

PROPUESTA DE TÉCNICA PARA LA DETERMINACIÓN DEL
COMPORTAMIENTO DEL TERRENO EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS
CON BASE EN UN TÚNEL EXPLORATORIO. CASO: TÚNEL DE LA LÍNEA

DIANA MARCELA PEREZ PEREZ



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE MINAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA-GEOTECNIA
MEDELLÍN, JUNIO DE 2012

PROPUESTA DE TÉCNICA PARA LA DETERMINACIÓN DEL
COMPORTAMIENTO DEL TERRENO EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS
CON BASE EN UN TÚNEL EXPLORATORIO. CASO: TÚNEL DE LA LÍNEA

DIANA MARCELA PEREZ PEREZ

Trabajo dirigido de grado para optar al título de
Magister en Ingeniería–Geotecnia

Director
ALVARO CASTRO CAICIEDO
Profesor Universidad Nacional de Colombia



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE MINAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA-GEOTECNIA
MEDELLÍN, JUNIO DE 2012

DEDICATORIA

A mi familia.

AGRADECIMIENTOS

Mil gracias a mi familia, en especial a mi madre Rosalba, y a mis tíos Anarrita y Hernán por su cariño, calidez y amor.

Agradezco a todos los profesores que colaboraron con mi formación en especial a Álvaro Castro y Alejandro Chica.

A los miembros del Jurado Francisco Nanclares y Alejandro Cardona por su asesoría y sugerencias.

Doy gracias por contar con aquellos que me introdujeron en el arte de los túneles como lo fueron José Antonio Rodríguez y Germán Rueda, aprender y trabajar con ellos fue una de mis mejores experiencias.

Me gratifico de contar con grandes amigos como lo han sido Alex, Omar, Ángela, Diana y Nelson, su motivación y apoyo incondicional fueron pilar en estos tiempos.

TABLA DE CONTENIDO

	<i>Pag.</i>
AGRADECIMIENTOS	IV
TABLA DE CONTENIDO	V
LISTA DE TABLAS	IX
LISTA DE FIGURAS	XII
LISTA DE ANEXOS	XXI
GLOSARIO	XXIII
RESUMEN	XXIV
INTRODUCCION	XXVI
1. ESTADO DEL ARTE	1
1.1. MODELOS CONSTITUTIVOS DEL MACIZO ROCOSO	1
1.1.1. Matriz rocosa.	2
1.1.2. Macizo rocoso.	2
1.1.3. Modelos de tensión deformación.	3
1.2. CRITERIOS DE FALLA	4
1.2.1 Criterios de falla para rocas.	4
1.2.2 Criterios de falla para el macizo rocoso.	8
1.3. ESFUERZOS NATURALES	15
1.3.1 Método de medida de los esfuerzos in-situ.	18
1.4. METODOS PARA EL DISEÑO DE TÚNELES	19
1.4.1 Métodos empíricos.	19
1.4.2 Método observacional.	24
1.4.3 Métodos analíticos.	30
1.5. ESTABILIDAD Y SOPORTE DE TÚNELES	32
1.5.1 Excavaciones subterráneas en zonas de fallas y terrenos débiles.	34
1.5.2 Estabilidad y soporte.	34
1.5.3. Estabilidad del frente del túnel.	35
1.5.4 El factor de seguridad.	36
2. TUNEL PILOTO DE LA LINEA	37
2.1. LOCALIZACION DE LA ZONA DE ESTUDIO	37
2.2. CARACTERISTICAS TECNICAS DEL TUNEL PILOTO DE LA LINEA	38
2.3. ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA CONSTRUCCION DEL TUNEL PRINCIPAL	39

2.4. GEOLOGIA GENERAL	40
2.4.1 Geología General.	40
2.4.2 Modelo Geológico Regional.	43
2.4.3 Geología prevista antes de construcción.	44
2.4.4 Geología encontrada durante construcción.	45
3. CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL TERRENO	55
3.1. RESISTENCIA DE LA ROCA	55
3.2. CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE TERRENO	56
3.2.1 Clasificación Geomecánica del macizo rocoso.	56
3.3. SOPORTE E INSTRUMENTACIÓN	59
3.3.1 Monitoreo.	60
3.3.2 Tipo de soporte instalado.	64
3.3.3. Tipo de soporte instalado y terreno proyectado.	64
3.3.4. Condiciones de agua.	65
4. METODOLOGIA DE LA PROPUESTA	66
4.1. DESCRIPCION	66
4.1.1. Bases de datos.	67
4.1.2. Sectorización Geotécnica.	68
4.1.3. Modelos constitutivos y criterios de falla.	68
4.1.4. Variables de entrada y de salida del modelo.	69
4.1.5. Modelación.	70
4.1.6. Verificación.	70
5. EVALUACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA CORDILLERA CENTRAL COLOMBIANA	72
5.1. DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS SEGÚN MECANISMOS FOCALES.	72
5.2. ESFUERZOS MEDIDOS EN LA CORDILLERA CENTRAL DE COLOMBIA.	73
5.2.1 Esfuerzos medidos en la Hidroeléctrica Rio Grande.	74
5.2.3 Esfuerzos medidos en la Hidroeléctrica Porce III.	75
5.2.4 Relación de esfuerzos (K).	76
5.3. ORIENTACION DE LOS ESFUERZOS CON BASE EN LA MEDICIÓN DE LAS DIACLASAS EN EL TPL	77
5.4. ANALISIS DE LA ORIENTACION Y RELACION DE LOS ESFUERZOS	81

6. MODELACION	86
6.1. CONDICIONES GENERALES DE LA MODELACIÓN	86
6.2. SOPORTE Y REFUERZO EN EL TUNEL PILOTO DE LA LINEA	86
6.2.1 Liner.	87
6.2.2 Pernos.	88
6.3. ZONA L, TIPO V.	89
6.3.1 Parámetros del macizo rocoso	90
6.3.2. Modelo.	96
6.3.3. Análisis y comentarios de la modelación para la zona L.	111
6.4. ZONA Q, TIPO II.	112
6.4.1 Parámetros de macizo rocoso	112
6.4.2 Modelo.	116
6.4.3. Análisis y comentarios de la modelación para la zona Q.	125
7. APLICACIÓN EN EL TUNEL PRINCIPAL	126
7.1. ZONA L	126
7.1.1. Caso 1A – Modelación del macizo con el Soporte Proyectado (SP), Túnel Principal, Zona L	126
7.1.2. Caso 2A – Modelación del macizo con El Soporte Modificado (SM), Túnel Principal, Zona L	133
7.1.3. Análisis comparativo de los casos 1A y 2A, Túnel Principal, Zona L	140
7.2. ZONA Q	144
7.2.1. Caso 2A – Modelación del macizo con El Soporte Proyectado (SP), túnel Principal, Zona Q.	144
7.2.2. Caso 2B – Modelación del macizo con el Soporte Modificado (SM), Túnel Principal, Zona Q.	152
7.2.3. Análisis comparativo de los casos 2A Y 2B, Túnel Principal, Zona L	155
7.3. COMENTARIOS DE LA MODELACION DEL TUNEL PRINCIPAL	159
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	160
8.1. LITOLÓGÍA.	160
8.2. ESTRUCTURAS.	160
8.3. GEOTÉCNICAS.	161
8.4. BASES DE DATOS Y PARÁMETROS PARA EL MODELO.	161
8.5. TECNICA Y METODOLOGIA PROPUESTA.	163

9. BIBLIOGRAFIA	165
9.1. ESTUDIOS REALIZADOS ANTES DE LA CONSTRUCCION DEL TUNEL PILOTO	165
9.2. ESTUDIOS REALIZADOS DURANTE LA CONSTRUCCION DEL TUNEL PILOTO	165
9.3. AVANCES DEL CONOCIMIENTO	166

LISTA DE TABLAS

Pag.

Tabla 1. Criterios de falla para materiales rocosos, Bieniawski (1984)	4
Tabla 2. Valores máximos de m_i para la matriz rocosa, Hoek Brown (1997).....	7
Tabla 3. Métodos más comunes para determinar la dirección, magnitud y orientación de los esfuerzos. Extraído de González et al (2002).....	18
Tabla 4. Sistemas de caracterización/ clasificación geomecánicas del macizo rocoso. Edelbro (2004).....	21
Tabla 5. Correlaciones empíricas entre los índices RMR y Q, González (1998)...	24
Tabla 6. Clasificación de los métodos numéricos, adaptada de Jing (2002).....	31
Tabla 7. Zonas homogéneas superficiales, Extraído de Consorcio La Línea (2000)	44
Tabla 8. Zonas homogéneas para el TPL	46
Tabla 9. Relación entre el índice de la clasificación RMR con los tipos de terreno	56
Tabla 10. Correlaciones entre los índices RMR y Q para algunos sectores del TPL	58
Tabla 11. Correlaciones entre los índices RMR y Q para los diferentes sectores del TPL, con base en un modelo con variables categóricas.	58
Tabla 12. Definición de los tipos de terreno, secuencia de excavación, instalación de soporte y secciones típicas en la construcción del Túnel Piloto - Fase I de la Línea. Extraído de Conlínea (2004)	60
Tabla 13. Tasas de deformación inicial típica esperada, Conlínea (2004)	62
Tabla 14. Deformación máxima esperada típica antes del agrietamiento del concreto lanzado, Conlínea (2004).	62
Tabla 15. Resumen de las bases de datos analizadas con su correspondiente presentación grafica o resumen.	68
Tabla 16. Vector actual de esfuerzos a partir de mecanismos focales para sismos con profundidad inferior a 60 Km, para la zona U de Cortés y Angelier (2005).....	73

Tabla 17. Resultados de las pruebas de <i>overcoring</i> en la caverna principal de la hidroeléctrica Rio Grande. Posada y Contreras, (1980).	75
Tabla 18. Resultados representativos de las pruebas de <i>overcoring</i> en las cavernas de la Hidroeléctrica Porce II. Empresas Públicas de Medellín, (1994)...	75
Tabla 19. Esfuerzos principales representativos en Porce III. Suarez et al (2010).	76
Tabla 20. Relación de esfuerzos para las hidroeléctricas Rio Grande, Porce II y Porce III.	77
Tabla 21. Dirección y plunge de vector de esfuerzos determinados a partir de los pares conjugados de diaclasas principales para cada zona homogénea en el corte asociado al Túnel Piloto de La Línea.	83
Tabla 22. Características del arco TH-21	87
Tabla 23. Características del Concreto lanzado (Shotcrete), instalado en el Túnel Piloto de la Línea.....	87
Tabla 24. Características de los pernos instalados en el Túnel Piloto de La Línea	88
Tabla 25. Parámetros del macizo y la roca en la zona no inyectada, Zona L.....	91
Tabla 26. Parámetros del macizo y la roca para la zona inyectada, Zona L	91
Tabla 27. Rango de valores de esfuerzos según Goodman (1989), Zona L.	92
Tabla 28. Convergencias máximas esperadas para cumplimiento del modelo según las mediciones obtenidas en campo, Zona L.....	94
Tabla 29. Parámetros básicos de entrada, ajuste y salida del modelo para la zona L.	97
Tabla 30. Parámetros del macizo y la roca, Zona Q.	113
Tabla 31. Rango de valores de esfuerzos según Goodman (1989), Zona Q	114
Tabla 32. Convergencias medidas según las lecturas medidas en campo (después de la instalación del soporte), zona Q.	116
Tabla 33. Convergencia para el modelo durante la relajación y la instalación del soporte, zona Q.....	116
Tabla 34. Parámetros básicos de entrada, amarre y salida del modelo, zona Q.	117
Tabla 35. Deformaciones radiales máximas y deformaciones horizontales, zona L, Túnel Principal- SP.....	127

Tabla 36. Deformaciones radiales máximas y deformaciones horizontales para el Soporte Modificado (SM), zona L	134
Tabla 37. Deformaciones radiales máximas y deformaciones horizontales, zona Q	145
Tabla 38. Deformaciones radiales máximas y deformaciones horizontales, zona Q	152
Tabla 39. Paralelo entre los paquetes de rocas previstos y encontrados durante la construcción del Túnel Piloto de la Línea.	160

LISTA DE FIGURAS

Pag.

Figura 1. Transición idealizada desde roca inalterada hasta el macizo rocoso muy fracturado. Hoek (2006).....	1
Figura 2. Características de falla para macizos rocosos de diferente calidad y comportamiento. Note que las escalas de esfuerzos son diferentes. Modificada de Hoek (1997).....	3
Figura 3. 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 rectas o envolventes no se producirá la rotura. González et al (2004)	6
Figura 4. Envolventes de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de (a) los esfuerzos principales y de (b) los esfuerzos normal y tangencial. Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa. González et al (2004)	8
Figura 5. Relación entre los esfuerzos principales para Hoek Brown y su equivalencia con el criterio de Morh – Coulomb. Hoek et al. (2002)	14
Figura 6. Esquema de la distribución de los equipos de instrumentación habitualmente instalados en un túnel. Villarraga (2007).....	27
Figura 7. Sección tipo de las Estaciones de convergencia del terreno para el Túnel Piloto de La Línea. Ministerio de transporte 2004.	29
Figura 8. Esquema representativo del modelo continuo y del modelo discreto, Carnicero A. (2001).	32
Figura 9. Métodos de refuerzo y soporte de terrenos, modificada de Hoek (2000).	33
Figura 10. Método de excavación parcial usando sección lateral seguida por un sección superior y berma. Hoek (1999).....	33
Figura 11. Localización del túnel piloto de la Línea	37
Figura 12. Localización del Túnel II Centenario dentro del Proyecto La Línea.....	38
Figura 13. Modelo de la evolución geológica del Terreno de los Andes Centrales. Modelo A. Arco de isla. Modelo B. Colisión continental. Pace (1992)	43

Figura 14. Perfil geológico simplificado previsto Tomado y modificado de Consorcio La Línea, 2004	44
Figura 15. Zonas homogéneas para el TPL, Interlinea(2009)	45
Figura 16. Distribución de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca a lo largo del TPL. CP corresponde a la resistencia a la compresión uniaxial obtenida desde la resistencia a la carga puntual y UCS a los resultados de resistencia obtenidos a partir de la resistencia a la compresión uniaxial.....	55
Figura 17. Índice de la Clasificación RMR en el TPL.	57
Figura 18. Índice de la clasificación Q en el TPL.....	57
Figura 19. Gráfica de las ecuaciones de correlación obtenidas entre el Q y el RMR para cada nivel.	59
Figura 20. Sección tipo de la Estación de Monitoreo Principal. Ministerio de transporte (2004).....	61
Figura 21. Sección tipo de la Estación de Monitoreo Regular. Ministerio de Transporte (2004).....	61
Figura 22. Registro periódico de las deformaciones (K4+392).....	63
Figura 23. Deformaciones para las líneas 1 y 2 del TPL a lo largo del túnel.....	63
Figura 24. Tipo de soporte instalado a lo largo del Túnel Piloto de La Línea.....	64
Figura 25. Tipo de soporte proyectado vs. Ejecutado para el Tunel Pilot de La Línea.....	65
Figura 26. Algoritmo aplicado para el desarrollo de la metodología.....	66
Figura 27. Tipos de variables empleadas en la aplicación de la metodología.....	69
Figura 28. Trayectoria de esfuerzos en la región norte de Suramérica. La intersección de las líneas azules localiza el TPL. Se presentan las regiones definidas de acuerdo con los resultados de mecanismos focales. Modificado de Cortés y Angelier (2005).....	72
Figura 29. Localización de los sectores analizados dentro del mapa simplificado de los terrenos de Colombia según Etayo et al. (1986).....	74
Figura 30. Representación estereográfica equiareal en el hemisferio inferior de los esfuerzos medidos en Rio Grande, Porce II y Porce III. Se señalan las mediciones con dirección aproximada, correspondientes a Porce II y Porce III. El esfuerzo principal mayor se presenta en color azul, el esfuerzo medio en verde y el esfuerzo menor en color morado.	76

Figura 31. Esquema de orientación de los esfuerzos con base en un par conjugado de discontinuidades.	78
Figura 32. Diagrama de polos para 344 discontinuidades en la zona Q, las estrellas azules representan la dirección preferencial de las discontinuidades.	79
Figura 33. Proyección estereográfica de las familias de discontinuidades D1, D2 y D3, sector Q.	79
Figura 34. Determinación de la dirección de σ_2 , zona Q.	80
Figura 35. Plano $\sigma_1\sigma_3$ sobre la Figura de diaclasas conjugadas D1 D2, zona Q .	80
Figura 36. Orientación de los esfuerzos con base en el diaclasamiento. Zona Q.	81
Figura 37. Esfuerzos principales para los sectores geológicos I, II, III y IV. Notación: Dirección / plunge.	84
Figura 38. Diagrama de orientación de esfuerzos obtenidos a partir de las discontinuidades en el TPL, de mediciones en las centrales de EPM y según los mecanismos focales según Cortés y Angelier (2005).	85
Figura 39. Etapas para la modelación de la excavación y soporte del terreno tipo V pre-soportado y con construcción de solera curva.	89
Figura 40. Abaco de Vlacopoulous y Diederichs para el cálculo e la deformación inicial, Zona L	93
Figura 41. Convergencias medidas en la Estación T346 (K4+534). Zona L	95
Figura 42. Convergencias medidas en la Estación T344 (K4+544). Zona L.	95
Figura 43. Convergencias medidas en la Estación T333 (K4+593). Zona L.	96
Figura 44. Esfuerzos vs Convergencia máxima sobre las líneas L1 y L. Zona L – Soporte tipo V.	98
Figura 45. Esfuerzos vs Deformación radial total máxima. Zona L – Soporte tipo V.	98
Figura 46. Deformaciones horizontales en los puntos correspondientes a la Línea 1 y Línea 2. Etapa 1 - Preinyección y relajación. Zona L – Soporte tipo V.	99
Figura 47. Deformaciones horizontales en los puntos correspondientes a la Línea 1 y Línea 2. Etapa 2 – Lanzado. Zona L – Soporte tipo V.	99
Figura 48. Deformaciones horizontales en los puntos correspondientes a la Línea 1 y Línea 2. Etapa 3 - Pernado. Zona L – Soporte tipo V.	100

Figura 49. Deformaciones horizontales en los puntos correspondientes a la Línea 1 y Línea 2. Etapa 4 - Excavación de solera. Zona L – Soporte tipo V.	100
Figura 50. Deformaciones horizontales en los puntos correspondientes a la Línea 1 y Línea 2. Etapa 5 - Operación de solera. Zona L – Soporte tipo V.	101
Figura 51. Sigma 1 obtenido en el perímetro de la excavación para las diferentes etapas de la construcción. Zona L – Soporte tipo V.	102
Figura 52. Sigma 3 obtenido en el perímetro de la excavación para las diferentes etapas de la construcción. Zona L – Soporte tipo V.	102
Figura 53. Sigma 1 cerca de la excavación después de instalado el soporte. Zona L – Soporte tipo V.	103
Figura 54. Sigma 3 cerca de la excavación después de instalado el soporte. Zona L – Soporte tipo V.	103
Figura 55. Envolvente de resistencia según H-B comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel durante la relajación del macizo. Zona L.	104
Figura 56. Envolvente de resistencia según H-B comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel después de instalado el soporte. Zona L – Soporte tipo V.	104
Figura 57. Sectores del soporte que alcanzan deformaciones plásticas o dúctiles, en amarillo pernos bajo plasticidad y en rojo la zona con deformación del shotcrete. Zona L – Soporte tipo V.	105
Figura 58. Elementos plastificados sin instalación de soporte.	106
Figura 59. Elementos plastificados con instalación del soporte.	106
Figura 60. Presoporte - pernos en fibra de vidrio. Zona L.	107
Figura 61. Presoporte – Instalación de Tubos de enfilaje. Zona L.	108
Figura 62. Presoporte – Instalación de Tubos de inyección. Zona L.	108
Figura 63. Soporte pesado para terreno con fluencia - construcción de solera. Zona L.	109
Figura 64. Signos de inestabilidad en La Falla La Soledad. Desprendimiento de platinas por deformación en el terreno. Zona L.	110
Figura 65. Signos de inestabilidad en La Falla La Soledad. Agrietamientos. Zona L.	110

Figura 66. Signos de inestabilidad en La Falla La Soledad. Deformación de hastiales. Zona L.	111
Figura 67. Signos de inestabilidad en La Falla La Soledad. Doblamiento de arcos en la clave del túnel. Zona L.	111
Figura 68. Etapas para la modelación de la excavación y soporte del terreno tipo II. Zona Q.	112
Figura 69. Convergencias medidas en la estación T9 (K8+405), nótese que $L1 < L2$. Zona Q.	114
Figura 70. Convergencias medidas en la estación T11 (K8+330). Zona Q.	115
Figura 71. Convergencias medidas en la estación T13 (K8+250), nótese que $L2 > L1$. Zona Q.	115
Figura 72. Esfuerzo vs. Convergencia horizontal (Acortamiento máximo sobre las líneas L2 y I2 según el modelo). Zona Q.	118
Figura 73. Esfuerzo vs. Deformación máxima. Zona Q.	118
Figura 74. Deformaciones obtenidas horizontales sobre los puntos correspondientes a las líneas de medición L1 y L2 durante la relajación. Zona Q.	119
Figura 75. Deformaciones obtenidas horizontales sobre los puntos correspondientes a las líneas de medición L1 y L2, después de la Instalación de soporte. Zona Q.	119
Figura 76. Desplazamientos totales en los alrededores del túnel después de la relajación. Zona Q.	120
Figura 77. Desplazamientos totales en los alrededores del túnel después de la Instalación de soporte, nótese que corresponde a un terreno de bajas deformaciones y es de naturaleza elástica. Zona Q.	120
Figura 78. Sigma 1 obtenido en el perímetro de la excavación para las diferentes etapas de la construcción. Zona Q.	121
Figura 79. Sigma 3 obtenido en el perímetro de la excavación para las diferentes etapas de la construcción. Zona Q - Terreno tipo II.	121
Figura 80. Esfuerzo sigma 1 cerca de la excavación después de instalado el soporte. Zona Q – Soporte IIA.	122
Figura 81. Esfuerzo sigma 3 cerca de la excavación después de instalado el soporte. Zona Q – Soporte IIA.	122

Figura 82. Factores de seguridad (Strength Factor) obtenido en el sector adyacente a la excavación durante la relajación. Zona Q	123
Figura 83. Factores de seguridad (Strength Factor) obtenido en el sector adyacente a la excavación después de la Instalación de soporte. Zona Q – Soporte IIA	124
Figura 84. Macizo de buen autosoporte. Zona Q	125
Figura 85. Arco HEB-160.	127
Figura 86. Deformación total después de la relajación, zona L, Túnel Principal - SP.	128
Figura 87. Strength Factor después de la relajación, zona L, Túnel Principal - SP.	128
Figura 88. Deformación total después de la instalación de concreto lanzado y pernos, zona L, Túnel Principal - SP. Nótese la presencia temprana de elementos plastificados, en rojo el anillo abierto de concreto lanzado + arco y en amarillo los pernos bajo trabajo plástico.....	129
Figura 89. Strength Factor después de la instalación de concreto lanzado y pernos, zona L, Túnel Principal - SP.	129
Figura 90. Deformación total después de la instalación de la solera, zona L, Túnel Principal - SP. Nótese la presencia de elementos plastificados, en rojo anillo cerrado de concreto lanzado + arco, y en amarillo los pernos bajo trabajo plástico.	130
Figura 91. Strength Factor después de la instalación de la solera, zona L, Túnel Principal - SP.....	130
Figura 92. Variación de sigma 1 en el contorno de la excavación para las diferentes etapas de construcción, Zona L, Túnel Principal - SP.	131
Figura 93. Variación de Sigma 2 en el contorno de la excavación para las diferentes etapas de construcción, Zona L, Túnel Principal - SP.	132
Figura 94. Envoltente de resistencia según H-B para el macizo natural y mejorado comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel durante la relajación del macizo natural.	132
Figura 95. Envoltente de resistencia según H-B para el macizo natural y mejorado comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel después de la instalación del soporte proyectado (SP).....	133

Figura 96. Deformación total después de la relajación, zona L, Túnel Principal - SM.....	135
Figura 97. Strength Factor después de la relajación, zona L, Túnel Principal.....	135
Figura 98. Deformación total después de la instalación de concreto lanzado y pernos. Nótese la presencia temprana de elementos plastificados, zona L, Túnel Principal - SM.....	136
Figura 99. Strength Factor después de la instalación de concreto lanzado y pernos, zona L, Túnel Principal - SM.	136
Figura 100. Deformación total después de la instalación de la solera. La plastificación del concreto y de los pernos es general, zona L, Túnel Principal - SM.....	137
Figura 101. Strength Factor después de la instalación de la solera, zona L, Túnel Principal -SM.....	137
Figura 102. Variación de σ_1 en el contorno de la excavación para las diferentes etapas de construcción, Zona L, Túnel Principal - SM.....	138
Figura 103. Variación de σ_1 en el contorno de la excavación para las diferentes etapas de construcción, Zona L, Túnel Principal - SM.....	139
Figura 104. Envoltura de resistencia según H-B para el macizo natural y mejorado comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel durante la relajación del macizo natural.	139
Figura 105. Envoltura de resistencia de H-B para el macizo natural y mejorado comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel después de la instalación del soporte.	140
Figura 106. Elementos plastificados sobre el modelo estabilizado con el soporte proyectado SP, zona L, Túnel Principal.	141
Figura 107. Elementos plastificados sobre el modelo estabilizado con el soporte modificado (SM), zona L, Túnel Principal. Nótese el aumento del Strench Factor con relación al caso 1A, ver Figura 22.	141
Figura 108. Envoltura de resistencia según H-B para el macizo natural y mejorado comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel durante la relajación del macizo natural y mejorado.....	142
Figura 109. Envoltura de resistencia según H-B para el macizo natural y mejorado comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel después de instalado el soporte proyectado y modificado.	143

Figura 110. Deformaciones máximas horizontales esperadas para los casos 1A (SP - Soporte proyectado) y 2A (SM – Soporte modificado). Nótese la reducción disminución de las deformaciones con la instalación del soporte modificado	144
Figura 111. Deformación total después de la relajación, zona Q, Túnel Principal.	145
Figura 112. Strench Factor después de la relajación, zona Q, Túnel Principal. ..	146
Figura 113. Deformación total después de la relajación, zona Q, Túnel Principal.	146
Figura 114. Strench Factor después de la relajación, zona Q, Túnel Principal. ..	147
Figura 115. Variación de sigma 1 en el contorno de la excavación para las diferentes etapas de construcción, Zona Q, Túnel Principal - SP.	147
Figura 116. Variación de sigma 3 en el contorno de la excavación para las diferentes etapas de construcción, Zona Q, Túnel Principal – SP (soporte proyectado).	148
Figura 117. Envolvente de resistencia según H-B para el macizo comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel durante la relajación del macizo.	149
Figura 118. Envolvente de resistencia según H-B para el macizo comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel después de la instalación de soporte	149
Figura 119. Distribución del esfuerzo principal Sigma 1 alrededor de la excavación después de la instalación del soporte - SM.	150
Figura 120. Distribución del esfuerzo principal Sigma 3 alrededor de la excavación después de la instalación del soporte - SM.	150
Figura 121. Grafico de capacidad de soporte para una capa de concreto de 0.05m de espesor.....	151
Figura 122. Grafico de capacidad de soporte para una capa de concreto de 0.1m de espesor.....	151
Figura 123. Deformación total después de la relajación, zona Q, Túnel Principal.	153
Figura 124. Strench Factor después de la relajación, zona Q, Túnel Principal. ..	153
Figura 125. Deformación total después de la instalación de soporte, zona Q, Túnel Principal.....	154

Figura 126. Strench Factor después de la instalacion, zona Q, Túnel Principal..	154
Figura 127. Variación de Sigma 1 en el contorno de la excavación para las diferentes etapas de construcción, Zona Q, Túnel Principal - SM.....	155
Figura 128. Variación de Sigma 3 en el contorno de la excavación para las diferentes etapas de construcción, Zona Q, Túnel Principal - SM.....	155
Figura 129. Envolvente de resistencia según H-B para el macizo comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel durante la relajación del macizo.	156
Figura 130. Envolvente de resistencia según H-B para el macizo comparada con la relación de esfuerzos obtenida en el perímetro del túnel después de la instalación de soporte	157
Figura 131. Distribución del esfuerzo principal Sigma 1 alrededor de la excavación después de la instalación del soporte	157
Figura 132. Distribución del esfuerzo principal Sigma 3 alrededor de la excavación después de la instalación del soporte	158
Figura 133. Diagramas de capacidad de carga para una capa inicial de 0.10m. Nótese que no se presenta falla, sin embargo el factor de seguridad es cercano a 1	158
Figura 134. Diagramas de capacidad de carga para una capa inicial de 0.05m. Nótese que no se presenta falla, sin embargo el factor de seguridad es cercano a 1.	159

LISTA DE ANEXOS

Pág.

Anexo A. Aspectos generales de la Clasificación Q.
173

Anexo B. Aspectos generales de la clasificación RMR.
177

Anexo C. Aspectos generales del índice GSI.
183

Anexo D. Instrumentación habitual de túneles
188

Anexo E. Relación del NATM con el porcentaje de deformación radial
190

Anexo F. Resumen de los estudios previos
192

Anexo G. Resumen de los estudios durante construcción
194

Anexo H. Correlación entre las clasificaciones geomecánicas Q y RMR en el Túnel Piloto de la Línea (TPL), Cordillera Central de Colombia
196

Anexo I. Modelo de correlación entre las clasificaciones geomecánicas Q y RMR en el Túnel Piloto de la Línea (TPL), Cordillera Central de Colombia.
209

Anexo J. Análisis de la resistencia de la roca según los ensayos de compresión inconfiada y carga puntual realizados en el Túnel Piloto de la Línea.
223

Anexo K. Secciones típicas de soporte empleadas en la construcción del TPL
235

Anexo L. Comportamiento del Shotcrete reforzado con fibra metálica
242

Anexo M. Soporte proyectado para la construcción del Túnel Principal de la Línea.
245

GLOSARIO

CLASIFICACION GEOMECANICA: Descripción sistemática la calidad del macizo rocoso, mediante la cuantificación de parámetros de naturaleza subjetiva y objetiva, el resultado de una clasificación geotécnica normalmente es un número denominado índice de la clasificación.

CONVERGENCIA (TUNELES): Deformación diametral, aplicado a túneles corresponde al acortamiento del diámetro.

DEFORMACION (TUENELES): Deformación radial obtenida, aplicado a túneles. El término hace referencia a los cambios de volumen que disminuyen la sección de excavación y puede afectar la estabilidad del macizo rocoso

DUCTIL (RAE): Que admite grandes deformaciones mecánicas sin llegar a romperse.

ELASTICO (RAE): Dicho de un cuerpo: Que puede recobrar más o menos completamente su forma y extensión tan pronto como cesa la acción que las alteraba.

ESFUERZO: Es la cantidad de fuerza que actual sobre una unidad de roca en cierta dirección. Si es igual en todas las direcciones se llama isotrópico.

MODELAR (RAE): Ajustar a un modelo

METODO (RAE): Procedimiento o conjunto de pasos ordenados.

PHASE 2: Software de modelación geotécnica que usa elementos finitos, este fue desarrollado por la universidad de Toronto.

PLASTICIDAD (RAE): Dicho de un material: Que, mediante una compresión más o menos prolongada, puede cambiar de forma y conservar esta de modo permanente, a diferencia de los cuerpos elásticos.

REFUERZO: Elementos instalados sobre el terreno, estos deberán mejorar las condiciones, aumentando la capacidad de resistencia del mismo.

RESISTENCIA: La resistencia es el esfuerzo que soporta un material para determinadas deformaciones.

SOPORTE: Elementos instalados sobre el terreno que deberán asumir las cargas redistribuidas por efectos de la excavación.

RESUMEN

El estudio tiene como base la información recopilada durante la exploración y construcción del Túnel Piloto de La Línea, el cual se encuentra localizado en la Cordillera Central de Colombia entre los Departamentos de Quindío y Tolima.

En este trabajo se propone un método en el cual se disminuyen las incertidumbres de diseño para la construcción del Túnel Principal, integrando la información de exploración y monitoreo del terreno durante la construcción del Túnel Piloto así como conceptos analíticos y empíricos en ingeniería de túneles.

El método conduce a la definición de los parámetros y procesos que satisfacen el comportamiento del terreno observado durante la construcción del Túnel Piloto, tomando como variables de ajuste o modificables los esfuerzos y como variables de calibración o amarre las mediciones de convergencia.

El método es considerado válido cuando los resultados de los procesos de cálculo arrojan diferencias inferiores al 10%, posteriormente es aplicado sobre el Túnel Principal, permitiendo analizar su comportamiento y optimizar técnica y económicamente el diseño del mismo

PALABRAS CLAVES: Túnel Piloto; Ingeniería de túneles; Tensor de esfuerzos; Monitoreo de túneles; Convergencia; Comportamiento geomecánico; Túnel de La Línea

SUMMARY

ABSTRACT

This study is based on information collected during the exploration and construction of the La Linea Pilot Tunnel; the tunnel is located in the Central Cordillera of Colombia between the Tolima and Quindío provinces.

This paper presents a method that can reduce the uncertainties in the construction and design of the La Linea Main Tunnel by the integration of information obtained during exploration, the monitoring of ground during the construction of the pilot tunnel and the application of analytical and empirical concepts applied to engineering tunnels.

The method put forth leads to the definition of both the parameters and the processes that satisfy the behavior observed in the ground during the construction of the pilot tunnel.

The modifiable variables are stresses and calibration variables are convergences or deformations, this method is considered valid when the results of the calculation procedures show errors of less than 10%. This methodology is then applied in the main tunnel, this allows analysis of the behavior and allows both technical and economical optimization of the design.

KEYWORDS: Pilot Tunnel; Tunnel Engineering; Stress tensor; tunnel monitoring, Convergence, Geomechanical behavior; La Linea Tunnel

INTRODUCCION

La construcción del Túnel Piloto exploratorio de La Línea (TPL) permitió el conocimiento del terreno en un frente de excavación con una sección de 19m^2 cuyas características pueden ser proyectadas a zonas aledañas con menor incertidumbre comparada con la proyección por sondeos exploratorios, exploración geofísica y levantamientos en superficie.

Los túneles piloto se consideran una exploración detallada y su uso se ha generalizado a nivel mundial, sin embargo el diseño a partir de la información obtenida durante la construcción de los mismos es empleada de forma similar a la obtenida durante una exploración básica, por lo cual se desconoce que el túnel es un modelo a escala in-situ y exhibe el comportamiento real del terreno y que este comportamiento es sin duda el punto de calibración para lograr un mejor diseño.

En este estudio se desea extrapolar el comportamiento de un túnel de pequeño diámetro a otros túneles con características geomecánicas similares de tal forma que se disminuyan las incertidumbres asociadas al diseño. La información geológico-geotécnica recopilada durante la construcción asociada a las características geotécnicas y geomecánicas del TPL es suficiente para un diseño confiable del Túnel Principal, por lo cual se propone en esta Tesis una metodología de diseño que deberá satisfacer las observaciones y mediciones realizadas en un túnel exploratorio en este caso, las observaciones realizadas en el TPL.

El método propuesto aplica el criterio de falla de Hoek-Brown siendo modelado en el programa Phase 2; los parámetros que alimentan la modelación son obtenidos de las bases de datos generadas durante construcción, se emplean como variables de ajuste o modificables los esfuerzos in-situ ya que son un parámetro desconocido y como variables de amarre o calibración las mediciones de convergencia documentadas durante construcción, el ajuste se obtiene por prueba y error mediante modelaciones sistemáticas que permiten acotar las deformaciones y disminuir las diferencias entre las deformaciones medidas y las deformaciones modeladas, cuando se alcanza un error aceptable se considera que el conjunto de datos y procedimientos empleados puede ser usado para modelar excavaciones aledañas con diámetro y forma diferente.

Finalmente se obtiene un acercamiento a la optimización del diseño en la construcción del túnel principal de La Línea localizado a aproximadamente 30m del túnel exploratorio. Se resalta que el uso de este método contribuye específicamente a definir el método de excavación y el tipo de soporte y por ende a

la disminución de costos, superando los métodos de diseño convencionales usados comúnmente en la construcción de túneles.

1. ESTADO DEL ARTE

Se presenta una visión general de los aspectos teóricos que permiten el entendimiento del comportamiento del macizo rocoso, como los modelos constitutivos, los criterios de falla y esfuerzos asociados; adicionalmente se presenta una breve exposición de algunos métodos de diseño empírico, observacional, analíticos y numéricos, y finalmente se exponen características básicas de la estabilidad en los túneles y del soporte empleado.

1.1. MODELOS CONSTITUTIVOS DEL MACIZO ROCOSO

Los macizos rocosos aparecen afectados por discontinuidades o superficies de debilidad que separan los bloques de roca, tanto el macizo rocoso como la roca intacta son objeto de la mecánica de rocas.

La resistencia del macizo rocosos disminuye con la extensión de la zona analizada o el aumento de la escala, desde roca intacta hasta macizo rocoso muy fracturado, como se presenta en la Figura 1; Hoek and Brown (1980) sugieren una relación empírica de la resistencia con el aumento del tamaño de la muestra.

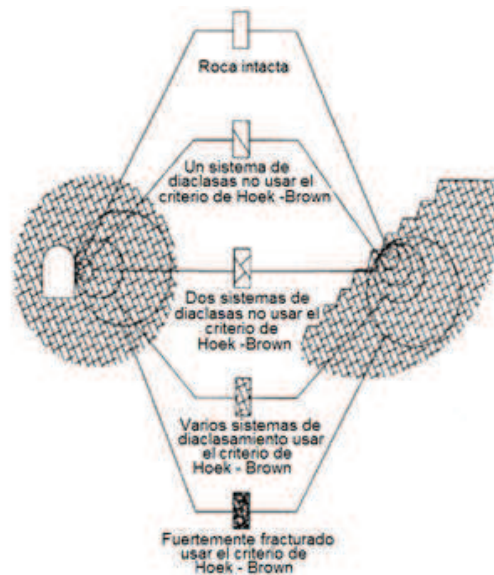


Figura 1. Transición idealizada desde roca inalterada hasta el macizo rocoso muy fracturado. Hoek (2006)

La estabilidad de una excavación subterránea depende de las condiciones estructurales presentes en el macizo y también de la relación que existe entre los esfuerzos en la roca y su resistencia. Las excavaciones a poca profundidad como lo son la mayoría de túneles de carreteras, ferrocarril o socavones mineros cerca de la superficie, reciben una gran influencia de las condiciones estructurales y del grado de meteorización del macizo. Por otra parte la estabilidad de las excavaciones profundas depende casi totalmente del comportamiento del macizo en relación con el campo de esfuerzos inducidos alrededor de las cavidades.

Las características de la matriz rocosa, del macizo rocoso y los modelos de tensión – deformación, al ser analizados conjuntamente permiten definir los tipos de comportamiento esperado, estos son descritos a continuación;

1.1.1. Matriz rocosa. Es el material rocoso exento de discontinuidades, o bloques de roca intacta que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo ligado a su fábrica y a su microestructura mineral. Mecánicamente queda caracterizada por su peso específico, su resistencia y su deformabilidad.

Los ensayos de laboratorio permiten cuantificar las propiedades físicas y mecánicas de la matriz rocosa que definen su comportamiento mecánico como son La naturaleza de la roca, la resistencia a la rotura, la deformación a corto y largo plazo, la influencia del agua en su comportamiento, el comportamiento ante la meteorización y el comportamiento en función del tiempo.

1.1.2. Macizo rocoso. Es el conjunto de bloques de matriz rocosa y de las discontinuidades de diverso tipo que afectan el macizo rocoso. Mecánicamente los macizos rocosos son medios discontinuos, anisotrópicos y heterogéneos, cambia sus propiedades reológicas con el cambio de esfuerzos, temperatura y presión y puede considerarse que presenta una resistencia a la tracción nula.

Los ensayos in-situ miden las propiedades de los macizos rocosos en su estado y condiciones naturales y a escalas representativa, además permiten simular sobre el terreno situaciones a las que se puede ver sometido el macizo.

Los factores geológicos que dominan el comportamiento y las propiedades mecánicas de los macizos rocosos son: la litología, las propiedades de la matriz rocosa, la estructura geológica, las discontinuidades, el estado de esfuerzos a que está sometido el material, el grado de alteración o meteorización y las condiciones hidrogeológicas, estos deben ser determinados a partir del método sugerido para la descripción cuantitativa de las discontinuidades en el macizo rocoso como lo presenta la ISRM, 1978

La resistencia del macizo es evaluada a través de criterios empíricos como se describe en el numeral 1.2.2 de los criterios de falla para macizos rocosos.

1.1.3. Modelos de tensión deformación. Los esfuerzos que actúan sobre las masas rocosas determinan los modelos de deformación y el comportamiento mecánico del conjunto. Los modelos basados en la relación tensión-deformación adoptan un comportamiento de la roca y del macizo rocoso como un material elástico, elástico-frágil, elástico-plástico y la denominada pérdida de resistencia por deformación (strain-softening) cuyos esquemas básicos son presentados en la Figura 2; el comportamiento mecánico del macizo se relaciona directamente con el nivel de deformación y el esfuerzo máximo admisible Hoek (1997)



Figura 2. Características de falla para macizos rocosos de diferente calidad y comportamiento. Note que las escalas de esfuerzos son diferentes. Modificada de Hoek (1997)

- a) Comportamiento Elástico-frágil.** La resistencia del macizo - roca aumenta linealmente hasta alcanzar la resistencia máxima, después esta disminuye drásticamente hasta alcanzar un valor próximo a cero, este fenómeno puede presentarse en macizos de roca dura como granitos o cuarcitas poco fracturadas, cuando la resistencia del macizo rocoso es excedida se produce caída repentina de la resistencia asociada a la dilatación de los fragmentos de roca, Hoek (1997), las deformaciones antes del debilitamiento son muy bajas, ver Figura 2a
- b) Ablandamiento.** Equivale a un comportamiento frágil-dúctil o parcialmente frágil, la resistencia aumenta hasta un valor pico, desde el cual la resistencia de la roca-macizo disminuye hasta un cierto valor. Permite el registro de deformaciones, ver Figura 2b

- c) **Comportamiento elástico-plástico.** La deformación aumenta hasta un valor pico, después puede continuar resistiendo deformaciones sin que se pierda la resistencia, en este caso la resistencia pico y la residual son iguales. Permite el registro de deformaciones, ver Figura 2c

1.2. CRITERIOS DE FALLA

Un criterio de falla es una expresión algebraica de las condiciones mecánicas bajo las cuales un material falla por fracturamiento o deformación hasta un límite específico, este puede ser definido en términos de carga, esfuerzo, deformación u otros parámetros.

1.2.1 Criterios de falla para rocas. La búsqueda de los criterios de falla para la roca ha sido llevada a cabo por un considerable número de años como es mostrado en la Tabla 1, los criterios de falla que se han popularizado hoy son El criterio de falla de Mohr – Coulomb y el de Hoek- Brown, la principal diferencia entre ambos es que el primero es un criterio lineal y el segundo no lineal, más adecuado al comportamiento mecánico real de las rocas.

Tabla 1. Criterios de falla para materiales rocosos, Bieniawski (1984)

Nombre del criterio	Proponente	Fecha	Referencia
Coulomb-Navier	Coulomb	1773	Jaeger and Cook, 1979
Maximun shear stress	Tresca	1864	Nadai, 1950
Maximun principal stress	Rankine	1869	Nadai, 1950
Maximun elastic strain	St. Venant	1870	Nadai, 1950
Constant elastic energy of deformation	Beltrami	1885	Nadai, 1950
Shear failure	Mohr	1900	Jaeger and Cook, 1979
Constant octahedral shearing stress	Huber	1904	Jaeger and Cook, 1979
	Hencky	1920	
Second invariant of stress deviation	Von Mises	1913	Jaeger and Cook, 1979
Griffith-original	Griffith	1921	Griffith, 1921, 1924
Statistical failure theory	weibull	1939	weibull, 1952
Fracture toughness	Irwin	1960	Irwin, 1960
Griffith-modified	Mc Clintock-Walsh	1962	Mc Clintock-Walsh, 1962
Griffith-modified	Hoek and Bieniawski	1965	Hoek and Bieniawski, 1965
Griffith-modified	Murrel	1963	Murrel, 1963
Empirical rock mass strength	Hoek-Brown	1980	Hoek-Brown, 1980

Criterio de Mohr-Coulomb. Este criterio expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones, obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura mediante la expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (1)$$

donde:

τ, σ_n son las tensiones tangencial y normal sobre el plano de rotura.
 c, ϕ son la cohesión y ángulo de rozamiento de la matriz rocosa.

El criterio puede expresarse igualmente en función de los esfuerzos principales σ_1, σ_3 como lo presentan las ecuaciones (2) y (3)

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

permitiendo obtener la resistencia en cualquier plano definido por θ . Para el plano crítico de rotura, $\theta = 45^\circ + \phi / 2$, la expresión anterior tomará la forma;

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [1 + \sin \phi]}{[1 + \sin \phi]} \quad (3)$$

Si se da la condición $\sigma_3 = 0$, σ_1 será la resistencia a compresión simple de la roca:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{[1 - \sin \phi]} \quad (4)$$

El criterio también proporciona el valor de la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = \frac{2c \cos \phi}{[1 + \sin \phi]} \quad (5)$$

Las envolventes de Mohr – Coulomb son graficadas en la Figura 3.

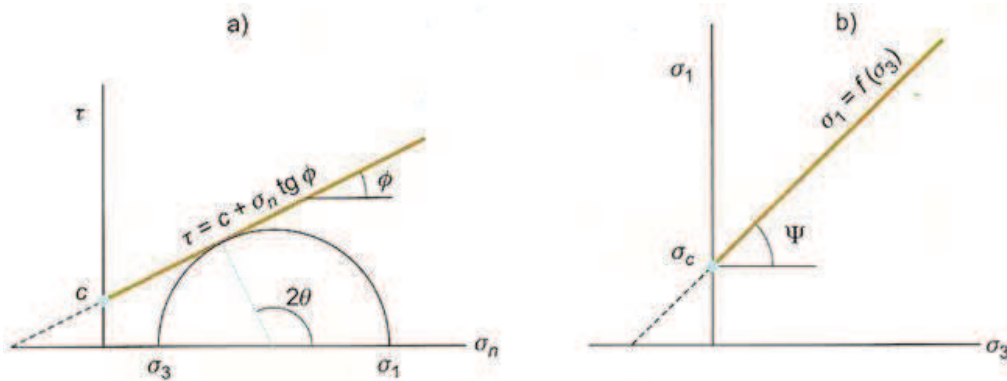


Figura 3. Envolventes de Mohr-Coulomb en términos de (a) esfuerzos tangenciales y normales y (b) esfuerzos principales. Para un estado tensional situado por debajo de las rectas o envolventes no se producirá la rotura. González et al (2004)

El criterio de Mohr-Coulomb implica que tiene lugar una fractura por corte al alcanzarse la resistencia pico del material. La gran ventaja de este criterio es su sencillez. Sin embargo, presenta inconvenientes debido a que: (1) Las envolventes de la resistencia en roca no son lineales, (2) la dirección del plano de la fractura según este criterio no siempre coincide con los resultados experimentales (3) el criterio sobrevalora la resistencia a la tracción.

Criterio de Hoek y Brown. Para evaluar la resistencia de la matriz rocosa es más adecuado un criterio no lineal, donde la representación gráfica de la rotura es una curva de tipo cóncavo.

El propuesto por Hoek y Brown (1980) es un criterio empírico de rotura no lineal válido para evaluar la resistencia de la matriz rocosa isótropa en condiciones triaxiales:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_{ci} + \sigma_{ci}^2} \quad (6)$$

donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura, σ_{ci} es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y m_i es una constante que depende de las propiedades de la matriz rocosa. El valor de σ_{ci} debe ser determinado en ensayos de laboratorio o, en su defecto, a partir del ensayo de carga puntual (PLT). El valor de m_i depende de la mineralogía, la composición y tamaño de grano de la roca intacta. puede estimarse a partir de ensayos triaxiales sobre la roca o de tablas, la Tabla 2 incluye los valores máximos de m_i para distintas litologías.

Tabla 2. Valores máximos de m_i para la matriz rocosa, Hoek Brown (1997).

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 esparrítica	(-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 piro clásticas	Aglomerado	(-20)	Toba	(-15)
	Brecha	(-18)		

() Valores 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 diferentes si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.

Mediante la ecuación (6) puede dibujarse la envolvente para la rotura como se presenta en la Figura 4

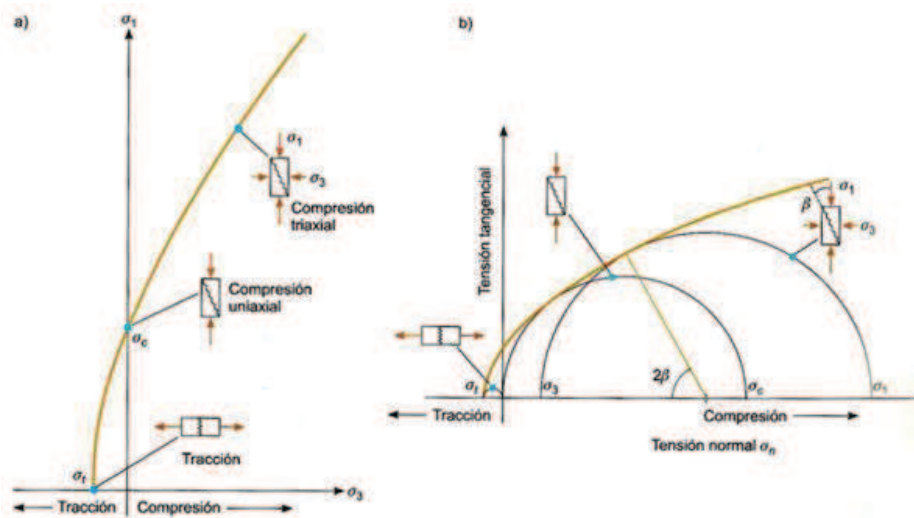


Figura 4. Envoltentes de rotura del criterio de Hoek y Brown en función de (a) los esfuerzos principales y de (b) los esfuerzos normal y tangencial. Representación de las diferentes condiciones de esfuerzo para rotura de la matriz rocosa. González et al (2004)

La resistencia de la roca a compresión simple viene dada por la expresión anterior sustituyendo $\sigma_3 = 0$ la resistencia a tracción se obtiene resolviendo para $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_t$

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left(m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right) \quad (7)$$

La expresión del criterio de rotura en función de esfuerzos tangenciales y normales es:

$$\tau = A \sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n \sigma_t}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (8)$$

Donde σ_t , es la resistencia a tracción y A, B son constates dependientes del valor de m_i

1.2.2 Criterios de falla para el macizo rocoso. Los criterios de falla para el macizo rocoso hacen uso de las clasificaciones geomecánicas para incorporar la calidad del macizo al criterio de falla, es el caso de Hoek–Brown con el índice RMR-1976 y el GSI-1995, Yudhbir con Q, RMR-1983 y Sheory con Q-1989 y RMR 1983. Los índices Q, RMR y GSI son descritos en los anexos A, B y C que presentan los aspectos generales asociados a cada clasificación.

Criterio de Hoek Brown. Hoek y Brown (1980) proponen una relación entre los esfuerzos principales máximo y mínimo, para determinar la falla de la roca intacta y fracturada. El criterio de rotura de Hoek-Brown fue desarrollado con el fin de estimar la resistencia al corte de una masa de roca fracturada, surge debido a la no disponibilidad de criterios de resistencia empírica, pero no es ni nuevo ni único, ya que en la ecuación idéntica había sido utilizado para describir la falla del hormigón en 1936 (Hoek, 2002).

Hoek y Brown experimentaron con una serie de curvas parabólicas para encontrar una acorde con la teoría original de Griffith, y que se ajustaba a las condiciones de error observado en rocas frágiles sometidos a compresión. El proceso utilizado por el criterio de Hoek y Brown para obtener la falla fue de ensayo y error (Hoek et al., 1993). Hoek y Brown (1980) encontró que el pico de fuerza triaxial podría ser razonablemente representado por la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_{ci} - s\sigma_{ci}^2} \quad (9)$$

donde m y s son constantes que dependen de las propiedades de la roca, la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta es la σ_{ci} . Para roca intacta $s = 1$ y $m = m_i$.

Las constantes m y s son determinadas a partir de una forma modificada de la clasificación de RMR (74) de Bieniawski, en 1989 por Hoek y Brown, modificando la puntuación a 10 para los parámetros de las aguas subterráneas, presentando 2 ecuaciones diferentes para cada variable según la perturbación del macizo, esta última hace referencia a si este ha sido alterado por el tipo o método de excavación:

Para macizos perturbados

$$s = e^{\frac{RMR_{89}-100}{6}} \quad (10)$$

$$m = m_i e^{\frac{RMR_{89}-100}{14}} \quad (11)$$

Para macizos no perturbados

$$s = e^{\frac{RMR_{89}-100}{9}} \quad (12)$$

$$m = m_i e^{\frac{RMR_{89}-100}{28}} \quad (13)$$

Posteriormente en 1997, el criterio generalizado de Hoek & Brown (1997) pasa a ser una generalización del desarrollo histórico del criterio de Hoek & Brown (1980).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (14)$$

Donde $\sigma_1, \sigma_3, \sigma_c$ son la tensión principal mayor efectiva en la rotura, la tensión principal menor efectiva en la rotura y la resistencia a compresión simple de la roca intacta respectivamente, m_b es el valor de la constante m para el macizo rocoso, s y a son las constantes que dependen de las características del macizo rocoso

En 1995, el Índice de Resistencia Geológica (GSI) se introdujo para superar las deficiencias en el índice RMR para macizos rocosos de mala calidad, permitiendo la estimación de la reducción de la resistencia del macizo rocoso para distintas condiciones geológicas, este es ampliado en el anexo E. Este índice se correlaciona con el índice RMR de Bieniawski en sus versiones de 1976 y 1989 de la siguiente manera:

$$GSI = RMR_{76}, \text{ para } RMR_{76} > 18 \quad (15)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5, \text{ para } RMR_{89} > 25 \quad (16)$$

La recomendación para GSI dada por Hoek & Brown (1997) es no utilizar la clasificación de RMR de Bieniawski para el macizo rocoso de muy baja calidad, sino solo para la roca de mejor calidad, es decir con $GSI > 25$. Se presenta en el Anexo E la descripción método de cálculo del índice GSI.

El criterio es nuevamente modificado por Hoek-Brown (2002) adicionando la afectación por voladura denominada D , el criterio es expresado de la siguiente forma

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (17)$$

Donde σ_1 es el esfuerzo efectivo principal y σ_3 es el esfuerzo efectivo menor y a es una constante de la falla de la roca, que cambia la curvatura de la envolvente de falla

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (18)$$

donde D es un factor que depende del grado de perturbación. Hoek, E., et al. (2002), después de analizar algunos casos en donde el criterio parecía no aplicable se adicionó este factor. Para macizos rocosos in-situ no alterados es de D=0 y dan lugar a propiedades del macizo rocoso que son denominadas optimistas. Los efectos de los diferentes daños por voladuras, así como la relación de tensiones debida a la retirada del estéril de recubrimiento provocan una alteración del macizo rocoso, es más adecuado considerar propiedades de este alteradas D=1, la Tabla 3C del Anexo C, presenta el valor sugerido del parámetro D como función del método de excavación y la calidad del terreno.

La resistencia del macizo rocoso presenta 2 expresiones: La primera expresión se basa en la versión original del criterio, donde la resistencia a la compresión no confinada de las masas de roca (σ_{cm}), se expresa como

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot s^{1/2} \quad (19)$$

donde s está definido por la ecuación 10 o 12.

La segunda expresión es

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot s^a \quad (20)$$

Donde los valores de s a y a pueden ser determinados por las expresiones

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (21)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-20/3} \right) \quad (22)$$

En cuanto a los valores numéricos del GSI_{res} , en el mismo trabajo de 1997 Hoek y Brown por intermedio de tres ejemplos relativos a macizos rocoso de optima, media y baja calidad, a los cuales asignan valores numéricos para los parámetros naturales y residuales, permiten deducir los valores del GSI_{res} en cada caso, resultando una relación no lineal entre GSI_{res} y GSI presentando, los valores residuales, una caída tanto más acentuada cuanto mejor es la calidad geomecánica del macizo rocoso natural: el GSI_{res} vale del orden de 2/3 del GSI para macizos rocosos de buena calidad ($GSI > 75$), 4/5 para macizos de calidad intermedia y se mantiene en el mismo orden ($GSI_{res} \approx GSI$) para macizos rocosos de baja calidad ($GSI < 30$).

Criterio de Yudhbir. El criterio de Yudhbir se base en el criterio de Bieniawski propuesto para roca intacta

Bieniawski, 1974 propone la siguiente expresión

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = 1 + b \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\alpha \quad (23)$$

donde b depende del tipo de roca y α es una es una constante.

Yudhbir et al (1983) lo modifica para adaptarse a las masas de roca (centrado principalmente en roca blanda) muestreando rocas con yeso. La constante α , es independiente del tipo de roca y la calidad de la masa de roca y Yudhbir et al., 1983 sugiere usar 0,65.

El criterio de Yudhbir (1983) fue desarrollado para que abarque toda la gama de condiciones que varían desde la roca sana hasta la roca altamente fracturada, con comportamiento frágil a dúctil. Durante el desarrollo del criterio empírico de falla, se presenta una relación formulada en términos de parámetros de fácil evaluación que se correlacionan con los índices de calidad del macizo rocoso. En laboratorio fueron realizados 20 estudios experimentales, se realizaron ensayos triaxiales y ensayos de tracción brasilera. El nuevo criterio para el macizo rocoso fue escrito como lo presenta la ecuación (24)

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = A + B \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\alpha \quad (24)$$

donde A es un valor adimensional que depende de la calidad del macizo rocoso, A es 1 para roca intacta y 0 para macizos totalmente desintegrados. B es una constante de la roca y depende del tipo de roca y tiene bajo valor para rocas blandas y valores altos en el caso de rocas duras.

La resistencia a la compresión uniaxial del macizo, según Yudhbir et al., (1983) es

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp \left(7.65 \left[\frac{RMR-100}{100} \right] \right) \quad (25)$$

Criterio de Sheorey. Un criterio de falla a partir de ensayos triaxiales en el carbón fue propuesto por Sheorey et al., (1989). El criterio sugiere relacionar el sistema Q (Barton et al., 1974). El sistema Q debía tener la relación de esfuerzos (SRF = 1) y adicionalmente cubre una gran gama de macizos rocosos en comparación con otros sistemas de clasificación. Todos los estudios de casos estaban relacionados con las vetas de carbón y yacimientos de carbón.

En 1997, Sheorey cambia el criterio vinculado el sistema RMR, expresando la resistencia a la compresión uniaxial de un macizo diaclasado como

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \exp \left[\frac{RMR_{76} - 100}{100} \right] \quad (26)$$

Donde

σ_c = Resistencia a la compresión uniaxial de la roca.

Para $RMR_{76} \geq 18$, use el RMR_{76} de Bieniawski

Para $RMR_{89} \leq 18$, determine Q' y usando la ecuación 27 determine el RMR

$$RMR = 9 \ln Q' + 44 \quad (27)$$

Donde

$$Q' = \frac{RQD J_r}{J_n J_a} \quad (28)$$

Donde

J_r = Índice de rugosidad de las discontinuidades

J_a = Índice de alteración de las discontinuidades

J_n = Índice de diaclasamiento

Estos índices hacen parte de los Parámetros de clasificación del sistema Q, Barton (2000), ver tabla 1A del anexo A

Criterio de Mohr-Coulomb aplicado a macizos rocosos. Casi todos los software desarrollados para el análisis del comportamiento mecánico del suelo y de las rocas suministra el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb para la simulación del comportamiento plástico. Los parámetros c y φ son determinados mediante un análisis de regresión del criterio de falla no lineal de Hoek-Brown, esto permite que el criterio de Hoek-Brown pueda ser utilizado como insumo para el análisis numérico. La versión más reciente es presentada por Hoek – Brown en 2002

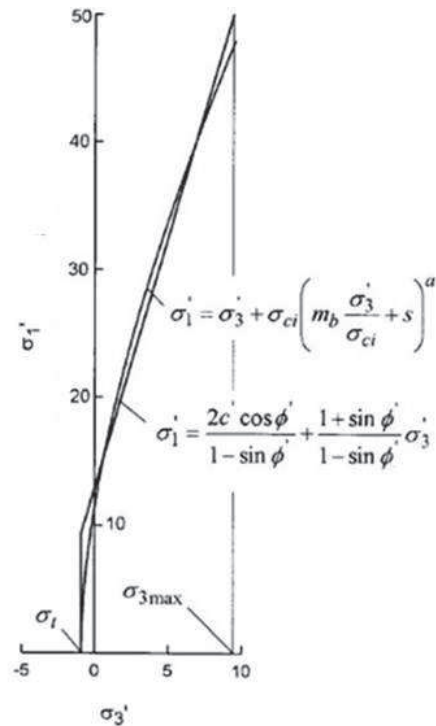


Figura 5. Relación entre los esfuerzos principales para Hoek Brown y su equivalencia con el criterio de Morh – Coulomb. Hoek et al. (2002)

Hoek et al., (2002) presenta las ecuaciones del ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (c)

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (29)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n}](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{\frac{1+(6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1})}{((1+a)(2+a))}}} \quad (30)$$

Donde $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$. Los parámetros m_b y s corresponden a los parámetros de Hoek and Brown (H-B) y σ_{ci} es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta. El límite superior del esfuerzo es σ'_{3max} sobre el que es considerado la relación entre Mohr-Coulomb y Hoek Brown que puede observarse en la Figura 5. Para las excavaciones subterráneas la relación entre σ'_{3max} y σ'_{cm} equivalente de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown es sugerida por (Hoek et al., 2002)

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\sigma'_{in-situ}} \right)^{-0.94} \quad (31)$$

Donde $\sigma_{in situ}$ es el esfuerzo máximo que actúa perpendicular al eje del túnel y σ'_{cm} es la resistencia del macizo rocoso. Si el esfuerzo vertical es el máximo, entonces $\sigma_{in situ} = \rho gH$, donde ρ es la densidad de la roca y la H es la profundidad del túnel. Cuando se analizan los problemas de caída de bloques, la expresión 32 no puede ser usada desde los parámetros de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb podría no tener relación cuando la zona de falla se extiende hasta la superficie (Hoek et al., 2002). Hoek et al., (2002) también introdujo el concepto de resistencia global del macizo, por ejemplo para estimar la resistencia total de pilares. La resistencia global del macizo se puede estimar utilizando (Hoek et al., 1997)

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (32)$$

Con c' y ϕ' determinados para el rango de esfuerzos $\sigma'_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$ dando

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (33)$$

1.3. ESFUERZOS NATURALES

Al realizar una excavación las condiciones de esfuerzo son alteradas generando una nueva configuración de esfuerzos alrededor de la excavación, este comportamiento debe ser previsto durante el diseño, pues si la resistencia del macizo es excedida pueden generarse problemas de inestabilidad.

Las formaciones geológicas están sometidas a diferentes configuraciones de esfuerzos en función de su historia geológica, obedeciendo a distintas causas, siendo las principales: (1) Tensiones de origen tectónico, (2) Tensiones de tipo gravitacional y (3) Tensiones de origen no renovable

Los esfuerzos tectónicos son producidos por fuerzas exteriores aplicadas al macizo debido a la tectónica de placas, son la causa principal de las tensiones acumuladas y pueden ser liberadas de diversas maneras como lo son los terremotos, las explosiones de roca y deformaciones, según Vallejo 2004 pueden alcanzar tensiones de 25MPa, que aunque relativamente bajas, debido a las propiedades visco elásticas de la litosfera sufren un efecto amplificador al actuar constantemente durante periodos de tiempo largos.

Las tensiones gravitacionales o litostáticas se asocian a la sobrecapa y al confinamiento del macizo y las tensiones de esfuerzo principal son la horizontal y la vertical.

La tensión vertical en un punto está dada por

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \quad (34)$$

Donde

σ_v : Esfuerzo vertical

γ : Peso unitario de la roca suprayacente

h : Profundidad bajo la superficie

Debido a la tensión vertical se generan esfuerzos horizontales relacionados mediante el termino k

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (35)$$

Para el caso de los esfuerzos gravitacionales, de forma simplificada, generalmente se considera que las tensiones principales actuantes en un punto del subsuelo son la horizontal y la vertical, con $\sigma_1 = \sigma_v$ y $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_H$ donde $\sigma_v = \rho g z$

Siendo σ_1, σ_2 y σ_3 los esfuerzos principales, σ_v el esfuerzo vertical, σ_H el esfuerzo horizontal, ρ la densidad del material, g la aceleración de la gravedad (9.8m/s^2) y z la profundidad desde superficie a la cual está situado el punto.

La relación de esfuerzos principales ha sido explicada a partir de diferentes hipótesis, y comúnmente identificada como coeficiente K. Terzaghi and Richard (1952), en Gonzales de Vallejo (2002), hacen uso de la teoría de la elasticidad y proponen el uso de

$$K = \nu/(1 - \nu) \quad (36)$$

Esta relación solo debe ser usada para macizos homogéneos con propiedades isotrópicas.

Cuando se considera la anisotropía del macizo la relación es modificada, si se asume una isotropía vertical, es decir en el eje z, por ejemplo en el caso de estratificación vertical, puede ser usada la siguiente ecuación

$$K_x = \frac{\sigma_x}{\rho g z} = \frac{\nu'(1-\nu)}{1-\nu'^2(E/E')} \quad (37)$$

$$K_y = \frac{\sigma_y}{\rho g z} = \frac{\nu+\nu'^2(E/E')}{1-\nu'^2(E/E')} \quad (38)$$

Siendo:

E, E' El modulo de Young en el plano isotrópico y normal respectivamente

ν, ν' La relación de Poisson el plano isotrópico y normal respectivamente

Cuando se consideran niveles de erosión identificables como ΔZ , Goodman (1989) propone calcular la relación de esfuerzos como:

$$K_{(z)} = K_0 + \left[\left(K_0 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \Delta z \right] 1/z \quad (39)$$

Donde K_0 corresponde a la relación inicial de esfuerzos, antes de la pérdida de carga y $z = z_0 - \Delta z$, es la profundidad que corresponde a la profundidad inicial menos la disminución en la columna de suelo.

La variación de K ha sido acotada por Hoek & Brown, (1980) con base en datos experimentales, obteniendo la siguiente relación:

$$\frac{100}{z} + 0.3 < K < \frac{1500}{z} + 0.5 \quad (40)$$

La relación de esfuerzos K considerando las tensiones tectónicas puede ser obtenida según Goodman (1989), esta relación considera que la resistencia del macizo es descrita por el criterio de Mohr - Colulomb, por lo cual los esfuerzos son descritos bajo los parámetros ϕ ángulo de fricción y S_0 cohesión, siendo relacionados así:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = C_0 + \sigma_3 \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (41)$$

Donde C_0 corresponde a la resistencia a la compresión inconfiada del macizo rocoso:

$$C_0 = 2S_0 \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (42)$$

Se asume que la componente vertical de esfuerzos obedece a la ecuación $\sigma_3 = \rho g z$

Goodman (1989) propone 3 relaciones principales de esfuerzos asociados a la tectónica in-situ, estas son presentadas en los casos 1, 2 y 3 presentados a continuación.

Caso 1. Fallas normales: régimen distensivo con $\sigma_v > \sigma_{H1} > \sigma_{H2}$, se sustituye $\sigma_v = \sigma_1$, $\sigma_{H2} = \sigma_3$, obteniendo:

$$K_{min} = \frac{\sigma_{H2}}{\sigma_v} \quad (43)$$

$$K_{min} = \cot^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - \left[\frac{C_0}{\gamma} \cot^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \frac{1}{z} \quad (44)$$

Caso 2. Fallas de rumbo con $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_{H2}$ se sustituye

$$\sigma_H = \sigma_1, \sigma_{H2} = \sigma_3, K_H = \frac{\sigma_H}{\sigma_v}; K_{H2} = \frac{\sigma_{H2}}{\sigma_v}$$

obteniendo:

$$K_H = \frac{c_0}{\gamma z} + K_{H2} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (45)$$

Caso 3. Fallas inversas: Régimen compresivo con $\sigma_H > \sigma_{H2} > \sigma_v$, se sustituye

$$\sigma_H = \sigma_1, \sigma_v = \sigma_3, K_H = \frac{\sigma_H}{\sigma_v}; K_{H2} = \frac{\sigma_{H2}}{\sigma_v}$$

obteniendo

$$K_{max} = \frac{c_0}{\gamma z} + \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (46)$$

El método de Sheorey (1994) considera las tensiones no renovables, de membrana, térmicas y de origen elástico, no considera las tensiones tectónicas, hace uso de la ecuación (47)

$$K = 0.25 + 7E_H \left(0.001 + \frac{1}{z} \right) \quad (47)$$

Siendo E_H el modulo de elasticidad medido en la corteza en sentido horizontal en GPa y z la profundidad.

1.3.1 Método de medida de los esfuerzos in-situ. Son descritas por la orientación y magnitud, la magnitud únicamente pueden ser determinadas in-situ, y la dirección por métodos indirectos; la Tabla 3 Presenta diferentes métodos para la orientación y medición de los esfuerzos in-situ

Tabla 3. Métodos más comunes para determinar la dirección, magnitud y orientación de los esfuerzos. Extraído de González et al (2002)

Medición de magnitud, dirección	Orientación (dirección)
<ul style="list-style-type: none"> • Sobre perforación • Gato plano • Fracturamiento hidráulico 	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis de estructuras tectónicas • Análisis de mecanismos focales de terremotos • Observación de la orientación de los planos de rotura • Medidas de relajación

En este documento serán analizadas la magnitud y orientación resultado de la medición de esfuerzos en la Cordillera Central de Colombia sobre las hidroeléctricas Rio Grande, Porce II y Porce III, adicionalmente la orientación obtenida por Cortés y Angelier (2005), a partir de mecanismos focales y finalmente se realiza un análisis de la orientación de los esfuerzos a partir de los sistemas de diaclasamiento en el Túnel Piloto de la Línea.

1.4. METODOS PARA EL DISEÑO DE TÚNELES

El diseño de túneles se fundamenta en la implementación de métodos empíricos, observacionales, analíticos y numéricos, que conducen a la obtención de un modelo del comportamiento esperado del terreno que converge en una solución de diseño parcial final, modificable durante la construcción.

1.4.1 Métodos empíricos. Los métodos empíricos para el diseño representan la experiencia ganada en proyectos previos anticipando las condiciones que pueden ser encontradas en nuevos proyectos.

La excavación de túneles ha generado un cúmulo de datos que ha sido almacenado y procesado haciendo uso de las clasificaciones geomecánicas, que surgen de la necesidad de parametrizar observaciones y datos empíricos de forma integrada, con el fin de evaluar las medidas de sostenimiento en túneles.

Clasificaciones geomecánicas del macizo rocoso. Las clasificaciones geomecánicas son un método de ingeniería geológica que permite evaluar el comportamiento geomecánico de los macizos rocosos, estas describen sistemáticamente la calidad del macizo permitiendo estimar los parámetros geotécnicos de diseño y finalmente el tipo de sostenimiento de un túnel.

Entre las distintas clasificaciones para túneles propuestas hasta hoy sobresalen las de Terzhagui (1964), Lauffer (1958), Deer et al (1967), Wickham et al (1972), Bieniawski (1974 y 1989) y Barton (1974). De ellas solamente las tres últimas proporcionan procedimientos cuantitativos aplicables a los modernos sistemas de sostenimiento y construcción de túneles, dichos métodos parten de la combinación de algunos de los siguientes parámetros del macizo rocoso:

- Resistencia del material rocoso
- RQD
- Espaciamiento de discontinuidades
- Orientación de discontinuidades

- Condiciones de las discontinuidades (continuidad, separación, rugosidad, meteorización y relleno)
- Estructuras geológicas y fallas individualizadas
- Filtraciones
- Estado tensional

El desarrollo de las clasificaciones geomecánicas lleva más de 50 años, la Tabla 4 presenta la organización cronológica de las mismas, destacando su aplicación, forma y tipo haciendo referencia a al tipo de entradas del sistema sean numéricas o descriptivas.

La sencillez de las clasificaciones propuestas por Bieniawski (1973) y Barton, Lien y Lunde (1974), contribuyeron a su rápida expansión y aceptación, adicionalmente son utilizados para la construcción actual de túneles.

Tabla 4. Sistemas de caracterización/ clasificación geomecánicas del macizo rocoso. Edelbro (2004)

Nombre de la clasificación	Autor primera versión	y País de origen	Aplicaciones	Forma y tipo *	Comentarios
Teoría de la carga de roca	Terzaghi, 1946	USA	Túneles con soporte de acero	Descriptivo F Comportamiento F Funcional T	Inadecuado para la construcción moderna de túneles
Tiempo de sostenimiento	Lauffer, 1958	Austria	Construcción de túneles	Descriptivo F General T	Conservativo
NATM (método que hace uso de las clasificaciones)	Rabcewicz, 1964/65 y 1975	Austria	Construcción de túneles en terreno incompetente	Descriptivo F Comportamiento F to F Concepto de construcción de túneles	Utilizado en condiciones de terreno fluyente
RQD	Deere et al., 1966	USA	Registro de núcleos en la construcción de túneles	Número F General T	Sensible a la orientación
Una recomendada clasificación de la roca para propósitos de mecánica de rocas	Coates and Patching, 1968		Parámetros de entrada en mecánica de rocas	Descriptivo F General T	
Clasificación unificada de suelos y rocas	Deere et al., 1969	USA	Basado en el contacto de partículas y bloques	Descriptivo F General T	
i) Concepto SRS	Wickham et al., 1972	USA	Túneles con soporte de acero	Número F Funcional T	No es usado con concreto con fibra metálica
Sistema RMR (CSIR)	Bieniawski, 1974	Sur África	Túneles, minas, fundaciones, etc.	Número F Funcional T	No publicado
Sistema Q	Barton et al., 1974	Norway	Túneles, largas cámaras	Número F Funcional T	
RMR	Laubscher, 1975		Minería	Número F Funcional T	In Laubscher et al., 1976
La clasificación tipológica	Matula and Holzse, 1978			Descriptivo F General T	
ii) Sistema de clasificación unificada de rocas (URCS)	Williamson, 1980	USA	Unificación en la comunicación	Descriptivo F General T	In Williamson, 1984

Descripción geotécnica básica (BGD)	ISRM, 1981	-	Para uso general	Descriptivo F General T
Resistencia del macizo rocoso (RMS)	Stille et al., 1982	Sweden		Número F Funcional T
Modificación básica del RMR	Cumming et al., 1982		Minería	Número F Funcional T
RMR simplificado	Brook and Dharmaratne, 1985		Minas y túneles	Número F Funcional T
Calificación de la masa del talud	Romana, 1985	España	Taludes	Número F Funcional T
Ramamurthy/Aurora	Ramamurthy and Aurora, 1993	India	Para roca intacta y diaclasada	Número F Funcional T
Índice de resistencia geológica GSI	Hoek et al., 1995		Minas y túneles	Número F Funcional T
Numero del macizo rocosos N	Goel et al., 1995	India		Número F Funcional T
Índice del macizo rocoso	Arild Palmstrom, 1995	Norway	Comunicación en la ingeniería de rocas, caracterización	Número F Funcional T
Definición de expresiones Palmstrom 1995				
Descriptivo F	Forma descriptiva: las entradas del sistema son basadas principalmente en descripciones			
Número	Forma numérica: los parámetros de entrada están dados por calificaciones numéricas de acuerdo con las características			
Comportamiento F	Forma de comportamiento: las entradas están basadas en el comportamiento del terreno en un túnel.			
General T	Tipo general: El sistema es elaborado para servir como una caracterización general			
Funcional T	Tipo Funcional: El sistema es estructurado para una aplicación especial (por ejemplo para soporte de la roca)			
i) RSR fue precursor del sistema RMR, aunque ambos dan rangos numéricos como parámetros de entradas y los resúmenes en un valor total conectado a un soporte sugerido				
ii) La clasificación unificada de rocas (URCS) es asociada con el sistema de clasificación de Casagrande para suelos en 1948				

Sistema de clasificación de macizos rocosos Q. Desarrollada por Barton, Lín y Lunde en 1974, a partir del estudio de un gran número de túneles, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo y diseñar sostenimientos para túneles y cavernas subterráneas. El Índice Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros dados por la expresión:

$$Q = \frac{RQD}{JN} \cdot \frac{Jr}{Ja} \frac{Jw}{SRF} \quad (48)$$

Los tres factores de la expresión representan:

El tamaño de los bloques. $\frac{RQD}{Jn}$ (49)

La resistencia al corte de los bloques $\frac{Jr}{Ja}$ (50)

La influencia del estado tensional $\frac{Jw}{SRF}$: (51)

La ampliación de los aspectos relacionados con el Q de Barton es presentada en el Anexo A.

Sistema de clasificación de macizos rocosos RMR (Rock Mass Rating). Desarrollado por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo, de la excavación y del sostenimiento en túneles. Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

1. Resistencia uniaxial de la matriz rocosa.
2. Grado de fracturación en términos del RQD.
3. Espaciado de las discontinuidades.
4. Condiciones de las discontinuidades.
5. Condiciones hidrogeológicas.
6. Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo se expresa por medio del Índice de calidad RMR (rock mass rating), que varía de 0 a 100.

La ampliación de los aspectos generales del índice de la clasificación RMR es presentada en el Anexo B

Correlaciones entre los índices RMR y Q. Se han propuesto distintas correlaciones empíricas para los índices RMR y Q como las presentadas en la Tabla 5

Tabla 5. Correlaciones empíricas entre los índices RMR y Q, González (1998)

AUTOR	CORRELACION ENTRE LOS INDICES RMR - Q
Bieniwasiki, 1979, Sudáfrica	$RMR=9\ln Q+44$
Rutledge y Preston, 1980, Nueva Zelanda	$RMR=5.9\ln Q+43$
Moreno E. 1981, Asturias	$RMR=5.4\ln Q+55.2$
Abad, J. et al 1983, Asturias	$RMR=10.5\ln Q+41.8$
Cameron Clark y Budavari 1981, Sudafrica	$RMR=5\ln Q+60.8$

Kaiser y Gale (1985) proponen una única expresión: $RMR=8.5\ln Q+35$ con base en estudios probabilísticos, esta relación debe emplearse como medio para valorar la consistencia y la calidad de los datos de campo, más que como medio de correlación, dadas las grandes diferencias de clases que existen entre los dos sistemas Q y RMR.

Los sistemas no deben conducir a una valoración similar y es aconsejable aplicar un único sistema y estimar aquellos factores no incluidos por separado, por ejemplo la orientación de las discontinuidades en Q.

1.4.2 Método observacional. El método observacional, también llamado acercamiento al diseño observacional fue promovido por Peck (1969), aunque este método de diseño no se reconoce como una práctica. Cuando el método de diseño no refleja la situación real, es necesario utilizar el método de observación (Peck, 1969).

La lógica subyacente a este método es que un diseño no se termina hasta que la hipótesis de diseño ha sido verificada y el rendimiento se ajusta a las predicciones. Esto implica que el proceso de diseño sigue activo hasta la culminación de la obra, el éxito de este método depende en cierto grado sobre la fiabilidad de los equipos de medición y de la habilidad y la perseverancia de los observadores (Peck, 1983).

El método observacional debe tratar de describir el efecto integrado de la redistribución de esfuerzos debidos a la construcción, evaluar la estabilidad de la

obra subterráneas y cuantificar el riesgo inaceptable de la respuesta de roca (Kaiser, 1992).

El método analítico y empírico con el método observacional son fiables herramientas de para el retro-análisis y el análisis prospectivo (Sakurai, 1993), estas dos herramientas brindan la información durante la observación del fenómeno de estudio. Por estas razones, el retro-análisis y el análisis prospectivo se ha convertido en parte del método de observación de uso común en la ingeniería de rocas (Kaiser, 1992). Este tipo de análisis sólo puede realizarse con modelos numéricos y de escala, por esta razón es llamado el acercamiento al modelo observacional (OMA), en lugar del método observacional.

El OMA en excavaciones subterráneas utiliza información obtenida durante la observación de la construcción, rápida y sistemáticamente analizada y sintetizada, para la próxima etapa de diseño y construcción, a fin de: validar por observaciones de campo cualitativa o cuantitativamente algún modelo teórico (es decir, modelo numérico o analítico) del fenómeno observado, para avanzar en la comprensión del comportamiento de las masas de roca, para ayudar en el desarrollo de modelos mejorados, para aplicar los modelos existentes con mayor eficacia, y para resolver problemas complejos con modelos simples. Se trata de un nuevo diseño y procedimiento constructivo desarrollado en las actividades geotécnicas para mejorar el ahorro de trabajo y minimizar los riesgos. Existen algunos ejemplos para ilustrar los beneficios de la OMA (Kaiser, 1995; Dinis da Gama, 1995; Yada y Hojo, 1995, Cheng y Chern, 1995; Faiella&Garino, 1995; Fukuhara & Hasegawa, 1995).

De manera general el método observacional se basa en el monitoreo durante la excavación, se detectan medidas de inestabilidad y se analiza la interacción terreno-soporte. Este método debe ser usado para evaluar las predicciones de los otros métodos, también debe verificar el equilibrio entre esfuerzos y capacidad resistente del sostenimiento, comprobando la efectividad de las medidas establecidas y permitiendo establecer medidas futuras. Un ejemplo de método observacional es el Nuevo método Austriaco para construcción de Túneles NATM, Rabcewicz (1964).

La auscultación del túnel tiene como objetivo realizar un seguimiento oportuno al comportamiento del terreno en el interior y el exterior cercano, este es una herramienta del método observacional.

El monitoreo tiene dos objetivos principales: (1) conocer el comportamiento del terreno según se va ejecutando el túnel y (2) controlar su evolución una vez construido.

Monitoreo durante la construcción. Se debe comprobar si las hipótesis del proyecto se ajustan a la realidad del terreno encontrado. Por ello, es importante

analizar el terreno atravesado: describiendo y analizando los materiales encontrados, conociendo deformaciones y/o tensiones reales, ajustando parámetros de cálculo, etc. En este caso la instrumentación se diseña para conocer el comportamiento de los diferentes tipos de terreno; y por ello basta con estudiar bien algunas zonas por cada tipo de terreno, lo que se hace instrumentando secciones de control cuidadosamente elegidas.

También se debe conocer si se produce o no un equilibrio entre esfuerzos y capacidad resistente de los sostenimientos, lo que se hace comprobando si se produce la estabilización de las medidas. Para ello se debe auscultar todo el túnel, para poder detectar, si se dieran, inestabilidades tanto en el frente de avance como en zonas ya atravesadas. La instrumentación en este caso se diseña para comprobar el equilibrio en el túnel y el terreno; y debe hacerse sistemáticamente.

Monitoreo durante la explotación. Se debe poder controlar a largo plazo si se produce la desestabilización de alguna zona del túnel; esto se puede conseguir si se mantienen operativos los equipos colocados durante la construcción y se mantiene un plan de lecturas sistemáticas.

Parámetros medidos. Los parámetros habitualmente medidos en la auscultación de túneles son los siguientes:

Movimientos. Se miden movimientos de puntos materializados en el perímetro del túnel (sostenimiento y/o revestimiento), en el terreno circundante, en la superficie y en construcciones próximas. Estos movimientos pueden ser:

- Absolutos (respecto a un sistema de coordenadas establecido). Estas mediciones se pueden realizar con métodos topográficos de precisión.
- Relativos (por medición entre dos puntos). Estas mediciones se pueden realizar con extensómetros de varillas, cintas de convergencias, inclinómetros, etc. Cuando uno de los puntos es fijo (por profundidad, por estar sobre una estructura que consideramos fija, etc.), se puede tomar como un movimiento absoluto.

Esfuerzos. Se pueden medir esfuerzos en los elementos estructurales construidos. Esto se puede hacer de dos maneras:

- Con elementos capaces de medir directamente dichos esfuerzos (por presión de un líquido que lleva el equipo instalado). En el caso de las células de presión y las células de carga.
- Con elementos que miden con gran precisión las deformaciones de la estructura (tecnología de cuerda vibrante), y así deducir el estado tensional de la misma, es el caso de los extensómetros de cuerda vibrante.

Presión de agua. La presencia de agua en el terreno (niveles freáticos y piezométricos) se controla con los piezómetros. Estos pueden ser:

- Convencionales. Midiendo el nivel del agua en un tubo ranurado colocado en el terreno.
- De cuerda vibrante. Miden la presión del agua.

El estado tensional de una estructura es muy importante, pero la medición de esfuerzos es complicada, esto se debe principalmente a las dificultades de instalación, mientras la medición de movimientos es bastante fiable, si se hace con los cuidados que requieren estos trabajos.

Equipos de instrumentación habituales. Son instalados en el interior del túnel y en superficie como lo presenta la Figura 6.

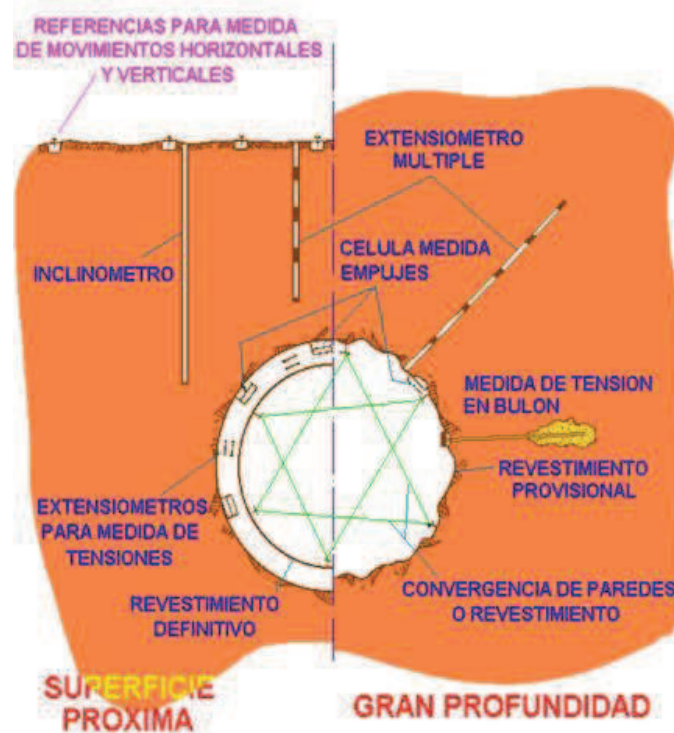


Figura 6. Esquema de la distribución de los equipos de instrumentación habitualmente instalados en un túnel. Villarraga (2007)

Convergencias. Equivalen a los movimientos relativos producidos entre dos puntos. Usualmente se emplea una cinta invar a una tensión definida que se engancha a pernos colocados en la pared, puede realizarse también con sistemas ópticos, con lecturas de precisión sobre dianas, que en algunos casos pueden presentarse contaminadas por las actividades del túnel y dificultar la lectura.

Suarez (2008) argumenta que el proyecto Porce III, los reflectores de posición fija con especializados instrumentos topográficos, tienen problemas operativos cuando se desea obtener mediciones exactas de los desplazamientos absolutos, porque el medio ambiente durante la excavación subterránea es desfavorable para operar los instrumentos extremadamente sensibles, que fueron desarrollados inicialmente para entornos industriales (Tamayo, 2008).

Movimiento absoluto de puntos. Si se desea determinar los movimientos absolutos en el interior del túnel, subsidencias en superficie, afección a edificios, estabilidad de taludes, etc, son empleados los métodos topográficos utilizando equipos de precisión.

Extensómetros de varilla. Son varillas colocadas en la perforación realizada en el terreno y ancladas en un extremo. Se miden los desplazamientos del otro extremo, respecto a la boca de la perforación, donde se coloca un cabezal.

Inclinómetros. Consiste en un torpedo que se introduce en una tubería acanalada (para su dirección) y mide variaciones angulares de su posición en diferentes puntos a lo largo de la tubería. La tubería se coloca en el interior de una perforación realizada en el terreno.

Células de presión. Son equipos que miden los esfuerzos de compresión, y por diferencia con la presión inicial del equipo, determinan esta variable. Se instalan en el interior del sostenimiento o del revestimiento, embebidas en el hormigón y la superficie de contacto de estos con el terreno, puede medir tensiones radiales o tangenciales dependiendo de cómo se dispongan las células respecto a la dirección del túnel.

Extensímetros de cuerda vibrante. Cuando se tienen elementos metálicos en el sostenimiento (cerchas y mallas) o el revestimiento es de hormigón armado y se desea conocer las sollicitaciones de estos elementos, se pueden colocar extensímetros de cuerda vibrante, sujetos a estos elementos. Estos equipos acompañan en su deformación a los elementos a los que se sujetan y permiten conocer la tensión a que se encuentran sometidos.

Células de carga. Se colocan en las cabezas de los anclajes activos (anclajes cables o bulones), cuando se quiere conocer la evolución de la carga de apriete

La instrumentación debe ser instalada en el interior y exterior del túnel de forma sistemática o por secciones de control, como lo presenta el Anexo D. Instrumentación habitual de túneles

Para realizar las medidas de control en el interior del túnel se definen las estaciones de monitoreo que generalmente son de dos tipos: (1) Estaciones de Monitoreo Múltiple y (2) Estaciones de Monitoreo Regular, ver

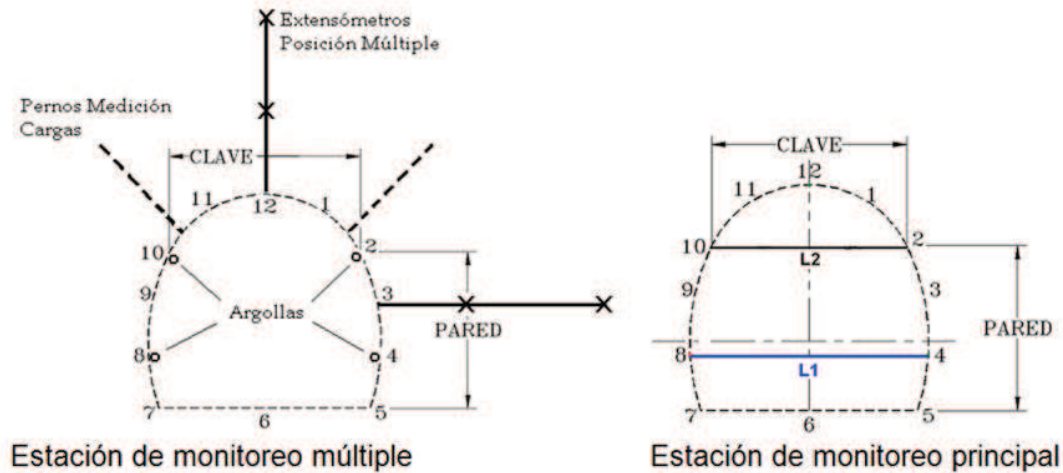


Figura 7, son localizadas y espaciadas como función del tipo de terreno que se excava.

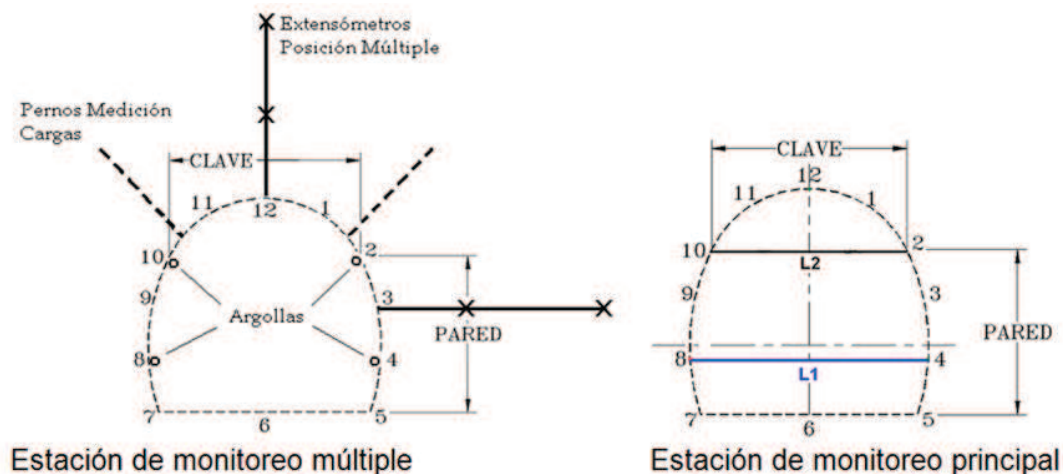


Figura 7.Sección tipo de las Estaciones de convergencia del terreno para el Túnel Piloto de La Línea. Ministerio de transporte 2004.

Las estaciones de monitoreo deben ser medidas sistemáticamente para detectar comportamientos anómalos que evidencien inestabilidad, adicionalmente deben ser rápidamente instaladas y leídas para tener la menor pérdida de información posible.

La lectura de la instrumentación en el exterior debe iniciarse antes de la afectación por construcción del túnel, en sectores cercanos a 2 veces el diámetro y en sectores lejanos superficiales a una distancia de una vez la profundidad, Peláez (2004)

Nuevo método Austriaco para la construcción de túneles (NATM). Plantea un procedimiento para la construcción de túneles, se apoya en las clasificaciones geomecánicas, sin ser un método empírico, consolidándose como una estrategia utilizada en el código de construcción de túneles fundamentada en algunos principios, Oteo (1998):

- Utilizar la roca como elemento resistente.
- No introducir daños apreciables a la roca.
- El sostenimiento inicial debe ser flexible, y debe colocarse a una velocidad adecuada cuidando el macizo de una posible alteración.
- El sostenimiento definitivo puede ser rígido o flexible, si se requiere debe colocarse cuando las deformaciones ya han sido estabilizadas.
- Supervisar en todo momento el comportamiento del macizo y del refuerzo a partir de la medición de convergencias con el objetivo de hacer ajustes oportunos en el soporte, ya que la deformación para cada tipo de terreno esta predefinida y no debe exceder ciertos límites, como lo expone el Anexo E que presenta un paralelo entre el comportamiento del macizo y su deformación.

1.4.3 Métodos analíticos. Los métodos analíticos implican la formulación y aplicación de modelos para los propósitos de diseño. Su objeto es reproducir el comportamiento de un tipo de macizo rocoso. Los modelos analíticos en la mecánica de rocas involucran (1) Modelos conceptuales. (2) Modelos físicos escalados. (3) Modelamiento matemático y (4) Modelamiento numérico (Técnica).

Los métodos analíticos, tales como los propuestos por Kirch y Lamé, presentan la ventaja de la rapidez, pero son aplicables a secciones sencillas (circulares, rectangulares o elípticas) con terrenos homogéneos y comportamiento elasto-plástico, y con un estado tensional hidrostático. El cálculo se puede realizar mediante hojas de cálculo sencillas (Reig, 1998).

La curva característica. Determinada mediante leyes analíticas y representa la variación de la tensión radial que actúa en un punto del perímetro del terreno o del sostenimiento, frente a la deformación que se produce en dicho punto; el método

considera la interacción terreno-sostenimiento en una excavación subterránea, permitiendo cuantificar la necesidad de sostenimiento, esta puede ser determinada a partir de métodos analíticos y numéricos. Oteo (1998)

1.4.4. Métodos numéricos. El modelamiento numérico en la ingeniería de rocas, permite el cálculo del estado tensión-deformación (Jing 2002), El método numérico es empleado desde dos ópticas como sistema continuo y como sistema discreto, últimamente se han implementado los sistemas híbridos bajo diferentes modalidades como lo presenta en la Tabla 6.

Tabla 6. Clasificación de los métodos numéricos, adaptada de Jing (2002)

Sistema continuo	Sistema discontinuos (discretos)	Hibrido continuo/discontinuo
<ul style="list-style-type: none"> • Diferencias finitas (FDM), • Elementos finitos (FEM) • Elementos de contorno (BEM) 	<ul style="list-style-type: none"> • Elementos discretos (DEM) y • Red de Fracturas Discretas (DFN). 	<ul style="list-style-type: none"> • FEM / BEM, • DEM/DEM • DEM • Otros modelos híbridos

La elección de un sistema u otro depende de las características estructurales del macizo rocoso, la escala de trabajo, el nivel de esfuerzos, la información disponible y los propósitos. Esencialmente los métodos de sistemas continuos estudian tensiones y deformaciones locales, mientras los discretos estudian los movimientos de los bloques individuales.

Fundamentos del método de los elementos finitos, Carnicero A. (2001). Se trata de un método general para la solución de problemas de contorno gobernados por ecuaciones diferenciales ordinarias o parciales. En esencia se trata de una técnica que sustituye el problema diferencial por otro algebraico, aproximadamente equivalente, para el cual se conocen técnicas generales de resolución. Para ello hace uso de la "discretización" o subdivisión de una región sobre la cual están definidas las ecuaciones en formas geométricas simples denominadas elementos finitos. Las propiedades materiales y relaciones gobernantes en estos elementos se expresan en función de los valores desconocidos en las "esquinas" de los elementos o nodos como lo presenta la Figura 8.

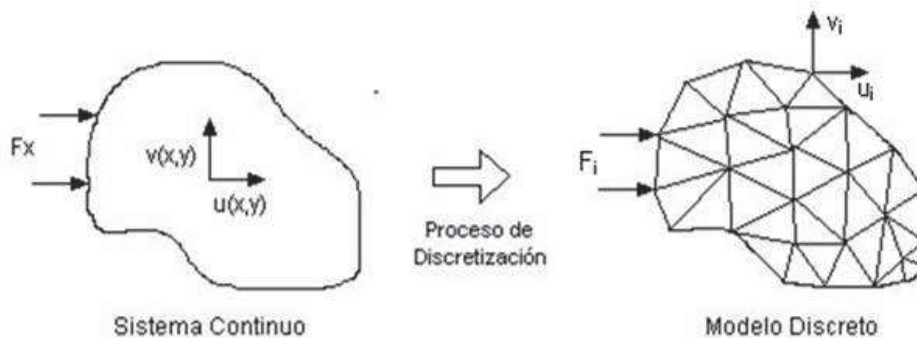


Figura 8. Esquema representativo del modelo continuo y del modelo discreto, Carnicero A. (2001).

Una de las ventajas de este método es su facilidad de implementación en un programa computacional, que a su vez es una condición básica para su utilización ya que para el tratamiento de un problema en particular debe efectuarse un número muy elevado de operaciones para resolver sistemas algebraicos del orden de cientos o miles de ecuaciones. No obstante, esta cantidad no es una limitación con las computadoras estándar de hoy.

El proceso de análisis de un problema físico mediante elementos finitos se muestra en la Figura 8. La geometría puede ser definida por el analista o creada a partir de algún programa CAD. El segundo paso consiste en definir el modelo matemático a resolver. Este es el paso fundamental donde se especifica el tipo de ecuaciones a determinar, las condiciones de borde, propiedades materiales, y otros detalles acerca del método en sí mismo. Una vez efectuada dicha definición el programa resuelve automáticamente las ecuaciones pertinentes y provee los resultados en una forma apropiada para el analista.

1.5. ESTABILIDAD Y SOPORTE DE TÚNELES

La excavación de un túnel causa la redistribución de esfuerzos y el surgimiento de deformaciones en el macizo rocoso provocando en algunos casos el colapso de la excavación si no es intervenido. El soporte y el refuerzo hacen referencia a elementos estabilizadores como son: concreto lanzado o vaciado, pernos (anclajes), arcos de acero, solera (invert), malla electrosoldada, enfilajes, lamina acanalada y recientemente pernos en fibra de vidrio, inyecciones y otros como lo presenta la Figura 9.

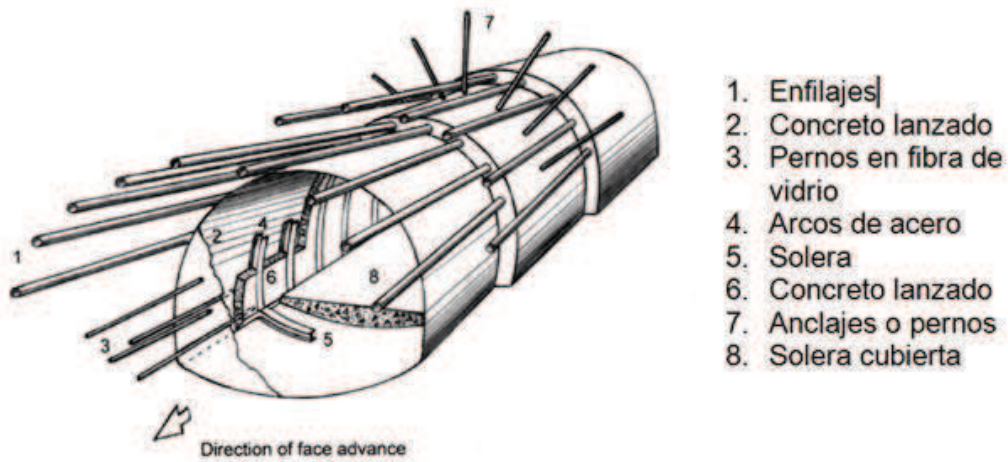


Figura 9. Métodos de refuerzo y soporte de terrenos, modificada de Hoek (2000).

Es de gran importancia mantener la estabilidad en el frente de excavación, por esto ante la presencia de agua se deben realizar drenajes que mantengan bajas presiones; en casos críticos, se establece como medida la excavación parcial del frente como se presenta en la Figura 10.

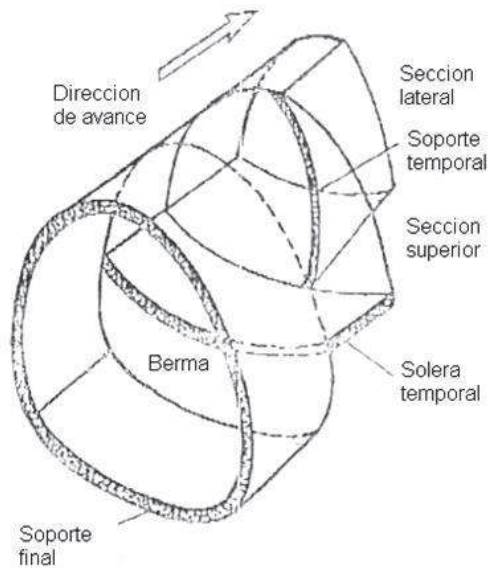


Figura 10. Método de excavación parcial usando sección lateral seguida por una sección superior y berma. Hoek (1999).

1.5.1 Excavaciones subterráneas en zonas de fallas y terrenos débiles. Las zonas de falla se consideran como un especial desafío en tunelería debido a que ellas pueden conducir a colapsos repentinos y descontrolados si no se toman apropiadas decisiones cuando estas son encontradas.

La naturaleza de la roca, por este caso débil, deformable y en algunos casos la presencia grandes volúmenes de agua atrapados a presión, resultan en condiciones de flujo de tierra. El soporte puede tener suficiente capacidad pero este debe ser instalado en una secuencia que no permita deformaciones incontroladas en el túnel.

Macizo rocoso débil. Un macizo rocoso es considerado débil cuando el esfuerzo a la compresión uniaxial es menor que una tercera parte de los esfuerzos in-situ actuando sobre el macizo rocoso a través del túnel Duncan-Fama (1993) and by Hoek, Kaiser and Bawden (1995) en Hoek, 1992.

Deformaciones. Sakuray(1983), en Hoek, 1999, ha sugerido que la estabilidad de los túneles puede ser evaluada sobre las bases de las deformaciones alrededor del túnel. Las deformaciones son definidas por el radio de convergencia del túnel y el diámetro del túnel. Una deformación crítica es aproximadamente 2% representando el límite entre estable (túnel que requiere el mínimo soporte) e inestable (Túneles que requieren condiciones especiales en el diseño del soporte).

Hoek, 1999, para un túnel de 10m de luz a través de una falla a 150m de profundidad, obtiene desplazamientos finales para el techo son de 250mm., para las paredes de 275mm y para el piso de 190mm.

1.5.2 Estabilidad y soporte. El soporte puede estar conformado por concreto lanzado o vaciado, pernos (anclajes), arcos de acero, solera (invert), malla electrosoldada, enfilajes, lámina, pernos en fibra de vidrio, inyecciones y otros

El factor de seguridad del sistema de soporte puede ser definido como la relación de la capacidad máxima de soporte y presión de soporte requerida para el equilibrio. Cuando los tipos de soporte son combinados, la presión total disponible puede ser calculada por la suma de la máxima presión disponible para cada sistema. Sin embargo, haciendo esta suposición este sistema de soporte no necesariamente actúa en el mismo tiempo y este puede ser necesario para evaluar la compatibilidad de los sistemas en términos de deformación. Por ejemplo si los arcos son instalados antes de la relajación del frente de excavación, estos aceptarían cargas inmediatamente, mientras que el concreto lanzado aceptaría un incremento de cargas cuando fragua

Cuando se tiene una pobre calidad del macizo rocoso y la presencia significativa de arcilla, el uso de pernos no es adecuado por la dificultad de encontrar un

anclaje conveniente, cuando se usan pernos estos deben tener uno o dos metros de anclaje en la roca no perturbada, fuera de la zona plástica. Adicionalmente un gran revestimiento de concreto durante la excavación del túnel no es práctico, se usa entonces los arcos de acero. Las condiciones de equilibrio son conservadas cuando la convergencia del túnel y el sistema de soporte son iguales.

1.5.3. Estabilidad del frente del túnel. Cuando se atraviesa una zona débil o una zona de falla es necesario no permitir deformaciones excesivas en el macizo, consecuentemente el soporte debe ser instalado en un estado temprano de deformaciones, aproximadamente un tercio de la convergencia ha ocurrido alrededor del frente del túnel (Hoek, 1999). Es probable que el frente mismo pueda requerir soporte en la forma de concreto lanzado, pernos en fibra de vidrio o una sombrilla de enfilajes.

Presión del agua y drenaje. Las fallas pueden funcionar como presas considerando una naturaleza impermeable, por ello deben conocerse más allá del frente de excavación; de presentarse esta situación el drenaje de agua es la solución mas satisfactoria y puede ser necesaria la instalación de bombas adicionales. En algunos casos, por ejemplo en minería o túneles bajo el mar o un lago, el drenaje no puede ser la mejor opción y las inyecciones en roca hacia delante a través del frente pueden ser consideradas.

El propósito de estas inyecciones es crear una zona de roca impermeable en que la presión de agua o el flujo pueden ser controlados durante la excavación del túnel

Soporte del frente. Una vez el tema del agua ha sido tomado con cuidado, la siguiente cuestión es cómo prevenir el colapso del frente. Dependiendo de la severidad del problema, diferentes opciones están disponibles y estas son revisadas posteriormente.

Pernos de fibra de vidrio. La opción más simple para el soporte del frente es reforzarlo con pernos de fibra de vidrio que proporcionan excelente soporte y son fáciles de volar o minar cuando este es excavado. La experiencia sugiere que estos trabajos son mejores para macizos con baja cantidad de arcillas y donde la fricción es mayor que la cohesión controlando este la resistencia. Esto porque los pernos requieren alta resistencia en el contacto y esto no se obtiene en un macizo rico en arcillas o material cohesivo.

Excavación parcial del frente. En tonelería a través de terrenos débiles es generalmente aceptado que la estabilidad del frente depende del área expuesta. Consecuentemente, una técnica comúnmente usada es la excavación parcial, donde el túnel es dividido en etapas donde el área de

cada etapa es lo suficientemente pequeña para tener control. Una de las muchas formas esta dado en la Figura 10

Construcción de sombrillas de enfilajes. Este tipo de soporte es utilizado en las condiciones más críticas donde el macizo presenta muy mal autosoporte.

1.5.4 El factor de seguridad. El factor de seguridad del sistema de soporte puede ser definido como la relación de la capacidad máxima de soporte y presión de soporte requerida para el equilibrio, Hoek, 1999. Cuando los tipos de soporte son combinados, la presión total disponible puede ser calculada por la suma de la máxima presión disponible para cada sistema. Sin embargo, haciendo esta suposición este sistema de soporte no necesariamente actúa en el mismo tiempo y puede ser necesario para evaluar la compatibilidad de los sistemas en términos de deformación. Por ejemplo si los arcos lanzados concreto son instalados inmediatamente en el frente de excavación, los arcos aceptaran cargas inmediatamente, mientras que el concreto lanzado aceptara un incremento de cargas al endurecer.

2. TUNEL PILOTO DE LA LINEA

El Túnel Piloto de la Línea permitió la obtención de una densa base de datos que conduce al entendimiento de la variabilidad del comportamiento del terreno a lo largo del túnel, en este capítulo se describen los aspectos generales, estudios realizados y geología encontrada durante la exploración y construcción.

2.1. LOCALIZACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

El lugar en el cual se desarrolla el proyecto se encuentra ubicado en la parte centro-occidental de la República de Colombia y conecta los departamentos de Tolima y Quindío, el Túnel Piloto de La Línea (TPL) hace parte de las obras que conducen a la construcción de la troncal Bogotá - Buenaventura, en el tramo Armenia - Ibagué, dentro del proyecto de Cruce de la Cordillera Central, la Figura 11 presenta la localización en Colombia.

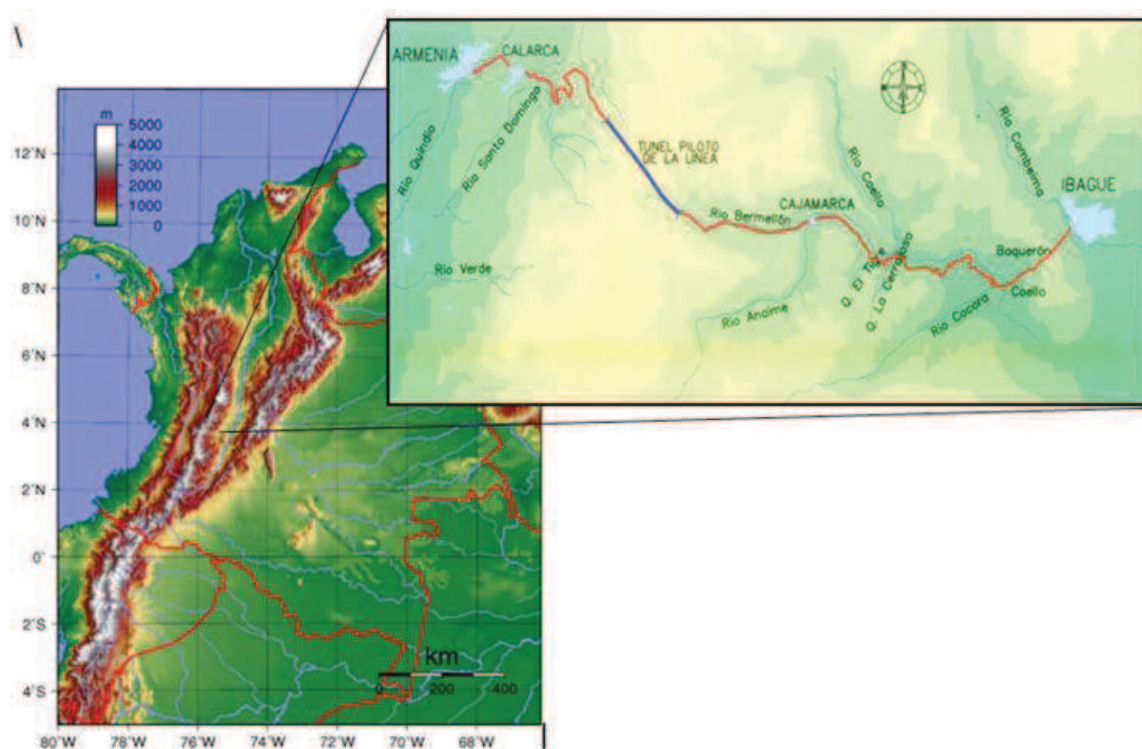


Figura 11. Localización del túnel piloto de la Línea

El Túnel Piloto de La Línea es de naturaleza exploratoria (Fase I) y debe contribuir a la disminución de riesgo en el diseño del Túnel principal: "Túnel del II Centenario" adyacente al mismo como lo muestra la Figura 12 que permite identificar la configuración de las galerías que comunican los túneles y servirán como acceso para los diferentes frentes de excavación, adicionalmente se

presentan algunas obras propuestas dentro del proyecto ya mencionado como lo son los retornos e intercambiadores viales.

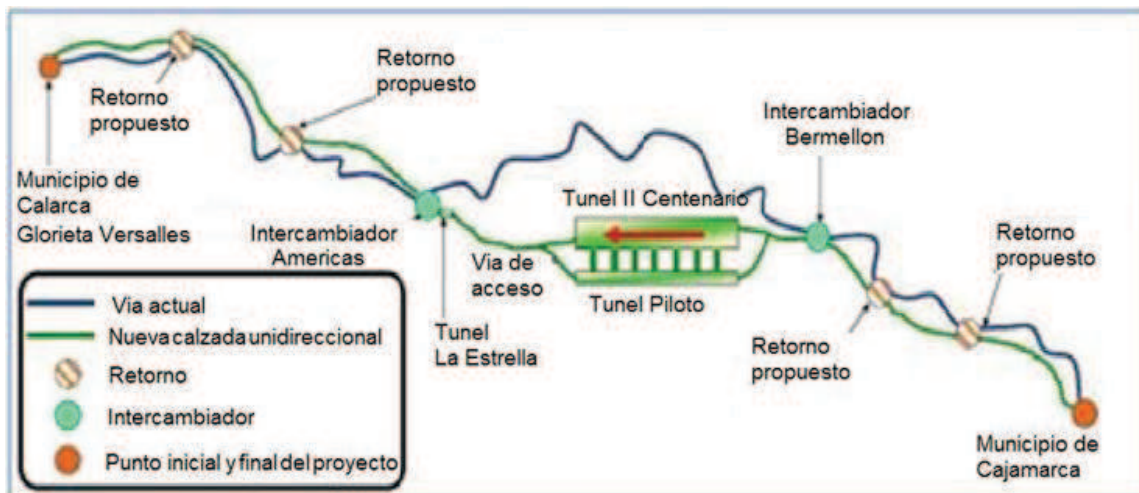


Figura 12. Localización del Túnel II Centenario dentro del Proyecto La Línea

2.2. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL TUNEL PILOTO DE LA LINEA

La excavación del túnel piloto se realizó por perforación y voladura, mediante el método constructivo NATM (Nuevo Método Austríaco de Tunelería) con un seguimiento mediante el método ADECO (Análisis del control de deformaciones en rocas y suelos). Las principales características técnicas del túnel se relacionan a continuación:

- Longitud: 8.554m.
- Sección: En herradura
- Diámetro promedio: 4.4m.
- Altura: 4.43m.
- Área de sección a excavar: 19m²
- Pendiente: 0.96%–1.015 %
- Máxima cobertura: 850m.

El Túnel Piloto de La Línea ha sido excavado desde 2 frentes: el portal inferior, llamado Galicia o portal Quindío, inicia a 11 kilómetros de la ciudad de Calarcá, departamento del Quindío, con una elevación de 2.422,54 m.s.n.m.; El portal superior, llamado Bermellón o portal Tolima, se encuentra a 37.8 kilómetros de la ciudad de Ibagué, capital del departamento de Tolima, con una elevación de 2.504,45 m.s.n.m.

2.3. ESTUDIOS REALIZADOS PARA LA CONSTRUCCION DEL TUNEL PRINCIPAL

2.3.1 Estudios previos a la construcción del TPL. Los estudios previos enfocados a la construcción del TPL fueron realizados por: Ingetec (1985) Consorcio La línea (2000), Geoconsult, (2000) y Consorcio La Línea, (2004), los aportes geológico-geotécnicos de los dos últimos se presentan resumidos el Anexo F: Cuadro resumen de los estudios previos al TPL.

Ingetec (1985) y El Consorcio La Línea (2000), enriquecen la base de datos geológico-geotécnicos con la exploración de campo y la realización de ensayos de laboratorio, El Consorcio La Línea (2000), realiza una densa aproximación a la investigación del sitio condensando la información existente generando una desratización geológico-geotécnica minuciosa en 10 zonas homogéneas cuyas características son resumidas en el Anexo F.

Geoconsult en 2000 evalúa el comportamiento de la excavación refinando la base de datos y evaluándola con base en el criterio de Hoek- Brown para un túnel de 6m de diámetro, presentando una previsión de los tipos de terreno bajo una visión optimista y una pesimista como se muestra en el Anexo F.

Finalmente Consorcio La Línea, (2004), se acoge a la división de zonas homogéneas presentada por Consorcio La Línea (2000) y densifica la información.

2.3.2 Estudios realizados durante la construcción del TPL

Retroanálisis y rediseño durante la construcción del túnel. El túnel fue construido siguiendo las recomendaciones del Nuevo Método Austriaco para la construcción de túneles (NATM), instalando un sistema de auscultación efectivo que consideró la toma de datos superficiales y el monitoreo en el interior de la excavación, a partir del cual Conlínea (2004), presenta ajustes de diseño consignados en el Otro si N°1, documento que contiene las modificaciones realizadas a las especificaciones Técnicas del proyecto para la definición de tipos de terreno, las secuencias de excavación y de instalación de soporte y finalmente las secciones típicas de soporte asociadas a cada tipo de terreno.

Exploración geofísica. En el sector inicial del túnel entre el K0-011 hasta K+1150 Ulloa y Diez Ltda, (2006), realizan una tomografía sísmica en el lado izquierdo del túnel, a partir de la cual se obtienen parámetros geotécnicos del macizo como lo son las velocidades sísmicas, los módulos de deformación, el peso unitario y el radio plástico.

Recolección de datos. Durante el desarrollo de la excavación se realizó la toma sistemática de datos de auscultación, control geológico-geotécnico y control ambiental realizando la medición de los ítems relacionados a continuación:

Auscultación:

- Medición de convergencias
- Medición de extensómetros de posición múltiple
- Medición de inclinómetros
- Monitoreo de mojones
- Evaluación de la resistencia del concreto

Control geológico – geotécnico:

- Levantamientos geológicos del frente.
- Caracterización geomecánicas del frente: Clasificaciones RMR de Bieniawski y Q de Barton.
- Realización de sondeos con recuperación de muestra y destructivos en el frente de avance.
- Ensayos de resistencia sobre los núcleos de roca obtenidos en los sondeos de exploración, incluye resistencia a la compresión simple y resistencia a la carga puntual.
- Realización de algunas secciones delgadas.

Control ambiental

- Medición de aforos (caudal en el portal del túnel).
- Medición infiltraciones (caudal 20m antes del frente de excavación).
- Medición de gases.
- Cuantificación de finos en el agua

Los parámetros de mayor importancia geotécnica son presentados en el Anexo G que muestra un paralelo conforme al abscisado que será ampliado más adelante

2.4. GEOLOGIA GENERAL

2.4.1 Geología General. Las principales unidades estratigráficas y rasgos estructurales regionales presentes en el área del proyecto se relacionan a continuación:

Estratigrafía. La zona del proyecto intercepta rocas de diferentes edades, variando entre rocas paleozoicas, cretácicas y terciarias cubiertas comúnmente por espesos depósitos cuaternarios.

Paleozoico. Dentro del área del proyecto se presentan rocas del Grupo Cajamarca definido inicialmente por Nelson (1962) agrupando un conjunto de rocas metamórficas aflorantes en la cordillera central en la carretera Armenia - La Línea – Ibagué, limitado al oeste por una falla en el flanco occidental de la cordillera Central que lo pone en contacto con rocas del Grupo Diabásico, y al este en contacto fallado el Batolito de Ibagué, constituido litológicamente por esquistos verdes (constituidos mineralógicamente principalmente por hornblenda, clorita, epidota y albita) , anfibolitas, esquistos grafiticos, filitas cuarzosas, esquistos cuarzosos gnéisicos, diabasas y calizas cristalinas. Adicionalmente Nelson (1962) considera que las relaciones estratigráficas entre los diferentes tipos petrográficos no se conocen y no incluye una sucesión estratigráfica, resaltando que los diferentes tipos de roca descritos son en muchos casos el resultado de diversos grados de metamorfismo sobre un conjunto de rocas de petrografía similar. González (1989) y Maya & González lo elevan al rango de Complejo Cajamarca.

Cretácico. Se presentan rocas de la formación Quebradagrande definida inicialmente por Botero (1963), asociado con una secuencia vulcano-sedimentaria aflorante en el flanco occidental de la cordillera Central desde el departamento de Antioquia hasta el departamento de Nariño. Estas rocas son formalmente elevadas al rango de Complejo Quebradagrande por González y Núñez (1991) y por Maya & González (1989). Definiendo los siguientes miembros, en la sección típica al Sur de la población de La Estrella, Antioquia.

Miembro meta-sedimentario. Son esquistos silíceos negros, constituidos por pequeños cristales de cuarzo angular, en una masa silícea – arcillosa, rica en materia orgánica, a veces de aspecto lenticular y con abundante contenido de manganeso. En algunas localidades, también se presentan filitas grafitosas, liditas, algunas cuarcitas de grano fino y color oscuro, delgados conglomerados y calizas clásticas negras con escasos fósiles marinos.

Miembro de rocas verdes. Las rocas verdes tienen numerosos tipos petrográficos, Grosse (1962) quien lo describió como tipos principales de pórfidos andesíticos, augíticos, diabasas, tobas, etc. Nelson (1962) los describe como un conjunto diabasas, piroclásticos, pórfidos andesíticos y raras picritas.

En la región tipo de Quebradagrande lo más abundante son los pórfidos andesíticos-piroxénicos y secundariamente diabasas, brechas y tobas. La textura predominante es félsica, a veces porfirítica y menos común ofítica; macroscópicamente parece predominar las texturas porfiríticas por la abundancia de amígdalas rellenas. Las rocas tienen un color verdoso predominantemente, constituyéndose en la única característica común en estas rocas y de la cual toman su nombre. Los minerales de las rocas

verdes son generalmente plagioclasas del tipo de la andesina, a veces sodificadas; el ferromagnesiano dominante es augita (a menudo pigeonita); completan la mineralogía amígdalas rellenas de calcita, calcedonia y cloritoides y una extensa abundancia de clorita producto de alteración de ferromagnesianos; también son abundantes localmente los óxidos de hierro.

Terciario Superior. El terciario está representado por rocas ígneas intrusivas (hipoabisales) de forma redondeada a elíptica; estas rocas intruyen unidades que oscilan del Precámbrico al Cretáceo. Las rocas que los constituyen son afaníticas y porfíricas, de composición dacítica-andesítica, microdiorítica y tonalítica. La mineralogía más frecuente es de cuarzo, plagioclasa tipo andesina, hornblenda y ocasionalmente biotita; también son frecuentes las mineralizaciones de pirita diseminada.

En el Terciario también se han presentado (fuera de la zona) depósitos piroclásticos asociados a Vulcanismo en esta era, representados por depósitos de flujo y caída de diverso origen y capas de ceniza y lapilli frecuentemente pumítico con bombas.

Cuaternario. Se presentan depósitos Piroclásticos, localizados en extensas zonas alrededor del Parque Nacional Los Nevados. Estos constituyen cubiertas de depósitos piroclásticos, de flujo y caída de diverso origen; estas acumulaciones volcánicas están intercaladas con lahares y depósitos lagunares, glaciales y fluviales, conocidos en general como anemopiroclastos.

Geología estructural. El área se encuentra dentro de una zona de esfuerzos dentro de un ambiente compresivo, con desarrollo de estructuras complejas, dominado por diversas fallas, las cuales son el rasgo estructural más representativo y están agrupadas dentro del Sistema de fallas de Romeral (zona de melange) en general con orientación norte-sur (NS), y en menor proporción este-oeste (EW). Dentro de las principales estructuras se encuentran:

Falla San Jerónimo (NS). Constituye el límite entre el Complejo Quebradagrande y el Complejo Cajamarca; se asume una estructura de tipo inverso con algunos movimientos de rumbo.

Falla Palestina (NS). Es una falla de rumbo de más de 300 kilómetros de longitud a la cual están asociados los focos volcánicos del Complejo Ruiz – Tolima. Existen evidencias de desplazamiento sinistral en el Cuaternario y de movimiento dextral en el Paleógeno fuera de la zona.

Falla Chapetón – Pericos (NS). La falla de Chapetón - Pericos es una megafalla que delimita los dos principales dominios Colombianos, el del este Eastern

Andean Terrane (EAT), considerado como bloque autóctono, y el Central Andean Terrane (CAT) al occidente. Se considera que esta posee una zona de falla que separa las rocas metamórficas del Precámbrico y Paleozoico (fuera del área del proyecto) y se piensa que funcionó durante el Cretáceo como falla de rumbo dextral.

Fallas de orientación E – W. Se presenta fallamiento esencialmente de rumbo, que por movimientos diferenciales transversales de grandes bloques demarcan rasgos importantes a la cordillera Central.

Se destaca entre otras las Fallas tipo Salento, con orientación general noroeste (N55°W), consideradas de movimiento rumbo sinistral, que han producido fragmentación de la cordillera en forma de bloques levantados y hundidos, que en algunos sectores presentan desplazamientos importantes hacia el NW. Este sistema, por lo general, se encuentra enmascarado y dislocado por la mayor actividad del Sistema Romeral y la Falla de Ibagué con un movimiento tipo dextral y plano vertical.

2.4.2 Modelo Geológico Regional. El terreno central de los Andes, es un cinturón meta-pelítico y meta-volcánico, según elementos traza se deriva de un protólito de rocas máficas. Para la construcción paleogeográfica del paleozoico, Restrepo y Pace (1992) presentan 2 modelos, el modelo A que argumenta múltiples acreciones a partir del Paleozoico y el Modelo B que argumenta una colisión intracontinental entre Norte América y Sur América cuyo esquema evolutivo es presentado en la Figura 13. Sin embargo son necesarios datos radiométricos y geoquímicos para validar el modelo.

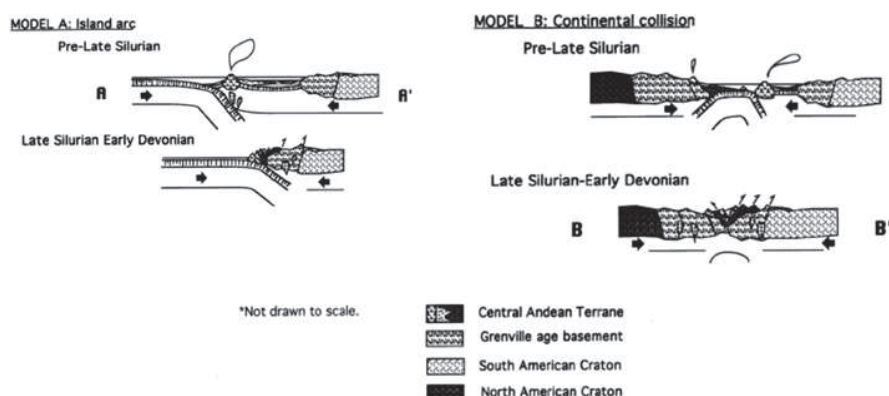


Figura 13. Modelo de la evolución geológica del Terreno de los Andes Centrales. Modelo A. Arco de isla. Modelo B. Colisión continental. Pace (1992)

2.4.3 Geología prevista antes de construcción. El conocimiento geológico-geotécnico previsto de la zona de estudio, lo presenta La Línea, 2004, estableciendo una subdivisión del sector en Zonas Homogéneas Superficiales con base en tres aspectos principales: (1) Litología (grado de homogeneidad o de mezcla), (2) Características estructurales presentes (disposición de discontinuidades y grado de fracturamiento) y (3) Cobertura rocosa sobre el eje del túnel; la Tabla 7 presenta condensados estos aspectos, en donde la distribución del abscisado se presenta respecto al eje superficial del túnel y puede ser visualizado en el perfil resumido previsto mostrado en la Figura 14.

Tabla 7. Zonas homogéneas superficiales, Extraído de Consorcio La Línea (2000)

ZONA	UNIDAD GEOLOGICA	CONVENCION	LITOLOGIA	COMPORTAMIENTO	DISTRIBUCION		Long. (m)	Cobertura (m)	
					Abs. inicial	Abs. final			
Falla la Gata									
PORTAL GALICIA	Complejo Quebradagrande	Kiqv	Miembro volcanico, rocas verdes foliadas	Fracturada y milonitizada en tramos	K0+000	K1+100	1100	20-530	
GALICIA	Complejo Quebradagrande	Kiqv	Miembro volcanico: Metadiabasas con lentes de esquistos grises-negros silíceos	Fuertemente fracturadas y milonitizadas	K1+100	K2+850	1750	520-560	
Falla La Vaca									
LA LINEA	Linea 2	Kiqs + Pzc	Miembro metasedimentario del Complejo Quebradagrande: Esquistos grises-negros con niveles de calizas y rocas verdes foliadas + Complejo Cajamarca: escamas de esquistos negros grafitosos.	Rocas fuertemente fracturadas, milonitas	K2+850	K3+600	750	750-470	
	Sistema de Fallas La Soledad								
	Linea 3	Falla La soledad	Falla La soledad	Afecta el miembro metasedimentario del Complejo Quebradagrande + Rocas igneas intrusivas (Tpad)	Muy tectonizada con zonas de milonitizacion	K3+600	K3+700	100	700
Sistema de Fallas La Soledad									
Linea 1	Complejo Quebradagrande + Rocas terciarias	Kiqg+Tpad	Membro metasedimentario del Complejo Oebradagrande con esquistos negros, calizas, chert y rocas metadiabasas + Rocas igneas intrusivas (Tpad)	Roca fuertemente tectonizada	K3+700	K3+750	50	700	
Sistema de Fallas La Soledad - Campanario									
LOS ANDES	Complejo Quebradagrande	Kqiv	Miembro volcanico, rocas verdes (metadiabasas) e intercalaciones de esquistos grises y negros		K3+750	K5+850	2100	320-800	
Falla de la Estacion Inversa									
LOS CHORROS	Complejo Quebradagrande	Kqiv	Miembro volcanico, metadiabasas de color gris-verdoso con intercalaciones de esquistos grises y negros	Rocas fuertemente tectonizadas (Diaclassadas, brechosas y milonitizadas)	K5+850	K6+050	200	320	
Falla Los Chorros									
LA CRISTALINA	Cristalina Norte	Complejo Cajamarca	Pzc	Esquistos negros grafitosos intercalados con esquistos verdes (Pz)	Muy fracturados y plegados	K6+050	K7+800	1750	90-380
	Cristalina Sur	Complejo Cajamarca	Pzc	Esquistos negros grafitosos y esquistos verdes cloríticos	No se espera encontrar en el Tunel Piloto, limitada por la Falla Bermellon-Campanario al Norte				
Falla La Cristalina Inversa NS									
BERMELLON	Rocas Terciarias	Tpad	Rocas igneas intrusivas (Tpa) + esquistos negros grafitosos (Pz)	Rigidoas, elástico, moderadamente fracturadas	K7+800	K8+555	755	130 máx.	
Falla Palestina, Rumbo NS									

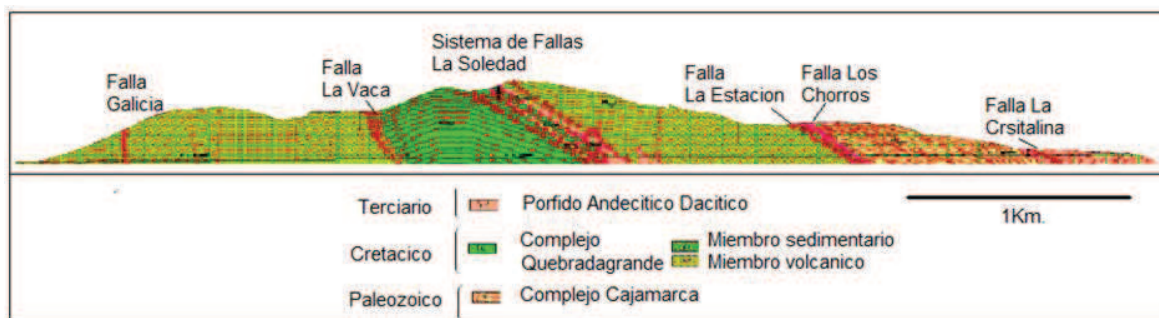


Figura 14. Perfil geológico simplificado previsto Tomado y modificado de Consorcio La Línea, 2004

2.4.4 Geología encontrada durante construcción. Durante la excavación se determinaron distintas unidades litológicas dentro de un ambiente complejo y con límites de tipo estructural, las cuales presentaron diferente comportamiento geomecánico ante los esfuerzos presentes en el macizo rocoso durante excavación del Túnel Piloto de La Línea (TPL).

El seguimiento geológico y geotécnico fue realizado por Interlinea con el objetivo de monitorear los cambios que modifican las condiciones de estabilidad del macizo, se realizó el levantamiento del frente de excavación diariamente considerando aspectos básicos como la resistencia de la roca, discontinuidades (longitud, separación, relleno, meteorización y orientación) y condiciones de agua.

Con base en la información recolectada se realizaron los planos 1:200 de la excavación que sirvieron al INVIAS para la proyección de las características geotécnicas del Túnel Piloto de La Línea (TPL) al túnel principal, adicionalmente Interlinea (2009) realiza el perfil geológico mostrado en la Figura 15, que permite diferenciar las zonas homogéneas determinadas a partir del comportamiento geotécnico encontrado en los recolectados durante construcción, esta distribución es presentada detalladamente en la Tabla 8.

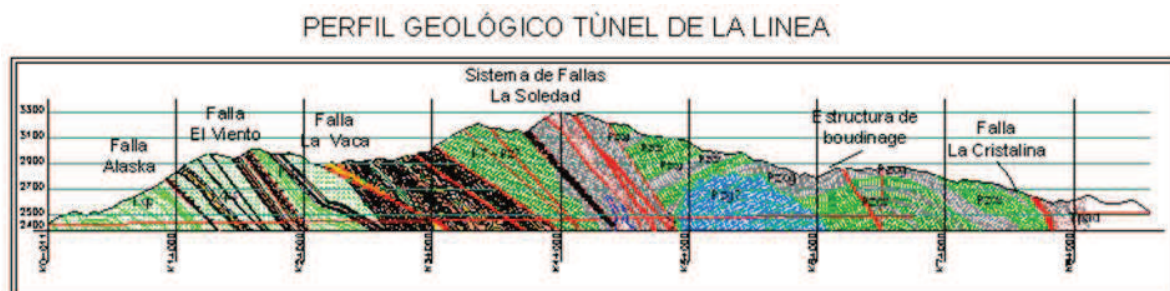


Figura 15. Zonas homogéneas para el TPL, Interlinea(2009)

Las zonas homogéneas presentan una calidad semejante, determinada a partir de la coherencia geológica y geotécnica del macizo, son segmentadas y descritas a partir de los informes diarios, los planos 1:200, los aforos, las deformaciones, la resistencia de la roca, el índice RMR y el Q.

La división de zonas homogéneas hace parte de este trabajo y deberá conducir al entendimiento del comportamiento del terreno.

Se presenta a continuación la descripción de cada una de las zonas homogéneas, también son presentadas en un paralelo grafico con los diferentes aspectos geomecánicos en el Anexo G.

Tabla 8. Zonas homogéneas para el TPL

UNIDAD	SEG.	CONVEN- CION	UNIDAD	LITOLOGIAS	LOCALIZACION		Long. (m)	Cobertura (m)	
					Abs. inicial	Abs. final		prom	
COMPLEJO QUEBRADAGRANDE	Miembro volcánico	A	Qsr	Suelo residual	Suelo residual	-K0+011	K0+050	61	15
		B	Kqv	Miembro volcánico	Diabasas	K0+050	K1+235	1185	300
		C	F. Alaska	Falla Alaska N25-15W/65-75NE	Metadiabasas y lutitas	K1+235	K1+300	65	500
	Miembro volcánico sedimentario	D	Kqvs	Miembro volcánico sedimentario	Diabasas, Chert, Areniscas Lutitas	K1+300	K1+945	645	500
		E	F. Viento	El Viento N10W/70NE	Metapelitas oscuras grafitosas, cuarцитов y metadiabasas verdes	K1+945	K1+990	45	500
		F	Kqvs	Miembro volcánico sedimentario	Diabasas, Chert, Areniscas Lutitas	K1+990	K2+600	610	475
	Miembro sedimentario volcánico	G	Kqsv	Miembro sedimentario volcánico	Areniscas, areniscas conglomeraticas, diabasas, lutitas	K2+600	K2+935	335	425
	Miembro sedimentario	H	Kqs	Miembro metasedimentario A	Metalutitas, metalodolitas y metalimolitas	K2+935	K2+970	35	450
		I	F. La Vaca	Falla La Vaca NS/75E	Lutitas, lodolitas y areniscas finas	K2+970	K3+160	190	650
		J	Kqs	Miembro metasedimentario	Metalutitas, metalodolitas y metalimolitas	K3+160	K3+850	690	750
Miembro tectonicizado	K	Pz?-K?	Miembro milonítico	Esquistos verdes cuarzosericiticos, cuarцитов	K3+850	K4+335	485	800	
	L	F.La soledad	Falla La Soledad N10E/60SE		K4+335	K4+870	535	650	
COMPLEJO CAJAMARCA	Gabros	M	Pzg?	Gabros de la Línea	Gabros - Anfibolitas	K4+870	K6+080	1210	450
	Esquistos	N	Pzcv-Pzvg	Complejo Cajamarca	Esquistos verdes - Esquistos grises	K6+080	K7+750	1670	250
		O	F. Cristalina	Falla la Cristalina N10-20W/65-75NE		K7+750	K7+830	80	100
PORFIDO ANDESITICO - DACITICO	Tpad	P	Z. Contacto	Contacto del Pórfido Andesítico con el Complejo Cajamarca	Pórfido con xenolitos de esquistos	K7+830	K8+105	275	75
		Q	Tpad	Pórfido Andesítico	Pórfido Andesítico	K8+105	K8+542	437	75
							TOTAL	8553	

Complejo Quebradagrande

Segmento A: Corresponde a La Unidad de suelo residual (Qsr) atravesada en el sector de emportalamiento y transición a roca sana del frente Quindío, iniciando en la abscisa -K0+011 hasta K0+050 con una longitud total de 61m y una cobertura promedio de 15m.

Litológicamente está conformado por diabasas y metadiabasas; en los primeros 30 metros de excavación el macizo se presenta meteorizado formando un horizonte IIB de meteorización con zonas alteradas a arcilla alrededor de los planos de debilidad como la foliación y el diaclasamiento. Posteriormente la roca se presentó ligeramente alterada a sana con algunas zonas débiles aisladas que le imprimieron al macizo mayor alteración, fracturamiento y plegamiento.

Debido a las condiciones de meteorización la zona presentó mala calidad con un índice RMR entre 20 y 45, deformaciones registradas inferiores al 0.29%, debido a la baja cobertura y la poca infiltración, con tipos de soporte IV(6.5%) y V(93.5%) e instalación de enfilajes en el sector de emportalamiento.

Segmento B: Corresponde al Miembro volcánico (Kqv) atravesado desde K0+050 hasta K1+235 con una longitud de 1185m y cobertura promedio de 300m.

Se presentan metadiabasas y en menor proporción diabasas de color gris claro a verde claro, compuestas mineralógicamente por cristales de plagioclasas, piroxenos, epidotas y anfíboles en textura porfirítica a afanítica y estructura foliada fina a incipiente.

En este tramo la calidad del macizo aumenta a media, presentándose generalmente un índice RMR superior a 40 y un índice Q superior a 1, la deformación alcanza el 10%, siendo generalmente menor que 2%, el tipo de terreno es variable conforme a la intensidad de foliación, predominan los terrenos tipo II(27%), III(30.5%) y IV(31%)

Segmento C: Corresponde La falla Alaska cortada en el túnel desde K1+235 hasta K1+300 con una longitud de 65m y cobertura promedio de 500m.

La Falla Alaska corresponde al primer contacto entre rocas volcánicas y rocas sedimentarias del Complejo Quebradagrande dentro de la excavación. En este tramo se avanzó sobre un macizo polimíctico constituido por metadiabasas replegadas y fracturadas, lutitas negras carbonosas fracturadas a trituradas y por último areniscas grises de grano fino con cemento silíceo.

La zona presentó calidad mala a media con un índice RMR entre 18 y 57, deformaciones registradas inferiores al 25.4% que afectaron especialmente el

sector del bypass o túnel de desvío realizado con el objetivo de atravesar la Falla Alaska en su menor longitud; en este tramo predominan los soportes de mala calidad IV(35.1), V(30.5) y VMM-Mecánico Manual (17%).

La falla Alaska es considerada como un desafío a la ingeniería Colombiana, en esta se presentaron colapsos repetidos con altas infiltraciones a manera de flujo que generaron sobreexcavaciones en el techo y paredes, por lo cual fue considerada necesaria la construcción de un tapón que bloqueara el ingreso de material al túnel dando lugar a la construcción del By Pass

Segmento D: Corresponde al Miembro volcánico sedimentario (Kqvs) presentándose en el túnel desde el K1+300 hasta K1+945 con una longitud de 645m y cobertura promedio de 500m.

Litológicamente se excavó en diabasas de color verde, duras, sanas y poco fracturadas, hasta el K1+422 donde se avanzó en una secuencia Vulcano-sedimentaria constituida por lutitas, areniscas silíceas, chert bandeado y diabasas verdes; presentando como estructura geológica predominante la estratificación.

El macizo presenta una calidad de media a buena con un índice RMR que varía de 31 a 82 y un índice Q entre 1.4 y 190, las deformaciones fueron mínimas, inferiores al 1% con predominio de soportes tipo IIA(26.6%), IIB(40.6%) y III(20.1%).

Segmento E: Corresponde a La Zona de Falla del Viento que corta al miembro volcánico sedimentario (Kqvs) presentándose en el túnel desde el K1+945 hasta K1+990 con una longitud de 45m y cobertura promedio de 600m.

La Zona de Falla El Viento, se caracterizó por la presencia de una brecha de origen dinámico, con lentes de meta-lutitas negras y meta-areniscas con planos de foliación abiertos, alterados y pulidos con espejos de fricción y material blando arcilloso (gauge), en donde se presentaron fuertes empujes laterales.

El macizo presenta una calidad de mala a muy mala con un índice RMR que varía de 0 - 56 con un predominio entre 20–40 y Q entre 0 - 17 con predominio de valores entre 0.01 - 0.1, las deformaciones alcanzaron el 14.2%, con soporte tipo V (29.1%) y VMM(70.1%), donde VMM es terreno tipo V con excavación Mecánico Manual.

Segmento F: Corresponde al Miembro volcánico sedimentario (Kqvs) presentándose en el túnel desde el K1+990 hasta K2+600 con una longitud de 610m y cobertura promedio de 475m. Litológicamente es similar al segmento D

La calidad dominante en el sector es media a buena con un índice RMR que varía de 20-a 77 y un índice Q de 0.03 - 46.6, las deformaciones alcanzan el 2.5%, predominando las inferiores al 1%, los tipos de soporte principales son IIA(25.5%) y IIB(47%)

Segmento G: Corresponde al Miembro sedimentario volcánico (Kqsv) presentándose en el túnel desde el K2+600 hasta K2+935 con una longitud de 335m y cobertura promedio de 425m.

Secuencia sedimentario volcánico conformada por metadiabasas verdes intercalada e interdigitada con metalutitas negras silíceo carbonosas laminadas, poco resistentes y cherts negros a grises oscuros ligeramente alterados y moderadamente duros.

La calidad del terreno es muy buena a buena con un índice RMR entre 10 - 74 y un índice Q entre 0.5 - 58, predominando los valores altos, las deformaciones son inferiores al 0.4% reflejando la baja deformabilidad de la roca predominante (metadiabasa), el tipo de soporte es I(19.8%), IIA(78%) y IIB(2.2%)

Segmento H: Corresponde al Miembro Metasedimentario (Kqs) presentándose en el túnel desde el K2+935 hasta K2+970 con una longitud de 35m y cobertura promedio de 450m.

Se corta una secuencia de origen sedimentario, conformado por intercalaciones e interdigitaciones de lutitas negras arcillo-carbonosas, areniscas grises conglomeráticas calcáreas, lodolitas negras carbonosas y algunos lentes de metadiabasas.

Macizo de calidad media a buena con un índice RMR entre 50 - 64 y un índice Q entre 2.6-7.5, en esta zona las deformaciones alcanzan el 2.7% en cercanías al sector I correspondiente a La Falla La Vaca, predomina El terreno IIA (91.1%) y II(8.9%)

Segmento I: Corresponde La falla La Vaca cortada en el túnel desde K2+970 hasta K3+160 con una longitud de 190m y cobertura promedio de 650m.

La Zona de Falla de La Vaca, afecta rocas sedimentarias compuesta principalmente por lutitas negras arcillo carbonosas alterables, poco resistentes, muy fracturadas y replegadas con planos de foliación finos, continuos y abiertos con relleno de material blando arcilloso (gouge) y superficies lisas a pulidas (espejos de falla).

Macizo de mala calidad a muy mala con un índice RMR entre 21-49 y un índice Q entre 0.025-31, con deformaciones inferiores al 7.53%, generalmente superiores al 1%, con predominio de terrenos de mala calidad IV(20.3%) y V(69%)

Segmento J:Corresponde al Miembro Metasedimentario (Kqs) presentándose en el túnel desde el K3+160 hasta K3+850 con una longitud de 690m y cobertura promedio de 750m. Litológicamente es similar al segmento H.

Macizo de calidad media a buena con un índice RMR variable entre 23 - 73 y un índice Q entre 0.01 - 26.66, en esta zona las deformaciones alcanzan el 5.55%, predomina El terreno IIB(42.8%) Y III(27%)

Segmento K:Corresponde al Miembro Milonítico (Pz?-K?) presentándose en el túnel desde el K3+850 hasta K4+335 con una longitud de 485m y cobertura promedio de 800m.

Se presenta como un macizo homogéneo de esquistos de cuarzo, sericita y clorita de color gris verdoso oscuro a gris oscuro, poco fracturado en capas medias a gruesas, de buena calidad, bastante competente y con buenas características geotécnicas como material autoportante, de foliación fina, sellada y con ángulos de inclinación moderados, que conforman estructuras subverticales en el frente de excavación, de manera puntual se presentaron franja de esquistos grises sercíticos alterados, fracturados de mala calidad, con continuos rellenos gruesos limo arcillosos poco cohesivos, con goteos rápidos localizados, generando pequeños desprendimientos en clave y hastial izquierdo.

Terreno de calidad media a buena con un índice RMR variable entre 21-73 y un índice Q entre 0.025- 25, presenta deformaciones inferiores al 4.4% siendo mas altas en cercanías a La Falla La Vaca, predomina El terreno IIA(59.24%) y IIB(24.72%)

Falla La Soledad

Segmento L: Corresponde La falla La Soledad (N10E/60SE) es atravesada en el túnel desde K4+335 hasta K4+870 con una longitud de 535m y cobertura promedio de 650m.

El sistema de fallas está conformado por 4 fallas principales que intersectan el túnel piloto, cada falla presenta una zona de influencia y brecha asociada que permiten definirles claramente, la litología predominante excavada son esquistos

negros grafitosos, cuarzo grafitosos y venas de cuarzo, brechas arcillosas y zonas cizalladas y altamente replegadas y con presencia de empujes.

Los contactos no reflejaron un plano tajante de contacto entre las rocas paleozoicas del Complejo Cajamarca y rocas cretácicas del Complejo Quebradagrande, esta zona de debilidad permitió emerger pequeños cuerpos hipobasales que mejoraron localmente la calidad del macizo rocoso.

Terreno de calidad variable con predominio de mala calidad con un índice RMR variable de 18-63 y un índice Q de 0.025-16.87, por la naturaleza de las rocas presentes y su afectación tectónica se presentaron deformaciones que alcanzan el 10.22%, adicionalmente predomina el soporte tipo V(76.8%)

Complejo Cajamarca

Segmento M:Corresponde Los Gabros de La Línea (Pzg?) presentándose en el túnel desde el K4+870 hasta K6+080 con una longitud de 1210m y cobertura promedio de 450m.

Los Gabros no son mencionados dentro de los estudios previos de diseño, en construcción son denominados informalmente “Gabros gnéisicos y anfibolitas de la línea”, caracterizados por la presencia de rocas con texturas holocristalina, hipidiomorfa granular, foliada granoblástica a nematoblástica, de color gris verdoso con bandas félsicas generando una textura gnéisica, constituido por cristales gruesos de plagioclasa, anfíbol, biotita, con alteración a epidota y clorita, el contacto entre esta unidad y las unidades adyacentes se dio de forma gradual cambiando texturalmente de esquistos a gneis.

La roca se presentó sana, dura, compacta, con foliación subhorizontal buzando al NW, con rellenos delgados de calcita y cuarzo. El macizo presentó poco fracturamiento, con planos de diaclasamiento en su mayoría cerrados y sellados con cuarzo y calcita; algunos de estos con películas de arcilla de poco espesor que al conjugarse con familias de diaclasas subverticales generaron desprendimiento de material rocoso y cuñas potencialmente inestables.

En general el macizo presentó buen autosoporte, disminuyendo sus propiedades geomecánicas al presentarse zonas de brecha y fallamiento local.

Sector de calidad media a buena con un índice RMR que varía de 36-83 y Q de 1.31-180, con deformaciones que alcanzan el 3.0% entre el K5+070 y el K5+270; el tramo restante presenta deformaciones poco significativas inferiores al 1%, predominan los tipos de soporte IIA (39.03%), IIB (34.76%) y III (24.79%).

Segmento N: Corresponde al Complejo Cajamarca (Pzcv-Pzvg) presentándose en el túnel desde el K6+080 hasta K7+750 con una longitud de 1670m y cobertura promedio de 250m.

Caracterizado por la presencia de una secuencia de rocas metamórficas paleozoicas, pertenecientes al Complejo Cajamarca (Pzc) constituida por esquistos de diferentes composición mineralógica, con paquetes con intercalaciones de esquistos negros cuarzo-grafitosos, esquistos negros a grises cuarzo-sericíticos, con algunos niveles muy silíceos de cuarcitas inferiores a 2 m de espesor, con venas y venillas de carbonatos y cuarzo, con planos de foliación finos, sellados y ligeramente plegados.

En general presentaron características homogéneas y continuas, con pequeñas variaciones en sus características geotécnicas determinada por la composición mineralógica, donde los esquistos negros cuarzo grafitosos presentan el mayor grado de fracturamiento, deformación y menor resistencia, debido a la disminución de la cohesión entre los planos por la presencia de grafito y delgados rellenos arcillosos.

La roca presenta una estructura foliada, en general cerrada, con rumbo general NE y buzando al SE, poco meteorizada a sana, con roca en general dura a muy dura, con un bajo a moderado grado de fracturamiento generando bloques medios a pequeños de buen autosoporte, y de calidad buena a regular.

Asociado a esta unidad litológica se presentó una baja permeabilidad con poco a nulo aporte de agua generando un frente de excavación entre húmedo a completamente seco, además entre las abscisas K6+460 al K6+367 se presentó una roca de brecha asociada a una falla antigua de dirección N18-40°W/70-80°SW con fragmentos de diabasas(?) e inyecciones neumatolíticas de cuarzo-carbonatos, la cual presentó una variación en el espesor siguiendo el modelo de boudinage; y en esquistos anfibólicos, originado posiblemente por un cambio de facies. En general las condiciones geomecánicas del macizo en este tramo se encuentran influenciadas por el espesor de la brecha y el contenido de agua que pasa a través de esta.

Sector de calidad buena a media con un índice RMR que varía de 31-84 y un índice Q de 0.3-240, con deformaciones que alcanzan el 1.82% entre el K6-445 - K6+455 en el resto del tramo las deformaciones son generalmente inferiores al 1%, predominan los tipos de soporte IIA(61.40%) y IIB(17.40%).

Segmento O: Corresponde a La Falla La Cristalina (N10-20W/65-75NE), esta es atravesada en el túnel desde K7+750 hasta K7+830 con una longitud de 80m y cobertura promedio de 100m.

Se presentó una brecha de falla constituida principalmente por fragmentos de esquistos negros grafitosos, con algunas bandas de cuarzo, intensamente replegadas y rotas, sin que la estructura pueda considerarse como roca, se asemeja más a un suelo que roca propiamente dicha.

Durante todo el proceso de excavación de la falla (esquisto negro grafitoso) el frente de excavación permaneció seco; Se excavó minoritariamente en esquisto verde clorítico, fuertemente alterado a arcilla, que en el macizo rocoso se aprecia más competente pero al igual que el esquisto negro grafitoso tuvo que ser excavado manualmente.

Sector de calidad buena a media con un índice RMR que varía de 26-53 y un índice Q de 0.04-25, con deformaciones que alcanzan el 21.33%, predominando los tipos de soporte IIB(53.13%) y V(44.25%).

Pórfido Andesítico-Diorítico. Se subdivide en dos segmentos:

Segmento P. Corresponde al contacto entre el Pórfido Andesítico y el complejo Cajamarca cruzado en el túnel desde K7+830 hasta K8+105, con una longitud de 275m y cobertura promedio de 75m.

El material excavado es heterogéneo, constituido por sectores de esquistos negros pertenecientes al Complejo Cajamarca (Pzc) y de pórfido dacítico-andesítico (Tpad) en forma de pequeños apófisis dentro de las rocas metamórficas con desarrollo de aureolas de contacto, con enriquecimiento de cuarzo, producto de la inyección del magma y generación de rocas corneanas o cornubianitas de poco espesor típicas de metamorfismo de contacto. La roca metamórfica está constituida por esquistos de color gris claro a oscuro con replegamientos y orientación variable, presentando bandas de grafito y cuarzo, en espesores que varían entre los 1 - 5 mm, la presencia de cuarzo a manera de lentes o bandas es común llegando a tener espesores de entre 5 mm y 20 mm además de replegamientos y zona de cizalla producto de los esfuerzos generados por la intrusión. Hacia los contactos litológicos se presentaron incrementos del aporte de agua en forma de flujos generando desprendimientos de cuñas.

Terreno de calidad buena a media con un índice RMR variable de 32-74 y Q un índice de 0.72-120, con deformaciones muy bajas, inferiores a 0.36% y soporte IIA(12.04%), IIB(82.07%) III(5.89%)

Segmento Q.Corresponde al Pórfido Andesítico cruzado en el túnel desde K8+542 hasta K8+105, con una longitud de 430m y cobertura promedio de 75m.

Se presentó un cuerpo hipoabisal intermedio constituido básicamente por Pórfidos Andesíticos-Dioríticos (Tpad) de edad terciario, de color gris claro a verde claro, de textura porfirítica, con fenocristales subhedrales de plagioclasa, hornblenda y cuarzo de grano medio a muy grueso (1-5 mm), embebidos en una matriz microcristalina fanerítica de grano fino y color gris constituida por feldespatos, cuarzo y otros minerales como pirita y blenda; la pirita también está presente como rellenos discontinuos en las paredes de las diaclasas. El emportalamiento (K8+542,60 – K8+537) se excavó en andesitas meteorizadas, excavando exclusivamente en terreno tipo suelo (V).

La roca presenta estructura masiva, dura a muy dura, poco meteorizada a sana y de buena calidad, ligeramente fracturada y en intervalos muy fracturado en bloques medios a grandes. La discontinuidad principal se genera a partir de los planos de diaclasamiento con cuatro patrones dominantes de baja a media continuidad (1-10 m), con superficies ligeramente rugosas a rugosas, con rellenos duros de sulfuros y carbonatos, en general con abertura cerrada a ligeramente abierta (0.1 – 1.0 mm), localmente presentan lixiviación de los elementos constituyentes del relleno aumentando la presencia de agua dentro de la excavación de rápido abatimiento, generando una permeabilidad secundaria a través del diaclasamiento con poco aporte de agua, variando el frente de excavación de húmedo a completamente seco.

Terreno de calidad buena a media con un índice RMR variable de 28-82 y un índice Q de 0.13-75, con deformaciones muy bajas, inferiores a 0.25% y soporte IIA(42.08%) IIB(42.11%) y III(14.33%)

La sectorización geotécnica realizada arrojó 17 zonas homogéneas, estas permiten entender el comportamiento del túnel en forma discretizada, en el siguiente capítulo se presentaran los valores y la distribución de algunos parámetros geotécnicos a lo largo del túnel.

3. CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL TERRENO

Se presenta a continuación la descripción de los datos geotécnicos más importantes obtenidos durante la excavación del Túnel Piloto de La Línea por la empresa constructora y la interventora, estos datos son referidos y mencionados en Interlínea (2009) y Conlínea (2009).

3.1. RESISTENCIA DE LA ROCA

La resistencia de la roca es analizada a partir de ensayos de carga puntual (PLT) y compresión simple (UCS) realizados antes de la excavación del Túnel Piloto de la Línea (TPL), a partir de esta información se calcula el factor de correlación (f) que varía en nuestro caso entre 6.27 y 27.37, este valor corresponde a la constante que multiplica el I_s para obtener la resistencia a la compresión uniaxial ($UCS = f \cdot I_s(50)$), correspondiendo los menores factores de correlación a rocas de baja resistencia y los mayores a rocas de alta resistencia, el procesamiento y análisis detallado de los datos de resistencia es presentado en el Anexo J.

La base de datos obtenida durante la construcción a lo largo del túnel presenta los ensayos de Compresión uniaxial (130 datos) realizados sobre muestras de la zona por Concretos de Occidente (2005) y los resultados de Carga puntual (332 datos) realizados en terreno por Conlínea (2009), después de ser extrapolados a resistencia uniaxial con base en los valores obtenidos de f presentados en el anexo J, la resistencia a la compresión uniaxial presenta la distribución mostrada en la Figura 16,

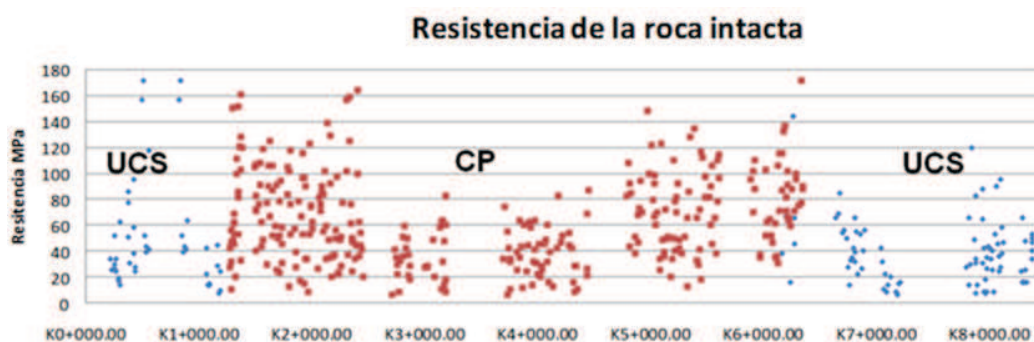


Figura 16. Distribución de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca a lo largo del TPL. CP corresponde a la resistencia a la compresión uniaxial obtenida desde la resistencia a la carga puntual y UCS a los resultados de resistencia obtenidos a partir de la resistencia a la compresión uniaxial.

La variabilidad de la resistencia para los diferentes tipos sedimentarias y volcánicas que afloran en el túnel son presentada en el anexo J.

3.2. CLASIFICACION DE LOS TIPOS DE TERRENO

Los tipos de terreno y secciones de soporte han sido definidos por Conlinea (2004) a partir de la clasificación RMR propuesta por Bienawaski (1989), sectorizando 6 clases geotécnicas relacionadas en la Tabla 9 con las clases inicialmente propuestas en las especificaciones técnicas, esta división de tipos de terreno depende del tipo de roca, la dureza, el fracturamiento, las deformaciones (elástica - inelástica, rápida - lenta) y las infiltraciones. La identificación de una clase geotécnica en terreno o del tipo de terreno a partir del RMR contribuye a la determinación de las medidas de soporte, esta identificación se realiza inmediatamente después de realizado el avance, las medidas complementarias que deberán supervisar el comportamiento del terreno se basan en la instrumentación geotécnica del túnel

Tabla 9. Relación entre el índice de la clasificación RMR con los tipos de terreno

CLASE GEOTECNICA (Inicialmente propuesta para licitación)	RMR	TIPO DE TERRENO (vigente a partir del Otro si N1)
A1	85-100	I
A2	70-90	IIA
B1	55-75	IIB
B2	35-60	III
C2	20-45	IV
C3	0-25	V

Los rangos del índice RMR presentan un traslape entre clases incorporando en mayor grado el criterio del observador.

3.2.1 Clasificación Geomecánica del macizo rocoso. Conforme se avanza en el túnel el geólogo realiza visitas periódicas (día a día) para observar las condiciones del terreno y analizar su estabilidad, esta es registrada en los informes diarios de visita al frente de excavación; esta apreciación cualitativa es convertida a términos cuantitativos a través de las clasificaciones geomecánicas, en el Tunel Piloto (TPL) fueron empleadas las clasificaciones geomecánicas RMR de Bieniwaski y el Q de Barton, se analizan 1430 pares de datos obtenidos en campo.

La variación de la calidad del macizo en toda la excavación evaluada a partir del índice RMR y Q es presentada en las Figuras 17 y 18 en donde puede diferenciarse fácilmente el comportamiento de los dos paquetes principales: El complejo Quebradagrande de naturaleza variable debido a su conformación estratificada volcano-sedimentaria y El Complejo Cajamarca de mejor calidad, separados por La Falla La Soledad con presencia de roca de calidad baja, con un índice RMR generalmente menor a 40 y un índice Q menor a 1. La calidad de la roca también presenta disminuciones significativas para las fallas Alaska, El Viento, La Vaca y La Cristalina.

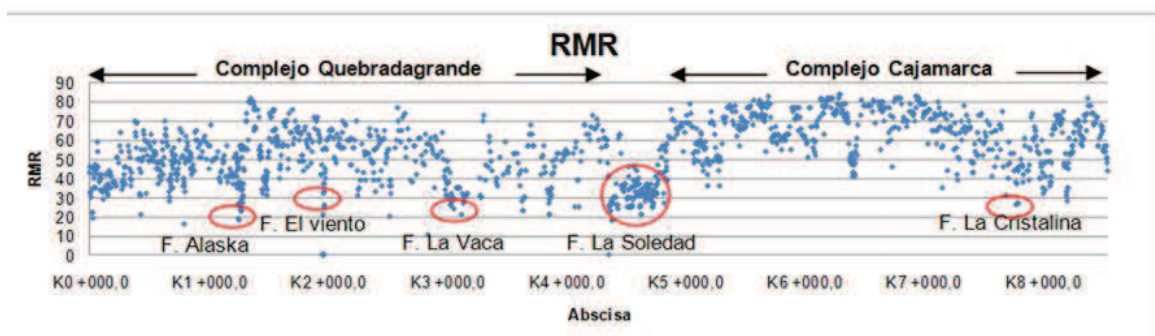


Figura 17. Índice de la Clasificación RMR en el TPL.

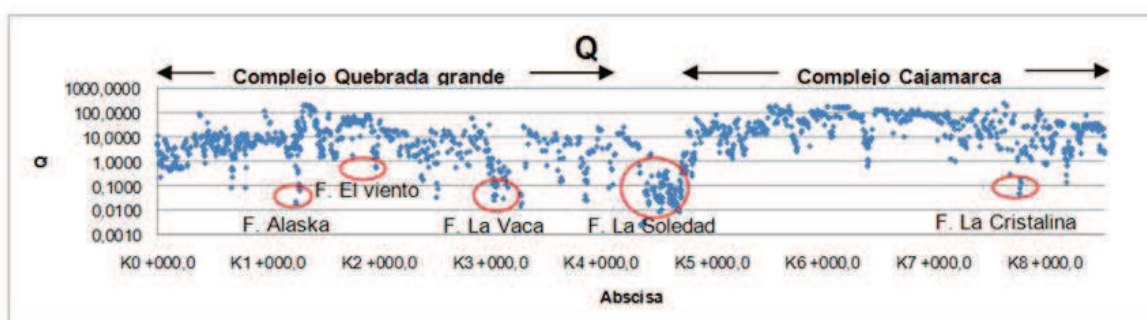


Figura 18. Índice de la clasificación Q en el TPL

Durante el desarrollo de este trabajo se generan un conjunto de correlaciones locales para algunos sectores como lo presentan las Tablas 10 y 11, es de resaltar que la componente subjetiva puede generar errores dentro de la correlación ya que cada geólogo puede subvalorar o sobrevalorar el macizo según su experiencia en campo.

Las correlaciones son realizadas con el objetivo obtener ecuaciones locales que podrán ser empleadas en otros trabajos, adicionalmente el procesamiento de los datos conlleva a su depuración identificando los datos erróneos de la base de datos.

Tabla 10. Correlaciones entre los índices RMR y Q para algunos sectores del TPL

UNIDAD O SECTOR	ECUACION
Todo el túnel	$RMR=5,7082\ln(Q) +43,653$
Para $Q<1$	$RMR=2,4441\ln(Q) +37,638$
Para $Q>1$	$RMR=7,2083\ln(Q) +39,559$
Quebradagrande(Qg)	$RMR=5,6315\ln(Q) +40,982$
Qg sedimentario	$RMR=6,323\ln(Q)+38,598$
Qg volcánico	$RMR=6,4542\ln(Q)+45,477$
Falla La Vaca	$RMR=4,6848\ln(Q)+40,765$
Falla La Soledad	$RMR=3,5611\ln(Q)+42,504$
Cajamarca	$RMR=6,9815\ln(Q)+41,811$
Gabros de la Línea	$RMR=6,9313\ln(Q)+42,824$
Pórfido	$RMR=6,2983\ln(Q)+42,065$

Tabla 11. Correlaciones entre los índices RMR y Q para los diferentes sectores del TPL, con base en un modelo con variables categóricas.

\overline{RMR}	Nivel	Color línea sobre la Figura 19
$31.843 + 5.527\ln(Q)$	Aref.	azul
$39.603 + 5.527\ln(Q)$	B	rojo
$31.843 + 5.527\ln(Q)$	C	azul
$42.133 + 5.527\ln(Q)$	D	naranja
$31.843 + 5.527\ln(Q)$	E	azul
$45.906 + 5.527\ln(Q)$	F	amarillo
$44.735 + 5.527\ln(Q)$	G	verde
$47.398 + 5.527\ln(Q)$	H	Púrpura
$39.59 + 5.527\ln(Q)$	I	gris
$41.545 + 5.527\ln(Q)$	J	café
$46.145 + 5.527\ln(Q)$	K	negro
$47.273 + 5.527\ln(Q)$	L	Beige
$47.391 + 5.527\ln(Q)$	M	Dorado
$47.077 + 5.527\ln(Q)$	N	Verde oscuro
$41.941 + 5.527\ln(Q)$	O	Azul oscuro
$39.099 + 5.527\ln(Q)$	P	Rosado
$48.319 + 5.527\ln(Q)$	Q'	Azul navy

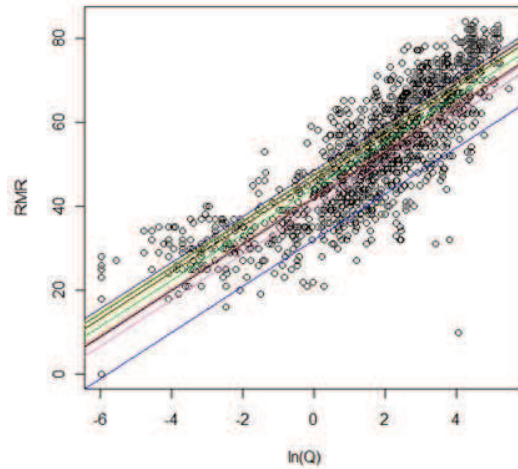


Figura 19. Gráfica de las ecuaciones de correlación obtenidas entre el Q y el RMR para cada nivel.

La obtención de las ecuaciones presentadas en las Tabla 10 y Tabla 11 se presenta ampliada en los Anexos H e I respectivamente.

3.3. SOPORTE E INSTRUMENTACIÓN

El soporte y la instrumentación dependen del tipo de terreno asignado como lo muestra la Tabla 12, que expone aspectos de excavación, soporte e instrumentación como la longitud de avance, el espesor del concreto, la cantidad de fibra metálica por m^3 , el espaciamiento de los arcos, la distribución de los pernos y el espaciamiento de las estaciones de monitoreo como ítem principal de la instrumentación en el interior el túnel.

Tabla 12. Definición de los tipos de terreno, secuencia de excavación, instalación de soporte y secciones típicas en la construcción del Túnel Piloto - Fase I de la Línea. Extraído de Conlínea (2004)

TIPOS DE TERRENO	EXCAVACION (LONG. PERF.) MAXIMA	CONCRETO NEUMATICO		ARCOS (DISTANCIA)	PERNOS (ANILLOS)	INSTRUMENTACION
		ESPESOR	KG.FIBRA			
I	4.0 mts	3 cmts donde se requiera	25 Kg/m ³	No	Donde se requieran	SMR. Cada 25mts
IIA	3.5 mts	5 cmts	25 Kg/m ³	No	Sistematicos 4-3 Z.H = 8 1/2 - 10 1/2 - 1 1/2 - 3 1/2 Z.H = 9 1/2 - 12 1/2 - 2 1/2 Distancia 2.5 mts	SMR. Cada 15mts
IIB	3.0 mts	10 cmts	30 Kg/m ³	No	Sistematicos 6-5 Z.H = 7 1/2 - 9 1/2 - 11 - 1 - 2 1/2 - 4 1/2 Z.H = 9 1/2 - 12 1/2 - 2 1/2 Distancia 2.0 mts	SMR. Cada 15mts
III SIN ARCO	1.5 - 2 mts	15 cmts	35 Kg/m ³	No	Sistematicos 7-6 Z.H = 7 1/2 - 9 - 10 1/2 - 12 - 1 1/2 - 3 - 4 Z.H = 8 - 9 1/2 - 11 1/2 - 1 - 2 1/3 3 1/2 Distancia 1.5 mts	SMR. Cada 10mts
III CON ARCO	1.5 - 2 mts	13 cmts	30 Kg/m ³	Si cada 1.5 mts	Sistematicos 7-6 Z.H = 7 1/2 - 9 - 10 1/2 - 12 - 1 1/2 - 3 - 4 Z.H = 8 - 9 1/2 - 11 1/2 - 1 - 2 1/3 3 1/2 Distancia 1.5 mts	SMR. Cada 10mts
IV	1 - 1.5 mts	15 cmts	35 Kg/m ³	Si cada 1 mts	Sistematicos 8-7 Z.H = 7 1/2 - 8 1/2 - 10 - 11 1/2 - 12 1/2 - 2 - 3 1/2 - 4 1/2 Z.H = 8 - 9 1/2 - 10 1/2 - 12 - 1 1/2 - 2 1/2 - 4 Distancia 1.0 mt	SMR. Cada 5mts
V	0.5 - 1 mts	20 cmts	35 Kg/m ³	Si cada 1 mts	Sistematicos 11-10 Z.H = 7 1/4 - 8 - 9 - 10 - 11 - 12 - 1 - 2 - 3 - 4 - 4 3/4 Z.H = 7 1/2 - 8 1/2 - 9 1/2 - 10 1/2 - 11 1/2 - 12 1/2 - 1 1/2 - 2 1/2 - 3 1/2 - 4 1/2 Distancia 1.0 mt	SMR. Cada 5mts
V MECANICO MANUAL	0.3 - 1 mts	20 cmts	35 Kg/m ³	Si cada 0.3 - 1 mts	Sistematicos 11-10 Z.H = 7 1/4 - 8 - 9 - 10 - 11 - 12 - 1 - 2 - 3 - 4 - 4 3/4 Z.H = 7 1/2 - 8 1/2 - 9 1/2 - 10 1/2 - 11 1/2 - 12 1/2 - 1 1/2 - 2 1/2 - 3 1/2 - 4 1/2 Distancia 0.3 - 1.0 mt	SMR. Cada 2mts

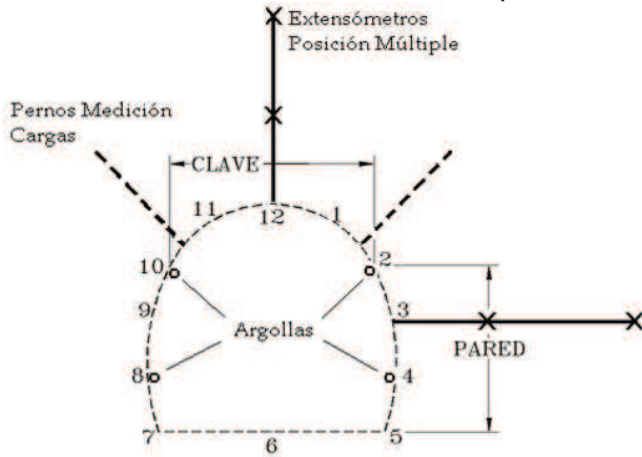
SMR= Estación de monitoreo regular.

De ser necesario se plantea la construcción de solera curva, pernos hacia adelante (spilling o micropilotes) para los tipos de terreno III, IV y V, adicionalmente es posible la construcción por etapas para el tipo V.

Las secciones típicas de soporte son presentadas en el anexo K .

3.3.1 Monitoreo. En el interior de la excavación del túnel se monitorean las convergencias, las estaciones están conformadas por Estaciones de Monitoreo Principal (SMP), y Estaciones de Monitoreo Regular (SMR), esquematizadas en las Figuras 20 y 21, las primera según corresponda a la distancia indicada por la interventoría y las segundas como lo muestra la Tabla 12 correspondiendo a cada tipo de terreno.

SMP – Estación de Monitoreo Principal

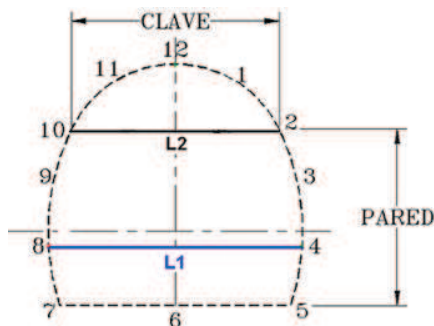


Elementos:

- Pernos de medición de carga
- Extensómetros de posición múltiple
- Argollas para medición de convergencias

Figura 20. Sección tipo de la Estación de Monitoreo Principal. Ministerio de transporte (2004)

SMR – Estación de Monitoreo Regular: Monitorean el contorno de la excavación mediante medidas de distancia entre pares de puntos, comparadas con medidas iniciales.



Elementos:

- Argollas para medición de convergencias

Figura 21. Sección tipo de la Estación de Monitoreo Regular. Ministerio de Transporte (2004)

En el seguimiento de las deformaciones se considera el nivel y la velocidad de deformaciones esperadas, determinadas a partir del diseño; para el TPL las tablas Tabla 13 y Tabla 14 presentan los diferentes rangos que indican al ingeniero cuando la deformación es atípica y es necesario tomar medidas preventivas reforzando sectores críticos.

Las lecturas deben ser complementadas con la observación del túnel determinando que sectores muestran deterioro en el soporte, con agrietamiento del concreto lanzado, pérdida de platinas, doblamiento de arcos o incremento de la infiltración; de esta manera el soporte puede ser reforzado a tiempo y evitar el colapso de la excavación.

Tabla 13. Tasas de deformación inicial típica esperada, Conlínea (2004)

Tipo de Terreno	Tasa de Deformación (mm/día)
I	< 2
II	< 5
III	< 15
IV	< 20
V	> 30

Tabla 14. Deformación máxima esperada típica antes del agrietamiento del concreto lanzado, Conlínea (2004).

Tipo de Terreno	Deformación (mm)
I	< 50
II	< 100
III	< 180
IV	< 250
V	< 350

En el túnel piloto se instalaron 4 Estaciones de Monitoreo Principal (SMP) de las cuales 3 se localizan en el trayecto Quindío y 1 en el trayecto Tolima, adicionalmente se instalaron 917 SMR.

Las estaciones de monitoreo regular (SMR) son leídas periódicamente generando un conjunto de lecturas que deben ser graficas contra el tiempo como se muestra en la Figura 22, donde es evidente la interacción soporte-macizo debido a la modificación de la tasa de deformaciones después de la instalación de la solera, finalmente el terreno tiende a la estabilización como lo muestra la parte final de la curva.

Los datos de cada estación son compilados en un único grafico de deformaciones por línea de convergencia (Línea 1 y Línea 2) a lo largo del túnel que permite diferenciar algunos sectores fluyentes y no fluyentes como lo presenta Figura 23.

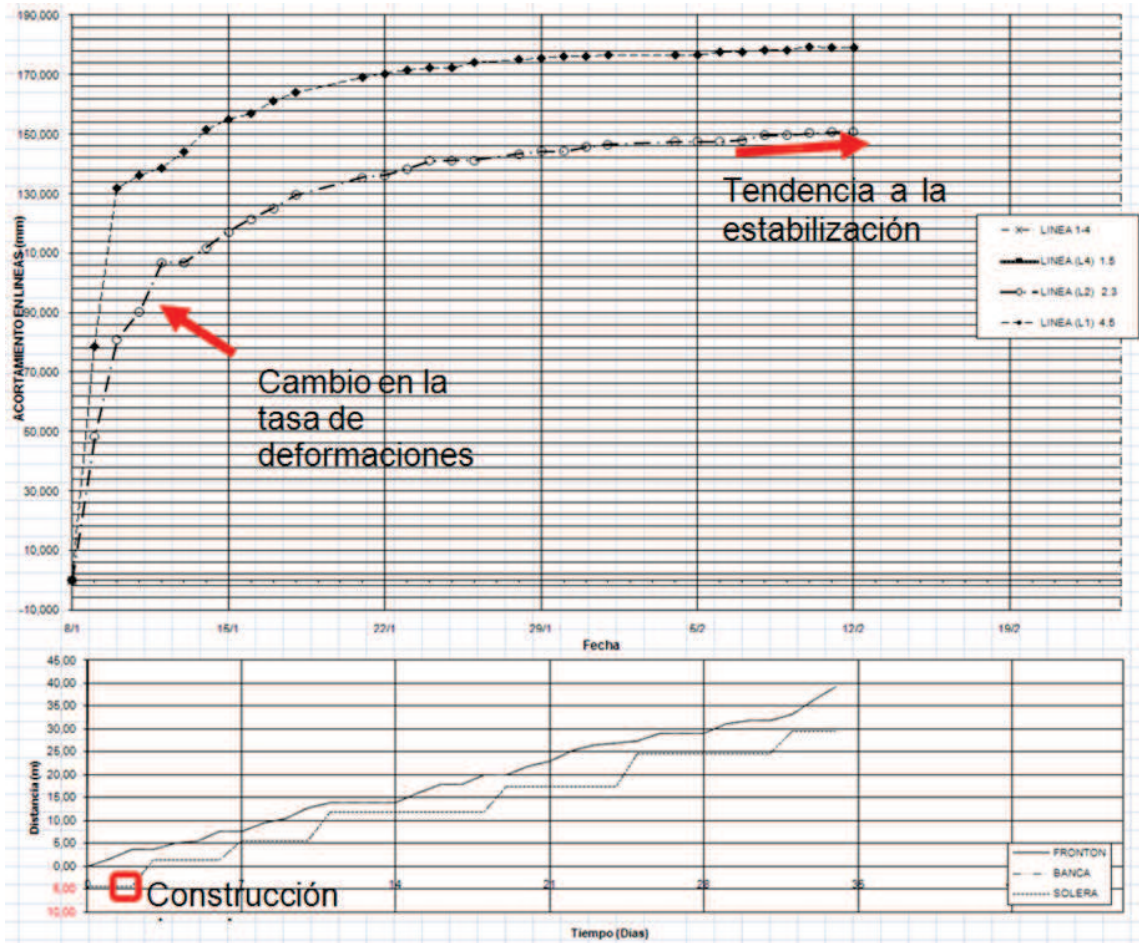


Figura 22. Registro periódico de las deformaciones (K4+392)

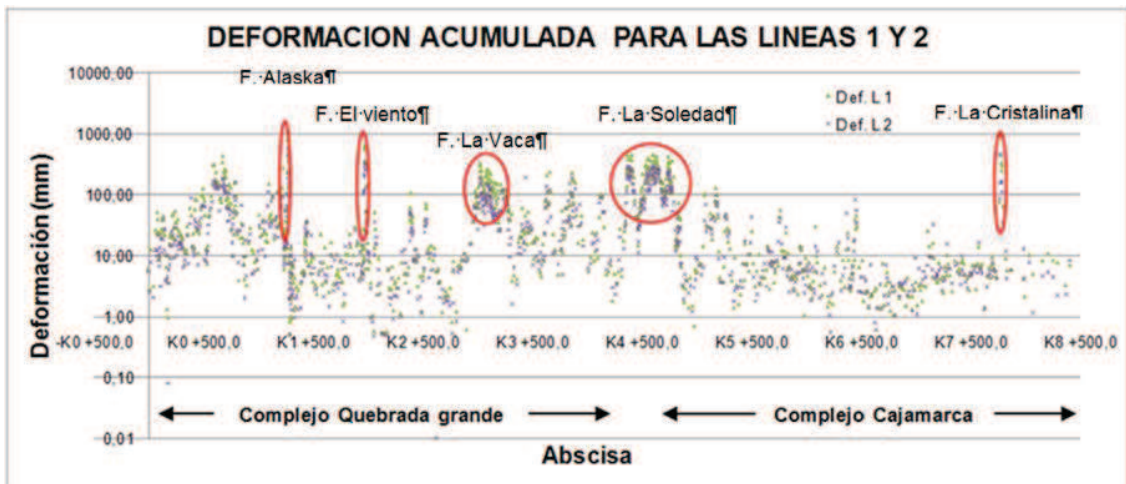


Figura 23. Deformaciones para las líneas 1 y 2 del TPL a lo largo del túnel

Las deformaciones máximas para las líneas pueden ser observadas en los sectores de falla, adicionalmente el porcentaje de deformación se presenta en el anexo G dentro del Grafico de porcentaje de Deformación acumulada/Diámetro del túnel, diferenciando de esta manera los intervalos con fluencia.

3.3.2 Tipo de soporte instalado. Los tipos de soporte se presentaron variables a lo largo de la excavación debido a la naturaleza estratificada del macizo y a la presencia de zonas de falla.

Como se presenta en la Figura 24. El sector perteneciente al Complejo Quebradagrande (K0-011-K4+435) presenta menor calidad y mayor variabilidad que el complejo Cajamarca (K4+870 – K8+542), adicionalmente el primero es interceptado por 3 fallas geológicas que presentan terrenos de mala calidad, mientras el segundo solo es interceptado por una; dividiendo los sectores mencionados se encuentra la Falla La Soledad que presenta la mayor concentración de terrenos de mala calidad y se considera el límite tectónico entre los dos complejos estratigráficos.

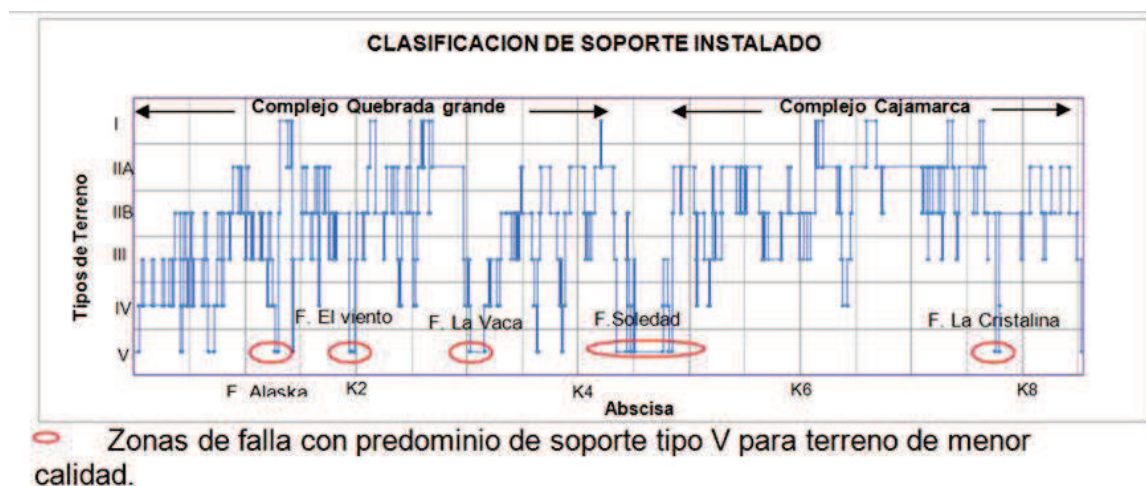


Figura 24. Tipo de soporte instalado a lo largo del Túnel Piloto de La Línea

3.3.3. Tipo de soporte instalado y terreno proyectado. La estimación de los tipos de terreno se realizó por Interlinea conforme a los estudios previos, sugirieron los terrenos encontrados en el túnel son mejores que los proyectados a partir de los estudios previos como lo presenta la Figura 25, donde se presenta la proporción de los tipos de terreno encontrados vs. Proyectados; Nótese que los terrenos de menor calidad como el tipo III disminuye en un 73% con respecto al proyectado, el tipo IV en un 38 y el V en un 41 %.

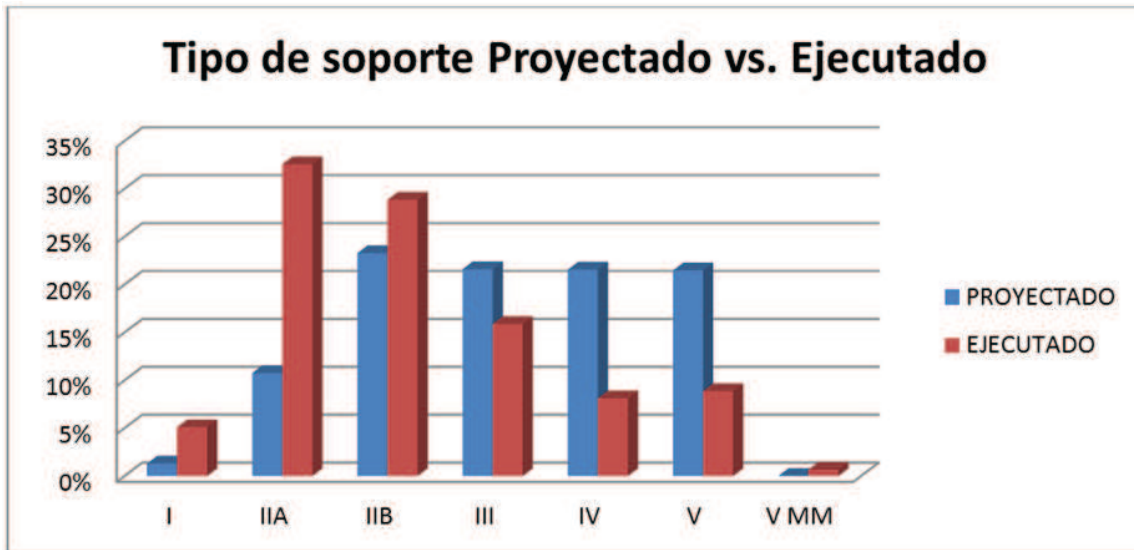


Figura 25. Tipo de soporte proyectado vs. Ejecutado para el Tunel Pilot de La Linea.

La distribución de los tipos de terreno a lo largo del túnel es presentada en el anexo G. dentro del grafico “Tipos de terreno” en donde puede observarse coherencia de este aspecto con las clasificaciones geomecánicas RMR y Q y con el porcentaje de deformaciones.

El soporte instalado durante construcción es consignado en los planos 1:200, en estos se especifican todos los elementos de refuerzo y soporte como lo son el espesor del shotcrete, los pernos, los arcos, los enfilajes, los spilling, las inyecciones, entre otros.

3.3.4. Condiciones de agua. Los grandes caudales se presentan normalmente en las zonas límites de los sectores de roca arcillosa fallada funcionando normalmente como tapón, se presentan altas infiltraciones como es el caso de la Falla La Cristalina y Alaska. Se alcanzan aforos máximos en la boca del túnel de 120 l/s. La distribución de aforos puede ser observada en el Anexo G.

4. METODOLOGIA DE LA PROPUESTA

4.1. DESCRIPCION

El algoritmo desarrollado para la obtención del conjunto variables y de procesos adecuados para la modelación del túnel principal es presentado en la Figura 26, su aplicación específica al túnel de la línea es descrita en el siguiente párrafo:



Figura 26. Algoritmo aplicado para el desarrollo de la metodología

El proceso tiene como punto de partida la identificación depuración y análisis de las **bases de datos** generadas antes y durante la construcción del Túnel Piloto de La Línea (Capítulo 3), este conjunto de datos heterogéneos conlleva a la realización de una **sectorización geológico – geotécnica** (numeral 2.4.4) que permite identificar las zonas homogéneas, es decir zonas con características geomecánicas similares, sobre las cuales es posible definir un tipo de comportamiento o **modelo constitutivo y adoptar un criterio de falla**.

A partir de los datos inicialmente depurados se obtienen las **variables** (Capítulo 5 y 6) que alimentaran el modelo de falla que será **simulado** en el programa de elementos finitos Phase 2 (Numeral 6.4.2 y 6.4.3), los resultados son **verificados**

a partir los datos de monitoreo de convergencias a lo largo del túnel (variables de calibración) y es **ajustado** con la modificación cíclica de los esfuerzos in-situ y los factores de relajación de carga, para nuevamente ser verificado hasta conseguir obtener resultados de modelación similares a los datos de campo, después de conseguir esta adaptación el modelo se considera valido para ser **aplicado a otras excavaciones** (Capitulo 7). Cada uno de los pasos mencionados son presentados dentro Algoritmo del proceso en la Figura 26 y descritos en los numerales 4.1.1 – 4.1.6

4.1.1. Bases de datos. Las bases de datos corresponden a los parámetros medidos en campo como lo son

- Medidas de convergencias (monitoreo)
- Indices Q y RMR
- Resistencia de la roca
- Soporte aplicado

Durante la construcción del TPL se realiza el seguimiento geológico geotécnico de la construcción del túnel, las bases de datos organizadas y su correspondiente presentación son presentadas en la Tabla 15.

Tabla 15. Resumen de las bases de datos analizadas con su correspondiente presentación grafica o resumen.

	BASE DE DATOS	PRESENTACION
Pre- Construcción	BDI -1. Estudios previos	<ul style="list-style-type: none"> • Cuadro resumen de los estudios previos. Anexo F
	BD-2: Ensayos de carga puntual y de compresión inconfiada.	<ul style="list-style-type: none"> • Is para la determinación del USC para los ensayos de PLT durante construcción – Anexo J
Durante- Construcción	BD-1: Levantamiento geológico – geotécnico del frente de excavación para cada avance, obtención del índice RMR y del Q.	<ul style="list-style-type: none"> • Perfil geológico geotécnico. Figura 14 • Distribución de las unidades geológico geotécnicas. Figura 15 • Grafico de distribución de los índices RMR y Q Figuras 17 y 18
	BD-2: Ensayos de carga puntual y de compresión inconfiada.	<ul style="list-style-type: none"> • Grafico de distribución de resistencia. Figura 16
	BD-3: Convergencias.	<ul style="list-style-type: none"> • Grafico de distribución de deformaciones y porcentajes de deformación. Figura 23
	BD-5: Soporte	<ul style="list-style-type: none"> • Grafico de distribución de soporte Figura 24 • Comparación de soporte proyectado y encontrado Figura 25
	BD-5: Aforos	<ul style="list-style-type: none"> • Grafico de distribución de aforos de agua Anexo G

El anexo G presenta en paralelo las bases de datos recopiladas durante la excavación del túnel

4.1.2. Sectorización Geotécnica. Después de analizar las bases de datos se realiza una división en zonas homogéneas, es decir zonas con características geológicas, estructurales y geomecánicas similares, estas zonas son presentadas en la Tabla 8.

4.1.3. Modelos constitutivos y criterios de falla. Estos son definidos para cada zona homogénea en función del comportamiento encontrado a partir de las deformaciones medidas en campo. En el texto son definidos para las zonas L y Q, seleccionadas para el análisis.

4.1.4. Variables de entrada y de salida del modelo. Las variables pueden ser medidas, calculadas y modeladas, estas son presentadas en forma detallada en los capítulos 5 y 6 en los cuales se presenta y describe la obtención de las variables para la modelación. Como puede observarse en la Figura 27 la cantidad de variables empleadas depende de la base de datos y del criterio de falla adoptado, adicionalmente las variables de mayor importancia son las variables de calibración y las variables de ajuste.

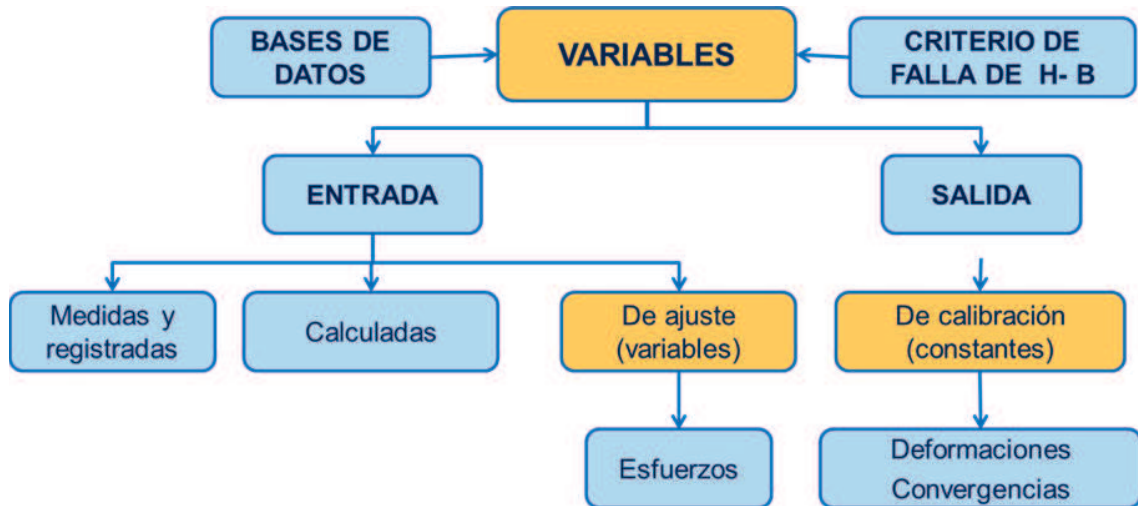


Figura 27. Tipos de variables empleadas en la aplicación de la metodología

- Variables medidas. Son las variables observadas y registradas en campo.
- Variables de calculadas: Estas son calculadas a partir de las variables medidas en campo.
- Variables de calibración: Corresponden a las deformaciones medidas durante la construcción del túnel piloto, son el valor de amarre o comparación medido en campo empleado para modificar los parámetros de ajuste del modelo. Considerando una modelación en etapas, la relajación del terreno es calculada a partir del método de Vlachopoulos and Diederichs (2009), y la relajación después de instalado el soporte es obtenida a partir de las curvas de monitoreo de convergencias obtenidas en campo.
- Variables de ajuste: Corresponden a los esfuerzos in-situ y a los porcentajes de relajación en las diferentes etapas. Para el ajuste de los esfuerzos se realiza la variación de los mismos, tomando como esfuerzo vertical el correspondiente al esfuerzo gravitacional y variando el valor del esfuerzo horizontal dentro de los rangos establecidos por Goodman (1989)

y Hoek & Brown (1980) para zonas afectadas tectónicamente, adicionalmente se fracciona la relajación de esfuerzos de manera aleatoria hasta lograr el ajuste al porcentaje de deformaciones leídas

Para la definición de los esfuerzos y el método a usar se realizó un acercamiento al conocimiento del comportamiento de los mismos en la Cordillera Central de Colombia, este análisis es presentado en el capítulo 5 y considera datos medidos en las hidroeléctricas Porce II, Porce III y Rio Grande, datos calculados a partir de Mecanismos focales y determinados a partir del diaclasamiento en el túnel.

Es de resaltar que la metodología propuesta se ajusta a un caso específico con deficiencia en el conocimiento de los datos de esfuerzos in-situ y con calidad y densidad en los datos de monitoreo de deformaciones.

4.1.5. Modelación. Para la modelación se seleccionan 2 zonas representativas que pueden exhibir características diferentes y ejemplificar la naturaleza del análisis, es de resaltar que la selección de los parámetros del terreno depende de las condiciones específicas del terreno, estos son presentados en forma detallada en el capítulo 6.

La modelación es realizada en el programa Phase 2 v.8.2, es el proceso de ensayo y error que permite observar los resultados de los parámetros definidos y de ajuste, para luego entrar al proceso de verificación en el cual estos pueden ser válidos o no válidos y requerir modelaciones adicionales.

4.1.6. Verificación. El modelo deberá cumplir con dos aspectos:

- Las deformaciones medidas (monitoreadas). Las deformaciones alcanzadas en las diferentes etapas deberán ser similares a las leídas en campo, la verificación se realiza comparando los valores de convergencias (deformaciones diametrales) con las obtenidas después de la modelación, si el error es inferior al 10% de las deformaciones diametrales, este es considerado válido, de no ser así, se deberán modificar las variables de ajuste (esfuerzos y factores de relajación de carga) y realizar el cálculo nuevamente.
- Las condiciones de estabilidad (observación). Deberá presentarse coincidencia entre los resultados del modelo y las observaciones del comportamiento del terreno obtenidas en campo.

Cuando se logra obtener características similares a las observadas y medidas en campo se considera que el modelo ha sido ajustado a la realidad y puedo usar los datos y procesos obtenidos para la modelación del Túnel Principal.

La modelación del túnel principal es presentada en el capítulo 7, adicionalmente se realizan recomendaciones de mejoramiento del macizo y de soporte que optimicen técnica y económicamente el proceso de diseño y construcción.

5. EVALUACION DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA CORDILLERA CENTRAL COLOMBIANA

El conocimiento de la distribución de esfuerzos en el macizo rocoso es fundamental para la modelación del comportamiento del mismo, la excavación presenta alta sensibilidad frente a la variación de los mismos, por lo cual se decide analizar la magnitud y orientación a partir del estudio de las principales diaclasas levantadas al interior del Túnel Piloto de la Línea (TPL), de las mediciones in situ realizadas durante la construcción de las hidroeléctricas subterráneas de Río Grande II, Porce II y Porce III, y de cálculos por mecanismos focales como lo presentan Cortés y Angelier (2005).

Finalmente se presentan y emplean formas simples de calculo que permiten la acotación de las magnitudes de los esfuerzos como lo presentan Hoek & Brown (1980) y Goodman (1989)

5.1. DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS SEGÚN MECANISMOS FOCALES.

Cortés y Angelier (2005) definen tres regiones según el análisis de resultados de mecanismos focales para sismos con hipocentro a menos de 60 Km de profundidad. Según estos autores, el área donde se localiza el TPL es de régimen compresivo con dirección WNW-ESE a E-W, como lo indica la Figura 28; la dirección del vector de esfuerzos es presentada en la Tabla 16.

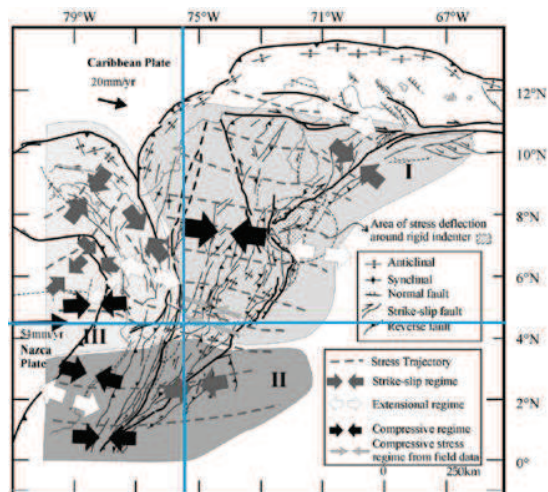


Figura 28. Trayectoria de esfuerzos en la región norte de Suramérica. La intersección de las líneas azules localiza el TPL. Se presentan las regiones

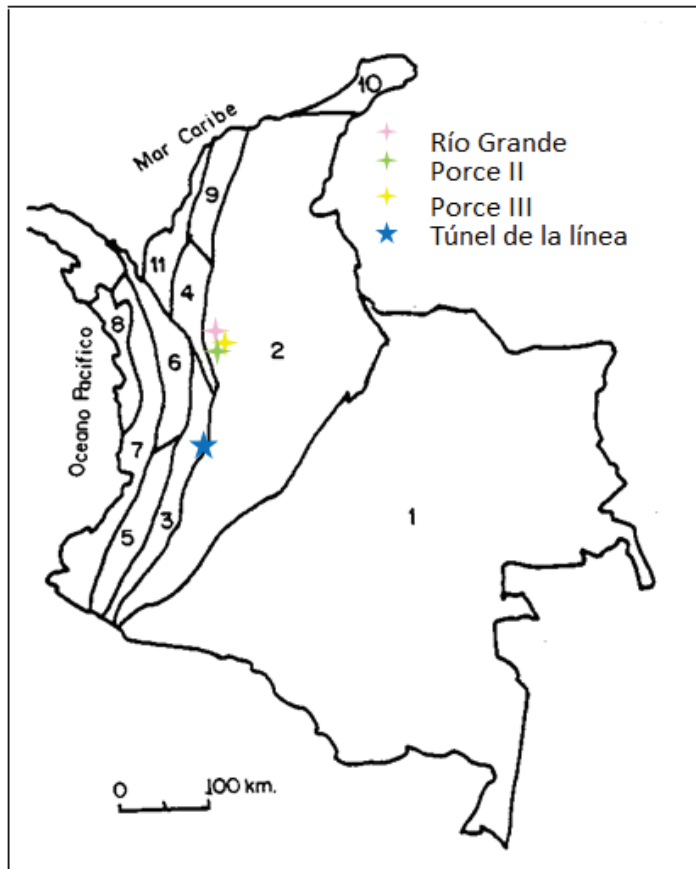
definidas de acuerdo con los resultados de mecanismos focales. Modificado de Cortés y Angelier (2005).

Tabla 16. Vector actual de esfuerzos a partir de mecanismos focales para sismos con profundidad inferior a 60 Km, para la zona U de Cortés y Angelier (2005).

Esfuerzo principal	Dirección(°)	Plunge(°)
σ_1	324	0
σ_2	56	83
σ_3	234	7

5.2. ESFUERZOS MEDIDOS EN LA CORDILLERA CENTRAL DE COLOMBIA.

Se recopiló la información correspondiente a los ensayos de sobreperforación (*overcoring*) realizados en la construcción de las Centrales Hidroeléctricas Subterráneas Rio Grande, Porce II y Porce III localizadas en la Cordillera Central Colombiana, la localización de estas obras es presentada en la Figura 29. Las centrales se encuentran en el Terreno 2 (Etayo et al 1986), denominado Megaterreno acrecionado a principios del Paleozoico, por lo cual se espera obtener distribuciones de esfuerzos semejantes. El Túnel de La Línea se encuentra en el límite de los terrenos 2 y 3, por lo cual es factible comparar los resultados de orientación de los esfuerzos del sector de Cajamarca (Sector Este del Túnel) con los resultados obtenidos en las centrales subterráneas mencionadas.



1. Megaterreno autóctono del Escudo de Guayana.
2. Megaterreno acrecionado a principios del Paleozoico.
3. Terreno Cauca-Romeral
4. Terreno Buriticá acrecionados a principios del Cretácico.
5. Terreno Dagua.
6. Terreno Cañasgordas acrecionados a finales del cretácico,
7. Terreno Atrato-San Juan
8. Terreno Baudó acrecionados a finales del Terciario.
9. Terreno San Jacinto acrecionados a principios del Terciario,
10. Terreno Ruma, Cocinas y Baja Guajira acrecionados durante el Neógeno,
11. Terreno Sinú acrecionado durante el Terciario.

Figura 29. Localización de los sectores analizados dentro del mapa simplificado de los terrenos de Colombia según Etayo et al. (1986).

5.2.1 Esfuerzos medidos en la Hidroeléctrica Río Grande. La caverna de la Central Río Grande fue excavada en una roca tipo cuarzo-diorita del Cretáceo Superior, perteneciente al Batolito Antioqueño. La determinación de los esfuerzos fue realizada a partir de pruebas de sobreperforación (overcoring) de las cuales fue adoptada como certera la medición localizada en la caverna principal con una cobertura de 672m. Los datos del tensor de esfuerzos se presentan en la Tabla 17 y la representación estereográfica en la Figura 30.

Tabla 17. Resultados de las pruebas de *overcoring* en la caverna principal de la hidroeléctrica Rio Grande. Posada y Contreras, (1980).

Sitio	Cobertura (m)	Esfuerzo principal	Dirección (°)	Plunge (°)	Magnitud (Mpa)
Sitio 1	672	σ_1	144	63	20.7
		σ_2	223	6	9.3
		σ_3	310	27	5.9

5.2.2 Esfuerzos medidos en la Hidroeléctrica Porce II. La Hidroeléctrica Porce II está localizada al noreste del Departamento de Antioquia; la zona presenta rocas metamórficas de contacto o cornubianas y rocas graníticas del Batolito Antioqueño, de edad mesozoica.

En construcción, la determinación de los esfuerzos in-situ se hizo en 3 sitios, uno con presencia significativa de cornubiana y dos de cuarzdiorita. Los esfuerzos son presentados en la Tabla 18 y la representación estereográfica en la Figura 30.

Tabla 18. Resultados representativos de las pruebas de *overcoring* en las cavernas de la Hidroeléctrica Porce II. Empresas Públicas de Medellín, (1994).

Sitio I	Cobertura (m)	Esfuerzo principal	Dirección (°)	Plunge (°)	Magnitud (Mpa)
12	194	σ_1	99	32	6.54
		σ_2	11	3	4.47
		σ_3	285	58	1.79

5.2.3 Esfuerzos medidos en la Hidroeléctrica Porce III. La Hidroeléctrica Porce III, está localizada al noreste del Departamento de Antioquia en la Cordillera Central Colombiana. Los tres principales grupos de rocas en la zona del proyecto son: gneis cuarzo micáceo feldespático, pizarra sericítica cuarzosa y gneiss cuarzoso.

En construcción, Empresas Públicas de Medellín contrató la realización de pruebas tipo sobreperforación (*overcoring*) en las cavernas principales. Adicionalmente Suarez et al (2010) realizaron un trabajo por inversión de esfuerzos basada en *slip analysis* con datos de discontinuidades medidas durante excavación, según el método presentado en Ramsay & Lisle (2000), estos resultados integrados con los de *overcoring* se consideran representativos del sector, y se muestran en la Tabla 19.

Tabla 19. Esfuerzos principales representativos en Porce III. Suarez et al (2010).

Sitio	Cobertura, m	Esfuerzo principal	Dirección (°)	Plunge (°)	Magnitud(M Pa)
Caverna generadores	260	$\sigma_1=\sigma_H$	097	00	14
		$\sigma_2=\sigma_h$	007	00	12.2
		$\sigma_3=\sigma_V$	277	90	7

La representación estereográfica de los esfuerzos mencionados en las tablas 17, 18 y 19 son presentadas en la Figura 30, nótese la semejanza en la orientación entre los datos de esfuerzos de Porce II y Porce III

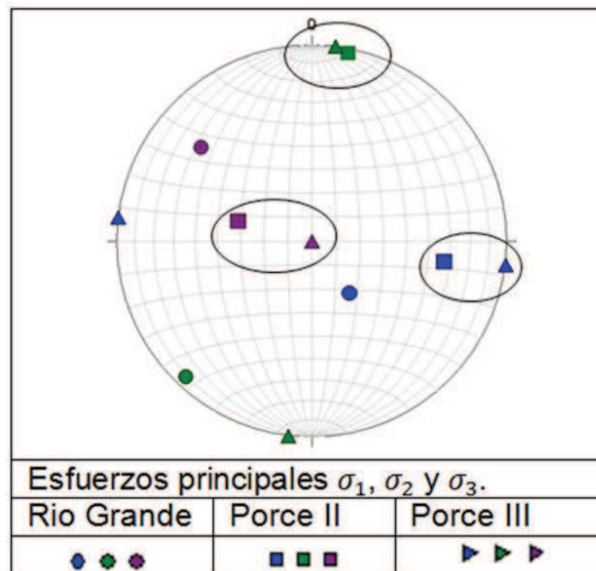


Figura 30. Representación estereográfica equiareal en el hemisferio inferior de los esfuerzos medidos en Rio Grande, Porce II y Porce III. Se señalan las mediciones con dirección aproximada, correspondientes a Porce II y Porce III. El esfuerzo principal mayor se presenta en color azul, el esfuerzo medio en verde y el esfuerzo menor en color morado.

5.2.4 Relación de esfuerzos (K). En la Tabla 20 son presentadas las relaciones de esfuerzos para las obras analizadas bajo dos condiciones: (1) $K_1 = \sigma_3/\sigma_1$, en la cual considera únicamente la magnitud y se desprecia la dirección del esfuerzo y (2) $K_2 = \sigma_H/\sigma_V$, en la cual se considera únicamente la dirección de los esfuerzos. Los esfuerzos son interpretados como horizontales o verticales de acuerdo con su mayor aproximación al eje correspondiente.

Tabla 20. Relación de esfuerzos para las hidroeléctricas Rio Grande, Porce II y Porce III.

Sitio	Cobertura (m)	Esfuerzo (MPa)			Relación	
		σ_1	σ_2	σ_3	K_1	K_2
Rio Grande	672	20.7	9.3	5.9	0.29	0.45
Porce II	194	6.54	4.4	1.79	0.27	2.49
Porce III	260	14	12.2	7	0.5	1.74-2

$$K_1 (\sigma_3/\sigma_1) \text{ y } K_2 (\sigma_H/\sigma_V)$$

Puede concluirse que el sector de Rio Grande presenta tensiones asociadas a regímenes probables de distensión o netamente gravitacionales mientras Porce II y Porce III a probables regímenes compresivos.

La variabilidad de K determinada a partir de la medición de los esfuerzos in-situ sugiere no extrapolar sus valores al sector del Túnel Piloto de La Línea o a otro sector.

5.3. ORIENTACION DE LOS ESFUERZOS CON BASE EN LA MEDICIÓN DE LAS DIACLASAS EN EL TPL

A partir de 2905 datos de diaclasas a lo largo del TPL se realizó la definición de las principales familias por conteo de polos. Se seleccionaron las discontinuidades que se presentan con mayor frecuencia y se asocian pares de familias que permiten obtener la dirección de los esfuerzos que las produjeron.

El calculo se fundamenta en las evidencias experimentales del Criterio de resistencia de Mohr-Coulomb, la hipótesis consiste en que las fracturas se presentan en pares conjugados, para el análisis se considera la relación geométrica de fracturas y esfuerzos.

La geometría del problemas es esquematizada en la Figura 31, donde la intersección de un par de fracturas conjugadas define la orientación de σ_2 , la bisectriz del ángulo agudo entre pares conjugados es paralela a σ_1 y perpendicular a la bisectriz se define la dirección de σ_3 .

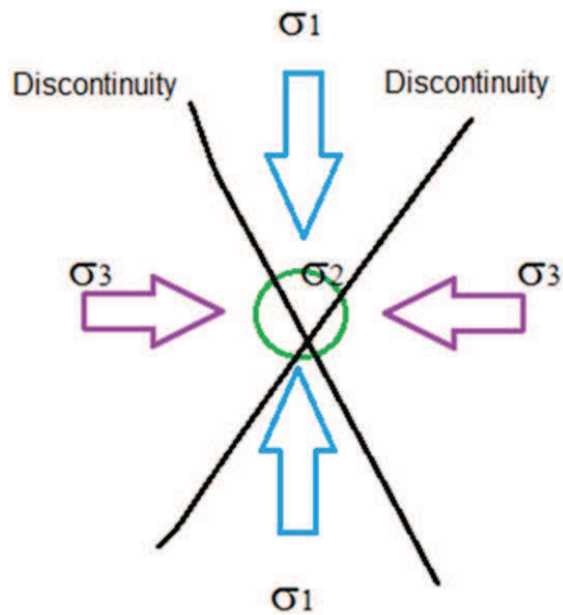


Figura 31. Esquema de orientación de los esfuerzos con base en un par conjugado de discontinuidades.

A cada par conjugado se asocian los tres vectores principales de esfuerzos como lo presenta la Tabla 7, de estos son seleccionados los que se repiten a lo largo de un sector del Túnel, conformando una tendencia zonal, cada tendencia o familia es presentada con un color en las zonas homogéneas.

A continuación se mencionan el conjunto de pasos para la determinación de la dirección del vector de esfuerzos, como ejemplo es presentado el procedimiento en el sector Q del Túnel Piloto de La Linea (TPL).

- 1) Definir las discontinuidades principales a partir del diagrama de polos, la Figura 32 representa la densidad para el sector Q, la dirección preferencial es presentada como una estrella azul.

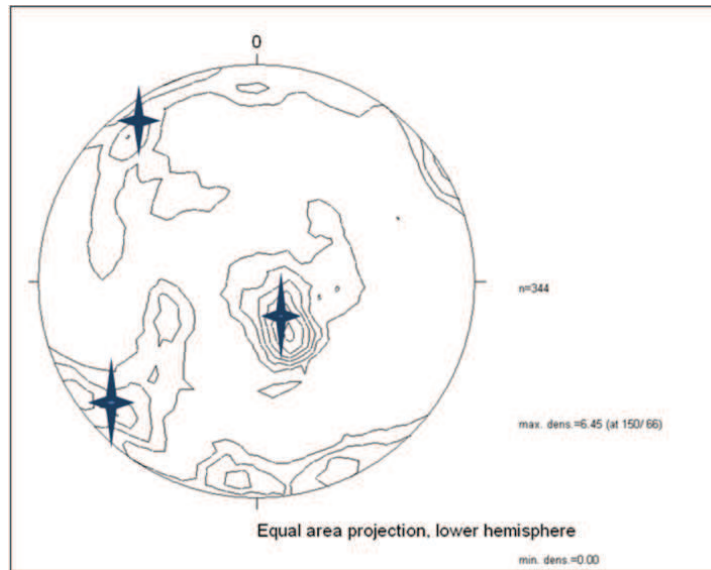


Figura 32. Diagrama de polos para 344 discontinuidades en la zona Q, las estrellas azules representan la dirección preferencial de las discontinuidades.

2) Se realiza la proyección estereográfica de las discontinuidades, Figura 33. Las orientaciones en el sector Q son: (dirección de buzamiento / buzamiento). D1: 329/23; D2: 46/77 y D3: 138/78

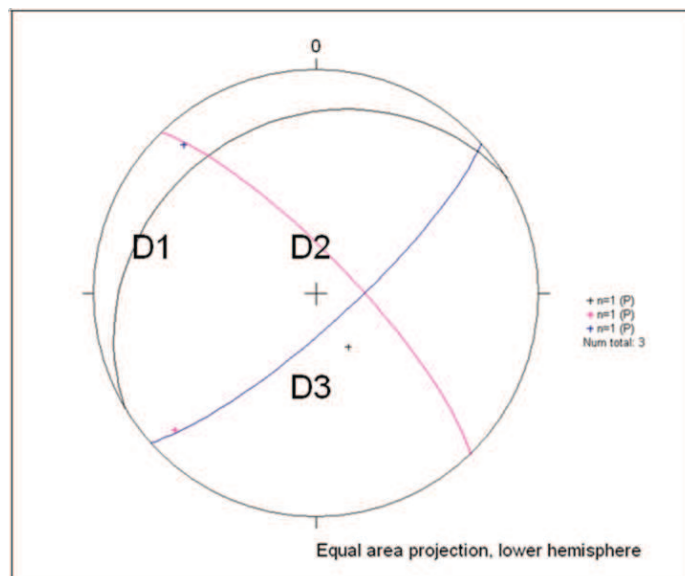


Figura 33. Proyección estereográfica de las familias de discontinuidades D1, D2 y D3, sector Q.

3) Proyectar los pares conjugados de diaclasas como círculos máximos en la estéreo falsilla. El punto de intersección define σ_2 . En el caso del sector Q se toma el par conjugado D1 y D2 como lo presenta la Figura 34, la dirección para σ_2 es 322/24.

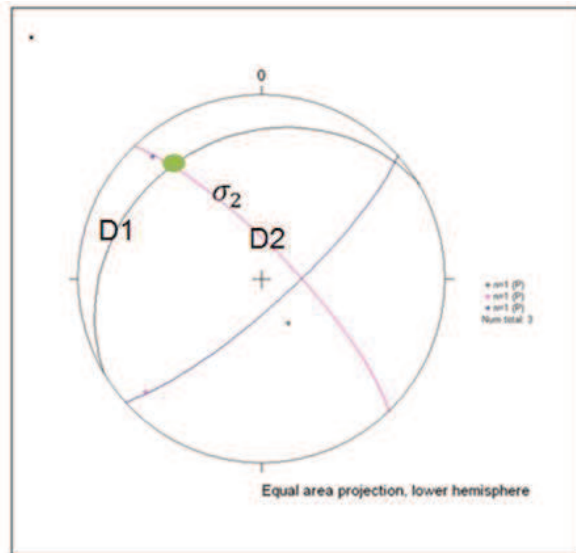


Figura 34. Determinación de la dirección de σ_2 , zona Q.

4) Trazar el círculo máximo del cual σ_2 es el polo, este es el plano $\sigma_1\sigma_3$, Figura 35.

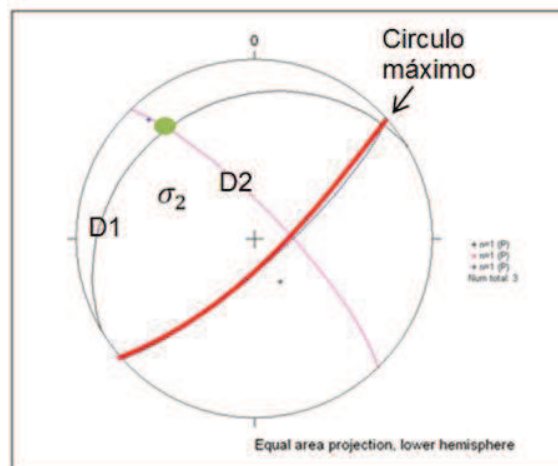


Figura 35. Plano $\sigma_1\sigma_3$ sobre la Figura de diaclasas conjugadas D1 D2, zona Q

5) La bisectriz del ángulo agudo comprendido entre las discontinuidades del círculo máximo es σ_1 , σ_3 esta a 90° del mismo círculo máximo. Las direcciones de τ_{\max} están a 45° de σ_1 y de σ_3 . Para el sector Q, en el caso de la conjugada D1D2 la dirección de los esfuerzos se indica en la Figura 36 que corresponde a: σ_1 : 70/36; σ_2 : 322/24 y σ_3 : 207/45

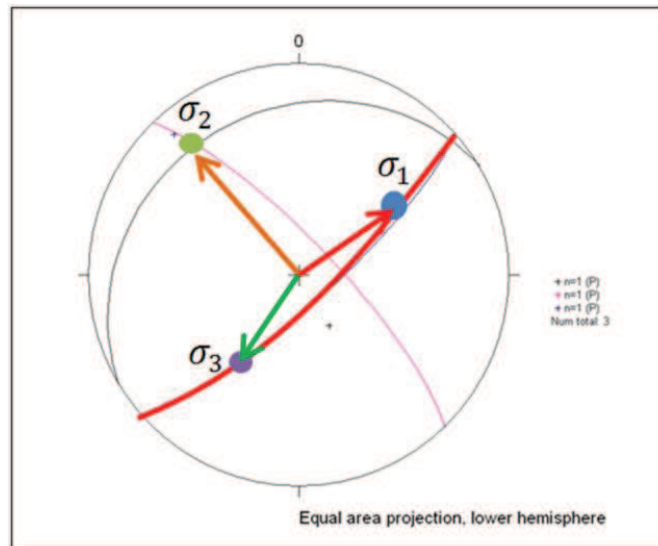


Figura 36. Orientación de los esfuerzos con base en el diaclasamiento. Zona Q.

Los resultados de este procedimiento para los sectores del TPL son presentados en la Tabla 21, nótese que las familias de diaclasas son nombradas como D1, D2, D3 y D4, los pares conjugados, por ejemplo D1 y D2, conforman el par conjugado 12.

5.4. ANALISIS DE LA ORIENTACION Y RELACION DE LOS ESFUERZOS

La orientación de los esfuerzos encontrados para las 17 zonas analizadas presenta tendencias asociadas a sectores geológicos o tectónicos, definidos como lo presenta la Figura 37

En la Figura 38 se presenta la superposición de la orientación de los esfuerzos en los sectores del TPL con los medidos en Rio Grande II, Porce II y Porce III y con los presentados por Cortés y Angelier (2005); no se observan semejanzas relevantes entre los medidos y los determinados por los mecanismos focales.

Las direcciones de esfuerzos obtenidas a partir de mecanismos focales difieren de las calculadas a partir de las discontinuidades en el TPL, por lo cual se considera que es baja la relación de la orientación de los esfuerzos actuales con la tectónica

superficial presente en esta zona de la Cordillera. Es de señalar que los mecanismos analizados en el trabajo de Cortes y Angelier corresponden a profundidades que pueden ser diferentes de aquella de las obras de ingeniería aquí referidas.

Los cálculos de la dirección de esfuerzos basadas en la teoría de falla de Mohr-Coulomb tienen sentido práctico, ya que se obtuvo coincidencia con las unidades geológicas diferenciadas previamente bajo consideraciones litológicas y tectónicas, estas orientaciones pueden considerarse como iniciales para un análisis de sensibilidad de los esfuerzos.

En la Falla La Soledad (zona L), límite tectónico entre el Complejo Quebradagrande (A-K) y el Complejo Cajamarca (M-O) se superponen los esfuerzos asociados a los sectores I, II y III. Aquí la deformación y fracturas asociadas al Gabro (P-Q) se consideran recientes por lo cual esta orientación puede ser adoptada como dirección preferencial de los esfuerzos actuales en esta zona. Se considerado representativo un régimen de esfuerzos compresivos evidenciado en la tectónica local.

Las direcciones obtenidas de los esfuerzos no coinciden con las medidas en otras obras ni las determinadas por mecanismos focales, por lo cual se considera que estas direcciones pueden no ser las actuantes actualmente, son catalogadas como paleoesfuerzos, se considera viable la obtención de los esfuerzos actuantes sobre el macizo por métodos tradicionales dentro de zonas afectadas tectónicamente, usando las ecuaciones de Hoek & Brown, (1980) y Goodman (1989) que limitan el rango de variación de la relación de esfuerzos mencionados en numeral 1.3 referente a tensiones naturales.

Tabla 21. Dirección y plunge de vector de esfuerzos determinados a partir de los pares conjugados de diaclasas principales para cada zona homogénea en el corte asociado al Túnel Piloto de La Línea.

Sector/ muestras (n)	Diaclasa	D 1, 2, 3 y 4		Pares conjugados	S1		S2		S3	
		Dir.	Buz.		Buz.	Dirección	Plunge	Dirección	Plunge	Dirección
A n=48	D1	347	79	12	53	20	279	72	150	20
	D2	311	66	13	106	35	273	44	12	6
	D3	218	67	23	175	1	266	57	84	33
	D4	70	44	24	177	53	24	34	285	13
B n=292	D1	133	78	12	155	54	63	1	332	36
	D2	147	10	13	27	5	281	71	119	19
	D3	263	72	23	272	33	176	9	73	56
	D4	54	66	34	153	57	341	33	248	4
C n=33	D1	330	76	12	13	49	247	27	142	29
	D2	310	42	13	91	18	286	71	182	5
	D3	213	84	23	72	34	296	47	178	23
	D4	143	66	24	6	76	48	80	137	10
D n=230	D1	61	66	12	190	52	350	36	87	10
	D2	300	48	13	252	85	150	1	60	4
	D3	240	55	23	185	6	282	46	89	43
E n=10	D1	324	40	12	206	3	298	37	113	53
	D2	263	43	13	320	68	52	1	142	23
	D3	142	83	23	4	44	227	37	18	23
F n=228	D1	280	36	12	94	7	4	3	250	83
	D2	91	48	13	347	46	228	25	120	34
	D3	313	79	23	183	53	36	32	295	16
	D4	151	78							
G n=109	D1	299	48	12	184	44	334	42	78	15
	D2	48	73	13	219	65	8	22	102	11
	D3	90	71	23	340	3	77	71	249	19
H n=9	D1	0	50	12	47	5	313	39	142	51
	D2	277	45	13	246	77	79	13	348	2
	D3	157	48	23	128	2	219	28	35	62
I n=65	D1	275	49	12	213	1	304	45	123	45
	D2	330	48	13	301	7	209	26	48	63
	D3	160	36	23	335	6	244	5	115	82
	D4	67	66	14	193	68	346	20	79	10
J n=120	D1	14	78	12	60	7	313	66	153	23
	D2	289	68	13	329	29	92	44	220	31
	D3	73	46	23	160	63	9	24	274	11
	D4	133	42	24	67	69	206	16	300	13
K n=169	D1	71	67	12	179	53	360	37	260	0
	D2	289	66	13	341	79	156	11	246	1
	D3	242	69	23	176	3	274	65	85	25
L n=417	D1	71	72	12	326	73	155	17	64	2
	D2	238	66	13	180	45	0	45	270	0
	D3	289	72	23	352	8	245	66	58	23
M n=562	D1	234	67	12	332	76	150	14	240	0
	D2	66	66	13	208	29	313	25	76	50
	D3	313	25	23	86	24	346	22	219	57
N n=593	D1	233	78	12	344	0	253	77	73	13
	D2	272	78	13	27	72	145	8	237	16
	D3	62	47	23	139	60	357	24	260	16
O n=11	D1	45	54	12	350	69	123	15	217	14
	D2	212	83	13	352	14	95	42	248	45
	D3	98	42	23	351	42	127	38	237	24
P n=98	D1	327	11	12	306	50	40	3	132	39
	D2	130	90	13	66	41	327	11	255	47
	D3	56	82	23	183	7	39	81	274	5
Q n=344	D1	329	24	12	70	36	322	24	207	45
	D2	46	77	13	336	54	244	2	152	36
	D3	334	84	23	280	6	35	77	189	12

Familias de esfuerzo

- I Complejo quebradagrande
- II Sector del Gabro intrusivo
- III Complejo Cajamarca
- IV Portidos

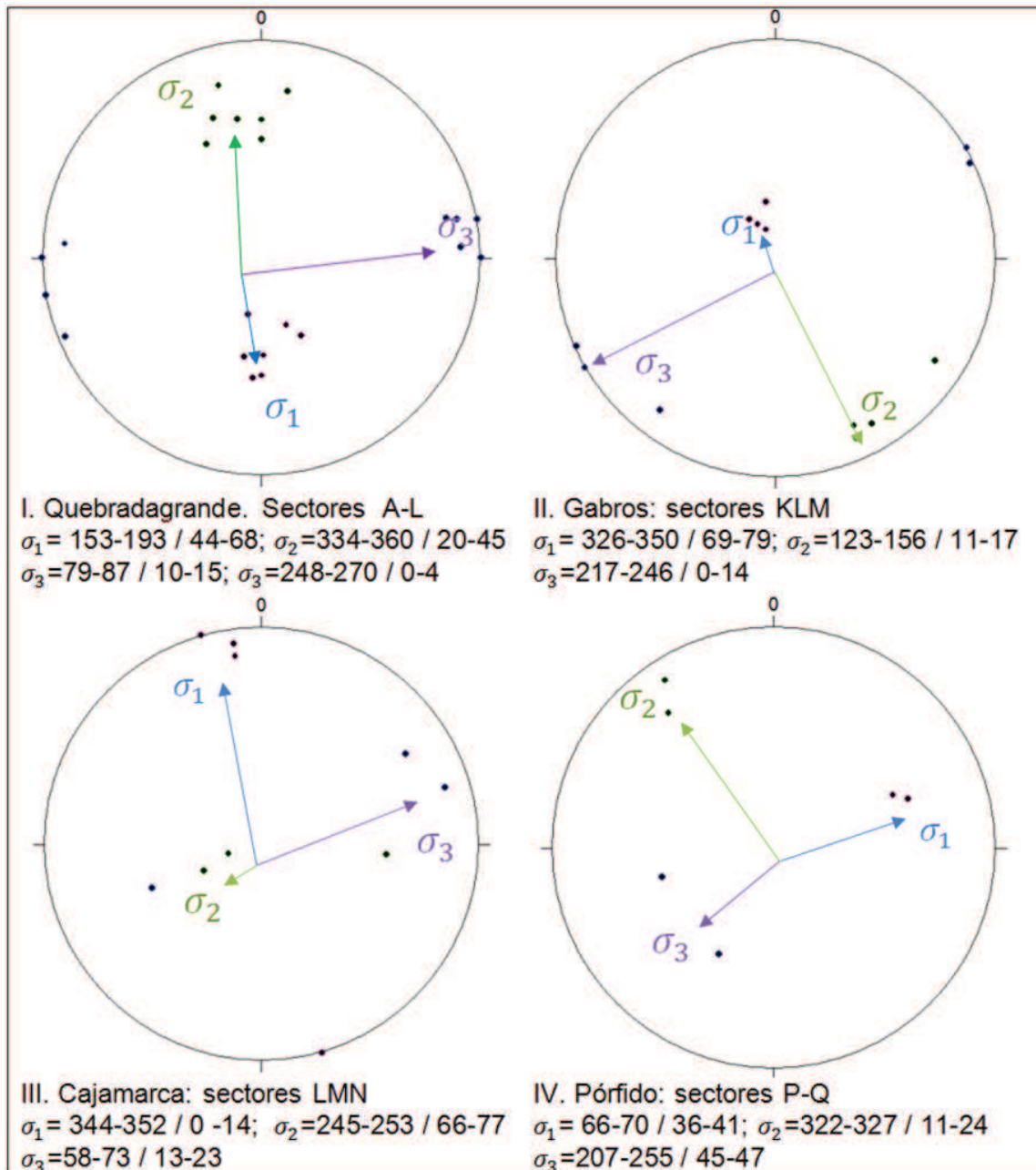


Figura 37. Esfuerzos principales para los sectores geológicos I, II, III y IV. Notación: Dirección / plunge.

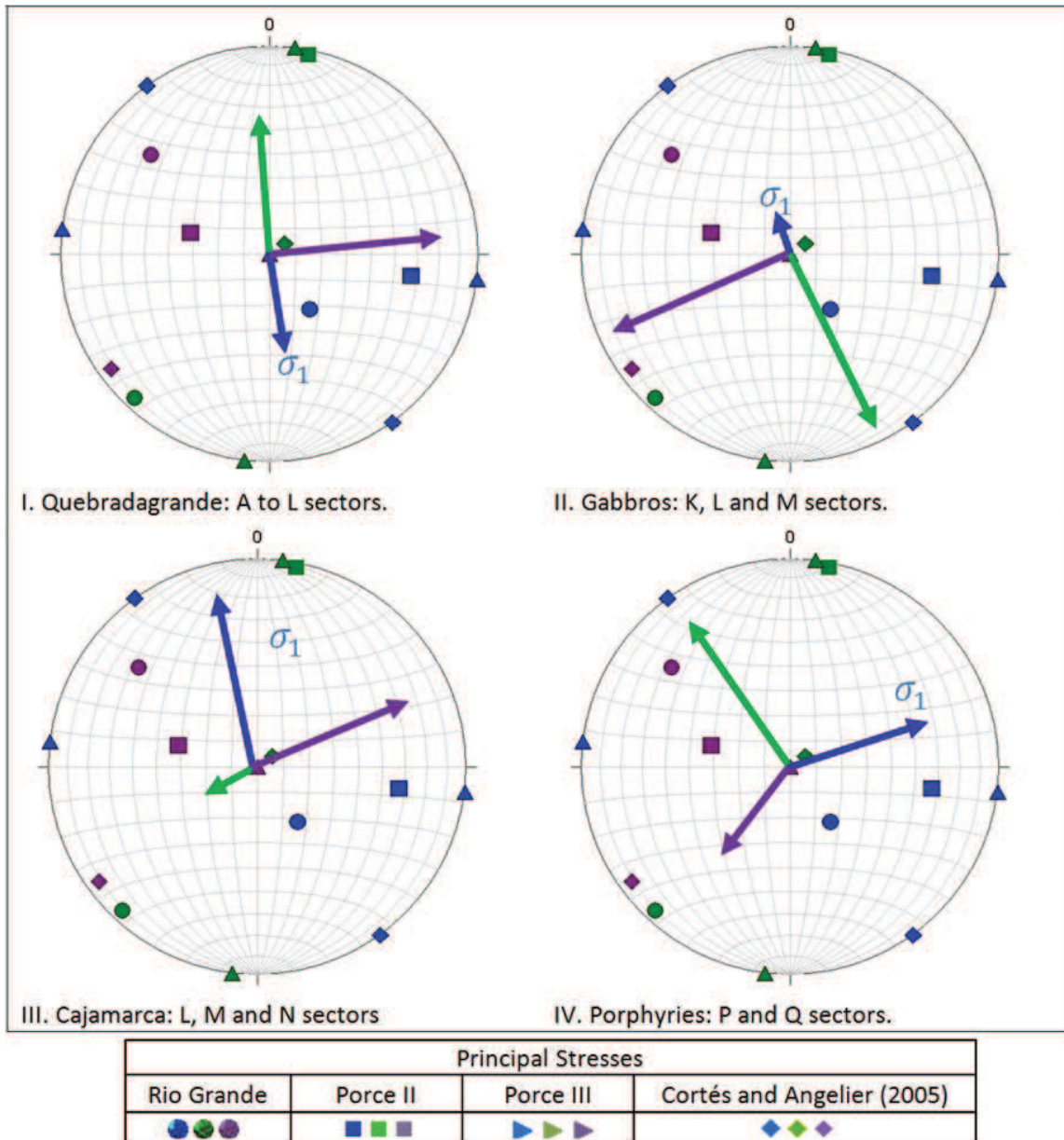


Figura 38. Diagrama de orientación de esfuerzos obtenidos a partir de las discontinuidades en el TPL, de mediciones en las centrales de EPM y según los mecanismos focales según Cortés y Angelier (2005).