mide es la fuerza que se aplica, si la fuerza actúa uniformemente sobre una superficie o un plano, el esfuerzo o tensión indica la intensidad de las fuerzas que actúan sobre ese plano. Es importante señalar que el esfuerzo sobre un plano no varía si la fuerza es aplicada uniformemente sobre éste, pero si esto no sucede, es decir que la fuerza no se aplica de manera uniforme sobre todo el plano, el esfuerzo variará para las

diferentes áreas del mismo. Al igual que las fuerzas, los esfuerzos compresivos son positivos, y los distensivos o traccionales, son negativos. El esfuerzo se puede representar como un vector σ , y como tal puede descomponerse en sus componentes normal σ_n y tangencial τ o σ_t , tal como se aprecia en la figura 6.1.



Figura 6.1. Representación gráfica de los esfuerzos sobre un plano

Fuente: González de Vallejo (2002)

6.1.3. ESTADO TENSIONAL O DE ESFUERZOS

Se refiere a la definición y cuantificación de todas las fuerzas por unidad de área que son aplicadas sobre un cuerpo en un momento determinado; generalmente se determina definiendo los esfuerzos que son aplicados sobre tres planos ortogonales a través de un punto.

6.1.4. DEFORMACIÓN, E

La deformación indica la variación entre la longitud o espacio entre dos partículas en dos estados mecánicos distintos, y se puede expresar como la relación entre la variación de longitud y la longitud inicial entre las partículas. Dicho en otras palabras, la deformación indica el cambio en la forma o configuración de un cuerpo, según los desplazamientos que sufre la roca al soportar la carga.

6.1.5. RESISTENCIA, Σ

La resistencia es el esfuerzo que la roca puede soportar para unas ciertas condiciones de deformación. Cuando una roca alcanza su resistencia máxima se habla de *resistencia pico* (σ_p), y si la roca sobrepasa esta resistencia pico y cae a otro valor de resistencia para deformaciones elevadas sin que exista rotura de la misma, se llama *resistencia residual* (σ_r).

6.1.6. ROTURA

La rotura es un fenómeno que se produce cuando la roca no puede soportar las fuerzas que se le aplican, y el esfuerzo alcanza un valor máximo que corresponde a la resistencia pico del material. Según la resistencia de la roca y las relaciones entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, la rotura puede ser: rotura frágil, en la que la rotura de la roca se produce de forma instantánea y violenta; o rotura dúctil, donde la rotura de la roca se produce en forma progresiva.

En un medio rocoso existen diferentes mecanismos de rotura de las rocas, de los cuales se presentan los siguientes:

Rotura por esfuerzo cortante, se produce cuando una determinada superficie de la roca se somete a esfuerzos de corte suficientemente altos como para que una cara de la superficie se deslice con respecto a otra; ejemplo, la rotura a favor de discontinuidades.

Rotura por compresión, se produce cuando la roca está sometida a esfuerzos compresivos, y a nivel microscópico se producen en la roca grietas de tracción y planos de corte por donde se producirá la rotura.

Rotura por tracción, se produce cuando la forma o estructura del macizo rocoso hace que una sección de la roca se someta a una tracción pura o casi pura.

6.1.7. FRACTURA

La fractura es la formación de planos de separación en la roca, rompiéndose los enlaces de las partículas para crear nuevas superficies; se pierden las fuerzas cohesivas y permanecen únicamente las friccionales. La dirección de estos nuevos planos de fractura depende de: la dirección de aplicación de las fuerzas y las anisotropías presentes en el material rocoso a nivel microscópico o macroscópico.

6.1.8. COHESIÓN, C

En una roca, la cohesión es la fuerza que une las partículas minerales que conforman la roca.

6.1.9. ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA, ϕ

Es el ángulo de rozamiento entre dos planos de la misma roca.

6.2. ESFUERZOS, TENSIONES Y DEFORMACIONES EN LAS ROCAS

Las rocas pueden estar sometidas a diversos esfuerzos y estados de tensiones, en condiciones naturales, un núcleo de roca intacta puede estar sometido a los esfuerzos como los mostrados en la figura 6.2 donde σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 es el esfuerzo principal menor ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$). Adicionalmente, también se encuentran sometidas a esfuerzos tangenciales τ , ocasionados por la tracción entre las partículas de rocas o en las discontinuidades. Debido a que estos esfuerzos a los que se ven sometidos las rocas le ocasionan ciertas deformaciones que influyen directamente sobre sus propiedades mecánicas, es importante conocer las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones para poder predecir la magnitud de éstas. Uno de los aspectos más importantes que se debe conocer de un material rocoso es su resistencia a los esfuerzos a los que se ve sometido y las leyes que rigen su rotura y deformación.

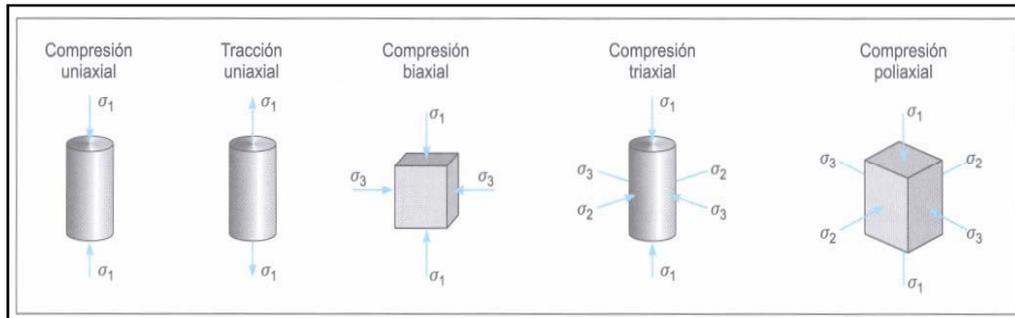


Figura 6.2. Diferentes estados de tensiones aplicados a muestras de Laboratorio.

Fuente: González de Vallejo (2002)

En este sentido, surgieron los llamados criterios de resistencia o rotura, los cuales no son más que expresiones matemáticas que buscan establecer una relación entre los esfuerzos aplicados, la resistencia del material y sus deformaciones, así como de otros parámetros representativos de las rocas. Estos criterios son empíricos, y están basados en una serie de experiencias en campo y en laboratorio. Existen criterios para la roca intacta, para las discontinuidades y para el macizo rocoso, entre los más utilizados en la mecánica de rocas se encuentran los de Hoek y Brown y los de Mohr-Coulomb.

Como lo indica González de Vallejo (2002), si se van registrando los esfuerzos y las deformaciones que se producen en la muestra de roca en diferentes intervalos del ensayo, se puede dibujar la curva esfuerzo-deformación. La rama ascendente de la curva, antes de que se alcance la resistencia pico, presenta un comportamiento lineal o elástico para la mayoría de las rocas. En este campo elástico, la deformación producida es proporcional al esfuerzo y se cumple la siguiente relación:

$$E = \sigma/\epsilon_{ax} \quad (4.1)$$

Donde E es la constante de proporcionalidad conocida como **Módulo de Young** o módulo de elasticidad, σ es el esfuerzo generado y ϵ_{ax} es la deformación axial de la muestra de roca.

Además del módulo de Young, existe otra constante que define el comportamiento elástico del material rocoso que se conoce como el **Coefficiente de Poisson (ν)**, y está definido por la siguiente relación:

$$\nu = \epsilon_t / \epsilon_{ax} \quad (4.2)$$

Donde ϵ_t es la deformación transversal o diametral de la muestra ensayada, tal como se ilustra en la figura 6.3.

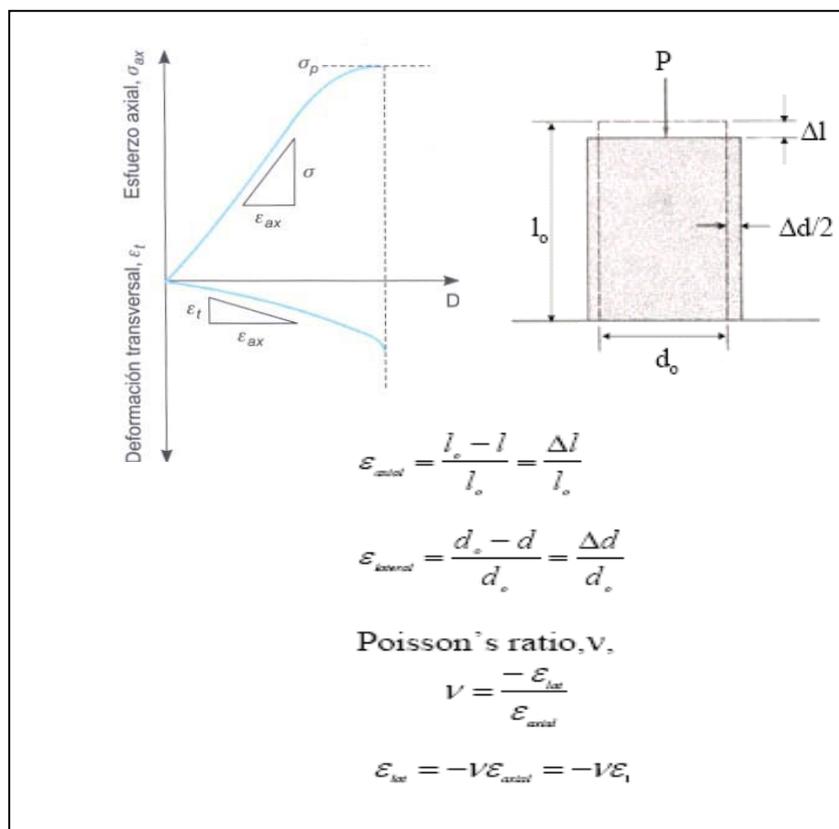


Figura 6.3. Curvas tensión-deformación obtenidas mediante ensayos de compresión uniaxial y representación gráfica del módulo de Young y el coeficiente de Poisson.

Fuente: Modificado de González de Vallejo (2002)

En términos generales, el comportamiento de las rocas al ser sometidas a ensayos de carga se puede clasificar en tres tipos, estos son:

Frágil, las deformaciones que se presentan en la roca son elásticas y su resistencia disminuye de forma drástica y casi instantánea hasta alcanzar un valor cercano al cero, es típico de rocas duras y resistentes. Generalmente la rotura se produce a través de los planos de debilidad.

Frágil-Dúctil, las deformaciones son elásticas y plásticas no recuperables, la resistencia de la roca disminuye hasta un cierto valor luego de haber alcanzado deformaciones importantes, este comportamiento lo presentan las discontinuidades rocosas o materiales arcillosos sobreconsolidados.

Dúctil, predominan las deformaciones plásticas y la resistencia no se pierde aún después de grandes deformaciones sino que se mantiene constante. La rotura se produce de forma progresiva y a través de numerosos planos que se van generando a medida que se aumenta la deformación; es un comportamiento típico de las sales y otros materiales blandos.

6.3. CRITERIOS DE ROTURA, RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LOS MEDIOS ROCOSOS

6.3.1. CRITERIOS DE MOHR-COULOMB

De acuerdo con González de Vallejo (2002), el criterio de Mohr-Coulomb para la *roca intacta* es un criterio lineal que expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes *en el momento de la rotura* mediante la siguiente expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \varphi \quad (4.3)$$

Donde: τ y σ_n son las tensiones tangencial y normal sobre el plano de rotura; y c y φ son la cohesión y el ángulo de fricción de la roca intacta.

Este criterio también se puede expresar en función de los esfuerzos principales

σ_1

y σ_3

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi + \sigma_3 (1 + \operatorname{sen} \varphi)}{(1 - \operatorname{sen} \varphi)} \quad (4.4)$$

En condiciones de compresión sin confinar, es decir donde σ_1 será la resistencia a la compresión simple de la roca $\sigma_1 = \sigma_c$, de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} \quad (4.5)$$

Para condiciones en que la roca es sometida a tracción, esto es $\sigma_1 = 0$, σ_3 será igual a la resistencia a la tracción σ_t (negativo), y el criterio define para esto la siguiente expresión:

$$\sigma_3 = (-)\sigma_t = \frac{(-)2c \cos \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (4.6)$$

La representación gráfica de los estados de esfuerzos en un punto recibe el nombre de círculo de Mohr; las intersecciones del círculo con el eje σ_n son los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , el radio del círculo representa el máximo esfuerzo tangencial τ . Cualquier punto del círculo representa el estado de esfuerzos sobre un plano cuya normal forma un ángulo θ con la dirección del esfuerzo principal σ_1 . aunque para las aplicaciones de la mecánica de rocas, el criterio de Mohr-Coulomb para roca intacta queda representado como lo muestra la figura 6.4.

Adicionalmente, también existe un criterio de Mohr-Coulomb para macizos rocosos, en donde tal como lo indica Hoek (2001), la resistencia del macizo rocoso es definida por la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ , en la siguiente expresión:

$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k \sigma_3$ donde σ_{cm} es la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso, y k es la pendiente de la relación lineal entre σ_1 y σ_3 . Los valores de ϕ y c se pueden calcular de la siguiente manera:

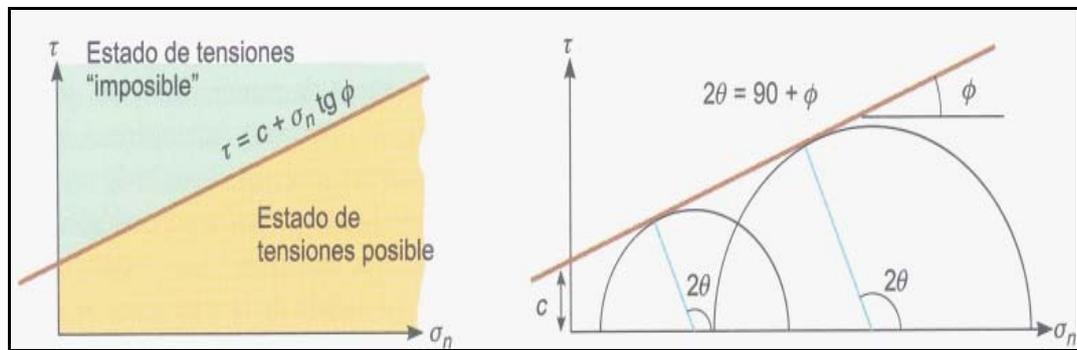


Figura 6.4. Criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb y su envolvente en términos de esfuerzos normales y tangenciales. Fuente: González de Vallejo (2002)

6.3.2. CRITERIO DE ROTURA DE HOEK Y BROWN

Este criterio fue propuesto en 1980 por los doctores Evert Hoek y Edwin Brown y modificado posteriormente a fin de ajustarse a las necesidades de los usuarios quienes lo aplicaron a problemas particulares que no fueron considerados cuando se desarrolló el criterio original.

Este método permite obtener estimados de la resistencia de los macizos rocosos diaclasados, basado en su macroestructura y en la condición de las superficies de discontinuidad. Para poder aplicar el método a macizo rocosos de muy mala calidad, se requirieron cambios adicionales y además el desarrollo de un nuevo sistema de clasificación llamado el Índice de Resistencia Geológica (GSI), mencionado anteriormente.

En la última modificación, presentada por Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002) se proponen una secuencia de cálculos para la aplicación del criterio generalizado Hoek-Brown a macizos rocosos fracturados de mala calidad, quedando éste expresado como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde: σ_1 y σ_3 , son los esfuerzos principales mayor y menor aplicados a la muestra en el momento de la rotura,

σ_{ci} , es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta,

m_b es un valor reducido de la constante de los materiales m_i cuyo valor se puede determinar a través de la siguiente ecuación:

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

:

Donde: S y a , son constantes para el macizo rocoso dado, tal que:

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

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

Donde el factor D depende del grado de perturbación al que ha sido sometido el macizo rocoso por el daño causado por voladura y la relajación de los esfuerzo; varía desde 0 para macizos imperturbados, hasta 1 para macizos muy perturbados. En la tabla 6.1 y 6.2 se muestran estos valores para su aplicación a túneles.

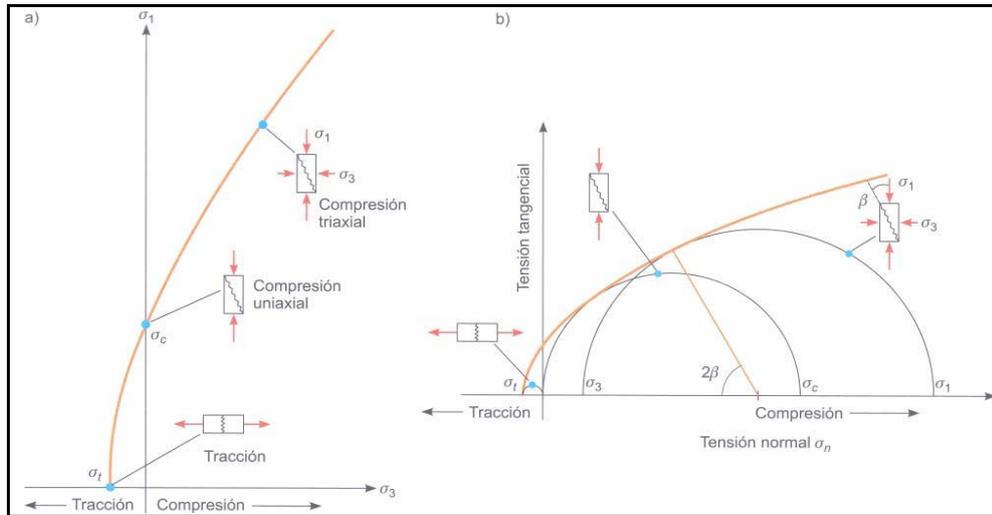


Figura 6.5. Envolventes de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b). Fuente: González de Vallejo (2002)

Como se observa en las ecuaciones anteriores, el valor del GSI permite cuantificar las características geomecánicas de los macizos rocosos, y con los resultados de ensayos de laboratorio de resistencia y deformabilidad, se pueden estimar los valores representativos del macizo rocoso, tales como: cohesión (C), ángulo de fricción interna (ϕ), resistencia del macizo rocoso (σ_{cm}). Las fórmulas para el cálculo de cada uno de los parámetros mencionados se muestran a continuación (Hoek, Carranza-Torres y Corkum, 2002).

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

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1 + a)(2 + a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right]$$

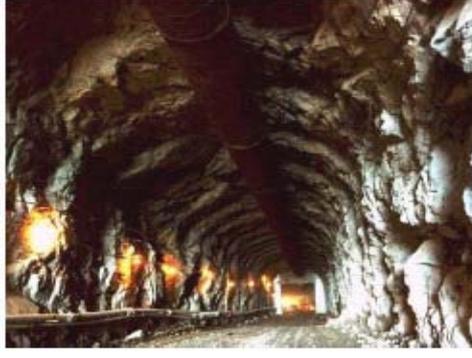
$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] (m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

También se plantea una fórmula para estimar el módulo de deformación del macizo rocoso (E_m), de la siguiente manera:

$$E_m \text{ [GPa]} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{Para } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

$$E_m \text{ [GPa]} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad \text{Para } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}$$

Tabla 6.1. Valores del factor D

Descripción del Macizo Rocosó	Valor sugerido para <i>D</i>	Apariencia del Macizo Rocosó
<p>Masa rocosa excavada haciendo uso de voladuras controladas de excelente calidad o mediante excavación mecanizada de túneles (TBM), ocasionando un mínimo de perturbación en la masa rocosa confinada alrededor del túnel.</p>	<p>$D = 0$</p>	
<p>Excavación mecanizada o manual (sin voladuras) en masa rocosa de pobre calidad, ocasionando un mínimo de perturbación en la masa rocosa circundante.</p> <p>Si existe la posibilidad de levantamiento del piso del túnel por problemas de fluencia, la masa rocosa puede ser severamente afectada, si no se coloca arco invertido temporal.</p>	<p>$D = 0$ $D = 0,5$</p> <p>Arco invertido</p>	
<p>Masa rocosa competente, excavada haciendo uso de voladuras de pobre calidad, ocasionando daño severo local, extendiéndose 2 ó 3m, en la masa rocosa circundante.</p>	<p>$D = 0,8$</p>	

Fuente: Traducido de Hoek (2004)

Tabla 6.2. Valores de la constante de Hoek, m_i

TIPO DE ROCA	CLASE	GRUPO	TEXTURA			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
S E D I M E N T A R I A S	Clástica		Conglomerado (21 ± 3)	Arenisca 17 ± 4	Limolita 7 ± 2	Arcilita 4 ± 2
			Brecha (20 ± 2)		Grauvaca (18 ± 3)	Lutita (6 ± 2)
						Marga (7 ± 2)
	No Clástica	Carbonatos	Caliza Cristalina (12 ± 3)	Caliza Espática (10 ± 5)	Caliza Micrítica (8 ± 3)	Dolomita (9 ± 3)
		Evaporitas		Yeso 10 ± 2	Anhidrita 12 ± 2	
		Orgánicas				Tiza 7 ± 2
M E T A M O R F I C A S	No Foliadas		Mármol 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4)	Cuarcita 20 ± 3	
				Metarenisca (19 ± 3)		
	Ligeramente foliadas		Migmatita (29 ± 3)	Anfibolita 26 ± 6		
	Foliadas *		Gneiss 28 ± 5	Esquisto 10 ± 3	Filita (7 ± 3)	Pizarra 7 ± 4
Í G N E A S	P L U T Ó N I C A S	Claras	Granito 32 ± 3	Diorita 25 ± 5		
			Granodiorita (29 ± 3)			
		Oscuras	Gabro 27 ± 3	Dolerita (16 ± 5)		
			Norita 20 ± 5			
	Hipoabisales		Pórfidos (20 ± 5)	Diabasa (15 ± 5)	Peridotita (25 ± 5)	
	V o l c á n i c a s	Lavas		Riolita (25 ± 5)	Dacita (25 ± 3)	Obsidiana (19 ± 3)
				Andesita 25 ± 5	Basalto (25 ± 5)	
		Piroclásticas	Aglomerado (19 ± 3)	Brecha (19 ± 5)	Toba (13 ± 5)	

(Adaptada por P. De Marco, 2003)

() Los valores entre paréntesis son estimados.

* Estos valores corresponden a especímenes de roca intacta ensayados perpendicularmente a los planos de foliación. Si la rotura o falla ocurre a lo largo del plano de debilidad, el valor de m_i puede ser significativamente diferente.

Fuente: De Marco (2003)

CAPITULO VII

ENSAYOS DE LABORATORIO

A continuación se presentan las características de cada ensayo de mecánica de rocas a saber, de Carga Puntual, Compresión Uniaxial, Tracción Indirecta y Corte Directo en Roca. Estos procedimientos están normalizados por la I.S.R.M. (INTERNATIONAL SOCIETY OF ROCK MECHANICS, por sus siglas en inglés), y fueron adaptados en el año de 1995 por el Ing. Pietro De Marco, según los equipos pertenecientes al Laboratorio de Mecánica de Rocas de la Facultad de Ingeniería, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, de la Universidad Central de Venezuela.

7.1. ENSAYO DE CARGA PUNTUAL

7.1.1. ALCANCE

Determina un índice de resistencia en muestras de rocas de geometría irregular o cilíndrica (sin preparaciones especiales), las cuales son sometidas a carga entre dos piezas cónicas de punta redondeada.

Los resultados son utilizados para clasificación y caracterización geotécnica de la roca intacta. Igualmente, pueden establecerse correlaciones con la resistencia a la compresión y a la tensión uniaxial.

El ensayo mide el Índice de Resistencia a Carga Puntual, I_s (50) y el Índice de Anisotropía, I_a (50). Como muestra en las figuras 7.1 y 7.2.

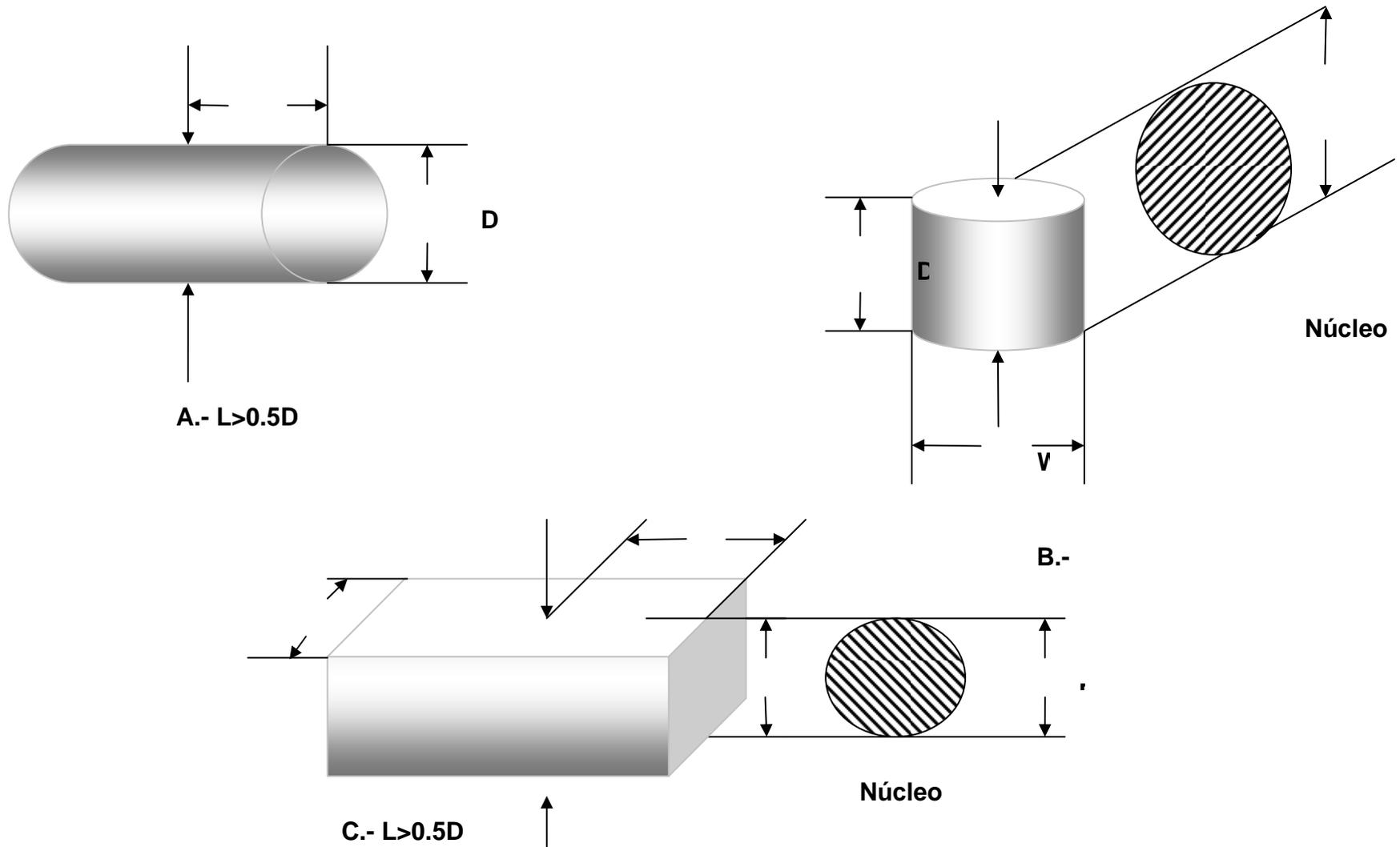


Figura 7.1. Requerimientos geométricos para el ensayo de Carga Puntual: A.-Diametral, B.- Axial, C.- Bloque (Fuente: DE MARCO, 1995)

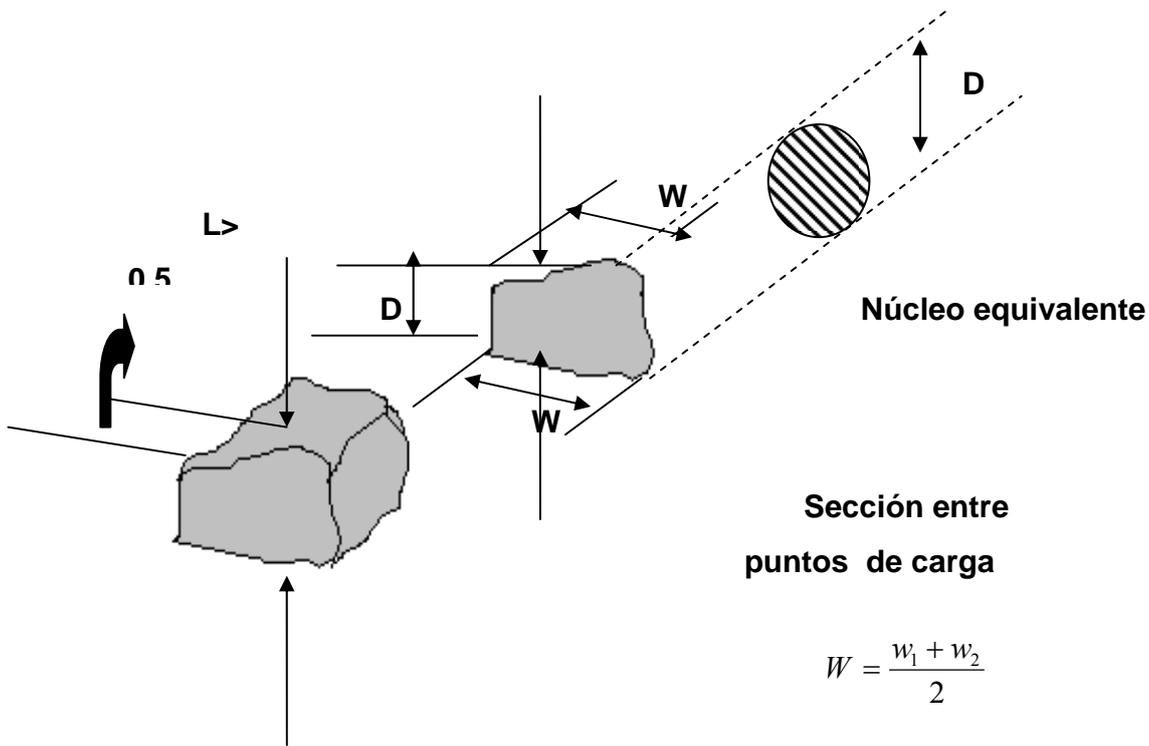


Figura 7.2. Requerimientos geométricos para el ensayo de Carga Puntual: Bloque Irregular (Fuente: DE MARCO, 1995)

7.1.2. APARATOS Y EQUIPOS NECESARIOS

1. La máquina del ensayo (Foto 7.1 y figura 7.3), consiste en un sistema de carga (placas de carga cónicas, bomba y gatos hidráulicos), un sistema para medir la carga (P) necesaria para romper la muestra y un sistema para medir la distancia (D) entre las puntas de carga, con las siguientes especificaciones:
 - a. El sistema de carga debe poder ajustarse para ensayar muestras de roca con un tamaño entre 25 y 100 mm preferiblemente.

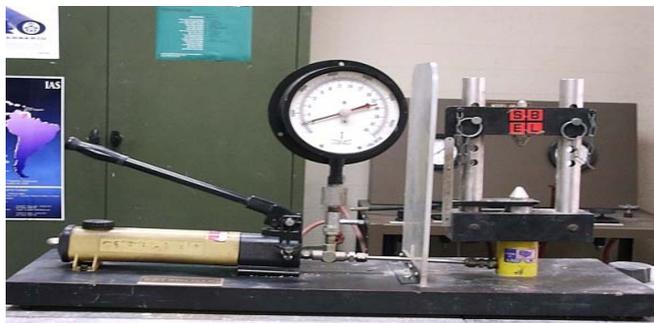


Foto 7.1. Equipo para la realización del ensayo de Carga Puntual

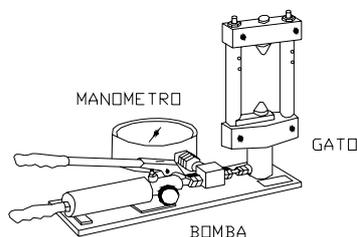


Figura. 7.3 Esquema del equipo de Carga Puntual. (Fuente: DE MARCO, 1995)

b. La capacidad de carga debe ser suficiente para romper las muestras mas grandes y resistente. Una capacidad de 5000 kg es suficiente para las dimensiones indicadas anteriormente.

c. La máquina debe ser diseñada y construida de manera que no permita distorsiones durante la aplicación de cargas de fallas sucesivas y que las puntas cónicas se mantengan coaxiales en un rango de ± 0.2 mm durante el ensayo.

d. Las placas de carga deben tener forma cónica (60°), truncada esféricamente ($r=5$ mm) según se ilustra en la figura 7.4. Deben estar construidas de material suficientemente duro (tungsteno o acero), que no se dañe durante el ensayo.

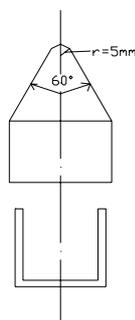


Figura 7.4. Equipo de Carga Puntual, Detalle de las placas de carga cónicas.

(Fuente: DE MARCO, 1995)

e. El sistema de medida de carga (manómetro, celda de carga o transductor), debe permitir la determinación de la carga (P) requerida para la rotura de la muestra con una precisión de $\pm 2 \% P$. Es esencial que posea un indicador de carga máxima, de manera que la carga de rotura quede registrada y pueda ser leída después de la falla.

f. El sistema de medida debe resistir el ariete hidráulico y a las vibraciones, de forma que conserve la precisión de las lecturas durante ensayos sucesivos.

g. La distancia (D) entre los puntos de contacto roca-cono se medirá con una precisión de $\pm 2 \% D$. El sistema debe permitir verificar el “desplazamiento nulo” cuando las puntas están en contacto y preferiblemente incluir el ajuste a cero.

2. Un vernier o regla metálica, un transportador.

7.1.3. ENSAYO DIAMETRAL

- Insertar el espécimen en la máquina de carga (Foto 7.1) y aproximar las puntas cónicas hasta hacer contacto en una línea diametral del núcleo de roca, asegurándose que la distancia (L) entre el punto de contacto y el extremo libre de la muestra, sea por lo menos 0.5 veces el diámetro (D) del núcleo.



Foto 7.2. Ubicación de la muestra en equipo para ensayo de Carga Puntual Diametral

- Registrar la distancia $D \pm 2 \%$, en mm.
- Aplicar la carga en forma progresiva hasta que ocurra la falla (10 a 60 seg) y registrar la carga (P), en KN.

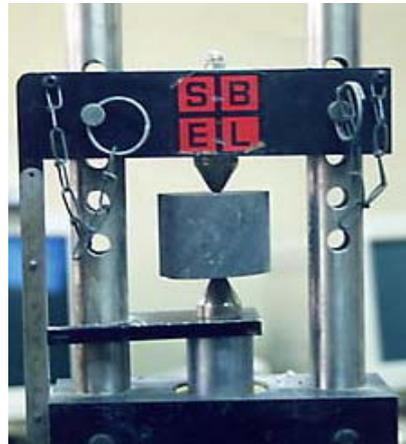


Foto 7.3. Ubicación de la muestra en equipo para ensayo de Carga Puntual Axial

El ensayo debe ser rechazado o invalidado si la fractura no se asemeja a los modelos de la foto 7.4.



Foto 7.4. Modos de falla típicos: A.- Ensayos diametrales, B.- Ensayos Axiales, C Ensayos en bloques

7.2. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL

7.2.1. ALCANCE

Determinar la resistencia a la compresión inconfínada de una muestra de roca de geometría regular, generalmente cilíndrica. Los resultados son utilizados para la clasificación y caracterización geotécnica de la roca intacta. Si se miden las deformaciones, pueden calcularse el módulo de Young y la relación de Poisson.

7.2.2. APARATOS Y EQUIPOS NECESARIOS

Prensa para la aplicación y medida de la carga axial sobre la probeta, a una velocidad controlada (Foto 7.5 y Figura 7.6)

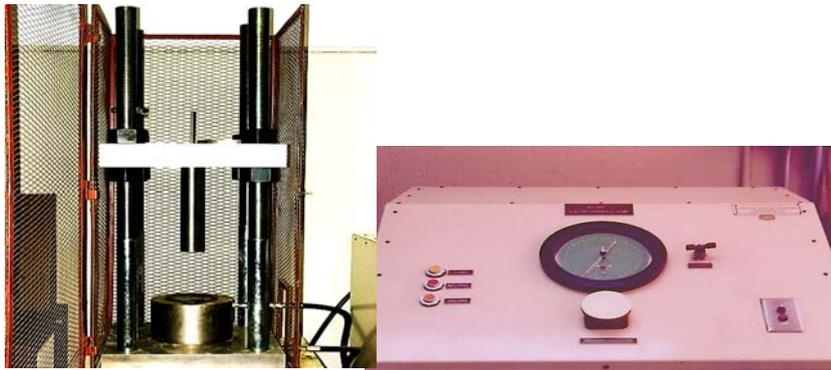


Foto 7.5. Prensa de carga y bomba electro-hidráulica, marca Structural Behavior Laboratories (SBEL), modelo EH-1000, con capacidad de 120000 Kg. Propiedad del Laboratorio de Mecánica de Rocas, del Departamento de Ingeniería de Minas U.C.V.

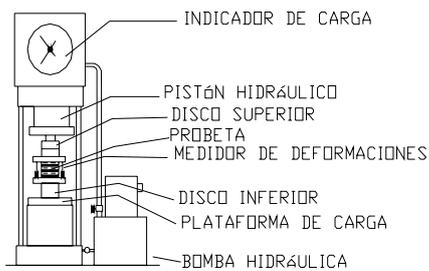


Figura 7.5. Disposición de la muestra en el ensayo de compresión uniaxial

Discos de acero para la transmisión de la carga, de diámetro igual o ligeramente superior al de la muestra ($\approx + 2$ mm), de 15 mm de espesor mínimo y de superficie completamente plana (tolerancia 0.005 mm)

Asiento esférico (ligeramente lubricado) para colocar en el extremo del disco superior.

Vernier, cronómetro, transportador.

7.2.3. CÁLCULOS

Calcular la resistencia a la compresión Uniaxial de la muestra de roca, dividiendo la máxima carga soportada por la probeta entre el área de su sección transversal inicial.

$$C_0 = \frac{P_{máx}}{A_0} \text{ [Kg/cm}^2 \text{ o N/mm}^2 \text{ = MPa]} \quad [16]$$

En el caso de muestras cúbicas, se recomienda multiplicar el valor obtenido en la ecuación 16 por 0.8, para hacer equivalente la compresión en muestra cúbica con la obtenida en muestras cilíndricas.

Según el CCCA (1976), cuando la relación entre la altura y el diámetro (o dimensión lateral) difiera de la unidad en 25 % o más, se deberá calcular la resistencia del cubo equivalente, como sigue:

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{0.778 + 0.222\left(\frac{b}{h}\right)} \quad [17]$$

Donde:

σ_c = Resistencia a la compresión de una probeta cúbica equivalente, en kg/cm².

σ = Resistencia a la compresión de la probeta de altura mayor que el diámetro o dimensión lateral, en kg/cm².

b = Diámetro o Dimensión Lateral, en cm.

h = Altura, en cm.

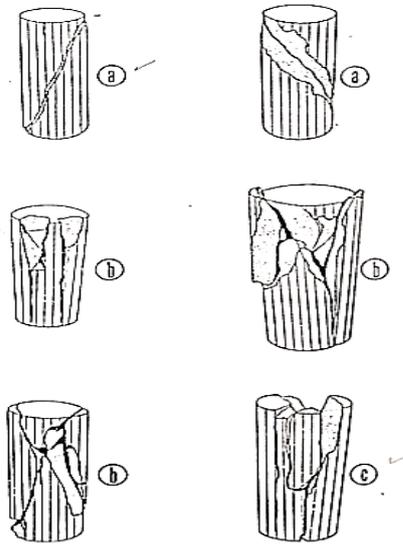


Figura 7.6. Ejemplos de fracturas en muestras de roca (Castillejo, 1993)

7.2.4. CLASIFICACIÓN

En la tabla 7.1, se muestra la clasificación de la calidad de la roca intacta en función de su resistencia a la compresión uniaxial, sugerida por Franklin J. (1989).

Tabla 7.1. Clasificación de la roca en función de su resistencia a la compresión uniaxial.

Clasificación de la roca	C_o (Kg/cm ²)
Extremadamente débil	< 20
Muy débil (Roca blanda)	20 - 60
Débil	60 - 200
Medianamente resistente	200 - 600
Muy resistente (Roca dura)	600 - 2000
Extremadamente resistente	> 2000

7.3. ENSAYO DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN

Este ensayo permite obtener la densidad o peso específico y absorción de la muestra de roca.

Metodología para determinar la absorción

Se lava la muestra para remover el polvo de la superficie, se sumerge la muestra en agua, dentro de un envase de forma que quede totalmente cubierta durante 24 horas. Una vez transcurrido el tiempo se saca del agua y se coloca sobre un paño absorbente, haciendo rodar la muestra de roca por el mismo hasta que la película superficial de agua desaparezca. La condición deseada de saturación con superficie seca se logra cuando la superficie del agregado pierde su brillantez, aunque siga notándose húmeda.

Se pesa rápidamente la muestra, obteniendo así el peso de la muestra saturada con superficie seca (P_Q). Se coloca la muestra en la cesta metálica sumergida en agua, para obtener el peso de la muestra saturada sumergida (P_W). Se saca la muestra y se coloca en una bandeja metálica para secar al horno a $(110 \pm 5) ^\circ\text{C}$ por un tiempo no menor a 4 horas. Se deja enfriar la muestra y se pesa de nuevo, para obtener el peso neto de la muestra seca (P_S)

Cálculos

$$P_A = P_Q - P_S = \text{Peso del agua absorbida}$$

$$V = P_Q - P_W = \text{Peso del agua desalojada}$$

$$W = P_S - P_W \text{ Volumen neto de la masa descontando los poros}$$

$$P_S - V = \text{Peso específico de la masa}$$

$$P_S / W = \text{Peso específico aparente}$$

P_Q/V = Peso específico de la masa saturada con superficie seca

$$\frac{P_A}{P_S} \times 100 = \text{Porcentaje de absorción}$$

Metodología para determinar la densidad

Sumergir la muestra de ensayo dentro de un baño de agua a temperatura ambiente y luego pesar dentro del agua; este peso se designará como “E”. Las muestras con peso menor de 250 g deberán pesarse con precisión de 0,5 g. Muestras con peso de 250 g o más deberán pesarse con precisión de 0,1 g. En caso de que las características de la balanza y del recipiente no permitan el peso directo de la muestra, debe pesarse primero el recipiente solo con agua y luego pesar el recipiente con la muestra sumergida. El peso “E”, será el resultado obtenido de la diferencia de estos dos pesos.

El peso específico (Densidad) de la muestra de ensayo, se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A}{E}$$

Donde:

ρ = Peso específico o densidad

A=Peso al aire de la muestra seca (g)

E= Peso, al agua, de la muestra seca (g). (peso de muestra sumergida en el recipiente con agua menos el peso del recipiente con agua, sin la muestra).

Las determinaciones repetidas no deberán variar en más de 0,02 g para muestra de ensayo con peso entre 250 g y 5 kg, ni en más de 0,01 g para muestras de ensayo con peso de 250 g o menor.

7.4. ENSAYO DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN INDIRECTA (BRASILERO)

7.4.1. ALCANCE

Determinar en forma indirecta, la resistencia a la tracción uniaxial en muestras de roca especialmente preparadas, utilizando el ensayo Brasiero. La justificación del ensayo se basa en el hecho experimental de que la mayoría de las rocas en un campo de esfuerzos biaxial, fallan por tensión a su resistencia a la tensión uniaxial, cuando uno de los esfuerzos principales es tensional y el otro esfuerzo principal finito es compresivo con una magnitud que no excede tres veces el esfuerzo principal tensional.

Los resultados son utilizados para clasificación y caracterización geotécnica de la roca intacta.

7.4.2. APARATOS Y EQUIPO NECESARIO

Para la realización de este ensayo, se requiere de una Prensa de carga y bomba Electro-hidráulica, como la referida en el aparte correspondiente al equipo y Materiales del ensayo de Compresión Uniaxial.



Foto 7.6. Equipo para ensayo de tracción directa

Cinta adhesiva gruesa (0.2 a 0.4 mm) de ancho igual o ligeramente superior al espesor de la muestra de roca.

Vernier, cronómetro, transportador

7.4.3. CÁLCULOS

Calcular la resistencia a la tensión uniaxial o inconfiada de la muestra de roca, mediante la expresión:

$$T_0 = 0.636 * \left(\frac{P}{D * t} \right) \text{ [N/mm}^2 \text{ = MPa]} \quad [27]$$

Donde P es la carga de falla en (N), D es el diámetro del disco de roca en (mm) y t su espesor en (mm).

7.5. ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN DISCONTINUIDADES

7.5.1. ALCANCE

Determinar la resistencia al corte pico y residual a través de discontinuidades contenidas en bloques o núcleos de roca, en función de la carga normal aplicada sobre el plano.

Los resultados se utilizan en los análisis de equilibrio límite para resolver problemas de estabilidad de taludes y estabilidad de fundaciones.

7.5.2. APARATOS Y EQUIPOS NECESARIOS

Para preparar la muestra:

- Sierra de diamante, cincel o cortador de núcleos
- Alambre o cinta adhesiva para mantener los planos de la discontinuidad unidos durante el montaje de la muestra.
- Moldes desarmables para la montura del espécimen.
- Cemento, yeso dental, resina o similar, de resistencia suficiente para fijar cada mitad de la muestra.



Foto. 7.7. Equipo de Corte Directo, SBEL, RM-102. Laboratorio de Mecánica de Rocas, U.C.V.

- Sistema para aplicación de carga normal, diseñado para asegurar que sea uniformemente distribuida sobre el plano a ensayar. La fuerza resultante debe actuar normal al plano de corte pasando a través del centro del área y mantenerse constante con una tolerancia del 2% del valor deseado.
- Sistema para aplicar fuerza de corte, preferiblemente en dos sentidos, diseñado de manera que la carga sea distribuida uniformemente a lo largo de la superficie de discontinuidad y la fuerza de corte resultante actúe en el plano de corte. El equipo debe permitir un desplazamiento de corte de por lo menos el 10 % de la longitud del espécimen. Debe poseer un dispositivo de baja fricción (guayas o similares) para asegurar que la resistencia del mecanismo al desplazamiento de corte sea menor que el 1 % de la máxima fuerza de corte aplicada en el ensayo.
- Equipo (manómetros) para la medición independiente de las fuerzas normal y de corte con una precisión de $\pm 2\%$ de la máxima fuerza normal alcanzada en el ensayo.
- Equipo (flexímetros) para la medición de los desplazamientos de corte, normal y lateral. En el primer caso el dispositivo debe permitir registrar un desplazamiento superior al 10 % de la longitud de la muestra, con una precisión de 0.1 mm. Para la medición de los desplazamientos normal y lateral, el equipo debe permitir un desplazamiento de 0.05 mm.
- Vernier, cronómetro, implementos para la preparación de muestras

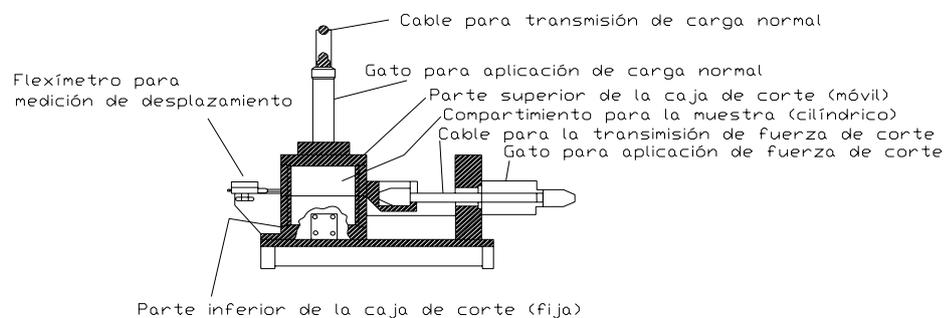


Figura 7.7. Esquema del equipo de Corte Directo, SBEL, RM-101. (Fuente: DE MARCO, 1995)

7.5.2. CÁLCULOS

Para calcular el esfuerzo normal y de corte, para cada una de las lecturas efectuadas, se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_n = \frac{P_n}{A} \quad \tau = \frac{P_c}{A}$$

Donde:

P_n = Fuerza normal aplicada, en kg o N

P_c = Fuerza de corte aplicada, en kg o N

A = Área de superficie de corte, en cm^2 o mm^2

Luego graficar para cada muestra la curva esfuerzo de corte vs desplazamiento de corte, indicando el esfuerzo normal aplicado y los valores de resistencia pico y residual.

7.6. MÉTODO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DUREZA MEDIANTE EL REBOTE DE SCHMIDT

7.6.1. ALCANCE

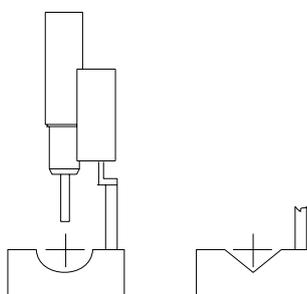
Determinar la dureza de la Roca mediante el uso del martillo de impacto Schmidt. Es un método de uso limitado sobre rocas muy suaves o muy duras.

7.6.2. APARATOS Y EQUIPOS NECESARIOS

- Martillo de Schmidt el cual determina la dureza del rebote de una muestra. La punta del martillo es colocada sobre el espécimen y es deprimido dentro del martillo empujando este contra la muestra. La energía es almacenada en un resorte el cual se libera de manera automática indicando el nivel de energía y

el impacto de la masa contra la punta del martillo. La altura del rebote (R) de la masa es medida sobre una escala y es tomada como una medida de dureza. El equipo es portátil y puede ser usado tanto en laboratorio como en campo.

- El martillo de Schmidt es disponible en diferentes niveles de impacto de energía. El tipo martillo L que tiene una energía de impacto de 0.74 Nm, es el recomendado para este método.
- Una base de acero de un peso mínimo de 20 Kg en el cual las muestras deberán asegurarse. Los núcleos deben ser probados sobre una lámina de acero con un canal semicilíndrico del mismo radio que el núcleo, o también



una hendidura en forma de V. (Fig. 7.8)

Figura 7.8. Bases para la ubicación de muestras. (Fuente: ISRM, 1981)

7.6.3. CÁLCULOS

Debido a que el Martillo utilizado en este ensayo es del Tipo M, para concreto, las lecturas obtenidas, deben convertirse al martillo tipo L. La expresión utilizada para esta expresión, Proviene de la gráfica mostrada en la Fig. E.1 del Anexo E (figura, y se muestra a continuación:

$$R(L) = 1.1141 * R(M) + 3.964 \quad [30]$$

Donde

R(L): Rebote con el Martillo Tipo L

R(M): Rebote con el Martillo Tipo M

Con el valor promedio obtenido y la densidad del material se estima la Resistencia a la Compresión sin confinar.

7.7. MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA DENSIDAD (PESO ESPECÍFICO) DE MUESTRAS DE ROCA Y DE ESTÉRILES

7.7.1. EQUIPO NECESARIO

Para las muestras con peso mayor de 250 gramos, y por debajo de los 5 Kg, el equipo constará de lo siguiente:

- Balanza. Una balanza que tenga una capacidad de 5 Kg o más y con una precisión de 0.5 g o menos.
- Envase (Beaker) con capacidad para sumergir las muestras a ensayar, manteniendo un nivel de agua constante.
- Aparato de Suspensión, que suspenda la muestra dentro del envase con agua.

Para muestras con peso de 250 gramos o menos, el aparato debe constar de lo siguiente:

- Balanza. Una balanza con capacidad de 500 gramos o más y con una precisión de 0.1 gramos o menos, que a la vez tenga un soporte estacionario.
- Envase (Beaker) o envase apropiado para pesar la muestra en agua por medio de un hilo suspendido desde el aparato de suspensión
- Procedimiento (caso de muestras que puedan absorber agua)
- Peso de la muestra sin parafina. Determinar el peso de la muestra de ensayo por medio de la balanza especificada en la sección I. Este peso será designado con la letra "A".
- Peso de la muestra con parafina. Cubrir la muestra de ensayo en toda su superficie con una capa de parafina lo suficientemente gruesa como para

cubrir todas las cavidades de la superficie. La aplicación de parafina se puede lograr enfriando la muestra en el refrigerador hasta una temperatura de aproximadamente 4.4 °C (40 °F) por treinta minutos y luego sumergiéndola en parafina tibia. Puede ser necesario repasar la superficie con una brocha llena de parafina caliente para llenar los vacíos más pequeños. Dejar que el recubrimiento se enfríe al aire libre por treinta minutos, y luego determinar el peso seco de la muestra (D) a la temperatura ambiente con la balanza especificada en la sección 3.7. Muestras con peso mayor de 250 gr deberán pesarse con precisión de 0.5 gr. Muestras con peso de 250 gr o más deberán pesarse con precisión de 0.1 gr.

7.8. ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS CONSTANTES ELÁSTICAS A TRAVÉS DE PULSOS SÓNICOS

7.8.1. ALCANCE

Este ensayo permite medir la velocidad de las ondas elásticas longitudinales (V_P) y transversales (V_S), al atravesar una probeta de roca. La velocidad de las ondas está relacionada con las características mecánicas del material, su resistencia y su deformabilidad y a partir de ella se calculan los módulos de deformación elástico-dinámicos, E_d y ν_d



Foto 7.8. Ensayo de determinación de constantes elásticas por pulsos sónicos.

El ensayo consiste en transmitir ondas ultrasónicas a través de una probeta de roca y registrar los tiempos de llegadas de estas ondas. El transmisor de las ondas se fija sobre un extremo de la probeta, y en el otro extremo se sitúa el receptor que mide el tiempo que tarda la onda en atravesar la longitud de la muestra. La dimensión mínima de las muestras debe ser al menos 10 veces la longitud de la onda (ISRM, 1981)

7.8.2. CÁLCULOS

La velocidad de la onda de corte es aproximadamente dos tercios de la velocidad de las ondas longitudinales. Los módulos elásticos dinámicos de la muestra se obtienen a partir de las siguientes fórmulas:

$$E_d = \rho(V_p)^2 \frac{(1-2\nu_d)(1+\nu_d)}{(1-\nu_d)} \quad E_d = 2\rho(V_s)^2(1+\nu_d)$$

$$\nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]}$$

Donde:

ρ = Densidad del material rocoso, en kg/m³

V_p y V_s = velocidades de las ondas longitudinales y de cizalla, en m/s

$$V_p = \left[\frac{E_d}{\rho} \frac{1-\nu_d}{(1+\nu_d)(1-2\nu_d)} \right]^2 ; \quad V_s = \left[\frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1-2\nu_d)} \right]^{1/2} ;$$

$$\frac{V_p}{V_s} = \left[2 \frac{(1-\nu_d)}{(1-2\nu_d)} \right]^{1/2}$$

El valor del módulo de la deformación dinámico, E_d , es mayor que el determinado a partir de ensayos de compresión uniaxial, ya que la rápida aplicación

de esfuerzos de baja magnitud hace que la roca tenga un comportamiento puramente elástico. El valor de V_p , además de correlacionarse linealmente con la deformabilidad de la roca, es indicativo de su calidad, al estar relacionado con propiedades como la porosidad y la resistencia a la compresión simple. El coeficiente de Poisson no presenta una relación definitiva con V_p .

7.9. ÍNDICE SCHIMAZEK

Los ensayos de abrasión determinan la resistencia al desgaste de la roca. Dichos ensayos incluyen el desgaste cuando la roca está sometida a un material abrasivo, cuando está sometida al desgaste en contacto con metales o cuando está sometida al desgaste producido por el contacto entre rocas.

La abrasividad se puede medir a partir del **índice Schimazek**, este índice se expresa como:

$$F = Q d_{50} s_T$$

Donde:

F = coeficiente de abrasividad (N/m)

Q = contenido en cuarzo equivalente en minerales abrasivos (%)

d_{50} = diámetro medio del cuarzo (mm)

s_T = resistencia a tracción (N/mm²)

La observación de minerales y su tamaño se efectúan en láminas delgadas, y se toma el SiO₂ como mineral de referencia. Según este índice la razonabilidad de la roca en la siguiente tabla:

Tabla 7.2. Tabla de Abrasividad

Abrasividad F (kp/cm)	Rozabilidad
0.2 – 0.3	Muy buena
0.3 – 0.4	Buena
0.4 – 0.5	Moderada
0.5 – 0.6	Regular
0.6 – 08	Mala
0.8 – 1.0	Muy mala

7.10. ENSAYO PARA CÁLCULO DEL ÍNDICE DE CERCHAR

A partir de este ensayo se obtiene el **índice Cerchar** para estimar el valor de la abrasividad. El ensayo consiste en medir el diámetro (décimas de mm) de la superficie circular producida por el paso de una aguja en una muestra, dicha huella es dejada por un cono de acero en la superficie fresca de la roca.

El ensayo se realiza de la siguiente manera: se toma un cono de acero y lo cargamos constantemente con 7 Kg de peso, luego se hace mover el cono 1 cm en la muestra de la roca; este procedimiento se repite unas 6 veces en varias direcciones siempre usando un cono con superficie fresca. En la siguiente tabla se muestran la clasificación cualitativa y cuantitativa del índice Cerchar para algunos tipos de roca.

La forma de obtener este índice es a partir de la siguiente expresión:

$$CAI = 0.00254 \sum_{i=1}^{10} d_i$$

Donde d_i : diámetro de huella

Tabla 7.3. Calificación cuantitativa, cualitativa y tipos de rocas según el índice Cerchar.

Índice Cerchar	Clasificación	Tipo de roca
> 4.5	Extremadamente abrasiva	Gneis, pegmatita, granito
4.25 – 4.5	Altamente abrasiva	Anfibolita, granito
4.0 – 4.25	Abrasiva	Granito, gneis, esquistos, piroxenita, arenisca
3.5 – 4.0	Moderadamente abrasiva	Granito, gneis, dolerita
1.2 – 2.5	Poco abrasiva	Arenisca
< 1.2	Muy poco abrasiva	Caliza

7.11. ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

7.11.1. CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL (ASTM D-2216-98)

Permite determinar el porcentaje de agua contenido en la muestra. Consiste en el pesaje de la muestra antes y después de secar en el horno por 16 horas a 110° C, el porcentaje de pérdida de peso corresponde al porcentaje de agua contenido en la muestra.

7.11.2. GRANULOMETRÍA POR TAMIZADO (ASTM C-136-96a):

Consiste en separar y clasificar por tamaños las partículas que componen el material determinando el porcentaje, del peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños a través de la utilización de tamices. Se lleva a cabo pesando la muestra seca y vertiéndola sobre una torre de tamices organizados de abajo hacia arriba con diámetros cada vez más grandes. Luego se agita manual o mecánicamente durante no más de 10 minutos. Finalmente el retenido en cada tamiz es pesado individualmente, donde el total del pesaje acumulado final debe ser igual o presentar menos de 0,3% de diferencia al pesaje inicial.

7.11.3. GRANULOMETRÍA POR LAVADO (ASTM C117-95):

Permite conocer el porcentaje de la muestra total que pase por el tamiz # 200 para conocer el porcentaje de partículas finas. Se hace tomando una porción de muestra pasante del tamiz # 10, secando y pesando la muestra, se coloca con agua y algún defloculante en un envase agitando vigorosamente con una varilla de vidrio hasta crear la suspensión de las partículas. Luego se tamiza repetidamente hasta que el agua pasante esté limpia y se determina el peso de la muestra retenido en cada tamiz. Finalmente se seca la muestra lavada y se determina la masa.

7.11.4. DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM D-4318-00)

Determina los valores de humedad en los que el material fino cambia de estado a plástico y a líquido, conocidos como límite plástico y límite líquido respectivamente. Se hace en aquellas muestras con alto porcentaje de finos.

7.11.5. DETERMINACIÓN DE PESO ESPECÍFICO POR PICNÓMETRO (ASTM D-856-93)

Es la relación entre el peso unitario de las partículas sólidas del suelo y el peso unitario del agua destilada a una temperatura de referencia. Se obtuvo en todas las muestras. El ensayo se lleva a cabo tomando 20 ó 100 g para materiales cohesivos o granulares respectivamente y dejándose secar para luego colocar en el picnómetro determinando la masa total y de la muestra. Se llena de agua el envase y se deja remojar por 12 horas evitando las burbujas de agua atrapada en la solución, luego se completa el aforo con agua destilada a temperatura ambiente para finalmente determinar el peso y temperatura del picnómetro con suelo y agua

CAPITULO VIII

INGENIERÍA DE TÚNELES

8.1. EL PROYECTO DE UN TÚNEL

Es la definición de todo lo necesario para la construcción del mismo, tanto durante el proyecto propiamente dicho, como durante la construcción. Se trata de analizar todos los condicionantes que pueden afectar al comportamiento del túnel, y resolver toda la problemática planteada. Se puede resumir en conocer cómo se comporta el terreno ante la excavación: en las diferentes fases de la misma, con los sostenimientos aplicados, etc. Hay diversas partes del proyecto que condicionan el comportamiento futuro del túnel, se analizan a continuación las más importantes

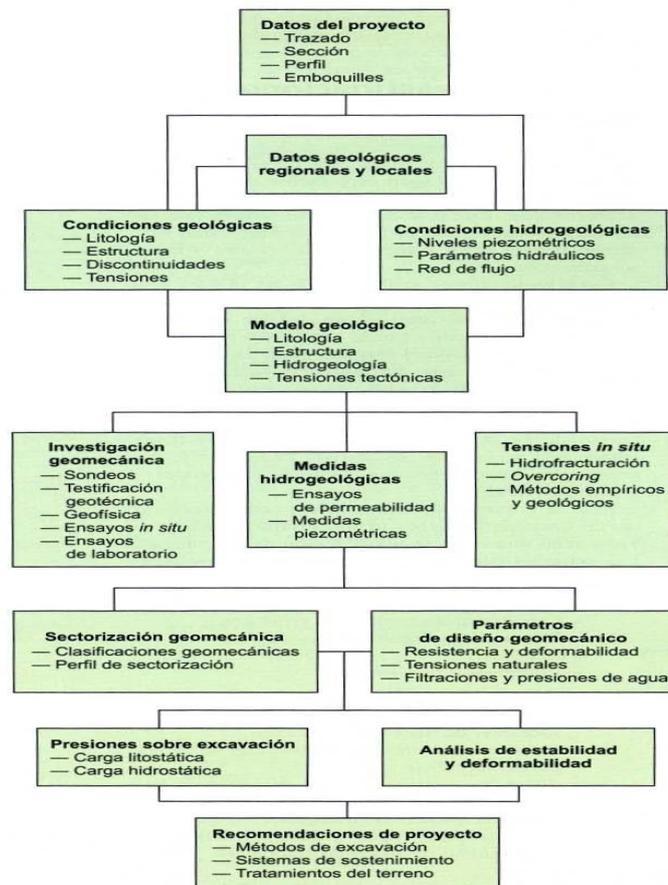


Figura 8.1 Metodología de los estudios geológico/geotécnicos para túneles. GONZÁLEZ DEVALLEJO, (2002)

8.2. TRAZADO

El trazado del eje del túnel está condicionado fundamentalmente por las características propias de la obra proyectada: por ejemplo, el ferrocarril de alta velocidad es muy rígido en su trazado, con curvas de radios superiores a 3.000 m. Pero se debe analizar si, dentro de lo que permitan los parámetros de trazado, se pueden evitar los terrenos más conflictivos, fallas de gran importancia, zonas de karsts, grandes aportes de agua, entre otras. Especial importancia tiene también la ubicación de los portales, debiéndose evitar fundamentalmente las laderas inestables y los perfiles transversales asimétricos.

Durante la fase del proyecto es cuando se debe estudiar este tema con detenimiento, para lo cual se requiere un exhaustivo trabajo de geología, con la ayuda de las prospecciones geotécnicas adecuadas. Poder evitar terrenos muy conflictivos es la mejor manera de intentar hacer un proyecto para que no haya problemas durante la construcción del túnel. Si existen otros trazados alternativos y aparentemente más económicos (porque acortan la longitud de los túneles, u otros), se deberá dejar muy bien argumentado en el proyecto las razones de la elección, para evitar en lo posible que se cambie ese trazado durante la fase de construcción.

8.3. FORMA

Influye tanto la geometría como el tamaño, es en el proyecto donde se debe estudiar con detenimiento y resolver este aspecto debido a que generalmente, durante la construcción no se podrá modificar.

En cuanto a la geometría, las formas circulares trabajan mucho mejor que las ovaladas y las rectangulares. Las formas de la sección influyen en el estado tensional que se desarrolla alrededor del túnel; y se debe evitar que aparezcan zonas

traccionadas, que descomprimen el terreno y facilitan que se desprendan masas inestables de roca. En este aspecto influyen también la cobertura, el coeficiente de empuje al reposo K_0 y por supuesto, la calidad del terreno.

Por tanto, una vez fijado el gálibo de explotación, se ajusta una forma de la bóveda lo más circular posible; a la vez que se optimiza el volumen de excavación.

Para ello se pueden tantear bóvedas de un único radio o policéntricas. En este punto se debe tener en cuenta las necesidades de ventilación, consideradas en las condiciones de seguridad adecuadas al tipo de explotación que tendrá el túnel. Si la estabilidad del túnel exige la construcción de una contrabóveda, ésta deberá aproximar más aún la forma del túnel al círculo. Con terrenos de peor calidad, la forma del túnel influye más en la estabilidad de la excavación; por lo que una mejor forma, minimiza los elementos estructurales del sostenimiento y hace más seguros los trabajos. Una ilustración de la sección de un túnel y las partes que lo conforman, se presenta en la figura 8.2.

En los últimos años se están construyendo túneles de mayor sección: autopistas, ferrocarriles, estaciones de metro, por citar algunas. El tamaño de la sección genera unas dificultades que no son linealmente proporcionales: incremento de los volúmenes de roca inestables, estados tensionales que se desarrollan, longitud mayor de pernos, etc., hay que tener en cuenta que cuanto mayor sea la excavación, mayor será el volumen de terreno que se ve implicado.

Con estas grandes secciones es problemático extrapolar exactamente las experiencias de túneles menores; siendo imprescindible acudir a la simulación numérica para comprobar el comportamiento del túnel en general, como de los diferentes elementos o partes del mismo.

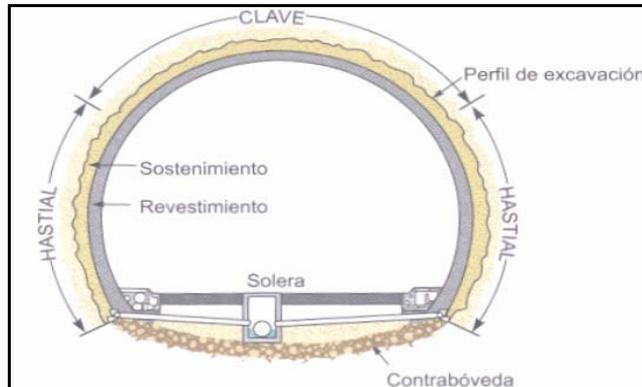


Figura 8.2. Sección de un túnel. Fuente: González de Vallejo (2002)

8.4. DISEÑO GEOTÉCNICO ESTRUCTURAL DE UN TÚNEL

Para el diseño del sostenimiento y revestimiento de túneles se clasifica la excavación según los rangos de cobertura existentes clasificados como: superficial, intermedia y profunda de acuerdo con la Tabla 8.1.

Tabla 8.1. Clasificación de los tipos de cobertura para el diseño de túneles. HERNANDEZ, (2005).

Clasificación de cobertura	Roca con $GSI \geq 25$	Roca con $GSI \leq 25$ y/o suelo
Superficial	$H \leq Di$ ($p_v = \gamma H$)	$H \leq B$ ($p_v = \gamma H$)
Intermedia	$Di < H \leq 2,5Di$ [$p_v = \gamma \alpha (b+h)$] $p_{vmin} = \gamma b$; $p_{vmáx} = \gamma H$	$B < H \leq 2,5B$ [$p_v = \gamma \alpha (b+h)$] $p_{vmin} = \gamma B$; $p_{vmáx} = \gamma H$
Profunda	$H > 2,5Di$ $p_v = \text{radial/gravitacional}$	$H > 2,5B$ $p_v = \text{radial/gravitacional}$

H = cobertura de la excavación (máxima cobertura H_{max})
 Di = diámetro equivalente de la excavación ($\approx b$, donde "b" es el ancho de la excavación)
 γ = Peso unitario del macizo rocoso
 α = factor de carga de Terzaghi
 $B = b + 2 \cdot h \cdot \text{tg}(45^\circ - \phi/2)$: ancho del sólido de carga de cargas de Terzaghi, donde h es la altura de la excavación y ϕ es el ángulo de fricción del macizo rocoso.

Para las secciones clasificadas como de cobertura *superficial*, la carga de equilibrio de contraste sobre el soporte primario y las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento definitivo, serán iguales a las cargas gravitacionales (γH), que corresponden a un sólido de altura que coincida con la cobertura específica. En el caso de las secciones clasificadas como de cobertura *intermedia*, la carga de equilibrio contrastante sobre el sostenimiento primario y el revestimiento serán iguales a las cargas gravitacionales correspondientes a un sólido cuya altura sea $H_p = \alpha(b+h)$. En ningún momento H_p será menor que el ancho del túnel (b) ni menor que el ancho del sólido de cargas (B), según sea el caso. De igual manera, H_p no podrá ser menor que la cobertura específica.

Para las secciones clasificadas de cobertura *profunda*, las cargas actuantes sobre el soporte primario serán las radiales que resulten del análisis estadístico de interacción por líneas características. Sobre el revestimiento, las cargas de diseño serán gravitacionales, aplicadas en la zona de la bóveda y con magnitud proporcional a la extensión del radio de plastificación establecido en correspondencia del equilibrio alcanzado con la aplicación del soporte primario o del radio que luego se pueda eventualmente alcanzar durante el tiempo transcurrido hasta que el revestimiento comience a actuar.

El factor de carga de Terzaghi, es un factor que se calcula a partir de la ecuación 2.49.

$$\alpha = 1244 \text{ mi}^{-1,433} \times GSI^{(0,0004 \text{ mi}^{-2} - 0,0046 \text{ mi}^{-1,2344})} \quad (2.49)$$

De igual manera se puede estimar a partir de la gráfica Figura 8.3.

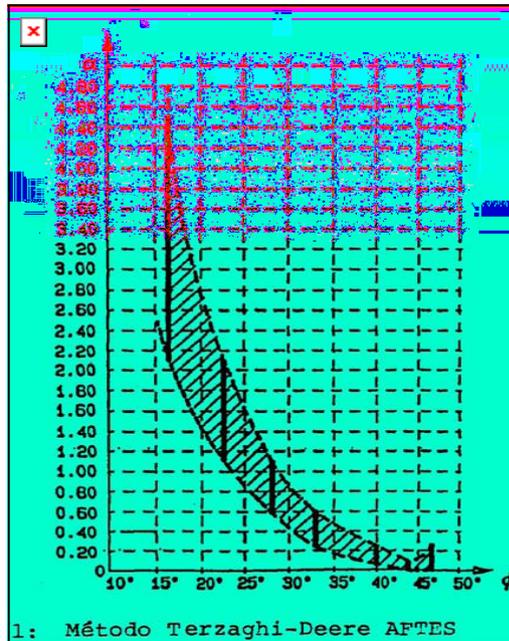


Figura 8.3. Gráfica para la estimación de α de Terzaghi. Fuente: DE MARCO & PERRI, (2006)

8.5. MÉTODO CONSTRUCTIVO

El método constructivo puede ser determinante, especialmente en aquellos casos en que otros condicionantes pueden hacer crítica la construcción: bien porque las características geotécnicas sean muy malas, por la presencia de agua, o porque el equilibrio final puede verse afectado por las fases anteriores.

En los métodos convencionales se solía excavar la sección en diferentes fases, de manera que cada una de ellas sea estable y los problemas durante la excavación sean fácilmente dominados. Si esto no ocurre, y los avances se hacen con graves dificultades, se deberá considerar la necesidad de técnicas especiales como paraguas de protección, tratamientos del terreno, drenaje, y otros.

Es fundamental también que los sostenimientos sean eficaces, es decir, que estabilicen el túnel en un tiempo corto. Deben trabajar con unos coeficientes de seguridad adecuados y confinar al terreno para que sus posibles zonas de plastificación sean mínimas.

Por criterios de seguridad, pero también de rendimiento, e incluso a veces económicos, se están construyendo cada vez más túneles con máquinas tuneladoras.

Habitualmente hasta ahora, estas máquinas se estaban utilizando para rocas solamente en túneles hidráulicos, por su pequeño diámetro.

En túneles para carreteras, las tuneladoras se están utilizando fundamentalmente en suelos o en terrenos con fuertes problemas de agua. Hasta ahora la longitud de estos túneles y su sección hacían pocas veces rentable la inversión de estas máquinas, utilizándose sólo allí donde los problemas geotécnicos las hacían imprescindibles; es de esperar que cada vez con más frecuencia se utilizarán máquinas tuneladoras en túneles más cortos y con grandes secciones, aunque sean en roca, sobre todo si no es de buena calidad.

8.6. GEOLOGÍA

El estudio geológico deberá progresar desde un conocimiento general de la zona, hasta el particular alrededor del túnel. El terreno que afecta directamente al diseño del túnel es el circundante en una distancia de 1 a 2 diámetros: en esta distancia se deberá llegar al conocimiento más detallado posible sobre estructura, litologías, grados de meteorización, accidentes tectónicos, entre otros.

Habitualmente se presenta esta información en planos de planta y perfil longitudinal a escala 1:1.000, o similar. Sin embargo, es corriente que el grado de información y precisión de la misma, no alcance al requerido por esa escala, sino al que correspondería a una escala bastante menor (1:5.000). Esto suele ser debido a dificultades lógicas como: falta de afloramientos del sustrato, dificultad de accesos para realizar sondeos concretos, costo y tiempo requerido para hacer el número de prospecciones ideales, falta de apoyo topográfico, por citar algunas.

Estas dificultades para realizar en el proyecto un estudio geológico adecuado, deberán ser siempre resueltas, o por menos en parte. Pero aunque no se consiga del

todo, conviene ser consciente del grado real de conocimiento, indicarlo en el proyecto, y procurar ampliar el estudio antes de iniciar la construcción o durante la misma. Debe admitirse que no se llegará a tener un conocimiento bueno del terreno alrededor del túnel hasta completar la construcción (en que normalmente se irá observando el frente de excavación), y a veces ni siquiera durante la misma (por complejidad de la propia geología, o por la metodología de la excavación: tuneladora de frente cerrado o rozadora que enmascara las características de la roca)

En cualquier caso, es muy conveniente poder representar la geología de detalle en perfiles longitudinales y/o transversales en escalas 1:500 o mayor. Para ello, durante la construcción es fundamental realizar nuevas investigaciones desde el interior del túnel o desde el exterior; o cuando menos una reinterpretación sistemática con toda la información disponible (datos del proyecto más los levantamientos del frente, nuevas prospecciones, y otros.)

Puede suceder que durante el proyecto se tenga una visión más global de la geología y un menor conocimiento de los problemas puntuales. En fase de construcción se va ampliando el conocimiento de detalle, pero no se debe perder nunca la visión de conjunto; sobre todo si intervienen personas que no participaron en la redacción del proyecto.

8.7. GEOTECNIA

Los estudios geotécnicos deben analizar cómo es el terreno y cómo se comportará cuando se haga la excavación del túnel y a largo plazo, durante la explotación. También deberá estudiar otros aspectos como la presencia de agua (presión y caudal dentro del túnel), tensiones residuales en el terreno, afección de obras próximas y otras.

Estos estudios se apoyan necesariamente en los trabajos previos de geología, como base para poder interpretar y extrapolar los datos puntuales procedentes de la

investigación geotécnica. La investigación geotécnica suele realizarse al tiempo de la geológica, aprovechando los sondeos mecánicos de reconocimiento. Pero es aconsejable hacer esta investigación al menos en dos fases: reservando una parte de los recursos disponibles para incidir o acotar un problema detectado en la primera fase.

El diseño de la prospección geotécnica exige saber qué parámetros se necesitan, y definirlos adecuadamente. Estos parámetros serán los del macizo rocoso; pues la fracturación hace que un macizo se comporte de forma absolutamente distinta a lo que se esperaría de la matriz. Además, la posible heterogeneidad (por cambios litológicos, diferente meteorización, y otros) obliga a tener muy en cuenta todos estos aspectos, para poder caracterizar el terreno y abordar los diferentes cálculos.

Normalmente se parte de ensayos de laboratorio y, cuando es posible, de ensayos “in situ”. Con la ayuda de alguna clasificación geomecánica se homogeneizan los datos de una sección para un determinado tramo del túnel, y así se asignan parámetros concretos a ese tramo. Además se suele apoyar el criterio en fórmulas empíricas de correlación, fruto normalmente de la experiencia propia y ajena, para concretar algún parámetro no deducido directamente de los ensayos.

Este proceso obliga al proyectista a tomar continuas decisiones, no siempre sujetas a criterios objetivos únicos y claros, y por tanto no libres de posibles errores.

En función del grado de incertidumbre, se podrá acudir a los estudios de sensibilidad de algún parámetro, pero al final deberá el proyectista asumir unos valores concretos que introducirá en sus cálculos. Por eso es importante que se definan los criterios del proyecto, para que durante la construcción se pueda comprobar la validez de los mismos, a la vista del comportamiento del terreno ante la excavación.

8.8. SOSTENIMIENTO O SOPORTE PRIMARIO

El sostenimiento: se refiere a los elementos estructurales de sujeción del terreno, aplicados inmediatamente después de la excavación del túnel, con el fin de asegurar su estabilidad durante la construcción y después de ella, así como garantizar la seguridad. (GONZÁLEZ DE VALLEJO, 2002).

Actualmente en el proyecto de túneles, los soportes colocados durante la excavación están compuestos por un conjunto de elementos resistentes, principalmente concreto proyectado, complementado eventualmente por marcos y pernos metálicos los que, según la situación, pueden ser colocados en distintas combinaciones, tal como se indica en la tabla .

Para los tramos donde la excavación presenta cobertura moderada ($H < 50m$), generalmente presentan una demanda (D) sobre el soporte entre un mínimo (γd_e)= $2,5Kg/cm^2$ y un máximo teórico, aunque improbable de (γH)= $12,5Kg/cm^2$, donde: d_e es diámetro equivalente, γ es el peso unitario de los terrenos de cobertura.

En cambio, para los túneles excavados en terrenos con coberturas elevadas, la presiones actuantes sobre el soporte dependen de las interacciones entre el terreno y la estructura, así mismo son proporcionales al radio de plastificación (R_p) establecido de acuerdo a la correspondencia del equilibrio geo-estático alcanzado en la excavación soportada y los valores obtenidos para la demanda (D) estimada para el soporte, que son proporcionales a $\gamma(R_p - d_e/2)$, distribuidos a un rango amplio, aunque limitado generalmente a un máximo de $5 Kg/cm^2$, con casos frecuentes de presiones bajas a muy bajas ($1 Kg/cm^2$), que pueden ser estabilizadas con el soporte mas liviano indicado en la tabla 8.4. (PERRI *et al.* 2004).

Para el tramo en estudio, los túneles serán recubierto con segmentos de concreto reforzado con acero, denominados dovelas, los cuales se colocaran y aseguraran a través del erector, que se encuentra ubicado bajo el escudo, en el área inmediatamente atrás de la cámara hiperbárica, en condiciones de presión atmosférica normal.

Tabla 8.2. Soporte primario.

Clase de roca	Soporte primario	Concreto proyectado	Costillas metálicas	Pernos Metálicos (20t)	Capacidad (Kg/cm ²)	Rigidez (Kg/cm ² /cm)
II	P-a/b	10 cm	-	-	1,5 ($\delta = 0,16$)	4,0 ($\delta = 0,43$)
	P-a/b*	10 cm	-	Eventuales	1,5 ($\delta = 0,16$)	4,0 ($\delta = 0,43$)
	P-c2	10 cm	2 IPN140@150cm	2 x 4m @ par de costillas	2,3 ($\delta = 0,20$)	6,2 ($\delta = 0,55$)
II	P-c1	14 cm	2 IPN140@150cm	2 x 4m @ par de costillas	3,1 ($\delta = 0,29$)	8,3 ($\delta = 0,76$)
	P-d2	14 cm	2 IPN160@125cm	4 x 6m @ par de costillas	3,6 ($\delta = 0,31$)	9,6 ($\delta = 0,83$)
IV-3	P-d1	16 cm	2 IPN160@150cm	4 x 6m @ par de costillas	4,1 ($\delta = 0,36$)	10,7 ($\delta = 0,95$)
IV-2	P-e1	16 cm	2 IPN200@100cm	4 x 6m @ par de costillas	4,6 ($\delta = 0,35$)	12,3 ($\delta = 0,95$)
IV-1	P-f1	20 cm	2IPN200@100cm	4 x 6m @ par de costillas	5,3 ($\delta = 0,44$)	14,4 ($\delta = 1,20$)
V	P-f1*	20 cm	2 IPN200 (H variable) Micropilotes (Vert. y Horiz.)		5,3 ($\delta = 0,44$)	22,4 ($\delta = 1,72$)
	P-f2 2	20 cm	IPN200@100cm	7 x 6m @ par de costillas	6,1 ($\delta = 0,27$)	16,9 ($\delta = 0,74$)
	P-f3	20 cm 2	IPN200@100cm	11 x 6m @ par de costillas	6,5 ($\delta = 0,49$)	17,5 ($\delta = 1,31$)
	P-f4	20 cm	2 IPN200@100cm	15 x 6m @ par de costillas	7,2 ($\delta = 0,54$)	19,5 ($\delta = 1,45$)
	P-f5	20 cm	2 IPN200@75cm	15 x 6m @ par de costillas	8,0 ($\delta = 0,53$)	21,5 ($\delta = 1,44$)
	P-f6 2	20 cm	IPN200@75cm	15 x 6m @ par de costillas	9,9 ($\delta = 0,56$)	26,7 ($\delta = 1,51$)

En función del GSI, para cada sección del diseño y de acuerdo a la demanda (D), usando los valores de la capacidad (C) de los soportes disponibles, se obtiene la tabla 8.3.

Tabla 8.3. Soporte primario

Clase de terreno	H(m)	H(m)	H(m)	H(m)	H(m)	H(m)	H(m)
	5-10	10-25	25-50	50-100	100-150	150-200	250-300

GSI < 20	P-d	P-d	P-e	P-e	P-e	P-e	P-e
20 < GSI < 30	P-d	P-d	P-d	P-d	P-e	P-e	P-e
30 < GSI < 40	P-c	P-c	P-c	P-c	P-d	P-d	P-d
40 < GSI < 50	P-c	P-c	P-c	P-c	P-a/b	P-a/b	P-a/b
GSI > 50	P-c	P-c	P-a/ b	P-a/b	P-a/b	P-a/b	P-a/b

8.9. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

La determinación de las cargas actuantes sobre la estructura del soporte es el elemento básico del análisis cuantitativo que permite elaborar un diseño estructural riguroso para la adecuada estabilización del túnel, teniendo como referencia la preselección cualitativa basada en la determinación de la clase de comportamiento de la excavación de acuerdo con las pautas establecidas con anterioridad.

En la determinación de las cargas es necesario diferenciar las secciones de excavación de acuerdo con su rango de coberturas (H) en bajas - intermedias - altas. El valor "Hi" es el límite entre las secciones bajas e intermedias, mientras que el valor "Hs" limita las secciones intermedias de las altas.

La experiencia en construcción de túneles excavados convencionalmente en ambientes geológicos venezolanos, de distinta naturaleza, ha permitido identificar, para las referidas coberturas límites, dimensiones comprendidas entre 75 y 150 metros para Hs y dimensiones comprendidas entre 10 y 25 metros para Hi (*Perri, 2006*).

El valor específico de la cobertura límite depende de las dimensiones de la sección (por ejemplo del ancho, o diámetro equivalente "b") y de las características geomecánicas del terreno (por ejemplo del grupo geomecánico de pertenencia "GGi", dentro de un rango de 'i' estimable de 1 a 5 y asociable en primera instancia al índice

de calidad geomecánica de Hoek "GSI"). Se ha estimado que los valores correspondientes a las dos coberturas límites corresponden satisfactoriamente a las siguientes relaciones:

$$H_i = b (50/GSI) \quad \text{y} \quad H_s = b (GSI/5).$$

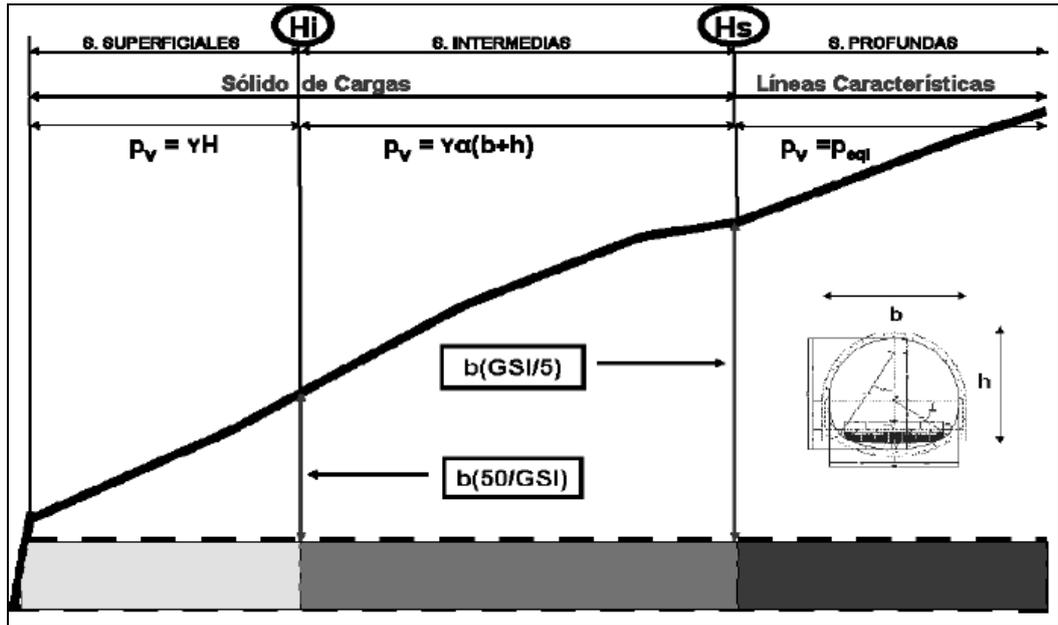


Figura 8.4. Determinación de las cargas versus cobertura. Fuente: (Perri, 2006)

Se observa que con el aumento de la calidad geomecánica del macizo a excavar se amplía el rango de las coberturas intermedias (disminuyendo H_i y aumentando H_s) por lo que resulta prácticamente inmediato asociar el comportamiento geomecánico de la sección, el comportamiento de la excavación y el soporte a instalar, solamente a las características geomecánicas del macizo rocoso a excavar: el GGI (grupo geomecánico), o en primera instancia solo al GSI, para una específica dimensión de la sección del túnel.

De acuerdo con la cobertura de una determinada sección del túnel, las cargas actuantes sobre el soporte se estiman generalmente siguiendo dos diferentes metodologías: la metodología del "sólido de cargas" en los casos de coberturas

moderadas, inferiores a H_s , y la metodología de las "líneas características" en los otros casos, de coberturas altas, superiores a H_s . Además, también se aplica un esquema distinto de distribución para las cargas actuantes: sobre el revestimiento definitivo, cargas gravitacionales verticales en bóveda y horizontales en los hastiales para las secciones bajo coberturas moderadas y cargas radiales solo en bóveda para las secciones más profundas. Sobre el soporte primario, se aplica indistintamente el modelo simplificado de cargas radiales en bóveda y hastiales.

Para las coberturas bajas y clasificables como "superficiales" ($H \leq H_i$), la carga radial de equilibrio de contraste sobre el soporte primario y las cargas verticales actuantes sobre el revestimiento definitivo serán las mismas y serán de magnitud igual a las cargas gravitacionales (γH) correspondientes a un sólido de altura coincidente con la cobertura específica.

Para las secciones de excavación bajo coberturas moderadas y clasificables como "intermedias" ($H_i < H \leq H_s$), la carga de equilibrio de contraste actuante sobre el soporte primario será radial e igual a la presión correspondiente a la base de un sólido de altura: $H_p = \alpha(b+h)$, siendo " α " un coeficiente de proporcionalidad lineal (de Terzaghi) función de las características geomecánicas del terreno y siendo " b " el ancho y " h " la altura de la sección del túnel.

El coeficiente de proporcionalidad (α) es función de "GSI" y "mi", como se ve en la figura 8.5 y responde aproximadamente a la fórmula (Perri, 2002):

$$\alpha = 1244 \text{ mi}^{-1,4330} \text{ GSI}^{(0,0004*\text{mi}^2 - 0,0046*\text{mi} - 1,2344)}$$

Para las secciones clasificables como "profundas" ($H > H_s$), las cargas de equilibrio de contraste actuantes sobre el soporte primario serán las radiales que resulten de un análisis de interacción por líneas características.

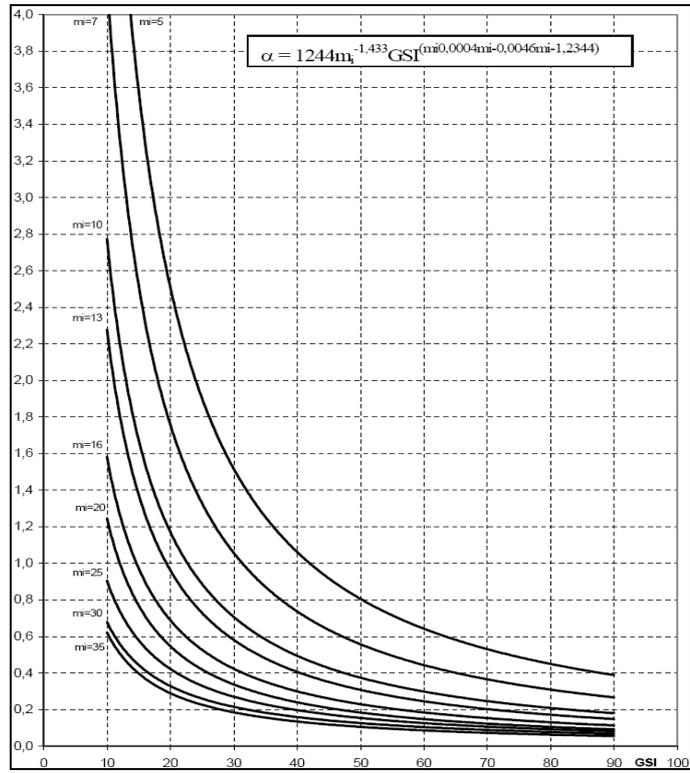


Figura 8.5. Factor de cargas "alpha" de Terzaghi. Fuente: (Perri, 2002)

CAPITULO IX

RESULTADOS

En todas las muestras recuperadas por perforación, se procedió a seleccionar aquellas que sean representativas para determinar las propiedades físicas y mecánicas, considerando principalmente la profundidad relativa a la excavación de los túneles, tipo de ensayo y geometría de la muestra disponible. Una vez seleccionadas, se identifican inmediatamente para preparar los especímenes de ensayos, cuyas geometrías se ajustan a las sugeridas en la Normas ASTM e ISRM.

En total, se realizaron las siguientes cantidades de ensayos que se muestran en la siguiente tabla 9.1 y 9.2:

Ensayos en roca	Numero de ensayos
Resistencia a la tracción	15
Índice de abrasividad	5
Compresión simple	2
Carga puntual	16
Índice de Cerchar	2
Velocidad de Onda	7
Compresión y Brasilero	25
Petrografías	16

Tabla 9.1. Ensayos de Mecánica de Rocas

Ensayos en suelo	Numero de ensayos
Permeabilidad	5
Peso Unitario	24
Cohesión	9
Compresión	2
Ic	2

Tabla 9.2. Ensayos de Mecánica de Suelos

Los resultados se plantearon en función de los datos obtenidos en los sondeos verticales, descripciones visuales de muestras y de los ensayos de laboratorio obtenidos. Para este proyecto se sectoriza el área de estudio para su mejor análisis.

Adicionalmente a las perforaciones por percusión y rotación se llevaron a cabo pruebas de permeabilidad, para determinar la capacidad que tienen los fluidos para atravesar, ya que esta propiedad va a afectar el valor del nivel freático en el terreno cuyos resultados se muestran en la Tabla 9.3.

Tabla 9.3. Resultados pruebas de Permeabilidad

Perforación	Intervalo de profundidad	Permeabilidad k (cm/seg)
PE-24	14 a 35 m	$2,204 \times 10^{-4}$
PE-28	27,5 a 34,5 m	$3,833 \times 10^{-3}$
PE-33	22 a 32 m	$4,88 \times 10^{-4}$
PE-33	12 a 30 m	$1,03 \times 10^{-4}$
PF-2	14 a 50 m	$2,065 \times 10^{-5}$

9.1. SECTOR 1: ESTACIÓN BELLO MONTE

9.1.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Para clasificar los suelos de este sector se llevaron a cabo ensayos de granulometría, límites de consistencia, pesos unitarios y humedades, obteniendo la clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). A su vez se hicieron ensayos especiales en el macizo rocoso y se obtuvieron los resultados observados en la Tabla 9.4.

Tabla 9.4. Resultados de ensayos de laboratorio en muestras de roca en Estación Bello Monte

Perforación	Intervalo	Resistencia a la Tracción		Índice de Abrasividad		Compresión Simple	
		F (kN)	Esfuerzo (MPa)	Valor	Desv. Stand.	q _u (Kg/cm ²)	Ángulo
PE-15	11,0 – 14,0			0,3	0,1	272	70
	17,0 – 20,0	10,5	4,0	1,3	0,3		
	30,0 – 33,0	20,2	7,4	1,9	0,3		
PE-16	15,0 – 16,5			1,8	0,4	454	10
	24,0 – 25,0			1,9	0,3		

En referencia a los ensayos de abrasividad, se obtuvieron Índices Cerchar que oscilan entre 0,3 y 1,9, los cuales significan que son rocas muy poco abrasivas a poco abrasivas, adicionalmente se realizó un ensayo brasilero y un análisis petrográfico a muestras de la perforación PF-2 cuyos resultados están reflejados en el anexo 4.

Se hizo una petrografía en la perforación PE-15 entre los 14 y 17 m de profundidad, considerándola suficientemente representativa del macizo rocoso en el área de estudio. Comprende un esquistó calcáreo grafitoso con laminaciones delgadas no asociadas a micas o a minerales prismáticos. La calcita se presenta como matriz en grandes cristales espáticos que conservan el clivaje. El cuarzo consiste mayormente en granos detríticos rectangulares alineados y paralelos al bandeamiento; sin embargo, se observan ocasionalmente cristales de cuarzo en forma de cemento precipitado. Tanto los granos detríticos como el cemento de cuarzo se encuentran embebidos dentro de la matriz calcárea. En el Anexo N° 4 se pueden observar los resultados de laboratorio representativos de este sector.

9.1.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En este sector se observa un espesor de relleno conformado principalmente por arcillas de baja plasticidad arenosas que abarcan los primeros 2 a 4 m del perfil litológico medidos a partir de la superficie del terreno. Seguidamente se aprecia un nivel de arenas limosas y mal gradadas con porcentajes variables de grava subangular, de compacidad que oscila entre media y muy densa con ángulos de fricción interna que van de 31° a más de 43° , que llega hasta el tope de roca, interrumpido localmente por unos cuerpos arcillosos o limosos formando lentes de máximo 2 metros de espesor con consistencias que van de semidura a rígida y cohesión que oscila entre 1 y más de 2 Kg/cm^2 . Los cuerpos arenosos se hacen más delgados hacia el oeste, donde se aprecia un lente de grava que alcanza 1 m de espesor y donde el tope de roca se encuentra más superficial con respecto al lado este de esta estación.

El macizo rocoso que se encuentra en este sector está constituido por una roca ligeramente meteorizada a fresca dura fracturada a muy fracturada conformada por un esquisto calcáreo cuarzo grafitoso micáceo que se muestra con manchas de óxido en las superficies de las discontinuidades evidenciando el flujo de aguas subterráneas, con rastros de disolución formando oquedades que muestran recristalizaciones de sulfatos de calcio. Presenta bandeamiento o intercalaciones de bandas oscuras ligeramente grafitosas micáceas y bandas claras de cuarzo y calcita. Se observan microfallas, la roca está muy tectonizada y se reconoció una familia de diaclasas que forma 65° con la horizontal. Para estudiar las propiedades mecánicas del macizo se procedió a analizarlo con el software RocLab, cuyos datos de salida se aprecian en la Tabla 9.9. Se encuentra particularmente fracturada predominantemente en los primeros metros del macizo, donde los porcentajes de RQD van de 0 a 10. En algunos casos se observa a lo largo de todo el sondeo la roca muy fracturada (PE-15, PE-16), mientras que en las demás a partir de aproximadamente los 20 m de profundidad se ubica la roca menos fracturada con un RQD que va de 10 a 70%.

Tabla 9.5. Parámetros Geomecánicos del Macizo Rocoso.

Parámetro	RM _{Df} -RM _{Dmf}
% Recuperación	0 – 90
% RQD	0 – 73
GSI	25 - 35
m _i	12
σ_{ci} (MPa)	27 – 34
σ_{3max} (MPa)	0,2
σ_{cm} (MPa)	1,781
ϕ (grados)	43,18
c (kg/cm ²)	0,63

La cobertura del túnel es variable a lo largo de la estación, con espesores diferentes de roca y suelo sobre la clave de la excavación, por lo que en la Tabla 9.6 se aprecian los espesores encontrados para cada perforación.

Tabla 9.6. Detalles de la cobertura del Túnel en Estación Bello Monte

Perforación	Cobertura (m)	Espesor de Suelo Sobre el Túnel (m)	Espesor de Roca sobre el Túnel (m)	Prof. del Nivel Freático (m)
PE-14	22,90	7,00	15,90	7,50
PE-15	14,02	8,00	6,02	6,00
PE-16	13,19	12,00	1,19	5,00
PE-17	13,02	7,00	6,02	7,00
PE-18	20,11	8,00	12,11	7,50

9.2. SECTOR 2: TÚNEL BELLO MONTE – LAS MERCEDES

9.2.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras de suelo recolectadas en este sector fueron sometidas a ensayos de caracterización (granulometría y límites de consistencia), además de obtener ciertos valores de peso unitario. Estos resultados se pueden apreciar en la Tabla 9.7

Tabla 9.7. Ensayos de laboratorio en suelos a muestras Túnel Bello Monte - Las Mercedes

Perf.	Intervalo	P.U. (ton/m ³)	Clasificación ASTM
PE-20	5,55 – 6,00	1,691	SM
PE-23	3,55 – 4,0	1,678	GM
PE-26	1,55 – 2,0	1,967	s(CL)
	6,55 – 7,0	1,981	s(ML)

Los ensayos de laboratorio efectuados en muestras de roca consisten en pesos unitarios, Martillo Schmidt y petrografías. Los resultados de estos ensayos se muestran en la Tabla 9.12, a dos muestras de la perforación PE-23 se le realizó ensayo brasilero y un ensayo de velocidad de onda cuyos resultados se encuentran reflejados en el anexo 4.

Tabla 9.8. Ensayos de laboratorio en rocas a muestras Túnel Bello Monte - Las Mercedes

Perf.	Intervalo	P.U. (ton/m ³)	Rebote Schmidt
PE-26	14,0 – 15,0	2,702	
	21,0 – 23,0	2,631	
	33,5 – 35,0	2,725	37,0

Se hizo una petrografía a una muestra representativa del macizo rocoso en la perforación PE-26 y se identificó un esquistos calcáreo cuarzo grafitoso micáceo que contiene un 48% de calcita y un 30% de cuarzo, con granos de tamaño medio predominantemente de 0,25 mm. Las planillas que reflejan los ensayos efectuados en este sector se presentan en el Anexo 4

9.2.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En este sector se observa un espesor de relleno antrópico de hasta 4 m de espesor, que suprayace a un depósito sedimentario compuesto por materiales aluvionales predominantemente granulares. El perfil de suelos (ver Anexo 2) presenta delgadas capas de materiales finos cohesivos de máximo 2 metros de espesor dispersos en el perfil de suelos. En las perforaciones PE-22 y P-8 se observan estos niveles alargados de arcillas y limos que se encuentran intercaladas con arenas. Su consistencia es predominantemente dura.

Los cuerpos arenosos son limosos, arcillosos, mal gradados y algunos con grava, de color marrón a gris que van de grano fino a medio, con un ángulo de fricción interna de hasta 38° en función de la resistencia a la penetración (SPT), que representan aproximadamente el 60% de los suelos en este sector, de compacidad predominantemente densa, con mica moscovita, cuarzo, esquistos y otros fragmentos de roca. Finalmente se observan gravas predominantemente mal gradadas, otras limosas, con cantos subangulares a subredondeados compuestos por partículas de cuarzo, calcita, esquistos y otros fragmentos de roca que se disponen hacia la base de los depósitos, especialmente cuando el tope de roca se deprime en el subsuelo en posibles paleocanales que fluyen hacia el Río Guaire, además de presentarse como depósitos provenientes de la estribación que se puede reconocer en el plano de planta de este sector y como suelo residual.

El macizo rocoso está conformado predominantemente por una roca meteorizada, dura y fracturada a muy fracturada que está conformada por un esquistos

calcáreo cuarzo grafitoso micáceo de color gris verdoso con tonos blanquecinos con abundantes vetas de calcita y cuarzo en la dirección de la foliación, la cual se aprecia bastante marcada, a través de la cual la roca suele fracturarse, especialmente en las superficies grafitosas. Presenta superficies con óxido y rastros de disolución y cristalizaciones con sulfato de calcio en oquedades. Presenta pirita diseminada y mica biotita. Los intervalos de roca fracturada son predominantemente espesores pequeños de roca de máximo 2 m de espesor en los que el RQD varía entre 15 y 53%, el resto comprende una roca muy fracturada con menos de 10% de RQD.

Sin embargo en las perforaciones PE-19 y PE-22 se identifica una roca descompuesta blanda fracturada en la que se avanzó con el método de percusión que permitió recuperar un esquistos grafitoso hasta los 20 y 16 m respectivamente.

Utilizando el software RocLab se procedió a darle parámetros al macizo rocoso, los cuales se pueden apreciar en la Tabla 9.9

Tabla 9.9. Parámetros Geomecánicos del Macizo Rocoso.

Parámetro	RD _{bf}	RM _{bf} - RM _{pmf}
% Recuperación	0	3 – 82
% RQD	0	0 – 59
GSI	15 – 25	20 – 30
mi	10	11
σ_{ci} (MPa)	1	20 – 30
σ_{3max} (MPa)	0,2	0,2
σ_{cm} (MPa)	0,035	1,161
ϕ (grados)	12,37	36
c (kg/cm ²)	0,13	0,57

El frente de excavación del túnel se encuentra en roca meteorizada dura fracturada a muy fracturada, exceptuando un intervalo comprendido entre las progresivas 20+179,1 y 20+234,4, donde se observa un frente mixto debido a la presencia de unas gravas que se depositaron en una depresión del tope de roca que se profundiza hasta unos 5 m por debajo de la clave del túnel en la perforación PE-21.

Hacia el norte del alineamiento del túnel se aprecia una profundización del tope de roca que se estima que hará que el frente de excavación esté conformado por suelos granulares.

Es entendido entonces que la cobertura de roca del túnel es variable a lo largo de este sector, por lo que se muestran en detalle en la Tabla 9.10.

Tabla 9.10. Detalles de Profundidad del Túnel en Túnel Bello Monte - Las Mercedes

Perforación	Cobertura (m)	Espesor de Suelo Sobre el Túnel (m)	Espesor de Roca sobre el Túnel (m)	Prof. del Nivel Freático (m)
PE-18	20,11	11,00	9,11	7,50
PE-19	20,35	13,00	7,35	7,00
PE-20-A	20,66	18,00	2,66	6,30
PE-21	21,04	25,50	0,00	7,00
PE-22	21,27	14,00	7,27	6,00
P-8	22,12	11,00	11,12	5,00
PE-23	21,23	13,00	8,23	6,00
PE-24	22,39	5,00	17,39	5,80
PE-26	23,42	*	*	7,30

* No aplica por estar lejos del alineamiento

9.3. SECTOR 3: ESTACIÓN LAS MERCEDES

9.3.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Para las muestras de suelo recolectadas se llevaron a cabo ensayos de granulometría, humedad natural, límites de consistencia (en el caso que lo requiriese), peso unitario y corte directo, mientras que en las muestras recolectadas de roca se ensayaron propiedades como absorción rápida, índice de abrasividad o Cerchar y Martillo Schmidt, entre otro.

En los ensayos de suelos se determinó que los materiales predominantes son los suelos granulares arenosos con humedades promedio de 12% y pesos unitarios que van de 1,967 a 2,119 ton/m³. Los materiales finos presentan regularmente baja plasticidad con IP entre 2 y 9,5%, mientras que los suelos granulares presentan por lo general un promedio de 22% de partículas finas en su proporción granulométrica, representando materiales mixtos. Los resultados de las densidades por parafina para muestras de suelo se observan detalladamente en la Tabla 9.11.

Tabla 9.11. Ensayos de laboratorio en suelos a muestras Estación Las Mercedes

Perf.	Intervalo	P.U. (ton/m ³)
PE-26	1,55 – 2,00	1,967
	6,55 – 7,00	1,981
PE-28	1,55 – 2,00	2,075
PE-29	5,55 – 6,00	1,830
	8,55 – 9,00	2,119
PE-30	1,55 – 2,00	2,036
	7,55 – 8,00	2,003

También se presenta una tabla que muestra los resultados de los ensayos efectuados en el macizo rocoso presente en esta estación. (Ver Tabla 9.12).

Tabla 9.12. Ensayos de laboratorio en rocas a muestras Estación Las Mercedes

Perf.	Intervalo	P.U. (ton/m ³)	Carga Puntual (kg/cm ²)		Tracción		Martillo Schmidt	Índice Cerchar
			σ_c	σ_t	T (kN)	Esfuerzo (MPa)		
PE-26	14,5 – 16,0	2,702						
	21,0 – 23,0	2,631						
	33,5 – 35,0	2,725					37,0	
PE-27	27,5 – 29,0	2,536					25,6	
PE-30	24,5 – 25,0				7,1	10,3		2,0
	25,5 – 27,0							1,4
	31,0 – 32,0		135,1	91,6				

Con estos resultados se observa que el macizo rocoso presenta una densidad que va de 2,536 a 2,725 ton/m³ y una dureza que representa un promedio de Martillo Schmidt que va de 26 a 37, lo que equivale a una resistencia a la compresión uniaxial de 63 a 88 MPa. Las muestras de la perforación PE-30 fueron sometidas a ensayos de abrasividad, donde se reconoce que las gravas que descansan sobre el macizo rocoso están comprendidas por partículas extremadamente abrasivas (>4,5), mientras que el propio macizo presenta un comportamiento poco abrasivo, los resultados del ensayo brasilero realizado en la perforación PE-30 se encuentran en el anexo 4.

La petrografía realizada en la muestra de roca ubicada entre los 31 y 32 m de profundidad de la perforación PE-30 describe un esquisto calcáreo cuarcítico moscovítico, con laminaciones gruesas asociadas a vetas o fracturas rellenas por cemento silíceo de hasta 1 cm de espesor. También se reconoce un vestigio de matriz carbonática envolviendo algunas partículas detríticas. En el Anexo 4 se observan los resultados de laboratorio efectuados a las muestras de este sector.

9.3.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En el Anexo 2 se observa que los suelos finos se encuentran distribuidos predominantemente a lo largo de los primeros metros de profundidad en la zona de estudio, están conformados por limos puros, arcillas puras y arcillas arenosas de baja plasticidad que van gradando de uno a otro lateralmente desde el nor-oeste hasta el sur-este. Su consistencia va de media a rígida, y presenta una cohesión que va de 0,57 a 2,00 kg/cm² en función del N del ensayo SPT. Se presenta también un lente de arcilla de baja plasticidad de consistencia dura a muy dura que presenta 4 m de espesor en la PE-29 cuya cohesión se ha estimado entre 1,2 y 2,0 kg/cm² en función del SPT.

Infrayacente a estos suelos se encuentra un horizonte de arenas aluviales predominantemente mal gradadas y limosas, las cuales se ubican en la parte media

del perfil de suelos, que presentan una compacidad que va de suelta a muy densa con ángulos de fricción interna que oscilan entre los 25 y más de 43° en función del número de golpes. Hacia la base de la secuencia se reconocen unas gravas predominantemente mal gradadas que se encuentran en depósitos de canales fluviales descansando directamente sobre el macizo rocoso. También se reconoce un lente de gravas mal gradadas con arena con una compacidad densa a semidura, y con ángulos de fricción interna de más de 43° en función de los golpes requeridos para la prueba de penetración, la cual se acuña hacia la perforación PE-28, donde este estrato no fue encontrado. En algunos casos grada lateralmente con arenas, y verticalmente se hacen arenosas.

El macizo rocoso presenta una alta resistencia debido a la dureza del material y bajo grado de meteorización, aunque se presenta fracturada a muy fracturada. El esquisto es de color gris claro con tonos oscuros, se quiebra a través de los planos de foliación y se muestran vetas de cuarzo y de calcita relleno los planos de discontinuidad. Sus porcentajes de RQD nunca superan el 22%, los cuales se observan en pequeños intervalos de 1,5 m entre los 23 y 24,5 m en la PE-27 y entre los 16 a 17 m y 19,5 a 21 m de profundidad en la perforación PE-30.

Sin embargo se observa una zona de debilidad a partir de los 21,5 m de profundidad en la perforación PE-28 en el que se distingue una roca muy degradada y blanda que no pudo ser recuperada en el proceso de extracción de muestras durante el sondeo, en el que se recuperó una arena fina gris oscuro a negro por decantación del agua de perforación. Este material puede estar asociado a un intervalo muy grafitoso o a una zona de milonización. Este material se encuentra por debajo de la roca meteorizada dura muy fracturada en la PE-28 y presenta un comportamiento mecánico de roca descompuesta blanda muy fracturada. Utilizando el software RocLab y clasificando las muestras recuperadas de roca se procedió a determinar los valores de ϕ , cohesión y σ_{ci} del macizo rocoso, cuyos parámetros y resultados se pueden observar en la Tabla 9.21

Hacia el nor-oeste de la estación se observa que el tope de roca se deprime hasta alcanzar los 21,5 m de profundidad, donde fueron depositados materiales granulares compuestos por 12,5 m de gravas y luego por unas arenas limosas y arcillosas interrumpidas localmente por un lente de arcilla de un metro de espesor.

Tabla 9.13. Parámetros Geomecánicos del Macizo Rocoso

Parámetro	RD _{Bmf}	RM _{Df} - RM _{Dmf}
% Recuperación	0	7 – 92
% RQD	0	0 – 22
GSI	15 – 20	35 – 45
m _i	10	10 – 11
c _i (MPa)	1	20 – 30
σ _{3max} (MPa)	0,15	0,2
σ _{cm} (MPa)	0,030	2,302
φ (grados)	12,42	47
c (kg/cm ²)	0,09	0,88

En este perfil del subsuelo se observa que la cobertura es variable a lo largo de este sector, por lo que en la Tabla 9.14 se describen los espesores de suelo y roca que se encuentran sobre la clave de la estación.

Tabla 9.14. Detalles de las coberturas del Túnel en Estación Las Mercedes

Perforación	Cobertura (m)	Espesor de Suelo Sobre el Túnel (m)	Espesor de Roca sobre el Túnel (m)	Prof. del Nivel Freático (m)
PE-26	23,42	7,00	16,42	7,30
PE-27	13,66	21,50	0,00	6,00
PE-28	13,66	13,00	0,66	6,00
PE-29	12,96	18,00	0,00	5,00
PE-30	20,37	16,00	4,37	5,50

9.4. SECTOR 4: TÚNEL LAS MERCEDES – TAMANACO

9.4.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras pertenecientes a este sector fueron sometidas a diversos ensayos de laboratorio mostrados en el Anexo 4. Las muestras de suelo fueron ensayadas para su caracterización geotécnica y les fue determinado, en algunos casos sus pesos unitarios y cortes directos. Estos resultados de ensayos especiales se aprecian en la Tabla 9.23 con la clasificación respectiva según la Norma ASTM.

En esta tabla se aprecia que los suelos ensayados están comprendidos predominantemente por materiales finos y arenas cuyas densidades oscilan entre los 1,688 a 2,281 ton/m³. Los ángulos de fricción interna de estos suelos oscilan entre los 24 y 29°, con cohesiones que no superan los 0,60 Kg/cm² para los suelos arenosos ensayados.

Tabla 9.15. Ensayos de laboratorio en suelos a muestras Túnel Las Mercedes - Tamanaco

Perf.	Profundidad	P.U. (ton/m ³)	Clasif. ASTM	ϕ	c (Kg/cm ²)
PE-30	1,55 – 2,0	2,036	s(CL)		
	7,55 – 8,0	2,003	SM		
PE-32	1,55 – 2,0	1,965	SM		
	3,55 – 4,0	1,855	s(CL)		
	6,55 – 7,0	2,170	SM		
	9,55 – 10,0	2,174	SM		
PE-33	1,55 – 2,0	1,757	(SC)g		
	4,55 – 5,0	1,712	SC		
	6,55 – 7,0	1,688	(SC)g		
PE-35	1,55 – 2,0	2,401	SW-SM		
	3,55 – 4,0	2,172	(GM)s		
	5,55 – 6,0	2,090	SC		
	7,55 – 8,0	2,215	(SP-SM)g		
	20,0 – 21,5		SC	29	0,55
PE-36	14,0 – 15,5	1,741	SC		
	21,5 – 23,0		SC	24	0,40
	24,5 – 26,0	1,729	SC	24	0,60
PE-37	12,0 – 13,5	2,136	CL-ML		
	15,0 – 16,5	2,232	(CL)s		
	16,5 – 18,0	2,081	(CL)s		
	18,0 – 19,5	2,202	(CL)s		
	19,5 – 21,0	2,260	(CL)s		
	21,0 – 22,5	2,003	(CL)s	29	0,17
	31,5 – 33,0	2,281	CL		

A su vez se hizo una petrografía a una muestra de roca tomada en la perforación PE-33 que permitió identificar la roca como un esquistos calcáreo cuarzoso, con un 8% de óxido de hierro que teñía en rojo la muestra de mano y que sugería la posibilidad de un cambio de litología, ya que esta es menos grafitosa que el macizo rocoso reconocido en las otras perforaciones; sin embargo, luego del análisis petrográfico, se determinó que el color se debe a la meteorización de los óxidos evidenciado en la disolución parcial de la pirita y presencia de óxido adicional asociado.

9.4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Los perfiles geotécnicos, como ya se indicó, fueron elaborados en base a la información del subsuelo obtenida con las perforaciones PE-30, PE-32, PE-33, PE-35, PE-37 y P-6.

De acuerdo a lo indicado en el perfil longitudinal, el subsuelo en este tramo, hasta la profundidad explorada, está conformado principalmente por suelos de origen aluvional, cuyo origen se encuentra posiblemente en el proceso de sedimentación de la quebrada Baruta. Los mismos se caracterizan por ser de granulometría variable, desde suelos muy finos limos y arcillas hasta suelos gruesos como gravas, pasando por arenas limosas y otras veces arcillosas.

Aunque el perfil estratigráfico se nota bastante heterogéneos desde el punto de vista de la gradación de los suelos, se observa una distribución errática, se puede hacer cierta sectorización del mismo por ejemplo hacia el extremo norte del sector el terreno es bastante heterogéneo y se caracteriza por estar compuesto por una mezcla proporcional de gravas, arenas y arcillas. Hacia el centro del perfil (entre progresivas 21+200 y 21+550) hay predominio de arenas y gravas, con un dominio de las de las gravas entre las progresivas 21+200 y 21+490 y un dominio de las arenas entre las progresivas 21+490 y 21+550. Por su parte hacia el extremo Sur del perfil, a partir de la progresiva 21+550 se observa un predominio de las arcillas sobre los demás

tipos de suelos. El tope de roca a partir de la progresiva 21+330, en dirección hacia el Sur se profundiza y no fue detectado en el resto del tramo con ninguna de las perforaciones ejecutadas.

Desde el punto de vista geotécnico se puede caracterizar a los suelos descritos anteriormente (arcillas arenas y gravas) de la siguiente tabla:

Tabla 9.16. Propiedades de los suelos en función del ensayo SPT

Tipo de Suelo	Gravas	Arenas	Finos
N SPT	48 a 90	2 a 90	4 a 60
% Recuperación	12,7 a 89,3	8,00 a 42,67	13,3 a 66,7
Compacidad - Consistencia	Densa a muy densa	Muy suelta a muy densa	Blanda a rígida
Ángulo de fricción (grados)	38 a > 43	25 a > 43	---
Resistencia a la Compresión (kg/cm ²)	---	---	0,50 a > 4,00
Cohesión (kg/cm ²)	---	---	0,25 a > 2,00

Solamente hacia el norte del perfil se nota la presencia del basamento rocoso el cual está conformado por rocas esquistosas de la Formación Las Mercedes, constituidas por un esquistos calcáreo cuarzo grafitoso el cual se muestra ligeramente meteorizado, duro y muy fracturado, mostrando una buena resistencia, de color gris claro con vetas pequeñas de cuarzo. La foliación oscila entre 0 y 90° con respecto al eje de la perforación. Se observan algunas tonalidades rojizas de óxido en algunos planos de foliación indicando la presencia de flujo de agua, y las vetas de calcita se aprovechan de las mismas discontinuidades. El macizo es algo micáceo y presenta piritita diseminada. Este macizo se profundiza hacia el suroeste de este sector, haciéndose imperceptible a partir de la perforación PE-35. En las cercanías de esta perforación se encuentra el eje del sinclinal que se encuentra representado en el mapa geológico anexo, por lo que se justifica el alto grado de fracturamiento del macizo en este sector (ver Anexo N° 1), aunque en la perforación PE-30 se observan pequeños intervalos de roca menos fracturada, los cuales representan valores de RQD de hasta

22% esquistos principalmente grafitosos calcáreos, con cierta proporción de cuarzo, micas y otros minerales accesorios. Los parámetros geotécnicos característicos de este macizo y de la roca intacta obtenidos a partir del criterio de rotura de Hoek y Brown del software RocLab se indican en la tabla que se incluye a continuación.

Tabla 9.17. Parámetros Geomecánicos del Macizo Rocoso

Parámetro	RM _{df} - RM _{dmf}
% Recuperación	10 – 92
% RQD	0 – 22
GSI	20 – 30
m _i	10
σ_{ci} (MPa)	30 – 40
σ_{3max} (MPa)	0,2
σ_{cm} (MPa)	1,545
ϕ (grados)	39
c (kg/cm ²)	0,55

En la tabla que se muestra a continuación se pueden apreciar las condiciones de la cobertura del túnel.

Tabla 9.18. Detalles de las coberturas del Túnel en túnel Las Mercedes - Tamanaco

Perforación	Cobertura (m)	Espesor de Suelo Sobre el Túnel (m)	Espesor de Roca sobre el Túnel (m)	Prof. del Nivel Freático (m)
PE-30	20,22	16,00	4,22	5,50
PE-32	19,25	10,00	9,25	5,00
PE-33	19,46	19,46	0,00	5,00
PE-35	19,26	19,26	0,00	8,00
PE-36	11,21	11,21	0,00	5,00
PE-37	11,44	11,44	0,00	8,00
P-6	11,62	11,62	0,00	5,00

En cuanto a la profundidad de la clave del túnel se observa que la misma presenta un cambio de 19 a 11 m entre las perforaciones PE-35 y PE-6 debido a que en la progresiva 21+551,55 comienza el cambiavía que se encuentra inmediatamente anterior a la Estación Tamanaco. En PE-30 y PE-32 se aprecia que el frente de excavación se encuentra en roca, con una cobertura del macizo que va de 4 a 9 m de espesor sobre la clave del túnel. Sin embargo el frente se hace localmente mixto entre las progresivas 21+312 y 21+330, donde el tope de roca se profundiza y da paso a un frente en suelos hasta el final de este sector.

9.5. SECTOR 5: ESTACIÓN TAMANACO

9.5.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio considerados para este sector consisten en granulometrías, humedades y pesos unitarios. Con estos resultados se evidencia que la mayoría de los suelos comprenden materiales granulares, predominantemente arenas limosas con variables porcentajes de grava. El nivel de gradación de las arenas y gravas se observa buena en la zona saturada (bien gradadas), por lo que es posible que los suelos sean fácilmente erosionables en caso de ser sujetas a un fuerte gradiente hidráulico.

Las muestras de suelo recolectadas en este sector muestran densidades que se pueden observar en la Tabla 9.19.

Tabla 9.19. Ensayos de laboratorio en suelos a muestras Estación Tamanaco

Perf.	Intervalo	P.U. (ton/m ³)	Clasif. ASTM	ϕ (grados)	c (kg/cm ²)
-------	-----------	-------------------------------	-----------------	-----------------	-------------------------

PE-38A	20,5 – 22,0	1,729	SM-SC		
	26,0 – 28,0	1,729	SM-SC	31	0,05
PE-39	3,55 – 4,00	1,855	(CL)s		
	4,55 – 5,00	1,772	(CL)s		
	10,55 – 11,00	2,260	(SM)g		
	13,55 – 14,00	2,241	(SM)g		

Los ensayos de laboratorio efectuados en muestras de roca consisten en pesos unitarios y rebotes Schmidt. Los resultados de estos ensayos se muestran en la Tabla 9.20.

Tabla 9.20. Ensayos de laboratorio en rocas a muestras Estación Tamanaco

Perf.	Intervalo	P.U. (ton/m ³)	Martillo Schmidt
PE-40	21,5 – 23,0	2,660	
	27,5 – 29,0	2,734	36,8
	29,0 – 30,5		34,0
	39,5 – 41,0	2,725	

El macizo rocoso muestra una densidad promedio de 2,706 ton/m³ y un Martillo Schmidt promedio de 35,4; lo que equivale a una compresión sin confinar aproximada de 70 MPa.

9.5.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En los perfiles que se encuentran en el Anexo 2 se reconoce que los suelos que conforman el área de estudio están constituidos predominantemente por arenas, de naturaleza friccionante con ángulos de fricción interna que van de 25° a más de 43° y una compacidad que va de media a densa. Se encuentran desde la superficie formando un manto que se hace más espeso hacia la perforación PE-38-A, son predominantemente limosas y mal gradadas aunque se observan algunos horizontes

de arena limosa gravosa. El tamaño de grano va de medio a fino y suelen ser susceptibles a la erosión subterránea. Su compacidad va de suelta a muy densa.

Los suelos finos están conformados por arcillas de baja plasticidad con y sin arena, de color amarillo a marrón, y por lo general con una buena capacidad de soporte, con espesores de hasta 19 m en la perforación P-6, con una cohesión que va de 0,25 a 2,00 kg/cm², comprendiendo materiales con una consistencia muy blanda a rígida. En las perforaciones PE-40, PE-38 y P-6 se observan estas arcillas como base de los depósitos sedimentarios antes de alcanzar el basamento.

Adicionalmente se reconoce un depósito de canal compuesto por unas gravas arcillosas con fragmentos angulares de cuarzo de color amarillo con tonos grises claro, de densidad relativa muy densa, que descansa sobre el basamento metamórfico que alcanza su mayor espesor en la perforación PE-38-A. También se le observa en lentes aislados de hasta 5,5 m de espesor, los cuales se extienden hacia el nor-oeste de la estación haciéndose más espesos en la perforación PE-38.

El tope de la roca que comprende el basamento metamórfico de la zona de estudio fue identificado a los 37,50 m en la perforación PE-38 y a los 17,00 m en la perforación PE-40, lo que indica que este presenta una pendiente que se profundiza hacia el noroeste (dirección N 31° W) de 12° (1,37:1). Está conformada por una roca meteorizada dura fracturada a muy fracturada, constituida por un esquisto calcáreo cuarzo grafitoso al principio de color rosado claro y de textura gruesa. Muestra vetas de calcita de hasta 8 cm. Se reconoce el esquisto típico de la Formación las Mercedes. Los planos de foliación forman aproximadamente 45° con el eje de la perforación. La roca posee un porcentaje de recuperación que va de 12 a 76% y un RQD (Rock Quality Designation) que oscila entre 0 y 33%.

En los alrededores de las perforaciones PE-38 y PE-39 se reconoce que el área de excavación atraviesa una arena limosa y parte de una arcilla de baja plasticidad, los cuales presentan una alta compacidad y consistencia respectivamente. En el techo

de la excavación se encuentran unas gravas arcillosas que pudieran generar inestabilidad en el túnel, por lo que se recomienda plantear sistemas de contención adecuados para evitar desprendimientos y derrumbes.

Para el macizo rocoso se hicieron los cálculos de parámetros con el software RocLab en el cual se determinaron sus ángulos de fricción y cohesión en función del parámetro de rotura de Hoek y Brown, asignándole valores de σ_{ci} , GSI y m_i , cuyos resultados se observan resumidos en la Tabla 9.21.

Tabla 9.21. Parámetros Geomecánicos del Macizo Rocos.

Parámetro	RM _{Df} - RM _{Dmf}
% Recuperación	12 – 89
% RQD	0 – 33
GSI	35 – 45
m_i	10
σ_{ci} (MPa)	30
σ_{3max} (MPa)	0,42
σ_{cm} (MPa)	2,302
ϕ (grados)	41
c (kg/cm ²)	1,39

Para este sector se observa que el frente de excavación es mixto, conformado inicialmente por suelos arcillosos, luego por materiales friccionantes (SM), y finalmente por el tope del basamento metamórfico. Sin embargo la cobertura de la estación está constituida exclusivamente por suelos, cuyos espesores se describen en la Tabla 9.22.

Tabla 9.22. Detalles de Profundidad del Túnel en Estación Tamanaco

Perforación	Cobertura (m)	Espesor de Suelo Sobre el Túnel (m)	Espesor de Roca sobre el Túnel (m)	Prof. del Nivel Freático (m)
P-6	11,62	11,62	0,00	5,00
PE-38	11,92	11,92	0,00	7,00
PE-38-A	11,99	11,99	0,00	
PE-39	11,87	11,87	0,00	5,00
PE-40	21,56	17,00	4,56	5,00

9.6. SECTOR 6: TÚNEL TAMANACO – FOSO UNEFA

9.6.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

A las muestras recuperadas durante los sondeos de campo se les realizaron distintos ensayos de laboratorio para determinar las propiedades geomecánicas de los materiales cuyas planillas se presentan en el Anexo 4. A los suelos se les realizaron ensayos de granulometría, humedad, límites y peso unitario. Los valores obtenidos de pesos unitarios de este sector se aprecian en la Tabla 9.23.

Tabla 9.23. Ensayos de laboratorio en suelos a muestras Túnel Tamanaco – Foso UNEFA

Perf.	Intervalo	P.U. (ton/m ³)	Clasif. ASTM
PE-42	1,55 – 2,00	2,160	CL
	2,55 – 3,00	2,193	CL
	3,55 – 4,00	2,145	s(ML)
PE-45	0,55 – 1,00	1,971	s(ML)
	2,55 – 3,00	2,040	(SM)g
	4,55 – 5,00	2,164	SM
	6,55 – 7,00	2,120	SM

Los ensayos de laboratorio efectuados en muestras de roca consisten en pesos unitarios, compresión uniaxial, absorciones rápidas y Martillo Schmidt. Los resultados de estos ensayos se muestran en la Tabla 9.24.

Tabla 9.24. Ensayos de laboratorio en rocas a muestras Túnel Tamanaco – Foso UNEFA

Perf.	Intervalo	P.U. (ton/m ³)	Compresión Uniaxial (Kg/cm ²)	MartilloS chmidt	Absorción Rápida (%)
PE-41	22,0 – 23,5	2,615	83,34	27	5,68
PE-42	25,5 – 27,0	2,602	79,21	NR	2,04
PE-43	32,0 – 33,5	2,655	72,61	NR	2,07
PE-44	45,5 – 47,0	2,657	90,54	36,2	1,16

PE-45	55,0 – 57,0			31,8	
PE-47	44,0 – 45,5	2,672	93,15	37,0	1,70
	62,0 – 63,5	2,677	107,46	43,2	0,39

En función de los resultados obtenidos en este sector se aprecia que los materiales que componen el frente de excavación son rocas con una densidad promedio de 2,646 ton/m³. De acuerdo a los resultados de los ensayos de compresión sin confinar, la resistencia promedio de la roca está en el orden de los 87,72 kg/cm². Este valor, de acuerdo a la experiencia puede resultar muy bajo, sin embargo se considera que puede tener relación con una alta figuración de los núcleos donde se practicaron los ensayos.

También fueron realizados ensayos petrográficos sobre muestras de roca tomadas en profundidades cercanas al frente de excavación, donde se aprecia que la calcita comprende el mineral predominante, representando un promedio de 42%. El segundo mineral más frecuente es el cuarzo, cuyos porcentajes oscilan entre los 21 y 29%, mientras que el grafito sigue en proporción mineralógica con porcentajes que van de 12 a 18%.

9.6.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En este sector se observa un depósito sedimentario que se hace cada vez más delgado hacia el sur, donde comienza a aflorar el macizo rocoso que está representado por los esquistos de la Formación Las Mercedes. Los materiales sedimentarios se encuentran en las perforaciones PE-40, PE-41, PE-42 y PE-43, y están constituidos por gravas predominantemente arenosas con partículas de cuarzo con textura de gneis y partículas de calcita subangular de color blanco y amarillo de

compacidad que va de media a densa, los cuales se observan hacia la base de los depósitos. Luego se aprecian depósitos finos conformados por arcillas y limos de baja plasticidad con arena, arenosos y gravosos que presentan una consistencia que va de blanda a rígida, de color marrón y amarillo. Estas arcillas se encuentran como suelo residual proveniente del macizo rocoso o como depósitos suprayacentes a las gravas descritas anteriormente. Finalmente se aprecian unas arenas que se hacen más espesas hacia el nor-oeste de este sector y como depósitos en las cercanías de los estribos del pie de monte que se encuentra en este sector.

La roca se observa localmente descompuesta a muy meteorizada, dura a blanda y muy fracturada de color marrón amarillento claro friable de esquistos cuarzo micáceo de color gris a blanco con tonos rojizos. Se observan algunas partículas de cuarzo, calcita y fragmentos de roca micácea. La roca suele alterar parcialmente a arcilla limosa. Se encuentra en las perforaciones PE-44, PE-45, PE-47, PE-48 y PE-49 y puede alcanzar hasta 12 m de espesor.

El perfil longitudinal del subsuelo en este sector se puede encontrar en el Anexo 2.

La roca que presenta un mejor comportamiento geomecánico está constituido por un esquistos calcáreo cuarzo grafitoso ligeramente meteorizado a fresco, duro, fracturado a muy fracturado de color gris claro. La foliación predominantemente se observa casi perpendicular al eje de la perforación con algunas vetas de cuarzo espesas con eventuales tonalidades rojizas en las discontinuidades, evidenciando el flujo de aguas a través de estos planos de debilidad.

Al macizo rocoso le fueron asignados determinados valores en función de las propiedades físicas de la roca, y se procedió a evaluarlos en el software RocLab para obtener valores de ángulos de fricción y cohesión del macizo, cuyas hojas con sus respectivas curvas de compresión se pueden observar en el Anexo 3. Estos valores de entrada y de salida se pueden apreciar en la Tabla 9.25.

Tabla 9.25. Parámetros Geomecánicos del Macizo Rocoso.

Parámetro	$RD_{bf} - RMM_{Bmf} - RMM_{Dmf}$	$RM_{Df} - RM_{Dmf} - RF_{Df} - RF_{Dmf}$
% Recuperación	SPT ó 0	0 - 76
% RQD	0	0 - 94
GSI	20 - 30	40 - 50
Mi	10	13
σ_{ci} (MPa)	1	30
σ_{3max} (MPa)	0,34	0,2
σ_{cm} (MPa)	0,044	3,083
ϕ (grados)	12	44
c (kg/cm ²)	0,22	1,85

Para este sector se observa que el frente de excavación está exclusivamente en roca, meteorizada a fresca dura fracturada a muy fracturada, con algunos espesores de suelos que comprenden la cobertura del túnel hacia las perforaciones PE-40, PE-41, PE-42 y PE-43. En la Tabla 9.34 se detallan las coberturas del túnel a nivel de la proyección al alineamiento de cada perforación.

Tabla 9.26. Detalles de la cobertura del Túnel Tamanaco – Foso UNEFA

Perforación	Cobertura (m)	Espesor de Suelo Sobre el Túnel (m)	Espesor de Roca sobre el Túnel (m)	Prof. del Nivel Freático (m)
PE-40	21,56	17,00	4,56	5,00
PE-41	22,31	13,00	9,31	9,80
PE-42	22,46	12,50	9,96	8,00
PE-43	31,24	*	*	7,00
PE-44	47,48	0,00	47,48	4,00
PE-45	48,36	*	*	8,50

PE-47	62,89	2,00	60,89	22,00
PE-48	39,62	*	*	5,50
PE-49	43,96	*	*	6,00

* No aplica por estar lejos del alineamiento

9.7. SECTOR 7: FOSO UNEFA.

9.7.1. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio ejecutados a muestras tomadas en este sector comprenden ensayos de caracterización de suelos, compresiones sin confinar y densidades, cuyos resultados se observan en la Tabla 9.27.

Tabla 9.27. Ensayos de laboratorio en suelos a muestras Foso UNEFA

Perf.	Profundidad	P.U. (ton/m ³)	Clasif. ASTM	q _u (kg/cm ²)
PF-2	2,55 – 3,00	2,040	g(CL)s	
	3,55 – 4,00		g(CL)s	2,58
	8,55 – 9,00	1,985	SP-SM	
PF-3	1,55 – 2,00	2,139	(CL)g	
	16,5 – 18,0	2,083	SM	
PF-4	12,55 – 13,00	2,327		
	18,55 – 19,00	2,259		

Los ensayos de laboratorio efectuados en muestras de roca consisten en pesos unitarios, compresiones uniaxiales, absorciones rápidas, ensayos de corte, cargas puntuales, índices de abrasividad Cerchar (IC), rebotes Schmidt y resistencias a la tracción. Los resultados de estos ensayos se muestran en la Tabla 9.28.

Tabla 9.28. Ensayos de laboratorio en rocas a muestras Foso UNEFA

Perf	Intervalo	P.U.	q _u	Rebote	Abs.	φ	c	IC	Carga	Resistencia a la
------	-----------	------	----------------	--------	------	---	---	----	-------	------------------

		ton/m ³	Kg/cm ²	Schmidt	Rápida (%)		Kg/cm ²	Puntual (kg/cm ²)		Tracción	
								σ_c	σ_t	F (KN)	Esfuerzo (MPa)
PF-1	3,0 – 4,5				0,20						
	6,0 – 7,5				1,57						
	7,5 – 9,0				2,20						
	9,0 – 10,5	2,561		40,8							
	10,5 – 11,5				0,58						
	11,5 – 13,0	2,594		NR							
	13,0 – 14,0				0,95						
	14,0 – 15,5				1,03						
	15,5 – 17,0				1,86						
	17,0 – 18,0				1,34						
	18,0 – 19,0	2,471		31,0							
	21,5 – 23,0				4,72						
	23,0 – 24,5				0,45	23	0,49				
	26,0 – 27,5				0,65						
	27,5 – 29,0				0,68						
	36,5 – 38,0				0,51						
	39,5 – 42,5				0,80						
	42,5 – 45,5				0,32						
	47,0 – 48,5				0,13						
	50,0 – 51,5				0,20						
51,5 – 53,5				0,42							
53,5 – 54,5				0,40							
54,5 – 56,0				0,14							
56,0 – 57,5				0,40							
57,5 – 59,0				0,16							
59,0 – 60,0				0,14							
PF-2	24,0 – 25,5		102,17					61,4	3,07		
	27,0 – 28,5			18,0			2,3	80,9	4,04	6,3	2,4
	28,5 – 30,0		86,37	16,0		13	1,20			11,1	4,4
	30,0 – 31,5						1,8			9,6	3,8
										18,6	7,3

Tabla 9.28. Ensayos de laboratorio en rocas a muestras Foso UNEFA. Continuación

Perf	Intervalo	P.U.	q _u	Rebote	Abs.	φ	c	IC	Carga	Resistencia a la
------	-----------	------	----------------	--------	------	---	---	----	-------	------------------

		ton/m ³	Kg/cm ²	Schmid t	Rápida (%)		Kg/cm ²	Puntual (kg/cm ²)		Tracción	
								σ _c	σ _t	F (KN)	Esfuerz o (MPa)
PF-2	33,0 - 34,5						3,3			19,4	7,4
										19,8	7,8
	36,0 - 38,0		196,00					23,8	1,19		
	38,0 - 39,5		341,00	19,4							
	41,0 - 42,5			18,4		13	1,43				
	42,5 - 44,0			15,6		18	0,70				
	45,5 - 47,0						1,3			17,9	7,0
										11,8	4,5
PF-3	24,0 - 25,5	2,709		35,2	0,73						
	30,0 - 31,5	2,746		NR	0,64						
	36,0 - 37,5	2,746		NR	0,90						
	45,0 - 46,5	2,765		26,6	1,22						
	48,0 - 50,0	2,742		35,7	0,92						
PF-4	21,0 - 22,0									15,6	5,9
										11,1	4,2
	29,0 - 30,0									13,8	5,1
										6,9	2,6
PE-50	3,0 - 4,5				0,64						
	4,5 - 6,0				1,11						
	6,0 - 7,5				0,97						
	7,5 - 9,0				0,71						
	9,0 - 10,5				1,23						
	15,0 - 16,5				0,46						
	22,5 - 24,0	2,611		39,0							
	24,0 - 25,5				0,08						
	25,5 - 27,0				0,60						
	27,0 - 28,5				1,10						
	28,5 - 30,0	2,733		NR							
	30,0 - 31,5				0,30						
	31,5 - 33,0				0,21						
	33,0 - 34,5				0,55						
	34,5 - 36,0				1,92						
	36,0 - 37,5				0,25						
	37,5 - 39,0				0,28						
	39,0 - 40,5				1,00						
40,5 - 42,0	2,749		22,4								

9.7.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En el perfil longitudinal que se observa en el Anexo 2 se aprecia la presencia de un valle fluvial encajado entre dos estribaciones del piedemonte que comprende el sector de Chuao. En este valle se observa un material de relleno que alcanza hasta 5 m de espesor, el cual está constituido por arcillas arenosas y gravas arcillosas. Este relleno descansa sobre suelos aluvionales granulares poco cohesivos que están conformados por arenas arcillosas con grava y mal gradadas constituida principalmente por fragmentos de cuarzo y esquistos blandos, color pardo claro a marrón.

Infrayacente estos suelos aluvionales se observan unos materiales que constituyen el suelo residual que pasa gradualmente a una roca descompuesta a muy meteorizada de color amarillo claro a rosado, constituida por fragmentos de esquistos, en una matriz arenosa y por esquistos calcáreos cuarzo micáceos muy meteorizados, duros y muy facturados, poco plegados, con abundantes manchas de óxido de hierro en las superficies de foliación. Luego, se aprecia que la roca muestra un mejor comportamiento, mostrándose micáceo poco meteorizado a fresco duro y fracturado a muy fracturado con una tonalidad rosada que se debe al producto de la oxidación de minerales en las superficies de discontinuidad. Muestra vetas de calcita ortogonales y paralelas a la foliación y la superficie de las foliaciones son ligeramente rugosas.

De los perfiles mostrados en el Anexo N° 2 se determina que el foso norte será excavado en roca fresca dura muy fracturada (RF_{Dmf}), mientras que hacia el lado sur, la excavación se realizará parcialmente en suelo y parcialmente en roca descompuesta y muy meteorizada. El mayor espesor de suelo se detectó en la perforación PF-4.

9.7.3. RESISTENCIA DE LA ROCA

Según los reportes de los ensayos de las muestras se determina que la resistencia promedio de la roca, tomando en cuenta los valores de resistencia según el

martillo Schmidt, carga puntual, y directamente de la resistencia a la compresión se tiene:

Tabla 9.29. Valores de Compresión por distintos métodos

	Mínimo	Máximo	Promedio
Resistencia según índice Schmidt (MPa)	23	130	48

9.7.4. PESO UNITARIO

De acuerdo a los ensayos hechos a las muestras de roca de este sector el peso unitario promedio de la Roca es de 2,66 Ton/m³.

9.7.5. ABRASIVIDAD

La abrasividad es moderada a mala según el índice de Schimazek: 0,4 - 0,7, obtenido por correlación con otras rocas similares pertenecientes a la misma Formación Las Mercedes. En función de los valores obtenidos de Índice Cerchar se considera que el macizo posee una abrasividad que va de poco abrasiva a medianamente abrasiva.

9.7.6. TAMAÑO Y FORMA DE LOS BLOQUES

El tamaño de los fragmentos de roca observados en los núcleos de perforación normalmente varía entre 2 y 20 cm. En la siguiente tabla se muestran los valores correspondientes al porcentaje de recuperación, RQD y Jv medidos en las distintas perforaciones ejecutadas:

Tabla 9.30. Recuperación, RQD y Jv

N° Perforación	Recuperación (%)			RQD (%)			Jv (Número de Juntas por m ³)		
	Mín.	Máx	Media	Mín.	Máx	Media	Mín.	Máx	Media
PF-1	9,33	86,67	38,04	0	41,33	5,68	22,32	-	33,12
PF-2	15,33	61,33	35,36	0	34	6,68	-	-	-
PE-50	0	100	54,71	0	82,66	18,43	22,32	-	29,26

Con el valor máximo de RQD de PE-50 se establece que ocasionalmente se pueden encontrar bloques de tamaño medio, es decir, de mayores dimensiones que el tamaño promedio.

En base a la tabla anterior se determina que el parámetro Jv (Juntas/m³) de Palmstrom varía entre 29 y 33 discontinuidades por metro cúbico de roca, el cual fue determinado a partir de los valores medios del RQD. Con esos valores de Jv (Juntas/m³) se describe que el tamaño de los bloques varía entre bloques pequeños y bloques muy pequeños.

Tabla 9.31. Tamaños de Partículas por Jv

DESCRIPCIÓN	J _v (Juntas/m ³)
Bloques muy grandes o masivos	< 1,0
Bloques grandes	1 - 3
Bloques medios	3 - 10
Bloques pequeños	10 - 30
Bloques muy pequeños	> 30

9.8 DEFINICIÓN DE COBERTERA, CÁLCULOS DE CARGAS ACTUANTES Y ESTIMACIÓN DE SOPORTES PRIMARIOS.

Conociendo la geometría de los túneles, la cual es de sección circular y de diámetro 5,85 m y la separación entre los túneles que es aproximadamente 11,5 m

Como datos del proyecto, se reconoce además del trazado, la geometría de los túneles gemelos, los cuales tienen sección circular. La excavación tendrá un diámetro

de y la separación promedio entre ejes de túneles es aproximadamente 11,5 m. Se procedió a definir la cobertura del túnel, para esto se calcula los anchos de solido de carga de Terzaghi con la siguiente ecuación:

$$B = b + 2 \times h \times \text{tag}\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = 5,85m + 2 \times h \times \text{tag}\left(45 - 32 / 2\right) = 12m$$

Donde B es al ancho del solido de carga, b es el ancho del túnel, h es la altura del túnel y ϕ es el ángulo de fricción de los materiales en el área del túnel, en este caso se estimo un ángulo de fricción promedio el cual fue de 32 °

Según la tabla el límite entre la cobertera queda definido de la siguiente manera:

Tabla 9.32 Límite de Cobertera determinados y representados en el perfil de sectorización.

Clasificación de Cobertura	Roca con $GSI \leq 25$ y/o suelo
Superficial	$H = 12 \text{ m}$
Intermedia	$12 \text{ m} < H \leq 30\text{m}$
Profunda	$H > 30\text{m}$

Para el cálculo de las cargas actuantes (P_v) se emplearon las ecuaciones en la tabla 2.17, por tipo de cobertera, usando la siguiente metodología:

- Cobertura Superficial

Se calculó el esfuerzo vertical total sobre la clave de túnel por perforación, tomando en cuenta las densidades y espesores de capas correspondientes . La carga actuante es igual al esfuerzo vertical : $P_v = \gamma h = \sum \gamma_i h_i$.

- Cobertera Intermedia

En rocas con $GSI < 25$ y/o suelos, la demanda es estimada con la ecuación $P_v = \gamma \alpha (b + h)$; donde γ es la densidad ponderadas de los estratos comprendidos en la cobertura; α es el factor de carga de Terzaghi, en suelo este factor se determina

con el gráfica, según el ángulo de fricción promedio calculado para los sustrato granulares sobre la clave del túnel.

$$P_v = \delta \times \frac{t}{m^3} \times 0,2 \times 2 \times 5,85m$$

Sin embargo debe compararse con una carga mínima y máxima. Esta se calculan: $P_{min} = \gamma_{ponderado} B$ y $P_{max} = \gamma H$. En Caso de P_v resulte ser menor a P_{min} , se aplica el criterio de seleccionar P como demanda.

- Cobertura Profunda

La carga actuante para cobertura profundas es calculada con la siguiente expresión: $P_{crit} = \frac{2P_0 - \sigma_{cm}}{1+k}$; donde $P_0 = \gamma_{ponderado} H$; $k = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$. Cuando P_{crit} es negativa se interpreta que la excavación es autosostenible, dado que la resistencia a la compresión del macizo rocoso es mayor al doble de la demanda. En estos casos se requiere un mínimo de sostenimiento primario.

Dado que el método de excavación ha sido la contratista, tomando como referencia las expresiones en las construcción de la primera etapa de la línea 4 y la segunda etapa de la línea 3, el sistema mecanizado TBM del tipo EPB de frente cerrado, abierto y convertible, ha resultado versátil para la variedad de litologías (duras y blandas) que pudiera encontrarse durante la excavación, produciendo un mínimo de perturbación del entorno durante el proceso, así mismo disminuye la compresión del suelo, controla y reduce significativamente el flujo de agua subterránea reduciéndose en consecuencia, los posibles imprevistos y necesidades de refuerzo de las fundaciones de estructuras existentes en el área de afectación.

La selección del soporte primario depende esencialmente de la magnitud de las cargas actuantes. La metodología consiste en seleccionar de la tabla de sostenimiento aquel tipo de soporte cuya capacidad supere en un margen prudencial a la demanda.

A continuación se muestra una tabla de resumen de lo soportes seleccionados y su distribución a lo largo del tramo.

Tabla 9.33. Definición de Cobertura y sostenimiento primarios, determinados y representados en el perfil de sectorización.

Cobertura	Comprendida entre las perforaciones	Sostenimiento primario
NATM	PE-14 a PE-17	---
Intermedia	PE-18 a PE- 26	P-c1
NATM	PE-27 a PE-30	---
Intermedia	PE-32 a PE-35	P-c2
Superficial	PE-36 a PE-6	P-c2
NATM	PE-38 a PE-40	---
Intermedia	PE-41 a PE- 43	P-c2
Profunda	PE-44 a PE-50	P-d2

CAPITULO X

ANALISIS DE RESULTADOS

10.1. SECTOR 1: ESTACIÓN BELLO MONTE

10.1.1. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

10.1.1.1. Cobertura

Considerando que la excavación se realizará completamente en roca se infiere que las condiciones serán favorables. Sin embargo, debido al bajo recubrimiento de roca que existe en el norte y hacia el este de la estación, probablemente será necesario contar con un sistema de protección que garantice la estabilidad del techo del túnel. Este espesor reducido de roca y la presencia del nivel freático por encima de la clave del túnel pudiera conllevar al uso de micropilotes como medida de estabilización.

10.1.1.2. Excavabilidad

Considerando que la roca presenta un fracturamiento medio a alto, se determina que es factible el uso de rozadoras para llevar a cabo la excavación de la estación. Por otra parte dado los bajos valores del Índice Cerchar (0,3 – 1,9) con lo cual se ha clasificado al macizo como poco a muy poco abrasivo, se considera que el consumo de las herramientas de corte se estima que será relativamente bajo.

10.1.1.3. Sostenimiento primario de la cavidad

A efectos de determinar el sostenimiento primario a aplicar durante el avance del túnel se considera conveniente efectuar un control geológico-geotécnico de la excavación, determinando en cada caso el índice de calidad del macizo en base a

10.1.1.4. Medidas preventivas de estabilización

Como ya fue mencionado, es probable que para el avance de la excavación en el sector este de la estación, donde se tiene una delgada cobertura de roca será necesario implementar el uso de técnicas de estabilización mediante micropilotes o sistemas similares. Además de ello, se deberá estudiar la necesidad del uso de ese lado de la estación una batería de pozos de bombeo para abatir el nivel freático hasta una profundidad tal que garantice la excavación en las condiciones más secas posibles.

10.2. SECTOR 2: TÚNEL BELLO MONTE – LAS MERCEDES

10.2.1. CONDICIONES DE EXCAVACIÓN

El túnel sur presenta un frente en roca entre las progresivas 19+858,6 y 20+179,1 y entre 20+234,4 y 20+915,5; el cual se muestra como un esquisto meteorizado duro fracturado a muy fracturado. Entre las progresivas 20+179,1 y 20+234,4 se aprecia que el tope de roca se deprime y el frente de excavación se hace mixto, en el cual se encuentran unas gravas aluvionales mal gradadas depositadas sobre la roca meteorizada dura muy fracturada y hacia el este de esta depresión se deposita sobre la roca descompuesta blanda fracturada. Sin embargo en el túnel norte se pueden esperar frentes continuos en suelos predominantemente granulares, tales como arenas y gravas sin cohesión.

En este sector se aprecia un nivel de aguas subterráneas que oscila entre los 5,0 y 7,5 m de profundidad, por lo que se aprecia que el túnel se encuentra completamente en el subsuelo sumergido.

10.2.2. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

10.2.2.1. Cobertura

En este sector se aprecia que en el túnel sur la cobertura de roca meteorizada es mayor de 3 m hasta la progresiva 20+007; donde las condiciones de excavación se hacen desfavorables debido a que la roca que se encuentra por encima de la clave del túnel se muestra descompuesta y blanda hasta la progresiva 20+179,1 y de allí en adelante hasta la progresiva 20+234,4 en el frente mixto, se encuentran gravas mal gradadas aluvionales sin cohesión. Al este de esta depresión del tope de roca se

encuentra una cobertura en roca meteorizada y descompuesta hasta la progresiva 20+250, cuyas propiedades hacen que la excavación sea también desfavorable. A partir de esta progresiva el espesor de roca meteorizada por encima de la clave del túnel es mayor de 3 m, por lo que las condiciones de excavación son mejores. En el túnel norte se entiende que debido a la profundización del tope de roca, la cobertura puede estar constituida por suelos granulares sin cohesión que requieren adecuados sistemas de estabilización para evitar inestabilidades en el techo de la cavidad.

10.2.2.2. Excavabilidad

El frente de excavación es predominantemente en roca meteorizada, dura y fracturada, con un bajo índice de abrasividad, por lo tanto es viable la excavación del túnel utilizando una rozadora o máquina TBM. La excavación en el frente mixto y en el frente en suelos granulares debe ser cuidadosa, debido a la presencia de materiales sin cohesión de muy baja capacidad de autosoporte que pueden ocasionar sobre-excavaciones importantes, sobre todo si se excava con el nivel de aguas subterráneas ubicado por encima de la clave del túnel, por lo que en este caso se hace recomendable el abatimiento del nivel freático antes de excavar el túnel mediante una batería de pozos situados a lo largo de este sector.

En este intervalo se debe tomar la previsión de contar los vagones de escombros en cada avance para calcular los volúmenes de material extraído con el fin de prevenir la ocurrencia de sobre-excavaciones.

10.3. SECTOR 3: ESTACIÓN LAS MERCEDES

10.3.2. CONDICIONES DE EXCAVACIÓN

En este sector se observa que entre las progresivas 20+915,5 y 20+950 el frente de excavación está conformado por una roca ligeramente meteorizada dura muy fracturada en su parte superior y por una roca débil descompuesta poco competente en su parte inferior en los alrededores de la perforación PE-28, el cual fue

recuperado por decantación. Gradualmente va pasando a un frente mixto desde la progresiva 20+950 hacia el extremo sur-este de la estación, donde la parte superior de la sección pasa a estar ocupada gradualmente por suelos granulares friccionantes sin cohesión, compuestos por arenas limosas con grava y unas gravas mal gradadas.

Esta misma condición se presenta hacia el nor-oeste de la estación, donde se aprecia un descenso del tope de roca entre la perforación PE-28 y la perforación PE-27 (ver perfil Anexo 8).

El nivel de aguas subterráneas es variable a lo largo del área de estudio, aunque se mantuvo entre los 5 y 7 m de profundidad, con respecto a la superficie del terreno, durante el periodo de ejecución de los sondeos de campo (meses de marzo, abril y mayo).

10.3.2. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

10.3.2.1. Cobertura

Considerando que el 79% del techo del túnel correspondiente a esta estación se encuentra en suelos granulares sin cohesión y con un nivel freático a más de 7 m por encima de la clave será necesario efectuar medidas de estabilización.

10.3.2.2. Excavabilidad

Desde el punto de vista de las condiciones de la excavabilidad se considera que es factible realizar la excavación con combinación de martillos demolidores y rozadoras.

10.3.2.3. Sostenimiento primario de la cavidad

En vista de la presencia de suelos granulares poco cohesivos de baja capacidad de autoporte será necesario recurrir a técnicas de estabilización para garantizar la estabilidad de las superficies excavadas tanto en la bóveda como en los hastiales y el frente de trabajo. Así mismo será muy importante en esta estación velar por la estabilidad de la sección cuando se realice la excavación de la sección inferior o banqueo, ya que puede haber serios problemas de descompresión en la zona de unión de los hastiales con la bóveda. Posiblemente será necesario emplear elementos de contención que permitan el anclaje de la bóveda al terreno circundante a la excavación y con ello evitar convergencias o deformaciones excesivas que puedan poner en riesgo la estabilidad del túnel.

Los vanos durante el avance no deben ser excesivos, ya que esto pudiera generar deformaciones importantes en el terreno circundante a la bóveda

Adicionalmente deberá considerarse la posibilidad de ejecutar la excavación tomando medidas que prevean los movimientos de extrusión del frente de excavación que originen fenómenos de preconvergencia por delante del frente de trabajo, haciendo especial énfasis en la parte inferior de las cercanías de la perforación PE-28 y en la sección superior en el resto de la estación.

10.3.2.4. Medidas preventivas de estabilización

Para garantizar la estabilización del techo, el frente y los hastiales del túnel, se recomiendan tratamientos con pilotes centrifugados de alta presión (*Jet Grouting*).

Por el grado de fracturamiento de la roca y la presencia de un nivel freático ubicado muy por encima de la clave, la presencia de suelos granulares en el techo de la excavación es muy probable que se requiera de un sistema de abatimiento del nivel de agua subterránea a fin de realizar los trabajos en las condiciones más secas posibles y evitar sobrepresiones hidrostáticas sobre el contorno de la cavidad.

10.3.2.5. Presencia de Hidrocarburos

En una de las perforaciones (PE-29) se detectó la presencia de hidrocarburos, que provienen muy probablemente de la estación de servicios ubicada en la cercanías de dicha perforación (ver Anexo N° 1), esto obligará a adoptar medidas preventivas para evitar algún tipo de accidentes durante la ejecución de los trabajos de excavación que permitan que los gases expelidos por el subsuelo hagan combustión.

10.4. SECTOR 4: TÚNEL LAS MERCEDES – TAMANACO

10.4.1. CONDICIONES DE EXCAVACIÓN

En base a la caracterización geotécnica del subsuelo para este tramo, se determina que las condiciones de excavación prevista serán variables a lo largo de todo el recorrido de los túneles.

Considerando que el sentido de la excavación sea de Sur a Norte (desde Tamanaco hacia las Mercedes), se prevé que las condiciones más desfavorables para los trabajos subterráneos, principalmente para el túnel minero (cambiavías), se encontrarán entre la Estación Tamanaco y la progresiva 21+330, donde se ha determinado que el frente de excavación se encontrará ocupado, en casi todo el recorrido por este sector, por suelos granulares (arenas y gravas), inestables, de baja capacidad de autoporte y sumergidos, debido a que el nivel freático, se encuentra en ambos casos (túnel TBM y túnel minero) por encima de la clave de los túneles.

Pasada la progresiva 21+330, las condiciones de excavación también se consideran desfavorables debido a la presencia de un frente de excavación mixto, caracterizado por la presencia de roca en la parte inferior y de suelo en la parte superior. El tope de roca irá subiendo gradualmente en el frente hasta llegar un momento en que el mismo se encuentre ocupado completamente por roca (progresiva 21+312). De allí en adelante y hasta el final del tramo (Estación las Mercedes) se estima que mejorarán las condiciones para la excavación debido a que el túnel penetrará completamente en el basamento rocoso.

10.4.2. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

10.4.2.1. Cobertura

La cobertura del túnel en roca se hace variable en cuanto se profundiza el tope de roca hacia el sur-este del alineamiento, por lo que se aprecia que hasta la progresiva 21+296,1 el espesor de roca sobre la clave del túnel es mayor de 2 m. A partir de allí, la cobertura en roca se adelgaza permitiendo que por encima de la clave del túnel se encuentren suelos predominantemente granulares de poca o ninguna cohesión.

10.4.2.2. Excavabilidad

Desde el punto de vista de excavabilidad se prevén condiciones normales desde el punto de vista de factibilidad de excavar los túneles con maquina, previendo de que cuando las excavaciones se realicen en los suelos clasificados como gravas se prevean altos consumos en las herramientas de corte debido al importante contenido fragmentos de cuarzo en la composición granulométrica de estos suelos.

10.4.2.3. Medidas Preventivas de Estabilización

Debido a la presencia de suelos granulares tanto el frente de excavación de los túneles así como en la cobertura, aunado a un nivel freático ubicado por encima de la clave de los túneles, probablemente obligará al empleo de técnicas para mejorar la estabilidad de las paredes y frentes de excavación, así como al empleo de pozos de bombeo para el rebajamiento del nivel freático.

Especial cuidado deberá tenerse en la conexión de los túneles gemelos con la estación Tamanaco.

A fin de mejorar las condiciones de excavación y considerando el tipo de terreno que se va a excavar (suelos granulares) se recomienda el uso de la técnica de

Jet-grouting entre las medidas de estabilización, así como el uso de baterías de pozos de bombeo para el rebajamiento del nivel freático.

El uso de *jet-grouting* deberá preverse tanto en el contorno de la cavidad como directamente en el frente de trabajo.

10.5. SECTOR 5: ESTACIÓN TAMANACO

10.5.1. CONDICIONES DE EXCAVACIÓN

En función de los parámetros obtenidos durante el ensayo de campo, los ensayos de laboratorio, las descripciones visuales de muestras, mediciones de niveles de agua y los valores obtenidos en el software RocLab se pudieron hacer las siguientes consideraciones:

El nivel de aguas subterráneas es variable a lo largo del área de estudio, aunque se mantuvo entre los 5 y 7 m de profundidad, con respecto a la superficie del terreno, durante el periodo de ejecución de los sondeos de campo. Este nivel freático debe ser abatido para facilitar las labores de excavación de la estación.

La presencia de suelos granulares (arenas y gravas) principalmente hacia la cara sur-este de la estación probablemente conlleve a la ejecución, durante la fase de excavación, de una batería de pozos de bombeo para el abatimiento del nivel freático, de tal forma que la excavación pueda realizarse en las condiciones más secas posibles. Sin embargo en el lado nor-oeste se observa un predominio de suelos arcillosos a nivel del frente de excavación y techo con baja permeabilidad.

En este sentido se considera apropiado llevar el nivel de aguas subterráneas hasta los 33 m de profundidad, de manera que quede abatido hasta aproximadamente dos metros por debajo de la rasante de la estación.

10.5.2. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

10.5.2.1. Cobertura

La cobertura en esta estación se encuentra compuesta por suelos predominantemente granulares de poca cohesión y autosoporte pudiendo generar inestabilidades importantes.

10.5.2.2. Excavabilidad

Desde el punto de vista de las labores de excavación se considera que las condiciones para el arranque del material a excavar serán favorables debido a la presencia en el frente de suelos tanto granulares como cohesivos y un macizo rocoso de baja resistencia que proyectan una excavación con máquinas relativamente fácil. Sin embargo desde el punto de vista de la estabilidad del frente así como de las superficies circundantes a la cavidad, se esperan serios inconvenientes debido a que el perfil del terreno se compone principalmente de materiales incoherentes de baja capacidad de autosoporte y que constituyen una amenaza para la estabilidad de la obra frente a la ocurrencia de fuertes filtraciones de agua subterránea.

10.5.2.3. Medidas Preventivas de Estabilización

Debido a la presencia de suelos granulares friccionantes se recomienda estudiar técnicas de consolidación del terreno mediante inyecciones a presión, tales como *jet grouting* principalmente en el frente y el contorno de la excavación, de manera tal que se puedan conformar pilotes de suelo cemento que eviten la descompresión y por lo tanto la deformación de la superficie excavada una vez que las mismas quedan expuestas. Para los materiales cohesivos encontrados se recomienda diseñar un sistema de estabilización que permita evitar la inestabilidad del frente y de la clave del túnel.

10.6. SECTOR 6: TÚNEL TAMANACO – FOSOS UNEFA

10.6.1. CONDICIONES DE EXCAVACIÓN

El frente de excavación está constituido por la roca poco meteorizada a fresca dura fracturada a muy fracturada de resistencia moderada a baja, sin embargo, tomando en cuenta la metodología de excavación adoptada (escudo TBM) se estima que las condiciones de excavación serán favorables.

El nivel de aguas subterráneas de este sector se mantuvo entre los 5 y 9 m de profundidad, a excepción de los alrededores de la PE-47 donde se reconoció que el nivel freático se ubica a los 22 m de profundidad, probablemente por encontrarse en una estribación de la montaña que se ubica al sur de este sector.

10.6.2. CONSIDERACIONES PARA LA EXCAVACIÓN SUBTERRÁNEA

10.6.2.1. Cobertura

En este sector se aprecia que la cobertura del túnel es muy variable debido a los cambios topográficos que se presentan en superficie, por lo que estas coberturas oscilan entre los 20 y 60 m aproximadamente. En función de que se presenta una cobertura mayor de 2 veces el diámetro del túnel se estima que las condiciones serán favorables y que no requiere ningún tipo de sistema de estabilización. Sin embargo en la conexión del túnel con la Estación Tamanaco, donde se tiene una cobertura de roca menor de 1 diámetro y una sobrecarga de suelos fundamentalmente granulares friccionantes sería conveniente estudiar el uso de un tratamiento de estabilización. Condiciones similares se tendrán en la conexión de los túneles con los fosos UNEFA, por lo que se considera estudiar medidas de estabilización o mejoramiento del terreno circundante a la bóveda del túnel.

10.6.2.2. Excavabilidad

Considerando los resultados de los ensayos de compresión simple de 87,72 kg/cm², además de los resultados de los ensayos petrográficos que indican una predominancia de minerales poco abrasivos como calcita y grafito, se estima que las condiciones de excavabilidad de la roca serán favorables, por lo que se podría esperar adecuado rendimiento de la máquina tuneladora con un desgaste aceptable de las herramientas de corte.

10.7. SECTOR 7: FOSO UNEFA

10.7.1. CONDICIONES DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DE CORTE DE LOS FOSO UNEFA

Se realizó un levantamiento geológico de superficie que abarcó toda el área de la trinchera especialmente los taludes de corte que se encuentra en el perímetro de ésta. En la tabla que se incluye a continuación se muestra el registro de los datos tomados en cada uno de los afloramientos.

Tabla 10.1. Datos levantamiento geológico de superficie en Sector Foso UNEFA

PUNTO N°	DESCRIPCION LITOLÓGICA	DISCONTINUIDADES					
		Discontinuidad	Rumbo	Buz.	Superficie	Frec.	Persistencia (m)
1	Esquisto grafitoso muy meteorizado fracturado de color marrón a gris con tonos rosados	Foliación 1	N 60 E	60 N	A veces lisa y abierta		
		Diaclasa 1	N 40 W	50 S	Rugosa, irregular		Menor de 1 m
3	Esquisto calcáreo cuarzo grafitoso muy meteorizado, moderadamente fracturado, color gris con tonos rosados. Se observan algunas vetas de cuarzo paralelos a la foliación.	Foliación 1	N 20 E	60 N	A veces lisa y abierta		
		Foliación 2	N 30 E	60 N	A veces lisa y abierta		
		Diaclasa 1	N 60 W	80 N	Rugosa, irregular	4:1	1 a 1,5
		Diaclasa 2	N 65 E	30 N	Rugosa, irregular	7:1	0,5
4	Esquisto calcáreo grafitoso cuarzoso de color marrón oscuro.	Foliación 1	N 60 E	75 N	A veces lisa y abierta		
		Diaclasa 1	N 30 W	50 N	Rugosa, irregular		Menor de 1 m

5	Esquisto muy meteorizado de color gris claro, foliación poco plegada.	Foliación 1	N 60 E	45 N	A veces lisa y abierta		
		Foliación 2	N 10 E	20 N	A veces lisa y abierta		
		Diaclasa 1	N 65 W	50 N	Rugosa, irregular		Menor de 1 m

Con esta información se representaron las discontinuidades en la red estereográfica de Wulf utilizando el software Stereonet, con el cual se obtuvieron las Figuras 10.1, 10.2, 10.3 y 10.4.

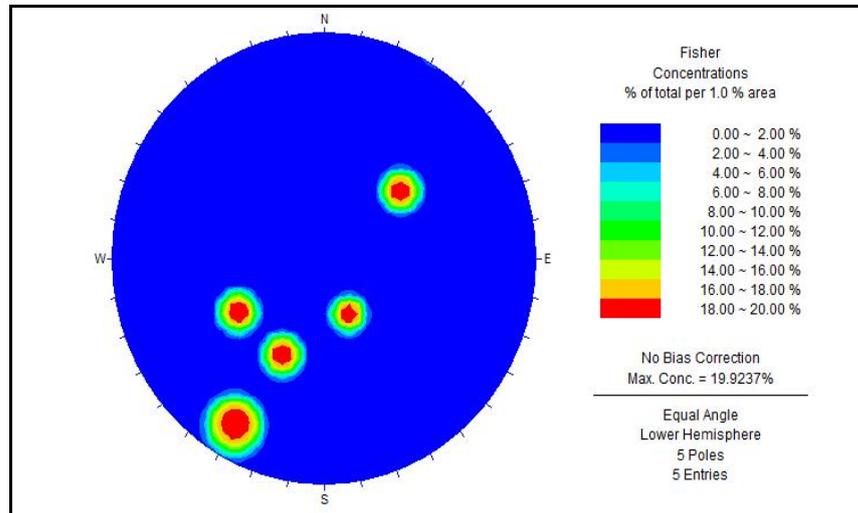


Figura 10.1. Diagrama de densidad de polos en planos de diaclasa

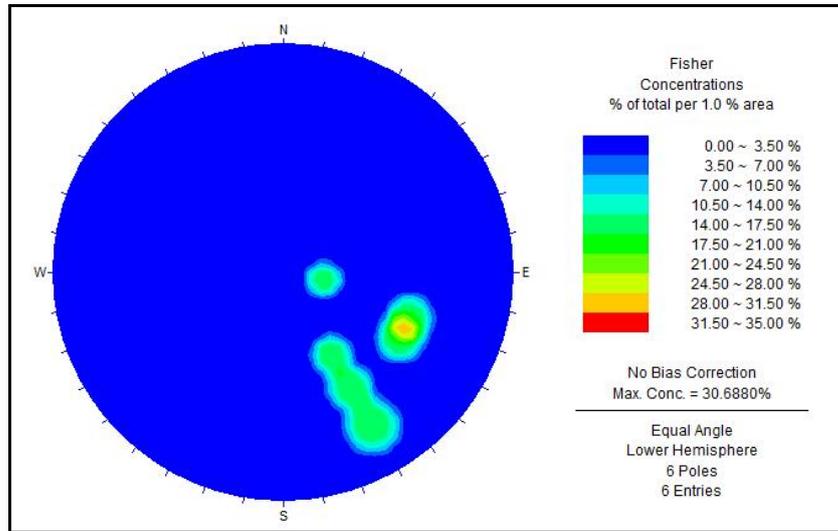


Figura 10.2. Diagrama de densidad de polos en planos de foliación

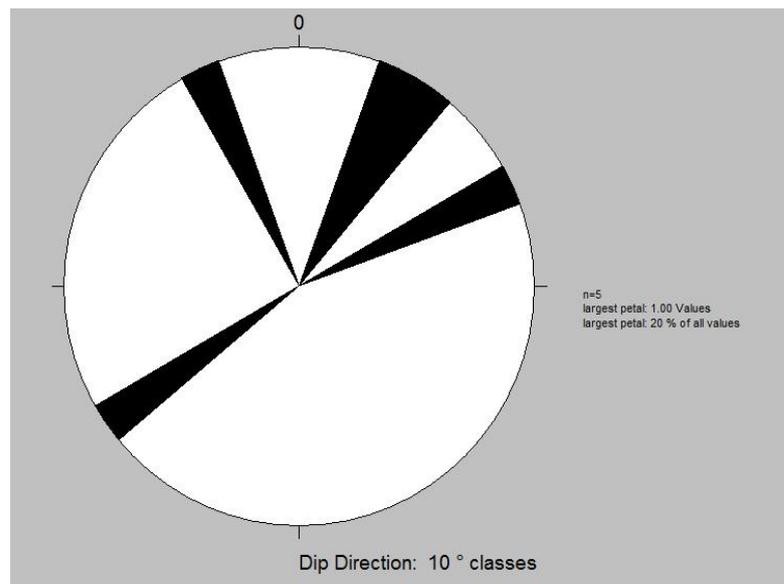


Figura 10.3. Rosetas de buzamiento en planos de Diacasa

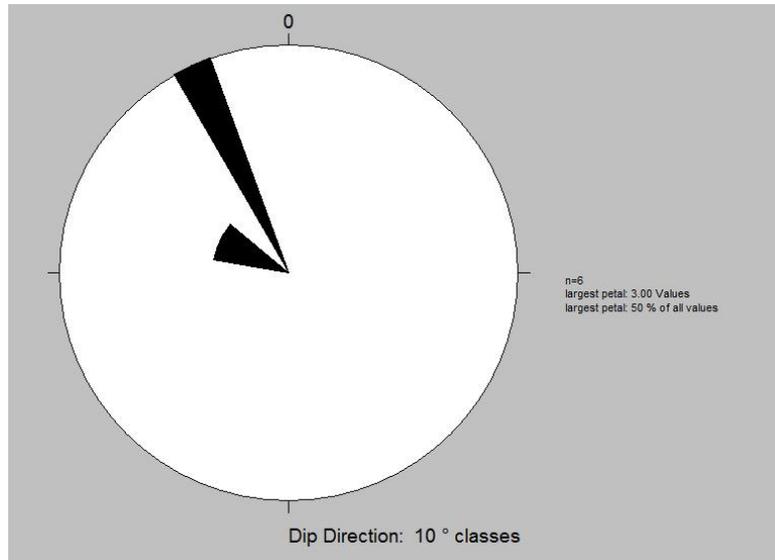


Figura 10.4. Rosetas de buzamiento en planos de foliación

En el caso de la foliación, la orientación dominante es N20°E a N60°E con buzamiento 50 – 55° N.

Las orientaciones preferentes en el caso de las diaclasas son:

Caso 1	N 55 W	60 N
Caso 2	N 55 W	50 S
Caso 3	N 65 W	30 N

Con esta información se procedió a diagramar en función de la orientación de los fosos con respecto a las discontinuidades del macizo, un modelo que permite identificar los planos de debilidad con respecto a las paredes de los fosos, pudiendo ubicar dos perfiles que se observan en la Figura 10.4.

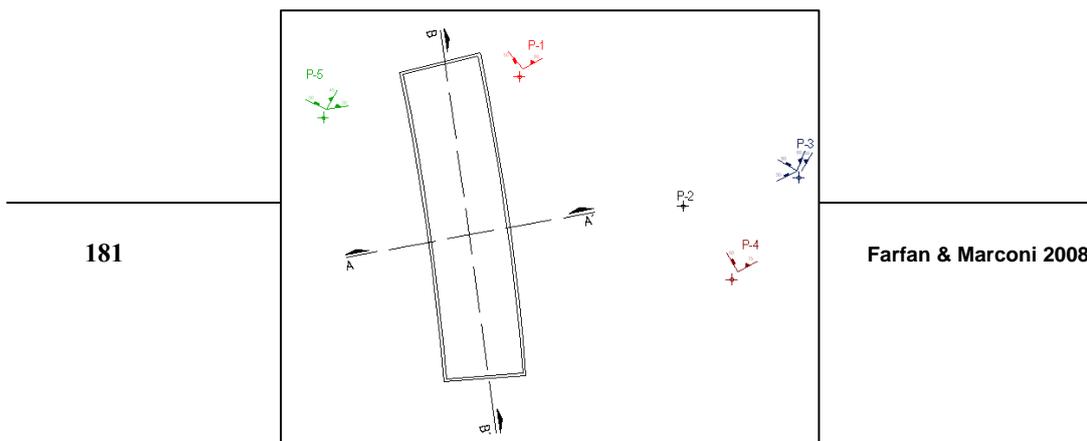
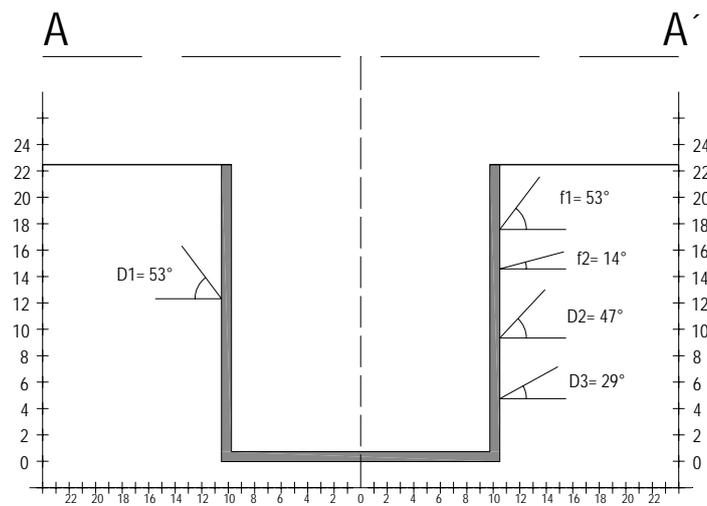


Figura 10.5. Orientación relativa de perfiles utilizados para el análisis cinemático de Foso UNEFA

Para este caso se representan en la Figura 10.5 las orientaciones de los planos de discontinuidad con respecto a las paredes de los Fosos UNEFA.



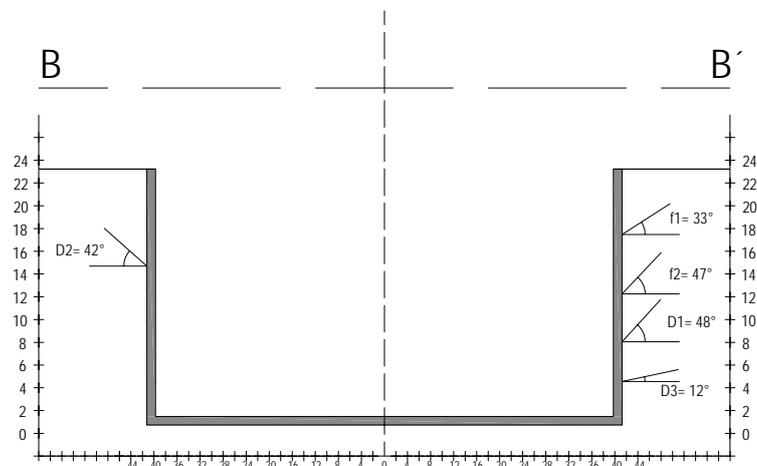


Figura 10.6. Perfiles con orientaciones de discontinuidades en función de las paredes de los Foso UNEFA.

Por la orientación y características de las discontinuidades, se determina que las condiciones de estabilidad en los cortes en roca están controladas por la foliación de la masa rocosa, en los siguientes términos:

Cortes Norte – Sur Cara Oeste Cinemáticamente estable

 Cara Este Cinemáticamente inestable

Cortes Este – Oeste Cara Norte Cinemáticamente estable

 Cara Sur Cinemáticamente inestable

Para el caso de los cortes en roca cinemáticamente estables (cara Oeste de los cortes Norte-Sur y cara Norte de los cortes Este-Oeste), se estima que las situaciones de inestabilidad serán el reflejo de cinematismos locales asociados por lo general al desprendimiento de bloques de pequeñas dimensiones. Sin embargo, para el diseño de alguna estructura de contención se recomienda usar los parámetros de corte y deformación del macizo rocoso, determinados a partir del criterio de rotura de Hoek y Brown. En el cuadro a continuación se especifican dichos parámetros.

CAPÍTULO XI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1. CONCLUSIONES

- En cuanto a la zona de estudio se concluye que esta conformado por suelo y macizo rocoso. Son depósitos aluvionales cuaternarios compuestos por los sedimentos transportados por el Río Guaire y por su afluente, la Quebrada Baruta, comprendiendo depósitos de canal y de llanura de inundación de los mismos. Estos depósitos incluyen materiales provenientes de las rocas que

conforman el basamento metamórfico representado por las formaciones Las Mercedes, con una energía de transporte variable, ya que se encuentran materiales finos como arcillas y limos hasta suelos gravosos con partículas tamaño peñones.

- Estos depósitos sedimentarios se encuentran descansando sobre el basamento metamórfico que eventualmente se puede observar aflorando en algunas zonas dentro del área de estudio, las cuales son reconocidas como pertenecientes a La Formación Las Mercedes, principalmente esquistos calcáreos cuarzo grafitosos de grano medio a fino. Por otra parte se aprecia que los sedimentos recientes reposan sobre las rocas pertenecientes a la Formación Las Mercedes en las adyacencias del trazado del túnel.
- El sistema de excavación previsto para el proyecto es con TBM (Tunnelling Boring Machine) del tipo EPB, el mismo presenta las siguientes ventajas respecto a los otros métodos de excavación:
 1. La cabeza giratoria trabaja ejerciendo presión sobre la zona de excavación, de manera tal que los operarios no se ven expuestos a eventuales situaciones de derrumbes o inundaciones, minimizando en forma drástica la posibilidad de accidentes. El revestimiento inmediato de las paredes del túnel evita que ocurran asentamientos del terreno en superficie.
 2. Al poder trabajar a profundidades mayores de las que se utilizan en la excavación tradicional, se evita interferir o afectar infraestructura de servicios vitales, tales como agua potable, cloacas, gas, etc., las que usualmente no se encuentran a profundidades mayores a 8 metros.
 3. Dado que el retiro del material desde el frente de excavación se puede realizar mediante sistemas automatizados como cintas transportadoras o formaciones de pequeñas vagonetas sobre rieles, el contacto de la obra subterránea con la superficie se limita a un único pozo de acceso, el cual, ubicado adecuadamente en terrenos en desuso o que pueden ser afectados

temporariamente, logran que la construcción del túnel, a pesar de la magnitud de los trabajos involucrados, no sea perceptible en superficie, no alterando el tráfico vehicular, la circulación peatonal ni generando riesgos para los vecinos.

- La importancia de las clasificaciones geomecánicas se debe a que estas permiten caracterizar y cuantificar las propiedades del macizo rocoso, para posteriormente determinar el posible comportamiento de la excavación y el diseño del túnel
- Los valores arrojados por los ensayos de laboratorio suelen ser un estimado de las propiedades físicas y mecánicas de las rocas que forman un macizo, de allí la importancia realizar un número de ensayos con los que puedan calcular dichas propiedades y parámetros con el menor margen de incertidumbre que sea posible
- La presencia de agua en el área de estudio es un factor importante de determinar y controlar ya que afecta las condiciones y el comportamiento mecánico del macizo rocoso haciéndolas desfavorables al momento de la excavación.
- El perfil de sectorización geomecánica se realizó de acuerdo a la teoría de sólido de carga de Terzaghi, con la cual se obtienen tres tipos de coberturas: Superficiales, Intermedia y profundas cuya distribución se muestra en el anexo 2
- Adicionalmente e incluido en el alcance de este trabajo, se calcularon los sostenimientos primarios para en túnel basados en concreto proyectado, costillas y pernos metálicos y que son los usados convencionalmente aunque el método de excavación no lo requiere, dando como resultado sostenimientos de tipo P-c2 para las coberturas superficiales, P-c1 y P-c2 para coberturas intermedias y P-d2 para coberturas profundas cuya distribución está reflejada en el anexo 2, esto viene dado de acuerdo a las propiedades geomecánicas de los materiales presentes en la excavación

11.2. RECOMENDACIONES

- Es recomendable la realización de un estudio hidrogeológico e hidrogeoquímico, en la zona de trabajo para evitar percances relacionados a la estabilidad del terreno, durante y después de la excavación con el cual se detectan cargas hidráulicas, presencia de acuíferos y espacios de filtración a nivel de la excavación.
- Incorporar a la planificación urbana los planes de prevención y mitigación de riesgos geológicos, a través de la construcción de instalaciones especiales y la consideración de los factores de seguridad pertinentes, estas medidas ayudaran a reducir los daños ocasionados por procesos geodinámicos, disminuir la vulnerabilidad de las estructuras, y por tanto, controlar en la medida de lo posible los daños que puedan afectar a la población ante posibles eventos de esta naturaleza.
- Aunque el sólido de carga promedio calculado fue de 12 hay ciertos sectores donde estos se solapan, esto debido a la separación entre los túneles gemelos, por esto se recomienda excavar un túnel a la vez con el fin de generar sólidos de cargas individuales y evitar inestabilidades al momento de la construcción.
- En relación a los hidrocarburos hallados en la perforación (PE-29), se recomienda adoptar medidas preventivas para evitar algún tipo de accidentes durante la ejecución de los trabajos de excavación que permitan que los gases expelidos por el subsuelo hagan combustión.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ÁLVAREZ, L. (2003) *La Ingeniería Geológica y los grandes proyectos de infraestructura*. GEOCONSULT.
- BECHARA, L. MATOS, H. (2006) *Estudio Geológico y Caracterización Geomecánica de la zona comprendida entre Charallave y Paracotos, Estado Miranda*. UCV, Caracas.
- BICKEL, J. y KUESSEL, T. (1982). *Tunnel engineering handbook*. Van Nostrand Reinhold, New York. 670 p.
- CACERES, V. (S/F) *Aplicación de La Mecánica de Rocas en el Diseño de Túneles (Según Barton Y Bieniawski)*. [www.arqhys.com/contenidos/mecanica túneles](http://www.arqhys.com/contenidos/mecanica_tuneles).

- CELADA T., Benjamín. (2003,2004). *Guía de estudios de la cátedra Obras Subterráneas*. Universidad Politécnica De Madrid, Escuela técnica superior de ingenieros de minas de Madrid. Inédito. Madrid
- CARRANZA-TORRES, C. y FAIRHURST, C. (2000). *Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion*. **Tunnelling and Underground Space Technology**. Vol. 15. Ed. Elsevier Science, Ltd.
- CARRANZA-TORRES, Carlos. (2004). *Elasto-plastic solution of tunnels problems using the generalized form of Hoek-Brown failure criterion*. **En: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41**. Ponencia presentada en el simposio de la ISRM SINOROCK 2004 en China. Editado por J.A. Hudson y Xia-Ting.
- CARRANZA-TORRES, Carlos. (2004a, Noviembre 24-25). *Some Comments on the application of the Hoek-Brown failure criterion for intact rock and rock masses to the solution of tunnel and slope excavations problems*. Ponencia presentada en la 10ma. Conferencia de mecánica de rocas e ingeniería de rocas. Politécnico de Torino, Italia. Inédito.
- DE MARCO, Pietro. (1995). *Determinación de la resistencia mecánica de las rocas mediante ensayos de laboratorio*. Trabajo de ascenso. Inédito. Universidad Central de Venezuela, Caracas. 37 p
- DE MARCO, Pietro (2004). *Guía de estudios de la cátedra Mecánica de Rocas*. Universidad Central de Venezuela, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Departamento de Minas. Inédito. Caracas

- GONZÁLEZ, L., FERRER, M., ORTUÑO, L., OTEO, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación. Madrid. 774 p
- GONZÁLEZ DE JUANA, C., ITURRALDE AROZENA, J. M. y PICARD, X. (1980). *Geología de Venezuela y de sus cuencas petrolíferas*. Ediciones Foninves Tomo I.
- GONZÁLEZ DE JUANA, C., ITURRALDE AROZENA, J. M. y PICARD, X. (1980). *Geología de Venezuela y de sus cuencas petrolíferas*. Ediciones Foninves Tomo II.
- GONZALEZ DE VALLEJO, L., FERRER, M. (2002) *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación, Madrid.
- HOEK, E., C. Carranza-Torres, and B. Corkum. (2002) *Hoek - Brown failure criterion*. (S/E)
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. y CORKUM, B. (2002). *Hoek-Brown failure criterion. 2002 edition. En: Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference, NARRMS-TAC*. Ed. Hammah. Toronto, Canada.
- HOEK, E., KAISER, P. y BAWDEN, W. (1997). *Support of underground excavations in hard rock*. Segunda impresión. Ed. A.A. Balkema. Róterdam, Netherlands. 215 p
- HOEK, E. y BROWN, E. (1985). *Excavaciones subterráneas en rocas*. McGraw Hill. Mexico D.F., Mexico. 634 p
- HOEK, E. (2004). *Practical Rock Engineering*. Publicado en Internet en la siguiente dirección: <http://www.roscience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp> .
- LOPEZ, C. et al. (1997) *Manual de túneles y obras subterráneas*. Madrid España.

MEGAW, T. (1988) *Túneles, Planeación, Diseño y Construcción*. Edit. Limusa. México.

PERRI, G. (1990) *Diseño Geotécnico de Túneles*. U.C.V. Caracas.

PERRI, Gianfranco. (1990). *Diseño geotécnico de túneles*. Ediciones Innovación Tecnológica. Caracas. 262 p

MEGAW, T. y BARTLETT, M. (1988). *Túneles; planeación, diseño y construcción*. Volumen 1 y Volumen 2. Limusa . México D.F., Mexico.

MENSAÑA, F. (1997). *El proyecto de túneles. En: Manual de túneles y obras subterráneas*. Editor: Carlos López Jimeno. Madrid. Gráficas Arias Montano. 1ª edición. 1082 p.

OROPEZA, J, ZAMBRANO, A, SINGER, A. (Tutor Académico) (2007) **Elaboración de una base de datos de geología urbana para fines de microzonificación sísmica para la ciudad de Caracas**. UCV, Caracas.

PALMSTRÖM, Arild. (2000). *Recent developments in rock support estimates by the RMI*. *Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology*, vol. 6, No. 1. Noruega..

SALCEDO, Daniel. (1969, Noviembre 16-22). *Hacia una definición geotécnica de suelo y roca*. Trabajo presentado en el IV Congreso Geológico Venezolano. Caracas.

SALCEDO, Daniel. (1983). *Macizos Rocosos: Caracterización, resistencia al corte y mecanismos de rotura*. Trabajo presentado la conferencia del 25 aniversario de la SVMSH. Caracas.

Paginas consultadas en internet:

<http://www.a-venezuela.com/mapas/mapapdf.html>, <http://icc.ucv.cl/geotecnia>,

<http://www.nhi.fhwa.dot.gov>,

<http://www.pdv.com/lexico>

OTRAS REFERENCIAS

<http://www.cnn.com/WORLD/maps/venezuela.caracas.jpg>

ANEXOS

ANEXO 1

Mapa Geológico del Área de estudio

ANEXO 2

Perfil Longitudinal del Área de estudio

ANEXO 3

Planillas Roclab

ANEXO 4

Resultados de Ensayos de Laboratorio

ANEXO 5

Vista en planta del trazado del
tramo