

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL PROYECTO DEL SISTEMA SUBTERRÁNEO METRO DE CARACAS. LÍNEA 5, TRAMO ZONA RENTAL DE LA UCV – BELLO MONTE.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs. Alvarez R. Marco A.,
Rodríguez M. Lenis A.
Para optar al Título de
Ingeniero Geólogo

Caracas, mayo 2008

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL PROYECTO DEL SISTEMA SUBTERRÁNEO METRO DE CARACAS. LÍNEA 5, TRAMO ZONA RENTAL DE LA UCV – BELLO MONTE.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Miguel Castillejo

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por los Brs. Alvarez R. Marco A.,
Rodríguez M. Lenis A.
Para optar al Título de
Ingeniero Geólogo

Caracas Mayo, de 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 Marco A. Alvarez R y Lenis A. Rodríguez M., titulado:

**“Caracterización Geomecánica Para El Proyecto Del Sistema Subterráneo
Metro De Caracas. Línea 5, Tramo Zona Rental – Bello Monte.”**

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 los autores, lo declaran APROBADO.

Prof. Armando Díaz Quintero
Jurado

Prof. Pietro De Marco
Jurado

Prof. Miguel Castillejo
Tutor

DEDICATORIA

A Dios...

A mis Padres...

A mis Hermanos...

Marco A. Álvarez R.

A Dios y a mi familia

Lenis Rodríguez

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme estar aquí.

A mis Padres y Hermanos, por creer en mí en todo momento y estar siempre a mi lado.

A Vanessa, que has sido mi apoyo y mi fuerza en todo momento... TE AMO!

A mis Amigos que siempre fueron mi apoyo: Javier, Adriana, Mónica, Leomar, Mijail, Rossmar, Andrés, Nerwin (†), Héctor, Woodwarde, Angelito (Mompí), Freddy, William, Enrique, Ricardo y el resto de los que compartieron conmigo la carrera.

A mi Amiga y compañera de Tesis, por acompañarme en este trabajo y por su dedicación.

A todos los compañeros de IUT, que fueron importantes durante los momentos finales de este trabajo.

Marco Alvarez

A mi Padres por darme lo mejor de este mundo. Aunque ya no estás aquí Papá, te agradezco todos tus esfuerzos por hacer de mí una mejor persona. Mami, sin ti no lo hubiera podido lograr. Manuel Salvador y yo te amamos y estamos infinitamente agradecidos.

A mi hijo, Manuel Salvador, quien ha tenido que acarrear el tiempo invertido en mis estudios.

A mi Esposo, Manuel Pose, por su Amor, apoyo incondicional y paciencia.

A mis hermanos, por cuidar a su sobrino y por participar de manera indirecta en el logro de mis metas.

A mis Amigos del IUT, quienes son mi segunda familia. Gracias por brindarme su apoyo: Jhonny Aponte, Jesús Rojas, Leonardo Monrroy, Carlos Navarro y Juan Yegres.

A mi compañero de Tesis y Amigo. Gracias por tu paciencia y por este trabajo tan ameno.

A mis compañeros de clase de la UCV, quienes me cuidaron durante mi estado de gravidez. Gracias por el sentido humano que caracteriza al Ucevista.

Lenis Rodríguez

Le agradecemos a la Universidad Central de Venezuela, nuestra Magna Casa de Estudios, por habernos formado profesionalmente y por enseñarnos con la diversidad del pensamiento lo que es una verdadera Universidad.

Agradecimiento para los Profesores de la Escuela de Geología, Minas y Geofísica, por formar parte en nuestro desarrollo intelectual.

A nuestro Tutor Profesor Miguel Castillejo, por toda la colaboración prestada.

Al Profesor Pietro De Marco, por su valioso asesoramiento y disponibilidad para disipar nuestras dudas.

Al Profesor Armando Díaz Quintero, por facilitarnos las fotografías aéreas de la zona y asesorarnos en los primeros capítulos de este trabajo.

A nuestra Amiga Yramer Barrios, quien de manera desinteresada brindó todo su apoyo y colaboración.

Al Profesor Ricardo Alezones, por su asesoramiento y por permitirnos el uso del laboratorio de Petrografía Ígneo-metamórfica.

Al Instituto Universitario de Tecnología Dr. Federico Rivero Palacios, por permitirnos realizar los ensayos de densidad Bulk y Absorción en el laboratorio de Modelos Estructurales.

A los Ingenieros Gerardo Méndez y Thais Wilson de Odebrecht, por facilitarnos la información básica del proyecto.

A la Lic. Morela Mikati, por su siempre amable atención y disposición para ayudarnos en la búsqueda de información bibliográfica.

Al Profesor Carlos Albrizzio por facilitarnos las fotografías aéreas de caracas.

Al profesor André Singer, por abrirnos la puerta hacia una visión más urbana de la geología.

Marco Alvarez & Lenis Rodriguez

**Alvarez R. Marco A.,
Rodríguez M. Lenis A.**

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA PARA EL PROYECTO DEL SISTEMA SUBTERRÁNEO METRO DE CARACAS. LÍNEA 5, TRAMO ZONA RENTAL DE LA UCV– BELLO MONTE.

**Tutor Académico: Prof. Miguel Castillejo. Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de
Ingeniería. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. Año 2008, 213p.**

Palabras Claves: Caracterización, Geomecánica, Túneles, Demanda, Soportes.

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 Zona Rental de la UCV hasta Bello Monte, comprende las progresivas 18+480 - 20+574, con una longitud total de 2,1 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 24 perforaciones realizadas a lo largo del tramo. Con esta información se determinó que el tramo está conformado por depósitos aluviales en las zonas mas deprimidas, cuyos espesores no exceden de 16m, compuestos principalmente por suelos granulares. Las zonas de mayor elevación son diagnósticas del macizo rocoso meteorizado, el cual, corresponde al Esquisto de las Mercedes, formado por esquistos calcíticos cuarzosos grafitosos algunas veces micáceos. 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. Como resultado se obtuvieron demandas entre 0,06 - 0,18 MPa en cobertura superficial, 0,19-0,33 Mpa en cobertura intermedia y 0,12-0,59 MPa en cobertura profunda. Finalmente se propusieron los sostenimientos primarios a lo largo del tramo.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN.	viii
ÍNDICE GENERAL	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE TABLAS	xv
ÍNDICE DE ANEXOS	xvii
CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN	1
1. Generalidades	1
2. Objetivo general y objetivos específicos	2
3. Localización y Extensión del área de estudio	3
4. Metodología de trabajo	5
CAPITULO II	7
MARCO REFERENCIAL	7
1. Antecedentes	7
1.1. <i>Plan de ejecución del Sistema Metroviario</i>	7
1.2. <i>Alineamiento y localización del tramo</i>	8
1.3. <i>Descripción de las obras principales</i>	9
2. Geografía Física	9
2.1. <i>Clima</i>	9
2.2. <i>Vegetación</i>	10
2.3. <i>Hidrografía</i>	10
2.4. <i>Suelos</i>	11
3. Geología Regional	12
3.1. <i>Generalidades</i>	12
3.2. <i>Litología</i>	14
3.3. <i>Geología Estructural</i>	18
3.4. <i>Metamorfismo Regional</i>	21
4. Geología Local	21
4.1. <i>Fotointerpretación</i>	21
4.1.1. <i>Descripción general del relieve</i>	22
4.1.2. <i>Descripción del valle.</i>	22
4.1.3. <i>Descripción de las zonas abruptas</i>	23
4.1.4. <i>Definición y descripción de las Cuencas Hidrográficas.</i>	24
4.1.5. <i>Caracterización de los ríos principales</i>	24
4.2. <i>Litología</i>	25
4.2.1. <i>Recopilación de datos de geología de superficie.</i>	27
4.2.2. <i>Litología determinada a través de núcleos de rocas</i>	31
4.2.3. <i>Análisis petrográfico de muestras.</i>	32
4.3. <i>Geología Estructural</i>	35
4.4. <i>Geomorfología</i>	38
4.4.1. <i>Incidencia de las variables morfogenéticas</i>	39

4.4.2.	Unidades Geomorfológicas del Valle de Caracas	40
4.4.3.	Intervención antrópica.	41
4.4.4.	Geoamenazas: Vulnerabilidad ante aludes torrenciales, deslizamientos, inundación y riesgo sísmico.	43
5.	Fundamentos Teóricos relacionados con la Mecánica de Rocas y diseño geotécnico de túneles.	46
5.1.	Criterios de Ruptura	49
5.1.2.	Criterio de Hoek & Brown	51
5.2.	Evaluación de las propiedades físicas de la roca intacta.	53
5.2.3.	Método de ensayo para determinar la Velocidad de Pulso y Constantes Elásticas Ultrasónicas en rocas. (ASTM D 2845-00, 2000).	60
5.2.4.	Método de ensayo para determinar la Resistencia a la Compresión sin Confinar de especímenes de núcleos de roca intacta (ASTM D 2938 – 95 R02).	64
5.2.5.	Método de ensayo para determinar la Resistencia a la Tracción Indirecta en especímenes de núcleos de roca intacta (ASTM D 3967 – 95A R01).	72
5.2.6.	Método de ensayo para descripción Petrográfica (ISRM, 1977)	73
5.3.	Clasificación geomecánica de los macizos rocosos	75
5.3.1.	Clasificación según el estado físico de una roca. FLORES CALCAÑO (M.O.P,1962)	76
5.3.2.	Clasificación del Macizo Rocoso de Terzaghi	77
5.3.3.	Índice de designación de la calidad de la roca. (RQD)	79
5.3.4.	Grado del macizo rocoso. (RMR). (BIENIAWSKI, 1989)	81
5.3.5.	Sistema de clasificación Q. (BARTON et al., 1974)	84
5.3.6.	Índice de resistencia geológica (GSI). (HOEK & BROWN, 1994)	87
5.3.7.	Índice del macizo rocoso (R _{Mi}), (PALSMTRÖM, 2000)	89
5.4.	Parámetros de resistencia del macizo rocoso	93
5.5.	El proyecto de túneles	98
CAPITULO III		110
MARCO METODOLÓGICO, RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS		110
1.	Caracterización Geomecánica del subsuelo para el Diseño Geotécnico de Túneles: etapa de Laboratorio.	110
1.1.	Selección e identificación de muestras de rocas obtenidas en sondeos exploratorios para la determinación de propiedades índices.	110
1.2.	Determinación de las propiedades índices de la roca intacta	112
1.2.1.	Método de ensayo para determinar la densidad y absorción en roca (ISRM, 1977).	112
1.2.2.	Método de ensayo para determinar el Índice de Resistencia de Carga Puntual en rocas según la Norma ASTM D 5731-02.	113
1.2.3.	Método de ensayo para determinar la Velocidad de Pulso y Constantes Elásticas Ultrasónicas en rocas según la Norma ASTM D 2845-00.	114

1.2.4.	<i>Método de ensayo para determinar la Resistencia a la Compresión sin Confinar de especímenes de núcleos de roca intacta (ASTM D 2938 – 95 R02).</i>	115
1.2.5.	<i>Método de ensayo para determinar la Resistencia a la Tracción Indirecta en especímenes de núcleos de roca intacta (ASTM D 3967 – 95A R01).</i>	117
1.2.6.	<i>Método de ensayo para descripción petrográfica (ISRM, 1977)</i>	117
1.3.	<i>Modelo Geomecánico</i>	118
1.3.1.	<i>Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso</i>	118
a.	Clasificación basada en el estado físico de una roca.FLORES C. (M.O.P, 1962)	119
b.	Clasificación RMR (Rating Mass Rock) según BIENIAWSKI (1989)	119
c.	Clasificación Q (Rock Mass Quality) según BARTON, LIEN Y LUNDE (1974)	120
d.	Clasificación GSI (Geological Strength Index) según HOEK & BROWN (1997), adaptado por TRUZMAN (2003)	121
e.	Clasificación R _M i (Rock Mass Index) según PALMSTROM (1996)	122
1.3.2.	<i>Perfil de Sectorización geomecánica</i>	123
1.3.2.1.	Criterios de Sectorización Geomecánica	124
a.	Definición del contacto suelo-roca, distribución estratigráfica generalizada de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación (SUC) y perfil de meteorización aproximado del macizo rocoso	124
b.	Estimación de parámetros de resistencia en suelos	126
c.	Estimación de parámetros de resistencia del macizo rocoso	127
d.	Definición de coberturas, cálculos de cargas actuantes y estimación de soportes primarios	128
CAPITULO IV		134
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		134
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS		1408
ANEXOS		1442
ANEXO [1].		1453
ANEXO [2].		1464
ANEXO [3].		147
ANEXO [4].		1575

ÍNDICE DE FIGURAS

1.1. Mapa regional de Ubicación de Caracas. Google Earth, (2007).	3
1.2. Maqueta 3D de Caracas. Anónimo (2007) (S/E)	4
1.3. Tramo de estudio. Tomado y modificado de Google Earth (2007).	4
2.1. Mapa de Curvas de Espesores de Suelo (WESTON GEOPHYSICAL ENGINEERS INC, 1969). Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO, (2007)	12
2.2. <i>Mapa geológico del norte de Venezuela. Tomado de HACKLEY et al. (2005), modificado de URBANI & RODRÍGUEZ (2004).</i>	13
2.3. Mapa geológico del sur de Caracas (DENGGO, 1951), modificado por WHERMANN & SINGER (1977).	20
2.4. Fotomosaico no controlado a escala aproximada 1:25.000 realizado por Lairret (1970) y recopilado por Oropeza y Zambrano (2007).	25
2.5. Unidades litológicas de Caracas, base topográfica 1:25000. (Urbani et al. 2004). Fuente OROPEZA & ZAMBRANO (2007)	26
2.6. Depósitos lacustres Q1 interestratificados con plumas de lateritas coluvionada del estribo rocoso del Esquisto de Las Mercedes. Zona Rental de la UCV, Plaza Venezuela. Fuente OROPEZA & ZAMBRANO (2007)	28
2.7. Mapa de unidades depositacionales cuaternarias del Valle de Caracas (SINGER, ZAMBRANO, OROPEZA & TAGLIAFERRO, 2006). Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO (2007).	30
2.8. Mapa de espesores de sedimentos del Valle de Caracas (MONCADA, 2005) Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO (2007).	31
2.9. Fotografía No. 1 de sección fina	33
2.10. Fotografía No. 2 de sección fina	34
2.11. Fotografía No. 3 de sección fina	35
2.12. Fotografía No. 4 de sección fina	35
2.13. Fallas activas del Valle de Caracas (URBANI & RODRIGUEZ, 2004) Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO (2007).	36
2.14. Mapa de unidades geomorfológicas del Valle de Caracas. OROPEZA & ZAMBRANO (2007).	42
2.15. Reconstrucción de los límites de la mancha de inundación de la crecida de noviembre de 1949, entre Las Fuentes y Los Caobos. OROPEZA & ZAMBRANO (2007).	44
2.16. Envolventes de Mohr-Coulomb en términos de (a) esfuerzos tangenciales y normales y (b) esfuerzos principales. Para un estado tensional situado por debajo de las envolventes, no se producirá rotura. Fuente: GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002).	50
2.17. Envolventes de ruptura según el criterio de Hoek & Brown en función de: (a) esfuerzos principales y (b) esfuerzos normales y tangenciales. Fuente: GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002).	51

2.18. Requerimientos geométricos para el ensayo de Carga Puntual: a. Diametral, b. Axial, c. Bloque, d. Bloque irregular FUENMAYOR (2001), modificado de DE MARCO (1995)	56
2.19. Equipo para ensayo de carga puntual, modelo PTL-10. Modificado de FUENMAYOR (2001).	58
2.20. Equipo de Carga Puntual, Detalle de las placas de carga cónicas. (DE MARCO, 1995)	59
2.21. Modos de falla típicos: a.- Ensayos diametrales, b.- Ensayos Axiales, c.- Ensayos en bloques. (FUENMAYOR, 2001)	59
2.22. Equipos usados en el ensayo para la obtención de la velocidad de Onda P en roca. Medidor de pulso ultrasónico UPV-E48. Foto: ALVAREZ, (2007).	62
2.23. Osciloscopio y generador de pulso sónico usados en el método de ensayo para determinar la velocidad de pulso y constantes elásticas ultrasónicas en rocas. Foto: ALVAREZ, (2007)	63
2.24. Onda visualizada en el osciloscopio de rayos catódicos modelo MO-1225. Foto: ALVAREZ, (2007)	64
2.25. 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. (FUENMAYOR, 2001)	65
2.26. Disposición de la muestra en el ensayo de compresión uniaxial (FUENMAYOR, 2001)	65
2.27. Ejemplos de fracturas en muestras de roca (CASTILLEJO, 1993)	67
2.28. Muestra preparada para ensayo de Tracción Indirecta (brasileño). Foto: ALVAREZ, (2007)	71
2.29. Fractura Típica de Ensayo de Tracción Indirecta. Foto: FUENMAYOR (2001).	71
2.30. Sección fina. Foto: ALVAREZ, (2007)	72
2.31. Microscopio petrográfico. Mod. Olympus CDX10. Laboratorio de petrografía ígneo – metamórfica. Departamento de Geología, UCV. Foto: ALVAREZ, (2007)	73
2.32. Esquema de los parámetros usados en la clasificación del macizo rocoso de Terzaghi, (1946). Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf	77
2.33. Método de Determinación del Índice de Calidad de la Roca (RQD). Adaptado de CLAYTON <i>et al</i> (1995)., modificado por GONZALEZ DE VALLEJO, (2002)	78
2.34. Grafica para la obtención de ϕ en función del GSI y m_i . DE MARCO & PERRI, (2006).	94
2.35. Grafica para la obtención de la cohesión en función del GSI y m_i . DE MARCO & PERRI, (2006).	94

2.36. Grafica para la obtención de la σ_{cm} en función del GSI y σ_{ci} . DE MARCO & PERRI, (2006).	95
2.37. Grafica para la obtención de la E_m en función del GSI y E' . DE MARCO & PERRI, (2006).	96
2.38. Sección típica de un túnel. Fuente: GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002)	97
2.39. Metodología de los estudios geológico/geotécnicos para túneles. GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002)	99
2.40. Gráfica para la estimación de α de Terzaghi. Fuente: DE MARCO & PERRI, (2006)	101
2.41. Perfil típico de un Escudo EPB (frente cerrado). (ODEBRECHT, 2005)	103
2.42. Dibujo de una perforadora de suelos tipo de Escudo o TBM. Fuente: Enciclopedia Microsoft Encarta (2007).	104

ÍNDICE DE TABLAS

2.1. Fotografías aéreas estudiadas	22
2.2. Discontinuidades modales en macizo rocoso de Colinas de Bello Monte. CARVALLO (2000)	38
2.3. Algunos sistemas de clasificación de macizos rocosos. Traducido y modificado de www.rockmass.net , (2007).	48
2.4. Tabla de estimación de la constante m_i de acuerdo al tipo de roca. Fuente: GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002).	53
2.5. Valor generalizado de C, de acuerdo al tamaño del núcleo. (ASTM D 5731-02, 2002)	57
2.6. Clasificación de la roca en función de su resistencia a la compresión uniaxial. (FRANKLIN, 1989)	67
2.7. Estimación en campo de la resistencia a la compresión sin confinar de la roca intacta. (DE MARCO, 2003)	68
2.8. Parámetros de clasificación de macizos rocosos según el estado físico. FLORES CALCAÑO (M.O.P, 1962).	74
2.9. Clasificación del macizo rocoso de Terzaghi, incluyendo la carga de roca en túneles con soporte de acero. HOEK & BROWN, (1985).	76
2.10. Clasificación de la calidad de la roca basada en el Índice de Designación de Calidad de Roca (RQD) (DE MARCO, 1990; modificado de DEERE <i>et al.</i> , 1967)	78
2.11. Parámetros de la Clasificación RMR (Modificado de HERNÁNDEZ, 2005)	80
2.12. Clasificación y características de la roca según RMR. (Modificado de HERNÁNDEZ, 2005)	81
2.13. Clasificación de la calidad de la roca según el índice Q. (GONZALEZ DE VALLEJO, 2002)	82
2.13a. Estimación del índice de diaclasado J_n . Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf	83
Tabla 2.13b. Estimación del índice de rugosidad de las diaclasas J_r . Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf	83
Tabla 2.13c. Estimación del índice de alteración de las diaclasas (J_a). Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf	84
Tabla 2.13d. Estimación del coeficiente de reducción por agua (J_w). Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf	84
Tabla 2.13e. Estimación del coeficiente de influencia de los estados tensionales (SRF). Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf	85
2.14. Tabla para la definición del GSI en rocas metamórficas foliadas y no foliadas de la Cordillera de La Costa de Venezuela, (Truzman, 2003)	87

2.15. Clasificación del macizo rocoso de acuerdo al valor MRi. Fuente: http://redalyc.uaemex.mx/redalyc/pdf/496/49614004.pdf .	89
2.16. Valores y estimaciones de los parámetros de entrada al MRi de Palmström (2000). Fuente: http://redalyc.uaemex.mx/redalyc/pdf/496/49614004.pdf .	90
2.17. Clasificación de los tipos de cobertura para el diseño de túneles. HERNANDEZ, (2005).	100
2.18. Soportes primarios: características estructurales y estadísticas. PERRI <i>et al.</i> (2004).	106
2.19. Estimación del tipo de soporte de acuerdo al GSI y demanda (D). PERRI <i>et al.</i> (2004).	107
3.1. Tabla resumen de cantidad de ensayos realizados	109
3.2. Tabla resumen de las magnitudes promedio calculadas en los ensayos de velocidad de pulso y constantes elásticas ultrasónicas.	113
3.3. Valoración según RMR	118
3.4. Valoración asignada para clasificación Q	119
3.5. Correlaciones entre el GSI, RMR y Q	120
3.6. Valoraciones para el cálculo del RMi	121
3.7. Agrupación litológica para suelos	123
3.8. Resultados de los parámetros de Resistencia del macizo rocoso	126
3.9. Límites de cobertura determinados y representados en el Perfil de Sectorización Geomecánica	127
3.10. Distribución de las coberturas representadas en el Perfil de Sectorización Geomecánica	128
3.11. Rangos de demandas estimadas para coberturas	130
3.12. Distribución de los soportes seleccionados	131
4.1. Propiedades índices promedio de la roca intacta	133
4.2. Resultados de las clasificaciones geomecánicas	135

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo	Número
Mapa del Trazado	[1]
Perfil de Sectorización Geomecánica	[2]
Tópicos	[3]
Tablas de Resultados	[4]

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1. Generalidades

Con el objetivo de responder satisfactoriamente a la creciente demanda de transporte público y de mejorar las condiciones de servicio de la red de transporte urbano subterráneo, la Compañía Anónima Metro de Caracas ha venido desarrollando un plan de construcción de líneas en la Ciudad Capital. Como parte de este plan, se tiene previsto construir la Línea 5 del Metro de Caracas, que va desde la estación Plaza Venezuela hasta la estación Parque del Este. En este sentido, 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 Zona Rental de la UCV – Bello Monte.

Para el desarrollo del trabajo, se realizó el reconocimiento de las variables de diseño del proyecto, tales como, trazado y sección estimada, así como la revisión y recopilación de información bibliográfica y otros documentos disponibles, tales como, mapas geológicos, informes geotécnicos del área en estudio, entre otros. Por otra parte, se realizó la interpretación fotogeológica, con el propósito de correlacionarla con los datos geológicos, y de esta manera, construir un perfil del trazado en el que se plantea 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, entre las que destacan, ensayos de carga puntual, compresión sin confinar en rocas, resistencia a la tracción indirecta (ensayo brasilero), densidad volumétrica, absorción, velocidades de ondas de corte y compresión, así como, análisis petrográfico de secciones finas de las muestras representativas.

Esta data se procesó estadísticamente, con el propósito de discretizarla y obtener los parámetros que se emplearon en la caracterización geomecánica.

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 de retroalimentación en el ajuste del diseño definitivo, donde se toman en cuenta todas las variables, tanto geotécnicas como las tipo constructivo.

Las principales limitaciones que se tuvieron fueron, la falta de control en cuanto a la ubicación, cantidad y proceso de ejecución de los muestreos exploratorios realizados por parte de contratistas, los cuales, pudieron introducir un margen de error en las estimaciones realizadas. Por otra parte, la alta densidad de construcciones desarrolladas en el área de estudio, impiden realizar una exploración geológica de superficie transparente, por lo que, se emplearon métodos complementarios basados en la fotointerpretación y revisión de documentación técnica geológica y geotécnica que permitieron desarrollar un modelo de configuración litológica confiable.

2. Objetivo general y objetivos específicos

El objetivo general consiste en caracterizar geomecánicamente los materiales constituyentes del subsuelo a largo del trazado del tramo Zona Rental de la UCV–Bello Monte, por lo que es necesario plantear los siguientes objetivos Específicos:

- a. Revisar y recopilar los datos previstos para el proyecto (Trazado, sección estimada, perforaciones).
- b. Revisar y procesar la documentación bibliográfica disponible sobre la información geológica y geotécnica del área en estudio.
- c. Realizar el estudio fotogeológico del área en estudio.
- d. Determinar las propiedades geomecánicas de los materiales provenientes de las perforaciones exploratorias realizadas a lo largo del tramo.
- e. Elaborar un perfil de Sectorización Geomecánica donde se refleje la configuración litológica, propiedades geomecánicas, clasificación de coberturas y estimación de cargas actuantes o demandas sobre la excavación.

- f. Verificar la factibilidad sobre el método y dirección de excavación predefinidos en el Proyecto.
- g. Estimar sostenimientos primarios de uso convencional con métodos de excavación parcialmente mecanizados.

3. Localización y Extensión del área de estudio

El área se encuentra ubicada en Caracas, Venezuela. (Figura 1.1).

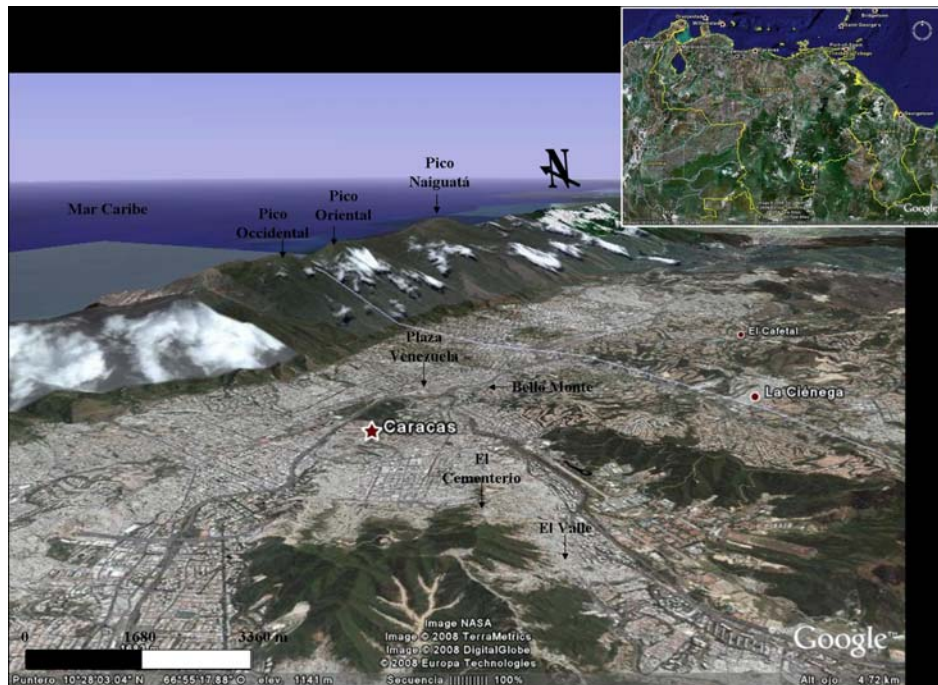


Figura 1.1. Mapa regional de Ubicación de Caracas. Google Earth, (2007).

El tramo de trabajo se ubica en la parte centro-sur de la ciudad de Caracas, desde la Zona Rental de la UCV, pasando por las avenidas: las Acacias, Anauco, Beethoven y avenida principal de Bello Monte, al sur, hasta llegar al inicio de la Urbanización Las Mercedes. (Figura 1.3)

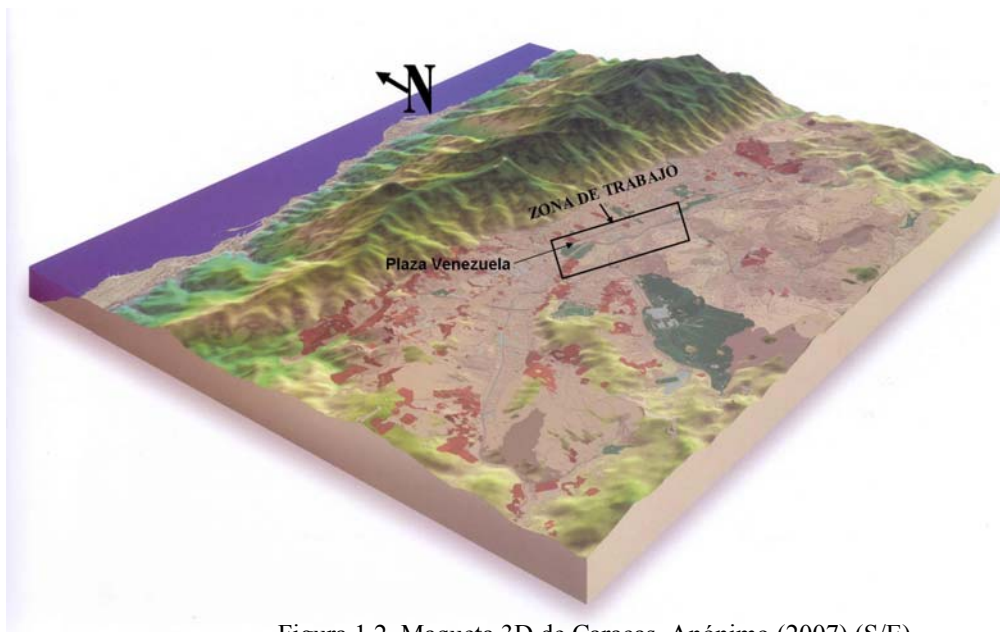


Figura 1.2. Maqueta 3D de Caracas. Anónimo (2007) (S/E)

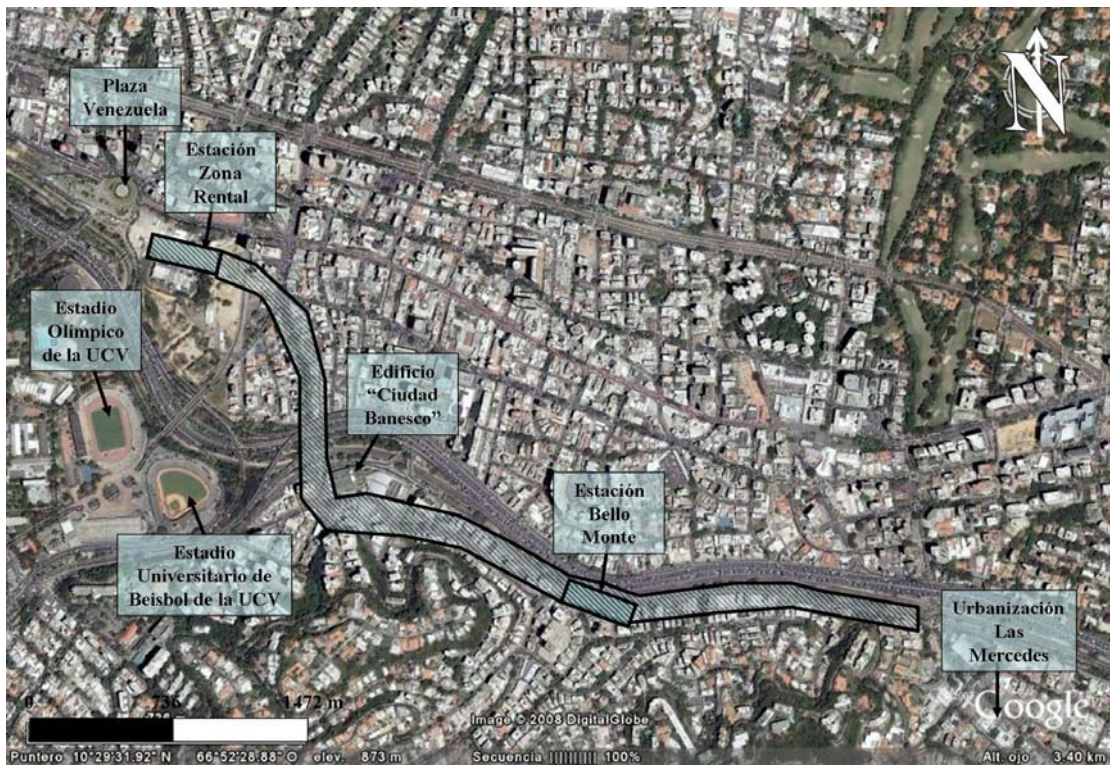


Figura 1.3. Tramo de estudio. Tomado y modificado de Google Earth (2007).

4. Metodología de trabajo

El reconocimiento de los datos previstos para el proyecto, se efectuó mediante la revisión de mapas topográficos y geológicos del área en estudio, planos y perfiles, observando características como: ubicación, longitud y trazado, obras civiles previstas (estaciones y fosos), sección estimada del túnel, así como zonas de afectación.

En la revisión y recopilación bibliográfica, se tomaron en cuenta trabajos previos, tales como tesis de grado, mapas, publicaciones, libros e informes técnicos elaborados por las compañías encargadas de la ejecución de la obra, con lo cual se obtuvo información de la geología regional y local del tramo.

Para efectuar la interpretación fotogeológica, se emplearon estereoscopios de espejos, así como de las fotografías aéreas disponibles del área en estudio, a escala 1: 10.000; 1: 15.000 y 1:25.000. Así mismo, se utilizó la fotointerpretación para definir la geología local y características geomorfológicas predominantes en la zona.

Para la caracterización geomecánica de los materiales que conforman el tramo en estudio, se empleó la normativa vigente para los ensayos de carga puntual, compresión simple en rocas, resistencia a la tracción indirecta (brasileño), densidad volumétrica, porcentaje de absorción, estimación de velocidades de ondas de corte y compresión, así como el análisis petrográfico de secciones finas de las muestras representativas. De igual manera, se evaluó la calidad de la roca intacta y del macizo rocoso mediante los sistemas de clasificación para proyectos de túneles descritos en la literatura, tales como el GSI, RMR, Q y RMi.

La sectorización geomecánica del tramo en estudio, se efectuó mediante la representación gráfica en perfil de los elementos que conforman el subsuelo a lo largo del trazado, correlacionando las propiedades obtenidas tanto en los datos de campo descritos por otros autores, como la data recopilada en los ensayos de laboratorio. Mediante el análisis estadístico y modal de la misma, se definieron las propiedades índices de la roca intacta, así como los parámetros de resistencia del macizo rocoso. Posteriormente se definieron los rangos de coberturas existentes según la teoría del Sólido de Carga de Terzaghi, estimándose las magnitudes de las cargas actuantes con

la misma teoría para coberturas superficiales e intermedias, en el caso de la cobertura profunda, se empleó el método de líneas características para el cálculo de las demandas. Finalmente se propusieron sostenimientos primarios convencionales para métodos de excavación parcialmente mecanizados. También se verificó la factibilidad de la dirección y del método de excavación predefinido en el proyecto.

CAPITULO II

MARCO REFERENCIAL

1. Antecedentes

El desarrollo vial de Caracas se ajusta a la envolvente topográfica de la zona, conformada por una unidad de valle colgado, limitada hacia el sur por las Colinas de Santa Mónica y Bello Monte, y hacia el norte por las montañas alargadas del Parque Nacional El Ávila. El crecimiento urbano de la ciudad demanda la implementación de proyectos viales que faciliten el transporte público y reduzca, en parte, el tráfico subaéreo, que en la actualidad ocasiona congestionamiento vehicular en toda la ciudad. En este sentido, Metro de Caracas C. A. continúa con el desarrollo del Sistema Metroviario que comprende la Línea 5, desde la Zona Rental de la UCV, hasta Parque del Este.

1.1. Plan de ejecución del Sistema Metroviario

El sector Plaza Venezuela es un nodo urbano con movilización intensa de personas debido a la apertura de la Línea 4 (Tramo Capuchinos - Plaza Venezuela), el avance del segundo tramo de la Línea 3 (El Valle – La Rinconada), la apertura del Ferrocarril de los Valles del Tuy y del Metro de Los Teques. Es por ello que el Plan Maestro de Expansión Horizonte 2015 pretende comunicar al sector sureste con el norte de la ciudad, incluyendo dos estaciones (Chuao y Tamanaco) de intercambio nodal con futuras conexiones hacia El Cafetal y La Trinidad.

También se tiene previsto la continuación de la estación Parque del Este hasta la estación La Urbina, como parte de las obras correspondientes al Sistema Masivo Caracas-Guarenas-Guatire. De esta forma se completa la red de servicio metroviario, conectada con los Altos Mirandinos, la red ferroviaria nacional y los municipios Plaza y Zamora del estado Miranda.

Bajo esta perspectiva, la Línea 5 se convierte en elemento imprescindible para el funcionamiento urbano de la capital, así como el crecimiento de las comunidades cercanas, las cuales se beneficiarán con una red integrada, rápida y masiva.

1.2. Alineamiento y localización del tramo

El alineamiento propuesto de la Línea 5 ([ver Anexo 1](#)) responde en general a criterios de funcionalidad y eficiencia, cubriendo principalmente el aspecto de localización adecuada, basándose en la óptima cobertura del área, donde la mayor cantidad de usuarios cuenten con el servicio de transporte subterráneo. Por otra parte, el trazado se escogió de manera tal que reduzca al mínimo el impacto sobre las obras en superficie, atendiendo a la menor perturbación en la calidad de vida de los habitantes a lo largo del trazado. También se pretende reducir al mínimo la afectación a los servicios públicos, por cuanto ha sido la experiencia durante la construcción de las líneas 3 y 4 que los procesos de reubicación requieren demoras que tienen fuertes incidencias en los costos de ejecución del proyecto.

Desde el punto de vista técnico, el alineamiento posee las siguientes características: radios de curvaturas horizontales, mayores de 250 m, pendientes con un máximo de 3,5% en condiciones extremas, separación de 11,5 m entre ejes de túneles; pendientes de 0,3 % en las estaciones y cambiavías, estaciones con longitudes de andén de 150 m. Se ha considerado una profundidad de 25 m en las estaciones, condicionado por el paso obligado bajo el río Guaire en los tramos Plaza Venezuela-Bello Monte y Tamanaco-Chuao.

De manera preliminar se han identificado las condiciones del subsuelo, a partir de la información suministrada por edificaciones cercanas, encontrando en general, suelos aluviales en los pasos del río Guaire y esquistos meteorizados superficialmente hasta la estación Chuao. Tomando como referencia la metodología empleada para la construcción de las líneas 3 y 4, según las condiciones del subsuelo, los túneles serán excavados con dos escudos con tecnología EPB (Earth Pressure Balance), así como la aplicación del método minero NATM (New Austrian Tunneling Method) para la construcción de las estaciones, dada su ventaja de reducir

al mínimo la afectación de la circulación vehicular y a los servicios públicos existentes. Los métodos constructivos planteados permitirán desarrollar en paralelo la excavación de túneles con escudo y los túneles de las estaciones.

El tramo en estudio comienza en la progresiva 18+530,029, que corresponde al final de la cola de maniobras de la Zona Rental de la UCV. La línea estará conformada por túneles gemelos, con una sección aproximada de 27 m² ([ver Anexo 2](#)). Se tiene previsto que el escudo inicie la excavación en la Zona Rental de la UCV, continuando bajo la Av. Las Acacias, cruzando por debajo del Guaire y seguirán hasta la estación Bello Monte, la cual, se ubica entre las progresivas 19+770,029 y 19+962,019.

1.3. Descripción de las obras principales

La solución arquitectónica para las estaciones del tramo, consisten en una edificación en trinchera, compacta y de varios niveles, ubicadas en áreas a expropiar lateralmente al alineamiento de los túneles. En las trincheras se ubicarán los servicios, equipos y áreas públicas. Los usuarios accederán a través de dos entradas (principal y secundaria). La edificación tendrá un núcleo de circulación vertical principal para el área pública, compuesto por ascensores, escaleras fijas y mecánicas.

La Estación de Bello Monte está orientada en dirección este-oeste, en las cercanías de la Plaza Ibarra. El servicio a los usuarios se realizará mediante dos entradas: una en la acera sur, diagonal a la Alcaldía de Baruta; la otra, en lado norte de la Plaza Ibarra.

2. Geografía Física

2.1. Clima

El clima de la ciudad de Caracas oscila de cálido a templado, con precipitaciones de tipo convectivo y orográficas, distinguiéndose dos periodos predominantes: el de sequía que va de diciembre a abril y el de lluvioso que va de mayo a noviembre. El clima se clasifica de sabana (Aw), según Koeppen. La temperatura anual media es de 22° C, alcanzando una media mínima de 14° C en

diciembre, y una máxima media de 27° C en agosto. La precipitación media anual es de 870 mm, con una máxima de 1100 mm. La humedad relativa tiene un promedio anual elevado de 78%.

Los vientos alisios reflectados por el este son calientes y húmedos, generando lluvias repentinas durante la temporada de verano.

El clima en las laderas, a más de 1000 msnm, es mesotérmico subtropical, y presenta características similares al del valle intramontano, con la particularidad de que ocurren lluvias y chubascos hacia el norte, producida por el frente polar modificado entre los meses de octubre a diciembre.

2.2. Vegetación

El desarrollo urbano ha disminuido los espacios para la proliferación de la vida vegetal, sobre todo en el valle de Caracas. La vegetación se distribuye en función de la altura y condiciones de humedad. Según Vila (1967) la tipología en general es de bosque de montaña, distribuidos de la siguiente forma: entre los 100 y 150 msnm se encuentra el bosque xerófilo, donde prevalecen especies como el cují *Prosopis juliflora*. Entre los 800 a 1500 msnm se localiza el bosque ombrófilo sub-siempreverde que se caracteriza por presentar dos a tres estratos arbóreos y sotobosque relativamente denso. Entre los 1200 a 2200 msnm se sitúa el bosque ombrófilo siempreverde con dos a tres estratos arbóreos y sotobosque bien desarrollado. En las regiones superiores de la Silla de Caracas y el Pico de Naiguatá se encuentra una vegetación característica de subpáramo arbustivo costero, constituido por arbustales abiertos de uno a tres m de alto, con un estrato herbáceo relativamente bien desarrollado.

2.3. Hidrografía

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, cuya divisoria de aguas presenta una elevación máxima de 2750 msnm en el Pico

Naiquata, el cual, discurre en dirección oeste-este a lo largo del valle de Caracas, captando las aguas provenientes de numerosas quebradas intermitentes que nacen en la vertiente sur del Ávila: Caroata, Catuche, Anauco, Honda, Canoas, Maripérez, Chacaito, Seca, Sebucán, Agua de Maíz, Tócome y Caurimare, cuyo potencial de arrastre de sedimentos es elevado.

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.

2.4. Suelos

Según Acero y Domínguez (2005), el área en estudio está conformada superficialmente por sedimentos limosos y arcillosos, de poca a mediana plasticidad y normalmente consolidados. Los espesores de suelo en la zona varían entre 20 m a 120 m, según Mapa de espesores de Suelos preparado por Weston Geophysical Engineers INT (1969) (Figura 2.1). Estos espesores se incrementan hacia el noreste de valle de Caracas, alcanzando magnitudes anómalas de 300 m en el sector de los Palos Grandes.

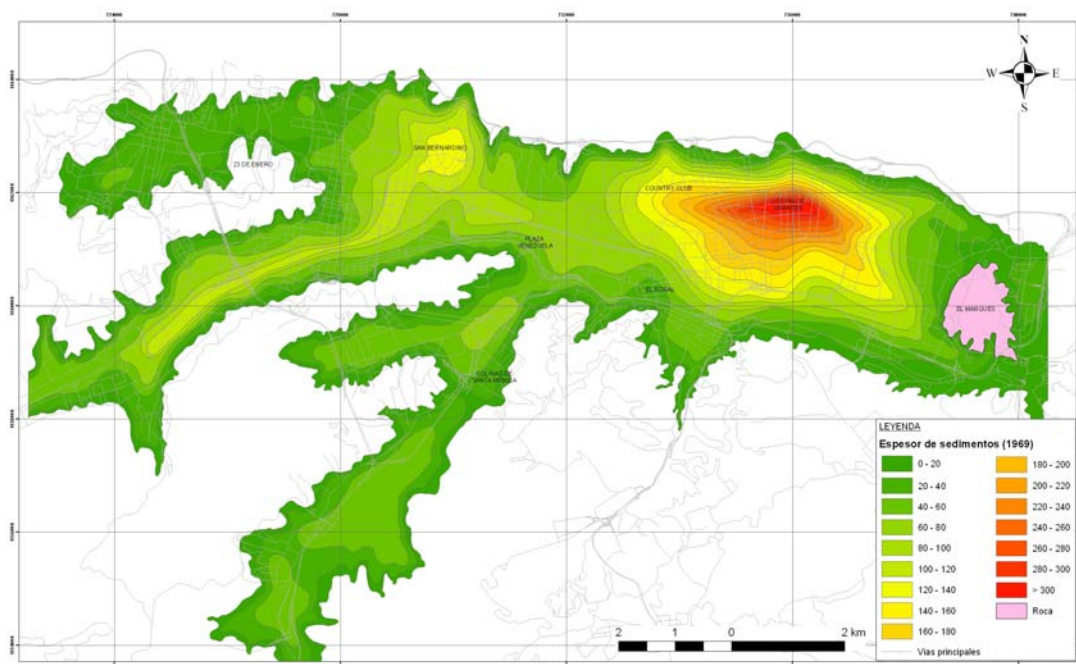


Figura 2.1. Mapa de Curvas de Espesores de Suelo (WESTON GEOPHYSICAL ENGINEERS INC, 1969). Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO, (2007)

Según Singer (1977), las terrazas que dominan las vegas del río Guaire muestran la presencia de varios metros de espesor de limos arenosos de desborde, así como sedimentos lacustres distribuidos erráticamente y originados por mecanismos de sobrealuvionamiento ligado a inundaciones de gran magnitud. Los abanicos aluviales del Ávila en sus partes apicales y proximales están conformados por sabanas de escombros de materiales con granulometrías granulares mal estructuradas, tales como gravas angulosas y subangulosas, mezclados con rodados torrenciales retomados a partir del lecho de las quebradas. Los clastos se disponen sin orden en una matriz de arenas gruesas terrosas, que provienen de la remoción de perfiles de gneis descompuestos arrancados del faldeo vecino de la cordillera.

3. Geología Regional

3.1. Generalidades

El área de estudio se encuentra ubicada en uno de las principales depresiones de la Cordillera de la Costa, en su parte central, perteneciente al Sistema Montañoso

La zona de estudio se encuentra en la *Napa Caracas*, que comprende al Grupo Caracas. Según URBANI & RODRÍGUEZ (2004) el Grupo está conformado por las Unidades:

- o *Esquisto de Chuspita*: esquisto/filita grafitosa y metarenisca de probable origen turbidítico. Edad: Cretácico Temprano.
- o *Esquisto de Las Mercedes*: esquisto grafitoso y mármol. Lutita negra, formada en una cuenca sedimentaria con ambiente anóxico y/o de alta productividad. Edad: Jurásico Tardío a Cretácico Temprano.
- o *Esquisto de Las Brisas*: esquisto cuarzo muscovítico, metarenisca, metaconglomerado y cuerpos de mármol hasta de dimensiones hectométricas. Edad Jurásico Tardío (Kimmeridgiense) a Cretácico Temprano. Sedimentos metamorfizados a la facies de esquisto verde (clorita), corresponden a un margen continental pasivo.
- o *Gneis de Sebastopol*: roca granítica. Edad Silúrico. Basamento del Esquisto de Las Brisas.

La unidad litodémica presente en la zona de estudio es el Esquisto de Las Mercedes, además de sedimentos cuaternarios.

3.2. Litología

• Esquisto De Las Mercedes

El nombre de Esquisto de Las Mercedes es introducido por AGUERREVERE & ZULOAGA (1937) para designar una extensa zona de afloramientos de esquisto calcáreo – grafitoso, con zonas micáceas, en la región de Caracas. Luego, los mismos autores elevan el Esquisto a rango formacional.

DENGO (1951) la describe como un esquisto calcáreo consistente entre 25% y 50% de calcita recristalizada, con mucho cuarzo, moscovita, clorita y grafito, con capas de caliza en la base, nombrada Fase Los Colorados por AGUERREVERE & ZULOAGA (1938). El autor incluye características petrológicas de las rocas de la Cordillera de la Costa y concluye, que han sido afectadas por un metamorfismo dinamothermal, con deformaciones ocurridas bajo presiones dirigidas tangencialmente,

acompañadas probablemente por invasiones de material granítico y granodiorítico. También plantea que una sucesión de rocas, que consistía de sedimentos arenáceos, calcáreos, pelíticos y de rocas ígneas basálticas, fue transformada durante el metamorfismo en gneises, esquistos, mármoles y anfibolitas.

SMITH (1952), señala que la Formación Las Mercedes es una secuencia de esquistos y filitas cuarzo-moscovítico-grafitosas-calcáreas y calizas grafitosas delgadas, idénticas a las descritas en la Formación Antímano, surcadas por numerosas vetas de cuarzo, calcita y ankerita recrystalizadas. Ocasionalmente aparecen capas de esquistos, en las cuales falta el grafito o la calcita, pero que siempre conservan el aspecto corrugado típico de esta unidad.

AGUERREVERE & ZULOAGA (1937) proponen como localidad tipo la Hacienda Las Mercedes al este de Caracas, estado Miranda, hoy en día urbanizaciones Las Mercedes y Valle Arriba. Debido al crecimiento del urbanismo y la consecuente desaparición de los afloramientos de la localidad tipo, WEHRMANN (1972) propone como sección de referencia a la carretera Petare – Santa Lucía, donde está expuesta casi continuamente hasta su transición con el esquisto de Chuspita. URBANI (1999), sugiere la existencia de secciones bien expuestas en la autopista Caracas – Valencia, en el tramo Hoyo de la Puerta – Charallave, así como en la Quebrada Las Canoas, al sureste de Hoyo de la Puerta.

Según WEHRMANN (1972) y la revisión de GONZÁLEZ DE JUANA *et al.* (1980) la litología predominante consiste en esquisto cuarzo-moscovítico-calcítico-grafitoso, con intercalaciones de mármol grafitoso en forma de lentes, que cuando alcanza grandes espesores se ha denominado “Mármol de Los Colorados”. Las rocas presentan buena foliación y de grano fino a medio, el color característico es el gris parduzco. La mineralogía promedio consiste en cuarzo (40%) en forma de cristales dispuestos en bandas con las micas, moscovita (20%) en bandas lepidoblásticas a veces con clivaje crenulado, calcita (23%) en cristales con maclas polisintéticas, grafito (5%), y cantidades menores de clorita, óxidos de hierro, epidoto y ocasionalmente plagioclase sódica. El mármol intercalado con esquisto, se presenta en capas delgadas, usualmente centimétricas a decimétricas, son de color gris

azulado, cuya mineralogía es casi en su totalidad calcítica, escasa dolomita y cantidades accesorias de cuarzo, moscovita, grafito, pirita y óxido de hierro. Según el mismo autor (1972) menciona la presencia de metaconglomerado en su base, esquisto clorítico y una sección tope de filita negra, con nódulos de mármol negro, de grano muy fino, similares a las calizas de las Formaciones Querecual y La Luna. Así mismo indica que la unidad se hace más cuarcífera y menos calcárea en su transición hacia el Esquisto de Chuspita. SEIDERS (1965) menciona además, metarenisca pura, feldespática y cuarcífera, de estratificación grano variable, a veces gradada.

Por su incompetencia, las rocas de Las Mercedes son las que mas han sufrido los efectos del plegamiento y donde el resultado de los esfuerzos es más palpable. Por otro lado, la erosión y la meteorización, tanto química como mecánica, hacen de los esquistos una roca muy friable, hasta el punto de dificultar el muestreo y por lo tanto, la discriminación en grupos litológicos. En los cerros de El Paraíso, al sur de la ciudad de Caracas, se encontraron esquistos cloríticos en la Formación las Mercedes (QUINTERO y PICARD, comunicación personal).

Según ACERO Y DOMÍNGUEZ (2005) las asociaciones de fósiles encontrados son poco diagnósticas, sólo permiten sugerir una edad Mesozoica sin diferenciar, sin embargo, han sido muchos los autores que agrupan la edad del esquisto en muchas tendencias: (a) correlación o ausencia de correlación entre el Grupo Caracas y rocas metamorfizadas de edad conocida en áreas de estudio diferentes a la propia de cada uno de ellos; (b) correlación del Grupo Caracas con rocas no metamorfizadas de edad conocida; (c) transiciones de rocas no metamorfizadas de edad conocida a rocas del Grupo Caracas y (d) evidencias paleontológicas basadas en fósiles encontrados en rocas metamorfizadas correlacionadas con el Grupo Caracas.

BUCHER (1952) en su trabajo sobre la geología estructural de Venezuela, estableció que el Grupo Caracas no incluía unidades estratigráficas típicas del Pre-Cretáceo en los Andes, y debido a que consideraba el metamorfismo de la Cordillera de la Costa como de bajo grado, no le pareció que esta pudiera borrar características de estas formaciones, por lo cual, propuso que el Grupo Caracas no contenía rocas

Paleozoicas. Sin embargo, y asentándose en un análisis estructural y litológico, planteó correlacionar a la Formación Las Mercedes con la Formación La Luna (Turonense – Coniacense).

SMITH (1952) estableció una correlación que pone en contacto a las formaciones Las Brisas y Las Mercedes cerca del tope del Albiense (Cretácico Medio), además propuso que esta última prolongó su depositación hasta Turonense Inferior (finales del Cretácico Medio), cuando la secuencia fue parcialmente levantada, y las rocas se vieron afectadas por el primer metamorfismo.

Marco Tectónico

El área de trabajo está ubicada dentro del sistema Montañoso del Caribe, que se encuentra desde San Felipe, estado Yaracuy, hasta Cabo Codera, estado Miranda.

Según URBANI (2005) se reconoce que en la Cordillera de la Costa, los tipos de roca presentan una orientación preferencial este - oeste. Menéndez (1966) fue el primero en realizar un estudio regional. Subdivide formalmente en cuatro fajas:

- Faja de la Cordillera de la Costa.
- Faja de Caucagua-El Tinaco.
- Faja de Paracotos.
- Bloque alóctono de Villa de Cura.

BELL (1968) y BELLIZZIA (1972) perfeccionan la subdivisión. La Serranía del Litoral siempre se mantuvo como una sola Faja, hasta los trabajos de URBANI & OSTOS (1989) en que subdividen la Cordillera de la Costa en tres fajas según asociaciones litológicas, de la siguiente manera:

- Faja Septentrional, donde predominan rocas metaígneas máficas y ultramáficas.
- Faja Central, donde las litologías características son los gneises graníticos, usualmente rodeados por un esquistos cuarzo-plagioclásico micáceo de alto grado metamórfico, caracterizado por la presencia de biotita en coexistencia de almandino (asociación biotita – granate, índice de alto grado metamórfico).

- Faja generalmente ubicada al sur de la zona de fallas de El Ávila, La Victoria y Las Trincheras – Mariara, donde aflora una secuencia de rocas metasedimentarias pertenecientes al Grupo Caracas, fundamentalmente constituida por sedimentos pelíticos y psamíticos metamorizados a la facies de los esquistos verdes.

3.3. Geología Estructural

Según el Atlas de la Cordillera de la Costa de URBANI & RODRÍGUEZ (2004), la cartografía de esta Serranía queda totalmente subdividida en tres napas: Costera, Ávila y Caracas, desde Cabo Codera al este hasta el estado Yaracuy (Figura 2.2).

Ostos (1990) basándose en las nuevas herramientas y teorías de tectónica global, dividió el Sistema Montañoso del Caribe en Venezuela en cinco cinturones tectónicos, los cuales han sido fuertemente deformados, en cuatro fases de plegamiento reconocidas. Los cinturones son:

- Cinturón tectónico de la Cordillera de la Costa.
- Cinturón tectónico de Paracotos.
- Cinturón tectónico de Cauagua – El Tinaco.
- Cinturón tectónico de Villa de Cura.
- Terreno de la Cordillera de la Costa – Margarita.

Las primeras dos fases de deformación fueron identificadas en el cinturón tectónico Cauagua – El Tinaco, y ellas probablemente fueron el resultado de una orogénesis ocurrida durante el Pérmico, la cual, debió afectar también al cinturón de la Cordillera de la Costa, mientras que las dos últimas fases de deformación fueron reconocidas en todos los cinturones, y probablemente se generaron durante la orogénesis del Cretácico Tardío - Terciario.

En el Sistema Montañoso del Caribe fueron reconocidas tres generaciones de fallas regionales, identificadas como:

- Fallas transcurrentes dextrales y de corrimiento con orientación este - oeste.

- Fallas transcurrentes dextrales con orientación noreste - suroeste.
- Fallas normales con rumbo este – oeste, las cuales son interpretadas como posteriores y están actualmente activas.

Según DENGÓ (1951) los pliegues y fallas mostrados en el mapa tectónico de la región de Caracas, fueron formados después del metamorfismo de la región. Algunas de estas estructuras, particularmente varias de las fallas, pueden ser bastante recientes. También plantea que la Sierra del Ávila está formada principalmente por gneis, y está limitada por el norte y el sur por zonas de fallas. No se trata de un simple horst o bloque de falla, ya que las fallas en el lado norte, zonas de fallas de Macuto, son de carácter y edad diferentes a las del lado sur, o zonas de fallas del Ávila.

La franja de esquistos entre la Sierra del Ávila y la Costa del Mar Caribe presenta una estructura muy compleja, que el autor no ha intentado descifrar. Al sur y al oeste de Caracas existen varios pliegues grandes, y asociados a ellos hay algunas estructuras menores. DENGÓ (1951).

Los tres pliegues principales son el Anticlinal del Junquito, el Sinclinal del Cementerio y el Anticlinal de Baruta. Las secciones en dirección norte – sur, muestran las estructuras principales de la región de Caracas. (Figura 2.3.).

Para el tramo de estudio, la estructura dominante es el Anticlinal del Cementerio; el mismo se encuentra al norte del Anticlinal de Baruta. El esquisto de Las Mercedes se encuentra al final del sinclinal, plegado y fallado en menor escala y en forma compleja. DENGÓ (1951).

Según DENGÓ (1951) el rumbo general del eje del sinclinal es N60°E, y el declive (*plunge*) es en esa misma dirección. El eje está en gran parte cubierto por el aluvión del valle de Caracas, pero a juzgar por los afloramientos del esquivo de Las Mercedes al este de Petare, parece cambiar de rumbo, tomando uno este – oeste, paralelo a la zona de fallas del Ávila.

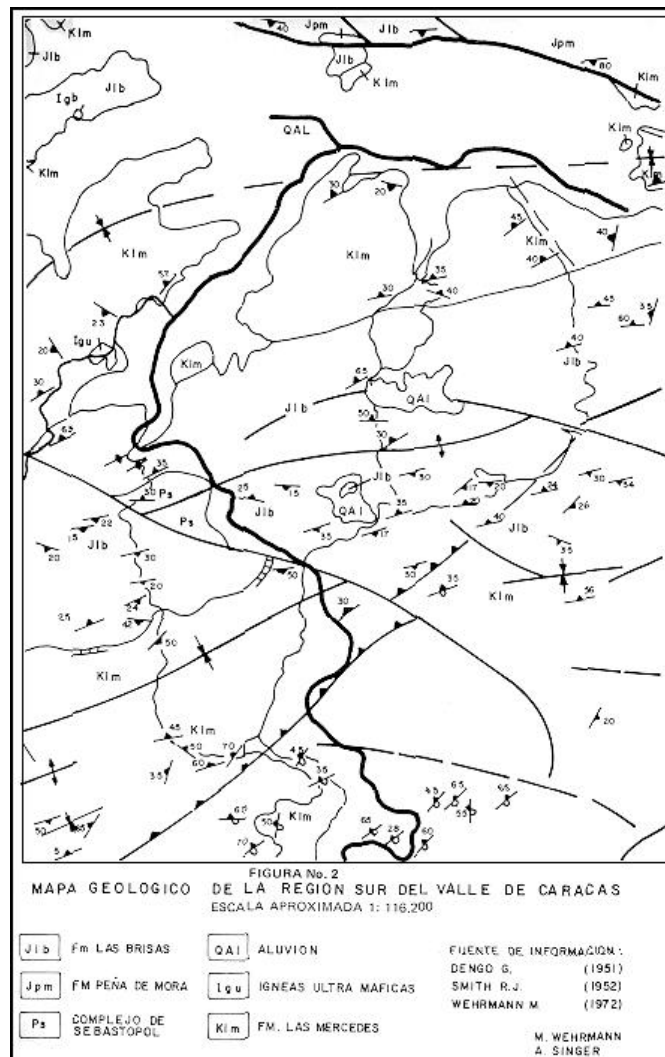


Figura 2.3. Mapa geológico del sur de Caracas (DENG, 1951), modificado por WEHRMANN & SINGER (1977).

En la región de Caracas han sido encontrados tres tipos principales de fallas, a saber:

- Fallas inversas con buzamiento hacia el sur.
- Fallas con rumbo aproximado de N60°O y buzamiento hacia el suroeste.
- Fallas con rumbo este – oeste y buzando al norte en ángulos elevados.

Estas fallas siguen un orden cronológico relativo, por lo que las fallas inversas con buzamiento al sur, son las más antiguas.

3.4. 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, asimismo, existen evidencias de que el grado metamórfico disminuye hacia el 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 metamorizadas de edad Cretácica hasta rocas metamorizadas 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 esquistos verdes.

4. Geología Local

En esta parte se pretende describir los aspectos relevantes en cuanto a las características geológicas del área en estudio, a través de la fotointerpretación, recopilación de data sobre la geología de superficie realizada por otros autores citados oportunamente, referente a litología, geología estructural y geomorfología.

4.1. Fotointerpretación

Con el fin de constatar la información recopilada sobre la geología regional, así como obtener una apreciación directa de las características del relieve, sobre la naturaleza litológica, estructural y geodinámica del área Metropolitana de Caracas, se estudiaron las fotografías aéreas disponibles, listadas en la tabla 2.1.

Año	Misión	Escala	fotos
1936-39	8	1:25000	584, 592, 594
1949	B-8	1:15000	035B-039B
1991	030491	1:10000	060-061
1998	030198	1:25000	5289-5291

Tabla 2.1. Fotografías aéreas estudiadas.

También se utilizaron los mapas topográficos o planos aerofotogramétricos en Proyección Mercator Transversal, No. F-44, F-45, G-44 y G-45 a escala 1:5.000 del área Metropolitana de Caracas, realizados por Cartografía Nacional, hoy llamado Instituto Geográfico Venezolano Simón Bolívar, con levantamiento aerofotogramétrico a partir de la Misión 0304167. Estos fueron de vital importancia para ubicar los puntos de referencias actuales, así como la toponimia, las cuales, no existen en las fotografías aéreas de las misiones 8 y B-8.

4.1.1. 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, abarcando un 70% 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 ocupa un 30%, 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.

4.1.2. Descripción del valle.

Corresponde a la parte mas estrecha de la zona central del valle de Caracas, con un ancho mínimo de 2 km y un máximo de 3 km hacia el extremo este, medidos en dirección norte - sur desde la falda del Ávila hasta la Autopista Fco. Fajardo. Sus cotas oscilan entre 855 msnm y 990 msnm. Posee rumbo este-oeste, paralelo a la fila

del cerro El Ávila, con una pendiente hacia el sur de 4° aproximadamente. Su forma es de U con laderas asimétricas, siendo las laderas sur del Ávila las de mayor pendiente, comprendida entre 45° y 50°. El drenaje principal está conformado por el río Guaire, el cual, es adaptado a la topografía acercándose a las laderas norte de las Colinas de Bello Monte. Tiene geometría transicional, drenando de NO-SE.

4.1.3. Descripción de las zonas abruptas

En el área de estudio existe una zona de relieve abrupto constituido por las Colinas de Bello Monte, con una máxima altura de 1131 msnm. Se distingue una línea de cresta que se bifurca en la zona de mayor altura, ubicada entre las urbanizaciones Colinas de Bello Monte y Colinas de Santa Mónica. La línea de cresta principal posee un rumbo aproximado de N45°E, su forma es mixta, siendo rectilínea hacia el noreste y sinuosa hacia el suroeste. La zona de cresta es aguda, acentuada por la densidad de construcciones existentes, posee declive hacia el norte, con laderas asimétricas de pendientes irregulares, acentuadas hacia el oeste. Posee estribaciones hacia el oeste, en total cinco, acentuadas por las modificaciones topográficas, son pseudoparalelas entre sí, formando un ángulo de incidencia con respecto a la línea de cresta de 50° aproximadamente. La segunda línea de cresta posee similares características, siendo pseudoparalela a la primera, con la que forma una pequeña cuenca hidrográfica cuyo eje coincide con la Av. Caurimare. La ladera este se encuentra menos intervenida por urbanismos, con estribaciones de pendientes aproximadas de 18°. Esta zona pertenece a las urbanizaciones Chula Vista hacia el norte y La Alameda hacia el sur.

Hacia el noroeste, se encuentra otra colina alargada, cuya línea de cresta posee orientación N20°E, donde se ubica hacia el extremo norte, el Jardín Botánico, la Urb. Terrazas de las Acacias y las barriadas La Charneca, 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 de 994 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 14° a 20°.

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

4.1.4. Definición y descripción de las Cuencas Hidrográficas.

En el área de estudio se identificaron dos cuencas hidrográficas. La primera ocupa la mayor área de la zona estudiada y está ubicada hacia el norte. Las máximas pendientes de esta zona drenan hacia el río Guaire. La segunda está ubicada hacia el extremo sureste, en la que, los tributarios intermitentes de la zona norte de las Colinas de Bello Monte también drenan hacia el río Guaire, hacia el oeste aportan al río Valle. De igual manera, la colina alargada ubicada al oeste, drena hacia el norte al río Guaire, el cual está ubicado al pie de la ladera norte. Hacia el sur, las zonas de máxima pendiente drenan al río Valle.

4.1.5. Caracterización de los ríos principales

En la zona existen dos drenajes principales, el primero de ellos es el río Guaire, que 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, Lomas de San Román y Santa Marta) y el piedemonte hacia la zona norte. En el tramo de estudio, posee seis cambios de dirección notable: N20°E hasta la Plaza Colón, para luego cambiar a N50°O hasta llegar Estadio Universitario de la UCV. A partir de aquí modifica su dirección en a N10°E en un tramo corto, hasta llegar al distribuidor el Pulpo, punto en el que desemboca el río Valle, desde allí, cambia de dirección con rumbo N45°O hasta la altura de las calles Newton y Gracilazo en la Urb. Colinas de Bello Monte, para luego cambiar a N10°E a la altura de Chacaito, y finalmente toma un rumbo de N80°O que se prolonga en un largo tramo.

El cauce del río Guaire ha sido intervenido por el hombre, con fines urbanísticos, respaldados 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 Anaucó 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, el cual recoge las aguas de la cuenca suroeste del área en estudio. Posee forma sinuosa, y adaptado al relieve.

4.2. Litología

El fotomosaico no controlado a escala 1:25.000 realizado por Lairer (1970) y recopilado por Oropeza y Zambrano (2007), permite estudiar la morfología original del valle y colinas de Caracas, que actualmente está oculta bajo el denso desarrollo urbanístico.



Figura 2.4.- Fotomosaico no controlado a escala aproximada 1:25.000 realizado por Lairer (1970) y recopilado por Oropeza y Zambrano (2007).

Adicionalmente, la evaluación de las fotos 584, 592, 594, correspondientes a la Misión 8, así como las 035B-039B de la misión B-8 permiten apreciar un mejor nivel de resolución en cuanto a detalles de la geología aluvial. En este sentido, y de manera general, se observó que el área de relieve de valle, está conformada superficialmente por sedimentos o depósitos Cuaternarios, provenientes principalmente de la montaña del Ávila ubicada hacia el norte, mediante procesos de flujos torrenciales descritos por Singer (1977). En contraste, el relieve abrupto, ubicado tanto al norte como las colinas del sur, es de litología mas competente, y en los que afloran rocas metasedimentarias, en concordancia con lo reflejado el la geología regional, así como se verá mas adelante, de acuerdo con los datos recopilados de la geología de superficie y sondeos exploratorios.

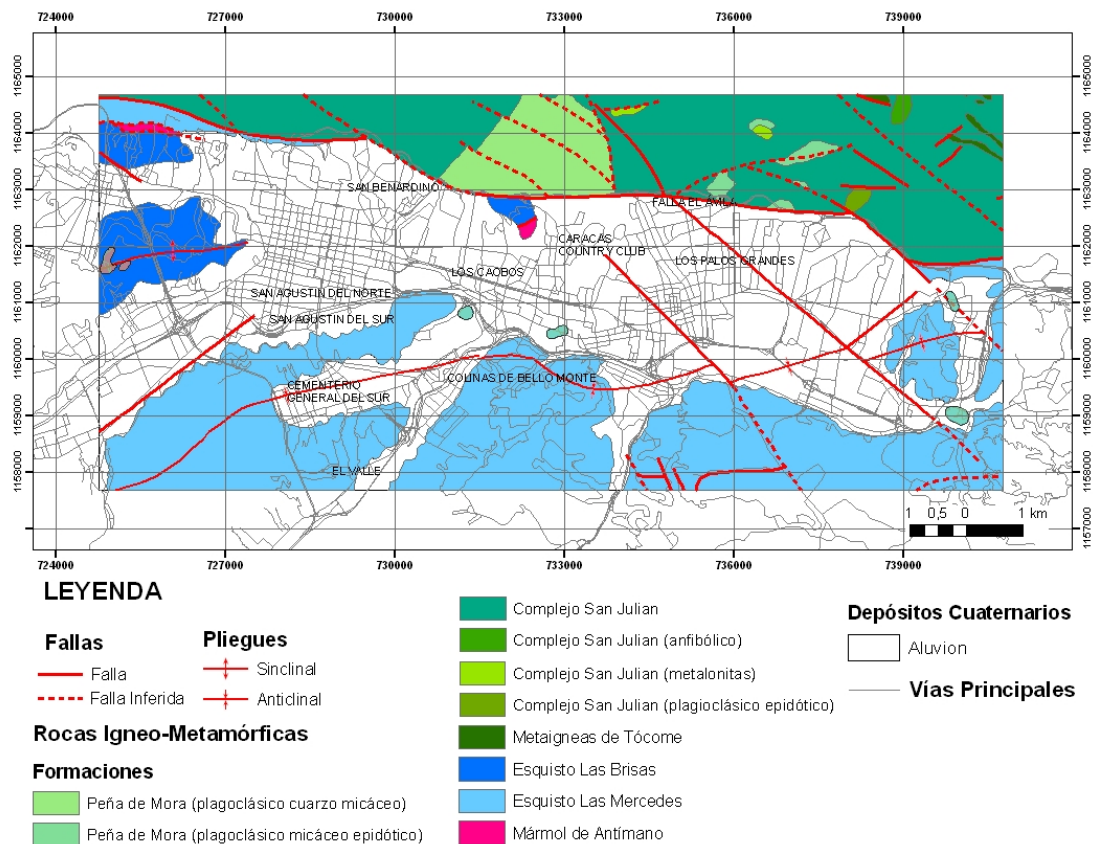


Figura 2.5. Unidades litológicas de Caracas, base topográfica 1:25000. (Urbani *et al.* 2004). Fuente OROPEZA & ZAMBRANO (2007)

4.2.1. *Recopilación de datos de geología de superficie.*

Los depósitos Cuaternarios ubicados hacia el extremo oeste del tramo en estudio, específicamente en la Zona Rental de la Universidad Central de Venezuela, han sido descritos en forma detallada por OROPEZA & ZAMBRANO (2007), quienes los dividen en tres unidades informales. Describiéndolas textualmente de los mencionados autores, se tiene que, la primera está constituida por rellenos superficiales pertenecientes al Antropoceno, de varios metros de espesor, siendo acondicionada para regularizar el borde de la terraza de descarga pleistocena que dominaba la vega aluvial holocena. La otra Unidad Q_1 - $Q_{ob}(?)$, está conformada por depósitos de descarga y derrame, entallada en terraza y dominando la vega aluvial del río Guaire. El tope de estos depósitos se encuentra sellado por un edafosuelo orgánico gris-castaño oscuro holoceno, con inclusiones dispersas de partículas de carbón de madera y restos de cerámica de uso común de posible época colonial. Los sedimentos que afloran en esta unidad presentan dos facies: una facie de depósitos terminales conformados por limos arenosos y arcillosos de derrame de varios metros de espesor y de color beige; otra facies de materiales gruesos conformada por gravas desordenadas subangulosas y guijarros en una matriz arenosa, de color gris oscuro y correspondiente a bancos aluviales de descarga. La última unidad Q_1 de depósitos lacustres con facies rítmicas de varvas limo-arcillosas litocromas alternadamente marrón claro y anaranjado-rosado con espesores superiores a los 4 m, se encuentra acuñada contra la loma rocosa del Esquisto de Las Mercedes, donde se asentaba la antigua hacienda Noria, y hacia la cual, la secuencia lacustre esta interestratificada lateralmente con plumas coluviales Q_1 de color rojizo-anaranjado, generadas a partir de la remoción superficial de una laterita roja, producto de alteración de los referidos esquistos que conforman la loma rocosa.

La cartografía de tales depósitos cuaternarios es detalladamente levantada por Singer, Zambrano, Oropeza y Tagliaferro (2006). (Ver figura 2.7).

Tal información es de vital importancia para ser utilizada con fines geotécnicos, aunada a los mapas de espesores de suelos y conjuntamente con los datos de sondeos exploratorios, dado que permiten tener un mayor conocimiento para

el control de las variables del subsuelo, las cuales, determinan los diseños de ingeniería eficientes, capaces de brindar seguridad a los habitantes y usuarios de los servicios públicos, como es el caso del tema que se aborda en este trabajo especial de grado.

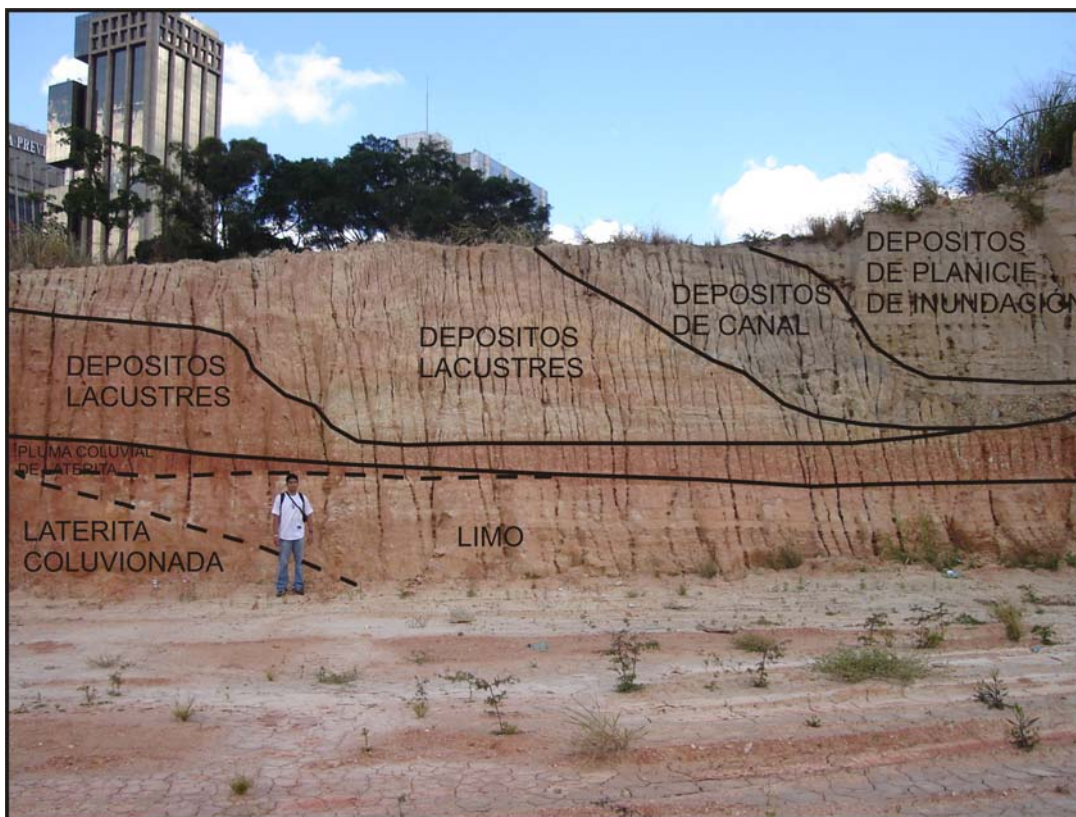


Figura 2.6. Depósitos lacustres Q1 interestratificados con plumas de lateritas coluvionada del estribo rocoso del Esquisto de Las Mercedes. Zona Rental de la UCV, Plaza Venezuela. Fuente OROPEZA & ZAMBRANO (2007)

Las observaciones realizadas por Oropeza y Zambrano (2007) en cuanto a la naturaleza granulométrica y plástica de los materiales que conforman los depósitos aluviales, se corresponden con la clasificación geotécnica empleada (Sistema Unificado de Clasificación) en el registro de los sondeos exploratorios realizados en esa zona, pertenecientes a las perforaciones PE-1, hasta PE-9, ([Ver Anexo 2](#)), así como también, son extrapolables a los depósitos aluviales registrados en las perforaciones PE-13 hasta PE-24, debido a que pertenecen a la misma vega de inundación del río Guaire.

En este sentido, puede concluirse que los depósitos aluviales que conforman los espesores superiores en el tramo de estudio están constituidos por material acarreado por el río Guaire, cuya principal fuente lateral proviene de las rocas descompuestas del Ávila. Sus características granulométricas variadas, dominada por arenas mal gradadas limosas, evidencian la dinámica de valle influenciada por la dinámica de montaña. La distribución localizada alrededor del drenaje principal, tanto vertical como lateral de sedimentos con granulometrías variadas, son diagnósticas de eventos de inundación, tal y como lo explica Singer (1977), aspecto que debe ser considerado como un riesgo geotécnico o geoamenaza de relevancia. Por otra parte, los espesores de los sedimentos aluviales en la zona de estudio y determinados a través de los sondeos exploratorios, coinciden con los inferidos por Moncada (2005) en el Mapa respectivo a escala 1:25.000, los cuales, oscilan entre 0 a 30 m de espesor.

En cuanto al macizo rocoso conformado por las colinas de Bello Monte y correspondientes al Esquisto de Las Mercedes, CARVALLO (2000) realizó la descripción litológica de once afloramientos ubicados en el área de estudio, estableciendo dos unidades litológicas informales: la primera conformada por capa vegetal, coluvio y suelo residual, generalmente ubicada en la zona de piedemonte de las laderas sur, como producto de material de derrumbe proveniente de las colinas adyacentes. La segunda está conformada por esquistos cuarzo micáceos calcáreos, localmente grafitosos. El perfil de meteorización típico de los afloramientos estudiados, está constituido por una secuencia superficial que generalmente se inicia con una capa vegetal, seguido por coluvión y/o suelo residual. A continuación de esta última, generalmente existe una secuencia intermedia de roca descompuesta blanda fracturada (RDbf) según clasificación de Flores Calcaño (1962) y/o roca meteorizada blanda fracturada (RMbf), estando situadas una a continuación de la otra, seguida por una roca meteorizada dura fracturada (RMdf), no observando roca sana en ninguno de los afloramientos.

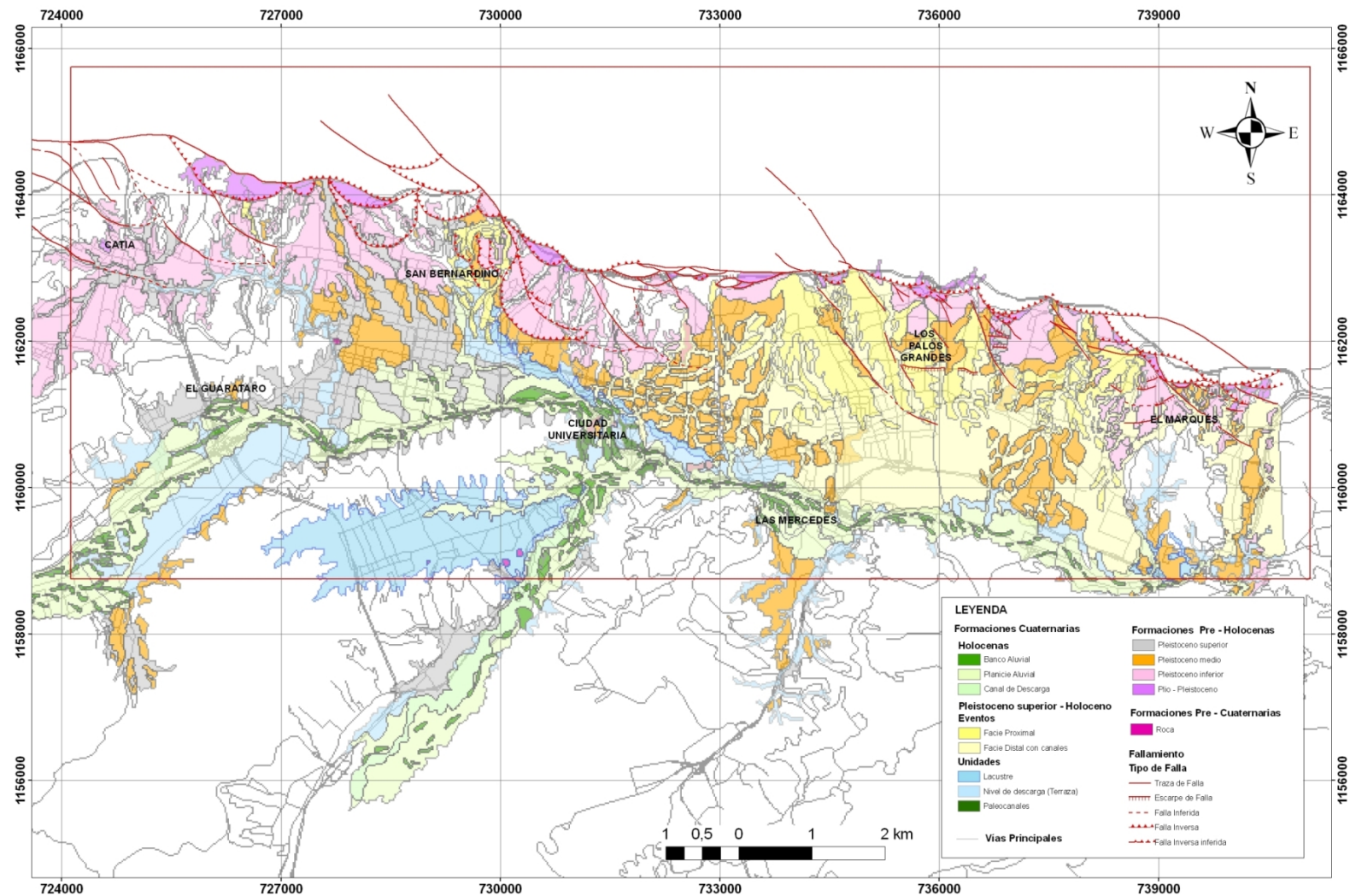


Figura 2.7. Mapa de unidades depositacionales cuaternarias del Valle de Caracas (SINGER, ZAMBRANO, OROPEZA & TAGLIAFERRO, 2006). Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO (2007).

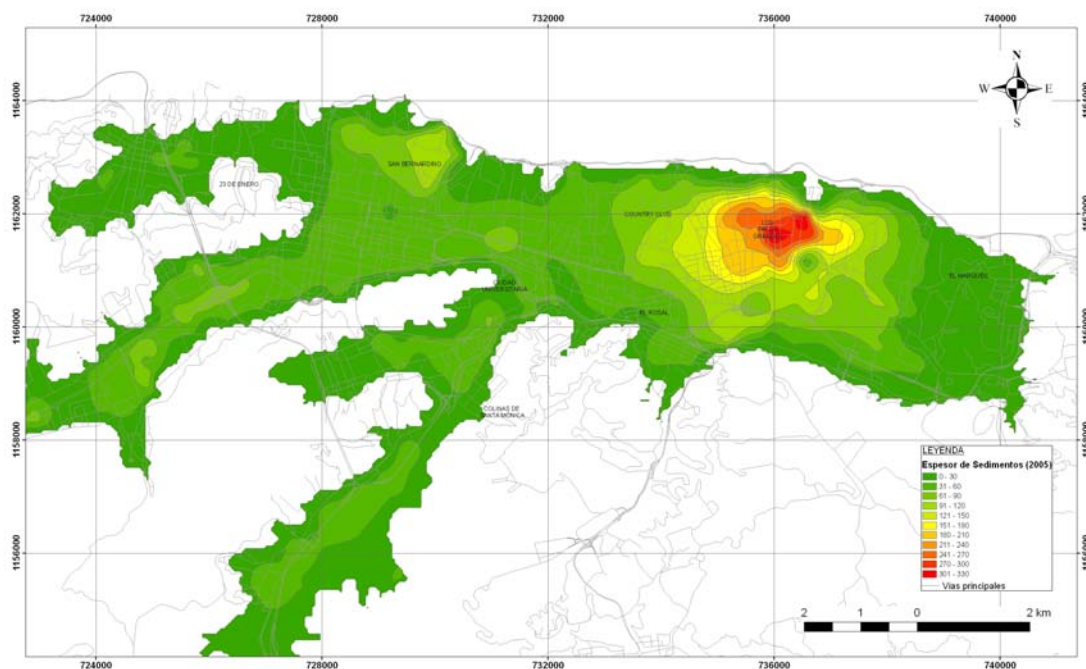


Figura 2.8. Mapa de espesores de sedimentos del Valle de Caracas (MONCADA, 2005) Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO (2007).

4.2.2. Litología determinada a través de núcleos de rocas

Las muestras de rocas obtenidas en los sondeos exploratorios se evaluaron como muestras de mano, presentando las siguientes características:

En general se clasifican como esquistos calcíticos cuarzoso grafitoso, algunas veces micáceos. Esta clasificación puede variar ligeramente, según el componente mineral mayoritario. Son muy foliados con ángulo de buzamiento que oscilan entre 40° a 70°. En algunos casos se observaron buzamientos verticales y estructuras como micropliegues. Lamentablemente los núcleos carecen de orientación, por lo que, el rumbo general de los planos de foliación viene dado del análisis modal de mediciones de rumbo y buzamientos obtenidos en campo y realizado por CARVALLO (2000) y que se reportarán mas adelante en la geología estructural.

El grado de meteorización de las rocas disminuye con la profundidad, evidenciado por la elevada alteración de las mismas a profundidades someras. Esta característica del perfil de meteorización se puede contrastar con la establecida por CARVALLO (2000), así como también, puede correlacionarse con el porcentaje de

recuperación, el cual, suele ser muy bajo a nulo, lográndose en algunos casos recuperar solo las vetas duras compuestas por calcita y cuarzo. Cabe señalar en cuanto a este aspecto que, las técnicas de muestreo a rotación no fueron verificadas en sitio por los autores de este trabajo, por lo que, se desconoce el control de calidad aplicado en la ejecución de los sondeos exploratorios. De Marco (2004) sugiere técnicas precisas para el muestreo a percusión y rotación en rocas metamórficas típicas de Caracas.

En las muestras de roca observadas, existe una leve decoloración debida a la oxidación de algún componente mineralógico (posiblemente las micas). Los planos de foliación están bien desarrollados, sin evidencia de modificación textural. Las diaclasas se presentan rellenas con calcita y cuarzo. La decoloración leve indica meteorización de la roca intacta y de las superficies de discontinuidad. La roca puede estar un poco más débil externamente, que en condición fresca.

4.2.3. *Análisis petrográfico de muestras.*

El análisis petrográfico de las muestras, se desprende de la necesidad de clasificar las rocas con un nivel de detalle mayor que el alcanzado en el análisis de muestras de mano. El mismo, permite definir las características mineralógicas, texturales y de alteración presentes en las rocas, así como el tamaño promedio de los granos presentes.

Del análisis petrográfico de muestras de roca para el tramo en estudio, se obtuvo como resultado, *esquistos calcíticos cuarzosos grafitosos*, a veces moscovíticos, con marcada foliación y alteración baja, principalmente de las micas a hematita (Óxido de Fe). Estas rocas se clasifican como metamórficas/metasedimentarias. Presentan calcita como mineral mayoritario observándose anhedral, de tamaño muy pequeño, formando una especie de matriz carbonática. Sin embargo al igual que el cuarzo, éste se encuentra como cristales subhedrales (en pequeñas vetas y a lo largo de la roca). Los cristales bien formados muestran las maclas polisintéticas típicas de este mineral (Figura 2.9). El cuarzo

muestra una extinción ondulatoria producto de la deformación durante el metamorfismo (Figura 2.10).

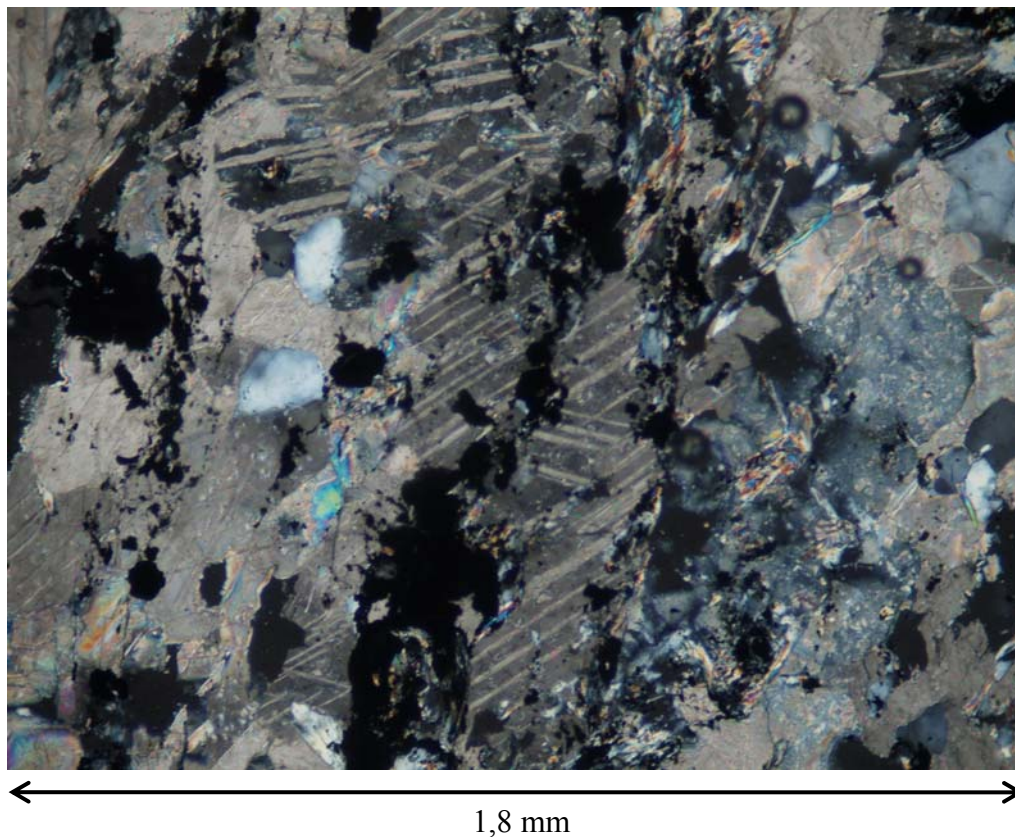


Figura 2.9. Fotografía No. 1 de sección fina. Se observan la calcita anhedral y subhedral. En los granos mas grandes, se observa el maclado polisintético típico de las calcitas. Así mismo, se observan los pocos granos de cuarzo y los opacos presentes en la sección (principalmente Pirita). Objetivo 10x, ocular 10x. Foto: ALVAREZ, (2007)

El grafito se presenta en prácticamente toda la roca, en porcentajes que varían entre 2 y 34% del total de los componentes. Este se observa de color negro, anisótropo y orientado en dirección de la foliación al igual que las micas (Figura 2.10). En algunas rocas, se reporta presencia de Hematita como producto de alteración, así como de pirita, de color amarillo ocre brillante, notable solamente con luz reflejada. Asimismo, se observa clorita como traza en algunas rocas de la zona en estudio.

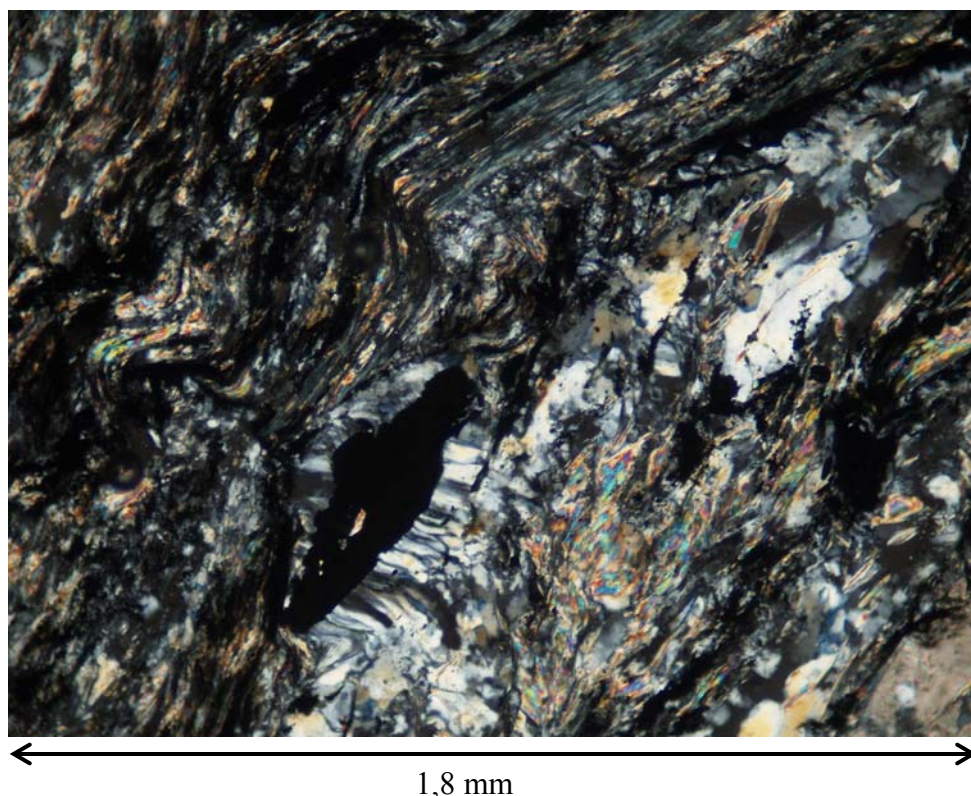
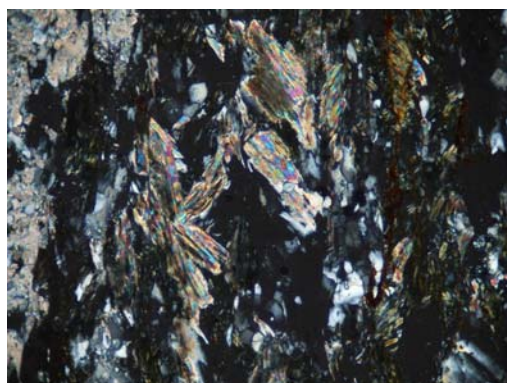


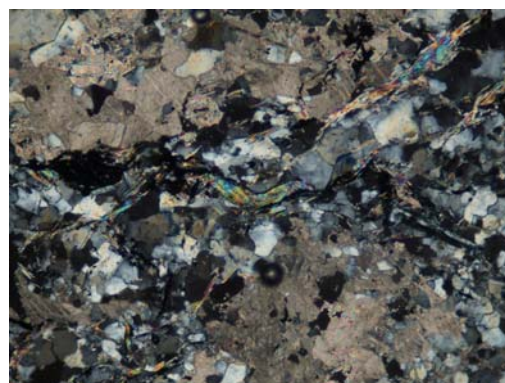
Figura 2.10. Fotografía No. 2 de sección fina. Textura Esquistosa. Se observa la orientación de la foliación, favorecida principalmente por el grafito y las micas. El cuarzo se encuentra embebido en la foliación, presentando extinción ondulatoria, asimismo, se observan algunos granos particularmente fracturados, debido posiblemente al metamorfismo sufrido por la roca. Presencia de óxido de hierro (Hematita), de color marrón rojizo. Objetivo 10x, ocular 10x. Foto: ALVAREZ, (2007)

La moscovita, aunque en su mayoría presenta sus colores de interferencia de alto orden (típicos de éste mineral), evidencia deformación mostrando una trituración y flujo de moscovita entre los granos de cuarzo y calcita. A su vez, la misma se encuentra en algunos casos, alterada a minerales de arcilla (posiblemente esméctita) así como a óxido de hierro (Hematita) (Figuras 2.11 y 2.12)



← 1,8 mm →

Figura 2.11. Fotografía No. 3 de sección fina. Se observan las micas al centro de la fotografía, con colores de interferencia altos. El óxido de hierro se observa en la parte superior derecha, de color marrón rojizo. Foto: ALVAREZ, (2007)



← 1,8 mm →

Figura 2.12. Fotografía No. 4 de sección fina. Se observan las evidencias de la deformación, notándose trituración y flujo de moscovita entre los granos de cuarzo y calcita. Foto: ALVAREZ, (2007).

4.3. 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 fallas activas existe hacia los límites norte de los asentamientos urbanos de la Cordillera de Costa, denominadas sistema de fallas de San Sebastián y Tacagua-El Ávila (Ver figura 2.13). La primera, es de carácter regional, con una longitud aproximada de 300 Km y pertenece al megasistema de accidentes estructurales de tipo transcurrente 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 placas aproximada 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.

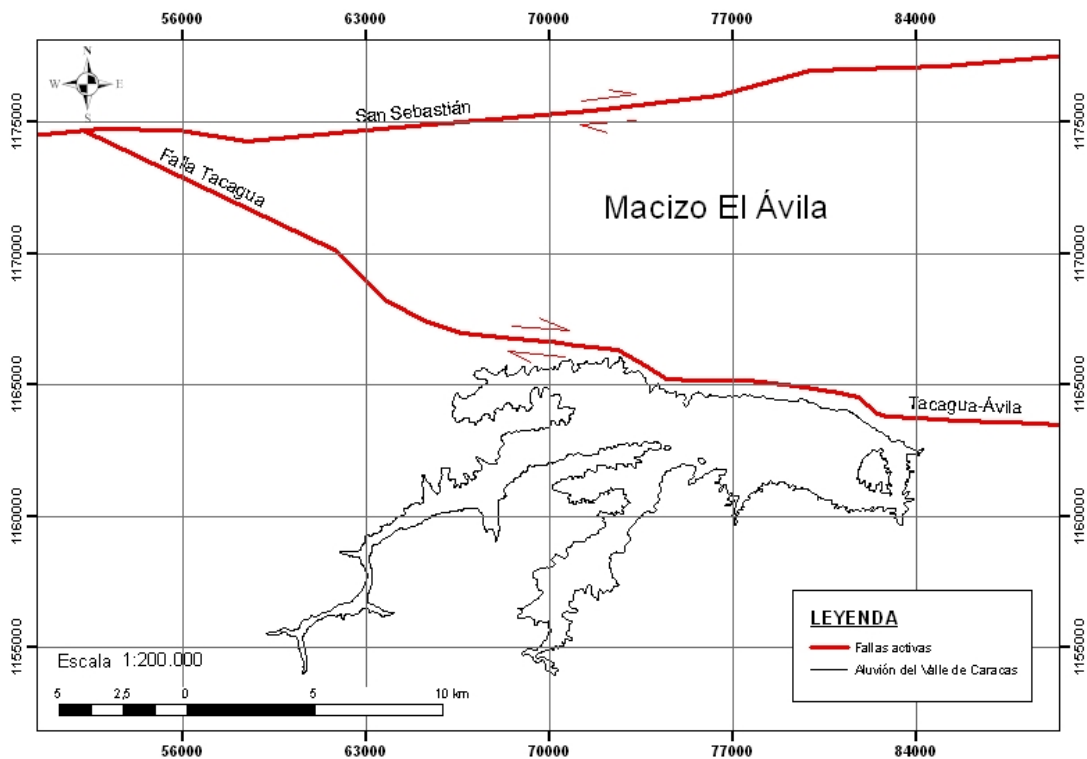


Figura 2.13. Fallas activas del Valle de Caracas (URBANI & RODRIGUEZ, 2004) Fuente: OROPEZA & ZAMBRANO (2007).

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

Esta se encuentra cartografiada en el Mapa de Unidades depositacionales SINGER et al. (2006) (ver Figura 2.7). 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 han 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 tienden 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, por que las estructuras generadoras de sismos se 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 redunda 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, cartografiadas originalmente por DENGGO (1951), y luego por URBANI Y RODRÍGUEZ (2004) (Ver Figura 2.5), los cuales, definen la orientación espacial aproximada de las discontinuidades del macizo rocoso. CARVALLO (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 diaclasas. Los primeros muestran una orientación preferencial NE con buzamiento hacia el norte. En cuanto a las diaclasas, se identificaron seis familias, discriminadas en tres principales y tres secundarias.

A continuación se reportan los resultados obtenidos por CARVALLO (2000), proveniente del análisis modal de las orientaciones de los planos de foliación y diaclasas, a través de la representación en proyecciones hemisféricas en red equiareal. (Tabla 2.2)

Discontinuidades sistemáticas	orientación
Foliación F1	N70°E60°N
Foliación F2	N50°E40°N
Diaclasa D1	N20°W85°N
Diaclasa D2	N20°W70°S
Diaclasa D3	N30°W85°N
Diaclasa D4	N40°W-V
Diaclasa D5	N25°W80°S
Diaclasa D6	N15°W60°N

Tabla 2.2. Discontinuidades modales en macizo rocoso de Colinas de Bello Monte.
CARVALLO (2000)

Con fines de caracterización geomecánica, a continuación se describen las características de las discontinuidades reportadas en los afloramientos evaluados por CARVALLO (2000), cercanos al tramo en estudio, a fin de extrapolar tales características a las rocas que conforman el subsuelo a través del cual discurrirán los túneles gemelos del tramo en estudio.

Las diaclasas se presentan con frecuencias típicas de 5:1 a 10:1 y aberturas entre 2,5 mm a 10 mm, en ocasiones mayores, con relleno variable de calcita recrystalizada frecuentemente manchada por óxido, cuarzo, y material limoarcilloso, posiblemente proveniente de la lixiviación de suelo residual y/o coluvión. Ocasionalmente algunas están abiertas y sin relleno, con manchas de oxidación sin presencia de agua libre. Las caras internas suelen ser rugosas escalonadas a rugosa planar, con predominio de la primera. El espaciamiento es de cerrado a moderado, entre 80 a 250 mm. La persistencia es baja, entre 1 a 3 metros, ocasionalmente alcanza los 4 metros, con terminaciones en contra de otra discontinuidad o truncadas.

4.4. Geomorfología

En párrafos anteriores se han descrito y fundamentado las características geológicas existentes en la zona de estudio. Con el análisis geomorfológico se

pretende integrar la información geológica con los procesos generadores de las condiciones actuales, basado en la incidencia de las variables morfogenéticas, definición de unidades geomorfológicas, intervenciones antrópicas y geoamenazas.

4.4.1. Incidencia de las variables morfogenéticas

El análisis regional 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 característica 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 esta, 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 consecuencia 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 metareniscas y esquistos cuarzo micáceos de las Brisas. Tal diferencia de potencial morfogenético define la ubicación de los relieves residuales más importantes de la región, siendo los volúmenes resistentes constituidos por el Esquisto de las Brisas, y de los volúmenes blandos constituidos por el Esquisto de las Mercedes. En general, los terrenos correspondientes a los litotipos de meteorización superiores 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 Esquisto de las Mercedes, se observa que los perfiles se tornan 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 Esquisto 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).

4.4.2. Unidades Geomorfológicas del Valle de Caracas

El documento de referencia es el Trabajo Especial de Grado realizado por OROPEZA & ZAMBRANO, (2007). En este se establecen cinco unidades geomorfológicas definidas por:

- (1) La planicie aluvial holocena de los ríos Guaire y Valle.
- (2) Los abanicos torrenciales pleistocenos.
- (3) La cuenca lacustre pleistocena Q_1 en el Rincón del Valle-El Cementerio.
- (4) La depresión alveolar Q_4 - Q_3 de Catia.
- (5) Las terrazas de descarga Q_1 - $Q_{ob}(?)$, dominando las planicies aluviales holocenas. Esta discriminación se realizó en base a la cartografía de los depósitos cuaternarios descritos por los mismos autores. (Ver Figura 2.14).

A continuación se hará referencia a aquellas unidades existentes en la zona de estudio.

Terrazas de descarga Q_1 - $Q_{ob}(?)$: es una unidad conformada por niveles de erosión y descarga, terrazeados y encajados en los depósitos lacustres Q_1 o en formaciones anteriores. Representan manifestaciones de eventos repentinos de desagüe por represamiento lacustre que ocurren a final del Pleistoceno Q_1 y/o probablemente a principio del Holoceno inferior Q_{ob} . Los niveles sucesivos de “terrazas” de descarga y socavamiento lateral dominan de unos metros a la llanura holocena de los drenajes principales.

Planicie aluvial holocena: comprende las áreas mas deprimidas del Valle de Caracas a lo largo de los drenajes principales, mostrando irregularidades como sucesiones de estrangulamientos y ensanchamientos laterales pronunciados, generados por represamiento local y de chorro, impulsados por fenómenos de carga y descarga.

4.4.3. *Intervención antrópica.*

Gracias a sus bondades climáticas y a su ubicación estratégica favorable para actividades económicas, a la ciudad de Caracas se le ha otorgado la división político-territorial de Capital de la República. Por tales motivos, posee en la actualidad una alta densidad de población, tanto en el núcleo urbano, como en sus alrededores.

Las intervenciones sobre la topografía original, con fines urbanísticos, caracterizadas por la realización de extensos cortes y rellenos en materiales en los que, por lo general, no se evaluaron las propiedades mecánicas, así como tampoco se hicieron los estudios pertinentes sobre la modificación de geometrías, de tal forma que éstas resultaran adecuadas. Ello ha traído como consecuencia la inestabilidad generalizada de taludes en zona de pendientes abruptas, como por ejemplo, las Colinas de Bello Monte y Colinas de Santa Mónica. Más aún, se han obstruido redes de drenajes naturales, estableciendo los ejes viales a través de éstos (SINGER, 1983).

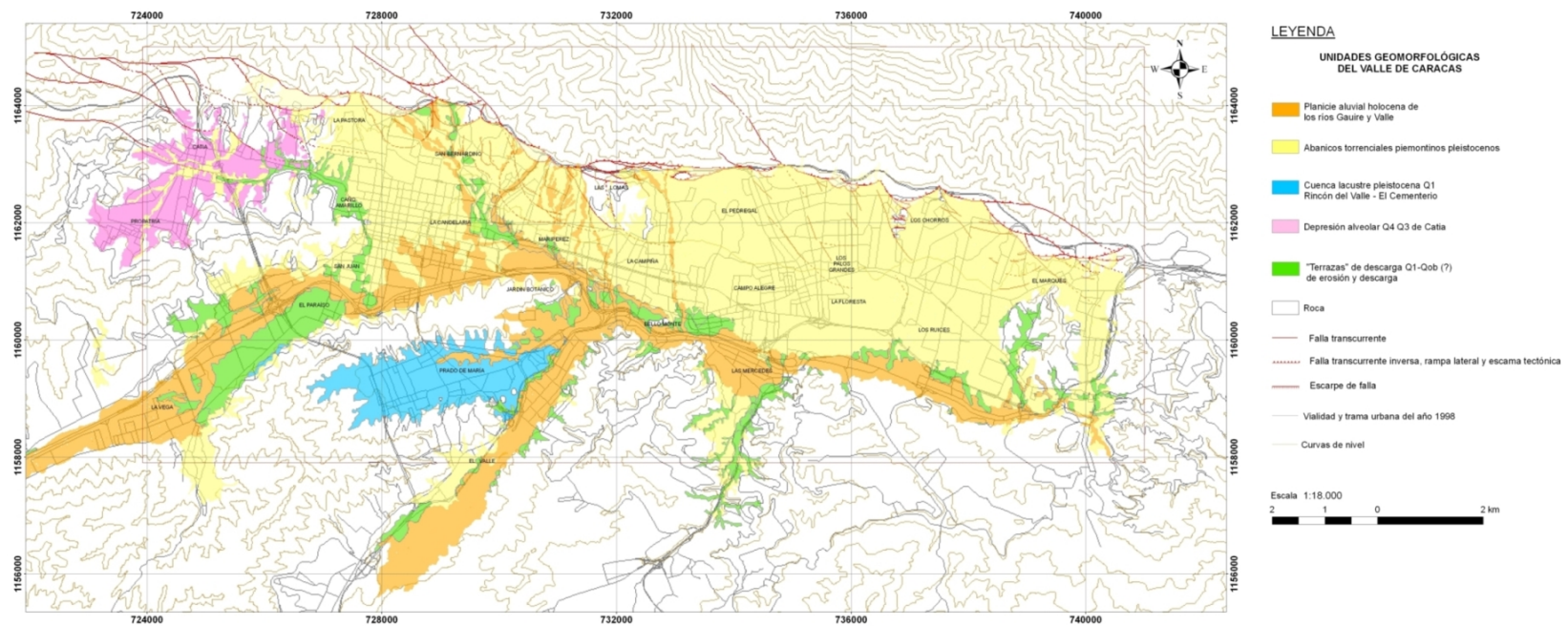


Figura 2.14. Mapa de unidades geomorfológicas del Valle de Caracas. OROPEZA & ZAMBRANO (2007).

DÍAZ QUINTERO (2005), señala que la heterogeneidad de las rocas metamórficas que afloran en el área, merecen especial atención desde el punto de vista geotécnico, ya que, por su experiencia ha comprobado que el intemperismo y las intervenciones antrópicas desmejoran la calidad de la roca en tiempos relativamente cortos, alrededor de 20 años, especialmente cuando se trata de filitas, las cuales, abundan y no han sido cartografiadas con el nivel de detalle que se requiere para estudios geotécnicos, siendo necesario hacer evaluaciones más profundas de índole petrográfico y geoquímico.

Por otra parte, se tiene la invasión de las planicies de inundación del río Guaire, así como los alrededores de las quebradas que bajan del Ávila y desembocan en el río Guaire. De la misma forma, se han embaulado prácticamente la mayoría de estas, subestimándose los caudales que pueden alcanzar cuando los niveles de precipitaciones exceden los volúmenes normales.

4.4.4. Geoamenazas: Vulnerabilidad ante aludes torrenciales, deslizamientos, inundación y riesgo sísmico.

Con el fin de alcanzar el equilibrio entre las condiciones naturales y la ocupación del terreno para la actividad humana, deben incorporarse a la planificación urbana los planes de prevención y mitigación de los riesgos geológicos, para evitar y/o reducir los daños ocasionados por los procesos geodinámicos. En este sentido, varios autores, tales como SINGER (1977,1983), OROPEZA & ZAMBRANO (2007), entre otros, e Instituciones dependientes del estado, como FUNVISIS, FONACIT, así como algunas Universidades del país, han realizado investigaciones para determinar las amenazas geológicas existentes en el Valle de Caracas. Éstas han sido referenciadas en párrafos anteriores, sin embargo, el presente trabajo debe reportar las variables a tomar en cuenta para la ingeniería de detalles de las obras civiles que se construirán en el futuro. Los proyectos deben considerar instalaciones especiales y factores de seguridad necesarios, con el objetivo de 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.

Según OROPEZA & ZAMBRANO (2007), la geomorfología natural de valle colgado de Caracas, hace que la evacuación de los excesos de sedimentos sea impedida por la desconexión y suspensión de los drenajes naturales con respecto al nivel de base regional. En consecuencia, la zona se encuentra sometida a un régimen persistente de ahogamiento aluvial, principalmente las partes más deprimidas, por las que transcurre el drenaje principal. La problemática se evidencia por la sumersión de los estribos rocosos de las colinas ubicadas al sur del Guaire, en secuencias transgresivas de depósitos lacustres causadas por el represamiento del río, dado el aporte masivo de sedimentos en aludes torrenciales (SINGER, 1977). Existen registros relativamente reciente de zonas del Valle de Caracas, así como ha sido evidenciada la naturaleza catastrófica de la mayor parte de los depósitos aluviales de la zona. A continuación se muestra un mapa del área en el que se aprecia los límites de inundación a las adyacencias del río Guaire. (Figura 2.15).

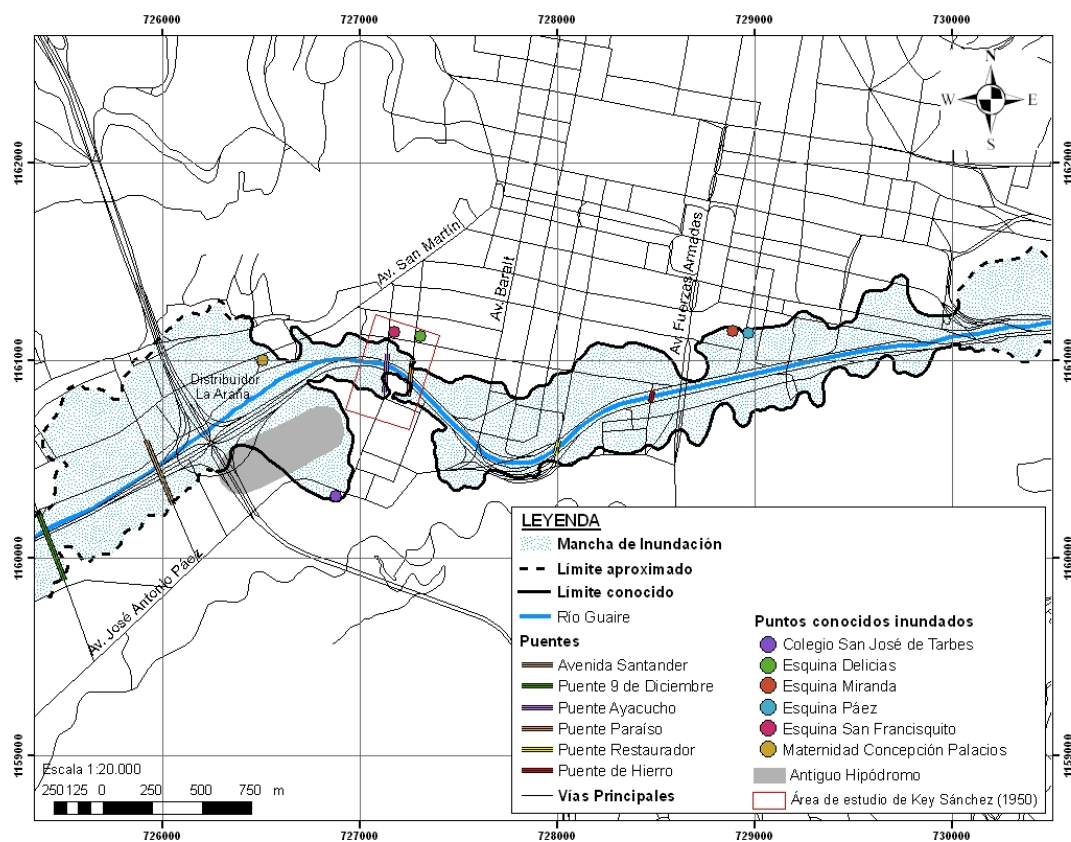


Figura 2.15. Reconstrucción de los límites de la mancha de inundación de la crecida de noviembre de 1949, entre Las Fuentes y Los Caobos. OROPEZA & ZAMBRANO (2007).

El mapa permite observar claramente que el área en estudio es susceptible a ser inundada por el río Guaire. La probabilidad de riesgo es elevada, principalmente debido a la alta densidad de población en las zonas potencialmente inundables. El riesgo puede ser estimado de manera probabilística y determinista. Para ello, se requiere de un levantamiento detallado de las instalaciones comprometidas, así como de la densidad de población existente. En este sentido, las medidas de mitigación deben estar orientadas hacia los sistemas de alerta y evacuación del área ante tales eventos. Con respecto a los nuevos proyectos, se deben tomar en cuenta los riesgos que se corren por inundaciones en el área.

Los eventos de inundaciones, aludes torrenciales, deslizamientos, y precipitaciones están estrechamente relacionados, ya que, las primeras son consecuencias de regímenes de precipitación anormales. Basta recordar la tragedia acontecida en el estado Vargas, en diciembre de 1999, en el que la naturaleza dio muestras de su descomunal fuerza, produciéndose la pérdida de gran cantidad de vidas humanas y materiales. De forma análoga, los depósitos aluviales que bordean por el sur al piedemonte avileño, y que además conforman el subsuelo del Valle de Caracas, son producto de similares procesos geodinámicos, que continuarán ocurriendo en el futuro.

Los deslizamientos de taludes naturales y artificiales en sectores aislados también se atribuyen en parte a los regímenes de precipitaciones abundantes. El suelo residual, producto de la meteorización, al saturarse disminuye su resistencia al corte, aunado a las condiciones geométricas inseguras, es decir, taludes con pendientes muy inclinadas que favorecen los deslizamientos, lo que genera pérdidas de vidas, bienes muebles e inmuebles, así como la incomunicación en la vialidad.

Por otra parte, existen algunos sectores críticos del Valle de Caracas que incrementan la vulnerabilidad de las edificaciones ante la amenaza sísmica, comentada en la parte de geología estructural local de este trabajo. La respuesta de los suelos aluviales, poco consolidados y saturados, ante ondas sísmicas puede ser catastrófica para las estructuras, ya que, amplifican la magnitud del sismo.

Los sedimentos lacustres existentes en la Zona Rental de la Universidad Central de Venezuela representan un peligro potencial para las edificaciones durante eventos sísmicos. Hay antecedentes investigados por DE SANTIS, AUDEMARD Y SINGER, (1985), en los que determinaron relajamiento gravitacional o “lateral spreading” de suelos pertenecientes a la orilla del lago de Valencia, en la población de Güigüe, a causa del terremoto de 1967.

SINGER Y MUÑOZ (1977), reportan la facies litocromas de varvas lacustres, en que alcanzan espesores entre 6 y 15 m de espesor. OROPEZA & ZAMBRANO (2007), hacen lo propio en la Zona Rental de la Universidad Central de Venezuela. Así mismo, el Profesor A. Singer, ha venido haciendo una salida de campo semestral con los estudiantes de la cátedra de Geomorfología, de la Facultad de Ingeniería de la UCV, lográndose estudiar tales afloramientos. El comportamiento de relajamiento lateral puede ocurrir en estos sedimentos, implicando un alto riesgo para las instalaciones del Metro de Caracas que se tienen previsto construir (estaciones y túneles) en el tramo de estudio.

Es importante considerar que los depósitos aluviales, también están conformados por suelos granulares (arenas limosas), saturados, cuyas densidades o pesos unitarios podrían ser bajos, en el orden de 1,5 a 1,3 t/m³ y que no han sido determinadas con precisión en los sondeos exploratorios realizados. Bajo esas condiciones, bancos de materiales con tales características son susceptibles a sufrir licuación. En este sentido, es necesario obtener la caracterización detallada de los suelos in situ, de manera de puntualizar la problemática y evaluar riesgos probables, a fin de mitigarlos con propuestas de diseño geotécnicas.

5. Fundamentos Teóricos relacionados con la Mecánica de Rocas y diseño geotécnico de túneles.

El Marco teórico que a continuación se expone, pretende reflejar los fundamentos científicos y prácticos sobre los cuales se basa la mecánica de rocas y el diseño geotécnico de proyectos de túneles. En este sentido, se hacen referencias y breves interpretaciones sobre los conceptos y criterios de mayor relevancia y empleo

en la actualidad, a fin de sustentar los procedimientos e interpretaciones realizados en este trabajo.

Según González de Vallejo (2002), la Mecánica de Rocas se ocupa del estudio teórico - práctico de las propiedades y comportamiento mecánico de los materiales rocosos, y de su respuesta ante la acción de fuerzas aplicadas en su entorno físico.

A fin de predecir la respuesta de los macizos rocosos ante una determinada actuación que suponga un cambio de sus condiciones iniciales, deben estudiarse propiedades de la roca intacta.

Los ensayos de laboratorio permiten cuantificar las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa que definen su comportamiento mecánico, tales como:

- Naturaleza de la roca.
- Resistencia a la ruptura.
- Deformación en el tiempo.
- Influencia del agua en el comportamiento.
- Respuesta a la meteorización.
- Comportamiento en función del tiempo.

Los ensayos “*in situ*” miden las propiedades de los macizos rocosos en su estado y condiciones naturales a escalas representativas, además de permitir la simulación en el terreno de situaciones a las cuales puede ser sometido el macizo durante la construcción de una obra.

Todos estos factores, han sido agrupados y utilizados por profesionales en el área de la geología, geotecnia y geomecánica, dando origen a la determinación de los *Criterios de Ruptura* y a las *Clasificaciones de los Macizos Rocosos*, a fin de proveer una guía de propiedades de los macizos rocosos, que facilitan tanto el estudio de taludes, así como el diseño de túneles y de los soportes y revestimientos que serán utilizados en el mismo.

Existen diversos sistemas de clasificación y caracterización de macizos rocosos, cuya principal aplicación es la estimación de la respuesta de los mismos ante una obra o proyecto ingenieril. Estos se resumen en la tabla 2.3.

CLASIFICACIÓN	TIPO	APLICACIONES	REFERENCIA
Sistema de clasificación de Terzaghi.	Descriptivo.	Diseño de los soportes de acero en túneles.	Terzaghi, 1946.
Nuevo método austriaco de túneles (NATM).	Descriptivo.	Excavaciones y diseño en terreno poco competente a incompetente (sobrecargados).	Rabcewicz, Müller y Pacher, 1958-1964.
Clasificación unificada de suelos y rocas. (SUC)	Descriptivo.	Partículas y bloques para vialidad.	Deere, 1969.
Índice de designación de la calidad de la roca. (RQD)	Numérico.	Registros de perforaciones (testigos, núcleos, etc.), usado por otros sistemas de clasificación.	Deere, 1969.
Grado de estructura de la roca. (RSR)	Numérico.	Diseño de soporte en túneles.	Whickman, 1972.
Grado del macizo rocoso. (RMR)	Numérico.	Túneles, minería y diseño de fundaciones.	Bieniawski, 1973.
Sistema de clasificación Q.	Numérico.	Diseño del soporte en excavaciones subterráneas.	Barton, 1974.
Básica Geotécnica. (BGD)	Descriptivo.	General.	ISRM, 1981.
Índice de resistencia geológica. (GSI)	Numérico.	Diseño del soporte en excavaciones subterráneas.	Hoek, 1994.
Índice del macizo rocoso. (RMi)	Numérico.	Caracterización general, diseño de soporte, avance de las maquinas excavadoras de túneles (TBM).	Palmström, 1995.

Tabla 2.3. Algunos sistemas de clasificación de macizos rocosos. Traducido y modificado de www.rockmass.net, (2007).

5.1. Criterios de Ruptura

Aunque existen diversos métodos, la resistencia de la matriz rocosa isótropa, puede ser evaluada mediante dos (2) criterios de ruptura: el de Mohr-Coulomb y el de Hoek & Brown. Ambos son utilizados, aunque presentan una diferencia fundamental, el primero es de carácter lineal, el segundo es no lineal y está más adaptado al comportamiento mecánico real de las rocas.

5.1.1. Criterio de Mohr – Coulomb

El criterio de Mohr – Coulomb expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones (González de Vallejo, 2002). De esto se obtiene la relación entre esfuerzos normal y tangencial mediante la expresión:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.1)$$

donde:

τ y σ_n son las tensiones tangencial y normal sobre el plano de ruptura.

c y ϕ son la cohesión y ángulo de rozamiento de la matriz rocosa.

En función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , el criterio se puede expresar por la fórmula:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\Theta + \tan \phi (1 - \cos 2\Theta)]}{\sin 2\Theta - \tan \phi (1 + \cos 2\Theta)} \quad (2.2)$$

lo que permite obtener la resistencia en cualquier plano definido por Θ (Figura 2.16). Para el plano crítico de ruptura, $\theta = 45^\circ + \phi/2$, la expresión anterior se expresará de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3 (1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (2.3)$$

Para $\sigma_3 = 0$, σ_1 será la resistencia de la compresión simple de la roca, expresándose:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.4)$$

Igualmente se puede obtener el valor de resistencia a la tracción mediante la expresión 2.5.

$$\sigma_t = \frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.5)$$

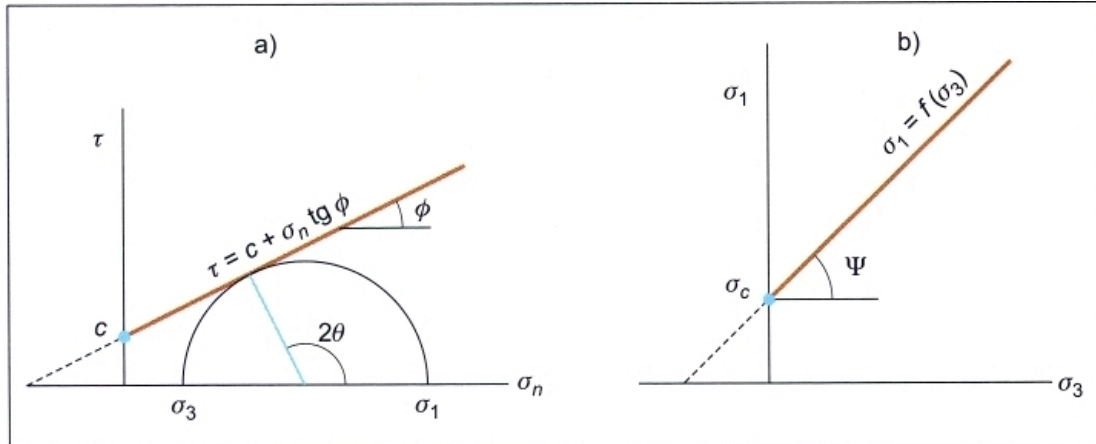


Figura 2.16. Envolventes de Mohr-Coulomb en términos de (a) esfuerzos tangenciales y normales y (b) esfuerzos principales. Para un estado tensional situado por debajo de las envolventes, no se producirá rotura. Fuente: GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002).

El criterio de Mohr-Coulomb implica que la fractura ocurre por corte, al alcanzarse la resistencia tope del material. Este criterio es bastante sencillo, pero presenta algunos inconvenientes importantes:

- Suele presentar errores al considerar los esfuerzos actuantes en zonas de bajos esfuerzos confinantes, ya que se ha demostrado mediante experimentación, que las resistencias de las rocas aumenta menos con el incremento de la presión normal de confinamiento, que lo obtenido al considerar un sistema lineal.
- La dirección de los planos de fractura, no siempre coincide con los resultados experimentales.
- Sobrevalora la resistencia a la tracción.

Para que el criterio sea lo más preciso posible, se recomienda:

- Suponer el valor de la cohesión aproximadamente como el 10% de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa.

5.1.2. Criterio de Hoek & Brown

Lo mas recomendable para evaluar la resistencia de una matriz rocosa, es utilizando un criterio no lineal donde la gráfica generada, es una curva cóncava. El criterio de Hoek & Brown (1980), es empírico de ruptura no lineal, valido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isótropa en condiciones triaxiales, cumpliendo con las condiciones que limitan el criterio de Mohr-Coulomb. La expresión utilizada se expresa de la siguiente manera:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2} \quad (2.6)$$

donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en la ruptura, σ_{ci} es la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa y m_i es una constante que depende de las propiedades de la matriz rocosa. (GONZÁLEZ DE VALLEJO, 2002). Mediante la ecuación (2.9), se puede graficar la envolvente de falla. (Figura 2.17).

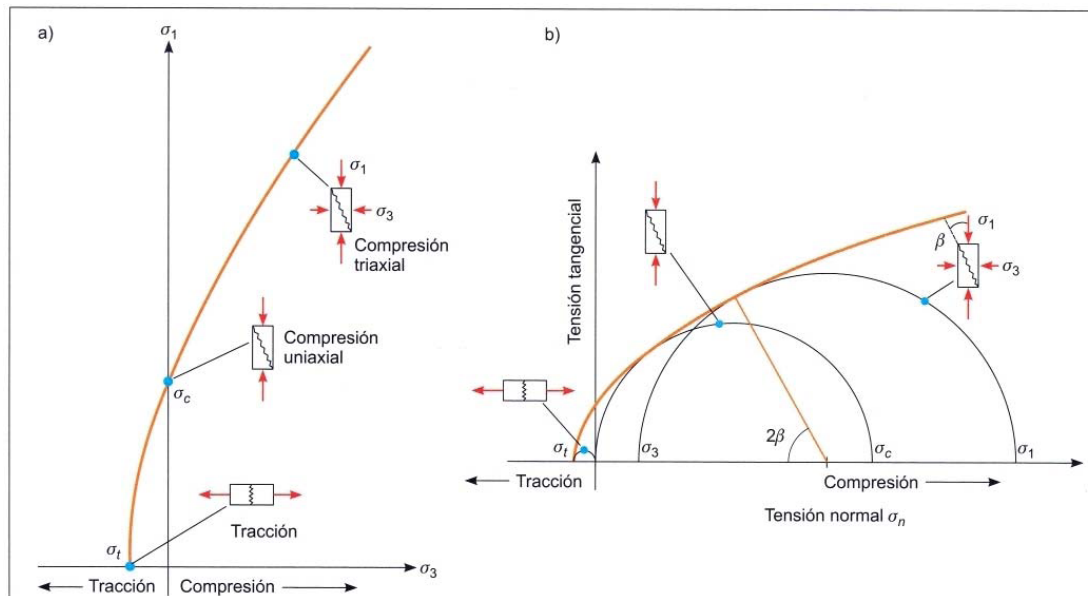


Figura 2.17. Envolventes de ruptura según el criterio de Hoek & Brown en función de: (a) esfuerzos principales y (b) esfuerzos normales y tangenciales. Fuente: GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002).

En términos de esfuerzos normalizados con respecto a σ_{ci} , el criterio expresado adimensionalmente, se presenta de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (2.7)$$

Si en la fórmula (2.7), se sustituye $\sigma_3 = 0$, el valor de σ_1 será la resistencia de la roca a la compresión simple. Para $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_t$, la resistencia a la tracción se obtiene por medio de la siguiente formula:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right) \quad (2.8)$$

En función de los esfuerzos tangenciales y normales, la expresión viene dada por:

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_t}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (2.9)$$

donde σ_t es la resistencia a la tracción y A, B son constantes dependientes de m_i .

El valor de σ_{ci} debe ser estimado en ensayos de laboratorio, o a partir de ensayos de carga puntual.

El parámetro m_i se obtiene realizando ensayos triaxiales, en caso de no ser posible, se puede obtener por medio de la bibliografía. (Tabla 2.4).

El valor de m_i , también puede ser calculado a partir de la ecuación 2.7, sustituyendo los valores $\sigma_1=0$ y $\sigma_3=\sigma_t$, dando como resultado la ecuación siguiente:

$$m_i = \frac{\sigma_t^2 - \sigma_{ci}^2}{\sigma_t \sigma_{ci}} \quad (2.10)$$

Tipo de roca y valor de la constante m_i				
Sedimentarias clásticas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásticas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gneiss (*)	33
	Cuarcita	24	Esquisto (*)	4-8
	Migmatita	(30)	Filita (*)	(10)
	Anfibolita	25-31	Pizarra (*)	9
	Milonita	(6)		
Ígneas	Granito	33	Diorita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	19
	Granodiorita	(30)	Gabro	27
	Dacita	(17)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Hoek y Brown, 1997. Los valores entre paréntesis son estimados.
 (*) Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor de m_i será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.

Tabla 2.4. Tabla de estimación de la constante m_i de acuerdo al tipo de roca. Fuente: GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002).

5.2. Evaluación de las propiedades físicas de la roca intacta.

Las propiedades físicas de la roca intacta son determinadas mediante pruebas de laboratorio. Para ello, se realizan una serie de ensayos que permiten definir los parámetros característicos de cada espécimen de roca y de esta manera, poder tener una interpretación del comportamiento del macizo rocoso.

Los ensayos realizados para evaluar las propiedades físicas de la roca intacta se describen a continuación:

5.2.1. Método de ensayo para determinar densidad y absorción en roca (ISRM, 1977)

Antes de determinar la densidad de la roca, es necesario utilizar un método práctico que permita obtener el valor de la densidad de la muestra, siendo el más común el método por desplazamiento de agua.

- Aparatos y equipos necesarios

Un horno capaz de mantener una temperatura de 105°C con $\pm 3^\circ\text{C}$ de tolerancia, por al menos 24 horas.

Un contenedor hecho de un material no corrosible.

Una balanza de capacidad adecuada, capaz de medir con una precisión de 0,01% del peso de la muestra.

La densidad puede ser calculada por la expresión:

$$\delta_r = \frac{W_{1s}}{W_{1s} - W_{2s}} \times \delta_w \quad (2.11)$$

donde: δ_r es la densidad de la muestra, W_{1s} es el peso de la muestra seco en el aire, W_{2s} es el peso de la muestra sumergida, δ_w es la densidad del agua.

La absorción en una roca, no es mas que la diferencia entre la cantidad de agua que retiene en peso y el peso de la muestra seca.

Para determinar la absorción en roca se necesitan los mismos aparatos y equipos utilizados para determinar la densidad. El cálculo de la absorción se realizar por la siguiente expresión:

$$\%Abs = \frac{W_1 - W_s}{W_s} \times 100 \quad (2.12)$$

donde: %Abs es el porcentaje de absorción de la muestra, W_s es el peso de la muestra seca, W_1 es el peso de la muestra saturada con superficie seca.

5.2.2. Método de ensayo para determinar el Índice de Resistencia de Carga Puntual en rocas (ASTM D 5731-02, 2002)

Este ensayo consiste en aplicar una carga concentrada sobre una muestra de roca, mediante un par de puntas cónicas, en la dirección de su menor dimensión, hasta producir la ruptura del testigo.

El ensayo de carga puntual es usado como un índice para determinar y clasificar la dureza de la roca o de los materiales ($I_s(50)$).

Este ensayo es realizado para determinar el índice de carga puntual ($I_s(50)$) así como también la resistencia a la compresión sin confinar de núcleos o muestras

irregulares de roca. (ASTM D 5731 – 02, 2002). El valor $I_s(50)$ puede ser determinado por las fórmulas:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (2.13)$$

$$I_s(50) = I_s \times f \quad (2.14)$$

$$f = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0,45} \quad (2.15)$$

donde P es la carga de falla, D_e es el diámetro equivalente del núcleo, f es el factor de corrección del tamaño. Las muestras de roca a ser ensayadas pueden tener forma cilíndrica (núcleos), bloques regulares o muestras de mano irregulares, sin necesidad de someterlas a preparaciones especiales, siempre que se cumpla con los requisitos de tamaño y forma para los diferentes tipos de ensayos, tal como se indica en la figura 2.18.

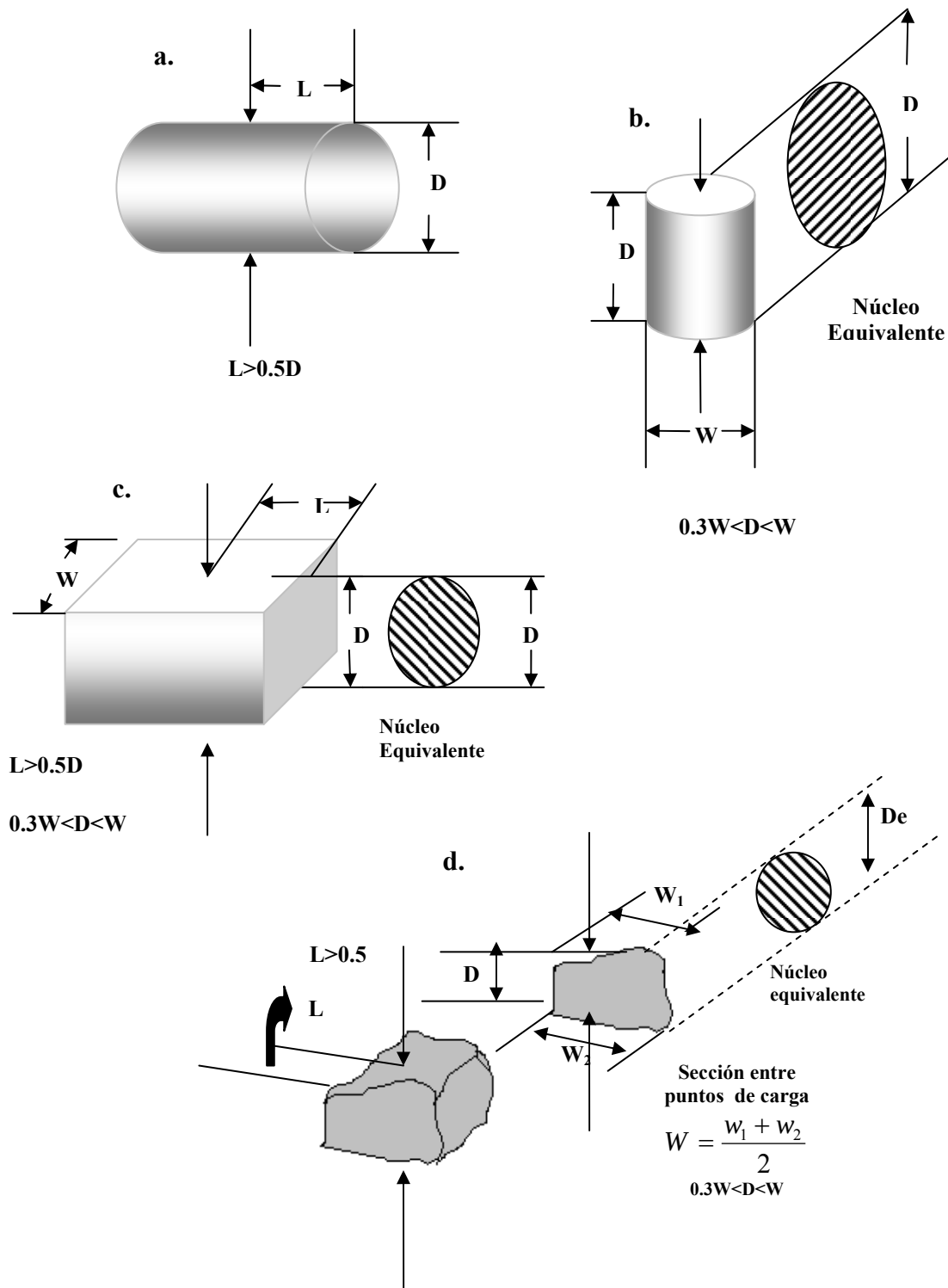


Figura 2.18. Requerimientos geométricos para el ensayo de Carga Puntual: a. Diametral, b. Axial, c. Bloque, d. Bloque irregular FUENMAYOR (2001), modificado de DE MARCO (1995).

Se puede estimar la resistencia a la compresión uniaxial a partir del $I_s(50)$, utilizando la fórmula:

$$\sigma_{ci} = C \times I_s(50) \quad (2.16)$$

donde σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial, C factor que depende del tamaño del núcleo y puede ser determinado por la tabla (2.5)

Tamaño del núcleo (mm)	Valor generalizado de C
20	17,5
30	19
40	21
50	23
54	24
60	24,5

Tabla 2.5. Valor generalizado de C, de acuerdo al tamaño del núcleo. (ASTM D 5731-02, 2002)

- Aparatos y equipos necesarios

El equipo para realizar el ensayo, consiste en un sistema de carga (placas de necesaria para romper la muestra y un sistema para medir la distancia (D) entre las puntas de carga, con las siguientes especificaciones:

- o El sistema de carga debe poder ajustarse para ensayar muestras de roca con un tamaños entre 2,5 y 10 cm. preferiblemente.
- o La capacidad de carga debe ser suficiente para romper las muestras más grandes y resistentes. Una capacidad de 5000 Kg. es suficiente para las dimensiones indicadas anteriormente.
- o 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.
- o Las placas de carga deben tener forma cónica (60°), truncada esféricamente ($r=5\text{mm}$). Deben estar construidas de material suficientemente duro (tungsteno o acero), que no se dañe durante el ensayo.

- o 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.
- o 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.
- o 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.

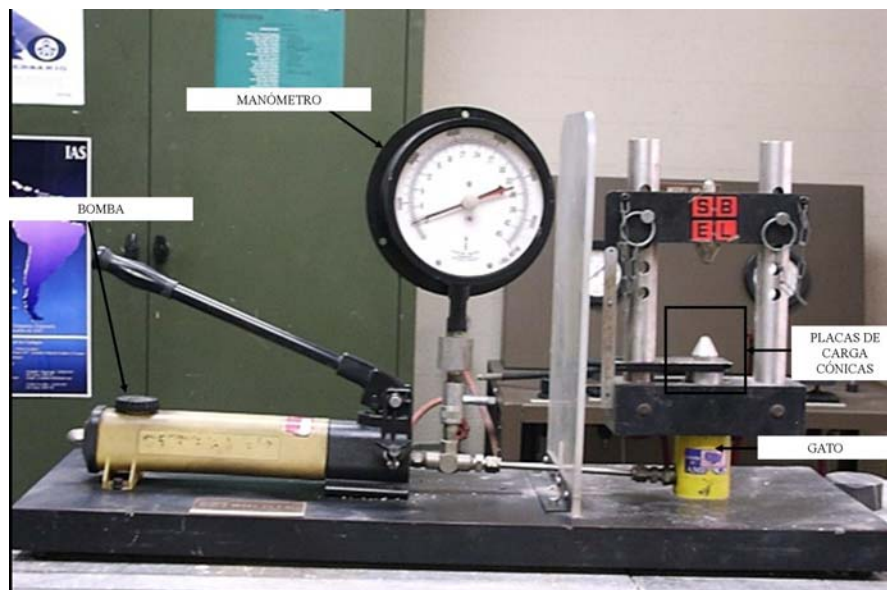


Figura 2.19. Equipo para ensayo de carga puntual, modelo PTL-10. Modificado de FUENMAYOR (2001).

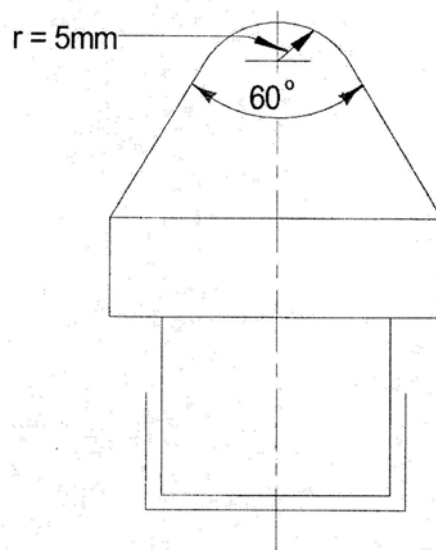


Figura 2.20. Equipo de Carga Puntual, Detalle de las placas de carga cónicas. (DE MARCO, 1995)

El ensayo debe ser rechazado o invalidado si la fractura no se asemeja a los modelos mostrados a continuación (Figura 2.21).

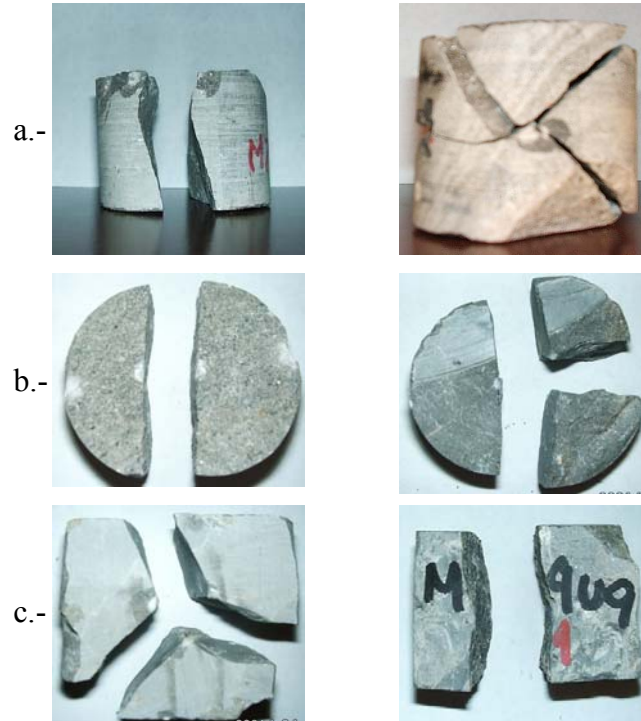


Figura 2.21. Modos de falla típicos: a.- Ensayos diametrales, b.- Ensayos Axiales, c.- Ensayos en bloques. (FUENMAYOR, 2001)

5.2.3. *Método de ensayo para determinar la Velocidad de Pulso y Constantes Elásticas Ultrasónicas en rocas. (ASTM D 2845-00, 2000).*

El método para determinar la velocidad de onda compresional y de corte, fue el método de pulso ultrasónico. Este consiste en generar un pulso mecánico, que se hace pasar a través de la muestra por medio de cabezales piezoeléctricos, que convierten un pulso eléctrico proveniente de un generador, a un pulso mecánico capaz de atravesar la roca. Este método es válido para medir velocidad de ondas en rocas isotrópicas y anisotrópicas, aunque las velocidades obtenidas en algunas rocas anisotrópicas pueden ser influenciadas por factores como dirección, distancia de viaje de la onda, diámetro de la muestra, y diámetro de los cabezales.

Las constantes elásticas ultrasónicas son calculadas a partir de las medidas de velocidad de ondas y densidad bulk. Las mismas son determinadas por frecuencias de pulsos ultrasónicos, que usualmente se encuentran por encima del rango de audición perceptible por el ser humano.

La evaluación de los ultrasonidos en roca, es útil para la predicción de propiedades estáticas. Estas propiedades son, a su vez, útiles en el diseño ingenieril.

Para la realización de este ensayo las muestras deben seguir las siguientes características:

- Es recomendable que la mínima dimensión lateral del radio de la distancia de viaje del pulso, no exceda los 5x. Los resultados de las velocidades de pulso no deben ser medidos cuando los valores del radio sean mayores al valor antes indicado.

Las constantes elásticas pueden ser determinadas a partir de las siguientes expresiones:

$$V = \frac{L}{T} \quad (2.17)$$

donde V es la velocidad de propagación de la onda (m/s), L es la longitud del núcleo de roca (m) y T es el tiempo de viaje de la onda (s).

$$E = \frac{\left[\rho V_s^2 (3V_p^2 - 4V_s^2) \right]}{(V_p^2 - V_s^2)} \quad (2.18)$$

donde, E es el módulo de elasticidad o módulo de Young (MPa), ρ es la densidad de la roca (kg/m^3), V_s es la velocidad de la onda de corte y V_p es la velocidad de la onda de compresión.

Módulo de rigidez (G) (MPa):

$$G = \rho V_s^2 \quad (2.19)$$

Módulo de Poisson (ν):

$$\nu = \frac{(V_p^2 - 2V_s^2)}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (2.20)$$

Constante de Lamé (λ) (MPa):

$$\lambda = \rho(V_p^2 - 2V_s^2) \quad (2.21)$$

Módulo de Bulk (K) (MPa):

$$K = \frac{\rho(3V_p^2 - 4V_s^2)}{3} \quad (2.22)$$

La diferencia que existe entre la determinación de las velocidades de onda compresional y de corte, consiste solo en la dirección de penetración del pulso mecánico generado por los cabezales piezoeléctricos. La onda de compresión penetra en el núcleo verticalmente, con un avance resultante del efecto de presión en cadena, por su parte, la onda de corte penetra en el mismo sentido de la onda compresional, pero se propaga en forma de corte o de cizalla. SANSEVIERO, (1996).

- Aparatos y equipos necesarios

Para la determinación de la velocidad de pulso ultrasónico es necesario un medidor de velocidad de pulso ultrasónico y 2 transductores. Este ensayo permite determinar la velocidad de la onda P (onda de corte), en un núcleo de roca. (Figura 2.22).

Esta unidad está compuesta por un generador de pulsos electrónicos y voltaje externo o amplificador de potencia (si es necesario). Un voltaje de salida en forma de rectángulo o un pulso de onda sinusoidal vallado es satisfactoria. El generador tendrá un voltaje de salida con un valor máximo después de amplificación de al menos 50 V en un 50-V impedancia de carga. Una variable amplia de pulso, con un intervalo de 1

a $10 \mu s$ es deseable. La tasa de repetición del pulso puede ser calculada a 60 repeticiones por segundo o menos, aunque un rango de 20 a 100 repeticiones por segundo es lo más recomendable. El generador de pulsos tendrá también un disparador de salida de pulsos para activar el osciloscopio. Habrá un retraso de la variable principal de la salida de pulsos con respecto a la activación de la salida de pulsos, con un mínimo rango de 0 a $20 \mu s$.



Figura 2.22. Equipos usados en el ensayo para la obtención de la velocidad de Onda P en roca. Medidor de pulso ultrasónico UPV-E48. Foto: ALVAREZ, (2007).

Los transductores o cabezales se compondrán de: un transmisor que convierte impulsos eléctricos en impulsos mecánicos y un receptor que convierte pulsos mecánicos en impulsos eléctricos. Las condiciones ambientales tales como la temperatura ambiente, la humedad, la humedad, y el efecto debe considerarse sobre los resultados. Este ensayo determina principalmente las ondas de cizalla en la roca. Longitud de onda es la velocidad de la onda en la roca de muestra, dividida por la frecuencia de resonancia del transductor.

Pantalla y Unidad de toma de tiempo (cronometro): La Unidad de pulso de voltaje aplicado a la transmisión de transductor y el voltaje de salida de la recepción de transductor se visualiza en un osciloscopio de rayos catódicos, para la observación

visual de las formas de onda. El osciloscopio debe tener una respuesta esencialmente entre una frecuencia de 5 kHz y 4:3 la frecuencia de resonancia de los transductores. Consta de dos líneas, o de doble traza, de manera que las dos ondas pueden ser mostradas al mismo tiempo, y por separado sus amplitudes controladas. El osciloscopio se desencadena por un pulso producido por el generador de impulsos. El cronometro debe ser capaz de medir intervalos de entre 2 μ s y 5 μ s con una precisión de 1 parte en 100. El tiempo de viaje circuito de medición deberán ser calibrados periódicamente en lo que respecta a su exactitud y linealidad en el rango del instrumento. Se recomienda que la calibración de la medición de tiempo de circuitos ser comprobado al menos una vez al mes, y después de todas las graves consecuencias que el instrumento puede recibir.

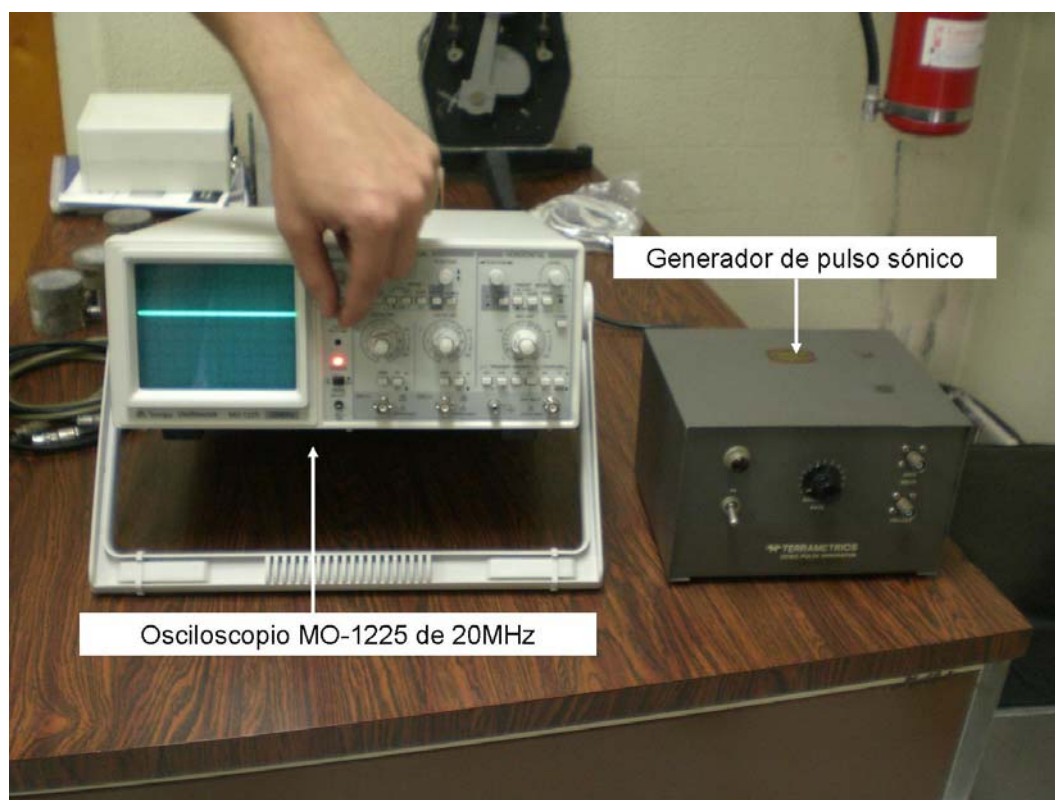


Figura 2.23. Osciloscopio y generador de pulso sónico usados en el método de ensayo para determinar la velocidad de pulso y constantes elásticas ultrasónicas en rocas. Foto: ALVAREZ, (2007)

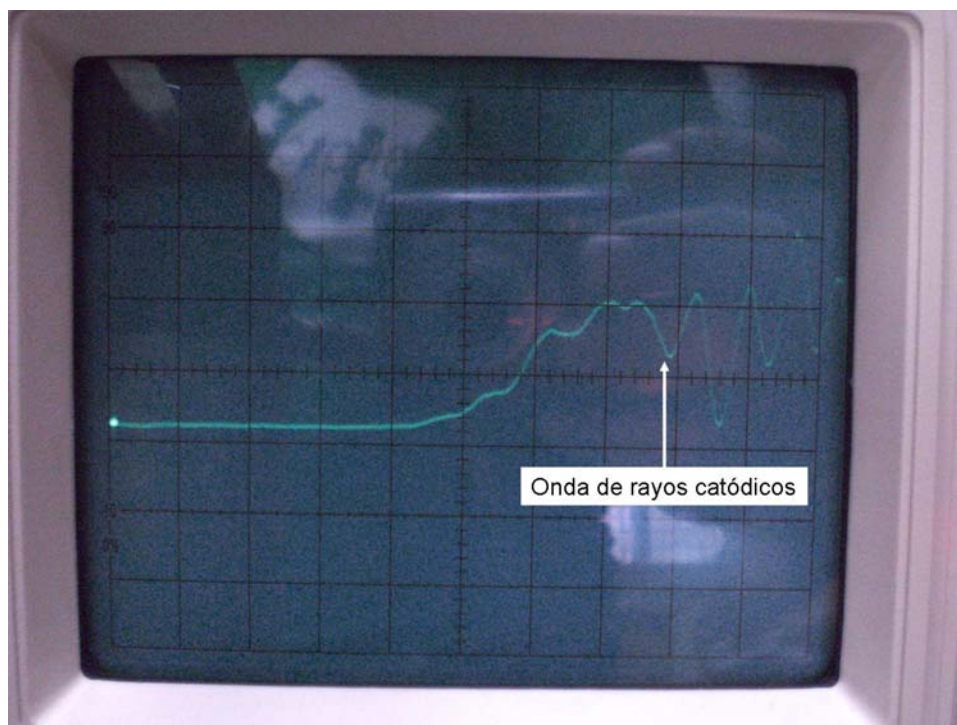


Figura 2.24. Onda visualizada en el osciloscopio de rayos catódicos modelo MO-1225. Foto: ALVAREZ, (2007)

5.2.4. Método de ensayo para determinar la Resistencia a la Compresión sin Confinar de especímenes de núcleos de roca intacta (ASTM D 2938 – 95 R02).

El método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión sin confinar, de especímenes de núcleos de roca intacta es utilizado para determinar fórmulas de diseño, y algunas veces es usado como índice de propiedades para determinar el método apropiado de excavación.

Este ensayo de laboratorio, no refleja del todo las características y propiedades del macizo rocoso (*in situ*), debido a que estas están influenciadas por las diaclasas, juntas, fallas, homogeneidad o heterogeneidad, planos de debilidad y otros factores. En general, estos ensayos de laboratorio son usados como una referencia para las aplicaciones ingenieriles.

Para calcular la resistencia a la compresión sin confinar, de especímenes de núcleos de roca intacta (σ) se debe utilizar la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (2.23)$$

donde, P es la carga máxima soportada por la muestra (kg) y A es el área de la sección de la probeta (cm²).

- Aparatos y equipos necesarios

Prensa para la aplicación y medida de la carga axial sobre la probeta, a una velocidad controlada. (Figuras 2.29 y 2.30).

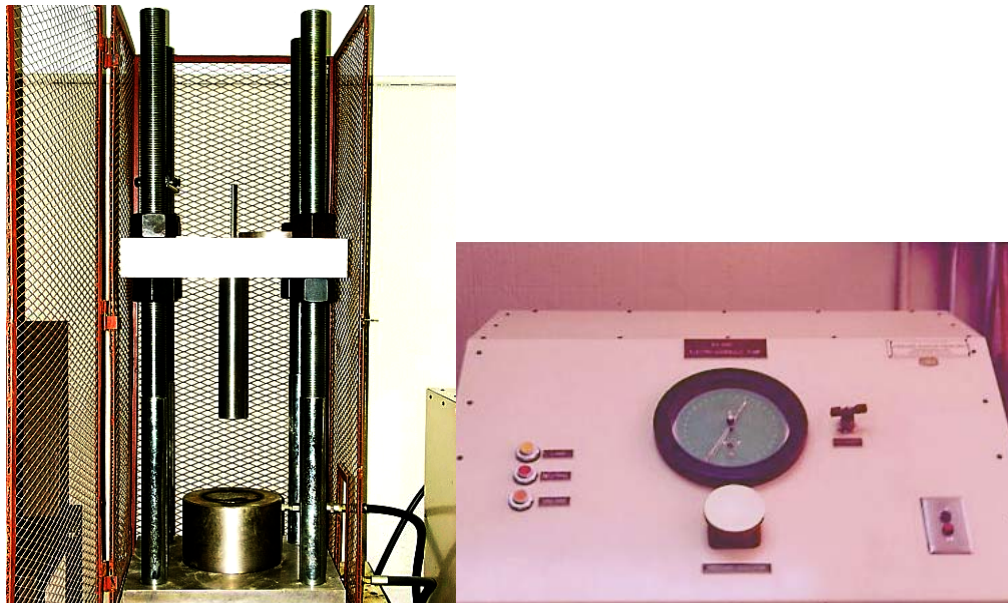


Figura 2.25. Prensa de carga y bomba electro-hidráulica, marca Structural Behavior Laboratories (SBEL), modelo EH-1000, con capacidad de 120000 Kg. Propiedad del Laboratorio de Mecánica de Rocas, del Departamento de Ingeniería de Minas U.C.V. (FUENMAYOR, 2001)

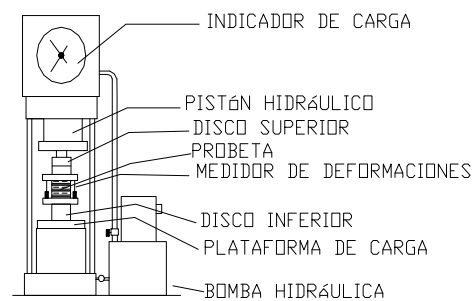


Figura 2.26. Disposición de la muestra en el ensayo de compresión uniaxial (FUENMAYOR, 2001)

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.

- Preparación de las muestras

La probeta de roca debe ser completamente cilíndrica, con una altura de 2 a 2.5 veces su diámetro, el cuál no debe ser inferior a 54 mm. Generalmente se usan núcleos provenientes de perforaciones, de diámetro NX o superior. El diámetro de la muestra debe ser por lo menos 10 veces del mayor grano que constituye la roca. El Comité Conjunto del Concreto Armado (CCCA) (1976), en su norma Ag 25: “Método de Ensayo para determinar la Resistencia a la Compresión de Piedra Natural Para La Construcción”, establece que: “...Las probetas de ensayo podrán ser cubos, prismas rectos o cilindros...”, “...la dimensión lateral (distancia entre caras verticales opuestas), no deberá ser menor de 5 cm (NOTA 1) y la relación entre la altura (NOTA 2), y la dimensión lateral, no deberá ser menor de 1:1...”

Los extremos del núcleo deben ser planos, lisos y perpendiculares a su eje, permitiéndose las siguientes tolerancias: cara/eje = 0.06° y cara/cara = 0.25° . Los lados de la muestra deben ser lisos y libres de irregularidades o desviaciones sobre 0.3 mm. El tratamiento de los extremos de la probeta debe hacerse por medios mecánicos; no se permite el uso de “capping”.

Al finalizar el ensayo, para tomar los resultados arrojados como válidos, las muestras deben fracturarse de acuerdo a los patrones observados en la figura 2.27.

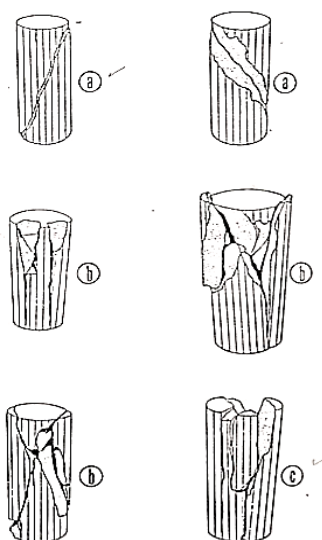


Figura 2.27. Ejemplos de fracturas en muestras de roca
(CASTILLEJO, 1993)

- CLASIFICACIÓN

En la tabla 2.6, 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).

Clasificación de la roca	Co (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

Tabla 2.6. Clasificación de la roca en función de su resistencia a la compresión uniaxial.
(FRANKLIN, 1989)

Tabla 2.7. Estimación en campo de la resistencia a la compresión sin confinar de la roca intacta. (DE MARCO, 2003)

Grado *	Descripción de la roca	Resistencia a la compresión uniaxial estimada (MPa)	Índice de carga puntual (MPa)	Identificación en campo	Ejemplos
R6	Extremadamente resistente	> 250	> 10	La muestra sólo puede ser astillada por la piqueta.	Basalto fresco, chert, diabasa, gneis, granito, cuarcita.
R5	Muy resistente	100 – 250	4 – 10	La muestra requiere varios golpes de la piqueta para fracturarla.	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneis, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4	La muestra	Caliza,

				requiere más de un golpe de la piqueta para fracturarla.	mármol, filita arenisca, esquisto, lutita.
R3	Medianamente resistente	25 – 50	1 – 2	No puede ser desconchada por navaja, la muestra puede ser fracturada por un golpe fuerte de la piqueta.	Arcilita, carbón, concreto, esquisto, lutita, limolita.
R2	Débil	5 – 25	**	Puede ser desconchada con una navaja con dificultad. Puede ser mellada superficialmente por un golpe con la punta de la piqueta.	Tiza (creta), sal de roca, potasa.
R1	Muy débil	1 – 5	**	Se disgrega por golpes fuertes de	Roca altamente

				la punta de la piqueta. Puede ser desconchada por una navaja.	meteorizada o alterada, lutita.
R0	Extremadamente débil	0,25 – 1	**	Mellada por la uña del pulgar.	Relleno de falla, rígido.

* Grado de acuerdo con Brown (1981)

** Ensayo de carga puntual en rocas cuya resistencia a la compresión uniaxial es menor de 25MPa, puede presentar resultados ampliamente ambiguos

Continuación Tabla 2.7.

5.2.5. *Método de ensayo para determinar la Resistencia a la Tracción Indirecta en especímenes de núcleos de roca intacta (ASTM D 3967 – 95A R01).*

El ensayo de resistencia a la tracción indirecta o ensayo brasilero, parece ofrecer una alternativa deseable, porque es mucho más simple y de bajo costo. Este ensayo, consiste en medir la resistencia a la tracción uniaxial de una probeta de roca indirectamente, asumiendo que la ruptura se produce por tracción cuando la roca se somete a un estado de esfuerzos biaxial, con un esfuerzo principal fraccional y otro compresivo de magnitud no superior a 3 veces el esfuerzo traccional.

Se aplica una carga vertical compresiva sobre un disco o cilindro de roca, que se coloca en horizontal entre dos placas a través de las cuales se transmite la fuerza para conseguir su ruptura. Se pueden emplear placas planas o esféricas cóncavas para transmitir las cargas.

Para calcular la resistencia a la tracción, de especímenes de roca intacta (σ_t) se debe utilizar la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi LD} \quad (2.24)$$

donde, P es la máxima carga aplicada (kg), L es el espesor de la muestra y D es el diámetro de la muestra.

- Aparatos y equipos 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.

- Preparación de las muestras

El espécimen de roca debe tener forma de disco, de por lo menos 50 mm de diámetro y espesor de 0.5 veces su diámetro. Generalmente se usan núcleos provenientes de perforaciones, de diámetro NX o superior.

La superficie cilíndrica debe estar libre de marcas y cualquier irregularidad a través del espesor del disco no debe exceder 0.025 mm.

Los extremos de la muestra deben ser planos y paralelos, permitiéndose tolerancias de 0.25 mm y 0.25 ° respectivamente.

La periferia del disco se debe recubrir con una capa de cinta adhesiva, a fin de reducir posibles irregularidades de contacto.

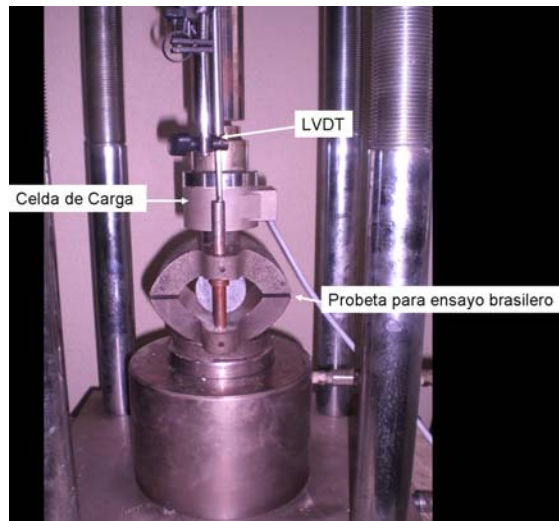


Figura 2.28. Muestra preparada para ensayo de Tracción Indirecta (brasileiro). Foto: ALVAREZ, (2007)



Figura 2.29. Fractura Típica de Ensayo de Tracción Indirecta. Foto: FUENMAYOR (2001).

5.2.6. Método de ensayo para descripción Petrográfica (ISRM, 1977)

La descripción petrográfica de rocas para propósitos ingenieriles incluye la determinación de todos los parámetros que no pueden ser obtenidos en la descripción macroscópica de muestras de mano, así como los parámetros que pueden ser determinantes en la mecánica de la roca y del macizo rocoso. El método para hacer la

descripción es mediante secciones finas y el uso de microscopios petrográficos de luz polarizada.

Para asegurar una correcta clasificación, el primer paso a seguir debe ser determinar la composición mineralógica y la textura de la roca. Análisis más profundos de las secciones finas permiten determinar análisis mineralógico, determinación del grado de alteración, presencia o ausencia de fracturas, porcentaje de minerales opacos (vistos bajo luz reflejada) y el tamaño de granos.

Una sección fina tiene dimensiones de 25 x 45 mm aproximadamente, y un espesor entre 1 y 2 mm. En la figura 2.30 se puede observar la sección fina de una roca, preparada para descripción en microscopio petrográfico.

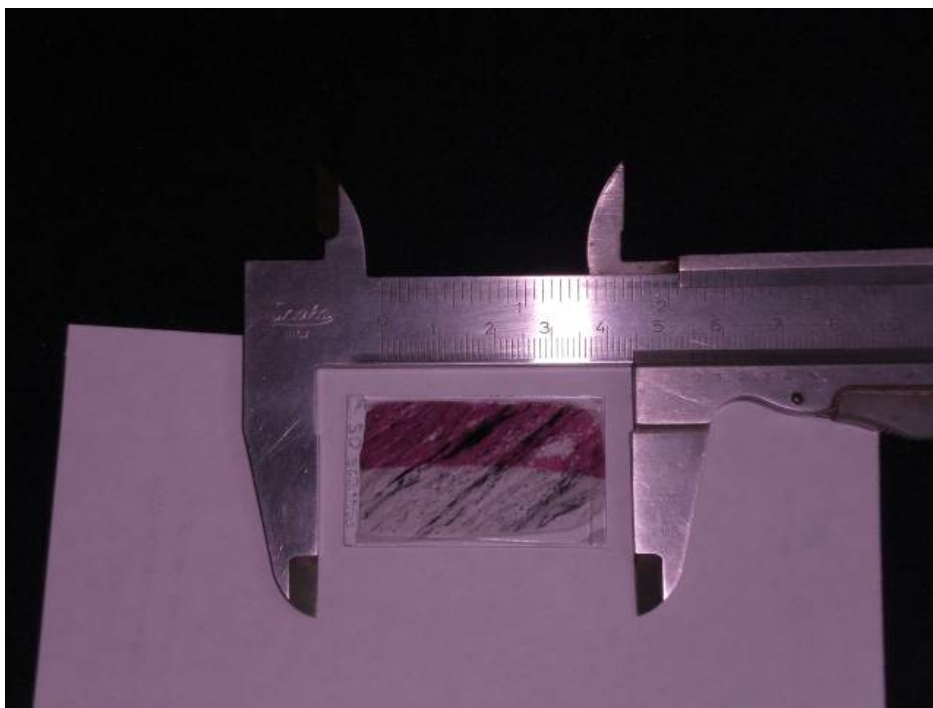


Figura 2.30. Sección fina. Foto: ALVAREZ, (2007)

- Aparatos y equipos necesarios

El equipo necesario para realizar la descripción petrográfica de las muestras de roca en secciones finas, consiste en un microscopio de luz polarizada para rocas (Figura 2.31), cámara fotográfica y una lámpara para observar minerales metálicos bajo luz reflejada.

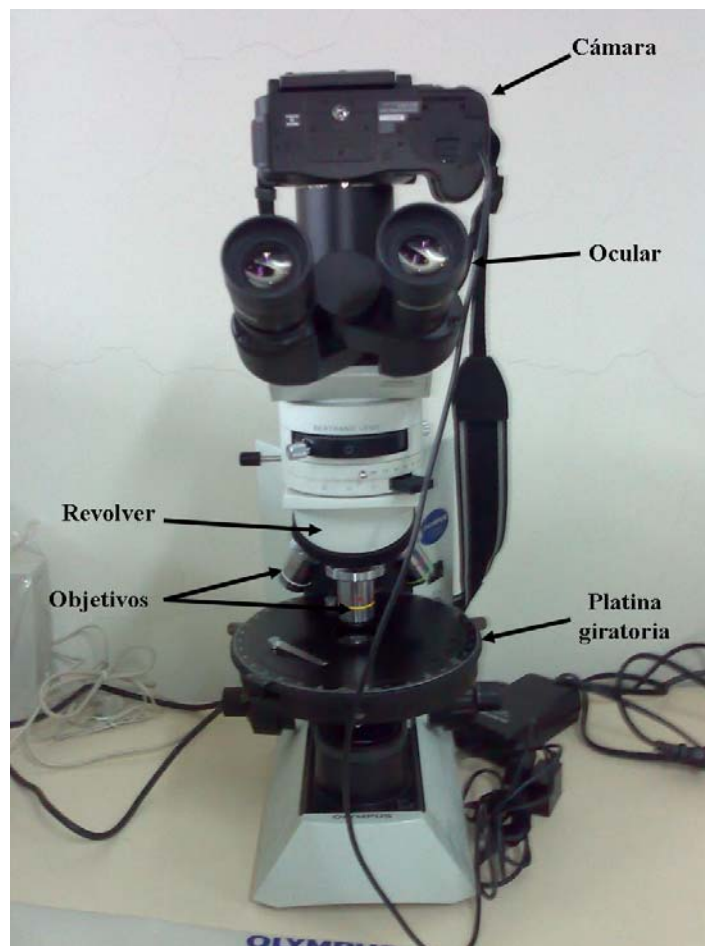


Figura 2.31. Microscopio petrográfico. Mod. Olympus CDX10. Laboratorio de petrografía ígneo – metamórfica. Departamento de Geología, UCV. Foto: ALVAREZ, (2007)

5.3. Clasificación geomecánica de los macizos rocosos

Las clasificaciones geomecánicas, tienen por objeto caracterizar un determinado macizo rocoso en función de una serie de factores o parámetros, a los que se les asigna cierto valor y determinan su comportamiento mecánico, como son:

- Propiedades de la matriz rocosa.
- Discontinuidades:
 - Frecuencia.
 - Tipos.

- o Propiedades hidrogeológicas.
- o Características físicas/geológicas.
- Grado de meteorización o alteración.
- Estado de tensiones “*in situ*”.
- Presencia de agua.

Las distintas clasificaciones de macizos rocosos permiten, mediante observación, interpretación y realización de algunos ensayos de laboratorio, la caracterización geotécnica/geomecánica, para fines de diseño ingenieril en obras civiles.

A continuación se presentan los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, basados en propiedades geomecánicas del medio, así como en estimaciones realizadas de las rocas y los macizos del área en estudio, a fin de obtener los valores para caracterizarlos y estimar los sostenimientos necesarios en los túneles.

5.3.1. Clasificación según el estado físico de una roca. FLORES CALCAÑO (M.O.P,1962)

El geólogo Carlos E. Flores Calcaño publicó una clasificación en su trabajo “*Representaciones gráficas de los términos geotécnicos más usuales*” (1962), donde maneja cuatro (4) parámetros:

1. Tipo de material (Roca).
2. Meteorización.
3. Dureza.
4. Grado de fracturamiento.

Material	Meteorización	Dureza	Grado de fracturamiento
R (Roca)	F (Fresca) M (Meteorizada) D (Descompuesta)	d (dura) b (blanda)	s (sana) f (fracturada)

Tabla 2.8. Parámetros de clasificación de macizos rocosos según el estado físico.
FLORES CALCAÑO (M.O.P, 1962).

5.3.2. *Clasificación del Macizo Rocosos de Terzaghi*

Terzaghi (1946), fue el primero en establecer una clasificación con fines ingenieriles, a pesar de estar enfocado para fines de diseño de soporte o sostenimiento primario de túneles, incluye seis (6) descripciones del macizo rocoso, en donde se enfatiza en las características dominantes del comportamiento del macizo rocoso ante una excavación.

Terzaghi (1946), propone una tabla para la clasificación de la roca y la escala de valores para la carga de la roca, en donde toma en cuenta dos (2) parámetros: el estado de la roca; la carga de la roca (H_p) en pies de roca sobre el techo del túnel con ancho B (en pies) y altura H_t (en pies) a profundidades mayores a $1,5(B+H_t)$, suponiendo que el techo del túnel se encuentra por debajo del nivel freático. En caso de localizarse permanentemente por encima, los valores que se indican de 4 a 6 en la Tabla 2.7, podrán disminuir un 50%.

Estado de la roca	Carga de la roca H_p (en pies)	Observaciones
1. Dura y masiva.	(0) cero	Solo se necesitará refuerzo escaso si hay desprendimiento o chasquido.
2. Dura pero estratificada o esquistosa. (*)	0 a 0,5 B	Refuerzo escaso, solo como protección contra desprendimientos. La carga puede cambiar en forma errática de un punto a otro.
3. Masiva, ligeramente fisurada.	0 a 0,25 B	
4. Medianamente fracturada en bloques algo abiertos.	0,25 B a 0,35 (B + H_t)	No hay presión lateral.
5. Muy fracturada en bloques y las fracturas abiertas.	(0,35 a 1,10)(B + H_t)	Poca o ninguna presión lateral.
6. Totalmente triturada pero químicamente inalterada.	1,10 (B + H_t)	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos, o bien marcos circulares.
7. Roca comprimida, profundidad moderada.	1,10 a 2,20 (B + H_t)	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible utilizar marcos circulares.
8. Roca comprimida a gran profundidad.	2,10 a 4,50 (B + H_t)	
9. Roca expansiva	Hasta 250 pies, independientemente del valor (B + H_t)	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, úsese refuerzo elástico.

Tabla 2.9. Clasificación del macizo rocoso de Terzaghi, incluyendo la carga de roca en túneles con soporte de acero. HOEK & BROWN, (1985).

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

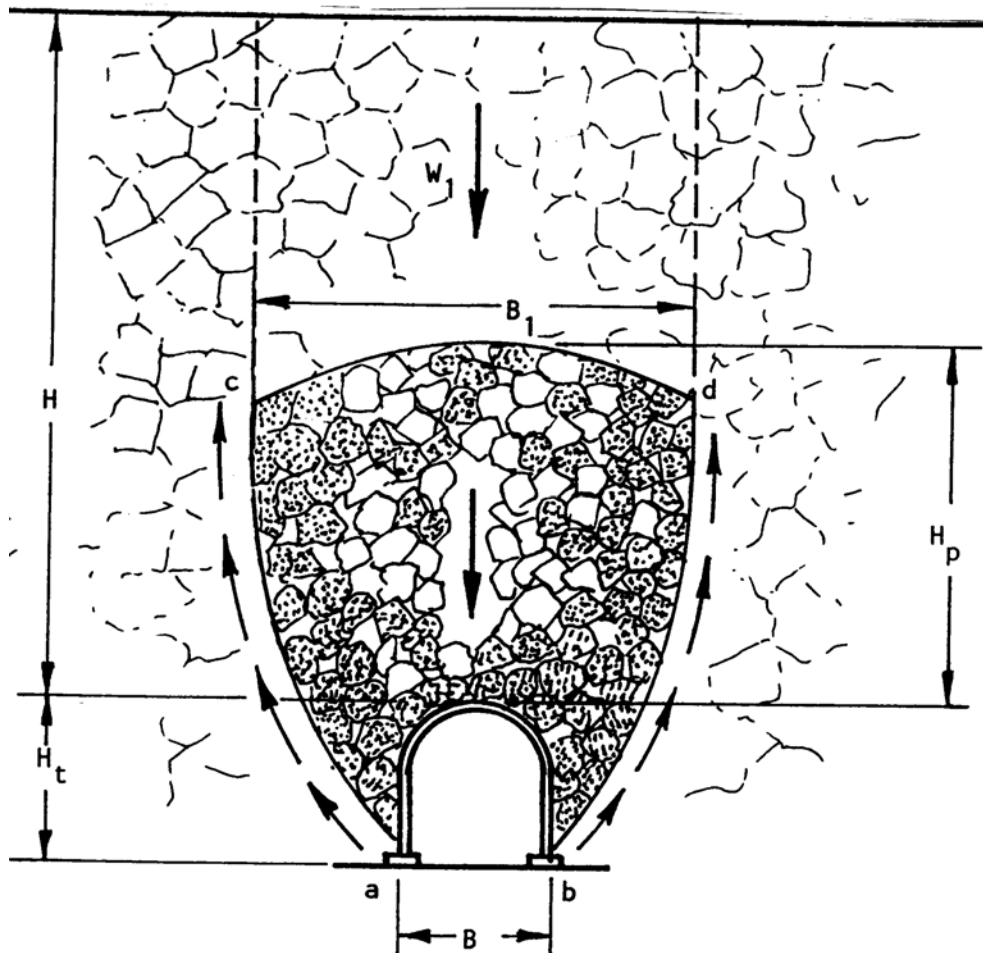


Figura 2.32. Esquema de los parámetros usados en la clasificación del macizo rocoso de Terzaghi, (1946). Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf

5.3.3. Índice de designación de la calidad de la roca. (RQD)

El índice RQD (Rock Quality Designation) fue desarrollado por Deere entre 1963 y 1967 (Deere *et al.* 1967). El método proporciona una estimación cuantitativa de la calidad del macizo rocoso a partir de núcleos de perforación. El mismo se define como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10cm de longitud (en su eje, sin tener en cuenta las rupturas frescas producidas por el proceso de perforación, manipulación y transporte), respecto de la longitud total de la perforación o sondeo. El núcleo debe tener un diámetro mínimo NX (54.7mm) y debe ser obtenido con perforadora utilizando un muestreador o porta-testigos de tubo doble. El índice de calidad de la roca viene dado por la siguiente expresión:

$$RQD(\%) = \frac{\sum L_1 (\geq 100mm)}{L_t} \times 100 \quad (2.25)$$

donde $L_1(\geq 100mm)$ son los trozos de testigos mayores a 100mm (10cm) y L_t es la longitud total de la perforación.

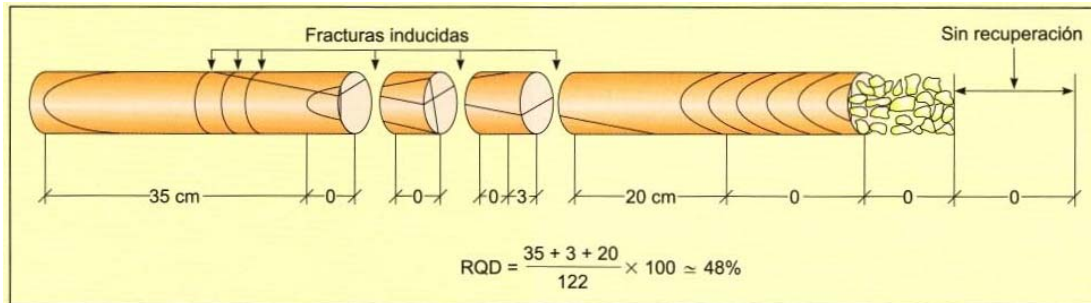


Figura 2.33. Método de Determinación del Índice de Calidad de la Roca (RQD). Adaptado de CLAYTON *et al* (1995)., modificado por GONZALEZ DE VALLEJO, (2002)

PALMSTRÖM (1982) sugiere 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, utilizando la ecuación:

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (2.26)$$

donde, J_v es el número de diaclasas identificadas en el macizo por m^3 .

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 2.10.

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

Tabla 2.10. Clasificación de la calidad de la roca basada en el Índice de Designación de Calidad de Roca (RQD) (DE MARCO, 1990; modificado de DEERE *et al.*, 1967)

5.3.4. Grado del macizo rocoso. (RMR). (BIENIAWSKI, 1989)

El sistema de clasificación Rock Mass Rating (RMR) fue desarrollado por J.T.Bieniawski (1972-1973) y modificado posteriormente (1976, 1979 y 1989), en base a mas de 300 casos reales de túneles, cavernas, taludes y cimentaciones. Para determinar el índice RMR se toman en cuenta 6 parámetros principales:

- La resistencia a la compresión simple del material.
- El índice de designación de calidad de roca (RQD).
- El espaciamiento de las discontinuidades.
- El estado de las discontinuidades.
- La presencia de agua.
- La orientación de las discontinuidades.

El índice RMR se obtiene como la suma de los valores de cada uno de los seis (6) parámetros enumerados en la Tabla 2.11. Para aplicar esta clasificación se debe dividir el macizo rocoso de acuerdo a sus características geológicas. Luego de obtener la sumatoria de los valores, el RMR permite clasificar la roca en cinco (5) clases. (Tabla 2.12)

Tabla 2.11. Parámetros de la Clasificación RMR (Modificado de HERNÁNDEZ, 2005)

1	Resistencia de la roca sana	Compresión sin confinar (Kg/cm ²)	>2400	2000	1700	1400	1100	800	700	450	300	200	100	50-10	10
	Valoración		15	14	13	12	10	8	7	5	4	3	2	1	0
2	RQD (%)		100	90	80	70	60	50	50	40	20	10	0		
	Valoración		20	18	16	14	12	10	8	6	5	4	3		
3	Separación entre discontinuidades (m)		>2,0	1,8	1,6	1,4	1,1	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0
	Valoración		20	19	18	17	15	13	12	11	10	9	8	7	5
4	Estado de las discontinuidades		Persistencia	Abertura		Rugosidad		Relleno		Meteorización					
			< 1 m	6	Cerrada	6	Muy rugosa	6	Sin relleno	6	Bordes sanos	6			
			1 - 3 m	4	< 0,1mm	5	Rugosa	5	Duro < 5mm	4	Ligeramente meteorizada	5			
			3 - 10 m	2	0,1 - 1 mm	4	Ligeramente Rugosa	3	Duro > 5mm	2	Moderadamente meteorizada	3			
			> 10 m	0	1 - 5 mm	1	Lisa	1	Blando < 5mm	2	Muy meteorizada	1			
					> 5 mm	0	Espejo de Falla	0	Blando > 5mm	0	Descompuesta	0			
5	Agua Freática	Caudal por 10m de túnel		<10 litros/minuto		10 - 25 litros/minuto		25 - 125 litros/minuto		>125 litros/minuto					
		Relación entre la presión de agua y la tensión principal mayor	0	0 - 0,1		0,1 - 0,2		0,2 - 0,5		> 0,5					
		Estado general	Seco	Ligeramente Húmedo		Húmedo		Goteando		Fluyendo					
	Valoración		15	10		7		4		0					

Continuación Tabla 2.11.

Corrección por orientación de las discontinuidades

6	Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel			
	Excavación con el buzamiento		Excavación contra el buzamiento					
	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°	Buz. 45° - 90°	Buz. 20° - 45°		
	Muy Favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media		Media
	0	-2	-5	-10	-12	-5		-5

Tabla 2.12. Clasificación y características de la roca según RMR. (Modificado de HERNÁNDEZ, 2005)

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Valoración RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Tiempo de mantenimiento y longitud	20 años con 15m de luz	1 año con 10m de luz	1 semana con 10m de luz	10 horas con 2,5m de luz	30 minutos con 1m de luz
Cohesión (c)	> 4 kg/cm ²	3 – 4 kg/cm ²	2 - 3 kg/cm ²	1 – 2 kg/cm ²	< 1 kg/cm ²
Ángulo de fricción (φ)	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	15°

5.3.5. Sistema de clasificación Q. (BARTON et al., 1974)

Desarrollado en Noruega, en 1974 por Barton, Lien y Lunde. Se desarrolló mediante el estudio y análisis de cientos de casos de túneles construidos en Escandinavia. El sistema de clasificación Q asigna a cada terreno un índice de calidad, que es mayor a medida que la roca es mejor. Su variación es exponencial, y se obtiene mediante la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2.27)$$

donde, RQD es el índice de designación de la calidad de la roca.

J_n es el índice de diaclasado,

J_r es el índice de rugosidad de las discontinuidades,

J_a es el índice de alteración de las discontinuidades,

J_w es el coeficiente de reducción por agua,

SRF (Stress reduction factor) es el coeficiente que toma en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.

El índice Q obtenido a partir de la expresión (2.26), oscila entre 0,001 (roca excepcionalmente mala) y 1000 (roca excepcionalmente buena), tomando en cuenta la siguiente clasificación:

Valor del índice Q	Clasificación
0,001 – 0,01	Roca excepcionalmente mala
0,01 – 0,1	Roca extremadamente mala
0,1 – 1	Roca muy mala
1 – 4	Roca mala
4 – 10	Roca media
10 – 40	Roca buena
40 – 100	Roca muy buena
100 – 400	Roca extremadamente buena
400 – 1000	Roca excepcionalmente buena

Tabla 2.13. Clasificación de la calidad de la roca según el índice Q. (GONZALEZ DE VALLEJO, 2002)

Los parámetros a tomar en cuenta para clasificar los macizos rocosos se obtienen a partir de las siguientes tablas:

Índice de diaclasado (J_n)	Valor
Roca masiva	0,5 – 1
Una familia de diaclasas	2
Una familia de diaclasas con otras ocasionales	3
Dos familias de diaclasas	4
Dos familias de diaclasas con otras ocasionales	6
Tres familias de diaclasas	9
Tres familias de diaclasas con otras ocasionales	12
Cuatro o más familias de diaclasas, roca muy fracturada	15
Roca triturada	20

Tabla 2.13a. Estimación del índice de diaclasado J_n .

Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf

Índice de rugosidad de las diaclasas (J_r)	Valor
Diaclasas Rellenas	1
Diaclasas Limpias	
Discontinuas	4
Onduladas, rugosas	3
Onduladas, lisas	2
Planas, rugosas	1,5
Planas, lisas	1
Lisos o espejos de falla	
Ondulados	1,5
Planos	0,5

Tabla 2.13b. Estimación del índice de rugosidad de las diaclasas J_r .

Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf

Índice de alteración de las diaclasas (J_a)	Valor
Diaclasas de paredes sanas	0,75 – 1
Ligera alteración	2
Alteraciones arcillosas	4
Con detritos arenosos	4
Con detritos arcillosos pre-consolidados	6
Con detritos arcillosos poco consolidados	8
Con detritos arcillosos expansivos	8 – 12
Milonitos de roca y arcilla	6 – 12
Milonitos de arcilla limosa	5
Milonitos arcillosos – gruesos	10 – 20

Tabla 2.13c. Estimación del índice de alteración de las diaclasas (J_a).
Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf

Coefficiente de reducción por agua (J_w)	Valor
Excavaciones secas o con < 5 l/min localmente	1
Afluencia media con lavado de algunas diaclasas	0,66
Afluencia importante por diaclasas limpias	0,5
Afluencia importante con lavado de diaclasas	0,33
Afluencia excepcional inicial, decreciente en el tiempo	0,2 – 0,1
Afluencia excepcional inicial, mantenida en el tiempo	0,1 – 0,05

Tabla 2.13d. Estimación del coeficiente de reducción por agua (J_w).
Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf

Coefficiente de influencia de los estados tensionales (SRF)	Valor
Zonas débiles:	
Multitud de zonas débiles o milonitos	10
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta (cobertura < 50m)	5
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta (cobertura > 50m)	2,5
Abundantes zonas débiles en roca competente	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente (cobertura < 50m)	5
Zonas débiles aisladas en roca competente (cobertura > 50m)	2,5
Roca competente:	
Pequeña cobertura	2,5
Cobertura media	1
Gran cobertura	0,5 – 2
Terreno fluyente:	
Con bajas presiones	5 – 10
Con altas presiones	10 – 20
Terreno expansivo:	
Con presión de hinchamiento moderado	5 – 10
Con presión de hinchamiento alta	10 – 15

Tabla 2.13e. Estimación del coeficiente de influencia de los estados tensionales (SRF).

Fuente: www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf

5.3.6. Índice de resistencia geológica (GSI). (HOEK & BROWN, 1994)

El índice de resistencia geológica (GSI) fue introducido por el Dr. Evert Hoek, en su trabajo “*Strength of Rock and Rock Masses*” (1994), donde le asigna un rango numérico para los macizos rocosos entre 0 y 100, identificando y clasificando dos (2) de sus características físico-mecánicas importantes:

- La macroestructura.
- La condición de las discontinuidades.

A diferencia de otras clasificaciones, el GSI es sencillo en su aplicación, toda vez que depende casi exclusivamente de la respuesta geomecánica del macizo, así como de su geometría. El principal objetivo del GSI, es cuantificar numéricamente las principales características geomecánicas de los macizos rocosos, así mismo, provee un sistema para medir la reducción de la resistencia y el aumento de la deformabilidad de las rocas, para de esta manera poder estimar estos parámetros en el macizo rocoso.

HOEK (2000), sugiere que para macizos rocosos caracterizados con un $GSI > 25$, es más conveniente estimar este valor a partir del RMR de Bieniaswky, sin incluir el factor de corrección por orientación de las discontinuidades y tomando en consideración el frente seco (RMR, 1989). Para macizos con un $GSI < 25$ (baja calidad), se debe estimar este valor por medio de observaciones de la apariencia del macizo rocoso, ya que la baja calidad de las rocas, hace difícil la determinación del valor RQD, necesario para calcular el índice de resistencia geológica. Para correlacionar estos dos sistemas (RMR y GSI), se logra por medio de la expresión:

$$GSI = RMR(1989) - 5 \quad (2.28)$$

RUSO (1998) propone estimar el GSI a partir del índice de clasificación Q (BARTON, *et al.* 1974), depurándolo del factor SRF y asignando un valor de uno (1) para el coeficiente de reducción por agua (J_w), obteniendo el valor del GSI a partir de la expresión 2.28.

$$GSI = 9 \lg Q' + 44 \quad (2.29)$$

TRUZMAN (2003), propone una modificación de la tabla para estimación del GSI, aplicando las características a rocas metamórficas foliadas y no foliadas de la Cordillera de la costa de Venezuela, de lo que se generó la tabla 2.12.

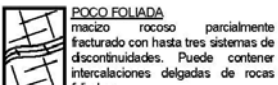
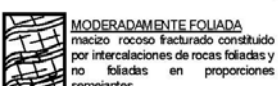
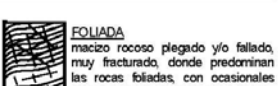
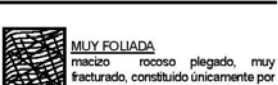
CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR EL ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA (GSI)		CONDICION SUPERFICIE DE DISCONTINUIDAD				
A partir de la descripción de la estructura y las condiciones de la superficie de la masa rocosa, seleccionar el intervalo apropiado de esta gráfica. Estimar el valor promedio del Índice de Resistencia Geológica (GSI) de dicho intervalo. No intentar ser tan preciso. Escoger un rango de GSI de 36 a 42 es más aceptable que fijar un GSI = 38. También es importante reconocer que el criterio de Hoek-Brown debería ser aplicado solamente en macizos rocosos donde el tamaño de los bloques o fragmentos es pequeño comparado con el tamaño de la excavación a ser evaluada. Cuando el tamaño de los bloques individuales es aproximadamente mayor a un cuarto de la dimensión de la excavación, generalmente la falla estaría controlada por la estructura y el criterio de Hoek-Brown no debería ser utilizado.						
ESTRUCTURA		DISMINUCION EN CALIDAD DE SUPERFICIE				
ROCAS NO FOLIADAS	ROCAS FOLIADAS	AUMENTO EN LA PRESENCIA DE ROCAS FOLIADAS O DISMINUCION DEL ENTRAMBADO ENTRE BLOQUES				
 INTACTA O MASIVA macizo rocoso con pocas discontinuidades, carentes de planos de foliación	 POCO FOLIADA macizo rocoso parcialmente fracturado con hasta tres sistemas de discontinuidades. Puede contener intercalaciones delgadas de rocas foliadas	90				
 NO FOLIADA/FRACTURADA macizo rocoso poco perturbado consistente de bloques cúbicos formados por tres sistemas ortogonales de discontinuidades, muy bien unidos entre si	 MODERADAMENTE FOLIADA macizo rocoso fracturado constituido por intercalaciones de rocas foliadas y no foliadas en proporciones semejantes	70				
 NO FOLIADA/MUY FRACTURADA macizo rocoso parcialmente perturbado consistente de bloques angulares unidos entre si, formados por cuatro o más sistemas de discontinuidades	 FOLIADA macizo rocoso plegado y/o fallado, muy fracturado, donde predominan las rocas foliadas, con ocasionales intercalaciones de rocas no foliadas	50				
 NO FOLIADA/PERTURBADA macizo rocoso plegado y/o fallado con bloques angulares formados por la intersección de varios sistemas de discontinuidades	 MUY FOLIADA macizo rocoso muy plegado, muy fracturado, constituido únicamente por rocas muy foliadas	30				
 NO FOLIADA/DESINTEGRADA macizo rocoso altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados, pobremente unidos entre si	 BRECHADA/CIZALLADA macizo rocoso muy plegado, alterado tectónicamente, con aspecto brechoso, carente de bloques	20				
		10				
		N/A	N/A			

Tabla 2.14. Tabla para la definición del GSI en rocas metamórficas foliadas y no foliadas de la Cordillera de La Costa de Venezuela, (Truzman, 2003)

5.3.7. Índice del macizo rocoso (RMi), (PALSMTRÖM, 2000)

El índice del macizo rocoso (RMi) es un parámetro volumétrico que indica, de manera aproximada, la resistencia a compresión uniaxial de un macizo rocoso. Se puede expresar de dos maneras:

- Para rocas diaclasadas:

$$RMi = \sigma_c \times JP = \sigma_c \times 0,2\sqrt{jC} \times Vb^D \quad (D = 0,37 jC^{-0,2}) \quad (2.30)$$

- Para rocas masivas:

$$RMi = \sigma_c \times f_\sigma = \sigma_c \left(\frac{0,05}{Db} \right)^{0,2} \approx 0,5\sigma_c \quad (2.31)$$

donde, σ_c es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta,

jC es el factor de condición de las diaclasas, jL es el factor de tamaño y continuidad de las diaclasas, jR es el factor de rugosidad de las diaclasas y jA es el factor de alteración de las discontinuidades. jC se puede calcular mediante la expresión 2.31:

$$jC = jL \times \left(\frac{jR}{jA} \right) \quad (2.32)$$

Vb es el volumen del bloque expresado en m^3 , generalmente se utiliza el volumen promedio ($Db = \sqrt[3]{Vb}$, que representa el diámetro equivalente del bloque, medido en metros),

JP es el parámetro del diaclasado, que se obtiene mediante la fórmula:

$$JP = 0,2\sqrt{jC} \times Vb^D \quad (2.33)$$

f_σ es el parámetro de pasividad ($f_\sigma = (0,05/Db)^{0,2}$). Representa un ajuste por el efecto de la escala en la resistencia a la compresión en una roca masiva. Generalmente existen rocas masivas cuando $Db > 2m$ aproximadamente, para el cual $f_\sigma \approx 0,5$. Cuando $JP < f_\sigma$ (cuando $JP < 0,5$ aproximadamente), se utiliza la ecuación 2.30. Para las características mas comunes de las diaclasas $jC=1,75$, se tiene la expresión 2.30a.

$$RMi = \sigma_c \times JP = \sigma_c \times 0,263Vb \quad (2.30a)$$

La expresión 2.29a puede ser usada cuando solo se disponga de información limitada sobre las condiciones del macizo rocoso.

El macizo rocoso se clasifica de acuerdo al MRi según la tabla 2.15.

Valor de R _{Mi}	Calidad del macizo
< 0,01	Muy baja
0,01 – 0,1	Baja
0,1 – 1	Moderada
1 – 10	Alta
> 10	Muy alta

Tabla 2.15. Clasificación del macizo rocoso de acuerdo al valor MR_i.

Fuente: <http://redalyc.uaemex.mx/redalyc/pdf/496/49614004.pdf>.

PARÁMETROS DE ENTRADA AL R M i						
RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE, σ_c de la roca intacta			valor (en MPa)	Obtenidos de ensayos de laboratorio (o asumidos de las tablas de manuales)		
VOLUMEN DEL BLOQUE, V_b			value (in m ³)	Medido visualmente en el sitio (o estimado de testigos de sondeos)		
FACTOR DE ESTADO (CONDICIÓN) DE LAS DIACLASAS, j_C			$j_C = j_R \times j_L / j_A$	Debajo, en las tablas se presentan las valoraciones de j_R , j_A y j_L		
FACTOR DE RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS (j_R) (las valoraciones de j_R están basadas en J_r del sistema Q)						
(Las valoraciones resaltadas en italico son similares a J_r)		Ondulación del plano diaclasado a gran escala				
Suavidad del plano de junta a pequeña escala		Planar	Ligeramente ondulado	Ondulado	Altamente ondulado	Escalonado o entrelazado
	Muy rugoso	2	3	4	6	6
	<i>Rugoso</i>	<i>1,5</i>	2	<i>3</i>	4,5	6
	<i>Suave</i>	<i>1</i>	1,5	<i>2</i>	3	4
	Pulido o espejo de falla*)	<i>0,5</i>	1	<i>1,5</i>	2	3
Para diaclasas (Juntas) rellenas $j_R=1$ Para diaclasas irregulares se sugiere una valoración $j_R=5$						
*)Aplicar estas valoraciones a espejos de falla con posibles movimientos a través de estrias.						
FACTOR DE ALTERACIÓN DE JUNTAS (j_A) (las valoraciones de j_A se basan en J_a del sistema Q)						
Contacto entre las paredes de la junta	CARACTERÍSTICAS DE LAS PAREDES DE LAS JUNTAS		Condición		Contacto entre paredes	
	DIACLASAS (JUNTAS) LIMPIAS:	Pegadas o soldadas	relleno de cuarzo, epidota, etc.		0,75	
		Roca inalterada (fresca)	sin cubierta o relleno, excepto decoloración (pátina de óxido)		1	
		Superficies alteradas	un grado más de alteración que la roca		2	
	CUBIERTOS O RELLENOS DE POCO ESPESOR	Superficies alteradas	dos grados más de alteración que la roca		4	
Materiales de fricción		arenas, limo, calcita, etc. sin contenido de arcilla		3		
		Materiales cohesivos	arcilla, clorita, talco, etc.		4	
Paredes de la junta con contacto parcial o sin contacto	RELLENOS DE:	Tipo		Contacto parcial entre paredes	No contacto entre paredes	
				Relleno fino (< 5 mm)	Relleno grueso	
	Material friccional	arena, limo, calcita, etc. (sin reblandecimiento)		4	6	
	Materiales duros y cohesivos	relleno compactado de arcilla, clorita, talco, etc.		6	6 - 10	
	Materiales blandos y cohesivos	arcillas de media a baja sobreconsolidación, clorita, talco, etc.		8	12	
Materiales expansivos y arcillosos	materiales de relleno que exhiben propiedades expansivas		8 - 12	13 - 20		
FACTOR DE TAMAÑO Y CONTINUIDAD DE LAS DIACLASAS (JUNTAS) (j_L)						
TIPO		Longitud	Tamaño	Juntas continuas	Juntas discontinuas *	
División de la estratificación o foliación		< 0.5 m	muy corto	3	6	
Diaclasas o juntas		0.1 - 1 m	corto o pequeño	2	4	
		1 - 10 m	mediano	1	2	
		10 - 30 m	grande o largo	0,75	1,5	
Junta (sellada, dique o cizalla **)		> 30 m	muy grande o largo	0,5	1	
*) Las juntas discontinuas acaban en roca masiva **)Frecuentemente son una singularidad y deben en este caso ser tratadas por separado						

FACTORES DE AJUSTE PARA EL SOSTENIMIENTO EN ROCA						
NIVEL DE TENSIONES		Recubrimiento aproximado	Valoración SL	NÚMERO DE FAMILIAS DE JUNTAS ^{*)}	Valoración Nj	
Muy bajo (en portales, etc.)		< 10 m	0,1	Una familia	3	
Bajo		10 - 35 m	0,5	Tres familias	1	
Moderado		35 - 350 m	1	Una familia + aleatorias	2	
Alto		> 350 m	1,5 ^{*)}	Tres familias + aleatorias	0,85	
				Dos familias	1,5	
				Cuatro familias	0,75	
				Dos familias + aleatorias	1,2	
				Cuatro familias + aleatorias	0,65	
*) Un alto nivel de tensiones puede ser desfavorable para la estabilidad de hastiales altos. Valoración posible SL= 0,5-0,75						
*) Significa el número de familias de juntas dentro del sitio de observación. (no el número de juntas observadas dentro de una gran área))						
ORIENTACIÓN DE LAS JUNTAS (en relación al eje del túnel)				Valoración Co y Co _s	INCLINACIÓN DE TECHOS O HASTIALES	Valoración C
EN HASTIALES		EN TECHO	TÉRMINO			
para rumbos > 30°	para rumbos < 30°	para cualquier rumbo			Horizontal (techo)	1
buzamiento < 30°	buzamiento < 20°	buzamiento > 60°	favorable	1	30° inclinación	1,5
buzamiento = 30 - 60°	buzamiento = 20 - 45°	buzamiento = 45 - 60°	admisible	1,5	45° inclinación	2,2
buzamiento > 60°	buzamiento = 45 - 60°	buzamiento = 20 - 45°	desfavorable	2	60° inclinación	3
-	buzamiento > 60°	buzamiento < 20°	muy desfavorable	3	Vertical (hastiales)	5

Tabla 2.16. Valores y estimaciones de los parámetros de entrada al MRi de Palmström (2000).
Fuente: <http://redalyc.uaemex.mx/redalyc/pdf/496/49614004.pdf>.

5.4. Parámetros de resistencia del macizo rocoso

Los parámetros de resistencia de la roca intacta son fácilmente determinables mediante ensayos de laboratorio. En general, es reconocida la dificultad práctica y conceptual de obtener, estimar y definir estos parámetros de resistencia y deformación cuando se hace referencia al macizo rocoso, debido a su heterogeneidad, anisotropía y discontinuidad.

Con el desarrollo de la mecánica de rocas y del diseño de túneles, se ha hecho evidente la imposibilidad de extrapolar a los macizos rocosos los valores numéricos obtenidos a partir de ensayos de laboratorio en roca intacta, (por ejemplo el modulo de deformación o modulo de Young (E)), obligando a los profesionales y especialistas en el área a idear y realizar los ensayos *in situ*, aun cuando no siempre son representativos, son costosos y complicados en su aplicación.

Las evidentes limitaciones de los criterios de resistencia-ruptura, como el de Mohr-Coulomb, que se basa en el uso de la resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}), la cohesión (c), y el ángulo de fricción de la roca intacta (ϕ), al tratar de usarlo en los macizos rocosos fue poco práctico, ya que acentuaban las fallas de este criterio, debido a que los parámetros que controlan el comportamiento de los mismos no se limitan a los planos de discontinuidad, resistencias a la compresión uniaxial o al corte, sino dependen de la resistencia global del conjunto que constituyen los materiales rocosos del macizo, tales como los rellenos, la geometría, las discontinuidades, etc.

El Doctor Evert Hoek en 1994, publicó un artículo titulado “*Strength of Rock Masses*”, en donde introdujo el Índice de Resistencia Geológica o GSI. El índice, al ser de carácter intrínseco, le permitió al autor proponerlo como herramienta para estimar y cuantificar numéricamente las principales características geomecánicas de los macizos rocosos. El GSI provee un sistema para estimar la reducción de la resistencia y el aumento de la deformabilidad de las rocas que se producen al pasar de la caracterización de la roca intacta en laboratorio, a los macizos rocosos sobre los cuales se realizan las obras de ingeniería.

A partir de σ_{ci} y m_i , el GSI permite estimar los parámetros siguientes:

- Parámetros de resistencia de Hoek y Brown: $m - s$
- Parámetros de resistencia Mohr-Coulomb: $C_m - \varphi_m$
- Resistencia a la compresión uniaxial: σ_{cm}
- Modulo de deformación longitudinal: E_m

El criterio de Hoek – Brown en efecto, introdujo parámetros de resistencia al corte propios, sea de la roca (como el parámetro para la roca intacta m_i), siendo el del macizo rocoso m_b , el parámetro s y la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta σ_{ci} , mediante la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.34)$$

donde, los esfuerzos principales máximos y mínimos (σ_1 y σ_3), eventualmente efectivos al momento de la ruptura. Para el material rocoso con $m_b=m_i$, $s=1$, y $a=0,5$, el criterio toma la forma dada en la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (2.35)$$

Hoek (1994), propuso fórmulas empíricas en función del GSI. Para el macizo rocoso (cuando $GSI \geq 25$), los parámetros m_b , s , a se obtienen de las expresiones:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28} \right)} \quad (2.36)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9} \right)} \quad (2.37)$$

$$a = 0,5 \quad (2.38)$$

Para el macizo rocoso ($GSI \leq 25$), las expresiones para calcular los parámetros m_b , s y a son las siguientes:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28} \right)} \quad (2.39)$$

$$S = 0 \quad (2.40)$$

$$a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad (2.41)$$

El criterio de Hoek-Brown no resuelve todos los problemas, ya que hay que tomar el valor más representativo de los parámetros de la roca intacta (σ_{ci} y m_i); el índice de resistencia geológica (GSI) es cualitativo, y por lo tanto muy subjetivo, dando pie a que se cometan errores en su aplicación.

HOEK & BROWN (1997), realizan una amplia investigación a fin de estimar los valores numéricos aproximados de c y ϕ , para que puedan ser aplicados al macizo rocoso de manera mas realística.

- Fórmulas aproximadas para c y ϕ :

Las fórmulas obtenidas para los parámetros de resistencia al corte del criterio de Mohr-Coulomb para los macizos rocosos (ϕ) y (c/σ_{ci}), en función del GSI y m_i son:

$$\phi = 0,424GSI - 0,0016GSI^2 - 6 + \ln m_i \quad (2.42)$$

$$c = \sigma_{ci} (0,0058 + 0,0004m_i) e^{GSI(0,0455 - 0,0073 \ln m_i)} \quad (2.43)$$

Los valores obtenidos por las expresiones 2.42 y 2.43, se obtienen gráficamente de las figuras 2.34 y 2.35.

- Fórmulas aproximadas para σ_{cm} :

Las fórmulas obtenidas para la resistencia el parámetro de resistencia a la compresión uniaxial de los macizos rocosos (σ_{cm}), en función del GSI y σ_{ci} son:

Para $GSI > 35$:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} 0,022 e^{0,038GSI} \quad (2.44)$$

Para $GSI < 35$:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} 0,019 e^{0,050GSI} \quad (2.45)$$

Para mantener la compatibilidad entre el criterio de Hoek – Brown y estas fórmulas, toda vez que la relación $\sigma_{cm}/\sigma_{ci} = \sqrt{s}$, con lo cual habría que modificar la fórmula de s en función del GSI, quedando la misma de la siguiente forma:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{14}\right)} \quad (2.46)$$

Los valores obtenidos por las expresiones 2.44 y 2.45, se obtienen gráficamente de la figura 2.36.

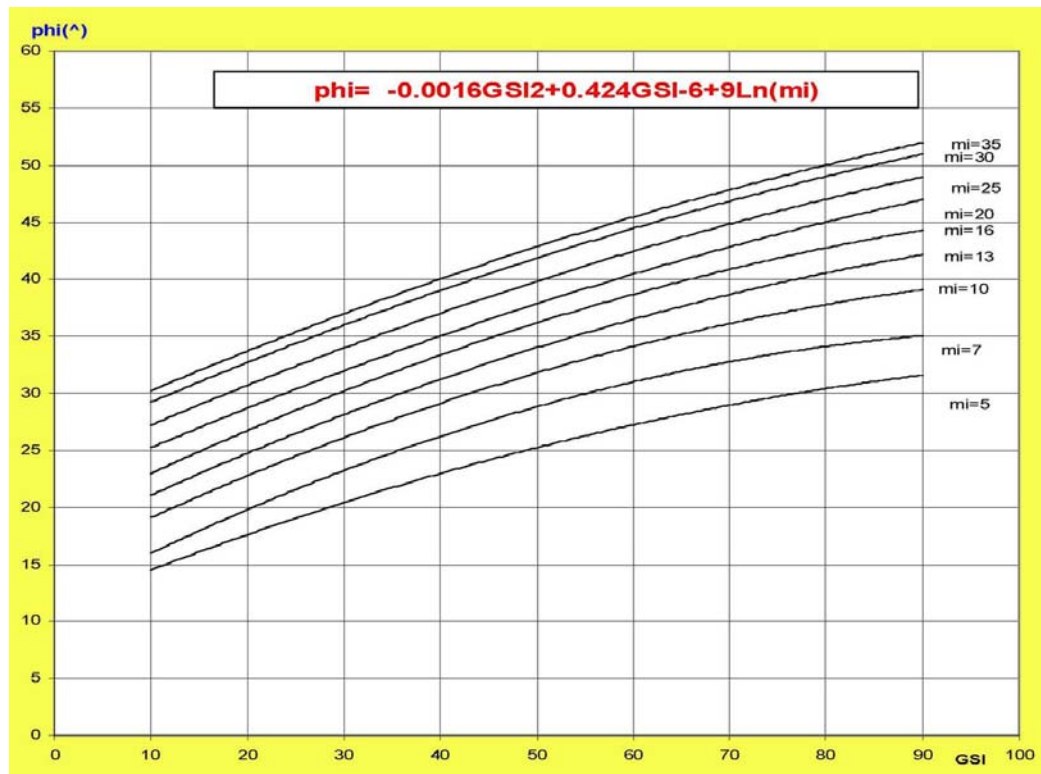


Figura 2.34. Grafica para la obtención de ϕ en función del GSI y m_i . DE MARCO & PERRI, (2006).

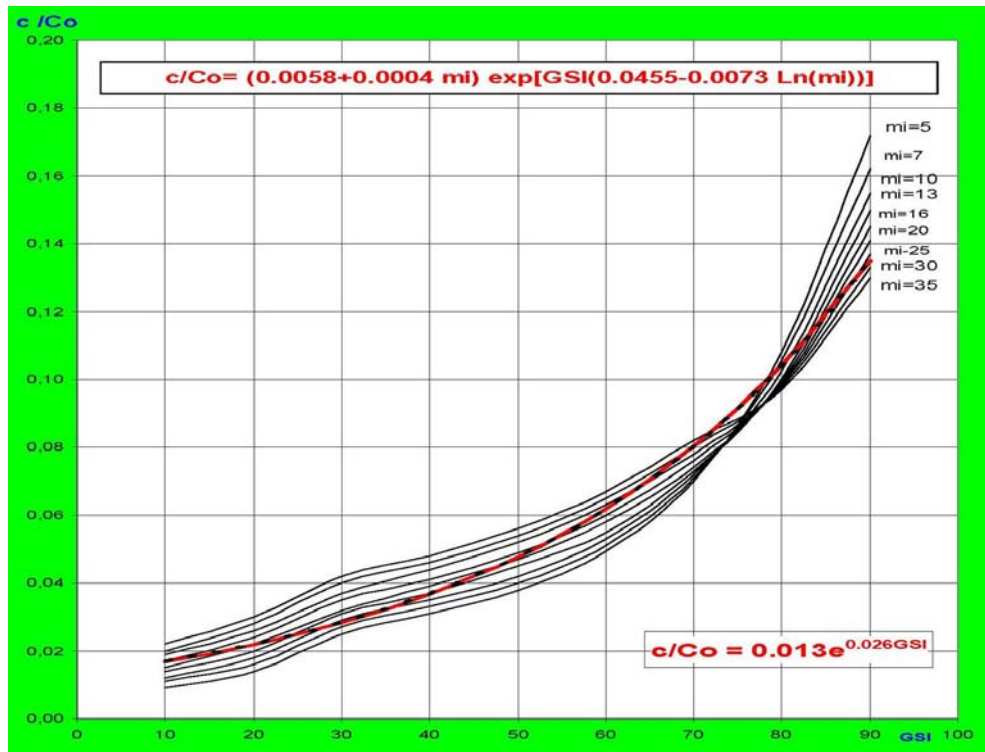


Figura 2.35. Grafica para la obtención de la cohesión en función del GSI y m_i . DE MARCO & PERRI, (2006).

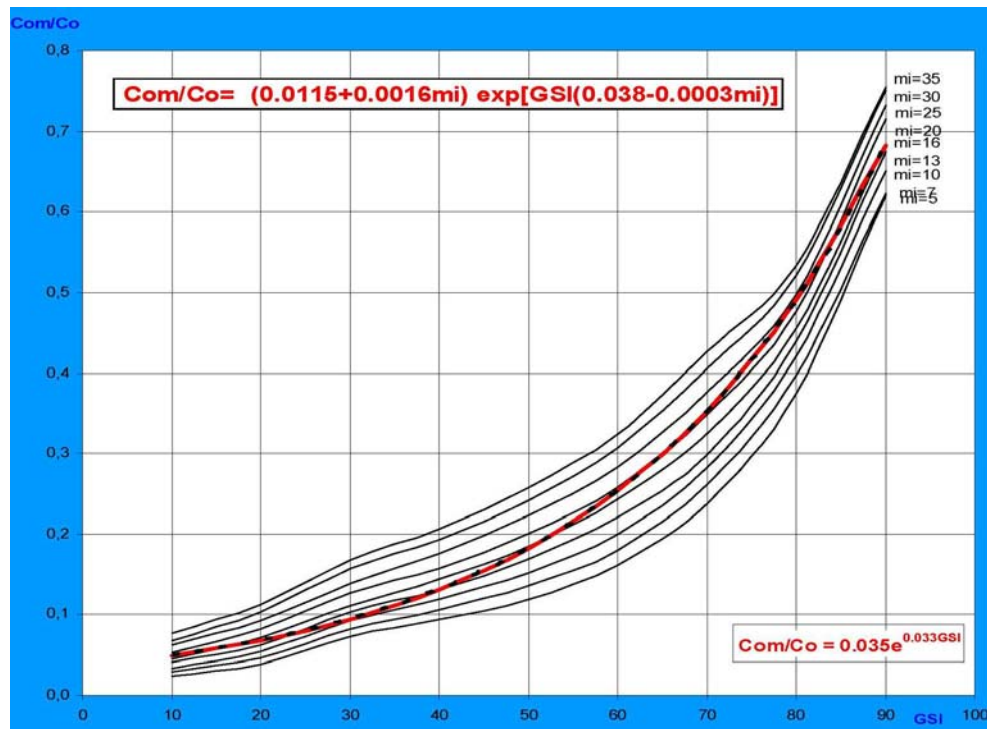


Figura 2.36. Grafica para la obtención de la σ_{cm} en función del GSI y σ_{ci} . DE MARCO & PERRI, (2006).

- Módulo de deformación longitudinal (E_m):

PERRI et al. (1999) indica que si se considera el hecho que un GSI=100 debería corresponder a un macizo rocoso prácticamente intacto, por lo tanto con propiedades geomecánicas muy próximas a las del correspondiente material rocoso (en particular $E_m = E'$, siendo E' el módulo de la roca intacta); y si se mantiene una dependencia matemática similar a la de las fórmula 2.49, luce aceptable asumir la ecuación 2.50.

$$E_m = \sqrt{\sigma_{ci}} 10^{\left(\frac{GSI+70}{40}\right)} \quad (2.47)$$

$$E_m = E' 10^{\left(\frac{GSI-100}{40}\right)} \quad (2.48)$$

De la ecuación 2.47 se desprende la grafica 2.37, donde se obtiene E_m en función del GSI y E' .

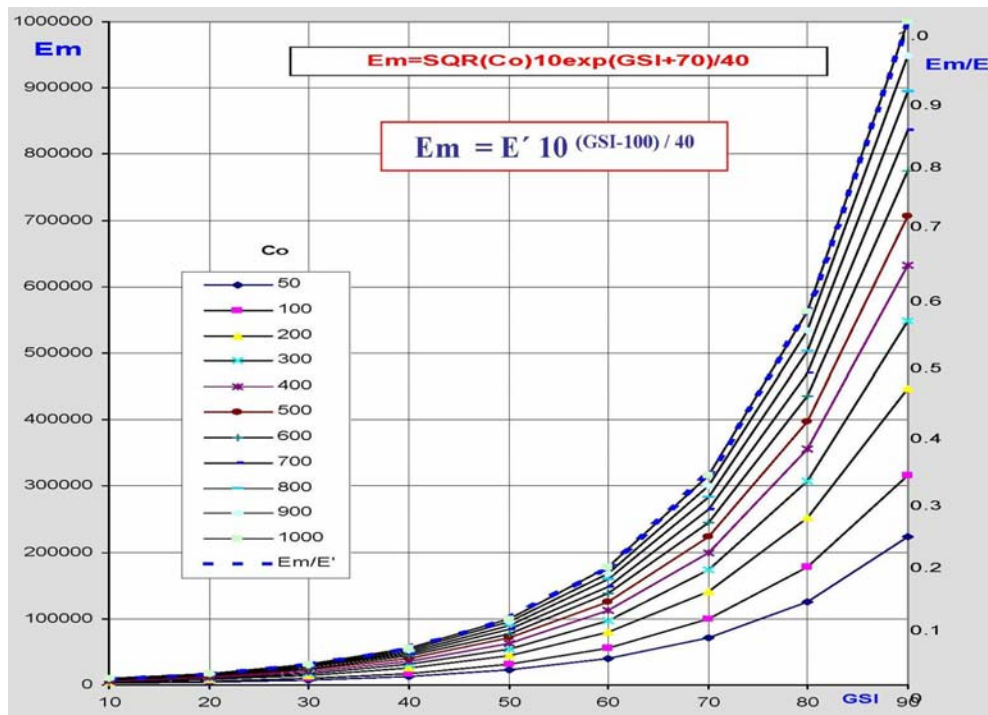


Figura 2.37. Gráfica para la obtención de la E_m en función del GSI y E' . DE MARCO & PERRI, (2006).

5.5. El proyecto de túneles

En el proyecto de túneles, el esfuerzo temporal es limitado desde los estudios previos, estimaciones, diseño del trazado, etc., hasta la culminación del túnel y las obras complementarias.

Actualmente, el aprovechamiento de espacios subterráneos constituye una de las mejores alternativas para desarrollar vías de comunicación rápidas y eficientes. A pesar de ser más costosos que otras soluciones superficiales, presenta mayores ventajas desde el punto de vista funcional y ambiental.

La mayoría de los túneles se construyen para salvar obstáculos naturales o permitir el desarrollo de transporte subterráneo urbano y extra urbano. Gran parte de los túneles son excavados para infraestructura del transporte, tomando en cuenta para su diseño, la seguridad y la economía de los mismos.

Los túneles se caracterizan por su trazado y sección, definido por criterios geométricos, pendientes, radios de curvatura y otras consideraciones tomadas en cuenta para la ejecución del proyecto. Desde el punto de vista de la ingeniería

geológica y la geotecnia, los datos más importantes son el trazado, el perfil longitudinal, la sección, pendientes, etc. La figura 2.37, muestra una sección típica de un túnel, con sus denominaciones habituales. El conocimiento de la geología, así como los estudios y estimaciones geotécnicas, no solo es necesario para proyectar adecuadamente el túnel, sino para evitar sobrecostos, accidentes y retrasos imprevistos.

La ejecución de un proyecto incluye varias etapas, que pueden ser divididas en grupos de procesos: iniciación, planificación, ejecución, seguimiento y control, y cierre. La geología y geotecnia, en el proyecto de túneles comprende los procesos de planificación y ejecución.



Figura 2.38. Sección típica de un túnel. Fuente: GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002)

Diversas etapas del proyecto condicionan el desarrollo y la respuesta del túnel en el tiempo, así como los costos y ejecución de la obra, entre ellas se tiene:

- El trazado: está condicionado a las características del proyecto, a la topografía, geología y costos. Para fijar un trazado se debe tener en cuenta la topografía a fin de evitar terrenos complicados, la geología a fin de evitar materiales de mala calidad, fallas o complicaciones estructurales, acuíferos que puedan complicar la ejecución de las obras, etc. La ubicación de portales es de vital importancia, ya que se deben evitar laderas inestables y perfiles transversales asimétricos.
- La forma: tanto la geometría, como el tamaño son factores fundamentales en el proyecto de túneles. Es en la etapa de planificación, donde se debe estudiar detenidamente y resolver este aspecto, ya que durante la ejecución no se podrá cambiar.

Las formas circulares son geométricamente más favorables que las formas ovaladas o rectangulares. Las formas de la sección influyen en el estado tensional que se desarrolla alrededor de los túneles, por ello, se debe evitar que aparezcan zonas traccionadas, que descomprimen el terreno y lo inestabilizan.

Una vez fijado el gálibo de explotación, se debe ajustar la bóveda a una forma que sea lo más circular posible, y a la vez optimizar el volumen de la excavación. En caso que la construcción del túnel exija una contra bóveda debido a la inestabilidad del material, esta deberá aproximar más aun la forma del túnel al círculo. Es importante la forma, ya que determina la minimización de los sostenimientos, así como una mayor seguridad en el proceso constructivo.

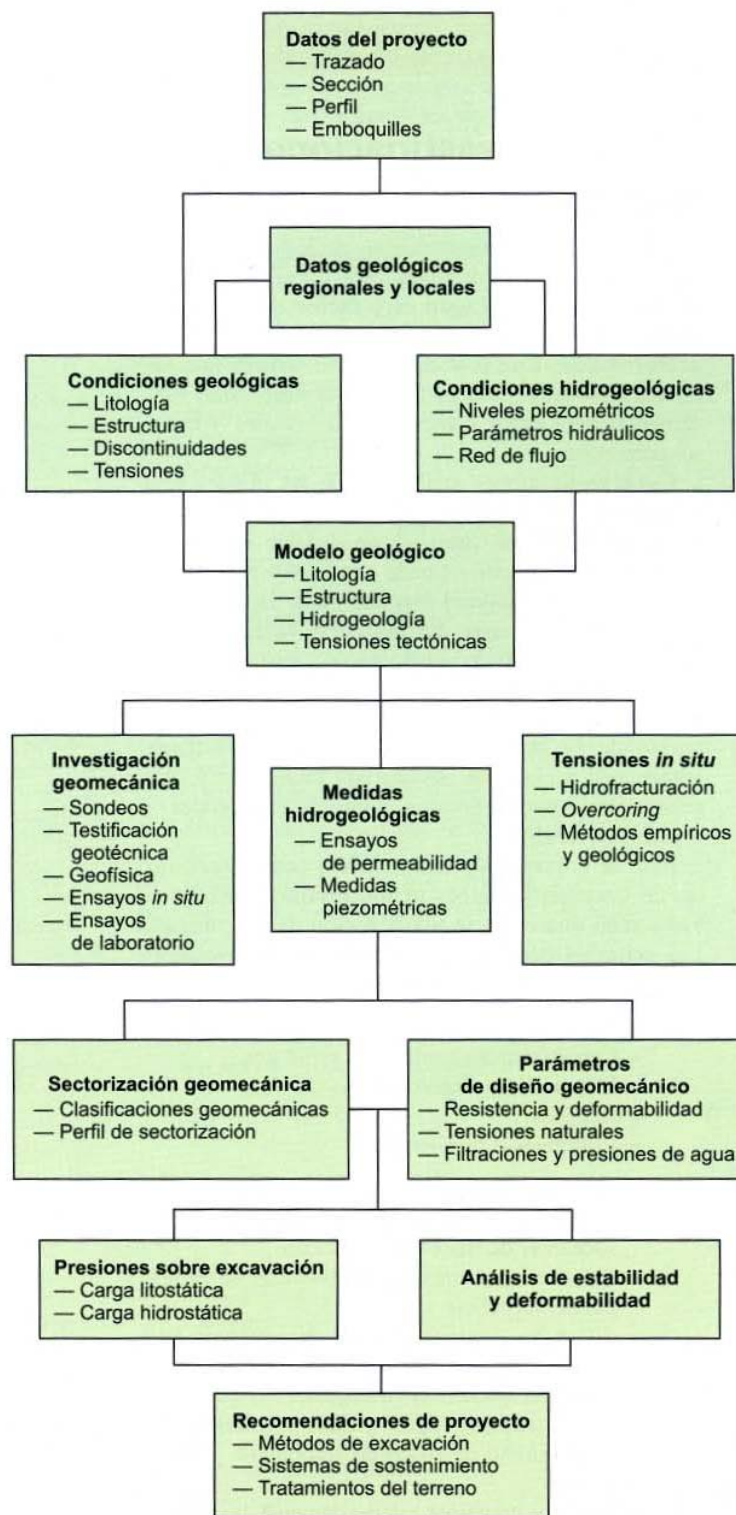


Figura 2.39. Metodología de los estudios geológico/geotécnicos para túneles. GONZÁLEZ DE VALLEJO, (2002)

- 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 2.17.

Clasificación de cobertura	Roca con $GSI \geq 25$	Roca con $GSI \leq 25$ y/o suelo
Superficial	$H \leq D_i$ $(p_v = \gamma H)$	$H \leq B$ $(p_v = \gamma H)$
Intermedia	$D_i < H \leq 2,5D_i$ $[p_v = \gamma \alpha (b+h)]$ $p_{vmin} = \gamma b$; $p_{vmáx} = \gamma H$	$B < H \leq 2,5B$ $[p_v = \gamma \alpha (b+h)]$ $p_{vmin} = \gamma B$; $p_{vmáx} = \gamma H$
Profunda	$H > 2,5D_i$ $p_v = \text{radial/gravitacional}$	$H > 2,5B$ $p_v = \text{radial/gravitacional}$
H = cobertura de la excavación (máxima cobertura H_{max}) D_i = 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 $B = b + 2 \cdot h \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$: 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.		

Tabla 2.17 Clasificación de los tipos de cobertura para el diseño de túneles. HERNANDEZ, (2005).

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.

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

De igual manera se puede estimar a partir de la gráfica Figura 2.40.

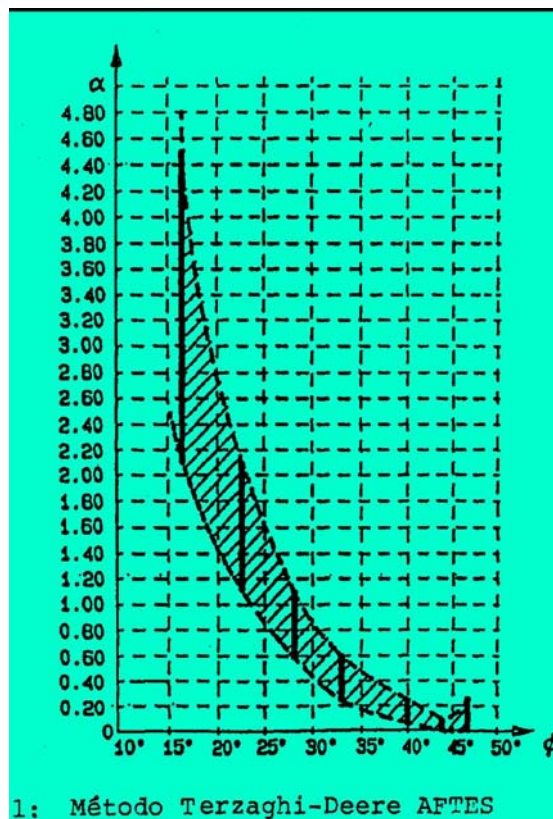


Figura 2.40. Gráfica para la estimación de α de Terzaghi. Fuente: DE MARCO & PERRI, (2006)

- El método constructivo: puede ser decisivo, especialmente en casos en los que ciertos factores pueden hacer crítica la construcción, (características geotécnicas desfavorables, presencia de agua, inestabilidad, etc.). Por significar un método más seguro, práctico, rápido y económico, los túneles se construirán con maquinas tuneladoras o perforadoras de escudo (TBM). Para el tramo en estudio, se escogió aplicar este método constructivo considerando las características geomecánicas y litológicas de suelos a excavar, y con el propósito de proteger las estructuras suprayacentes.

De acuerdo a las características de su frente de ataque los escudos se clasifican en escudos de frente abierto, de presión de tierra y de presión de lodo. El escudo de frente abierto es aquel que se caracteriza por tener su frente sin ningún mecanismo que lo proteja contra un eventual desmoronamiento del frente. Este tipo de escudo es utilizado cuando los estudios geotécnicos demuestran absoluta precisión que el terreno a excavar es de buena calidad y con ausencia de agua. Los escudos de presión de tierra o de de presión de lodos son equipados de tal manera que aseguran la estabilidad del frente, sin poner en riesgo la evolución de la excavación.

La estabilización del frente en el escudo de presión de lodo se da a través de la inyección con escudos EPB (Earth Pressure Balance), utilizando el suelo excavado como medio de sostenimiento del frente. Esta técnica evita el colapso y derrumbe de los suelos perturbados por la perforación, al compensar la presión del suelo, mediante el incremento de la presión atmosférica en el frente de la excavación.

La fuerza de los cilindros de empuje, es transmitida a través del escudo ubicado al frente y alrededor de la cámara hiperbárica, permitiendo la actuación de la rueda de corte y de las herramientas de corte ubicadas en la rueda sobre la tierra plastificada, gracias al acondicionamiento con espuma, polímeros y otros aditivos, de esta manera el suelo arrancado cae en la cámara de extracción a través de las aberturas existentes en la rueda de corte, donde es mezclado con la pulpa de suelo y algunos acondicionadores que faciliten su manejo y traslado. Esto ocurre al mismo tiempo que el giro de la rueda de corte, los acondicionadores llegan al frente gracias a toberas colocadas en la rueda, que permiten añadir estos elementos al frente. El

material excavado es ingresado a la máquina a través de la cámara de extracción, para luego ser transferido a la cinta transportadora mediante un tornillo sin fin presurizado. El tornillo sin fin, lleva el material excavado a la primera cinta transportadora del sistema de cintas, luego esta coloca al material extraído sobre la siguiente y última cinta que lo llevará hasta los vagones-tolva, que permiten no solamente extraer el material de excavación, y llevarlo al exterior, sino que también permite llevar a cabo la logística de personal, materiales y servicios de la perforadora. Este sistema se desplaza sobre rieles de acero.

En la figura 2.41 se muestra un perfil típico de una máquina perforadora en escudo EPB resaltando sus partes principales.

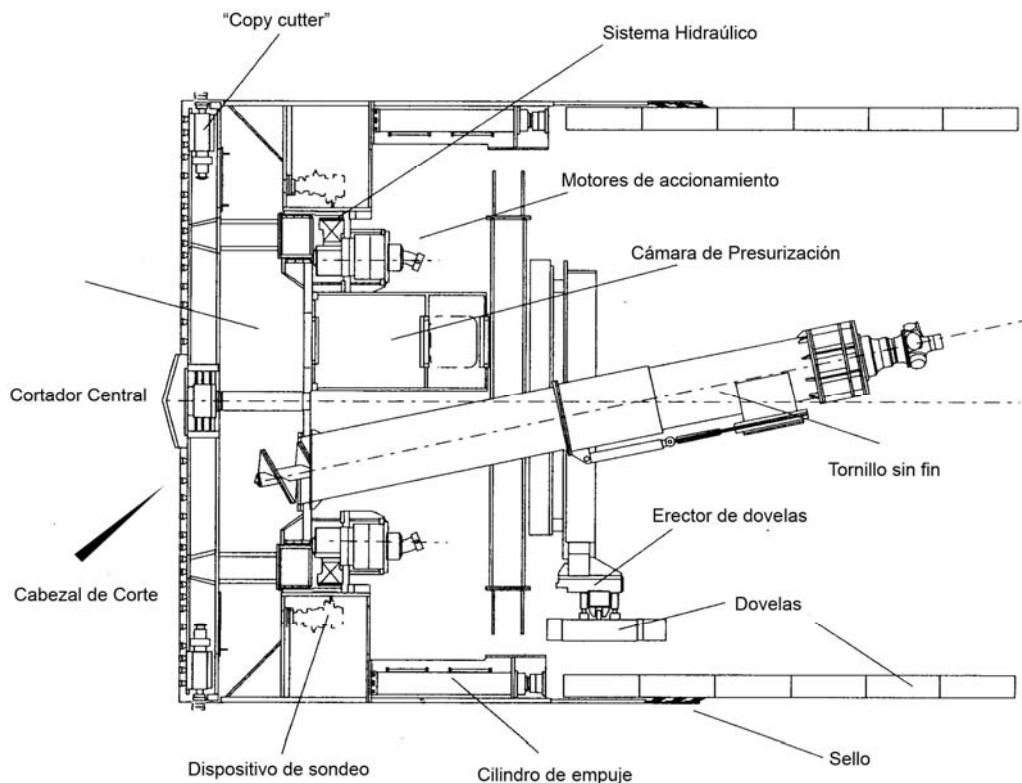


Figura 2.41. Perfil típico de un Escudo EPB (frente cerrado). (ODEBRECHT, 2005)

Según avanza la perforadora se construyen nuevos segmentos de hormigón para revestir y sostener el túnel. Los segmentos ofrecen además una superficie firme para que se apoye la perforadora, que a veces avanza a más de 5 m por hora.

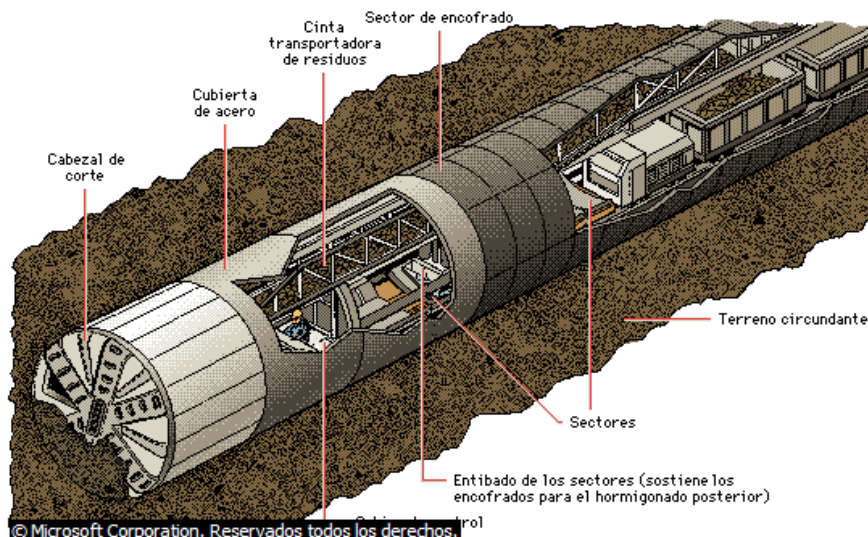


Figura 2.42. Dibujo de una perforadora de suelos tipo de Escudo o TBM. Fuente: Enciclopedia Microsoft Encarta (2007).

- 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 2.17.

Para los tramos donde la excavación presenta cobertura moderada ($H < 50\text{m}$), generalmente presentan una demanda (D) sobre el soporte entre un mínimo $(\gamma d_e) = 2,5\text{Kg/cm}^2$ y un máximo teórico, aunque improbable de $(\gamma H) = 12,5\text{Kg/cm}^2$, 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, las

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/cm², con casos frecuentes de presiones bajas a muy bajas (1 Kg/cm²), que pueden ser estabilizadas con el soporte mas liviano indicado en la tabla 2.18 (P-a/b). (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.

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 ($\delta = 0,55$)
III	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	2 IPN200@ 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	20 cm	2 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	20 cm	2 IPN200@ 75cm	15 x 6m @ par de costillas	9,9 ($\delta = 0,56$)	26,7 ($\delta = 1,51$)

Tabla 2.18. Soportes primarios: características estructurales y estadísticas. PERRI *et al.* (2004).

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 2.19.

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

Tabla 2.19. Estimación del tipo de soporte de acuerdo al GSI y demanda (D). PERRI *et al.* (2004).

- El revestimiento: se coloca posterior al sostenimiento, y consiste en aplicar sobre dicho sostenimiento una capa de hormigón, u otros elementos estructurales, con el fin de proporcionar resistencia a largo plazo al túnel y dar un acabado regular, mejorando su funcionalidad. (GONZÁLEZ DE VALLEJO, 2002).

En el tramo en estudio, el revestimiento previsto para los túneles será constituido por anillos pre-fabricados en concreto, con un diámetro externo de 5,6 m, un diámetro interno de 5,16 m, una longitud de 1.40 m y un espesor de 0,22m. Estos anillos permiten mayor simplicidad, precisión y facilidad en el manejo y montaje, mejor resistencia a los esfuerzos ya que deben ser dimensionados para la mayor demanda posible, así mismo, deben resistir las presiones generadas por el empuje de la excavadora en su avance.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO, RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para llevar a cabo la caracterización geomecánica de los materiales que conforman el subsuelo en el tramo de estudio, se realizaron ensayos mecánicos y no destructivos a muestras de rocas provenientes de los sondeos exploratorios, ubicadas primordialmente en la clave de los túneles, o bien en sus proximidades cuando la recuperación de estas así lo permitió. Posteriormente se evaluaron los resultados obtenidos a fin de establecer valores estadísticamente representativos, mediante el cálculo de promedios aritméticos y sus respectivas desviaciones estándar. Finalmente se procedió la elaboración del perfil de sectorización geomecánica, en el cual se interpretó la disposición de los tipos litológicos, así como el registro de los parámetros de resistencia de los suelos recopilados de la información técnica disponible y macizos rocosos que se emplearon en la determinación de cargas y estimación de soportes primarios. A continuación se describirán en detalle los procedimientos, modelos de cálculos, resultados y análisis de estos empleados en las fases mencionadas anteriormente.

1. Caracterización Geomecánica del subsuelo para el Diseño Geotécnico de Túneles: etapa de Laboratorio.

1.1. Selección e identificación de muestras de rocas obtenidas en sondeos exploratorios para la determinación de propiedades índices.

Posterior a la determinación del Índice de Calidad de la Roca (RQD) en todas las muestras recuperadas por perforación, se procede 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 citadas en el apartado 5.2 del Capítulo II. En total, se realizaron las siguientes cantidades de ensayos:

Ensayo de laboratorio	Cantidad de muestras
Petrografías	9
Carga puntual	7
Compresión simple	5
Tracción indirecta (brasileiro)	9
Densidad bulk o peso unitario	19
Absorción	11

Tabla 3.1. Tabla resumen de cantidad de ensayos realizados

A pesar de haberse implementado un plan adecuado de sondeos exploratorios para proyecto de túneles, haciendo perforaciones a cada 100m aproximadamente sobre el trazado proyectado, la cantidad de muestras recuperadas en rocas fue escasa en relación con las profundidades alcanzadas. Este déficit que va en perjuicio del porcentaje de recuperación y por ende del Índice de calidad de la Roca (RQD), evidenciado en los datos suministrados por las contratistas encargadas de los sondeos, redundan en una interpretación que podría resultar errada, dado que se subestima la verdadera calidad del macizo rocoso en cuanto a sus propiedades de resistencia. Es de suponer que las técnicas empleadas para la ejecución de las perforaciones pudieron no adecuarse a las sugeridas por las normas internacionales, así como también, la influencia de otras variables, como por ejemplo, la obsolescencia de equipos y falta de control de calidad por parte de quienes ejecutan y supervisan los sondeos, tal como lo reseña DE MARCO (2005), (ver anexos). Bajo estas circunstancias, se decidió evaluar las propiedades mecánicas de las pocas muestras recuperadas a profundidades cercanas a la clave de los túneles y comparar las magnitudes obtenidas con valores característicos de litologías iguales o similares publicadas en la literatura especializada.

El listado en el que se reporta la cantidad de muestras, identificación y ensayos realizados puede ser consultado en la tabla A.1.

1.2. Determinación de las propiedades índices de la roca intacta

Los ensayos se realizaron en las instalaciones del Laboratorio de Mecánica de rocas del Departamento de Minas de la UCV y en el laboratorio de Modelos Estructurales del IUT Dr. Federico Rivero Palacio.

1.2.1. Método de ensayo para determinar la densidad y absorción en roca (ISRM, 1977).

Para la determinación de la densidad bulk en especímenes de rocas con geometría irregular según la citada norma, se tomó una cantidad representativa del material con contenido de humedad natural, a la cual, se le midió el peso con una balanza hidrostática de 0,01g de apreciación. Posteriormente se sumergió la muestra en agua para medir su peso estando sumergida. La densidad bulk o peso unitario se calcula mediante la ecuación 2.13., basada en el cálculo del volumen según el principio de Arquímedes. Cuando la muestra tenía geometría regular, generalmente cilíndrica, correspondientes a los especímenes para los ensayos de carga puntual, tracción indirecta o brasilero y compresión simple, el volumen de esta se calculó mediante la medición de sus dimensiones con un vernier caliper.

El método de ensayo para determinar el porcentaje de absorción consiste en sumergir en agua la muestra durante 72 h o someterla a una presión negativa de 800 Pa durante 1h. Transcurrido este tiempo, se extrae del contenedor de agua para ser secada superficialmente. Luego, se mide el peso de la muestra saturada con superficie seca. Inmediatamente, la muestra se introduce en el horno a una temperatura de 110°C durante 24 h. Al finalizar el período, se extrae del horno y se introduce en un recipiente desecador hasta que alcance temperatura ambiente. Se determina el peso de la muestra en estado seco y se calcula el % de absorción según la ecuación 2.14.

Como resultado de este ensayo, se obtuvo una densidad promedio de 2,7 t/m³, con una desviación estándar de 0,05. Esta magnitud promedio se corresponde con los reportados por ACERO & DOMINGUEZ (2005), CARVALLO (2000), GONZÁLEZ (2002), HERNÁNDEZ (2005), LAMA (1978) y SANSEVIERO (1996), para esquistos calcíticos cuarzosos grafitosos característicos de la zona en estudio.

1.2.2. Método de ensayo para determinar el Índice de Resistencia de Carga Puntual en rocas según la Norma ASTM D 5731-02.

Según la geometría inicial de la muestra, se prepara el espécimen de ensayo para ajustarla a las dimensiones mínimas que establece la citada normativa. En el caso de los núcleos ensayados en este trabajo, se caracterizaban por la forma cilíndrica del muestreador NX serie M. Por lo que se cortaron las caras del cilindro o disco para la aplicación de carga en dirección diametral, de manera que estos tuvieran una altura mínima de $0,5D$, es decir, $0,5 \times 5,4 \text{ cm} = 2,7 \text{ cm}$. Es importante resaltar que la posición de los planos de foliación con respecto a la dirección de aplicación de carga se hizo de forma perpendicular y paralela, en especímenes provenientes de la misma muestra. Se consideró evaluar la influencia de esta variable sobre el $Is_{(50)}$.

El equipo empleado y la metodología de ensayo aplicada, así como el modelo de cálculo, se ajustó a lo propuesto en la Norma ASTM referida en el apartado 5.4.b del Capítulo II.

Como resultado general, se obtuvo un Índice de Carga Puntual ($Is_{(50)}$) de 1, con una desviación estándar de 0,5. Tal dispersión es atribuible a la anisotropía de los esquistos en cuanto a composición mineralógica y discontinuidades (planos de foliación). Sin embargo, los Índices característicos para esquistos de similar composición reportados en la literatura, coinciden notablemente con los obtenidos en este trabajo.

Así mismo, se calculó la resistencia a la compresión simple de la roca intacta empleando la ecuación 2.15 en función del Índice de Carga Puntual ($Is_{(50)}$), resultando un $\sigma_{ci} = 24,4 \text{ MPa}$. Esta magnitud promedio también se corresponde con los valores reportados en la literatura e información técnica especializada: GONZÁLEZ (2002), HERNÁNDEZ (2005), LAMA (1978) y SANSEVIERO (1996). Los resultados detallados pueden ser consultados en los anexos.

1.2.3. Método de ensayo para determinar la Velocidad de Pulso y Constantes Elásticas Ultrasónicas en rocas según la Norma ASTM D 2845-00.

En este ensayo se utilizaron los mismos especímenes preparados para la compresión simple, ya que el paralelismo y rugosidad de las caras de los cilindros, así como la altura, se ajustan a la sugerida por la norma citada.

El método de ensayo consiste en medir el tiempo que tarda el pulso ultrasónico, traducido en una señal del osciloscopio de ondas de compresión (P) y corte (S). Para ello, se aplica un gel especial a los cabezales piezoeléctricos de entrada y salida que genera un contacto uniforme con la muestra y permite la transmisión continua del pulso mecánico. Previo a la medición, deben calibrarse el equipo de medición, así como los cabezales piezoeléctricos. Una vez obtenidos estos factores, se procede a medir el tiempo de llegada de las ondas P y S.

Con los valores medidos se calculan las velocidades para cada tipo de onda, mediante la ecuación 2.16 del apartado 5.2.4, Capítulo II. Estas magnitudes arrojaron un resultado promedio para núcleos de similar composición de: $V_p = 3588$ m/s y $V_s = 2100$ m/s, con una desviación de 600 m/s y 500m/s respectivamente. Los datos y resultados obtenidos para cada muestra pueden consultarse en los anexos. En cuanto a las magnitudes promedios estimadas, estas se encuentran en el orden de las publicadas por GONZÁLEZ (2002) y SANSEVIERO (1996) para esquistos de similar composición.

Aunque la norma recomienda emplear este ensayo en rocas isótropas y con ligera anisotropía, los resultados en rocas anisótropas como los esquistos evaluados en este trabajo, pueden ser empleados para determinar las constantes elásticas: módulo de elasticidad (E), módulo de Poisson (ν), módulo de rigidez (G), módulo Bulk (K) y la constante de Lamé.

A continuación se reportan los resultados promedios obtenidos al aplicar las ecuaciones 2.17, 2.18, 2.19, 2.20 y 2.21 para el cálculo de las constantes elásticas:

Constante Elástica	Magnitud promedio
E: módulo de elasticidad (GPa)	30
G: módulo de rigidez o corte (GPa)	12,2
ν : módulo de Poisson	0,2
K: módulo Bulk (GPa)	20
λ : constante de Lamé (GPa)	12

Tabla 3.2. Tabla resumen de las magnitudes promedio calculadas en los ensayos de Velocidad de pulso y Constantes elásticas ultrasónicas.

Los datos que soportan esta tabla resumen, pueden ser consultados en los anexos.

Dado que el orden de magnitud promedio obtenido para las constantes elásticas se corresponden con los reportados en la literatura especializada: GONZÁLEZ (2002), HERNÁNDEZ (2005), LAMA (1978) y SANSEVIERO (1996) en esquistos de similar composición mineralógica, entonces, se consideran representativos de la roca intacta caracterizada en este trabajo. También es importante acotar que según la mencionada literatura, existe dispersión en las magnitudes de estas constantes según el método empleado: dinámicos o estáticos. Sin embargo, solo se cuenta con el método dinámico de laboratorio para obtener aproximaciones, las cuales, resultan cercanas a los valores esperados.

1.2.4. Método de ensayo para determinar la Resistencia a la Compresión sin Confinar de especímenes de núcleos de roca intacta (ASTM D 2938 – 95 R02).

En este ensayo, la preparación del espécimen consiste en dar la geometría apropiada en función del diámetro de la muestra, con lo cual, se cortarán las caras del cilindro, separadas a una distancia, tal que, $2D < H < 2,5D$. Las caras del cilindro deben ser perpendiculares al eje vertical del mismo, así como también, reducir al mínimo las irregularidades o rugosidades en las caras.

Las dimensiones (diámetro y altura) se midieron con un vernier caliper, haciendo al menos tres mediciones en diferentes direcciones (cada 120°), para estimar un promedio. También se determinó el peso de muestra.

La fase de rotura consiste en colocar el espécimen en una prensa para aplicarle carga axial hasta que alcance su máxima resistencia. El equipo de aplicación de carga debe poseer rigidez suficiente y permitir la regulación de velocidad de aplicación de carga, la cual, debe ser de 5 a 10 kg/cm²/s. Si se desea estimar el módulo de elasticidad de la roca, se debe medir el acortamiento o deformación vertical del espécimen durante el proceso de carga.

La resistencia a la compresión simple de la roca intacta se calcula según la ecuación 2.22 del apartado 5.2.4 del capítulo II, donde se emplea el máximo valor de carga soportado por la muestra dividido entre el área de la sección transversal de la misma.

De un total de cinco muestras evaluadas en este trabajo, correspondientes a esquistos calcíticos cuarzosos grafitosos provenientes de cuatro perforaciones suficientemente espaciadas, se estimó un promedio de la resistencia a la compresión de la roca intacta (σ_{ci}) de 24,41 MPa, con una desviación estándar 6,1. Tal magnitud coincide con el promedio estimado a través del ensayo de carga puntual. Los resultados detallados de estos ensayos pueden ser consultados en los anexos.

Pese a la poca representatividad y cantidad de muestras ensayadas, se considera que la magnitud promedio obtenida se corresponde con los órdenes reportados en la literatura especializada ya reseñada en párrafos anteriores. Así mismo, se evidencia la estrecha similitud que existe entre los resultados obtenidos a través de los ensayos de carga puntual y los de compresión simple.

Según la clasificación de FRANKLIN (1989), las rocas evaluadas son medianamente resistentes (ver tabla 2.6).

1.2.5. Método de ensayo para determinar la Resistencia a la Tracción Indirecta en especímenes de núcleos de roca intacta (ASTM D 3967 – 95A R01).

En este ensayo los especímenes que se requieren deben tener forma de discos, con un espesor igual a $0,5D$. Las muestras se cortaron según estas dimensiones normativas, teniendo un diámetro promedio NX de 5,4cm y un espesor de 2,7 cm. La posición de los planos de foliación con respecto a la dirección de aplicación de carga se hizo de forma perpendicular y paralela, en especímenes provenientes de la misma muestra.

El equipo empleado y la metodología de ensayo aplicada, así como el modelo de cálculo, se ajustó a lo propuesto en la Norma ASTM referida en el apartado 5.2.5 del Capítulo II.

Como resultado general, se obtuvo una Resistencia a la tracción promedio de 2,6 MPa, con una desviación estándar de 1,5. Tal dispersión se atribuye a la anisotropía de los esquistos en cuanto a composición mineralógica y discontinuidades (planos de foliación). Sin embargo, las magnitudes características de resistencia a la tracción para esquistos de similar composición, reportados en la literatura citada en párrafos anteriores, coinciden notablemente con los obtenidos en este trabajo. Así mismo, se comprueba que la resistencia a la tracción de la roca intacta es aproximadamente un 10% de la resistencia a la compresión simple determinados en este estudio. Los resultados detallados pueden ser consultados en los anexos.

De manera general, pudo observarse que, las superficies de falla característica de los especímenes ensayados en todas las pruebas mecánicas realizadas, se dio en los planos de foliación, donde predominaba la concentración de grafito, como es de esperarse, ya que, conforman las discontinuidades de mayor debilidad en la estructura de los esquistos.

1.2.6. Método de ensayo para descripción petrográfica (ISRM, 1977)

El muestreo realizado para la caracterización mineralógica de los esquistos estudiados, se basó en la variación composicional de minerales apreciables en

muestras de mano, así como en la ubicación de estas en relación con las claves de los túneles. Una vez seleccionadas las muestras, se prepararon las secciones finas para su posterior análisis petrográfico por medio de un microscopio de luz polarizada. La metodología consistió en efectuar un barrido general de la sección para determinar el porcentaje aproximado de minerales presentes, así como su textura, tamaño de granos y grado de meteorización. Los resultados de estos análisis se reportan en la geología local de este trabajo, específicamente en el apartado 4.2.3, Capítulo II.

Al respecto, puede concluirse que las muestras presentan textura esquistosa, en las que mineralógicamente predominan la calcita, cuarzo, grafito, y ocasionalmente micas (moscovita). Como minerales accesorios se observó la presencia de pirita y hematita. El grado de meteorización general de las muestras, se estimó de medio a bajo, evidenciado por la oxidación de micas y baja alteración de la calcita. El tamaño promedio de los mismos varia entre 0,01mm a 2 mm.

1.3. Modelo Geomecánico

1.3.1. Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso

Clasificación basada en el estado físico de una roca según FLORES C. (1962)

En la geología local, con el estudio de las variables morfolitológica y morfoestructural, pudo corroborarse que el relieve conformado por las Colinas de Bello Monte evidencian una litología competente, acentuada por la estructura singular del flanco este del Sinclinal del Cementerio. En este sentido, se interpreta que el macizo rocoso existente en el área de estudio, puede tratarse como una sola unidad litológica y estructural, con un comportamiento geomecánico similar. Bajo estas consideraciones, se decidió aplicar las clasificaciones geomecánicas conocidas para proyecto de túneles, extrapolando las propiedades índices y las características estructurales del macizo a todo el tramo en estudio.

Debido a que aproximadamente dos tercios de los materiales a través de cuales discurrirán los túneles gemelos es roca, se hace necesario tener

aproximaciones en cuanto al comportamiento geomecánico del macizo en relación al proyecto abordado en este trabajo.

A continuación se aplican las clasificaciones geomecánicas, toda vez que se tienen las propiedades índices de la roca intacta, así como la data recopilada de trabajos de geología de superficie realizados por otros Autores que se mencionarán oportunamente.

a. Clasificación basada en el estado físico de una roca. FLORES C. (M.O.P, 1962)

Los perfiles de meteorización definidos por CARVALLO (2000) ubicados hacia la zona norte de las Colinas de Bello Monte, muestran un espesor promedio de roca descompuesta a muy meteorizada de 14 m descritos en afloramientos. Esta aproximación coincide con la descripción registrada en las planillas correspondientes a los sondeos exploratorios para cada punto perforado. En estos, la clasificación empleada es la de Flores Calcaño (1962) y es la reportada en el perfil de sectorización geomecánica desarrollado en este trabajo ([ver Anexo 2](#)). Esta se considera versátil, ya que, da cuenta de las características físicas de la roca, y por lo tanto, de resistencia de la misma. Con esta clasificación se muestra en la representación gráfica del perfil, que la franja de mayor meteorización se ubica hacia el tope del macizo rocoso.

b. Clasificación RMR (Rating Mass Rock) según BIENIAWSKI (1989)

Las características analizadas para la clasificación RMR del macizo rocoso en estudio, se basa en la resistencia a la compresión promedio de la roca intacta determinada en los ensayos de laboratorio, el porcentaje RQD promedio obtenido de las perforaciones ejecutadas por las empresas contratistas, las características de las discontinuidades, tales como, estado y orientación, reportadas por CARVALLO (2000), así como también, se estimó las condiciones de agua freática según el grado de meteorización y niveles reportados en los sondeos exploratorios.

La corrección por orientación de las discontinuidades se estimó tomando en cuenta los rumbos y buzamientos modales medidos por CARBALLO (2000). Según

el trazado de los túneles, se definen dos tamos críticos, debido a que el ángulo entre el eje de los túneles gemelos y la orientación de los planos de foliación tienden a ser desfavorables con respecto a la dirección de excavación. El primero de estos, se ubica entre las progresivas 19+400 y 20+000, donde el ángulo promedio es de 43° ; el segundo se encuentra entre las progresivas 20+100 y 20+600, formando un ángulo de 30° . La oblicuidad en ambos casos implica una valoración intermedia de -5; por otra parte, también se desprende que, como los buzamientos se orientan hacia el norte, el sentido en el que debe ejecutarse la excavación es este-oeste.

En la tabla 3.3 se muestra la valoración asignada para la clasificación RMR.

Tabla 3.3. Valoración asignada para RMR

Propiedad		Valoración
Resistencia de la roca sana		2
RQD (%)		3
Separación entre discontinuidades		8
Estado de las discontinuidades	Persistencia	3
	Abertura	0
	Rugosidad	3
	Relleno	2
	Meteorización	3
Agua Freática		7
Corrección por orientación de las discontinuidades		-5
RMR =		26

Con el puntaje obtenido se tiene que el macizo rocoso en estudio es clase IV, de mala calidad, su tiempo de autosostenimiento es de 10 h con 2,5 m de excavación, con una cohesión estimada de $1\text{--}2\text{ kg/cm}^2$ y un ángulo de fricción entre 15° a 25° (ver tabla 2.12).

c. Clasificación Q (Rock Mass Quality) según BARTON, LIEN Y LUNDE (1974)

Para la clasificación Q se consideraron características similares a las empleadas en la clasificación RMR, cuyos datos ya han sido referenciados. La nueva variable a considerar es el coeficiente de influencia de los estados tensionales (SRF),

en el que se estimó una valoración de 5 para zonas débiles aislada en roca competente para coberturas ≤ 50 m. Esta valoración es conservadora, ya que considera abundantes zonas débiles (aunque no registradas) que involucran un factor de seguridad a favor.

Tabla 3.4. Valoración asignada para clasificación Q

Indices o coeficientes	Valoración
RQD	20,57
Índice de diaclasado (J_n)	12
Índice de rugosidad de las diaclasas (J_r)	3
Índice de alteración de las diaclasas (J_a)	2
Coeficiente de reducción por agua (J_w)	0,33
Coeficiente de influencia de los estados tensionales (SRF)	5
Q=	0,17

De acuerdo al puntaje obtenido en la tabla 3.4, la calidad del macizo rocoso es muy mala, implicando un tiempo de autosoporte de 1 – 10 horas, con luz de 1-5 m.

La correlación entre la clasificación RMR y Q, se expresa de la siguiente manera: $RMR = 9\ln Q + 44$, sustituyendo el puntaje obtenido; $RMR = 28$, siendo una aproximación bastante cercana al puntaje RMR obtenido inicialmente.

d. Clasificación GSI (Geological Strength Index) según HOEK & BROWN (1997), adaptado por TRUZMAN (2003)

La sencillez y versatilidad del GSI permite clasificar fácilmente los macizos rocosos, ya que solo toma en cuenta la macroestructura y las condiciones de las discontinuidades. Según las características de las muestras de mano evaluadas en los ensayos de laboratorio y los datos reportados por CARVALLO (2000), se considera un macizo rocoso plegado, muy fracturado, constituido únicamente por rocas muy foliadas. En cuanto a la condición de las superficies de discontinuidad, se considera media, por presentar ligera rugosidad, meteorización moderada y rellenos duros y

blandos. Según la tabla 2.14, el GSI del macizo rocoso en estudio esta comprendido entre 25 y 35.

También se han propuesto HOEK (200), RUSSO (1998) las siguientes correlaciones:

Correlación	Clasificación	GSI
$GSI = RMR - 5$ (sin tomar en cuenta el factor de corrección por orientación de discontinuidades y condiciones de humedad nula)	$RMR = 39$	34
$GSI = 9\text{Log}Q + 44$ (no se toma en cuenta el SRF y $J_w=1$)	$Q = 2,57$	48

Tabla 3.5. Estimación del GSI por correlación con RMR y Q

Los autores de este trabajo estiman un rango de GSI comprendido entre 25 – 35, el cual se desprende del análisis explicado al inicio de este apartado. Para efectos de cálculos futuros relacionados con los parámetros de resistencia del macizo rocoso, que dependen del GSI, este tomará un valor promedio de 30.

e. Clasificación R_{Mi} (Rock Mass Index) según PALMSTROM (1996)

Como todas las clasificaciones anteriores, la variable a considerar en el R_{Mi} es la condición de las discontinuidades. Por otra parte, también se toma en cuenta la resistencia a la compresión de la roca intacta, así como el volumen general del bloque, que involucra implícitamente el parámetro de familias y separación de diaclasas. En la tabla 3.6 se reflejan las valoraciones calculadas y asignadas para este sistema.

El índice R_{Mi} estimado arroja una calidad moderada del macizo rocoso, según tabla 2.15. Esta apreciación incrementa la calidad del macizo en comparación con las clasificaciones RMR y Q obtenidas.

Tabla 3.6. Valoración para el cálculo de RM_i

Factores	Valoración
Resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) (MPa)	24,4
Volúmen del bloque (V_b) (m^3)	0,0033
Factor de condición de las diaclasas (j_C)	1
Factor de rugosidad de las diaclasas (j_R)	3
Factor de alteración de las diaclasas (j_A)	3
Factor de tamaño y continuidad de las diaclasas (j_L)	1
Parámetro del diaclasado (J_P)	0,02
$RM_i =$	0,59

1.3.2. Perfil de Sectorización geomecánica

Con el fin representar la disposición de materiales que conforman el subsuelo a lo largo del tramo en estudio, se realizó un perfil de sectorización geomecánica, el cual, tiene por objetivo facilitar la interpretación de la data obtenida tanto en campo, como en laboratorio, esto incluye el perfil topográfico, así como la información geotécnica proveniente de los sondeos exploratorios.

El perfil topográfico fue suministrado por la Contratista Norberto Odebrecht, basado en una poligonal levantada a lo largo del tramo en estudio, la cual, comprende las progresivas 18+480 a 20+574, desde la Estación Zona Rental de la UCV, hasta Bello Monte, respectivamente.

En este se representaron 24 puntos de control o perforación, separados entre sí, aproximadamente 100 m. Se registró la información geotécnica de relevancia obtenidas de la pruebas in situ, suministradas por las contratistas ejecutoras de los ensayos. En el caso de suelos, se graficó el Número de Golpes SPT, profundidades, descripción litológica y nivel freático. Para el basamento rocoso o macizo rocoso, se reflejó la clasificación de la roca según Flores Calcaño (MOP, 1962), así como la Designación de Calidad de la Roca RQD y el porcentaje de Recuperación.

1.3.2.1. Criterios de Sectorización Geomecánica

La estimación de las cargas actuantes o sollicitaciones con las que se diseñan los sostenimientos primarios de túneles, se derivan del análisis de las propiedades físico-mecánicas de los materiales y de la estabilidad de la excavación según las variaciones de cobertura previstas. Por ello, es indispensable la elaboración de un modelo geomecánico que permita evaluar en cada punto de control o perforación las variables antes mencionadas, y de esta manera, agrupar o simplificar las características similares en cuanto a comportamiento en tramos continuos, con el objeto de proponer diseños y métodos constructivos que brinden seguridad y funcionalidad. Bajo estas consideraciones, se expone a continuación la metodología y criterios empleados para la elaboración del perfil de sectorización geomecánica, así como, resultados obtenidos y análisis de los mismos.

- a. Definición del contacto suelo-roca, distribución estratigráfica generalizada de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación (SUC) y perfil de meteorización aproximado del macizo rocoso

Los sondeos exploratorios en suelo se ejecutaron con la Prueba de Penetración Estándar (SPT), que tiene por objeto medir la resistencia a la penetración, indicadora de la compacidad en sitio de suelos granulares y de la consistencia en suelos finos. La resistencia es función del número de golpes necesario para hincar 30 cm un sacamuestras, que es golpeado con un martillo de 63,5 kg, dejado caer desde una altura de 76 cm. Según DE MARCO (2005), en la práctica el rechazo del sacamuestra se produce cuando hay una penetración menor de 30 cm para un número de golpes mayor a 60. Tal resultado puede interpretarse como el límite suelo-roca. Sin embargo, debe verificarse si el rechazo es producido por un peñón o bloque embebido en una matriz, o en efecto, se trata del sustrato rocoso subyacente. Para ello, se cambia el sistema de perforación a percusión por el rotativo, y se monitorea la velocidad de avance o el color del agua circulante. (DE MARCO, 2005).

Teniendo en cuenta este aspecto, se verificó por perforación el contacto suelo-roca y se representó en el perfil la profundidad registrada para tal cambio. Posteriormente se procedió a trazar entre puntos consecutivos el límite suelo- roca ([ver Anexo 2](#)). Puede observarse que las zonas mas deprimidas del relieve en el tramo de estudio, están constituidas por depósitos aluviales de las riveras del río Guaire que alcanzan hasta 16 m de espesor. Las Isópacas de espesores de sedimentos en la zona de estudio reportados por MONCADA (2005) coincidan con las registradas en los sondeos exploratorios.

La correlación estratigráfica generalizada de suelos interpretada en el perfil, se basa en el Sistema Unificado de Clasificación (SUC), donde principalmente la granulometría establece patrones de comportamiento mecánico. A partir de la descripción litológica registrada en los sondeos y reproducidas en el perfil, se agruparon por tipo litológico las siguientes clasificaciones:

Grupo litológico representado	Componentes
Suelos finos	(ML) Limo de baja plasticidad (MH) limo de alta plasticidad (CL) arcilla de baja plasticidad (CH) arcilla de alta plasticidad (CH-MH) arcilla limosa de alta plasticidad (CL-ML) limo arcilloso de baja plasticidad
Granulares con mucho fino	(SM) arena limosa (SC) arena arcillosa (SC-SM) arena arcillo limosa (GC) grava arcillosa (GM) grava limosa (GC-GM) grava arcillo limosa
Granulares con poco fino	(SP) arena mal gradada (SW) arena bien gradada (GP) grava mal gradada (GW) grava bien gradada

Tabla 3.7. Descripción litológica registrada en los sondeos y reproducidas en el perfil

La disposición general de los estratos de suelos en pseudohorizontal, adaptándose a las pendientes del valle. La gradación de los materiales incrementa con la profundidad, atribuyéndose a la descomposición del sustrato rocoso, al patrón de distribución de sedimentos por efecto de gravedad, cercanía de la fuente, así como a la dirección lateral de aporte, provenientes tanto del sur, como del norte. Es importante ratificar la existencia de espesores considerables en las primeras progresivas del trazado de depósitos lacustres, SINGER (1976), OROPEZA *et al.* (2007), agrupados en el tipo litológico de suelos finos.

El perfil de meteorización aproximado del macizo rocoso se representó a partir de los datos obtenidos por CARVALLO (2000), quien reportó espesores aproximados de roca descompuesta a muy meteorizada entre 5 y 14 m. Esta aproximación determinó la franja de mayor alteración del macizo rocoso representada en el Anexo 2. Debido a que los agentes atmosféricos afectan las zonas de mayor exposición, que en el tramo de estudio esta conformado por las zonas mas elevadas, se considera en ellas un máximo espesor de roca afectada.

b. Estimación de parámetros de resistencia en suelos

Como puede apreciarse en el perfil de sectorización geomecánica ([Anexo 2](#)), predominan los suelos granulares y su comportamiento mecánico es función del ángulo de fricción, según la teoría de Mohr-Coulomb. Como el parámetro de resistencia medido en sitio de estos materiales se determinó con la Prueba de Penetración Estándar (SPT), donde se establecen correlaciones para determinar el ángulo de fricción del suelo a partir del número de golpes SPT corregidos ($N1(60)$).

Para el diseño geotécnico de los túneles conviene conocer el ángulo de fricción de los materiales que conforman el contorno inmediato a la excavación. En este sentido, se estimó esta variable mediante la aplicación de las correlaciones propuestas por DE MARCO (2004), en las que se corrige el número de golpes SPT por efecto de esfuerzo efectivo, así como por energía de entrega, y luego se calcula el ángulo de fricción a partir del valor $N1(60)$. Las ecuaciones utilizadas en los cálculos (A.1, A.2, A.3 y A.4) se muestran en los anexos.

Los ángulos de fricción estimados para suelos granulares se encuentran entre 27° y 39°. Estos tienden a incrementar con el aumento de los esfuerzos verticales totales, y sus magnitudes se corresponden con las características de este tipo de materiales. Los cálculos detallados de este parámetro por perforación, se reportan en el Anexo 4.

Es importante resaltar que los depósitos granulares en el área de estudio se encuentran bajo nivel freático, por lo tanto, en condiciones saturadas, lo que pudiera generar complicaciones geotécnicas en cuanto a licuación. En este sentido, convendría evaluar detalladamente las densidades in situ, así como las obras civiles existentes en el área de afectación, con el fin de mitigar posibles daños.

En cuanto a los depósitos lacustres, también debe considerarse posibles procesos de consolidación de los lentes de arcillas saturadas que perjudiquen a las obras civiles (túneles, estaciones y servicios) en términos de asentamientos diferenciales excesivos.

c. Estimación de parámetros de resistencia del macizo rocoso

Basados en la teorías de rotura en rocas de HOEK & BROWN (1980) y MOHR-COULOMB, los parámetros de resistencia del macizo rocoso (m_i , σ_{cm} , E_m , ϕ_m , C_m) se estimaron a partir de las propiedades índices promedios de la roca intacta determinadas en laboratorio (σ_{ci} , σ_t), así como, la clasificación geomecánica del Geological Strength Index (GSI) propuesto en este trabajo. Las correlaciones empleadas se citan en el apartado 5.5, Capítulo II, según las ecuaciones 2.38, 2.44, 2.47, 2.41.

Los resultados obtenidos se reportan en la siguiente tabla 3.8.

Parámetro	Magnitud promedio
m_i	9,28
σ_{cm} : resistencia a la compresión del macizo	2,08 MPa
Em: módulo de elasticidad del macizo	602 MPa
ϕ_m : ángulo de fricción del macizo	25,33°
Cm: Cohesión del macizo	0,56 MPa

Tabla 3.8. Resultados de los parámetros de resistencia del macizo rocoso.

En párrafos anteriores se explicó las razones por las cuales se interpreta que el macizo rocoso existente en el área de estudio, puede tratarse como una sola unidad litológica y estructural, por lo tanto, con un comportamiento geomecánico similar. Bajo estas consideraciones, los parámetros geomecánicos calculados serán empleados cuando el material a través del cual discurran los túneles sea macizo rocoso.

El parámetro m_i obtenido para el macizo rocoso está en los órdenes reportados en la tabla 2.4, y por DE MARCO & PERRI (2006), correspondientes a esquistos.

En cuanto a la resistencia a la compresión y módulo de elasticidad promedios del macizo, puede observarse que estos representan un 8,5% y 2% de los de la roca intacta, respectivamente. Esta disminución es notablemente conservadora y en términos de diseño geotécnico, obligan a trabajar a favor de la seguridad. El ángulo de fricción y cohesión promedios del macizo se corresponden en magnitud con los reportados por GONZÁLEZ (2002), (ver anexos).

- d. Definición de coberturas, cálculos de cargas actuantes y estimación de soportes primarios

Como datos del proyecto, se conoce además del trazado, la geometría de los túneles gemelos, los cuales, tienen sección circular. La excavación tendrá un diámetro de 5,85 m y la separación promedio entre ejes de túneles es aproximadamente 11,5 m.

La definición de coberturas requiere calcular el ancho de sólido de carga de Terzaghi (B) que es función de las dimensiones del túnel y del ángulo de fricción de

los materiales circundantes, según la ecuación expresada en la tabla 2.17. Dado que en el perfil litológico se obtuvo variaciones en cuanto a la magnitud del ángulo de fricción, se estimó un valor promedio en los estratos arenosos ubicados en la clave de los túneles, obteniendo como resultado 33° . Sustituyendo en la ecuación:

$$B = b + 2h \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = 5,85m + 2 \times h \times \tan\left(45^\circ - \frac{33}{2}\right) = 12,2m$$

En el Anexo 2 puede apreciarse el detalle de los sólidos de carga de acuerdo con el ancho estimado.

Por otra parte, se calculó B para el macizo rocoso, con un ángulo de fricción correspondiente a 25° , dando como resultado un ancho de 13 m. Haciendo comparación entre las magnitudes de ambos sólidos, se tomará el mayor por ser conservador.

Los sólidos de carga según el ancho calculado se solapan ligeramente debido a la separación que existe entre los túneles gemelos, por lo que, desde el punto de vista constructivo, se recomienda excavar un túnel a la vez, para generar sólidos de cargas individuales y evitar inestabilidades durante el proceso.

Según la tabla 2.17, el límite entre coberturas queda definido de la siguiente manera:

Clasificación de cobertura	Roca con $GSI \leq 25$ y/o suelo
Superficial	$H = 13 \text{ m}$
Intermedia	$13 \text{ m} < H \leq 32,5 \text{ m}$
Profunda	$H > 32,5 \text{ m}$

Tabla 3.9. Límites de coberturas determinados y representados en el perfil de sectorización.

Las coberturas estimadas se representaron en el perfil de sectorización, obteniendo la siguiente distribución ([ver Anexo 2](#)):

Cobertura	comprendida entre las progresivas	comprendida entre las perforaciones	longitud del tramo (m)
Superficial	18+480 - 18+979	PE-1 a PE-7	499
Intermedia	18+979 - 19+153	PE-8 a PE-9	174
Profunda	19+153 - 19+684	PE-10 a PE-13	531
Intermedia	19+684 - 19+740	PE-14	56
NATM	19+740 - 19+920	PE-15 a PE-18	180
Intermedia	19+920 - 20+574	PE-19 a PE-24	654

Tabla 3.10. Distribución de las coberturas representadas en el perfil de sectorización geomecánica.

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

- Cobertura Superficial

Se calculó el esfuerzo vertical total sobre la clave del túnel por perforación, tomando en cuenta las densidades y espesores de capas correspondientes (ver Anexo 4). La carga actuante es igual al esfuerzo vertical: $P_v = \gamma h = \sum \gamma_i h_i$.

El rango de demanda superficial está comprendido entre 0,06 MPa y 0,18 MPa. Las cargas actuantes para cobertura superficial son reportadas en el Anexo 2, y detalladas en el Anexo 4.

- Cobertura 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 ponderada de los estratos comprendidos en la cobertura; α es el factor de carga de Terzaghi, en suelos este factor se determina con el gráfico de la Figura 2.40 según el ángulo de fricción promedio calculado para los sustratos granulares sobre la clave del túnel. Por ejemplo, en la cobertura intermedia dominada por suelos, comprendida entre las progresivas 18+979 - 19+153, el ángulo de fricción promedio resultó aproximadamente 38° , implicando un $\alpha = 0,2$. Por otra parte, como $b = h = 5,85$ m, la demanda resulta ser:

$$P_v = 1,67 \frac{t}{m^3} \times 0,2 \times 2 \times 5,85m = 0,039MPa .$$

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

Para los dos tramos de cobertura intermedia, la magnitud de P_v es menor a $P_{\min}$, por lo que se seleccionó $P_{\min}$ como carga actuante sobre el túnel. El rango de carga varía entre (0,19 – 0,3) MPa.

Cuando el material predominante sobre la clave del túnel es macizo rocoso, el factor de carga de Terzaghi viene dado por la ecuación 2.49, que depende del m_i y del GSI. Las cargas actuantes para cobertura intermedia son reportadas en el Anexo 2, y detalladas en el Anexo 4.

- Cobertura Profunda

La carga actuante para cobertura profunda es calculada con la siguiente expresión: $P_{\text{crit}} = \frac{2P_0 - \sigma_{cm}}{1 + k}$; donde $P_0 = \gamma_{\text{ponderado}} H$; $k = \frac{1 + \tan \phi}{1 - \tan \phi}$. 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.

En esta clasificación de cobertura se debe calcular un Índice de Competencia (IC), expresado como: $IC = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H}$, y establece la clase de comportamiento de la excavación (ver Anexo 3).

Dado que la cobertura profunda está dominada por el macizo rocoso, el factor k es constante, para un $\phi_m = 25^\circ$. Su magnitud es de 2,46.

Los rangos de demanda en cobertura profunda se encuentran entre 0,12 – 0,59 MPa. Puede apreciarse que estas representan los máximos valores en todo el tramo en estudio. Los cálculos detallados son reportados en el Anexo 4, y resumidos en el [Anexo 2](#).

A continuación se resumen los rangos de demanda para las coberturas existentes en el tramo.

Cobertura	comprendida entre las progresivas	Rango de cargas actuantes (MPa)
Superficial	18+480 - 18+979	0,06 - 0,18
Intermedia	18+979 - 19+153	0,19 - 0,3
Profunda	19+153 - 19+684	0,12 - 0,59
Intermedia	19+684 - 19+740	0,29
NATM	19+740 - 19+920	-
Intermedia	19+920 - 20+574	0,2 - 0,33

Tabla 3.11. Rangos de demandas a partir de las coberturas.

Dado que el método de excavación ha sido predefinido por la contratista, tomando como referencia las experiencias en la 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 (dura y blanda) que pudiera encontrarse durante la excavación, produciendo un mínimo de perturbación del entorno durante el proceso, así mismo disminuye la descompresión del suelo, controla y reduce significativamente el flujo de agua subterránea reduciéndose en consecuencia, los posibles imprevistos y la necesidad de refuerzos en las fundaciones de estructuras existentes en el área de afectación. Tales ventajas continúan siendo determinantes en el actual proyecto, por lo que se verifica que el método a emplear es el acertado. Otra razón por la que se justifica la aplicación del mencionado método, se debe a las bajas coberturas superficiales al inicio del tramo en estudio (Zona Rental de la UCV), que solo pueden mantenerse con este sistema.

La selección del soporte primario depende esencialmente de la magnitud de las cargas actuantes. La metodología consiste en seleccionar de la tabla de sostenimiento (ver tabla 2.18) aquel tipo de soporte cuya capacidad supere en un margen prudencial a la demanda. Sin embargo, para la cobertura profunda, una vez

seleccionado el tipo de sostenimiento, debe estimarse la convergencia y el radio de plastificación de la excavación, con el fin de comparar con valores permisibles.

El margen de seguridad viene dado por la diferencia entre la resistencia del soporte (P_i) y la carga actuante, dando idea del factor de seguridad que se tiene en el diseño. Aunque, el factor de seguridad se calcula como la relación de la resistencia del soporte y la demanda.

El criterio de distribución de soportes entre puntos de perforación, consiste en evaluar la diferencia de coberturas y hacer el cambio de tipo de soporte cuando se observe variaciones significativas.

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

Tabla 3.12. Distribución de los soportes seleccionados.

Cobertura	Tramo	Sostenimiento primario
superficial	18+480 – 18+880	P-a/b
	18+880 – 18+979	P-c2
Intermedia	18+979 - 19+080	P-c2
	19+080 – 19+153	P-c1
Profunda	19+153 – 19+300	P-c1
	19+300 – 19+420	P-a/b
	19+420 – 19+540	P-f/2
	19+540 – 19+684	P-c1
Intermedia	19+684 – 19+740	Pc-1
	19+920 – 20+060	P-d2
	20+060 – 20+240	P-c2
	20+240 – 20+540	P-c1
	20+540 – 20+640	P-d2

Se conoce por información suministrada por la compañía constructora, que el sistema sostenimiento – revestimiento a aplicar en el proyecto, supera las expectativas de demanda acompañado de un método de excavación que se ajusta a las condiciones geotécnicas del subsuelo.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En cuanto a la configuración litológica del tramo de estudio se concluye que está conformado por suelos y macizo rocoso. Los primeros se ubican en las áreas deprimidas (valle), con espesores que no exceden los 16 m. Son de origen aluvial, como producto del acarreo de sedimentos del río Guaire en eventos torrenciales, cuyas fuentes provienen de las zonas de mayor elevación, principalmente de la “Mole” del Ávila, por el norte y las Colinas de Santa Mónica y Bello Monte por el sur. Están constituidos principalmente por Arenas limosas (SM), Arenas y gravas mal gradadas (SP, GP), en menor proporción por lentes de suelos finos de origen lacustre, con pesos unitarios que van desde $1,5 \text{ gr/cm}^3$ a $1,9 \text{ gr/cm}^3$. La correlación estratigráfica mostrada en el perfil de sectorización geomecánica obedece a la composición granulométrica de los suelos, la geometría aproximada de la cuenca en cuanto a la disposición pseudohorizontal de los estratos, al patrón de distribución de sedimentos por efecto de gravedad, cercanía de la fuente, así como a la dirección lateral de aporte. En el tramo de cobertura superficial ubicado al inicio de estación Zona Rental de la UCV hasta el final de la av. Las Acacias (Progresiva 18+980), la excavación discurre a través de suelos. Sobre las claves de los túneles, el comportamiento mecánico de estos materiales es función del ángulo de fricción, por ser suelos granulares en su mayoría, estimándose una magnitud promedio de 38° en base al Número de golpes corregido ($N1_{(60)}$).
- En general, el macizo rocoso está conformado por esquistos calcílicos cuarzosos grafitosos, algunas veces micáceos, muy foliados, con buzamientos que oscilan entre los 40° y 70° . Existen ligeras variaciones en cuanto a porcentajes composicionales, determinados en los análisis petrográficos realizados en este trabajo. Tales características litológicas coinciden con la información geológico-geotécnica consultada sobre el área en estudio. El

relieve de mayor cota, localizado en las Colinas de Bello Monte se corresponde con la competencia asociada a la litología. Las características morfoestructurales del macizo se atribuyen al flanco este del sinclinal del Cementerio, con orientación modal aproximada de N70°E60°N y N50°E40°N, datos obtenidos por CARVALLO (2000) en geología de superficie realizada en las mencionada Colinas. Del mismo Autor, se conoció un perfil de meteorización aproximado del macizo que aflora en la zona de estudio, reportando espesores entre 6 y 14 m de roca descompuesta a muy meteorizada. Esta aproximación coincide con los datos obtenidos en los sondeos exploratorios, por lo que se representó en el perfil de sectorización geomecánica una franja de roca muy afectada por la meteorización.

De la evaluación de las propiedades índices de la roca intacta a profundidades de las claves de los túneles, determinados a través de ensayos estandarizados de laboratorio, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4.1. Propiedades índices promedios de la roca intacta

Propiedad Índice	Magnitud	Desviación estándar
Densidad (gr/cm ³)	2,7	0,05
Absorción (%)	0,8	0,3
Vp: Velocidad de onda de compresión (m/s)	3588	629
Vs: Velocidad de onda de corte (m/s)	2099	499
E: módulo de elasticidad (GPa)	30,0	0,8
G: módulo de rigidez o corte (GPa)	12,2	0,6
μ: módulo de Poisson	0,2	0,1
K: módulo Bulk (GPa)	20	1
λ: constante de Lamé's (GPa)	12	1
Is ₍₅₀₎ : Índice de carga puntual (Mpa)	1	1
σ _{ci} : Resistencia a la compresión (Mpa)	24,4	6,1
σ _t : Resistencia a la tracción (Mpa)	2,6	1,4

En virtud de la cantidad de ensayos efectuados, no se aplicó un tratamiento probabilístico para la estimación definitiva de las propiedades índices, dado que, las magnitudes promedios estimadas concuerdan con los reportados por la literatura e información técnica especializada referente al tipo de roca en estudio. Las altas dispersiones o desviaciones estándar en algunas de las propiedades, se atribuyen a la variabilidad del material, que es propiedad intrínseca de las rocas, así como por la incertidumbre, generada al no efectuar un muestreo lo suficientemente cuantioso que permita disminuir las desviaciones.

En cuanto a los parámetros geomecánicos del macizo rocoso, estimados según HOEK & BROWN (1997), se obtuvo como resultado: $m_i = 9,8$; σ_{cm} : 2,08 MPa; E_m : 602 MPa; ϕ_m : 25°; C_m : 0,56 MPa. Todas las magnitudes estimadas están en los órdenes reportados en la literatura.

El macizo rocoso existente en el área de estudio, puede tratarse como una sola unidad litológica y estructural, con un comportamiento geomecánico similar. Bajo estas consideraciones, se decidió aplicar las clasificaciones geomecánicas conocidas para proyecto de túneles, extrapolando las propiedades índices y las características estructurales del macizo a todo el tramo en estudio. En las diferentes clasificaciones se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 4.2. Resultados de las Clasificaciones Geomecánicas.

Clasificación geomecánica	valoración	Clase de macizo rocoso	Consideraciones técnicas para proyecto de túneles
RMR (BIENIAWSKI (1989)	26	IV: de mala calidad	Tiempo de autosostenimiento = 10 h con 2,5 m de excavación. Dirección favorable de excavación: este a oeste
GSI (HOEK, 2000), adaptado por TRUZMAN (2003)	25 - 30	Roca de calidad media	
Q (BARTON, LIEN Y LUNDE, 1974)	0,17	Muy mala calidad	Tiempo de autosostenimiento = de 1 a 10 h, con 1 a 5 m de excavación
RMi (PALMSTROM, 1996)	0,59	Calidad moderada	

De acuerdo a las clasificaciones geomecánicas, al macizo rocoso puede asignársele una calidad mala a media. Además, del Índice RMR se desprende como consideración técnica de importancia, la dirección de excavación de los túneles, esta debe ser este-oeste, en función de la orientación y buzamiento de los planos de foliación con respecto al eje de los túneles gemelos. Según este análisis, la planificación inicial del proyecto es acertada.

- La sectorización geomecánica se realizó de acuerdo a la clasificación de coberturas, basada en la Teoría de Terzaghi del sólido de Carga, obteniéndose los tres tipos: Superficial, Intermedia y Profunda, especificadas en cuanto a magnitud y localización en la tabla 3.11 y representadas en el Perfil de Sectorización (ver Anexo 2). La cobertura Superficial en la longitud inicial correspondiente, obedece al comportamiento mecánico de los suelos y las coberturas siguientes (Intermedias y Profundas), dependen de las características geomecánicas del macizo rocoso. Sin embargo, entre las progresivas 20+100 a 20+360, correspondientes a cobertura Intermedia, existe una influencia debida la presión litostática producida por depósitos de suelos sobre la excavación.

Por otra parte, los sólidos de carga según el ancho calculado (13 m) se solapan ligeramente debido a la separación que existe entre los túneles gemelos, por lo que, desde el punto de vista constructivo, se recomienda excavar un túnel a la vez, para generar sólidos de cargas individuales y evitar inestabilidades durante el proceso.

- En cuanto a las magnitudes de las cargas actuantes, estas se estimaron en el orden de 0,06 a 0,18MPa para coberturas Superficiales, 0,19 a 0,33MPa para coberturas Intermedias y 0,12 a 0,59MPa para coberturas Profundas. Estas solicitaciones deben ser comparadas con la resistencia o capacidad del sistema de sostenimiento-revestimiento previsto por la C.A. Metro de Caracas y las contratistas. Dado que el sistema de producción de los anillos se realiza en serie, el valor de resistencia del conjunto bajo carga, debería soportar magnitudes prudencialmente por encima de la máxima reportada en este trabajo, a fin de garantizar factores de seguridad adecuados a lo largo del tramo en estudio.
- Como un aporte adicional al alcance real de este trabajo, se decidió proponer los tipos de sostenimiento primario utilizados convencionalmente (concreto proyectado, costillas y pernos metálicos), cuando el método de excavación es parcialmente mecanizado. Como resultado se obtuvo sostenimiento tipo P-a/b en cobertura Superficial, P-c2, P-c1 y P-d2 en coberturas Intermedia y Profunda, y P-f2 en cobertura Profunda. Los detalles en cuanto a distribución a lo largo del tramo, han sido reflejados en las tablas de resultados (Anexo 4) y en el perfil de sectorización geomecánica (Anexo 2). Cabe señalar que los métodos de excavación conveniente para estos tipos de sostenimiento, van de acuerdo a las propiedades geomecánicas de los materiales, así como la estabilidad del frente de excavación. Por ejemplo, en cobertura superficial debe utilizarse métodos de pre-consolidación o estabilización del frente de excavación, mediante la colocación de fibro-resinas, bulones, micropilotes con el método “*Marcha avanti*”.

- Se conoce de los datos del proyecto, que el sistema de excavación previsto es con TBM del tipo EPB, donde el grado de perturbación del medio es mínimo, y adaptable a la variabilidad del medio en cuanto a resistencia y estabilidad. Se considera que la selección es la adecuada, por razones de rendimiento, precisión, mínima perturbación del medio excavado lo que redunda rapidez, disminución de costos, seguridad y áreas de afectación mínimas.
- Se recomienda realizar un estudio hidrogeológico e hidrogeoquímico en el área de afectación de los túneles, con el fin de detectar la presencia de acuíferos y caudales de infiltración respectivos, así como también, pronosticar las redes de flujo y cargas hidráulicas a nivel de excavación. Ello permitirá adoptar medidas que contrarresten futuros inconvenientes de estabilidad durante el proceso, así como garantizar seguridad permanente posterior a la colocación de sostenimientos y revestimientos definitivos.
- Con el fin de alcanzar el equilibrio entre las condiciones naturales y la ocupación del terreno para la actividad humana, deben incorporarse a la planificación urbana los planes de prevención y mitigación de los riesgos geológicos, para evitar y/o reducir los daños ocasionados por los procesos geodinámicos. Las geoamenazas a las que está sometida la zona en estudio (aludes torrenciales, inundación y riesgo sísmico, deben ser consideradas en la ingeniería de detalle para las obras civiles. En este sentido, los proyectos deben considerar instalaciones especiales y factores de seguridad necesarios, con el objetivo de 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. Es importante resaltar que los depósitos granulares en el área de estudio se encuentran bajo nivel freático, por lo tanto, en condiciones saturadas, lo que pudiera generar complicaciones geotécnicas en cuanto a licuación. En este sentido, convendría evaluar detalladamente las densidades en sitio, así como las obras civiles existentes en el área de afectación.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- American Society for Testing and Materials (1999). **D 1586-99: Standard Test Method for Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soils**. ASTM. 5p.
- ÁLVAREZ, L. (2003) **La Ingeniería Geológica y los grandes proyectos de infraestructura**. GEOCONSULT.
- BELLO M. E., LÓPEZ J. L. Y COURTEL F. (2004). **Impacto y Prevención de Aludes Torrenciales e Inundaciones en el Valle de Caracas. Caso: Río Guaire**. Instituto de Mecánica de Fluidos Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- CACERES, V. (S/F) **Aplicación de La Mecánica de Rocas en el Diseño de Túneles (Según Barton Y Bieniawski)**. (Texto en línea) Disponible: [www.arqhys.com/contenidos/mecanica tuneles](http://www.arqhys.com/contenidos/mecanica_tuneles).
- CARBALLO, X (2000). **Caracterización Del Perfil de Meteorización para la Formación Las Mercedes, Grupo Caracas en las subcuencas Santa Mónica-Los Chaguaramos, Bello Monte - Las Mercedes, y Santa Fé – Valle Arriba**. Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas. 290 pp.
- CARRILLO, M. et al. (2002) **Clasificación Geomecánica y Análisis de Estabilidad de Taludes del Macizo Rocoso Coris, Cartago, Costa Rica**. Revista Geológica de América Central.
- DE MARCO, P. (2004). **Caracterización geotécnica del subsuelo mediante sondeos exploratorios del Estado del Arte a la práctica**. XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, Caracas. (pp 87-97).
- DE MARCO, P., PERRI, G. (2006) **Diapositivas de túneles**. Trabajo no publicado. Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- DIAZ, A. (2005). **La otra cara de las rocas metamórficas en el área de Caracas**. GEOS No. 38. Escuela de Geología, minas y Geofísica de la UCV, Caracas. P 27.
- DUQUE, G. (S/F) **Manual de Geología para Ingenieros**. (Texto en línea) Disponible: www.geocities.com/manualgeo_12.

- ESPINOZA, D., CASTILLEJO, M. (Tutor Académico) (2005) **Análisis de subsidencia producida por la excavación de túneles de la línea 4 del Metro de Caracas, aplicando el método de los elementos finitos.** U.C.V., Caracas.
- GEOCONSULT. (2004). **Clasificaciones geomecánicas y diseño empírico.** (Texto en línea) Disponible:
http://www.geoconsult.es/fotos/Publicaciones/Manual/04_ClsGM.pdf. pp. 50-63.
- 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.
- HERNANDEZ, S. DE MARCO, P (Tutor académico) (2005) **Retroalimentación geomecánica para el proyecto de revestimiento del túnel La Cabrera, sistema ferroviario central, tramo puerto cabello la encrucijada.** U.C.V., Caracas.
- HOEK, E., C. CARRANZA-TORRES, and B. CORKUM. (2002) **Hoek - Brown failure criterion.** (S/E).
- HÜRLIMANN, Marcel. (S/F). **Clasificaciones geomecánicas.** (Texto en línea). Ingeniería del terreno, cartográfica i geofísica. Disponible:
www.etcg.upc.es/asg/engeol/pdf_files/5.3clasgeom_txt.pdf. Tema 5. Lleyda, España.
- LAMA, R; VUTUKURI, V. (1978). **Handbook on Mechanical Properties of Rocks.** Volume II. Trans Tech Publications. Australia. 481 pp.
- LOPEZ, C. et al. (1997) **Manual de túneles y obras subterráneas.** Madrid España.
- MEGAW, T. (1988) **Túneles, Planeación, Diseño y Construcción.** Edit. Limusa. México.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS. DIVISIÓN DE GEOLOGÍA. FLORES CALCAÑO, E. (Compilador) **Representaciones gráficas de los términos geotécnicos mas usuales.** M.O.P. Caracas, Venezuela.

- MONCADA, A. (2005). **Modelado Gravimétrico del basamento del Municipio Libertador Distrito Metropolitano de Caracas**. Trabajo Especial de Grado Inédito. Universidad Central de Venezuela. Caracas. 116 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.
- PERRI, G. (1990) **Diseño Geotécnico de Túneles**. U.C.V. Caracas.
- PERRI, G. (2002). **Contribución a la Caracterización Geomecánica de los macizos rocosos en base al GSI de Hoek**. Caracas, 20 pp.
- SALCEDO, D. (2004). **Clasificación de masas Rocosas con fines geotécnicos**. XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, Caracas. 30 pp.
- SIERRA, J. (1999) **Alternativas de Sostenimiento en la excavación del Túnel Tazón Norte del Ferrocarril Caracas – Cúa**. U.C.V. Caracas.
- SINGER, A (1977, noviembre 19-23). **Tectónica Reciente, Morfogénesis Sísmica y Riesgo Geológico en el Graben de Caracas**. Ponencia presentada en el V Congreso Geológico Venezolano (pp.1861-1902). Caracas: Sociedad Venezolana de Geólogos.
- Universidad Nacional de Colombia. (2003) **Recientes desarrollos en la estimación del sostenimiento en roca mediante el RMI**. (Revista en línea). Dyna. Disponible: <http://redalyc.uaemex.mx/redalyc/pdf/496/49614004.pdf> (noviembre, año/vol. 70, número 140. pp. 23-43).
- VILA, MARCO AURELIO. 1967: **Aspectos geográficos del Distrito Federal. Corporación Venezolana de Fomento. Caracas – Venezuela**. Disponible en: es.wikipedia.org/wiki/Cerro_El_Ávila - 33k. [Consulta: 2007, octubre]
- WERNER, R (2004). **SIMULACION DE MONTE CARLO Y SU APLICACION A LA INGENIERIA GEOTECNICA**. XVII Seminario Venezolano de Geotecnia. “Del Estado del Arte a la Práctica” VIII CONFERENCIA GUSTAVO PEREZ GUERRA. 76 pp.
- WESTON GEOPHYSICAL ENGINEERS INT (1070). **Mapa de Curvas de espesores de Suelo**. V Congreso Geológico Venezolano, reseñado en la Ponencia “Tectónica Reciente, Morfogénesis Sísmica y Riesgo Geológico en el Graben de Caracas”, por Singer A. Sociedad Venezolana de Geólogos. Caracas Venezuela.

WESTON GEOPHYSICAL ENGINEERS INTERNACIONAL INC., WESTON. MASSACHUSETTS, USA. (1969). **Investigaciones Sísmicas en el Valle de Caracas y el Litoral Central.** Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo de Caracas de 1967. Anexos.

XII Seminario de Geotecnia. (1992). Sociedad Venezolana de Mecánica de suelos e Ingeniería de Fundaciones. Pp 21-43. Caracas.

Z. T. BIENIAWSKI von Preinl, B. Celada Tamames, J. M. Galera Fernández y M. Álvarez Hernández. (2006) **El Índice de Excavabilidad del Macizo Rcoso (Rme): Nueva Metodología Para Escoger El Método Óptimo de Construcción de Túneles.** Congreso de la ITA. Seúl.

ANEXOS

ANEXO [1].

MAPA DEL TRAZADO

ANEXO [2].

PERFIL DE SECTORIZACIÓN GEOMECÁNICA

ANEXO [3].

TÓPICOS

Procedimiento internacional para Ensayo de Penetración Estándar SPT

El ensayo de Penetración Estándar SPT (Standard Penetration Test), consiste en determinar el número de golpes necesarios para hincar el sacamuestras 30 cm (12”), utilizando un martillo de 63,5 kg (140 lb) de peso, con una altura de caída de 76 cm (30”). Esta prueba ha sido ampliamente utilizada como método de exploración de suelos con fines geotécnicos, y por este motivo está totalmente normalizado, lo que ha conllevado al perfeccionamiento en cuanto al procedimiento de ejecución del ensayo, con el fin de obtener el mayor provecho posible de la información que suministra.

De Marco (2004) presenta un resumen del Procedimiento Internacional de Referencia para el Ensayo SPT (IRTP) propuesto por Décourt, Muromachi, Nixon Schmertmann, Thornburn y Zolkov (1988), en el cual, se plantean los métodos para la hincada del muestreador, así como los factores de corrección debido a la energía incidente y la influencia del nivel de esfuerzos.

Dado que los aspectos planteados se basan en un extenso análisis de los resultados obtenidos durante muchos años de aplicación del ensayo SPT, De Marco (2004) recomienda corregir los valores de Número de golpes SPT (N_{SPT}) en Venezuela para referirlos a una energía incidente del 60% aplicando un factor de 0,7. es decir: $N_{60} = 0,7 N_{SPT}$. Por otra parte, en arenas, la resistencia depende de la presión de confinamiento, por lo que, también se aplica un factor que depende del esfuerzo vertical efectivo (σ'_{vo}) según la siguiente expresión:

$$C_N = \left(\frac{10}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5} \quad (A.1)$$

Finalmente, se propone que los valores de N_{SPT} sean corregidos por ambos factores cuando se muestrean arenas, con la finalidad de estimar el ángulo de fricción ϕ . La expresión simplificada de esta doble corrección es:

$$N_{I(60)} = 0,7 C_N N_{SPT} \quad (A.2)$$

También se proponen unas expresiones de correlación para estimar el ángulo de fricción como parámetro de uso general:

$$\phi = 25 + 0,63N_{1(60)}, \text{ para } 5 \leq N_{1(60)} \leq 20 \quad (\text{A.3})$$

$$\phi = 34 + 0,18N_{1(60)}, \text{ para } 20 \leq N_{1(60)} \leq 70 \quad (\text{A.4})$$

Dificultades frecuentes durante el muestreo a percusión y rotación.

Según DE MARCO (2005) las dificultades inherentes al muestreo a percusión se producen generalmente en arenas y limos, los cuales, estando bajo nivel freático, debe procurarse mantener el nivel de agua de la perforación por encima del nivel freático, ya que las diferencias de presión hidrostática originan la licuación del material localizado en el fondo de la perforación, destruyendo su estructura. Por otra parte, también señala que en depósitos aluviales y rellenos, la presencia de bloques puede conducir a un rechazo o rebote de la cuchara partida durante el proceso de hinca, dando la falsa impresión de haber llegado al macizo rocoso. Para ello, se recomienda cambiar el sistema a rotación y monitorear la velocidad de avance, así como el cambio de color del agua circulante. Al observar aumento de la velocidad o cambio de color, debe iniciarse nuevamente el muestreo a percusión, con la finalidad de evaluar la naturaleza de la matriz que circunda a los supuestos bloques.

El muestreo a rotación presenta dificultades cuando el macizo rocoso es foliado, tal como los que afloran en Región Metropolitana. DE MARCO (2005) señala que los cambios de composición mineralógica de los esquistos, así como el buzamiento de la discontinuidad con respecto al eje de la perforación, generan excentricidades en el sistema de tuberías, produciendo vibraciones que alteran la estructura de los núcleos. Estas condiciones naturales disminuyen el porcentaje de recuperación de muestras, lográndose recuperar solo los fragmento duros. Si bien es cierto que las condiciones naturales del subsuelo originan dificultades en los procesos de perforación y extracción, estas se incrementan con la falta de control de calidad por parte de quienes ejecutan y supervisan los procesos. Para de evitar interpretaciones erróneas de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman al subsuelo, es indispensable aplicar adecuadamente las técnicas de perforación, siguiendo los procedimientos descritos en la normativa, así como

garantizar el buen funcionamiento de los equipos y la experticia de quienes ejecutan y supervisan los sondeos exploratorios.

Análisis Estadístico de la data recopilada

Según WERNER (2004), el ingeniero geotécnico debe recurrir en la medida de lo posible al uso de métodos de predicciones, con el fin de inferir las posibles situaciones negativas que vayan en perjuicio de un proyecto, y en este sentido, tratar de inducir a los clientes en la toma de decisiones seguras y económicas. Por ello, resulta imprescindible separar cuantitativamente la incertidumbre de la variabilidad. La primera se deriva de la escasa data y del ruido estadístico causado por sesgos externos, tales como, falta de información, errores en el muestreo o en los ensayos de laboratorio y de campo. La eliminación de estos errores es posible si se efectúa un control adecuado en los procesos de medición, así como, el empleo de suficientes sondeos exploratorios controlados. La variabilidad, en cambio, puede derivarse de la naturaleza inherente al suelo, a las rocas y sus fuentes. Esta no se elimina aumentando el tamaño de la muestra, pues, es inherente al sistema mismo y por ello siempre generará un sesgo que puede ser cuantificado por métodos aproximados.

Si se toma una muestra de tamaño N y se estima la media poblacional (μ) y la desviación estándar poblacional (σ), siempre se cometerá un error “ e ”, cuyo valor puede controlarse aumentando el tamaño de la muestra; sin embargo, el logro de errores bajos, implica la toma de numerosas muestras, lo cual resulta antieconómico.

Cuando no se dispone de información suficiente, existe incertidumbre. En consecuencia, el ingeniero debe arreglárselas de manera lícita con el propósito de mejorar la información disponible. Ante esta situación, resulta práctico recurrir a las fuentes cartográficas, las cuales, están disponibles en entes públicos de reconocida solvencia técnica. También es recomendable tratar de adquirir información geotécnica confiable realizada en zonas muy cercanas al área en estudio. De esta manera, se pretende emplear métodos indirectos para aumentar el cúmulo de información, sin tener que emplear métodos complejos, por lo general, costosos y de larga ejecución. El tratamiento estadístico de la data recopilada puede ser manejado

con estadística descriptiva, siempre y cuando los valores sean representativos de realidad.

Existen métodos de predicción como el de simulación Monte Carlo, donde es indispensable evaluar la variabilidad en forma independiente de la incertidumbre. Lo anterior es una labor difícil cuando no se ha realizado un buen control de calidad en la exploración de campo y del trabajo de laboratorio. Siempre es posible realizar la simulación en dos dimensiones suponiendo que una de las variables presenta mucho menos incertidumbre que el resto de las que utiliza el modelo. El método de simulación Monte Carlo resulta especialmente útil para investigar los efectos de la Variación Inherente al suelo y de la incertidumbre, en el comportamiento de muchos sistemas con los que tiene que tratar el Ingeniero Geotécnico.

()	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.			

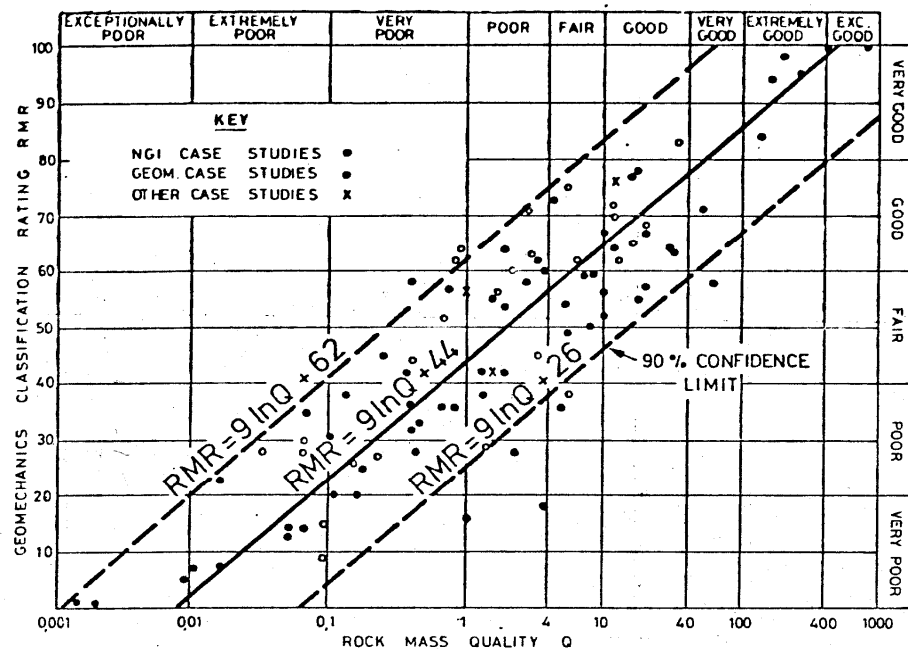
* Estos valores corresponden a especímenes de roca intacta ensayados perpendicularmente a los planos de foliación. Si la rotura o falla ocurre a lo largo del plano de debilidad, el valor de m_j puede ser significativamente diferente.

Tabla A.2. Estimación del parámetro de perturbación de la excavación “D”. Fuente: DE MARCO, (2006)

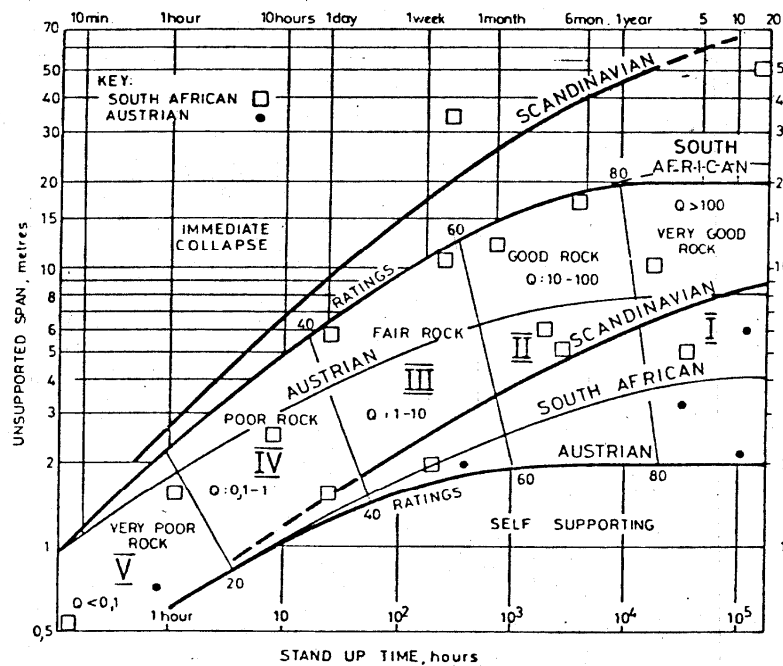
Descripción de la masa rocosa	Valor sugerido para D
Masa rocosa excavada haciendo uso de voladuras controladas de excelente calidad o mediante excavación mecanizada de túneles (TBM), ocasionando un mínimo de perturbación en la masa rocosa confinada alrededor del túnel.	D=0
Excavación mecánica o manual (sin voladuras) en masa rocosa de pobre calidad, ocasionando un mínimo de perturbación en la masa rocosa circundante.	D= 0
Si existe 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.	D= 0.5 Sin arco invertido
Masa rocosa competente, excavada haciendo uso de voladuras de pobre calidad, ocasionando daño severo local, extendiéndose 2 o 3 m, en la masa rocosa circundante.	D= 0.8
Excavación de taludes para obras civiles, utilizando voladuras a pequeña escala, ocasionando daños moderados en la masa rocosa, particularmente si se utilizan voladuras controladas.	D= 0.7 Voladura de buena calidad
Sin embargo, la relajación de esfuerzos causa perturbación.	D= 1.0 Voladura de pobre calidad
Masas rocosas en grandes minas a cielo abierto, las cuales sufren gran perturbación debido a la acción de potentes voladuras de producción, además del efecto de la relajación de esfuerzos debida a la remoción del recubrimiento.	D= 1.0 Voladura de producción
Masas rocosas más blandas, que pueden ser extraídas mediante escarificación, ocasionando poco daño en el talud.	D= 0.7 Excavación mecánica

Tabla A.3. Valores aproximados para c_m y ϕ_m según calidad del macizo. GONZALEZ DE VALLEJO, (2002)

Clase de roca	I	II	III	IV	V
RMR	> 80	61-80	41-60	21-40	< 20
Cohesión (MPa)	> 0,4	0,3-0,4	0,2-0,3	0,1-0,2	< 0,1
Ángulo de fricción interna ϕ	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°



CORRELATION BETWEEN GEOMECHANICS CLASSIFICATION AND Q SYSTEM.



COMPARISON OF OUTPUT DATA FROM CLASSIFICATIONS.

Figura A.1. Tablas de correlación entre RMR, Q y otras clasificaciones

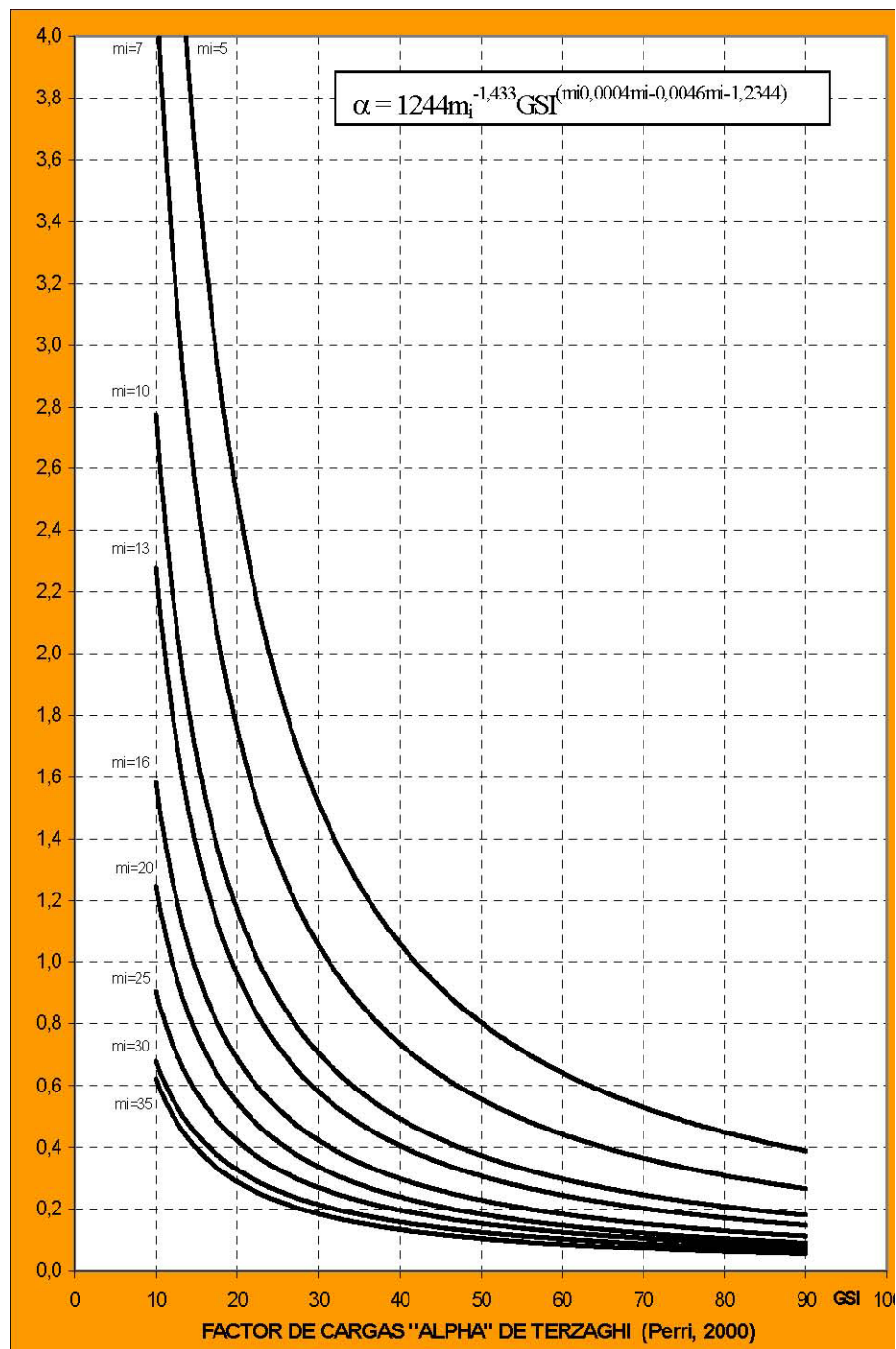


Figura A.2. Grafica de estimación del factor de carga de Terzaghi “ α ”. Fuente: DE MARCO & PERRI, (2006)

ANEXO [4].

TABLAS DE RESULTADOS

Tabla A.4. Identificación de muestras y ensayos realizados.

No. De Muestra	Tipo de ensayo	Identificación	Observaciones
29	Sección Fina	PE-12. Prof. 45 - 46,5 m. Caja 3/12	
30		PE-9. Prof. 22,5 - 25,5 m.	
31		PE-11. Prof. 23 - 24 m. Caja 5/11	
32		PE-14. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 3/14	
34		PE-17. Prof. 28 - 29,5 m. Caja 2/17	
35		PE-21. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 1/21	
36		PE-22. Prof. 26,5 - 28 m. Caja 1/22	
37		PE-17. Prof. 22 - 23,5 m. Caja 1/17	
38	Brasilero y Peso Unitario	PE-11. Prof. 22,5 - 23 m. Caja 5/11	
39		PE-17. Prof. 22 - 23,5 m. Caja 1/17	Muestra No. 2
40		PE-17. Prof. 22 - 23,5 m. Caja 1/17	Muestra No. 1
41		PE-21. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 1/21	
42		PE-17. Prof. 25 - 26,5 m. Caja 2/17	Muestra No. 1.
43		PE-17. Prof. 25 - 26,5 m. Caja 2/17	Muestra No. 2
44		PE-18. Prof. 26 - 27,5 m. Caja 1/18	
45		PE-18. Prof. 23 - 26 m. Caja 1/18	
46		PE-14. Prof. 31,5 - 33 m. Caja 3/14	También se utilizó para sección fina.
51	Compresión sin confinar, Velocidad de pulso y constantes elásticas y Peso Unitario	PE-17. Prof. 28 - 29,5 m. Caja 2/17	
52			
53		PE-11. Prof. 21,5 - 23 m. Caja 5/11	
54		PE-14. Prof. 31,5 - 33 m. Caja 3/14	
55	Carga Puntual y Peso Unitario	PE-11. Prof. 22,5 - 23 m. Caja 5/11	Carga Axial.
56		PE-14. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 3/14	Carga Diametral.
57		PE-17. Prof. 22 - 23,5 m. Caja 1/17	Carga Diametral.

58	Carga Puntual y Peso Unitario	PE-17. Prof. 26,5 - 28 m. Caja 2/17	Carga Diametral.
59		PE-18. Prof. 23 - 26 m. Caja 1/18	Carga Diametral.
60		PE-21. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 1/21	Carga Axial.
61		PE-22. Prof. 28 - 29,5 m. Caja 1/22	Carga Diametral.
63	Compresión sin confinar y Peso Unitario	PE-18. Prof. 26 - 27,5 m. Caja 1/18	

Tabla A.5. Cálculo de densidad y porcentaje de absorción en muestras de roca

Muestra	ubicación	Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Peso Saturado (gr)	Densidad (gr/cm ³)	Absorción (%)
P-9	22,5-25,5 m	205,2	128,8	208,1	2,69	1,41
P-11	33,5-35 m	151,7	94,9	152,4	2,67	0,46
P-12	43-45 m	95,7	58,8	96,2	2,59	0,52
P-17-1	22-23 m	275	172,2	276,8	2,68	0,65
P-17-2	26,5-28 m	161,8	101,4	162,5	2,68	0,43
P-18	24-26 m	178,8	111,4	181,2	2,65	1,34
P-19	29-30 m	183,3	115,1	185	2,69	0,93
P-21	30-31,5 m	141,4	88,7	142,9	2,68	1,06
P-22-1	26,5-28 m	134,7	85,9	135,8	2,76	0,82
P-22-2	26,5-28 m	160,8	102,8	162	2,77	0,75
P-22-3	28,5-29,5 m	159,8	100,8	160,8	2,71	0,63
PE-17	28 - 29,5 m	622,30	390,20	-	2,68	-
PE-14-1	30 - 31,5 m	630,00	396,60	-	2,70	-
PE-11	21,5 - 23 m	647,00	415,30	-	2,79	-
PE-14-2	31,5 - 33 m	595,00	376,30	-	2,72	-
promedio					2,70	0,82
desviación estándar					0,05	0,34

Tabla A.6. Resultados del ensayo para determinar el Índice de Resistencia de Carga Puntual en rocas

No. Muestra	Identificación	dirección de ensayo	diámetro (mm)	diámetro promedio (mm)	carga máxima (kN)	aplicación de carga	Factor de corrección	Índice de carga puntual Is(50) (Mpa)	Factor de corrección C	Resistencia a la compresión (Mpa)
55	P-11, prof. 22,5m - 23 m; caja 5/11	axial	57,650	55,767	1,20	paralela al plano de foliación	1,05	0,41	24	9,73
			54,650							
			55,000							
56	P-14, prof. 30m - 31,5 m; caja 3/14	diametral	54,950	54,750	1,80	perpendicular al plano de foliación	1,04	0,63	24	15,01
			54,900		2,85	paralela al plano de foliación		0,99		23,77
			54,400							
57	P-17, prof. 22m - 23,5 m; caja 1/17	diametral	53,800	53,883	2,70	paralela al plano de foliación	1,03	0,96	24	23,08
			53,850							
			54,000							
58	P-17, prof. 26,5m - 28 m; caja 2/17	diametral	54,400	54,440	4,20	perpendicular al plano de foliación	1,04	1,47	24	35,34
			54,470		3,60	perpendicular al plano de foliación		1,26		30,29
			54,450		1,80	paralela al plano de foliación		0,63		15,15
59	P-18, prof. 23m - 26 m; caja 1/18	diametral	54,100	54,133	1,50	perpendicular al plano de foliación	1,04	0,53	24	12,73
			53,900							
			54,400							
60	PE-21, prof. 30m - 31,5 m; caja 1/21	axial	74,700	77,567	5,55	perpendicular al plano de foliación	1,22	1,12	24,5	27,54
			79,000							
			79,000							
61	PE-22, prof. 28m - 29,5 m; caja 1/22	diametral	54,000	54,000	6,00	paralela al plano de foliación	1,04	2,13	24	51,12
			54,000							
			54,000							
							promedio =	1,01		24,38
							desviación estandar =	0,520		12,50

Continuación Tabla A.6. Resultados del ensayo para determinar la Velocidad de Pulso y Constantes Elásticas Ultrasónicas en rocas

continuación: Tabla N°10: Resultados del ensayo para determinar la velocidad de P-aves y Constantes Elásticas Ultrasonicas en Peces												
No. Muestra	Identificación	dirección de ensayo	diámetro (mm)	diámetro promedio (mm)	altura (mm)	altura promedio (mm)	tiempo p ultrasónico (ms)	tp (ms)	ts (ms)	peso en aire (gr)	peso sumergido (gr)	densidad (gr/cm3)
51	PE-17. Prof. 28 - 29,5 m. Caja 2/17	axial	53,900	53,702	103,010	102,683	26,60	26,00	34,00	622,30	390,20	2,68
			53,750		102,040							
			53,455		103,000							
52	PE-14. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 3/14	axial	55,900	55,200	77,400	77,383	24,200	26,00	41,00	630,00	396,60	2,70
			54,700		77,750							
			55,000		77,000							
53	PE-11. Prof. 21,5 - 23 m. Caja 5/11	axial	53,900	53,967	105,700	105,767	25,50	24,00	45,00	647,00	415,30	2,79
			53,800		106,000							
			54,200		105,600							
54	PE-14. Prof. 31,5 - 33 m. Caja 3/14	axial	55,000	54,867	95,000	94,667	30,300	28,00	46,00	595,00	376,30	2,72
			54,900		94,900							
			54,700		94,100							
											densidad promedio (gr/cm ³)	2,72

Continuación Tabla A.6. Resultados del ensayo para determinar la Velocidad de Pulso y Constantes Elásticas Ultrasónicas en rocas

No. Muestra	Vp ultrasónico (m/s)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	E módulo de elasticidad (Pa)	G módulo de rigidez o corte (Pa)	ν módulo de poisson	K módulo Bulk (pa)	λ constante de Lamé's (Pa)	Observaciones
51	3860,28	3949,36	3020,10	3,89E+10	2,45E+10	0,20	9,21E+09	-7,09E+09	RFds (roca fresca dura sana), esquistos cuarzo grafitoso con prepredominio de cuarzo. Color gris claro con bandas blancas y gris oscuro. Muy foliada, con ángulo de buzamiento promedio de 45°.
52	3197,66	2976,28	1887,40	2,24E+10	9,62E+09	0,16	1,11E+10	4,68E+09	Esquisto cuarzo grafitosos micáceo. Color gris claro con bandas blancas y gris oscuro. Muy foliada, con ángulo de buzamiento promedio de 50° y 60°. Presencia de hematita
53	4147,71	4406,94	2350,37	4,01E+10	1,54E+10	0,30	3,37E+10	2,34E+10	RMds (roca meteorizada dura sana), Esquisto, color gris verdoso, moteado con blanco. Presenta un plano de concentración de cuarzo/calcita, en forma de lámina, paralelo a los planos de foliación que tienen 60° de inclinación.
54	3124,31	3380,95	2057,97	2,78E+10	1,15E+10	0,21	1,57E+10	8,05E+09	RFds (roca fresca dura sana) Esquisto cuarzo grafitoso micáceo. Color gris claro con bandas blancas y gris oscuro. Presencia de pirita. Muy foliada, con ángulo de buzamiento promedio de 45°.
promedios	3489,89	3588,06	2098,58	3,01E+10	1,22E+10	0,22	2,02E+10	1,20E+10	
promedios		628,66	498,85	8,65E+09	6,59E+09	0,06	1,12E+10	1,26E+10	

Tabla A.7. Resultados del Ensayo Estandarizado para la resistencia ala compresión sin confinar en especímenes de núcleos de roca intacta.

Obra: Línea 5 Metro de Caracas. Tramo Zona Rental-Bello Monte

Perforación: P-17

Profundidad: 28m - 29,5 m

No. de muestra: 51

Identificación: caja 2

Descripción del espécimen: RFds (roca fresca dura sana), esquisto cuarzo grafitoso con predominio de cuarzo. Color gris claro con bandas blancas y gris oscuro. Muy foliada, con ángulo de buzamiento promedio de 45°.

Dimensiones						
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Altura (mm)	Espesor promedio (mm)	Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
53,900	53,702	103,010	102,683	622,30	390,20	2,68
53,750		102,040				
53,455		103,000				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

dirección de aplicación de la carga: perpendicular a los planos de foliación

Carga máxima (N) = 67949,560

Resistencia a la compresión σ_c (Mpa) = 30,00

Perforación: 11

Profundidad: 21,5 m - 23 m

No. de muestra: 53

Identificación: caja 5

Descripción del espécimen: RMds (roca meteorizada dura sana), Esquisto, color gris verdoso, moteado con blanco. Presenta un plano de concentración de mineral blanco, en forma de lámina, paralelo a los planos de foliación que tienen 60° de inclinación.

Dimensiones						
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)	Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
53,900	53,967	105,700	105,767	647,00	415,30	2,79
53,800		106,000				
54,200		105,600				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

Dirección de aplicación de la carga: perpendicular a los planos de foliación

Carga máxima (N) = 35858

Resistencia a la compresión σ_c (Mpa) = 15,68

Continuación Tabla A.7.

Perforación: 14
Profundidad: 30 m - 31,5 m
No. de muestra: 52
Identificación: caja 3/14

Descripción del espécimen: RMbf (roca meteorizada blanda fracturada), Esquisto calcítico grafitoso. Muy foliado. Planos de foliación que tienen 60° de inclinación.

Dimensiones						
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)	Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm3)
55,900	55,200	77,400	77,383	622,30	390,20	2,68
54,700		77,750				
55,000		77,000				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s
Dirección de aplicación de la carga: perpendicular a los planos de foliación
Carga máxima (N) = 72677,337
Resistencia a la compresión σ_c (Mpa) = 30,37

Perforación: 14
Profundidad: 31,5 m - 33 m
No. de muestra: 52
Identificación: caja 3

Descripción del espécimen: RMbf (roca meteorizada blanda fracturada), Esquisto calcítico grafitoso. Muy foliado. Planos de foliación que tienen 50° de inclinación.

Dimensiones						
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)	Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm3)
55,000	54,867	95,000	94,667	595,00	376,30	2,72
54,900		94,900				
54,700		94,100				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s
Dirección de aplicación de la carga: perpendicular a los planos de foliación
Carga máxima (N) = 56743,782
Resistencia a la compresión σ_c (Mpa) = 24,00

Continuación Tabla A.7.

Perforación: 20**Profundidad:** 20 m - 21,5 m**No. de muestra:** 63**Identificación:** caja 3**Descripción del espécimen:** RMdf (roca meteorizada blanda fracturada), Esquisto calcítico cuarzoso grafitoso. Planos de foliación con 55° de inclinación.

Dimensiones						
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)	Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
54,500	54,267	135,000	134,600	590,00	370,30	2,69
54,300		134,500				
54,000		134,300				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s**Dirección de aplicación de la carga:** perpendicular a los planos de foliación**Carga máxima (N) =** 50883,720**Resistencia a la compresión σ_c (Mpa) =** 22,00

Tabla A.8. Resumen de resultados del Ensayo Estandarizado para la resistencia a la compresión sin confinar en especímenes de núcleos de roca intacta.

No. Muestra	Identificación	Resistencia a la compresión σ_c (Mpa) =
51	PE-17. Prof. 28 - 29,5 m. Caja 2/17	30,00
52	PE-14. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 3/14	30,37
53	PE-11. Prof. 21,5 - 23 m. Caja 5/11	15,68
62	PE-14. Prof. 31,5 - 33 m. Caja 3/14	24,00
63	PE-20. Prof. 20 - 21,5 m. Caja 3/15	22,00
	promedio=	24,41
	Desv estd =	6,10

Tabla A.9. Resultados del ensayo para determinar la resistencia a la tracción indirecta en especímenes de núcleos de roca intacta

Obra: Línea 5 Metro de Caracas. Tramo Zona Rental-Bello Monte

Perforación: 11
Profundidad: 22,5 - 23 m.
No. de muestra: 38
Identificación: Caja 5

Descripción del espécimen: esquisto meteorizado. Color verde con moteado blanco, gris verdoso. Poco bandeamiento.

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
53,900	53,583	27,950	28,150	173,70	110,60	2,75
54,200		28,700				
52,650		27,800				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

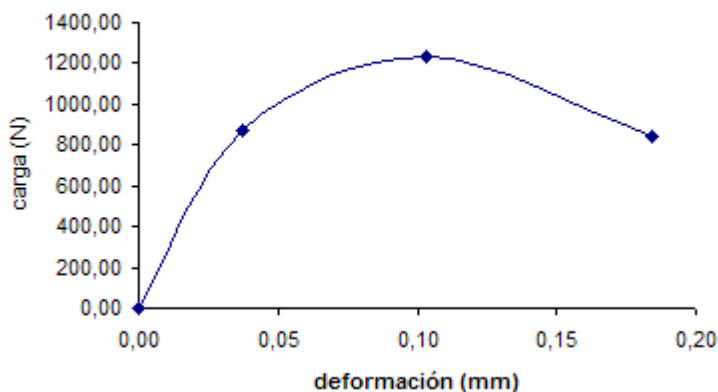
Dirección de aplicación de la carga: paralela a los planos de foliación

Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0	0	0,000	0,000
0,06	0,00348	0,038	869,47
0,165	0,00492	0,103	1229,2
0,295	0,00336	0,184	839,49

Carga máxima (N) = 1229,262

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 0,52

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-17. Prof. 22 - 23,5 m. Caja 1/17**No. de muestra:**39

Descripción del espécimen: esquistos cuarzoso grafitoso, con predominio de cuarzo en bandas blancas, muy foliado. Se ensayará con planos de foliación paralelo a la dirección de aplicación de carga. El disco presenta un corte lateral debido al proceso de moldeado. No existe paralelismo entre caras.

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
54,000	53,983	26,300	26,267	151,20	94,70	2,68
53,950		25,900				
54,000		26,600				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

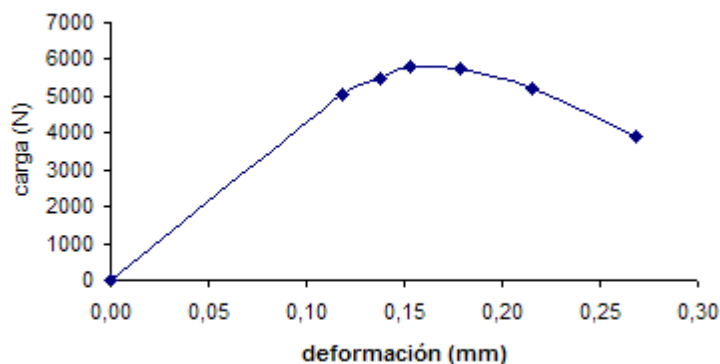
dirección de aplicación de la carga: paralela a los planos de foliación

Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,190	0,020	0,119	5066,960
0,220	0,022	0,138	5486,708
0,245	0,023	0,153	5816,510
0,285	0,023	0,178	5756,546
0,345	0,021	0,216	5186,888
0,430	0,016	0,269	3927,643

Carga máxima (N) = 5816,510

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 2,61

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-17. Prof. 22 - 23,5 m. Caja 1/17**No. de muestra:** 40**Descripción del espécimen:** esquisto cuarzo grafitosos micáceo, color gris claro con bandas blancas y gris plomo, así como amarillo ocre. Muy foliada. Los planos de foliación se observan con inclinaciones entre 50° y 60° con respecto a la horizontal. Con presencia de hematita.

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
54,200	54,200	32,200	28,083	178,60	112,00	2,68
54,250		30,650				
54,150		21,400				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

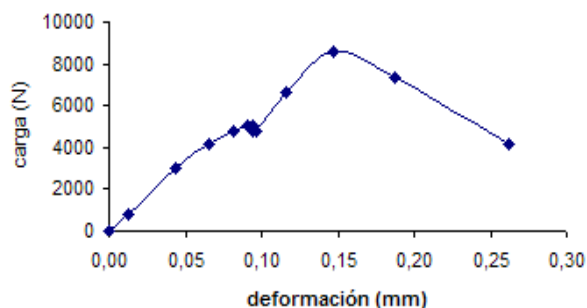
Dirección de aplicación de la carga: paralela a los planos de foliación

Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,020	0,003	0,013	809,514
0,070	0,012	0,044	2998,201
0,105	0,017	0,066	4167,500
0,130	0,019	0,081	4737,158
0,145	0,020	0,091	5006,996
0,150	0,020	0,094	5006,996
0,15	0,0192	0,094	4797,122
0,155	0,01908	0,097	4767,140
0,185	0,02652	0,116	6626,024
0,235	0,03432	0,147	8574,855
0,3	0,02952	0,188	7375,575
0,42	0,01656	0,263	4137,517

Carga máxima (N) = 8574,855

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 3,59

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-17. Prof. 25 - 26,5 m. Caja 2/17**No. de muestra:** 42

Descripción del espécimen: esquistos cuarzo grafitosos micáceos, color gris claro con bandas blancas y gris plomo, así como amarillo ocre. Muy foliada. Los planos de foliación se observan con inclinaciones entre 50° y 60° con respecto a la horizontal. Con presencia de hematita.

Dimensiones						
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)	Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
54,600	54,750	24,000	24,333	149,10	93,40	2,68
54,800		30,000				
54,850		19,000				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

dirección de aplicación de la carga: perpendicular a los planos de foliación

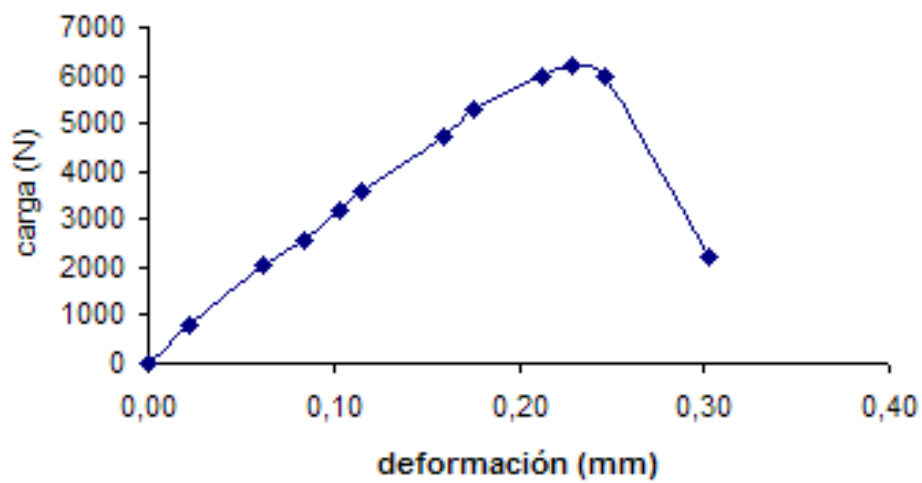
Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,035	0,003	0,022	779,532
0,100	0,008	0,063	2038,777
0,135	0,010	0,084	2578,453
0,165	0,01272	0,103	3178,093
0,185	0,0144	0,116	3597,841
0,255	0,01896	0,159	4737,158
0,28	0,02112	0,175	5276,834
0,34	0,024	0,213	5996,402
0,365	0,02472	0,228	6176,294
0,395	0,024	0,247	5996,402
0,485	0,00888	0,303	2218,669

Continuación Tabla A.9.

Carga máxima (N) = 6176,294

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 2,95

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación:	PE-17. Prof. 25 - 26,5 m. Caja 2/17
No. de muestra:	42 B
Descripción del espécimen: esquistos cuarzo grafitosos micáceos, color gris claro con bandas blancas y gris plomo, así como amarillo ocre. Muy foliada. Los planos de foliación se observan con inclinaciones entre 50° y 60° con respecto a la horizontal. Con presencia de hematita	

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
54,850	54,917	25,400	25,700	157,00	98,60	2,69
54,900		26,000				
55,000		25,700				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s
 dirección de aplicación de la carga: paralelo a los planos de foliación

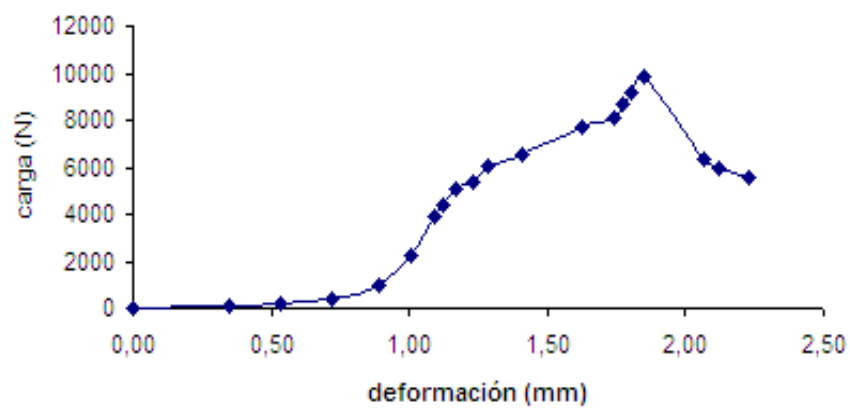
Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,560	0,000	0,350	119,928
0,855	0,001	0,534	179,892
1,15	0,00144	0,719	359,784
1,42	0,00396	0,888	989,406
1,605	0,009	1,003	2248,651
1,745	0,01548	1,091	3867,679
1,79	0,01764	1,119	4407,356
1,87	0,02016	1,169	5036,978
1,965	0,02148	1,228	5366,780
2,055	0,02424	1,284	6056,366
2,255	0,02628	1,409	6566,060
2,595	0,03072	1,622	7675,395
2,79	0,03252	1,744	8125,125
2,84	0,03492	1,775	8724,765
2,88	0,03672	1,800	9174,495
2,955	0,03936	1,847	9834,100
3,31	0,02556	2,069	6386,168
3,39	0,024	2,119	5996,402
3,57	0,02208	2,231	5516,690

Continuación Tabla A.9.

Carga máxima (N) = 9834,100

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 4,44

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-17. Prof. 25 - 26,5 m. Caja 2/17**No. de muestra:** 43

Descripción del espécimen: Esquisto cuarzo grafitoso micaceo, color gris claro con bandas blancas y gris plomo, así como amarillo ocre. Muy foliada. Los planos de foliación se observan con inclinaciones entre 50 y 60° respecto a la horizontal. Presencia de hematita.

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
54,910	54,737	24,200	24,067	141,20	88,60	2,68
54,800		24,800				
54,500		23,200				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

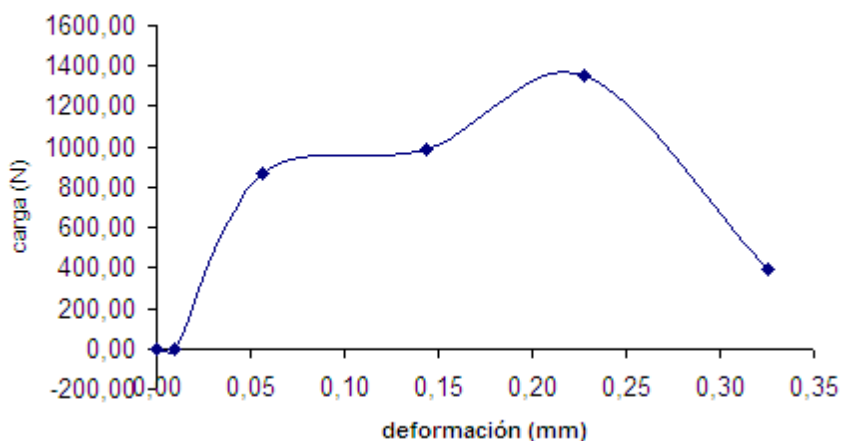
dirección de aplicación de la carga: paralela a los planos de foliación

Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,015	0,000	0,009	0,000
0,090	0,003	0,056	869,478
0,230	0,004	0,144	989,406
0,365	0,005	0,228	1349,190
0,520	0,002	0,325	389,766

Carga máxima (N) = 1349,190

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 0,65

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-18. Prof. 26 - 27,5 m. Caja 1/18**No. de muestra:** 44**Descripción del espécimen:** Esquisto cuarzo grafitoso micaceo, color gris claro con bandas blancas. Roca muy foliada. Los planos de foliación se observan horizontales.

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
54,900	54,967	22,600	23,067	142,30	89,60	2,70
55,000		23,000				
55,000		23,600				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

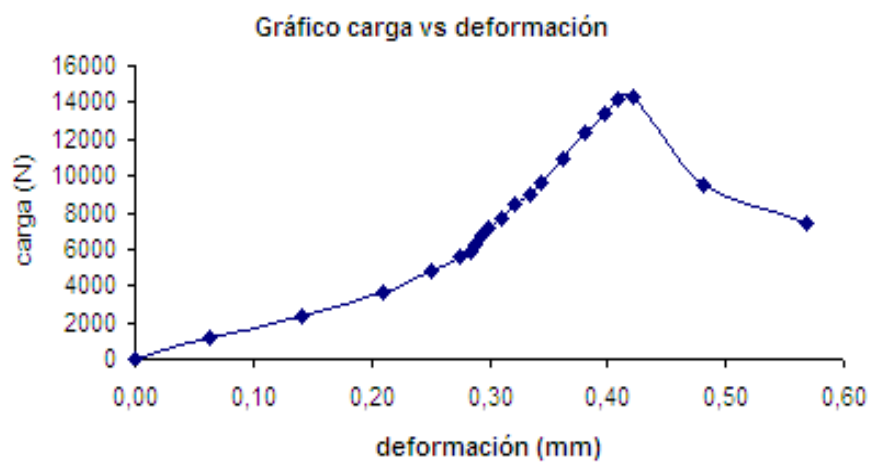
dirección de aplicación de la carga: paralela a los planos de foliación

Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,100	0,005	0,063	1199,280
0,225	0,009	0,141	2308,615
0,335	0,015	0,209	3657,805
0,400	0,019	0,250	4827,104
0,440	0,022	0,275	5546,672
0,455	0,024	0,284	5906,456
0,46	0,02508	0,288	6266,240
0,47	0,02688	0,294	6715,970
0,48	0,02856	0,300	7135,719
0,495	0,03096	0,309	7735,359
0,515	0,03372	0,322	8424,945
0,535	0,03612	0,334	9024,585
0,55	0,03828	0,344	9564,261
0,58	0,04392	0,363	10973,416
0,61	0,04968	0,381	12412,552
0,635	0,05388	0,397	13461,923
0,655	0,05676	0,409	14181,491
0,675	0,05724	0,422	14301,419
0,77	0,03816	0,481	9534,279
0,91	0,02988	0,569	7465,521

Continuación Tabla A.9.

Carga máxima (N) = 14301,419

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 7,18



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-18. Prof. 26 - 27,5 m. Caja 1/18**No. de muestra:** 44B

Descripción del espécimen: Esquisto cuarzo grafitoso micaceo, color gris claro con bandas blancas. Roca muy foliada. Los planos de foliación se observan horizontales. Caras no paralelas

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
55,000	54,833	24,800	25,133	148,80	93,90	2,71
54,500		25,600				
55,000		25,000				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

dirección de aplicación de la carga: perpendicular a los planos de foliación

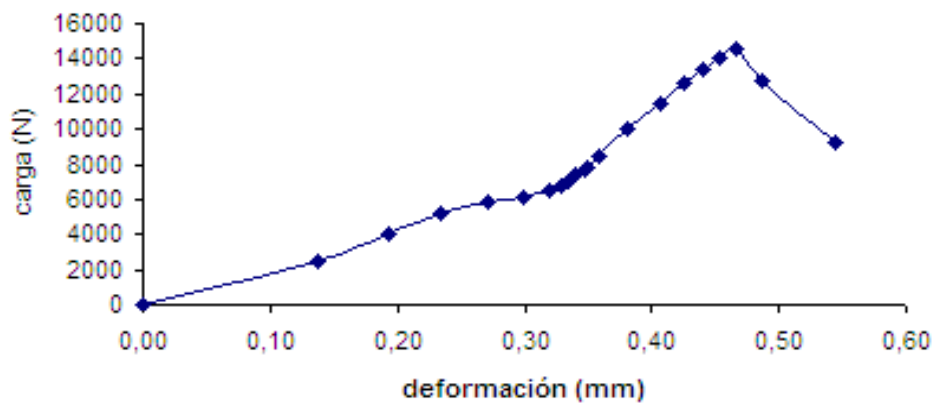
Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,220	0,010	0,138	2488,507
0,310	0,016	0,194	4077,553
0,375	0,021	0,234	5246,852
0,435	0,023	0,272	5816,510
0,480	0,024	0,300	6086,348
0,510	0,026	0,319	6476,114
0,525	0,027	0,328	6745,952
0,535	0,02808	0,334	7015,791
0,545	0,02976	0,341	7435,539
0,555	0,03084	0,347	7705,377
0,56	0,03132	0,350	7825,305
0,575	0,03372	0,359	8424,945
0,61	0,0402	0,381	10043,974
0,65	0,04584	0,406	11453,128
0,68	0,0504	0,425	12592,445
0,705	0,05376	0,441	13431,941
0,725	0,05628	0,453	14061,563
0,745	0,05832	0,466	14571,257
0,78	0,051	0,488	12742,355
0,87	0,03672	0,544	9174,495

Continuación Tabla A.9.

Carga máxima (N) = 14571,257

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 6,73

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-18. Prof. 23 - 26 m. Caja 1/18**No. de muestra:** 45

Descripción del espécimen: esquistó grafitoso con presencia de cuarzo, foliado. Color gris oscuro. Le falta un trozo. Forma de ensayo: planos de foliación paralelos a la dirección de aplicación de carga. No hay paralelismo entre caras.

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
54,800	54,817	23,500	23,483	142,30	88,70	2,65
55,050		23,450				
54,600		23,500				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

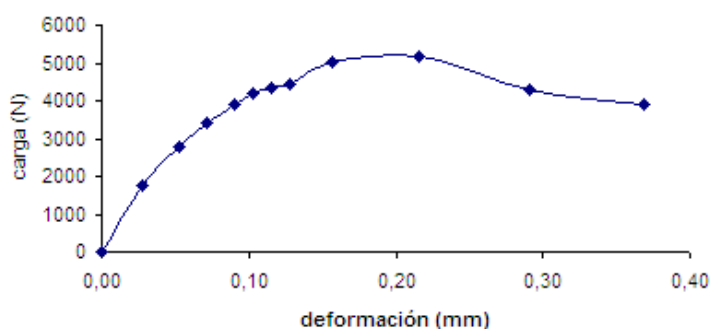
dirección de aplicación de la carga: paralela a los planos de foliación

Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,045	0,007	0,028	1738,957
0,085	0,011	0,053	2788,327
0,115	0,014	0,072	3417,949
0,145	0,016	0,091	3897,661
0,165	0,017	0,103	4197,482
0,185	0,017	0,116	4347,392
0,205	0,01776	0,128	4437,338
0,25	0,02004	0,156	5006,996
0,345	0,02076	0,216	5186,888
0,465	0,01716	0,291	4287,428
0,59	0,0156	0,369	3897,661

Carga máxima (N) = 5186,888

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 2,57

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-14. Prof. 31,5 - 33 m. Caja 3/14**No. de muestra:** 46

Descripción del espécimen: Esquisto cuarzo grafitoso micáceo, color gris claro con bandas blancas y gris plomo, así como amarillo ocre. Muy foliada. Los planos de foliación se observan con inclinaciones entre 50 y 60° respecto a la horizontal.

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
54,600	54,700	35,900	33,417	193,70	122,40	2,72
54,900		28,350				
54,600		36,000				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

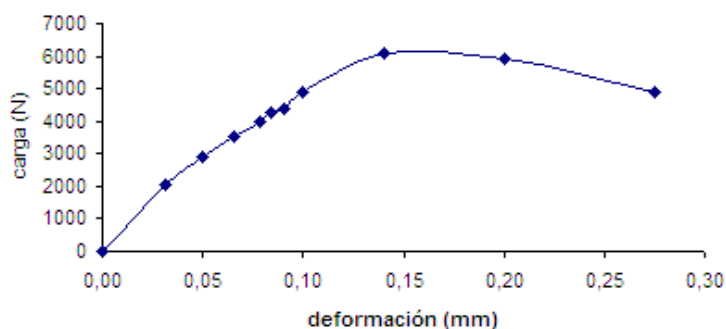
dirección de aplicación de la carga: perpendicular a los planos de foliación

Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,050	0,008	0,031	2038,777
0,080	0,012	0,050	2908,255
0,105	0,014	0,066	3537,877
0,125	0,016	0,078	3987,607
0,135	0,017	0,084	4287,428
0,145	0,018	0,091	4407,356
0,16	0,01956	0,100	4887,068
0,225	0,02436	0,141	6086,348
0,32	0,02376	0,200	5936,438
0,44	0,01956	0,275	4887,068

Carga máxima (N) = 6086,348

Resistencia a la tracción σ_t (Mpa) = 2,12

Gráfico carga vs deformación



Continuación Tabla A.9.

Identificación: PE-14. Prof. 31,5 - 33 m. Caja 3/14**No. de muestra:** 46B

Descripción del espécimen: Esquisto cuarzo grafitoso micaceo, color gris claro con bandas blancas y gris plomo, así como amarillo ocre. Muy foliada. Los planos de foliación se observan con inclinaciones entre 50 y 60° respecto a la horizontal.

Dimensiones				Peso seco (gr)	Peso sumergido (gr)	Densidad (gr/cm ³)
Diámetro (mm)	Diámetro promedio (mm)	Espesor (mm)	Espesor promedio (mm)			
54,900	54,967	24,800	24,900	158,40	99,80	2,70
55,000		24,900				
55,000		25,000				

Velocidad de aplicación de carga: 200N/s

dirección de aplicación de la carga: paralela los planos de foliación

Deformación (mv/v)	Carga (mv/v)	Deformación (mm)	Carga (N)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,025	0,004	0,016	959,424
0,070	0,012	0,044	2908,255
0,090	0,015	0,056	3807,715
0,110	0,018	0,069	4467,320
0,125	0,020	0,078	5006,996
0,15	0,02448	0,094	6116,330
0,17	0,027	0,106	6745,952
0,195	0,03096	0,122	7735,359
0,24	0,03516	0,150	8784,729
0,38	0,02628	0,238	6566,060

Carga máxima (N) = 8784,729

Resistencia a la tracción S_t (Mpa) = 4,09

Gráfico carga vs deformación

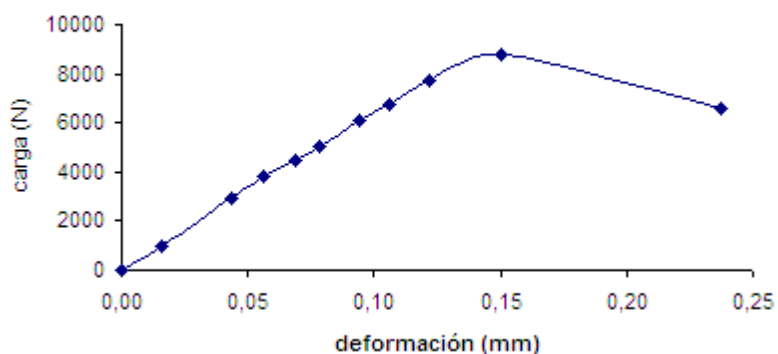
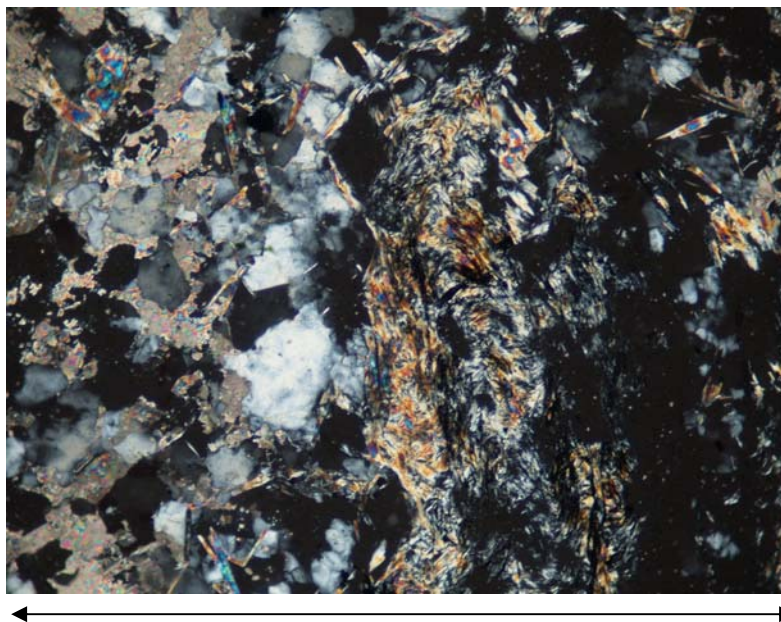


Tabla A.10. Resultados de petrografías de muestras de roca

TRAMO ZONA RENTAL - BELLO MONTE	
No. MUESTRA:	29
IDENTIFICACIÓN:	PE-12. Prof. 45 - 46,5 m. Caja 3/12
FECHA:	25/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ/LENIS RODRIGUEZ
TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,01 - 0,2

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. CALCITA	55
2. CUARZO	33
3. MOSCOVITA	6
4. GRAFITO	5
5. PLAGIOCLASA	1
TOTAL: (%)	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO CALCITICO CUARZO MOSCOVITICO GRAFITOSO


1,8 mm

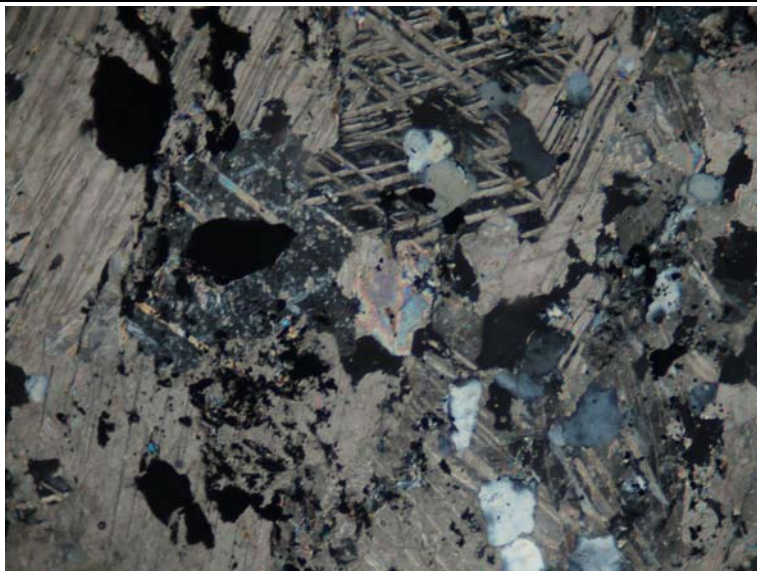
Figura A.3. Textura Esquistosa. Se observan los granos de cuarzo a la izquierda y la foliación formada por el grafito y las micas al centro y derecha. La calcita se presenta de color marrón claro.

Continuación Tabla A.10.

No. MUESTRA:	30
IDENTIFICACIÓN:	PE-9. Prof. 22,5 - 25,5 m.
FECHA:	26/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ/LENIS RODRIGUEZ
TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,02 - 0,14

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. CALCITA	86
2. CUARZO	5
3. GRAFITO	4
4. MOSCOVITA	2
5. PLAGIOCLASA	1
6. OXIDO DE HIERRO (HEMATITA)	1
7. OPACOS (PIRITA)	1
TOTAL: (%)	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO CALCITICO CUARZOSO GRAFITOSO

1,8 mm

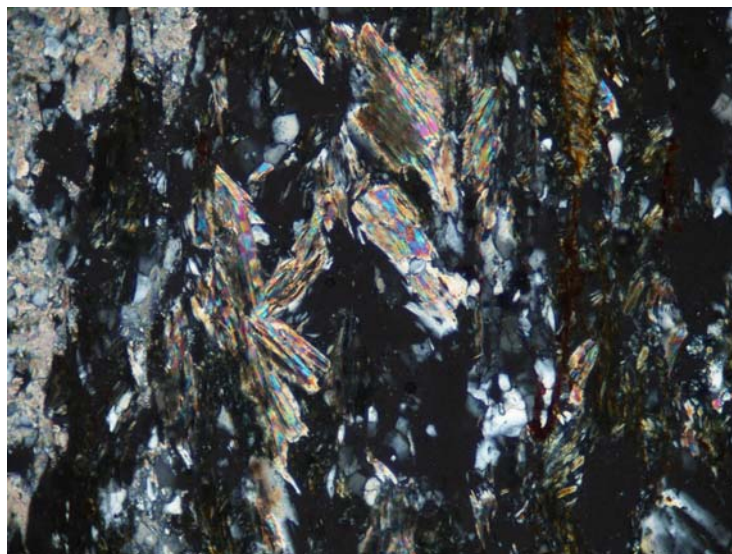
Figura A.4. Se observa el maclado polisintético en las calcitas. Así mismo, se observan los pocos granos de cuarzo y los opacos presentes en la sección. Los opacos y el óxido de hierro se observan en la parte izquierda de la fotografía.

Continuación Tabla A.10.

No. MUESTRA:	31
IDENTIFICACIÓN:	PE-11. Prof. 23 - 24 m. Caja 5/11
FECHA:	26/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ/LENIS RODRIGUEZ
TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,01 - 0,12

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. MOSCOVITA	38
2. CALCITA	35
3. CUARZO	11
4. GRAFITO	7
5. OXIDO DE HIERRO (HEMATITA)	7
6. PLAGIOCLASA	1
7. CLORITA	1
TOTAL: (%)	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO MOSCOVITICO CUARZOSO

1,8 mm

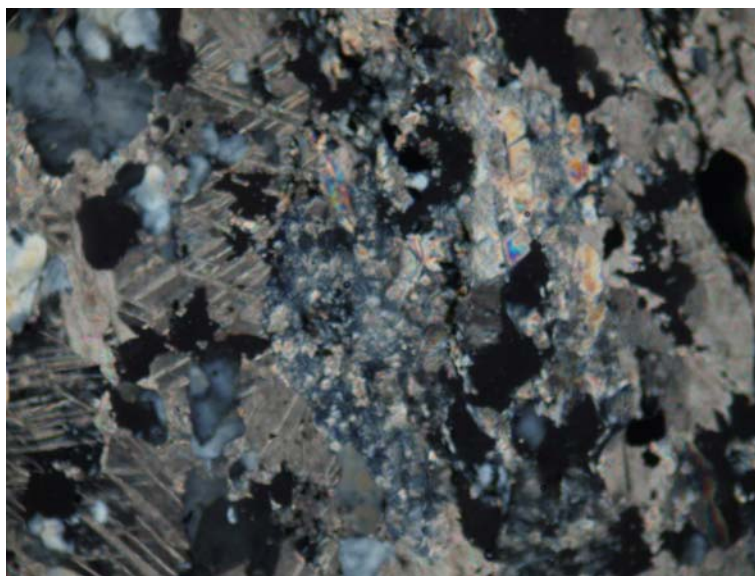
Figura A.5. Se observan las micas al centro de la fotografía, con colores de birrefringencia altos. El óxido de hierro se observa en la parte superior derecha, de color marrón rojizo.

Continuación Tabla A.10.

No. MUESTRA:	32
IDENTIFICACIÓN:	PE-14. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 3/14
FECHA:	26/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ LENIS RODRIGUEZ
TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,04 - 0,15

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. CALCITA	84
2. CUARZO	10
3. GRAFITO	5
4. MOSCOVITA (MICAS)	1
TOTAL: (%)	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO CALCITICO CUARZOSO GRAFITOSO

1,8 mm

Fig. A.6. Se observa el maclado polisintético típico de las calcitas. Se observan los pocos granos de cuarzo y los opacos presentes en la sección. La calcita parece estar alterada, posiblemente por efectos del agua en la zona.

Continuación Tabla A.10.

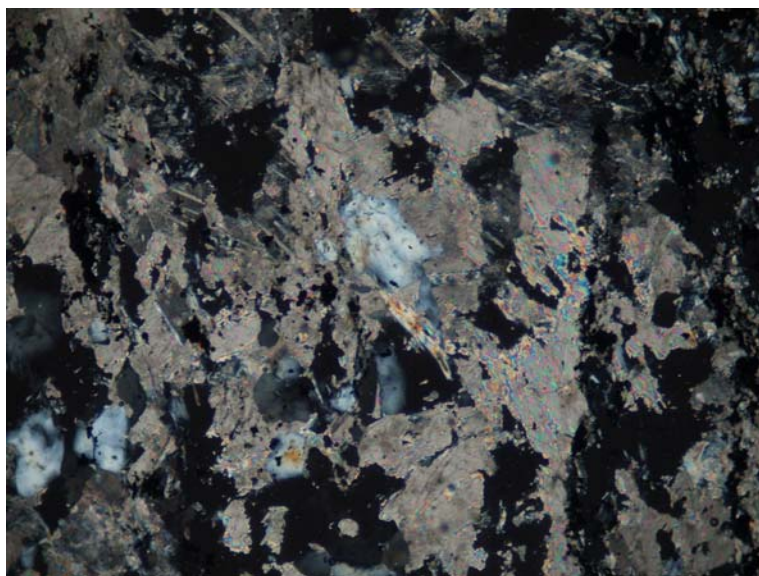
No. MUESTRA:	34
IDENTIFICACIÓN:	PE-17. Prof. 28 - 29,5 m. Caja 2/17
FECHA:	27/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ/LENIS RODRIGUEZ

TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,02 - 0,18

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. CALCITA	86
2. CUARZO	10
3. GRAFITO	4
TOTAL: (%)	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO CALCITICO CUARZOSO GRAFITOSO
--



1,8 mm

Figura A.7. Al centro se observan granos de cuarzo rodeados por calcita (color marrón claro). Los bordes de la sección comprenden opacos y algunas micas.

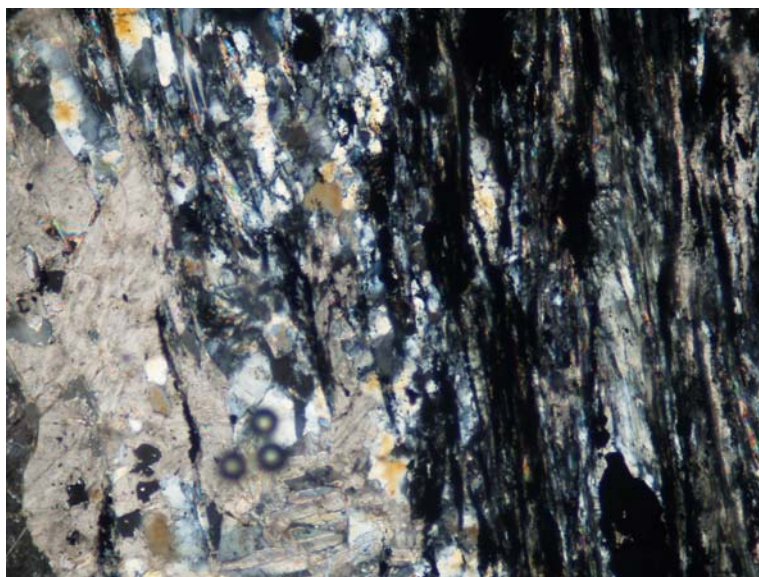
Continuación Tabla A.10.

No. MUESTRA:	35
IDENTIFICACIÓN:	PE-21. Prof. 30 - 31,5 m. Caja 1/21
FECHA:	27/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ LENIS RODRIGUEZ
TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,02 - 0,2

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. CALCITA	36
2. GRAFITO	33
3. CUARZO	29
4. MOSCOVITA (MICAS)	2
TOTAL: (%)	
	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO CALCITICO GRAFITOSO CUARZOSO
--



1,8 mm

Figura A.8. Textura Esquistosa a la derecha. Notese los granos de cuarzo en la parte superior y la foliación formada por el grafito, calcita y la micas a la derecha. A la izquierda se observa la calcita de color marron claro.

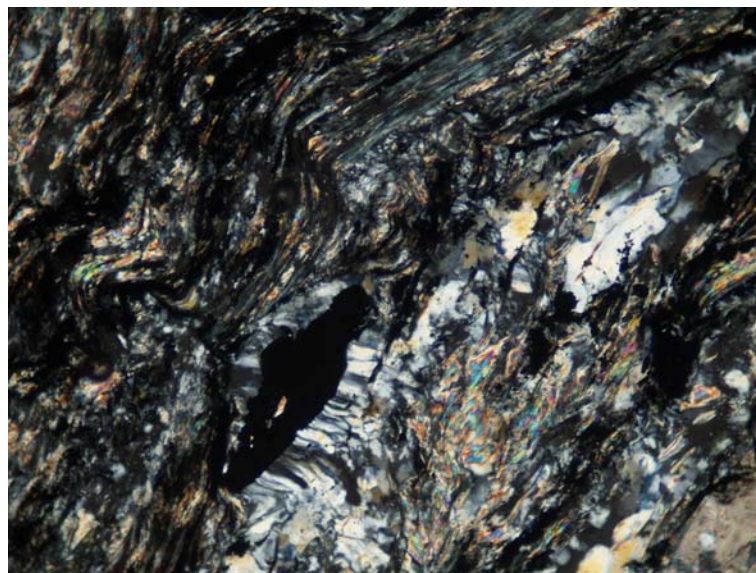
Continuación Tabla A.10.

No. MUESTRA:	36
IDENTIFICACIÓN:	PE-22. Prof. 26,5 - 28 m. Caja 1/22
FECHA:	27/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ LENIS RODRIGUEZ
TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,01 - 0,18

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. GRAFITO	38
2. CALCITA	35
3. CUARZO	25
4. MOSCOVITA (MICAS)	2
TOTAL: (%)	
	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO GRAFITOSO CALCITICO CUARZOSO
--



1,8 mm

Figura A.9. Textura Esquistosa. Se observa la orientación de la foliación, favorecida principalmente por el grafito y las micas. El cuarzo se encuentra embebido en la foliación. Se observan granos de cuarzo particularmente fracturados, debido posiblemente a la foliación de la roca. Presencia de óxido de hierro (Hematita).

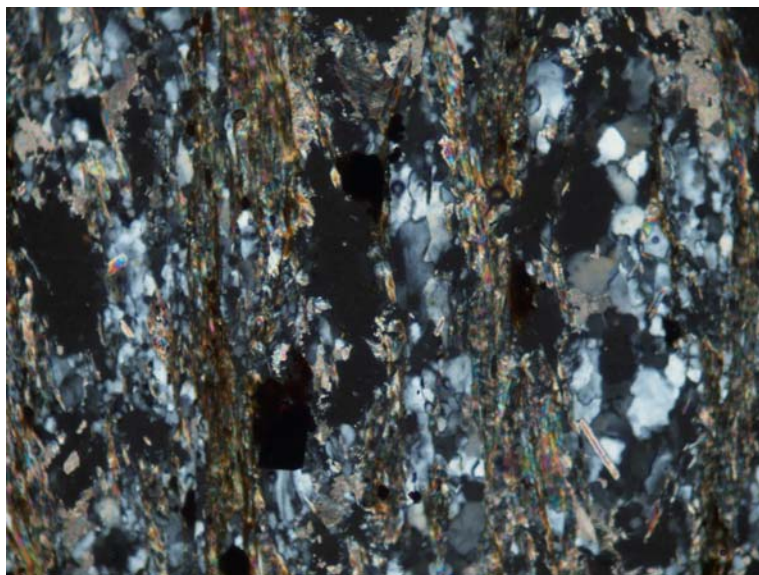
Continuación Tabla A.10.

No. MUESTRA:	37
IDENTIFICACIÓN:	PE-17. Prof. 22 - 23,5 m. Caja 1/17
FECHA:	27/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ LENIS RODRIGUEZ
TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,01 - 0,2

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. CUARZO	38
2. CALCITA	35
3. GRAFITO	24
4. MOSCOVITA (MICAS)	2
5. HEMATITA	1
TOTAL:	
(%)	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO CUARZOSO CALCITICO GRAFITOSO
--



1,8 mm

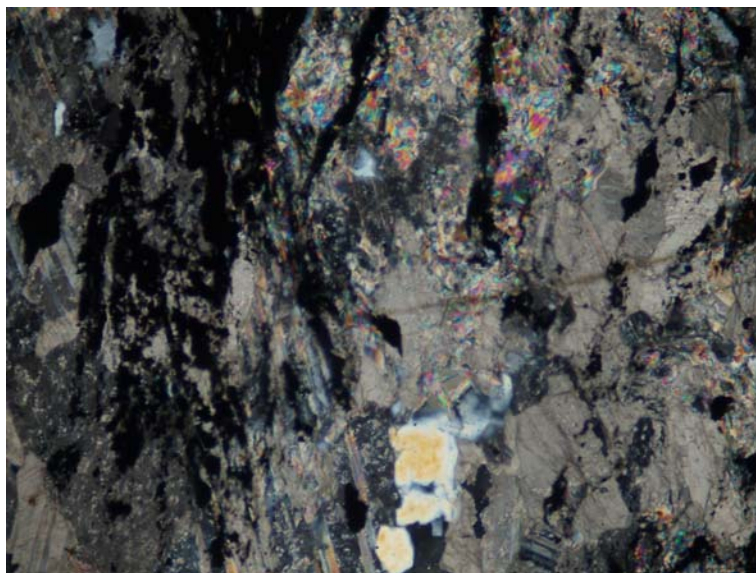
Figura A.10. Textura Esquistosa. Se observa la orientación de los granos, principalmente granos de cuarzo y algunas micas (moscovita). La hematita se observa como granos de forma cuadrada a subhedral, de color marrón rojizo. Así mismo se observa el óxido de hierro orientado preferencialmente en dirección de las micas, posiblemente producto de la alteración de éstas.

Continuación Tabla A.10.

No. MUESTRA:	46
IDENTIFICACIÓN:	PE-14. Prof. 31,5 - 33 m. Caja 3/14
FECHA:	27/09/2007
PETROGRAFÍA POR:	MARCO ALVAREZ LENIS RODRIGUEZ
TEXTURA:	ESQUISTOSA
TAMAÑO PROMEDIO DE GRANOS: (mm)	0,01 - 2,2

MINERALOGÍA:

NOMBRE	%
1. CALCITA	48
2. CUARZO	46
3. GRAFITO	5
4. MOCOVITA (MICAS)	1
TOTAL:	
(%)	100

CLASIFICACIÓN DE LA ROCA: ESQUISTO CALCITICO CUARZOSO

1,8 mm

Figura A.11 Se observa la calcita, componente principal de la roca en toda la sección, con un color marrón claro. Los granos de cuarzo se observan dispersos hacia el borde inferior de la misma. El grafito se observa como una mancha de color negro en la parte superior izquierda de la sección.

Tabla A.11. Determinación de cargas actuantes y estimación de soportes.

Cobertura	Comprendida entre las progresivas	Comprendida entre las perforaciones	Longitud del tramo (m)
Superficial	18+480 - 18+979	PE-1 a PE-7	499
Intermedia	18+979 - 19+153	PE-8 a PE-9	174
Profunda	19+153 - 19+684	PE-10 a PE-13	531
Intermedia	19+684 - 19+740	PE-14	56
NATM	19+740 - 19+920	PE-15 a PE-18	180
Intermedia	19+920 - 20+574	PE-19 a PE-24	654

Perforación:		PE-3		H prof. Clave (m) = 3,58		prof. solera (m)= 9,43								
				Nivel freático (m) = 7,5										
prof. (m)	clasif (SUC)	espesor (m)	densidad (t/m³)	nivel freático	σ_v (t/m²)	U (t/m²)	σ'_v (t/m²)	No. golpes SPT	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm²)	Su correlación(kg/cm²)	ancho del sólido de carga	
2	SM	2	1,6		3,20		3,20	21	26,0	38,68			11,47	
4	SC	2	1,6		6,40		6,40	25	21,9	37,94	1,3		11,56	
6	ML	2	1,6		9,60		9,60	15	10,7		1,3	0,53		
7	SM	1	1,6	7,5	11,20	0,00	11,20	15	9,9	31,25			12,44	
7,5		1,5	1,6		13,60	1,50	12,10	14	8,9	30,61			12,52	
9	ML	2	1,6		16,80	2,00	14,80	26	15,0			0,91		
10	MH	1	1,6		18,40	3,00	15,40	19	10,7		1	0,67		
12	ML	2	1,8		22,00	5,00	17,00	26	14,0			0,91		
15	MH	3	1,6		26,80	8,00	18,80	35	17,9			1,23		
N1(60) entre clave y solera = 13					Pv = 0,06		Mpa		Margen de seguridad (Mpa)=		0,09			
ángulo de fricción promedio = 33,10					0,64		kg/cm²		Factor de seguridad =		2,3			
ancho sólido de carga promedio (B) m= 12,19					Pi = 0,15		Mpa							
					Sostenimiento:		P- a/b							

Perforación:		PE-5	H prof. Clave (m) = 6		prof. solera (m)= 11,85								
			Nivel freático (m) = 4,5										
prof. (m)	clasif (SUC)	espesor (m)	densidad (t/m ³)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm ²)	Su correlación(kg/cm ²)	ancho del sólido de carga
1	ML	1	2		2,00		2,00	10	15,7			0,35	
4,5	SM	3,5	1,94	4,5	8,79	0,00	8,79	10	7,5	29,70			12,65
6		1,5	1,94		11,70	1,50	10,20	44	30,5	39,49			11,37
7		2,5	1,94		16,55	4,00	12,55	41	25,6	38,61			11,48
11	ML-CL	4	1,57		22,83	8,00	14,83	28	16,1			0,98	
12	ML	1	1,57		24,40	9,00	15,40	23	13,0			0,81	
15	SM	3	1,6		29,20	12,00	17,20	80	42,7	41,69			11,10
N1(60) entre clave y solera = 19 P_v = 0,12 Mpa Margen de seguridad (Mpa)= 0,03 ángulo de fricción promedio = 36,67 1,17 kg/cm² Factor de seguridad = 1,3 ancho sólido de carga promedio (B) m= 11,73 P_i = 0,15 Mpa Sostenimiento: P- a/b													

Perforación:		PE-6	H prof. Clave (m) = 7,36		prof. solera (m)= 13,21								
			Nivel freático (m) = 4,5										
prof. (m)	clasif (SUC)	espesor (m)	densidad (t/m³)	nivel freático	σ_v (t/m²)	U (t/m²)	σ'_v (t/m²)	No. golpes SPT	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm²)	Su correlación(kg/cm²)	ancho del sólido de carga
1	MH	1	1,5		1,50		1,50	17	30,7			0,60	
5	SM	4	1,6	4,5	7,90	0,00	7,90	23	18,1	36,41			11,76
7,36	SM	2,36	1,6		11,68	2,86	8,82	8	6,0	28,76			12,78
9	ML	1,64	1,31		10,05	4,50	5,55	7	6,6			0,25	
11	SM	2	1,4		12,85	6,50	6,35	12	10,5	31,64			12,38
12	GP-GM	1	1,7		14,55	7,50	7,05	71	59,2	44,66			10,74
14	SM	2	1,7		17,95	9,50	8,45	79	60,2	44,83			10,72
15	GP	1	1,7		19,65	10,50	9,15	80	58,5	44,54			10,75
N1(60) entre clave y solera = 8					Pv = 0,12 Mpa		Margen de seguridad (Mpa)=		0,03				
ángulo de fricción promedio = 29,85					1,17 kg/cm²		Factor de seguridad =		1,3				
ancho del sólido de carga promedio = 12,63					Pi = 0,15 Mpa								
					Sostenimiento: P- a/b								

Perforación:	PE-7	H prof.	Clave (m) = 11,17	prof. solera (m)=	17,02								
		Nivel freático (m) =	4,5										
litología													
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m³)	nivel freático	σ_v (t/m²)	U (t/m²)	σ'_v (t/m²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm²)	Su correlación(kg/cm²)	ancho del sólido de carga
4	relleno	4	1,5		6,00		6,00	27	24,4	38,39			11,51
5	SM	1	1,6	4,5	7,60	0,00	7,60	20	16,1	35,12			11,93
7	SM	2	1,5		10,60	2,00	8,60	10	7,5	29,76			12,64
10	SP	3	1,8		16,00	5,00	11,00	40	26,7	38,81			11,46
11	GP (peñones)	1	1,7		17,70	6,00	11,70	50	32,4	39,82			11,33
12		1	1,7		19,40	7,00	12,40	15		34,00			12,07
13	CL	2	1,7		21,10	9,00	12,10	80	50,9			2,8	
17	MDBf	4	1,8		28,30	13,00	15,30	6,7					
N1(60) entre clave y solera =		30		Pv = 0,18		Mpa		Margen de seguridad (Mpa)=		0,05			
ángulo de fricción promedio =		39,31				1,77		kg/cm²		Factor de seguridad =		1,3	
ancho del sólido de carga promedio =		11,39		Pi = 0,23		Mpa							
Sostenimiento: P- c2													
ángulo de fricción promedio desde P-1 hasta P-7 (cobertura superficial) =									33°				
ancho del sólido de carga promedio =									12,17				

Continuación Tabla A.11b.

Perforación:		PE-9		H prof. Clave (m) =		21,38		prof. Solera (m)=		27,23			
				Nivel freático (m) =		6,5							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m ³)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/recuperación	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm ²)	Su correlación(kg/cm ²)	ancho del sólido de carga
2	relleno	2	1,5		3,00		3,00	9	11,5	32,25			12,30
3	SM	1	1,6		4,60		4,60	15	15,5	34,75			11,97
6,5	SP	3,5	1,8	6,5	10,90	0,00	10,90	23	15,4	34,72			11,98
10	SP	3,5	1,9		17,55	3,50	14,05	57	33,7	40,06			11,30
13	RMbf	3	2		23,55	6,50	17,05	10		25,00			13,30
21,38		8,38	2,5		44,50	14,88	29,62	13					
30		8,62	2,7		67,77	23,50	44,27	53					

espesor
total (m): 30 $\gamma_{ponderado} =$ 2,26

Parámetros del macizo rocoso

B = 13,257 m

Perri (2003)

$$m_i = 9,28$$

$$\sigma_{cm} = 2,08 \text{ MPa}$$

$$P_v = 0,20 \text{ MPa}$$

$$GSI = 30$$

$$\sigma_{cm} = 2,004 \text{ MPa}$$

$$P_{min} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = -2,60 \text{ Mpa}$$

$$E_m = 533,48 \text{ MPa}$$

$$P_{max} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 24,40 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 25,33$$

$$P_i = 0,31 \text{ Mpa}$$

$$E' = 30000 \text{ Mpa}$$

$$C_m = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\text{Sostenimiento: } P - c1$$

$$\alpha = 0,746 \text{ Según Perri}$$

$$\text{Margen de seguridad (Mpa)} = 0,01$$

$$E_m = 601,8 \text{ MPa}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 1,0$$

Tabla A.11c. Determinación de cargas actuantes y estimación de soportes para tramo de cobertura profunda.

Cobertura Profunda: 19+153 - 19+684													
Perforación:		PE-10		H prof. Clave (m) =		61,36		prof. Solera (m)=		67,21			
Comienzo de Cobertura Profunda				Nivel freático (m) =		44							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m ³)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/recp	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm ²)	Su correlación(kg/cm ²)	ancho del sólido de carga
0	RMbf	0			0,00		0,00	0		25,33			
44		44	2,5	44	110,00	0,00	110,00	12					
61,36		17,36	2,5		153,40	17,36	136,04	12					13,26
Parámetros del macizo rocoso													
				Perri (2003)				cobertura profunda:					
m _i = 9,28				σ_{cm} = 2,08 MPa				P_o = 1,53 MPa					
GSI = 30				σ_{cm} = 2,004 MPa				P_{cr} = 0,29 MPa					
σ_t = -2,60 Mpa				Em = 533,48 MPa				P_i = 0,31 MPa					
σ_{ci} = 24,40 Mpa				ϕ = 25,33				Sostenimiento : P- c1					
E' = 30000 Mpa				Cm = 0,56 MPa				Deformación radial del soporte= 0,0072 m					
				α = 0,746				7,15 mm					
				K = 151,99 k/m3				radio de plastificación = 5,3 m					
				Em = 601,77 MPa				Rpl/R0= 1,81					
				B = 13,26 m				Índice de competencia (IC) = 1,35					
				k = 2,46				Margen de seguridad (Mpa)= 0,02					
								Factor de seguridad = 1,1					

Continuación Tabla A.11c.

Perforación:		PE-11		H prof. Clave (m) =		32,7		prof. Solera (m)=		38,55			
				Nivel freático (m) =		15							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m³)	nivel freático	σ_v (t/m²)	U (t/m²)	σ'_v (t/m²)	No. golpes SPT/recp	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm²)	Su correlación(kg/cm²)	ancho del sólido de carga
15	RMbf	15	2,7	15	40,50		40,50	0		25,00			
32,7		17,7	2,7		88,29	17,70	70,59						13,30
Parámetros del macizo rocoso													
				Perri (2003)				cobertura profunda:					
m _i = 9,28				σ_{cm} = 2,08 MPa		MPa		Po = 0,88 MPa		MPa			
GSI = 30				σ_{cm} = 2,004 MPa		MPa		Pcr = -0,09		MPa			
σ_t = -2,60 Mpa				Em = 533,48 MPa		MPa		Pi = 0,15 MPa		MPa			
σ_{ci} = 24,40 Mpa				ϕ = 25,33				Sostenimiento :		P- c1			
E' = 30000 Mpa				Cm = 0,56									
				α = 0,75				Deformación radial del soporte=		0,00428 m			
				K = 151,99 k/m3				radio de plastificación =		5,3 m; o			
				Em = 601,77						4,28 mm			
				B = 13,26 m				Rpl/R0=		1,81			
				k = 2,46									
								Índice de competencia (IC) =		2,35			
								Margen de seguridad (Mpa)=		0,24			
								Factor de seguridad =		-2			

Continuación Tabla A.11c.

Perforación:		P-7		H prof. Clave (m) = 46		prof. Solera(m)= 51,85		Nivel freático (m) = 15					
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m³)	nivel freático	σ_v (t/m²)	U (t/m²)	σ'_v (t/m²)	No. golpes SPT/recp	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm²)	Su correlación(kg/cm²)	ancho del sólido de carga
25,6	RMbf	25,6	2,7	15	69,12		69,12	0		25,00			
46		20,4	2,7		124,20	20,40	103,80						13,30
Parámetros del macizo rocoso													
m _i = 9,28		Perri (2003)		cobertura profunda:									
GSI = 30		σ_{cm} = 2,08 MPa		Po = 1,24 MPa									
σ_t = -2,60 Mpa		σ_{cm} = 2,004 MPa		Pcr = 0,12 MPa									
σ_{ci} = 24,40 Mpa		Em = 533,48 MPa		Pi = 0,15 MPa									
E' = 30000 Mpa		ϕ = 25,33		Sostenimiento :		P- a/b							
		Cm = 0,56 MPa											
		α = 0,746		Deformación radial del soporte=		0,006 m							
		K = 151,99 k/m3				6,38 mm							
		Em = 601,771 MPa		radio de plastificación =		5,85 m							
		B = 13,2566 m		Rpl/R0=		2,00							
		K = 2,46											
				Índice de competencia (IC) =		1,67							
				Margen de seguridad (Mpa)=		0,03							
				Factor de seguridad =		1,28							

Continuación Tabla A.11c.

Perforación:		PE-13		H prof. Clave (m) =		52		prof. Solera (m)=		57,85			
				Nivel freático (m) =		15							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m³)	nivel freático	σ_v (t/m²)	U (t/m²)	σ'_v (t/m²)	No. golpes SPT/recp	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm²)	Su correlación(kg/cm²)	ancho del sólido de carga
28,5	RMbf	28,5	2,6	15	74,10		74,10	0		25,00			
52		23,5	2,6		135,20	23,50	111,70						13,30
Parámetros del macizo rocoso													
				Perri (2003)				cobertura profunda:					
$m_i = 9,28$				$\sigma_{cm} = 2,08$ MPa				$P_o = 1,35$ MPa					
GSI = 30				$\sigma_{cm} = 2,004$ MPa				$P_{cr} = 0,18$ MPa					
$\sigma_i = -2,60$ Mpa				Em = 533,48 MPa				$P_i = 0,23$ MPa					
$\sigma_{ci} = 24,40$ Mpa				$\phi = 25,33$				Sostenimiento : P- a/b					
E' = 30000 Mpa				Cm = 0,56 MPa				Deformación radial del soporte = 0,00656 m					
				$\alpha = 0,746$				6,56 mm					
				K = 151,99 k/m3				radio de plastificación = 5,5 m					
				Em = 601,771 MPa				Rpl/R0= 1,87					
				B = 13,26 m				Clase de comportamiento =					
				k = 2,46				Índice de competencia (IC) = 1,54					
								Margen de seguridad (Mpa)= 0,05					
								Factor de seguridad = 1					

Tabla A.11d. Determinación de cargas actuantes y estimación de soportes para tramo de cobertura intermedia.

Cobertura Intermedia : 19+684 - 19+740													
Perforación:		PE-14		H prof. Clave (m) =		22,9		prof. solera (m)=		28,75			
				nivel freático (m) =		7,5							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m³)	nivel freático	σ_v (t/m²)	U (t/m²)	σ'_v (t/m²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm²)	Su correlación(kg/cm²)	ancho del sólido de carga
7,5	SP	7,5	1,5	7,5	11,25	0,00	11,25	22	14,5	34,15			12,05
8	RMbf	0,5	2,7		12,60	7,50	5,10						
23		15	2,7		53,10	15,00				25,00			13,30
30		22	2,7		72,00	29,50	42,50	87					
$\gamma_{ponderado} = 2,31$													
Parámetros del macizo rocoso													
Perri (2003)													
$m_i = 9,28$				$\sigma_{cm} = 2,08$ MPa				$P_v = 0,20$ MPa					
GSI = 30				$\sigma_{cm} = 2,004$ MPa				$P_{min} = 0,29$ MPa					
$\sigma_t = -2,60$ Mpa				$E_m = 533,48$ MPa				$P_{max} = 0,72$ MPa					
$\sigma_{ci} = 24,40$ Mpa				$\phi = 30,00$				$P_i = 0,31$ MPa					
$E' = 30000$ Mpa				$C_m = 0,558$ MPa				Sostenimiento :		P- c1			
				$\alpha = 0,746$				Margen de seguridad (Mpa)=		0,02			
				$E_m = 601,8$ MPa				Factor de seguridad =		1,1			
				B = 12,6 m									

Tabla A.11e. Determinación de cargas actuantes y estimación de soportes para tramo de túnel minero. Cobertura superficial.

Túnel Minero NATM: Estación Bello Monte. Progresivas:													
Perforación:		PE-15		H prof. Clave (m) =		14		prof. solera(m)=		32,02			
				Nivel freático (m) =		6							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m ³)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm ²)	Su correlación(kg/cm ²)	ancho del sólido de carga
4	CL	4	2,1		8,40		8,40	6	4,6		0,35-038	0,21	
5	SP	1	1,9		10,30		10,30						
6		1	1,9	6	12,20	0,00	12,20	14					
8	SM	2	1,8		13,90	2,00	11,90	41	26,3	38,74			11,46
14	RMbf	6	1,8		23,00	6,00	17,00			25,00			13,30
33		25	2,7		81,40	27,00	54,40						

Perforación:		PE-16		H prof. Clave (m) =		13,09		prof. solera (m)=		31,11			
				Nivel freático (m) =		7							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m ³)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm ²)	Su correlación(kg/cm ²)	ancho del sólido de carga
3	relleno	3	1,5		4,50		4,50	18	18,8	36,83			11,70
6	GP	3	1,9		10,20		10,20	81					
7	SM	1	1,8	7	12,00	0,00	12,00						
9		2	1,8		13,80	2,00	11,80						
13	RMbf	4	2,7		24,60	6,00	18,60						
33		20	2,7		78,60	26,00	52,60		0,0	25			13,30

Continuación Tabla A.11e.

Perforación: PE-17 H prof. Clave (m) = 13,09 prof. solera (m)= 31,11 Nivel freático (m) = 7													
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m ³)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm ²)	Su correlación(kg/cm ²)	ancho del sólido de carga
7	relleno	7	1,5	7	10,50	0,00	10,50	28	19,1	37,05			11,68
13,09	RMbf	6,09	2,7		26,94	6,09	20,85	45		25,00			13,30
33		19,91	2,7		80,70	26,00	54,70		0,0	25,00			13,30

Perforación:		PE-20		H prof. Clave (m) = 20,65		prof. solera (m)= 26,5							
				Nivel freático (m) = 6,5									
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m3)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m ²)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N ₁₍₆₀₎ suelos granulares o N ₆₀ suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm ²)	Su correlación(kg/cm ²)	ancho del sólido de carga
1	GP (peñones)	1	1,7		1,70		1,70	13	22,1	37,97			11,56
6	SM	5	1,7	6,5	10,20	0,00	10,20	32	22,2				
7	GP (peñones)	1	1,8		12,00	1,00	11,00	35	23,4	38,20			11,53
13	GP (peñones)	6	1,8		22,80	7,00	15,80	12					
19	SP	6	1,8		33,60	13,00	20,60	11					
20,65		1,65	2,7		38,06	14,65	23,41	38		25,00			13,30
31		RMbf	10,35	2,7		66,00	25,00	41,00	28		25,00		13,30
$\gamma_{ponderado} = 1,84$					$\alpha = 0,20$					Sostenimiento : P- c2			
N1(60) entre clave y solera = 23					Pv = 0,04 MPa					Margen de seguridad (Mpa)= 0,02			
ángulo de fricción promedio = 38,06					Pmin = 0,21 MPa					Factor de seguridad = 1,08			
ancho del sólido de carga promedio = 11,55					Pmax = 0,38 MPa								
					Pi = 0,23 MPa								

Perforación: PE-21													
H prof. Clave (m) = 21,03 prof. Solera(m)= 26,88 Nivel freático (m) = 7,5													
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m3)	nivel feático	σ_v (t/m ²)	U (t/m2)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N1(60) suelos granulares o N60 suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm2)	Su correlación(kg/cm2)	ancho del sólido de carga
4	relleno	4	1,5		6,00		6,00	21	19,0	36,96			11,69
7,5	SP	3,5	1,7	7,5	11,95	0,00	11,95	38	24,3	38,38			11,51
15	SP	7,5	1,7		24,70	7,50	17,20	40	21,3	37,84			11,58
21,03	GP (peñones)	6,03	1,8		35,55	13,53	22,02	52		25,00			13,30
34,5	RMbf	13,47	2,7		71,92	27,00	44,92	41					
$\gamma_{ponderado} = 1,69$													
$\alpha = 0,20$													
N1(60) entre clave y solera = 22 $P_v = 0,04$ Mpa Sostenimiento : P- c2													
ángulo de fricción promedio = 37,88 Pmin = 0,20 MPa Margen de seguridad (Mpa)= 0,03													
ancho del sólido de carga promedio = 11,57 Pmax = 0,36 MPa Factor de seguridad = 1,18													
Pi = 0,23 MPa													

Perforación:		PE-22		H prof. Clave (m) =		21,28		prof. solera(m)=		27,13			
				Nivel freático (m) =		6							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m3)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m2)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N1(60) suelos granulares o N60 suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm2)	Su correlación(kg/cm2)	ancho del sólido de carga
3	relleno	3	1,5		4,50		4,50	25	26,1	38,70			11,47
6	SP	3	1,7	6	9,60	0,00	9,60	20	14,3	34,00			12,07
8	ML	2	1,7		13,00	2,00	11,00	7	4,7	27,94			12,89
9	SP	1	1,8		14,80	3,00	11,80	31	20,0	37,59			11,61
11	ML	2	1,8		18,40	5,00	13,40	23	13,9	33,76			12,10
14	SP	3	1,8		23,80	8,00	15,80	41	22,8	38,11			11,54
21,28	RMbf	7,28	2,7		43,46	15,28	28,18	39		25,00			13,30
31	RMbf	9,72	2,7		69,70	25,00	44,70			25,00			13,30
$\gamma_{ponderado} =$				2,04									
N1(60) entre clave y solera =				19		Pv = 0,17				Mpa		Sostenimiento : P- c1	
ángulo de fricción promedio =				36,91		Pmin = 0,27				MPa		Margen de seguridad (Mpa)=	
ancho del sólido de carga promedio =				11,69		Pmax = 0,43				MPa		Factor de seguridad =	
						Pi = 0,31				MPa		0,04	
												1,14	

Perforación:		P-8	H prof. Clave (m) =		22,02		prof. solera(m)=		27,87						
			Nivel freático (m) =		6										
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m3)	nivel féático	σ_v (t/m ²)	U (t/m2)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/Recup(%)	N1(60) suelos granulares o N60 suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm2)	Su correlación(kg/cm2)	ancho del sólido de carga		
3	relleno	3	1,5		4,50		4,50	12	12,5	32,89			12,22		
4	ML-CL	1	1,7		6,20		6,20	7	6,2			0,245			
5	SM	1	1,8	5	8,00	0,00	8,00	15	11,7	32,40			12,28		
8	SP	3	1,7		13,10	3,00	10,10	39	27,2						
9	ML	1	1,7		14,80	4,00	10,80	12	8,1	30,09		0,42	12,59		
10	SP	1	1,8		16,60	5,00	11,60	38	30,0	39,40			11,38		
11	GP (peñones)	1	1,9		18,50	6,00	12,50	59	36,9	40,65			11,23		
22		11	2,7		48,20	17,00	31,20		0,0						
33		RMbf	22	2,7		77,90	28,00	49,90		25,00			13,30		
$\gamma_{ponderado} =$ 2,19															
N1(60) entre clave y solera =				26	Pv =				0,19	Mpa	Sostenimiento :				P-c1
ángulo de fricción promedio =				38,60	Pmin =				0,29	MPa	Margen de seguridad (Mpa)=				0,02
ancho del sólido de carga promedio =				11,48	Pmax =				0,48	MPa	Factor de seguridad =				1,06
					Pi =				0,31	MPa					

Perforación:		PE-23		H prof. Clave (m) =		21,23		prof. solera(m)=		27,08			
				Nivel freático (m) =		6							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m3)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m2)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N1(60) suelos granulares o N60 suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm2)	Su correlación(kg/cm2)	ancho del sólido de carga
2	GP	2	1,7		3,40		3,40	29	34,8	40,27			11,27
3	CL	1	1,8		5,20		5,20	18	17,5			0,63	
6	GP	3	1,8	6	10,60	0,00	10,60	30	20,4	37,67			11,60
10	GP	4	1,8		12,40	4,00	8,40	50	38,2	40,87			11,20
13	GP	3	1,7		17,50	7,00	10,50	13,3	9,1	30,72			12,51
21	RMdf	8	2,7		39,10	15,00	24,10		0,0	25,00			13,30
31		10	2,7		66,10	25,00	41,10		0,0	25,00			13,30
$\gamma_{ponderado} = 2,12$													
N1(60) entre clave y solera = 29				Pv = 18,59 Mpa				Sostenimiento : P-cl					
ángulo de fricción promedio = 39,27				B = 13,30 m				Margen de seguridad (Mpa)= 0,03					
ancho del sólido de carga promedio = 11,40				Pmin = 0,28 MPa				Factor de seguridad = 1,10					
				Pmax = 0,39 MPa									
				Pi = 0,31 MPa									

Continuación Tabla A.11f.

Continuación Tabla P-11.

Perforación:		PE-24		prof. Clave (m)=		22,38		prof. solera(m)=		28,23			
				nivel freático (m) =		6							
prof. (m)	clasif (SUC)/ Flores Calcaño	espesor (m)	densidad (t/m3)	nivel freático	σ_v (t/m ²)	U (t/m2)	σ'_v (t/m ²)	No. golpes SPT/ Recup (%)	N1(60) suelos granulares o N60 suelos cohesivos	ϕ	Su campo (kg/cm2)	Su correlación(kg/cm2)	ancho del sólido de carga
5	GP	5	1,6		8,00		8,00	60	47,0	42,45			11,00
5,8	RMbf	0,8	2,7	4,5	10,16	0,00	10,16	17					
23		17,2	2,7		56,60	17,20	39,40	21		25,00			13,30
35		12	2,7		89,00	29,20	59,80	0					
$\gamma_{ponderado} = 2,46$													
ángulo de fricción promedio = 25				Pv = 0,22 Mpa				Sostenimiento : P-d2					
ancho del sólido de carga promedio = 13,30				B = 13,30 m				Margen de seguridad (Mpa)= 0,03					
				Pmin = 0,33 MPa				Factor de seguridad = 1,10					
				Pmax = 0,57 MPa									
				Pi = 0,36 MPa									