

Maestría en Ingeniería Civil

Manual Técnico de Diseño de Túneles Ferroviarios en Colombia

Iván Mauricio Cubides Morato

Bogotá, D.C., 27 de julio de 2023



Manual Técnico de Diseño de Túneles Ferroviarios en Colombia

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en
Geotecnia**

Ramiro Gutiérrez

Director

Bogotá, D.C., 27 de julio de 2023



La tesis de maestría titulada “Manual Técnico de Diseño de Túneles Ferroviarios en Colombia”,
presentada por Iván Mauricio Cubides Morato, cumple con los requisitos establecidos para optar al título
de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.



Director de la tesis
Ramiro Gutiérrez

Jurado
José Vicente Amórtegui

Jurado
Manuel García

Bogotá, D.C., 27 de junio de 2023 (fecha de aceptación del trabajo por parte del jurado)

Dedicatoria

A Jesús, a mi mamá, a mi papá, a mis hermanos, a Paula G., y al futuro de Colombia.

Agradecimientos

A Jesús:

Porque me ha permitido vivir para honrarle a él por medio de mi familia, las personas, el estudio y el trabajo.

A mi mamá, a mi papá, a mis hermanos:

Gracias a mis padres que me han permitido conocer la vida, y enseñarme a caminar con ella.

Gracias a ellos porque han hecho esfuerzos que nunca conocí pero que me bendicen a diario.

A Paula G.E., y su familia:

Gracias a esta familia que me apoyó incondicionalmente y abrió las puertas de su corazón para conmigo.

Al futuro de Colombia:

Gracias a las personas de las diferentes partes del país que me recibieron cuando tuve que laborar en sus veredas y me brindaron su único espacio con acceso a internet para avanzar en este documento.

Al Ing. Ramiro Gutiérrez:

Gracias al ingeniero por compartir su conocimiento experto de décadas en el diseño de proyectos subterráneos, y por impulsar y compartir la visión de este manual.

Resumen

Este trabajo de grado tiene como producto final el “Manual de Diseño Técnico de Túneles Ferroviarios en Colombia”. Surge a raíz de tres problemas generales: **1]** la calificación que Colombia recibe en cuanto a infraestructura ferroviaria en el Índice Global de Competitividad (IGC), que es una herramienta que emplea el Foro Mundial con el fin de “ser utilizada para identificar y comparar la capacidad para proveer oportunidades de desarrollo económico a los ciudadanos de los países analizados” (fundesa.org), es de los puntajes más bajos del mundo, por lo tanto, este documento busca incentivar la construcción de proyectos férreos que necesariamente tendrán que pasar por las cordilleras a nivel subterráneo, para incrementar esa calificación del IGC y generar más oportunidad de desarrollo nacional, **2]** en Colombia no hay regulación técnica oficial de aspectos de diseño geométrico y geomecánico de túneles ferroviarios (como ocurre con varios tipos de obras geotécnicas que no están normalizadas), por lo tanto, este producto de trabajo de grado es primicia en la normalización de estos aspectos que, además, son necesarios con ocasión al auge o renacimiento del modo férreo en el país, **3]** en la literatura técnica internacional de diseño de obras subterráneas no se involucran ciertas temáticas importantes o se omiten (p. ej., métodos cinemáticos para calcular cuñas o bloques críticos) para enfocarse en aspectos específicos del proceso de diseño, esto genera las siguientes consecuencias: a los ingenieros principiantes en túneles se les dificulta comprender el diseño como un todo, estos mismos toman bastante tiempo (incluso años) para llegar a proponer temas de investigación de alto nivel académico mientras terminan de

digerir y comprender técnicamente las fases de diseño técnico, hay un efecto de desempeño laboral deficiente, por lo tanto, este documento ataca la problemática unificando el proceso de diseño por etapas ordenadas, incluye descripción por pasos de metodologías que, con frecuencia, se dificulta comprender en la literatura, se aclaran y proponen conceptos clave dentro del diseño geomecánico, entre otros.

El Manual fue construido siguiendo una metodología de investigación cuyo proceso consistió en la revisión bibliográfica nacional (incluyendo tesis de la Escuela) e internacional de normas de diseño geométrico y geomecánico de países como México, Estados Unidos, Japón, Canadá, Chile, Alemania, entre otras. Además de manuales, se revisó literatura general de obras subterráneas, diseño geomecánico, mecánica de rocas y mecánica de suelos, casos históricos, etc. Se hizo una revisión y comparación de la temática abordada en los manuales consultados por medio de un cuadro comparativo de los índices o tablas de contenido, con esta comparación se identificó temáticas importantes de cada uno y se construyó el índice del Manual de este trabajo de grado de tal forma que se pudiera desarrollar la temática del diseño de forma sistemática y que incluyera la mayor parte de los procesos que se involucran en este, además, se buscó introducir al lector al contexto actual y antiguo del modo ferroviario. Para los capítulos que introducen al lector al recuento histórico de los ferrocarriles de Colombia se consultó, en parte, bibliografía que reposa en la Biblioteca Nacional y que puede ser consultada exclusivamente de forma presencial.

Tabla de Contenido

I INTRODUCCIÓN AL MANUAL	2
1.1. CAPÍTULO 1: ASPECTOS DEL MANUAL	2
1.2. CAPÍTULO 2: INTRODUCCIÓN AL MODO FERROVIARIO.....	2
1.3. CAPÍTULO 3: INTRODUCCIÓN AL DISEÑO GEOMECÁNICO DE TÚNELES FERROVIARIOS	3
1.4. CAPÍTULO 4: ASPECTOS GEOMÉTRICOS EN EL DISEÑO DE TÚNELES FERROVIARIO.....	3
1.5. CAPÍTULO 5: ASPECTOS DE GEOLOGÍA Y MECÁNICA DE ROCAS PARA EL DISEÑO DE TÚNELES.....	4
1.6. CAPÍTULO 6: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES FÉRREOS.....	4
II JUSTIFICACIÓN DEL MANUAL.....	5
2.1. TÚNELES FERROVIARIOS VERSUS TÚNELES DE CARRETERA	5
2.2. AUGE DEL MODO FÉRREO EN EL PAÍS.....	5
2.3. ASPECTOS GENERALES SOBRE EL MODO FÉRREO	5
2.3.1. El modo férreo en la competitividad del país	5
2.3.2. Visión de los empresarios sobre el sistema férreo en Colombia.....	6
2.4. EVIDENCIAS DE LA NECESIDAD DEL MODO FÉRREO.....	6
2.4.1. Costos logísticos.....	6
2.4.2. Edad del parque automotor.....	6
2.4.3. Turismo	7
III METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DEL MANUAL	8
3.1. METODOLOGÍA PARA DEFINIR ASPECTOS DE FORMA DEL MANUAL	8
3.2. METODOLOGÍA PARA DEFINIR ASPECTOS TÉCNICOS DEL MANUAL.....	10
IV OBJETIVOS DEL MANUAL	13
4.1. GENERAL.....	13
4.2. ESPECÍFICOS	13
V ALCANCE, LIMITACIONES Y VENTAJAS DEL MANUAL	14
5.1. ALCANCE.....	14
5.2. LIMITACIONES.....	14
5.3. COMENTARIOS SOBRE EL MANUAL	14

5.4. VENTAJAS DE ESTE MANUAL.....	15
VI GLOSARIO	16
VII NORMATIVA FERROVIARIA	19
7.1. RECUENTO DE LA ADMINISTRACIÓN DE LOS FERROCARRILES DE COLOMBIA.....	19
7.2. LEGISLACIÓN FERROVIARIA EN COLOMBIA.....	20
7.3. NORMATIVA FERROVIARIA INTERNACIONAL	20
7.4. NORMATIVA FERROVIARIA DE COLOMBIA	20
7.4.1. Comentario sobre la normativa ferroviaria en Colombia	20
7.4.2. Regulaciones técnicas.....	21
7.4.3. Manual de Normatividad Férrea.....	21
7.4.3.1. Contenido de la parte I del Manual de Normatividad Férrea de 2013.....	22
7.5. CONCLUSIÓN CON RESPECTO A LA NORMATIVA FERROVIARIA EN COLOMBIA.....	23
VIII RESUMEN HISTÓRICO DEL FERROCARRIL.....	27
8.1. EVOLUCIÓN DEL TRANSPORTE Y ORIGEN DE LA LOCOMOTORA.....	27
8.2. EVOLUCIÓN Y DIVULGACIÓN DE LA LOCOMOTORA EN EL MUNDO	29
8.3. DESARROLLO DE LAS LÍNEAS FÉRREAS EN EL MUNDO	30
8.4. LONGITUDES DE VÍA FERROVIARIA EN EL MUNDO.....	31
IX LOS FERROCARRILES COLOMBIANOS Y SUS TÚNELES	33
9.1. EL FERROCARRIL EN COLOMBIA	33
9.2. IMPACTO DE UNA RED FERROVIARIA EFICIENTE.....	35
9.3. ACTUALIDAD DEL MODO FÉRREO EN COLOMBIA	35
9.3.1. La red ferroviaria.....	35
9.3.2. Proyectos	35
9.3.2.1. Grupo I (Corredores de escala nacional).....	35
9.3.2.2. Grupo II (Corredores de interconexión oceánica)	38
9.3.2.3. Grupo III (Corredores de escala regional).....	38
9.3.2.4. Línea 2 del metro de Bogotá	38
9.3.2.5. Primera línea del metro de Bogotá.....	38
9.4. ANCHOS DE TROCHA DE LA RED COLOMBIANA.....	39
9.5. TÚNELES FERROVIARIOS EN COLOMBIA	39

9.6. CARACTERÍSTICAS, MÉTODOS DE DISEÑO Y DE CONSTRUCCIÓN DE LOS TÚNELES FÉRREOS DE CALDAS	39
X SISTEMAS FERROVIARIOS	43
10.1. PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE UN SISTEMA SOBRE RIELES.....	43
10.2. TIPOS DE SISTEMAS FERROVIARIOS	43
10.2.1. Cercanías	44
10.2.2. Tránsito rápido	44
10.2.3. Interurbano	44
10.2.4. Tránsito Rápido Personal	45
10.3. SISTEMAS DE SOPORTE Y GUIADO.....	45
10.3.1. Ruedas de acero.....	45
10.3.2. Levitación neumática.....	46
10.3.3. Neumático con guiado por computadora	46
10.3.4. Neumático con guiado mecánico	47
10.3.5. Levitación magnética.....	47
10.4. ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA EN UN SISTEMA CONVENCIONAL: COMENTARIOS GENERALES	47
10.4.1. Riel (carril)	47
10.4.2. Elementos de fijación de rieles	48
10.4.3. Placas de sujeción.....	49
10.4.4. Traviesas (sleepers)	49
10.5. ANCHOS DE TROCHA	49
10.5.1. Contextualización.....	49
10.5.2. Solución para operar con anchos de trocha distintos.....	50
10.6. SUBESTRUCTURA	51
10.6.1. Balasto.....	52
10.6.2. Funciones del balasto	52
10.6.2.1. Propiedades físicas y mecánicas del balasto	52
10.6.3. Especificaciones mínimas del balasto	53
10.6.3.1. Comportamiento mecánico del balasto	53
10.6.3.2. Capacidad portante de la subrasante	60
10.6.3.3. Vibraciones	62
XI ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO DE TÚNELES.....	66
11.1. OBJETIVOS DE UN PROYECTO DE TÚNELES FERROVIARIOS.....	66
11.1.1. Objetivo macro	66
11.1.2. Objetivos específicos.....	66

11.1.3. Incidencia de los objetivos de proyecto en el diseño de túneles	66
11.2. OBJETIVO DEL DISEÑO DE TÚNELES FERROVIARIOS.....	67
11.3. DISEÑO INTEGRAL DEL TÚNEL.....	67
11.3.1. Esquema general del diseño de un túnel ferroviario	67
11.3.2. Planeación de un túnel ferroviario	67
11.3.3. Diseños complementarios.....	68
11.4. DISEÑO GEOMECÁNICO DE TÚNELES.....	68
11.4.1. Alcance.....	68
11.4.2. Comentarios sobre el alcance	68
11.4.3. Objetivo del diseño geomecánico	69
11.5. DIFERENCIA DE DISEÑO TÚNELES FERROVIARIOS Y TÚNELES DE	
 CARRETERA	69
11.5.1. Diseño geométrico.....	69
11.5.2. Diseño geomecánico.....	69
11.5.3. Medidas de seguridad en túneles ferroviarios largos	69
XII FASES DE DISEÑO	71
12.1. ETAPAS DE PROYECTO.....	71
12.2. FASES DE DISEÑO	71
12.2.1. Fase I.....	72
12.2.2. Fase II.....	72
12.2.3. Fase III.....	72
12.3. GRADO DE CONOCIMIENTO DEL TERRENO EN FUNCIÓN DE LAS FASES	
 DE DISEÑO	72
12.4. OBJETIVO DE LAS FASES EN LA ETAPA DE DISEÑO	73
12.4.1. Fase I: Prefactibilidad.....	73
12.4.2. Fase II: Factibilidad.....	73
12.4.3. Fase III: Fase de proyecto o de pre-construcción	73
12.5. CONFIABILIDAD DEL DISEÑO	73
XIII RECOMENDACIONES PARA EL TRAZADO GEOMÉTRICO DE TÚNELES	
 FÉRREOS.....	75
13.1. INTRODUCCIÓN.....	75
13.2. ALCANCE DEL DISEÑO GEOMÉTRICO DE VÍAS FÉRREAS EN UN TÚNEL ...	75
13.3. DISEÑO GEOMÉTRICO DE TÚNELES FERROVIARIOS	76
13.3.1. Introducción.....	76
13.3.2. Información que se requiere para el diseño geométrico y geotécnico del túnel	76

13.3.3. Componentes de diseño geométrico de un túnel ferroviario	76
13.3.3.1. Trazado	77
13.3.3.2. Curvas circulares	77
13.3.3.3. Pendiente máxima permisible	77
13.3.3.4. Radios de curvatura horizontal y vertical dentro del túnel.	78
13.3.3.5. Radio de curvatura versus efectos aerodinámicos	79
13.3.3.6. Ensanche de trocha.....	79
13.3.3.7. Distancia entre curvas: Pendientes.....	79
13.3.3.8. Consideraciones importantes	80
13.3.3.9. Geometría de la sección del túnel desde el punto de vista geométrico y funcional	80
13.4. ASPECTOS DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE VÍAS FERROVIARIAS.....	83
13.4.1. Aspectos generales	83
13.4.1.1. Limitaciones en el planteamiento de un trazado	83
13.4.1.2. Peraltes.....	84
13.4.1.3. Entrevías	84
13.4.1.4. Velocidades de diseño.....	84
13.4.2. Recomendaciones de valores para diseño geométrico de vías férreas por normas internacionales.....	84
13.4.2.1. Chile.....	85
13.4.2.2. España.....	88
13.4.2.3. Canadá.....	88
13.4.2.4. Gran Bretaña	91
13.4.2.5. Australia.....	93
13.4.2.6. Estados Unidos: AREMA	94
13.4.3. Resumen comparativo de los parámetros geométricos de vías férreas	94
13.4.4. Aspectos geométricos de vía en túneles ferroviarios de túneles existentes	94
13.5. TRAZADO GEOMÉTRICO DEL TÚNEL CON BASE EN LAS CONDICIONES GEOESTRUCTURALES DEL MACIZO ROCOSO.....	94
13.5.1. Orientación de las discontinuidades con relación a la del túnel	95
13.5.2. Profundidad del túnel	95
13.5.3. Dirección de los esfuerzos tectónicos.....	95
13.5.4. Condiciones para localización de portales principales, accesos, y galerías o pozos de emergencia	98
XIV SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS EN TÚNELES FERROVIARIOS, Y DISEÑO AERODINÁMICO DE LA GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN.....	99
14.1. SECCIONES TÍPICAS EN TÚNELES FERROVIARIOS.....	99

14.1.1. Forma geométrica de la sección de algunos túneles ferroviarios de Ucrania y Rusia	100
14.1.2. Parámetros que influyen la selección de la geometría	101
14.1.3. Geometría típica versus método de construcción	102
14.1.4. Casos especiales	102
14.1.5. Geometría de la sección versus número de vías férreas en el túnel	102
14.2. SECCIONES GEOMÉTRICAS DE TÚNELES CON BASE EN LA VELOCIDAD DE MOVIMIENTO DEL VEHÍCULO FERROVIARIO	102
14.2.1. Dimensión y geometría de túneles para tráfico de alta velocidad con $230 \text{ km/h} < v_E < 300 \text{ km/h}$	102
14.2.2. Dimensión y geometría de túneles para tráfico expreso con $160 \text{ km/h} < v_E < 230 \text{ km/h}$	104
14.2.3. Dimensión y geometría de túneles para tráfico de pasajeros y de carga con $v_E < 160 \text{ km/h}$	104
14.2.4. Dimensión y geometría de túneles para S-Bahn, tránsito urbano con $v_E < 120 \text{ km/h}$	106
14.3. SISTEMA DE TÚNELES FÉRREOS	107
14.3.1. Configuración de sistemas ferroviarios	107
14.3.2. Esquema de sistemas de seguridad frente a emergencias en túneles ferroviarios	107
14.4. RECOMENDACIONES PARA DIMENSIONAR TÚNELES FERROVIARIOS POR EFECTOS AERODINÁMICOS DE PRESIÓN SOBRE VIAJEROS. (MINISTERIO DE FOMENTO, 2001)	111
14.4.1. Aspectos a calcular en el diseño de una sección de túnel ferroviario en líneas de alta velocidad	111
14.4.2. Solución a variaciones de presión en túneles ferroviarios	113
14.4.3. Túneles a cielo abierto para mitigar efectos del viento en trenes	113
14.4.4. Sección del túnel: criterios de dimensionamiento	114
14.4.4.1. Criterio de salud	114
14.4.4.2. Criterio de confort	114
14.4.5. Características de túneles ferroviarios en líneas de alta velocidad	118
14.4.6. Caso Ejemplo	118
14.4.7. Resistencia al avance del tren en un túnel	119
14.4.8. Variación de la presión y sus efectos sobre el revestimiento y sostenimiento de los túneles	119
14.5. CASOS DE DISEÑO DE SECCIÓN DEL TÚNEL POR AERODINÁMICA	120
14.5.1. Túneles de la nueva línea Madrid-Sevilla: Diseño de la sección por aspectos aerodinámicos	120
14.5.1.1. Complejidad del diseño	120
14.5.1.2. Esquema de túnel propuesto	120
14.5.1.3. Evaluación, análisis y cumplimiento de aspectos aerodinámicos	120
14.5.2. Túnel de la Variante Sur ferroviaria de Bilbao	122
14.5.2.1. Objetivo del proyecto	122

14.5.2.2. Alternativas de trazado.....	123
14.5.2.3. Geología resumida de los trazados.....	123
14.5.2.4. Tipo de túneles planteados.....	123
14.5.2.5. Criterios de salud y confort.....	124
14.5.2.6. Dimensiones del túnel.....	124
14.5.2.7. Método constructivo.....	124
14.5.2.8. Criterios de seguridad.....	124
14.5.2.9. Entregables del diseño.....	126
14.5.3. Aspectos de seguridad: Caso túnel ferroviario T47R en India.....	127
14.6. EFECTOS AERODINÁMICOS EN TÚNELES FERROVIARIOS.....	128
14.6.1. Diferencia de geometría de túneles en términos aerodinámicos.....	129
14.7. CASO DEL TÚNEL FERROVIARIO EN UN TRAMO ENTRE MADRID Y SEVILLA, ESPAÑA.....	130
14.7.1. Datos.....	130
14.7.2. Parámetros y premisas asumidas por el equipo de diseño:.....	130
14.7.3. Información secundaria.....	130
14.7.4. Recomendación técnica.....	130
14.7.5. Planeación del análisis.....	131
14.7.6. Desarrollo del análisis.....	131
14.7.6.1. Velocidades del aire.....	131
14.7.6.2. Componente aerodinámica de la resistencia al avance.....	132
14.7.6.3. Máximas variaciones de presión del aire en el tren.....	133
14.7.7. Conclusión.....	133
XV CLASIFICACIÓN Y PARTES DE LOS TÚNELES FERROVIARIOS.....	134
15.1. CLASIFICACIÓN DE TÚNELES.....	134
15.1.1. Por altitud.....	134
15.1.2. Por tipo de servicio.....	134
15.1.3. Por el tipo de material que atraviesa.....	135
15.1.4. Por localización transversal.....	135
15.1.5. Por cantidad de tubos en un mismo sistema.....	135
15.1.6. Por el sentido del movimiento que permite.....	135
15.1.7. Por localización regional.....	135
15.1.8. Túneles largos.....	136
15.2. PARTES DE UN TÚNEL PRINCIPAL.....	136
15.3. PARTES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN TÚNEL.....	136
15.4. DIFERENCIAS ENTRE UN TÚNEL FERROVIARIO Y UNO DE CARRETERA.....	136

XVI ASPECTOS GEOLÓGICOS PARA LA INGENIERÍA DE TÚNELES	139
16.1. ASPECTOS GEOLÓGICOS PARA PROPÓSITOS DE INGENIERÍA DE TÚNELES	139
16.1.1. Introducción.....	139
16.1.2. Tectónica de placas.....	139
16.1.3. Geología estructural de Colombia desde el punto de vista geotécnico	141
16.1.3.1. Las fallas geológicas de Colombia.....	141
16.1.3.2. Tipos de fallas	142
16.1.3.3. Otras geoestructuras de un macizo rocoso	144
16.1.3.4. Incidencia de algunas características de las fallas en los túneles	146
16.1.3.5. Configuraciones geoestructurales problemáticas de un macizo rocoso para la construcción de túneles.....	146
16.1.4. Propiedades ingenieriles de las rocas por origen geológico	147
16.1.4.1. Rocas sedimentarias químicas.....	148
16.1.4.2. Rocas sedimentarias detríticas	148
16.1.4.3. Rocas ígneas extrusivas.....	148
16.1.4.4. Rocas ígneas Intrusivas	149
16.1.4.5. Rocas metamórficas	150
16.2. RECUESTO DE LOS MECANISMOS DE FALLA EN TÚNELES EN ROCA.....	150
16.2.1. Mecanismos de falla en portales.....	152
16.2.2. Mecanismos de falla en túneles	152
16.3. CAUSAS DE COLAPSO EN TÚNELES.....	154
XVII DISEÑO GEOMECÁNICO DE TÚNELES FERROVIARIOS EN ROCA	156
17.1. PROCESO DE DISEÑO GEOMECÁNICO	157
17.2. IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y CONDICIONES GEOLÓGICAS DEL MACIZO ROCOSO, Y PARÁMETROS GEOMECÁNICOS.....	157
17.2.1. Uso de herramientas para la identificación y caracterización de macizos rocosos por fases de diseño	159
17.2.2. Información secundaria	159
17.2.2.1. Objetivo.....	159
17.2.2.2. Información a consultar.....	160
17.2.2.3. Fuentes de información	160
17.2.2.4. Confiabilidad de la información consultada.....	161
17.2.3. Reconocimiento de campo.....	161
17.2.3.1. Objetivo.....	161

17.2.3.2. Alcance	162
17.2.3.3. Herramientas para reconocimiento de campo	162
17.2.4. Exploración geotécnica	163
17.2.4.1. Programa de exploración geotécnica.....	163
17.2.4.2. Exploración por métodos indirectos: Geofísica	167
17.2.4.3. Exploración por métodos directos.....	169
17.2.4.4. Aspectos prácticos para la ejecución de la exploración geotécnica	169
17.2.5. Colección de información en campo	186
17.2.5.1. Toma de datos en núcleos de perforación	186
17.2.5.2. Toma de datos en superficie: Granulometría	188
17.2.5.3. Toma de datos de ensayos de campo	189
17.2.5.4. Toma de datos en estaciones geomecánicas: Caracterización de discontinuidades en campo.....	200
17.2.6. Ensayos de laboratorio	206
17.2.6.1. Tipos de ensayos de laboratorio	206
17.2.6.2. Normas de ensayos de laboratorio	207
17.2.7. El éxito en la etapa de identificación de materiales y condiciones geológicas del macizo rocoso.....	209
17.2.7.1. Redundancia en geotecnia.....	209
17.2.7.2. Método observacional.....	210
17.2.8. Determinación de parámetros geomecánicos a partir de los datos colectados en ensayos de campo	210
17.2.8.1. Introducción	210
17.2.8.2. Carga puntual	210
17.2.8.3. Martillo Schmidt	211
17.2.8.4. Penetración estándar	211
17.2.8.5. Penetración de cono	213
17.2.8.6. Veleta de campo.....	213
17.2.8.7. Penetración dinámica con puntaza	216
17.2.8.8. Presurómetro	216
17.2.8.9. Dilatómetro	217
17.2.8.10. Lugeon	217
17.2.8.11. Lefranc	218
17.2.9. Valores de referencia de parámetros geomecánicos de la roca intacta	219
17.2.9.1. Propiedades físicas y mecánicas	219
17.2.9.2. Resistencia a la Compresión Uniaxial vs Módulo de Elasticidad (Pello, 1993)....	221
17.2.9.3. Clasificación de la roca por medio de la Resistencia a la Compresión Simple	221

17.2.9.4. Resistencia a la Compresión Simple vs Módulo de Elasticidad por Deere & Miller, 1966 Rocas Sedimentarias (izquierda) e ígneas (derecha).....	221
17.2.9.5. Resistencia a la Compresión Simple vs Módulo de Elasticidad por Deere & Miller, 1966 Rocas Metamórficas	222
17.2.9.6. Resistencia a la Compresión simple vs Índice de carga puntual	223
17.2.9.7. Resistencia a la Compresión confinada vs Densidad seca	223
17.2.9.8. Velocidad de ondas P vs Índice de Carga Puntual	224
17.2.9.9. Número de rebote del martillo de Schmidt vs Índice de Carga Puntual.....	224
17.2.9.10. Porosidad vs Resistencia a la Compresión Inconfinada	225
17.2.9.11. Módulo de elasticidad vs Número de rebote del martillo de Schmidt.....	225
17.2.9.12. Valores de m_i para distintos tipos de roca	226
17.2.10. Efecto del tamaño de la muestra en la resistencia de la roca intacta.....	226
17.2.11. Criterios de falla de la roca intacta	227
17.2.11.1. Hoek-Brown (1980):	227
17.2.11.2. Mohr-Coulomb:	227
17.2.11.3. Bieniawski (1974):	227
17.2.11.4. Johnston (1985):.....	227
17.2.11.5. Ramamurthy <i>et al.</i> (1985), Ramamurthy (1986, 1993):.....	228
17.2.11.6. Criterios de falla y modelos constitutivos disponibles en programas de análisis	228
17.2.12. Determinación de parámetros de resistencia de las discontinuidades.....	229
17.2.12.1. Valores de referencia del ángulo de fricción básico.....	229
17.2.12.2. Parámetros de resistencia de discontinuidades con relleno.....	231
17.2.12.3. Cálculo del ángulo de fricción pico.....	232
17.2.12.4. Ángulo de fricción residual	232
17.2.12.5. Resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad (JCS).....	232
17.2.12.6. Ajuste por escala del factor JCS y JRC.....	233
17.2.12.7. Estimación del parámetro JRC por métodos cuantitativos	233
17.2.13. Resistencia al corte en discontinuidades.....	233
17.2.13.1. Factores que condicionan la resistencia al corte de una discontinuidad.....	233
17.2.13.2. Discontinuidades con relleno	234
17.2.13.3. Comentarios sobre la resistencia al corte de discontinuidades.....	234
17.2.13.4. Resistencia al corte en discontinuidades lisas	235
17.2.13.5. Resistencia al corte en discontinuidades con ángulo de rugosidad uniforme	235
17.2.13.6. Resistencia al corte en discontinuidades con rugosidad irregular	235
17.2.14. Determinación de parámetros geomecánicos del macizo rocoso por clasificaciones geomecánicas	238
17.2.14.1. Clasificación de macizos rocosos por grados de meteorización.....	238
17.2.14.2. Clasificación de macizos rocosos por métodos convencionales	241

17.2.14.3. Clasificación de macizos rocosos por métodos no convencionales.....	259
17.2.14.4. Correlaciones entre sistemas de clasificación geomecánica.....	267
17.2.14.5. Comentarios sobre los sistemas de clasificación.....	267
17.2.14.6. Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas	267
17.2.15. Determinación de parámetros mecánicos y de deformacionales del macizo rocoso según varios autores	269
17.2.16. Determinación de parámetros del macizo a partir de retro análisis	271
17.2.17. Criterios de falla de macizos rocosos isotrópicos.....	271
17.2.17.1. Hoek-Brown (1980 a 2002)	272
17.2.18. Aplicabilidad del criterio de falla de Hoek-Brown para macizos rocosos isotrópicos	274
17.2.18.1. Mohr-Coulomb:	274
17.2.18.2. Relación entre criterios de falla: Mohr Coulomb vs Hoek Brown	275
17.2.18.3. Bieniawski-Yudhbir:.....	276
17.2.18.4. Johnston, 1985:	276
17.2.18.5. Ramamurthy <i>et al.</i> , 1985; Ramamurthy, 1986, 1993:	277
17.2.19. Criterios de falla de macizos rocosos anisotrópicos	277
17.2.19.1. Criterios de resistencia al corte	277
17.2.20. Comentario sobre los parámetros geomecánicos por fases de diseño.....	279
17.3. SECTORIZACIÓN POR ZONAS GEOLÓGICAS HOMOGÉNEAS.....	280
17.4. INCIDENCIA DE LAS CARGAS IMPUESTAS POR EL PASO DE TRENES EN EL COMPORTAMIENTO DEL TERRENO.....	280
17.5. SECTORIZACIÓN POR TIPOS DE TERRENO (TT)	280
17.5.1. Cobertura.....	281
17.5.2. Estado de esfuerzos del macizo rocoso	282
17.5.2.1. Esfuerzos <i>in situ</i>	282
17.5.2.2. Estimación de los esfuerzos <i>in situ</i>	283
17.5.2.3. Medición de esfuerzos <i>in situ</i>	289
17.5.3. Portales.....	293
17.5.4. Túneles	293
17.5.4.1. Empujes de Montaña (squeezing ground)	293
17.5.4.2. Estallido de rocas (Rockburst) / desprendimientos localizados (popping).....	295
17.5.4.3. Hinchamiento (swelling)	296
17.5.4.4. Terreno que fluye	296
17.5.4.5. Terreno que rueda	296
17.5.4.6. Expulsión de gases	296
17.5.4.7. Cuñas de roca y desprendimiento de bloques	296
17.5.4.8. Aguas agresivas.....	311

17.5.4.9. Generación e incremento de oquedades	311
17.5.4.10. Relación de los mecanismos de falla y elementos de sostenimiento	311
17.5.4.11. Tipos de terreno según el RMR.....	312
17.5.4.12. Tipos de terreno según la Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México (2016)	312
17.5.4.13. Tipos de terreno según el NATM.....	314
17.5.5. Relación de los tipos de terreno y los mecanismos de falla	314
17.5.6. Comentarios sobre los tipos de terreno.....	317
17.5.7. Comentarios sobre la evaluación de comportamientos del terreno.....	317
17.6. CONCEPTO CONSTRUCTIVO: MEJORAMIENTO DEL TERRENO, SOPORTES, CARGAS, EXCAVACIONES, MÉTODOS CONSTRUCTIVOS	317
17.6.1. Métodos o técnicas de construcción	318
17.6.1.1. Nuevo Método de Tuneleo Austriaco	318
17.6.1.2. Análisis de Deformación Controlada en Rocas y Suelos (ADECO-RS).....	321
17.6.2. Métodos de mejoramiento del terreno	329
17.6.3. Soportes.....	329
17.6.3.1. Métodos empíricos	329
17.6.3.2. Recomendaciones de sostenimiento por métodos empíricos	330
17.6.3.3. Cálculo de sostenimiento por métodos empíricos	333
17.6.3.4. Cálculo de la presión del terreno sobre el sostenimiento	336
17.6.3.5. Cálculo del esfuerzo que ofrecen o aportan los diferentes tipos de sostenimiento.....	338
17.6.3.6. Avance de excavación máximo y autosoporte	342
17.6.3.7. Recomendaciones de soporte según Perri (2012).....	344
17.6.3.8. Recomendaciones de soporte según el NATM	344
17.6.3.9. Recomendaciones de soporte según Rabcewicz	350
17.6.3.10. Comportamiento de los soportes: Curva de reacción	350
17.6.3.11. Ejemplos gráficos de soportes.....	351
17.6.3.12. Afectación de resistencia de los soportes por sustancias agresivas	352
17.6.4. Excavación de túneles	352
17.6.4.1. Programa de excavación	352
17.6.4.2. Excavabilidad del terreno.....	353
17.6.4.3. Métodos de excavación y construcción de túneles.....	355
17.6.4.4. Rendimientos en maquinaria para excavación de túneles	378
17.6.4.5. Recomendaciones de utilización de herramientas de excavación	385
17.7. COMPORTAMIENTO DEL TERRENO APLICANDO CONCEPTOS CONSTRUCTIVOS.....	386
17.7.1. Evaluación de comportamientos del terreno por métodos analíticos.....	386

17.7.1.1. Curva de reacción del terreno	386
17.7.1.2. Curva de reacción del soporte	387
17.7.1.3. Cálculos del método analítico	388
17.7.1.4. Cálculo de convergencia	389
17.7.2. Métodos Numéricos.....	391
17.7.2.1. Tipos de métodos numéricos.....	391
17.7.2.2. Comentarios sobre los métodos análisis numéricos	392
17.7.2.3. Selección del modelo numérico adecuado	392
17.7.2.4. Programas de cómputo para análisis numéricos.....	393
17.7.2.5. Modelos constitutivos disponibles en los programas de análisis numérico	394
17.7.2.6. Relación de los tipos de modelos, programas de cómputo y fases de diseño	395
17.7.2.7. Tiempos de cálculo con métodos numéricos.....	395
17.8. REVESTIMIENTO DEFINITIVO EN TÚNELES FERROVIARIOS	395
17.8.1. Consideraciones de diseño y construcción de revestimientos definitivos	396
17.8.2. Métodos de diseño.....	397
17.8.2.1. Métodos hiperestáticos.....	397
17.8.2.2. Métodos numéricos	399
17.8.3. Incidencia de los sismos en el sistema de revestimiento	401
17.8.4. Riesgo en túneles por eventos sísmicos	401
17.8.4.1. Tipos de ondas generadas por movimientos tectónicos	401
17.8.4.2. Daños por sismo en túneles.....	402
17.8.4.3. Desempeño sísmico de estructuras subterráneas	403
17.8.4.4. Análisis sísmico de túneles largos.....	404
17.8.5. Análisis numérico de túneles bajo cargas de sismo	406
17.8.5.1. Caso I.....	406
Caso II	407
17.8.5.2. Resultados.....	408
17.8.5.3. Conclusiones.....	408
17.8.6. Afectación del sostenimiento por eventos sísmicos	408
17.8.6.1. Vulnerabilidad del soporte frente a actividad sísmica.....	408
17.8.6.2. Procedimiento de análisis mediante el método analítico.....	410
17.8.7. Aspectos constructivos del revestimiento.....	413
17.9. DRENAJE.....	414
17.9.1. Importancia del drenaje con el resto del diseño del proyecto de túneles, y problemas asociados	414
17.9.2. Elementos de drenaje.....	415
17.9.3. Localización de huecos o acumulación de agua detrás del revestimiento	416

17.9.4. Cálculo de caudales filtrados al interior de túneles por métodos analíticos	417
17.9.4.1. Régimen estacionario	417
17.9.4.2. Régimen transitorio.....	417
17.9.5. Distribución de esfuerzos del agua sobre el túnel.....	418
17.9.6. Software para análisis numérico de flujo.....	419
17.9.7. Aspectos constructivos del drenaje en túneles existentes	419
17.10. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA DE TÚNELES	419
17.10.1. Objetivo	419
17.10.2. Parámetros a monitorear en túneles	419
17.10.3. Zonas para instrumentar y equipos	420
17.10.4. Ejemplos gráficos de algunos equipos para instrumentación	420
17.10.5. Programa de instrumentación geotécnica	422
17.10.6. Errores en los programas de instrumentación.....	423
17.11. REPORTE GEOTÉCNICO	423
CONCLUSIONES.....	425
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	428

Tablas

Tabla 1. Legislación Ferroviaria de Colombia	24
Tabla 2. Recuento de los ferrocarriles de Colombia.....	40
Tabla 3. Túneles ferroviarios en Colombia	42
Tabla 4. Anchos de trocha (en milímetros) a nivel mundial	51
Tabla 5. Medidas de seguridad adoptadas por túneles de gran longitud.....	70
Tabla 6. Clasificación de vías férreas en función de la velocidad máxima, en Chile	85
Tabla 7.Recomendación de velocidades en curvas, en Chile.	85
Tabla 8. Radios mínimos.....	86
Tabla 9. Recomendaciones de ensanche.....	86
Tabla 10. Radios de curvatura en función de las velocidades de la Tabla 7 (pág. 87).....	87
Tabla 11. Distancia mínima entrevía.	87
Tabla 12. Recomendaciones de curvas de acuerdo.....	87
Tabla 13. Clasificación de las vías de circulación con relación a la velocidad máxima de ferrocarril	88
Tabla 14. Parámetros geométricos para trocha de 1668 mm-España	89
Tabla 15. Parámetros geométricos para trocha estándar mm-España.....	89
Tabla 16. Parámetros de diseño de trazado para ancho de trocha estándar.	90
Tabla 17. Geometría de trazado para diferentes velocidades. Ancho de trocha estándar.	90
Tabla 18. Ensanche en curva.	91
Tabla 19. Peralte máximo en función del radio de curvatura.	92
Tabla 20.Comparación de parámetros geométricos.....	96
Tabla 21. Características del trazado de túneles ferroviarios largos para vehículos de alta velocidad.	97
Tabla 22. Geometría típica versus método de construcción.	103
Tabla 23. Relación entre las geometrías típicas y el número de vías con la cual se diseña generalmente.	103
Tabla 24. Sistemas en los túneles ferroviarios modernos más largos del mundo	110
Tabla 25. Dimensiones nominales de túneles para diseño conceptual inicial: Túneles de vía única, área por tubo.....	112
Tabla 26. Dimensiones nominales de túneles para diseño conceptual inicial: Túneles de doble vía.....	112
Tabla 27. Recomendaciones para túneles ferroviarios de alta velocidad en Europa.	112
Tabla 28. Criterio de salud en túneles de vía única.	115
Tabla 29. Criterio de salud en túneles de vía doble.	115
Tabla 30. Criterio de confort en vía única.	116
Tabla 31. Criterio de confort en túneles de vía doble	116
Tabla 32. Características de túneles ferroviarios en líneas de alta velocidad.	116
Tabla 33. Tablas de dimensionamiento de la sección de un túnel ferroviario para trenes no estancos ($\tau_{dn}=0s$) por el criterio de salud.	117
Tabla 34. Proyección de fallas en superficie de Colombia.	143
Tabla 35. Propiedades ingenieriles de rocas sedimentarias de origen químico.	148
Tabla 36. Propiedades ingenieriles de rocas sedimentarias detríticas.....	148
Tabla 37. Propiedades ingenieriles de rocas ígneas extrusivas.	148
Tabla 38. Propiedades ingenieriles de rocas ígneas intrusivas	149
Tabla 39. Propiedades ingenieriles de rocas metamórficas.	150
Tabla 40. Comportamientos del terreno, causa y problemas asociados en túneles y portales (continuación).152	152
Tabla 41. Comportamientos del terreno, causa y problemas asociados en túneles y portales.	152
Tabla 42. Guía para el espaciamiento de perforaciones verticales e inclinadas.	165
Tabla 43. Método de perforación por tipo de material en zona de portales	167

Tabla 44. Relación de parámetros versus ensayos de campo.	168
Tabla 45. Métodos geofísicos aplicables a proyectos subterráneos	170
Tabla 46. Controles y recomendaciones para la ejecución de métodos de exploración geotécnica.....	171
Tabla 47. Clasificación de los sondeos por longitud	172
Tabla 48. Tipos de broca por tipo de material	176
Tabla 49. Tamaño de diamantes en brocas de perforación por tipo de material	177
Tabla 50. Efectos de la circulación de los fluidos en la perforación con coronas	177
Tabla 51. Tamaños estándar de herramientas de perforación (tuberías, acoples).	178
Tabla 52. Recomendación de tomamuestras por tipo de terreno en zona de portales	183
Tabla 53. Ejemplo de formato de campo para exploración geotécnica	184
Tabla 54. Guía para inspección manual de materiales térreos.	188
Tabla 55. Factores de corrección para reducir las lecturas medidas del rebote del martillo de Schmidt cuando no se usa de forma vertical hacia abajo.	191
Tabla 56. Propiedades y parámetros en arenas a partir del N_{spt}	194
Tabla 57. Propiedades y parámetros en arcillas y limos a partir del N_{spt}	194
Tabla 58. Normas para ensayos de campo.	200
Tabla 59. Ensayos de laboratorio para clasificación de rocas	206
Tabla 60. Ensayos de laboratorio para clasificación de suelos	206
Tabla 61. Ensayos de laboratorio para obtener parámetros de resistencia en rocas.	207
Tabla 62. Ensayos de laboratorio para obtener parámetros de resistencia en suelos	207
Tabla 63. Normas de ensayos para caracterización física de rocas.....	208
Tabla 64. Normas de ensayos para caracterización geomecánica de rocas	208
Tabla 65. Normas de ensayos para caracterización física de suelos	208
Tabla 66. Normas de ensayos para geomecánica de suelos	209
Tabla 67. Normas de ensayos de laboratorio para evaluar aguas agresivas.....	209
Tabla 68. Valores típicos de número de rebotes medidos con martillo tipo L para diferentes rocas.	211
Tabla 69. Ecuaciones para determinar el ángulo de fricción con base en el N_{spt}	211
Tabla 70. Propiedades y parámetros en arenas a partir del N_{spt}	211
Tabla 71. Correlaciones de resistencia a la compresión uniaxial y módulo de elasticidad con R_L	212
Tabla 72. Propiedades y parámetros en arcillas y limos a partir del N_{spt}	213
Tabla 73. Confiabilidad y aplicabilidad en la determinación de parámetros con base en CPT_u	214
Tabla 74. Expresiones para la determinación de parámetros a partir del ensayo CPT	214
Tabla 75. Valores esperados de p_L y E_o con el ensayo PMT para diversos suelos.	216
Tabla 76. Parámetros estimados a partir del ensayo DMT.	217
Tabla 77. Permeabilidad de un macizo rocoso por medio del ensayo Lugeon.	218
Tabla 78. Valores de referencia de módulo de elasticidad de la roca intacta	219
Tabla 79. Guía de parámetros relevantes por tipo de roca. Los parámetros relevantes pueden variar dependiendo de las condiciones del proyecto y requerimientos.	220
Tabla 80. Valores de referencia de cohesión y ángulo de fricción	221
Tabla 81. Relación entre la compresión uniaxial y el módulo de elasticidad	221
Tabla 82. Clasificaciones con base en la resistencia a la compresión simple de diferentes autores.	222
Tabla 83. Correlación entre el módulo de elasticidad y el número de rebote del martillo de Schmidt, R_n	225
Tabla 84. Valores de m_i por tipo de roca.	226
Tabla 85. Ángulo de fricción básico húmedo y seco por tipo de roca.	229
Tabla 86. Ángulo de fricción básico para varios tipos de roca agrupadas por origen.....	230
Tabla 87. Resistencia al corte de discontinuidades rellenas y materiales de relleno (según Barton, 1974) citado por (Ramírez Oyanguen & Alejano Monge, 2004)	231
Tabla 88. Grado de meteorización de la masa rocosa.	239
Tabla 89. Relación entre el grado de meteorización y el RQD.....	240

Tabla 90. Grados de meteorización del granito.	241
Tabla 91. Porosidad total y densidad seca de rocas graníticas a diferentes grados de meteorización.	241
Tabla 92. Clasificación del macizo rocoso por valor RMR (1989)	242
Tabla 93. Tabla para valoración del macizo rocoso. Clasificación RMR.....	244
Tabla 94. Clasificación de macizos rocosos por el valor Q.	246
Tabla 95. Parámetros de clasificación en el Sistema Q (2000).....	247
Tabla 96. Estimación de resistencia al corte de discontinuidades a partir de los valores Jr y Ja.	251
Tabla 97. Rango de valores de los parámetros del sistema Q.....	251
Tabla 98. GSI para macizos rocosos fracturados anisotrópicos.....	254
Tabla 99. GSI para macizos rocosos fracturados e isotrópicos.....	255
Tabla 100. Condición del macizo rocoso.....	256
Tabla 101. Condición de las discontinuidades.....	256
Tabla 102. RQD y Calidad del Macizo Rcoso.....	257
Tabla 103. Valuación de la Estructura Rcosa.	261
Tabla 104. Factor de Ajuste (AF) cuando se excava con TBM.	263
Tabla 105. GSI modificado	264
Tabla 106. Correlación entre el GSI modificado y el índice Q.....	265
Tabla 107. Correlación entre el GSI modificado y el RMR'	266
Tabla 108. Correlaciones entre sistemas de clasificación geomecánica	267
Tabla 109. Hoja de cálculo de propiedades del macizo rocoso	273
Tabla 110. Variación de las componentes de esfuerzo horizontal con la profundidad	286
Tabla 111. Variación de la componente de esfuerzo vertical con la profundidad.	287
Tabla 112. Variación de las componentes de esfuerzo principal mayor, intermedio y menor con la profundidad.	287
Tabla 113. Grados de squeezing en función de la convergencia (Singh y Goel, 1999).	294
Tabla 114. Potencial de estallido de rocas según Rusens (1974)	295
Tabla 115. Sistemas de discontinuidades en el ejemplo de aplicación del Keyblock.	305
Tabla 116. Típicos soportes iniciales y revestimientos usados en la práctica actual (TRB, 2006).....	311
Tabla 117. Sugerencias de sostenimiento para algunos problemas en roca.	312
Tabla 118. Tipos de terreno según el sistema de clasificación geomecánica RMR.....	312
Tabla 119. Relación entre condiciones geotécnicas y clasificación de macizos rocosos.....	312
Tabla 120. Tipos de terreno y descripción de las condiciones geotécnicas definidas en la Tabla 119.....	313
Tabla 121. Tipos de terreno y mecanismos de falla.....	314
Tabla 122. Tipos de terreno según el NATM.	315
Tabla 123. Comportamientos del macizo rocoso con base en el NATM.....	316
Tabla 124. Aplicabilidad de los instrumentos de estabilización.....	324
Tabla 125. Tipo de efecto ejercido por los instrumentos de estabilización en uso. (Fase de terapia).....	325
Tabla 126. Comparación del valor de RQD y el sostenimiento para túneles de 6 m de ancho.....	331
Tabla 127. Guía de sostenimiento con base en el RMR.	331
Tabla 128. Diseño de sostenimiento en labores mineras por medio del valor de GSI modificado (pág. 262).334	334
Tabla 129. Tipos de roca y sostenimiento según Lauffer (1958).....	335
Tabla 130. Clasificación de Terzaghi para carga de roca en túneles con arcos metálicos.	339
Tabla 131. Presiones máximas (Tb) y constante Q para diferentes diámetros y longitudes de pernos.....	340
Tabla 132. Valores de $f(\varphi)$	342
Tabla 133. Expresiones simplificadas de la presión máxima de soporte.	343
Tabla 134. Clases de comportamiento del terreno y preselección del soporte según Perri (2012).....	345
Tabla 135. Secuencias de excavación y soporte según el NATM	346
Tabla 136. Secuencias de excavación y sostenimiento propuestas por Rabcewicz.	348
Tabla 137. Reducción de resistencia de los materiales de soporte por contacto con sustancias agresivas.	352

Tabla 138. Clasificación de excavabilidad de macizos rocosos por el método de Weaver (1975).....	354
Tabla 139. Categoría de ripabilidad con base en el valor N-Método de Kirsten	354
Tabla 140. Clasificación del macizo rocoso con base en el Índice de Excavabilidad	355
Tabla 141. Clasificación de ripabilidad según el Método de Singh.....	355
Tabla 142. Valuación de parámetros del método de Scoble y Muftuoglu (1984).	356
Tabla 143. Clasificación de excavabilidad de macizos rocosos por el método de Scoble y Muftuoglu (1984).	356
Tabla 144. Valuación de parámetros del método de Hadjigeorgiou y Scoble (1988).....	357
Tabla 145. Valuación de parámetros del método de Singh (1989).	357
Tabla 146. Rendimiento aproximado de martillos neumáticos e hidráulicos	364
Tabla 147. Rendimiento por contenido de minerales abrasivos	383
Tabla 148. Consumo específico de picas con base en el contenido de minerales abrasivos y del trabajo necesario para el corte.	383
Tabla 149. Consumo de picas según el nivel de abrasividad de la roca	383
Tabla 150. Rendimiento esperado de una TBM para túneles de diámetro menores a 6 m.	385
Tabla 151. Escala de utilización de topes en roca compacta (RQD>90%)	385
Tabla 152. Escala de utilización de topes en función de la necesidad de sostenimiento	385
Tabla 153. Escala de utilización de las rozadoras en roca compacta (RQD>90%)	386
Tabla 154. Expresiones para determinar la rigidez del sostenimiento.....	389
Tabla 155. Tiempos de cálculo en modelaciones de esfuerzo-deformación con un computador IntelCoreI7 4960x3.66 GHz.....	395
Tabla 156. Características de los softwares más usados para hacer análisis de esfuerzo-deformación	396
Tabla 157. Coeficientes de deformación y curvatura- Pérez <i>et al</i> (2013).....	411
Tabla 158. Problemas asociados al agua en algunas cavernas de almacenamiento	415

Gráficas

Gráfica 1. Comparación de la distribución del esfuerzo vertical bajo carga uniforme de área circular basada en las ecuaciones de Boussinesq y distribuciones 1:1 y 2:1	59
Gráfica 2. Distribución de presión semi empírica recomendada en vías soportadas por material granular.	59
Gráfica 3. Relación de la rigidez de la sub rasante con la deformación y fracturamiento del balasto.	62
Gráfica 4. Desplazamiento vs números de ciclos de carga.	64
Gráfica 5. Evolución del conocimiento del terreno en función de la ejecución de la exploración.	73
Gráfica 6. Presión del aire, a lo largo del tiempo, en el vagón de cabeza M, dependiendo del área de la sección de un túnel de 20 m ² y otro de 70m ² . Po: Presión atmosférica.	118
Gráfica 7. Causas de colapso en túneles.	154
Gráfica 8. Velocidades de rotación recomendadas para cada tipo de broca o corona.	178
Gráfica 9. Carta para la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca a partir del número de rebote del martillo tipo L.	191
Gráfica 10. Determinación del índice de rugosidad.....	203
Gráfica 11. Determinación de JRC por método alternativo.	204
Gráfica 12. Resistencia a la compresión simple vs índice de resistencia a carga puntal I ₅₀	223
Gráfica 13. Resistencia a la compresión confinada σ_c versus densidad seca ρ_d para cretas.	223
Gráfica 14. Variación del índice de carga puntual con la velocidad de onda P para rocas cristalinas frescas y meteorizadas.	224

Gráfica 15. Variación del índice de carga puntual con el número de rebote del martillo de Schmidt para rocas cristalinas frescas y meteorizadas.	224
Gráfica 16. Variación de σ_c con la porosidad n para varios geomateriales.	225
Gráfica 17. Influencia del tamaño de la muestra en la resistencia a la compresión de la roca intacta.	226
Gráfica 18. Influencia de la rugosidad en la resistencia al corte de una discontinuidad.	233
Gráfica 19. Influencia de la relación de espesor de relleno y amplitud de aspereza de la discontinuidad, en su resistencia al corte.	234
Gráfica 20. Método de aplicación de cálculo de ϕ_{pico}	236
Gráfica 21. Relación entre RQD y frecuencia media de discontinuidades.	245
Gráfica 22. Integración de velocidad de onda sísmica V_p , índice Q_c , profundidad (H), modulo del macizo rocoso, presión de soporte requerida (P_r), porosidad, y resistencia a la compresión uniaxial σ_c	252
Gráfica 23. Relación entre el RQD y la frecuencia de discontinuidad, λ	258
Gráfica 24. Predicción del módulo de deformación del macizo rocoso según Gokceoglu <i>et al.</i> (2003).	260
Gráfica 25. Correlación entre el RMR y el módulo de deformación del macizo rocoso.	271
Gráfica 26. Criterio de falla de Mohr-Coulomb con corte en tracción.	274
Gráfica 27. Relación entre esfuerzos principales mayores y menores para el criterio de Hoek & Brown y el equivalente del de Mohr-Coulomb.	276
Gráfica 28. Curva esfuerzo cortante-esfuerzo normal según el criterio de Patton (1966).	279
Gráfica 29. Modelo de Jaeger representando la relación no lineal entre el esfuerzo normal y la resistencia al corte de la discontinuidad.	279
Gráfica 30. Variación del esfuerzo vertical (MPa) con la profundidad (m).	285
Gráfica 31. Variación de la relación del esfuerzo horizontal medio al esfuerzo vertical con la profundidad.	285
Gráfica 32. Influencia de la forma de la excavación y de la relación de los esfuerzos aplicados sobre el esfuerzo máximo de la periferia de la excavación: a. En las paredes, b. En el techo, c. Constantes A y B.	289
Gráfica 33. Convergencia versus relación de la resistencia del macizo entre el esfuerzo in-situ, para el caso de un túnel no soportado.	294
Gráfica 34. Clasificación del comportamiento de squeezing según Hoek (2000).	295
Gráfica 35. Relación RQD-Luz Túnel-Tipo de sostenimiento.	331
Gráfica 36. Recomendaciones de sostenimiento según el sistema Q en la versión del año 1994.	332
Gráfica 37. Diseño de sostenimiento en labores mineras subterráneas -SPM.	334
Gráfica 38. Sostenimiento con base en el RSR para un túnel de diámetro de 7.3 m. Nótese que el concreto lanzado y el concreto se usan generalmente juntos.	334
Gráfica 39. Sostenimiento con base en el valor RSR para un túnel de 4.27 m de diámetro.	335
Gráfica 40. Relación aproximada entre el factor de carga de Terzaghi y el RQD.	338
Gráfica 41. Tiempo de autosoporte con base en valores de RMR (Bieniawski, 1984).	344
Gráfica 42. Relación entre el claro activo (S) y el tiempo de sostén para diferentes tipos de roca.	345
Gráfica 43. Curva característica de soportes.	350
Gráfica 44. Curva característica para diferentes tipos de bulones.	350
Gráfica 45. Resultado de las voladuras para diferentes distancias de los barrenos cargados a los vacíos y diámetros de estos.	374
Gráfica 46. Estimación de la piedra a partir del ancho abierto.	374
Gráfica 47. Área de los barrenos de expansión necesaria y número de estos.	375
Gráfica 48. Relación entre la concentración lineal de carga y piedra máxima para diferentes diámetros de expansión.	375
Gráfica 49. Relación entre la profundidad o longitud de avance y los diámetros de los barrenos de expansión.	376
Gráfica 50. Valores recomendados del espaciamiento en función del diámetro de perforación para precorte y recorte.	377

Gráfica 51. Cálculo de piedra (B) a partir de diferentes concentraciones de carga de fondo para distintos diámetros de barrenos y tipos de explosivos.	377
Gráfica 52. Campo de aplicación de sistemas de excavación mecánica.	379
Gráfica 53. Variación del ICR con relación a la resistencia a la compresión simple, para RQD>50.	380
Gráfica 54. Variación del ICR con relación a la resistencia a la compresión simple, para RQD<50.	380
Gráfica 55. Relación entre la resistencia a la compresión simple y la energía específica para diversos grados de tenacidad.	381
Gráfica 56. Rendimientos de rozado correlacionados con los resultados del ensayo de trabajo de destrucción sobre muestras de pizarras arcillosas y cuarcitas.	381
Gráfica 57. Rendimiento de una rozadora de 132 kW, en función del resultado de UCS.	382
Gráfica 58. Rendimiento de corte y consumo de picas para diferentes valores de resistencia a la compresión simple e índice de abrasividad (CAI).	382
Gráfica 59. Rendimientos de rozado correlacionados con los resultados del ensayo de trabajo de destrucción sobre muestras de pizarras arcillosas y cuarcitas.	382
Gráfica 60. Muestra del consumo de picas en función del coeficiente de abrasión y de la resistencia de la roca.	383
Gráfica 61. Estimación del consumo de picas a partir del coeficiente de abrasividad de Schimazek ($F_{schim.}$) y de la resistencia de la roca.	384
Gráfica 62. Estimación del consumo de picas a partir del coeficiente de abrasividad y de la resistencia de la roca.	384
Gráfica 63. Correlación entre BCR y RCI para rocas sedimentarias y cabeza de corte transversal.	384
Gráfica 64. Curva de reacción del terreno.	387
Gráfica 65. Curva de reacción de un soporte.	388
Gráfica 66. Relación de curvas características.	388
Gráfica 67. P_i/P_o versus U_i/r_o	390
Gráfica 68. Relación $U_i/r_o / \sigma_{cm}/P_o$	390
Gráfica 69. Deformación del túnel en función del avance.	390
Gráfica 70. Análisis sísmico de estructuras subterráneas y procedimiento de diseño.	407

Ilustraciones

Ilustración 1. Modelo de la primera locomotora funcional del mundo.	27
Ilustración 2. Diagnóstico de la red férrea de Colombia.	36
Ilustración 3. Líneas objeto del Plan Maestro Ferroviario.	37
Ilustración 4. Sección transversal típica de una vía férrea.	43
Ilustración 5. Sistema de levitación neumática.	46
Ilustración 6. Sistema Neumático controlado por computadora en la Universidad de Virginia Occidental, Morgantown.	46
Ilustración 7. Sistema neumático sobre concreto.	47
Ilustración 8. Método de tracción por levitación magnética.	47
Ilustración 9. Ejemplo de fijaciones de un riel.	48
Ilustración 10. Empalme de modelos.	60
Ilustración 11. Analogía de los componentes en un diseño de túnel.	68
Ilustración 12. Esquema resumen de un proyecto de túneles férreo detallando la etapa de diseño geomecánico.	72

Ilustración 13. Sección de un túnel de monorriel de alta velocidad de levitación magnética-“Transrapid”	80
Ilustración 14. Dimensiones mínimas de espacio recomendadas para túneles de vía férrea.	82
Ilustración 15. Dimensiones de espacio que sugiere la AASHTO para una vía principal de doble carril.	82
Ilustración 16. Diagrama de espacio para secciones de túnel.	82
Ilustración 17. Túneles ferroviarios de vía única y doble.	103
Ilustración 18. Detalle orientativo para un túnel de doble vía de alta velocidad con sección de arco de tres centros de acuerdo al Rail 853.	105
Ilustración 19. Detalle orientativo para un túnel expreso de doble vía con sección circular de acuerdo al Rail 853.	105
Ilustración 20. Detalle orientativo para un túnel de vía única con sección circular para pasajeros y mercancías de acuerdo al Rail 853.	106
Ilustración 21. Detalle orientativo para el túnel S-Bahn de doble vía en una cueva con sección rectangular de acuerdo al Rail 853.	108
Ilustración 22. Variantes de sistemas de túneles ferroviarios.	108
Ilustración 23. Sistema del túnel de Base San Gotardo.	109
Ilustración 24. Simulación numérica de la entrada de un tren en túnel. Nivel de presión en el revestimiento del túnel.	114
Ilustración 25. Esquema de túnel recomendado en el estudio de los túneles de la nueva línea Madrid-Sevilla.	122
Ilustración 26. Sección típica en curva construida por métodos convencionales.	125
Ilustración 27. Sección típica en curva construida por TBM.	125
Ilustración 28. Esquemas de seguridad en túneles ferroviarios.	128
Ilustración 29. Corrientes y pulsos de presión generados por un tren de alta velocidad. Las zonas rojas representan altas presiones y las azules zonas de baja presión.	129
Ilustración 30. Perfil transversal de los túneles del tramo Brazatortas-Córdoba de la línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla. Recomendaciones de diciembre re 1986. Unidades en metros.	132
Ilustración 31. Tipos de túneles en función de su altitud.	134
Ilustración 32. Tipos de túneles por localización transversal.	135
Ilustración 33. Partes de una sección de túnel ferroviario.	137
Ilustración 34. Placas tectónicas: Velocidad y dirección de movimiento.	140
Ilustración 35. Mapa tectónico actual de Colombia.	141
Ilustración 36. Esquema de Horst y Graben.	142
Ilustración 37. Esquema de Pop up y Pop down.	142
Ilustración 38. Proyección de fallas en superficie en Colombia.	143
Ilustración 39. Túnel cerca de zonas de debilitamiento.	146
Ilustración 40. Influencia de las juntas o discontinuidades principales sobre la estabilidad de los túneles.	147
Ilustración 41. Influencia de los plegamientos en la excavación de un túnel.	147
Ilustración 42. Túnel ferroviario de alta velocidad: Visión para Colombia.	156
Ilustración 43. Diagrama de flujo diseño geomecánico de túneles.	158
Ilustración 44. Enfoque de la exploración por fases de diseño.	160
Ilustración 45. Disposición de sondeos por inclinación.	173
Ilustración 46. Esquema para el cálculo de RQD.	186
Ilustración 47. Corte directo in situ.	192
Ilustración 48. Equipo para ensayo Lugeon.	199
Ilustración 49. Esquema de ensayo Lefranc.	199
Ilustración 50. Características geométricas de las discontinuidades del macizo rocoso.	201
Ilustración 51. Representación estereográfica de tres familias de discontinuidades en una red polar de igual área.	201
Ilustración 52. Esquema de espaciamento de discontinuidades.	202

Ilustración 53. Perfiles de rugosidad.	235
Ilustración 54. Aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown.....	274
Ilustración 55. Aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown.....	277
Ilustración 56. Perfil de un túnel en el que se esquematiza el grado de fracturamiento del macizo rocoso, la presencia de una falla y la caracterización geotécnica (RMR, Q) por tramos.	281
Ilustración 57. Trayectorias de esfuerzos principales mayor y menor en el material que rodea una excavación circular en una placa elástica con compresión uniaxial.	283
Ilustración 58. Procedimiento Doorstopper.	291
Ilustración 59. Red estereográfica equi-areal.	298
Ilustración 60. Ejemplo del uso de Trend/Plunge.	299
Ilustración 61. Cuadrantes en el estereonet.	300
Ilustración 62. Ejemplo de intersección de dos planos.	303
Ilustración 63. Proyección estereográfica para determinar forma y volumen de una cuña en el techo de un túnel.	303
Ilustración 64. Tipos de fallas: normal o directa, inversa y de desgarre o direccional y sus proyecciones estereográficas.	304
Ilustración 65. Mecanismos de falla en portales mediante proyección estereográfica.	304
Ilustración 66. Intersección de planos- Metodología del Keyblock.	309
Ilustración 67. Ejemplo de uso del sistema de clasificación de tipos de terreno de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México.	314
Ilustración 68. Criterios de diseño del método NATM.	320
Ilustración 69. Respuesta de deformación del medio según el método ADECO.	321
Ilustración 70. Categorías de comportamiento según el método ADECO.	322
Ilustración 71. Avance típico de un paraguas de micropilotes.	326
Ilustración 72. Movimiento de roca hacia un túnel y la transferencia de la carga a la roca circundante.	337
Ilustración 73. Secuencia de excavación del Método Inglés.	359
Ilustración 74. Secuencia de excavación del Método Belga.	359
Ilustración 75. Secuencia de excavación del Método Alemán.	360
Ilustración 76. Secuencias de excavación del Método Austriaco.	360
Ilustración 77. Secuencia de excavación del Antiguo Método Austriaco de Tuneleo.	361
Ilustración 78. Antiguo Método Austriaco de Tuneleo, donde se es instalado el soporte rígido en el túnel paso a paso en varios tramos del perfil del túnel. (Después Braun, 1980).	361
Ilustración 79. Procedimiento de excavación y soportes del método NATM.	362
Ilustración 80. Varios tipos de excavación por secciones parciales. Las secciones excavadas son soportadas consecutivamente.	363
Ilustración 81. Etapas operacionales de avance de túnel por perforación y voladura.	369
Ilustración 82. Zonas de voladura.	370
Ilustración 83. Diferentes zonas en la voladura de un túnel.	370
Ilustración 84. Secuencia de encendido y fases de arranque.	371
Ilustración 85. Esquema que muestra las variables de una voladura en banco.	372
Ilustración 86. Configuración de un cuele.	374
Ilustración 87. Modelo continuo equivalente.	391
Ilustración 88. Malla de elementos discretos en una gran caverna en roca blocosa.	392
Ilustración 89. Rango de aplicación de métodos numéricos.	393
Ilustración 90. Esquema en Flac 3D.	393
Ilustración 91. Esquema en Phase.	393
Ilustración 92. Esquema en Phase 3D Tunnel.	393
Ilustración 93. Esquema en Midas.	393
Ilustración 94. Esquema en Examine 3D.	394

Ilustración 95. Esquema en Abaqus.....	394
Ilustración 96. Esquema en UDEC 2D.	394
Ilustración 97. Esquema en Ansys-Civil FEM.	394
Ilustración 98. Cargas de roca para revestimiento permanente: a. Cargas uniformes en techo y hastiales; b. cargas excéntricas.	397
Ilustración 99. Esquemas de Cargas a Baja cobertura y a Alta cobertura.....	398
Ilustración 100. Cargas hidrostáticas empíricas sobre estructuras subterráneas.	399
Ilustración 101. Diagrama de capacidad de soporte estructural para un revestimiento de 20 cm de concreto lanzado con 3 barras de lattice girder, colocadas en una excavación superior de techo curvo con piso plano.	400
Ilustración 102. Malla tridimensional de 3072 elementos en Abaqus para análisis de revestimiento.	400
Ilustración 103. Condiciones para considerar el análisis por sismo.....	403
Ilustración 104. Modos de deformación de túneles por eventos sísmicos.	405
Ilustración 105. Deformaciones axial y flexionante a lo largo del eje del túnel.	409
Ilustración 106. Relación de informes dedicados a distintos ámbitos.	415
Ilustración 107. Ejemplo de disposición de elementos de drenaje en un túnel.....	416
Ilustración 108. Ejemplo de esquema de drenaje.....	416
Ilustración 109. Mapeo con georadar de antena de 75 MHz, detrás de un revestimiento de túnel.	417
Ilustración 110. Lectura con georadar de antena de 500 MHz, detrás de un revestimiento de túnel.....	417
Ilustración 111. Red de flujo con proximidad de un túnel de drenaje.	418
Ilustración 112. Configuración de dispositivos para tomar medidas diametrales: General y roca estratificada horizontalmente (imagen superior), roca con buzamiento (imagen inferior).....	421
Ilustración 113. Configuración de dispositivos para medidas perimetrales.	421
Ilustración 114. Instrumentación de segmentos con extensómetros VW	421
Ilustración 115. Extensómetros en arcos metálicos	422

Imágenes

Imagen 1. Portada propuesta para el Manual Técnico de Diseño de Túneles Ferroviarios en Colombia.	12
Imagen 2. Réplica de la locomotora de Richard Trevithick.	30
Imagen 3. Ferrocarril de Caldas.....	33
Imagen 4. Tren de cercanías.	44
Imagen 5. Tránsito rápido.....	44
Imagen 6. Interurbano de carga.	44
Imagen 7. Interurbano de pasajeros.	45
Imagen 8. Interurbano de alta velocidad.....	45
Imagen 9. Tránsito rápido personal.	45
Imagen 10. Sistema por ruedas de acero.....	46
Imagen 11. Sección transversal riel en desuso. Estación Barrancabermeja.	48
Imagen 12. Fijación rieles a) Estación Barrancabermeja b) Puente Sogamoso.	48
Imagen 13. Traviesas de concreto. Puerto Sogamoso.....	49
Imagen 14. Tercer carril.	50
Imagen 15. Sistema de cambio de ancho de trocha.	50
Imagen 16. Señalización de cambio de ancho de trocha de 1668mm a 1435mm en España.....	50
Imagen 17. Balasto vía férrea Puente Sogamoso.....	52

Imagen 18. Bolsas de balasto japonés.	64
Imagen 19. Ejemplo de curva en el Túnel del metro en Kiev, Ucrania.	77
Imagen 20. Túnel de tranvía en Budapest, Hungría.	79
Imagen 21. Túnel de la Quiebra.	99
Imagen 22. Túnel en herradura tipo HPC.	100
Imagen 23. Túnel Beskid en las montañas Cárpatas en Ucrania.	100
Imagen 24. Túnel del metro en Kiev, Ucrania.	101
Imagen 25. Túneles del ferrocarril Krugobaikalskaya, Rusia: Cambio de sección de un túnel a otro.	101
Imagen 26. Túnel del metro en Kiev, Ucrania.	101
Imagen 27. Túnel del metro. Kiev, Ucrania.	101
Imagen 28. Ventanas en emboquilles. Túnel del Pertús, en los Pirineos.	113
Imagen 29. Túnel de protección contra el viento.	113
Imagen 30. Abocinamiento en emboquilles. Túnel del Pertús, en los Pirineos.	113
Imagen 31. Túnel Base San Gotardo.	114
Imagen 32. Horst y Graben en Irán.	142
Imagen 33. Falla de cabalgamiento.	142
Imagen 34. Falla de desgarre por cizalla en Cádiz, España.	144
Imagen 35. Falla inversa.	144
Imagen 36. Falla normal.	144
Imagen 37. Igeociencias. Japón.	144
Imagen 38. Estratificación inclinada.	145
Imagen 39. Macizo estratificado.	145
Imagen 40. Plegamiento anticlinal y sinclinal.	145
Imagen 41. Disyunción columnar.	145
Imagen 42. Reconocimiento de campo de un macizo rocoso por medio de un helicóptero.	162
Imagen 43. Geófonos inalámbricos. Nariño, Colombia.	169
Imagen 44. Sondeo manual en el Meta.	172
Imagen 45. Petty. Nariño, Colombia.	173
Imagen 46. Sondeo a rotación y percusión en el Cesar. Máquina: LongYear.	174
Imagen 47. Rolatec. Bogotá, Colombia.	174
Imagen 48. Fraste. Bogotá, Colombia.	174
Imagen 49. Sprager. Cesar, Colombia.	174
Imagen 50. Acker. Boyacá, Colombia.	174
Imagen 51. Tubería de perforación. Putumayo, Colombia.	174
Imagen 52. Pagani. Bogotá, Colombia.	175
Imagen 53. Adaptación de máquina de perforación sobre el cuerpo de un tractor. Bogotá, Colombia.	175
Imagen 54. Broca de concreción, Nariño, Colombia.	175
Imagen 55. Brocas de concreción y de inserción.	175
Imagen 56. Brocas de concreción y de inserción. Putumayo, Colombia.	175
Imagen 57. Broca de alta presión de aire o brocas botón. Los botones son inserciones de carburo de tungsteno. Bogotá, Colombia.	176
Imagen 58. Trabamiento de fragmento de roca en broca de concreción.	180
Imagen 59. Ejemplo de muestra extraída por rotación. Boyacá, Colombia.	181
Imagen 60. Apique.	181
Imagen 61. Tallado de bloques.	182
Imagen 62. Muestras en bolsa. Departamento del Meta.	182
Imagen 63. Ejemplo de una trinchera en horizontal. Puerto Wilches, Santander.	182
Imagen 64. Supervisión de la extracción de un bloque de arcilla con fisuras. Meta, Colombia.	185
Imagen 65. Ejemplo de recuperación de muestra. Antioquia, Colombia.	186

Imagen 66. Equipo de carga puntual.	187
Imagen 67. Medición de cantos por programas de medición. El lado c de los cantos se puede determinar aproximadamente como $(2/3)b$ dependiendo de la forma promedio de los cantos.	189
Imagen 68. Martillo de Schmidt.	189
Imagen 69. Equipo de placa de carga en un túnel.	190
Imagen 70. Equipo de corte directo in situ.	192
Imagen 71. Equipo de triaxial in situ.	193
Imagen 72. TV geo-estructural de alta definición.	193
Imagen 73. Cuchara partida SPT.	193
Imagen 74. Equipo para ejecutar ensayos de penetración estándar.	194
Imagen 75. Ejemplo de muestras extraídas por cuchara partida de 45cm de longitud.	194
Imagen 76. Cono de ensayo de penetración.	195
Imagen 77. Equipo de veleta de campo.	195
Imagen 78. Equipo de penetración dinámica con puntaza.	196
Imagen 79. Presurómetro.	198
Imagen 80. Dilatómetro.	198
Imagen 81. Diaclasas en un macizo de Málaga, España.	200
Imagen 82. Cilindro de mortero con discontinuidad y rugosidad.	234
Imagen 83. Equipo gato plano en forma circular y rectangular.	290
Imagen 84. Ejemplo de ensayo de gato plano.	290
Imagen 85. Equipo CSIRO Triaxial.	290
Imagen 86. Testigo de núcleo de mármol ensayado por Doorstopper.	291
Imagen 87. Equipo para ejecución de fractura hidráulica.	292
Imagen 88. Vibrating Wire Stressmeter.	292
Imagen 89. Enfilajes.	323
Imagen 90. Inserción de perno en fibra de vidrio.	326
Imagen 91. Elementos VTR lisos de sección circular.	326
Imagen 92. Mallas metálicas.	351
Imagen 93. Instalación de mallas-Túnel Base Brenner entre Australia e Italia, 2025.	351
Imagen 94. Arcos cedentes.	351
Imagen 95. Arcos cedentes en bodega.	351
Imagen 96. Concreto lanzado.	351
Imagen 97. Ejemplo de uso de arcos.	351
Imagen 98. Pernos de anclaje.	352
Imagen 99. Lattice Girder.	352
Imagen 100. Ejemplo de excavación de túneles-Túnel Base Brenner entre Australia e Italia, 2025.	358
Imagen 101. Excavación sugerida por el NATM en terreno con squeezing o terrenos sueltos.	362
Imagen 102. Martillo neumático.	366
Imagen 103. Excavadora.	366
Imagen 104. Roadheaders o rozadoras.	367
Imagen 105. TBM.	367
Imagen 106. Tuneladoras usadas en la construcción del túnel Base de San Gotardo.	368
Imagen 107. Perforación y voladura-Túnel Base Brenner entre Australia e Italia, 2025.	368
Imagen 108. Jumbo.	372
Imagen 109. Carro de encofrado utilizado para el túnel de la Autopista del Pacífico en Ballina, Australia.	413
Imagen 110. Carro de encofrado utilizado para túneles Brasil.	414
Imagen 111. Sistema de impermeabilización con geosintéticos.	416
Imagen 112. Cintas de convergencia.	420
Imagen 113. Ubicación de cintas extensométricas.	421

Imagen 114. Extensómetro de Varilla para controlar los desplazamientos a distinta profundidad.	421
Imagen 115. Inclímetro.....	422
Imagen 116. Deformímetro de hilo.	422
Imagen 117. Piezómetro Drive in.	422
Imagen 118. Deflectómetro.	422

CAPÍTULO 1: Aspectos del Manual

- I. Introducción al Manual.
- II. Justificación del Manual.
- III. Metodología de Construcción del Manual.
- IV. Objetivos del Manual.
- V. Alcance, Limitaciones y Ventajas del Manual.
- VI. Glosario.

I Introducción al Manual

Este manual presenta recomendaciones geométricas y geotécnicas para el diseño geomecánico de túneles ferroviarios en roca, incluyendo temáticas como: aspectos generales del diseño, fases de diseño, recomendaciones geométricas de trazado de túneles ferroviarios en donde se comparan normas y metodologías usadas en varios países, secciones típicas y clasificación de túneles, aspectos geológicos enfocados a la ingeniería de rocas, exploración geotécnica, metodologías de diseño y construcción de túneles, entre otras.

Antes de abordar el componente técnico, se presentan una serie de capítulos que buscan orientar al lector en la estructura del manual. Esta fue planeada con el fin de lograr, en los primeros dos capítulos, contextualizar al lector en la historia y actualidad del modo ferroviario en Colombia, así como hacerle conocedor de los sistemas férreos que existen en el mundo. Esto último se incluyó en el manual porque al ser un modo de transporte que se está retomando en el país, luego de su abandono por décadas, la temática es relativamente nueva y poco conocida, por lo cual merece ser divulgada.

El sistema ferroviario al que principalmente se dirige este manual es a los túneles férreos interurbanos de carga y pasajeros, y de alta velocidad.

La estructura del manual está dividida en capítulos y títulos. El objetivo de cada capítulo y la relación de los títulos correspondientes se muestran a continuación:

1.1. CAPÍTULO 1: Aspectos del Manual

El objetivo del Capítulo 1 es establecer el marco de ejecución del manual, es decir, el porqué del manual, objetivos, alcances, limitaciones, ventajas, metodología de construcción, y unificación de términos para reducir el error en la transmisión de ideas.

En este capítulo se presentan los siguientes títulos:

- Título I: Introducción al Manual
- Título II: Justificación del Manual.

- Título III: Metodología de Construcción del Manual.
- Título IV: Objetivos del Manual.
- Título V: Alcance, Limitaciones y Ventajas del Manual.
- Título VI: Glosario.

1.2. CAPÍTULO 2: Introducción al Modo Ferroviario

El objetivo del Capítulo 2 es introducir al lector al modo ferroviario incluyendo un recuento breve de la historia y normativa actual ferroviaria de Colombia, y una visión geotécnica de los sistemas férreos.

En este capítulo se presenta:

- Título VII: Normativa Ferroviaria.
- Título VIII: Resumen Histórico del Ferrocarril.
- Título IX: Los Ferrocarriles Colombianos y sus Túneles.
- Título X: Sistemas Ferroviarios.

La justificación técnica de la construcción del Capítulo 2 nace del hecho de que el geotecnista (o proyectista) está en la necesidad de entender los procesos a los cuales estará sometido el suelo o roca para anticipar o predecir la respuesta que el medio puede desarrollar, y así proponer soluciones de ingeniería que garanticen la estabilidad del suelo o roca y, por lo tanto, de la integridad de las estructuras en interacción con ellos.

Por lo anterior, para proyectos ferroviarios, es importante conocer las solicitaciones a las que estará expuesto el medio de fundación entendiendo el desempeño de cada parte del sistema ferroviario.

En cuanto a los capítulos de historia y normativa férrea, el objetivo es motivar la investigación técnica de disciplinas complementarias como la jurídica, económica, etc., que complementen este manual y su iniciativa de normalizar los proyectos de obras subterráneas para el modo ferroviario en Colombia.

1.3. CAPÍTULO 3: Introducción al Diseño Geomecánico de Túneles Ferroviarios

En este capítulo se aborda los aspectos generales del diseño de túneles en el que se define cuáles son los objetivos del proyecto macro, qué es el diseño integral y geomecánico del túnel, y se plantea la diferencia del diseño de túneles ferroviarios y de carretera. Luego, en el título X se presentan las fases de un diseño de túneles incluyendo una descripción de las características de cada una de ellas. Los títulos que hacen parte de este capítulo son:

- Título XI: Aspectos Generales del Diseño de Túneles.
- Título XII: Fases de Diseño.

1.4. CAPÍTULO 4: Aspectos Geométricos en el Diseño de Túneles Ferroviario

Como parte de los insumos requeridos para abordar el diseño geomecánico de túneles se encuentra el componente geométrico. Allí se plantea no solo el alineamiento o trazado por donde va a pasar la vía y sus túneles, sino también las características necesarias para que esos alineamientos hagan de la movilización de los vehículos férreos una actividad de operación segura y eficiente.

En complemento con lo anterior, se presentan geometrías típicas de túneles, y recomendaciones para dimensionar túneles ferroviarios por efectos aerodinámicos de presión sobre viajeros.

Lo anterior se desarrolla en los siguientes títulos:

- Título XIII: Recomendaciones para el Trazado Geométrico de Túneles Férreos.
- Título XVI: Secciones Transversales Típicas en Túneles Ferroviarios, y Diseño Aerodinámico de la Geometría de la Sección.
- Título XV: Clasificación de túneles.

1.5. CAPÍTULO 5: Aspectos de Geología y Mecánica de Rocas para el Diseño de Túneles

En este capítulo se presenta la tectónica de placas desde el punto de vista geotécnico, las consecuencias de la tectónica de placas que son las fallas geomecánicas, sus tipos, los problemas que generan en un proyecto de túneles, entre otros; y propiedades ingenieriles de las rocas en cuanto a su identificación y su comportamiento ingenieril con base en su origen geológico. El título que hace parte de este capítulo es:

- Título XVI: Aspectos Geológicos para la Ingeniería de Túneles.

1.6. CAPÍTULO 6: Diseño y Construcción de Túneles Férreos

En este capítulo se presenta el siguiente título:

- Título XVII: Diseño Geomecánico de Túneles Ferroviarios.

El objetivo del Capítulo 6 es brindar una guía de diseño geomecánico de túneles por etapas, que permitan al lector desarrollar su diseño a la par con la lectura del documento, y empleando las metodologías más comúnmente usadas en obras subterráneas a nivel de Colombia.

Adicional, en este título se incluyen comentarios importantes en cada etapa de diseño, se hacen algunas aclaraciones de temáticas que presentan ciertos vacíos en la literatura en general, así como la inclusión de metodologías de análisis en lenguaje práctico.

Este capítulo, así como los otros, ha sido construido con base en bibliografía internacional reconocida de alta calidad, experiencia en obras subterráneas de más de tres décadas del director de tesis en varias partes del mundo, experiencia propia, y perspectiva de estudiante y principiante de obras subterráneas.

II Justificación del Manual

En Colombia, el modo ferroviario no cuenta con un marco normativo y regulatorio a nivel de diseño, construcción, operación y mantenimiento. Con base en lo anterior, este manual es fundamental porque constituye una primera versión de regulación o normalización de los aspectos y procedimientos de diseño geotécnico de túneles férreos incluyendo aspectos de diseño geométrico, de modo que los equipos a cargo de los proyectos ferroviarios en zonas montañosas cuenten con una guía de diseño en etapas de prefactibilidad, factibilidad y construcción de este tipo de obras subterráneas.

2.1. Túneles ferroviarios versus túneles de carretera

Actualmente hay un manual de diseño de túneles del Invías, sin embargo, está dirigido específicamente a túneles de carretera. No existe en Colombia un manual de túneles ferroviarios. Si bien los métodos de diseño geomecánico de túneles no varían considerablemente entre uno de carretera y uno ferroviario, las particularidades de proyecto son específicas del modo férreo y conducen a que el diseño sea enfocado a cumplir requisitos específicos del modo. La diferencia entre estos dos tipos de túneles se aborda un poco más en detalle en el título 0 (pág. 134).

2.2. Auge del modo férreo en el país

La elaboración de este manual apoyará la iniciativa nacional de impulsar proyectos ferroviarios en Colombia con ingeniería de calidad y cien por ciento colombiana. Con lo anterior se espera motivar en el país la investigación en materia férrea y la generación de proyectos subterráneos férreos que se

encaminen a mejorar la competitividad a escala internacional con proyectos osados de ingeniería como las líneas férreas de alta velocidad.

2.3. Aspectos generales sobre el modo férreo

2.3.1. El modo férreo en la competitividad del país

El periódico *La República* publicó el 21 de noviembre de 2018 un artículo sobre la conectividad vial de Colombia con base en los análisis y calificaciones realizadas por el Foro Económico Mundial, entidad encargada de calcular el índice global de competitividad (IGC), destacando lo siguiente (González, 2018):

A pesar del gran esfuerzo que ha realizado el país para mejorar la red de carreteras con la construcción de las 4G, cuyas inversiones ascienden al 2 % del PIB, Colombia, obtuvo una calificación de 47,8 sobre 100 en el índice de conectividad de carreteras, calculado por el Foro Económico Mundial. Es decir, de 140 países medidos, la nación ocupa la casilla 97.

Adicionalmente, González (2018) afirmó:

Mientras que la inversión en carreteras llegó en promedio a niveles superiores a 1 % del PIB entre 2002 y 2017, la inversión en modos como el férreo y el fluvial fue de 0,07 % y 0,03 %, respectivamente, para el mismo periodo.

Del reporte global de competitividad periodo 2021-2022 para Colombia (Foro Económico Mundial, 2021) se observa que, en materia de densidad ferroviaria, Colombia cuenta con un valor de 4.8 puntos siendo el promedio de la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos de 71.33 % y de 21.4 % en Uruguay que es el país con mejor puntaje en América Latina.

Se concluye que el país cuenta con una red de infraestructura pobre en conectividad, en calidad, en eficiencia; carece del uso multimodal de transporte; tiene sobrecarga del sistema carretero que, a 2018, transportaba el 73 % de los bienes nacionales que, a la larga, es uno de los motivos por los cuales son tan traumáticos los paros de transporte carretero, como lo afirma el Ministerio de Transporte en su documento “Operación de cargas y transportes de carretera por Colombia” (Ministerio de Transporte, 2001).

2.3.2. Visión de los empresarios sobre el sistema férreo en Colombia

Los empresarios y colombianos en general perciben al sistema ferroviario nacional como obsoleto, antiguo y sin cabida en el sector productivo real del país, tal como lo manifestó el resultado de las encuestas realizadas a la Asociación Nacional de Empresarios de Colombia (ANDI) citado por Rodríguez Rosas (2013).

Además, Rodríguez (2013) informa que el director del programa de Logística y

Producción de la Universidad del Rosario consideró que es contradictorio que el Gobierno Nacional esté estimulando a las pequeñas empresas a buscar mercados internacionales sin ofrecerles y garantizarles herramientas adecuadas para que puedan generar sus operaciones internacionales sin tanto traumatismo, refiriéndose a sistemas de transporte eficaces con políticas de transporte correctamente direccionadas.

2.4. Evidencias de la necesidad del modo férreo

2.4.1. Costos logísticos

Los costos logísticos incrementan de acuerdo con variables como la estructura del negocio, los canales, el sistema, las políticas de distribución y el acceso a las principales ciudades de comercialización, expresó Andrés Felipe Santos (citado por Rodríguez, 2013) quien, además, se apoyó en la siguiente comparación:

En la distribución de una botella de vino desde Europa a Latinoamérica, el costo logístico en países como México, Estados Unidos y Argentina se incrementa en promedio US\$1,80. A Venezuela sube US\$9,8. Sin embargo, en Colombia el costo alcanza US\$26.

2.4.2. Edad del parque automotor

En cuanto a la movilización de carga, la antigüedad de los vehículos y su poca capacidad de carga hace que los costos de transporte se mantengan altos, afectando la competitividad de los bienes transportados (Rodríguez, 2013).

La oficina de planeación del Ministerio de Transporte publicó un documento en el año 2005 denominado “*Caracterización del transporte en Colombia. Diagnóstico y proyectos de transporte e infraestructura*” donde se dio a conocer que la edad del parque automotor en general es bastante elevada. En una versión de ese mismo documento, pero del año 2001, el Ministerio de Transporte comparó que en Colombia el parque automotor tiene en promedio de edad de 22 años, mientras que en Estados Unidos es de 7 años, en México es de 15 años y Brasil de 17 años. Esto claramente repercute en temas de sostenibilidad ambiental y competitividad.

Ahora bien, con respecto a este tema la ministra de transporte que ejerció en el año 2020 anunció el 14 de febrero de 2020, mediante la página oficial del Ministerio, que se planea actualizar el 47 % de los vehículos de carga con más de 20 años en el 2025.

2.4.3. Turismo

El *Periódico UNAL* digital de la Universidad Nacional de Colombia publicó un artículo el 17 de septiembre de 2018 con título “la hora del turismo en Colombia”, que resalta (Monsalve y Torres, 2018):

El comportamiento del turismo doméstico que se realiza en Colombia, se puede caracterizar como un patrón intrarregional más que interregional, es decir que los turistas suelen viajar dentro de su propia región en lugar de visitar las demás.

Monsalve y Torres (2018) comentan una de las razones por las que las personas no suelen viajar a lugares lejanos de su región de estadía:

La distancia entre las regiones se impone como una restricción a la hora de viajar, lo que es especialmente evidente en Colombia, ya que, por tener una geografía montañosa y un limitado desarrollo vial que conecte las diferentes regiones, el desplazamiento de un lugar a otro no solo requiere de mucho tiempo sino también de altos costos, lo que dificulta que las personas con un ingreso medio puedan desplazarse muy lejos de su región de origen.

Para superar las barreras de distancia, topografía, tiempo, costos y afectación al medio ambiente, un sistema ferroviario conformado, en parte, por obras subterráneas es ideal en comparación con el modo carretero. Además, impulsaría el desarrollo del turismo en zonas con potencial para hacerlo, pero con acceso limitado y que, por lo tanto, son regiones aisladas de la red económica del país.

III Metodología de Construcción del Manual

La metodología es un concepto que hace referencia a la estrategia que permitirá desarrollar el trabajo de grado de forma sistemática tal que se logre el cumplimiento del objetivo planteado. La metodología nace o se construye a partir del problema que se quiere trabajar. En este caso, el problema se resume con la siguiente pregunta:

¿Cómo contribuir con la geotecnia al progreso de la competitividad de Colombia a escala nacional e internacional en materia de infraestructura ferroviaria, con base en el estado actual de la normativa ferroviaria del país, el auge del modo ferroviario, y considerando la necesidad de conectar los centros de producción y de distribución a través de la cordillera de los Andes?

Se ha propuesto dar respuesta a esta pregunta con la elaboración del Manual Técnico de Diseño de Túneles Ferroviarios en Colombia. Para establecer una metodología que permita desarrollar el manual se requiere establecer cuáles son las condiciones que debe tener el manual, esas condiciones son:

- Debe tener el carácter de ser un manual.
- Se debe facilitar la lectura y la ubicación dentro del documento.
- Debe tener uniformidad en tipos de letra, forma de citas, características gráficas, etc.
- Debe tener una estructura ordenada.
- La información debe estar en idioma nacional.

- Debe contener gráficas, ilustraciones, figuras y esquemas legibles.
- Debe contener un contexto del modo ferroviario actual del país debido a que es un tema “reciente” (pero que está en auge) en infraestructura colombiana.
- Debe desarrollar el diseño geomecánico con conceptos claros y de forma sistemática.
- Debe incentivar programas de investigación futura.

Con estas condiciones de frontera, la metodología que más se ajusta para hacer que el manual tenga las características mencionadas es la metodología teórica o de investigación. Es necesario que este tipo de metodología para este caso particular se desarrolle en dos enfoques: aspectos de forma y aspecto técnico.

3.1. Metodología para Definir Aspectos de Forma del Manual

El aspecto de forma hace referencia a la estructura de forma que debe tener un manual y la distribución espacial del texto e imágenes. Esta metodología que define aspectos de forma consistió en el desarrollo de los siguientes ítems:

- Inscripción y participación en el curso “Claves de la Comunicación” impartidos en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito en el periodo 2022-2.
- Comparación de la estructura de manuales existentes.
- Revisión de textos gramaticales.
- Revisión bibliográfica en materia de construcción de manuales.

Luego de la ejecución de los ítems anteriores, se logró establecer las condiciones de aspectos de forma del manual, de la siguiente manera:

- **Debe tener el carácter de ser un manual:** Un manual es un documento que debe ser práctico y en el que se puede contar con recomendaciones y procedimientos ordenados y sistemáticos para llevar a cabo una tarea específica. En este caso el manual cuenta con procedimientos, valores de referencia, gráficas y metodologías de diseño concisas, adicional se evitó al máximo el uso de párrafos extensos intentando enfocar el documento a ser práctico.
- **Se debe facilitar la lectura y la ubicación dentro del texto:** Se ha propuesto usar referencias cruzadas para imágenes, tablas, figuras, esquemas, títulos, etc., que incluyan el número de página en el cual están ubicadas. Esto permite encontrar rápida y cómodamente el elemento numerado al que se cita, sobre todo es útil para aquellos elementos numerados que se encuentran varias hojas antes o después del párrafo que se está leyendo.

- **Debe tener uniformidad en tipos de letra, forma de citas, características gráficas, etc.:** Se estableció una forma única en todo el documento para hacer citas textuales, para las fuentes de las tablas, imágenes, etc., para los enunciados de las tablas, para el texto dentro de las tablas, entre otras. Esa forma única hace referencia al uso de un mismo tamaño de letra en tablas, una misma sangría y tipo de letra en citas (p. ej., cursiva), etc.
- **Debe tener una estructura ordenada:** El manual se desarrolló por capítulos, cada capítulo contienen uno o varios títulos. En total son seis (6) capítulos que abarcan un total de quince (15) títulos.
- **La información debe estar en idioma nacional:** En este manual se tradujeron varias tablas, gráficas, esquemas, etc., de uso general en la literatura internacional.
- **Debe contener gráficas, ilustraciones, figuras y esquemas legibles:** Se reconstruyeron la mayoría de gráficas que en la literatura se encuentra con desgaste por su antigüedad. Incluso algunas gráficas se intentaron mejorar subdividiendo el espacio del gráfico con líneas para facilitar la búsqueda de datos.
- **Debe contener un contexto del modo ferroviario actual del país debido a que es un tema “reciente” (pero que está en auge) en infraestructura colombiana:** El capítulo dos del manual contiene el

contexto ferroviario por medio del desarrollo de cuatro títulos en total.

- **Debe desarrollar el diseño geomecánico con conceptos claros y de forma sistemática:** Se ha desarrollado las etapas del diseño geomecánico aclarando conceptos que van desde los objetivos del proyecto macro, pasando por temáticas como el rol del diseño geomecánico dentro del diseño integral del proyecto, hasta el proyecto de diseño geomecánico que se aborda por etapas.
- **Debe incentivar programas de investigación futura:** El manual incentiva investigaciones interdisciplinarias. Dentro de ellas se destaca que dentro del ámbito de la geotecnia se impulsa a estudiar el diseño de túneles ferroviarios en la sabana de Bogotá.

Cabe anotar que dentro de la investigación de aspectos de forma se incluyó la revisión de tipologías de letra que se ajustan al tipo de contenido para hacer que la lectura no se torne tediosa. Por lo anterior, el manual, al ser un documento técnico, se construyó con la tipología *PT Serif* a excepción de algunos títulos que se construyeron con tipología *Book Antiqua* que resulta ser complemento de la anterior. Estas tipologías integran interlineados que hacen que la lectura se torne más amena. Parte de la investigación en cuanto a aspectos de forma incluyó la comparación de tipos de letra, estructuras, organización, etc., de manuales internacionales, evidenciando que tipologías como Times New Roman y Calibri no son las mejores para textos técnicos a nivel de ingeniería geotécnica porque tornan la lectura

“pesada” o tediosa, aun cuando la temática no lo sea.

3.2. Metodología para Definir Aspectos Técnicos del Manual

La metodología de desarrollo del componente técnico consistió en los siguientes ítems que están en acuerdo con el documento de “*protocolo de tesis*” presentado el año 2020 a la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito:

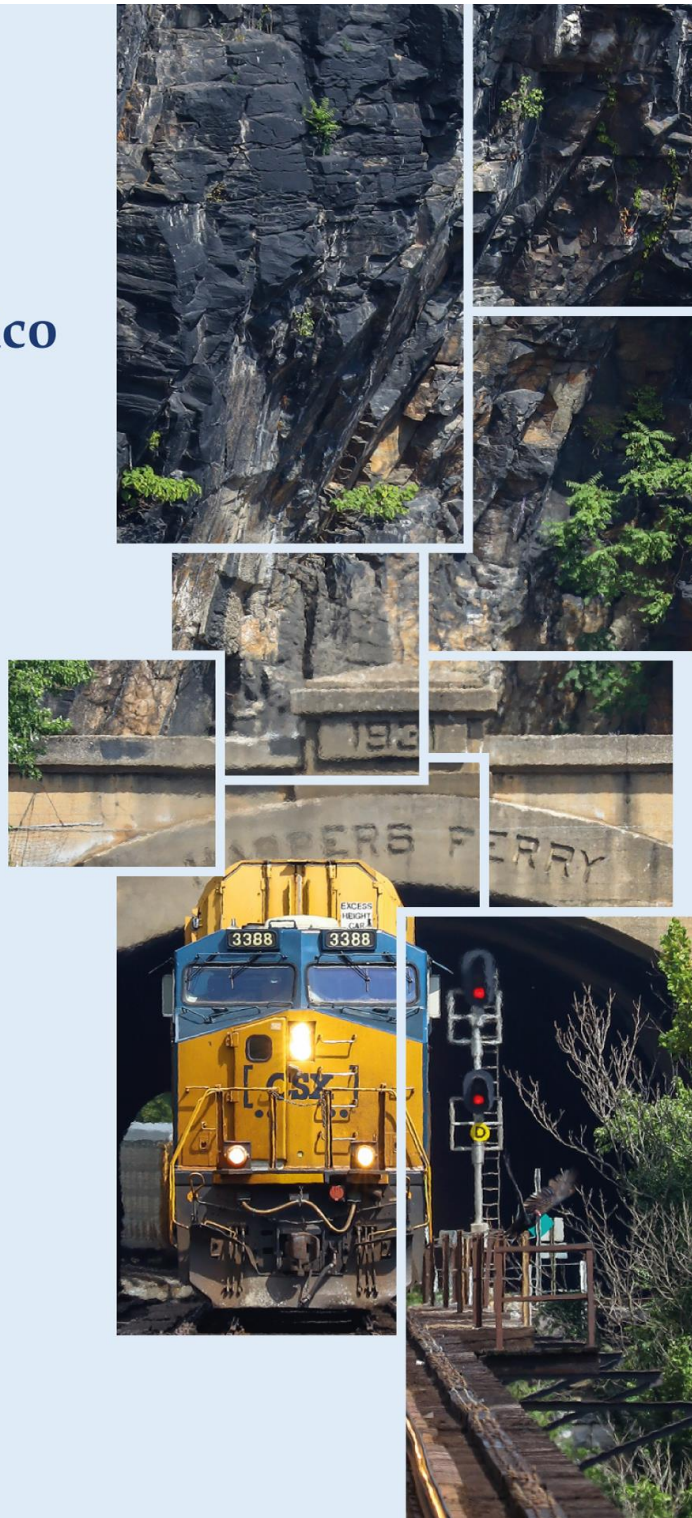
- Recopilación de información: Normas, manuales, artículos, tesis, conferencias, notas de clase, etc.
- Filtrar la información y apartar documentos que sean manuales oficiales de diseño de obras subterráneas.
- Hacer un análisis comparativo de los índices o tablas de contenido de los manuales.
- Identificar ventajas, falencias y oportunidades de cada tabla de contenido de los manuales coleccionados para construir el índice del manual de este trabajo de grado.
- Definir la tabla de contenido del manual producto de este trabajo de grado con base en los puntos anteriores.
- Desarrollar tema por tema del índice definido revisando la bibliografía conseguida y aplicando conceptos proporcionados por el director de tesis y por la experiencia.
- Ajustar tabla de contenido y contenido conforme revisiones y avances del manual.

Luego de la ejecución de los ítems anteriores se encontró lo siguiente:

- La mayoría de documentos no establecen un orden de diseño geomecánico previo desarrollo de las metodologías de diseño. Si bien algunos documentos muestran los tópicos en cierto orden, no se establece ese orden antes del desarrollo del documento dejando al lector muchas veces confundido cuando se va a implementar lo aprendido en un ejercicio académico o en lo laboral. Esto aplica más que todo para ingenieros principiantes en obras subterráneas.
 - La comparación de tablas de contenidos deja en evidencia la falta de inclusión de tópicos importantes tales como los métodos cinemáticos para analizar cuñas lo cual se incluyó en este trabajo de grado.
 - Las metodologías de diseño de túneles son similares en todos los documentos, sin embargo, existen opiniones importantes sobre cada una de ellas que se encuentran dispersas y que aquí en este manual se intentaron recopilar.
 - Las metodologías de diseño de túneles ferroviarios y túneles de carretera son similares, sin embargo, el concepto de diseño difiere en aspectos tales como la magnitud de deformación permisible del macizo rocoso ya que los sistemas ferroviarios tienden a ser más sensibles a los desplazamientos que los de carretera. Adicional, el diseño de la sección requiere incluir el criterio por aerodinámica, aspecto que en el caso de túneles de carretera no se considera.
 - En los documentos consultados no se hace la aclaración de la diferencia entre mecanismos de falla inducidos por la excavación de túneles, y aquellos que no son inducidos por la excavación pero que influyen en el comportamiento del macizo rocoso. En este manual se propuso hacer esta claridad (véase título XV del manual).
 - La literatura no especifica claramente el concepto de “método de excavación”. En este manual se especifica que el método de excavación lo constituyen dos aspectos: secuencias de excavación, y medios para excavación.
 - Algunos manuales pierden su sentido “práctico” cuando incluyen el desarrollo o demostración de ecuaciones y se vuelven libros teóricos.
 - No hay un documento que compile la mayoría de tópicos en el diseño de túneles. En este manual se intentó suplir esto aunque quedaron por desarrollar a detalle varios tópicos como, por ejemplo, la fractura hidráulica.
- Como resultado de la ejecución de la metodología de este trabajo de grado se obtiene el producto denominado *Manual Técnico de Diseño de Túneles Ferroviarios en Colombia* cuya portada inicial se plantea en la siguiente página. Cabe aclarar que el manual es una primera versión y admite modificaciones a futuro.

Manual Técnico de Diseño de Túneles Ferroviarios en Colombia

Primera versión



ESCUELA
COLOMBIANA
DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO
UNIVERSIDAD

*Iván Mauricio
Cubides Morato*

Imagen 1. Portada propuesta para el Manual Técnico de Diseño de Túneles Ferroviarios en Colombia.

IV Objetivos del Manual

4.1. General

Proveer un insumo para la normalización oficial del diseño y construcción de túneles ferroviarios en Colombia.

4.2. Específicos

Los objetivos específicos del manual son:

- Contextualizar al lector sobre aspectos ferroviarios en materia de normativas actuales, historia, túneles ferroviarios, y sistemas férreos.
- Presentar especificaciones técnicas y recomendaciones de diseño geométrico de trazado de túneles ferroviarios usadas en varios países.
- Establecer criterios técnicos de diseño y construcción de túneles ferroviarios para el caso Colombia.
- Proveer una guía para el diseño de túneles ferroviarios.
- Incentivar la investigación en materia de obras subterráneas ferroviarias en Colombia.

V Alcance, Limitaciones y Ventajas del Manual

El alcance establece el marco de desarrollo del presente manual y encamina la temática en una dirección específica que es el diseño geomecánico de túneles ferroviarios. Las limitaciones permiten a otros estudiantes o investigadores complementar el marco teórico de túneles ferroviarios con los temas que no se incluyen aquí. Las ventajas incentivan la lectura y uso de este manual.

5.1. Alcance

Este manual técnico está enfocado al diseño geomecánico de túneles férreos en roca para sistemas interurbanos en zonas rurales.

Este manual es una primera edición que se enmarca dentro del ámbito académico. Se busca ampliar, en otras ediciones y ojalá con el apoyo de entidades públicas y/o privadas interesadas, el desarrollo de temas que permitan consolidar un manual de diseño de túneles ferroviario de Colombia con miras normalizar los procedimientos de diseño, construcción, operación y mantenimiento para este tipo de proyectos. Este manual pretende una visión futurista hacia proyectos osados (para el país) de ingeniería como líneas férreas de alta velocidad en Colombia.

5.2. Limitaciones

Este manual no incluye:

- Sistemas de control y monitoreo de los trayectos de vehículos férreos.
- La temática relacionada con los talleres de reparación y

mantenimiento de vías y vehículo ferroviarios.

- Aspectos mecánicos y/o electromecánicos inherentes a los equipos de transporte, torres de control, puestos de mando, etc.
- Aspectos ambientales (normatividad, efectos, etc.).
- Detalles de medios de excavación de túneles con máquinas TBM. Se hace mención de aspectos generales, pero no se profundiza en ese tema.
- Aspectos sociales o económicos.
- Diseño de iluminación.
- Diseño de ventilación.
- Instalaciones y servicios auxiliares.
- Riesgo geológico y temas contractuales.

5.3. Comentarios sobre el manual

Este manual se constituye como una primera versión derivada de un trabajo académico y admite modificaciones a futuro con base en la nueva normatividad, avances de ingeniería, y comentarios de expertos, profesionales, profesores y estudiantes.

Con este manual se pretende:

- Incentivar el trabajo investigativo de ingeniería ferroviaria con ocasión al surgimiento de este tema en Colombia en los últimos tiempos.
- Apoyar la planeación, ejecución, mantenimiento y seguimiento de proyectos de ingeniería ferroviaria subterránea en Colombia.
- Ser una guía técnica para personal académico y profesional que se introducen a los proyectos de túneles ferroviarios en roca.
- Motivar el desarrollo de un sistema normativo ferroviario completo y aterrizado al caso puntual de Colombia.
- Evocar los acontecimientos ferroviarios de la historia para identificar su importancia en el desarrollo integral de una nación.
- Contribuir al crecimiento en la competitividad del país en materia de infraestructura ferroviaria al incentivar la creación de este tipo de obras subterráneas para líneas férreas competitivas como, por ejemplo, las de alta velocidad.

5.4. Ventajas de este manual

- Las gráficas, tablas e ilustraciones de uso común en la literatura internacional, que muchas veces son de difícil lectura por su antigüedad, fueron aquí reconstruidas, adaptadas, traducidas y modificadas.
- Se integran tesis de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio

- Garavito en materia de obras subterráneas. Esto hace que la experiencia e investigación de los integrantes de la universidad y sus directores sea tenida en cuenta.
- Imágenes de alta calidad.
- Se puede hacer el diseño de un túnel siguiendo, en orden, los pasos inscritos en el título XVII (ver pág. 156).
- Se presentan procedimientos detallados que en otros manuales no son tan claros.
- El lenguaje de este manual se intentó hacer lo más claro posible, y desde el punto de vista de principiante en el arte del diseño de túneles y obras subterráneas.
- La literatura de obras subterráneas a menudo cuenta con información técnica variada, por lo que este manual pretende ser ayuda a aclarar conceptos fundamentales de la ingeniería de túneles y también a proponer aspectos técnicos.
- Se incluyen aspectos de diseño aerodinámico para trenes de alta velocidad.
- Visión futurista hacia proyectos de ingeniería como líneas de alta velocidad en Colombia.
- El manual pretende unificar conceptos y criterios de diseño geotécnico abordados desde diferentes fuentes especializadas en materia de túneles y compilar en un documento, aquellos temas que generalmente se encuentran dispersos en la literatura.

VI Glosario

A continuación, se presentan algunos de los conceptos que habitualmente se usan en la literatura ferroviaria y en la geotecnia de túneles en roca. Algunos conceptos se definen con base en el trabajo de Ricketts, Loftin, & Merritt (2004). En esta sección se presentan los conceptos que competen para la finalidad de este manual. Conceptos más específicos se pueden consultar en el trabajo de los autores mencionados anteriormente, en literatura especializada, o a lo largo del desarrollo de este manual.

Alineamiento: Trazado horizontal y vertical de la línea férrea que comprende aspectos de peralte, velocidades y otros.

Alineamiento horizontal: Trazado en planta de una vía férrea en la que se definen curvas horizontales, tangentes y elementos de transición entre estos.

Alineamiento vertical: Trazado en perfil de una vía férrea en la que se definen curvas verticales y pendientes.

Balasto: Material seleccionado, tal como roca fracturada, para mantener la vía en línea y superficie.

Bateo del riel: Deformación de la superficie de la cabeza del riel.

Carenado: Revestimiento metálico del tren.

Catenaria: Línea aérea de contacto tendida longitudinalmente sobre las vías que permite a los vehículos provistos de pantógrafo la captación de potencia eléctrica. Definición de ecured.com

DEM: Siglas en inglés que definen el término de Modelo de Elementos Discretos.

Discontinuidad: Aspecto que le quita el carácter de continuidad en su masa rocosa a un macizo rocoso tal como las fracturas, fallas, diques, estratificación, foliación, etc.

Familia de discontinuidades: Conjunto de discontinuidades de un macizo rocoso que son similares en aspectos de orientación.

FDM: Siglas en inglés que definen el término de Modelo de Diferencias Finitas.

Ferrocarril: Es el sistema de movilización conformado por una locomotora que impulsa un tren de vagones, plataformas o carros sobre rieles. Este término suele ser genérico y obviar las diferencias entre los distintos sistemas de guiado (ver pág. 43).

Gálibo cinemático: Sección transversal del vehículo férreo.

Hombro de balasto: Es el ancho del balasto que sobre sale de la cara externa de los rieles cuyo propósito es proporcionar estabilidad a los rieles y traviesas.

Insuficiencia de peralte: Diferencia entre el peralte teórico y el real.

Locomotora: Una locomotora es un vehículo que arrastra un tren de vagones por medio de un motor.

Manual de diseño: Guía técnica que desarrolla el diseño por etapas y de forma explicativa y que, además, proporciona soluciones para aspectos de diseño por medio de tablas de valores, gráficas, relaciones entre parámetros de diseño, etc.

Método de excavación con tuneladora TBM (Tunnel Boring Machine): Método de excavación que, mediante el empleo de un escudo (cabeza giratoria equipada con elementos de corte), permite el avance de la sección completa del túnel, junto con la extracción del material de corte y la colocación del sostenimiento o un revestimiento simultáneamente (Instituto Nacional de Vías, 2020).

Normativa ferroviaria: Conjunto de leyes, decretos, circulares, resoluciones, normas, etc., que regulan los aspectos ferroviarios de diseño, construcción, operación, mantenimiento, explotación, tenencia, contratación, mejoras, ampliaciones, modificaciones, sistemas y atención a emergencias, manejo de recursos, manejo de riesgos, regulación de prestación del servicio, garantías, responsabilidades, participación de diferentes sectores en los proyectos, criterios de seguridad, entre otros que permitan regular el sistema ferroviario de forma eficiente y con un manejo correcto y justo de recursos.

Sub-balasto: Material colocado entre el balasto y la subrasante que provee drenaje y distribuye cargas en la subrasante.

Subrasante: Superficie del terreno natural que recibe las cargas transmitidas por el sub-balasto y/o balasto.

Tren: Conjunto de vagones o elementos conectados entre sí que para ser movilizados requieren de una locomotora.

Trocha: Separación entre las caras internas de los rieles que usualmente se expresa en milímetros (mm) siendo los más comunes el ancho de trocha angosta (914mm) y estándar (1450mm)

Túnel: Excavación subterránea que permite el paso de un lado a otro de personas, vehículos (a nivel carretero y ferroviario) y de fluidos (agua, hidrocarburos, gases, etc.) a través de una masa de roca o suelo.

Vía férrea: Camino de rieles por el que circulan vehículos férreos y que se compone de elementos como rieles, traviesas, elementos de sujeción y otros dependiendo del sistema de soporte y guiado. En ocasiones este manual se refiere a este concepto usando solamente la palabra “vía”.

Algunos términos tales como riel, balasto, placas de sujeción, traviesa, roca, macizo rocoso, diseño de túnel, diseño geomecánico, etc., que no se enlistan aquí, se definen y desarrollan en los capítulos correspondientes.

CAPÍTULO 2: Introducción al Modo Ferroviario

- VII. Normativa Ferroviaria.
- VIII. Resumen Histórico del Ferrocarril.
- IX. Los Ferrocarriles Colombianos y sus Túneles.
- X. Sistemas Ferroviarios.

VII Normativa Ferroviaria

En este título se busca contextualizar al lector sobre el estado actual de la normatividad ferroviaria del país iniciando con lo que fue la administración férrea en sus inicios y las repercusiones que ha tenido su inconstancia hasta hoy en el desarrollo de líneas férreas en Colombia. Luego, se presentan algunas de las leyes que tomaron vigencia para las líneas antiguas, mismas que requieren reestructuración para aplicarlas en proyectos actuales. A continuación, se hace un recuento de las normas nacionales (no oficiales), así como de las normas internacionales que pueden ser consultadas para proyectos ferroviarios. Por último, se presenta la conclusión de este título.

7.1. Recuento de la administración de los ferrocarriles de Colombia

En lo que sigue, se toma como referencia lo expuesto por Kohon, Champin, Rodríguez, & Cortés (2016) para hacer el recuento institucional que se ha llevado a cabo en Colombia con el fin de intentar consolidar una administración eficiente de la red férrea del país.

Bajo el supuesto de que unificar la administración de los ferrocarriles del país convertiría al ferrocarril en una empresa moderna y eficiente, se crea en 1954 la empresa Ferrocarriles Nacionales de Colombia (FNC) con la cual se construyó la mayor parte de la red que contaba con 3239 km en 1991, año en que la empresa fue liquidada.

Tras la liquidación de FNC, se crea en 1988 la Empresa Colombiana de Vías Férreas-Ferrovías que recibe de FNC la totalidad de la red con el fin de:

[...] mantener, mejorar, rehabilitar, extender, modernizar, explotar, dirigir y administrar la red férrea nacional.

Debido a un conjunto amplio de razones, entre las cuales la más relevante fue la imposibilidad de Ferrovías para elevar los niveles técnicos, económicos y financieros del ferrocarril, este plan de rehabilitación no logró cumplir sus objetivos y en 1995 se decidió concesionar al sector privado los tramos con mayor potencial.

En 1998, se estructuró y concesionó la Red Férrea del Pacífico en el valle del Cauca a la empresa Tren de Occidente, y en 1999 se concesionó la Red Férrea del Atlántico en el valle del Magdalena a la empresa FENOCO.

En 2003 se liquida Ferrovías. En ese mismo año se crea la INCO (actualmente ANI) y recibe las vías concesionadas, es decir, la Red Férrea del Pacífico y la Red Férrea del Atlántico. Las vías férreas no concesionadas se otorgaron al INVIAS, esas vías continuaron su decadencia con el paso del tiempo haciendo extremadamente difícil su rehabilitación por el deterioro progresivo de su infraestructura y la ocupación ilegal de sus terrenos.

En Colombia, el ferrocarril del Cerrejón entre Cerrejón y Puerto Bolívar, y el de Votorantim entre Paz de Río y Belencito, son las únicas dos vías férreas privadas del país actualmente.

7.2. Legislación Ferroviaria en Colombia

En materia legislativa ferroviaria, Colombia cuenta con un conjunto de leyes, decretos y resoluciones que se resumen en la Tabla 1 (ver pág. 24).

Al respecto, López (2019) expresa que:

[...] existen diversas leyes y normas con referencias al sector ferroviario, aunque únicamente algunas de ellas son específicas para el mismo; se considera que la legislación en vigor actualmente ha sido fruto de las necesidades concretas en momentos determinados en función del estado del sector, por ello se dispone de un conjunto de leyes y decretos no estructurados ni organizados.

7.3. Normativa Ferroviaria Internacional

En materia ferroviaria, existen dos sistemas normativos que predominan a nivel global que son el europeo, normado por las disposiciones de la Unión Internacional de Ferrocarriles (UIC), y el norteamericano, normado por el Departamento de Transporte (DOT) y por dos entidades no gubernamentales que son AREMA (American Railways Engineering and Maintenance of Way Association) y AAR (Association of America Railroads).

En el sistema norteamericano, que es en el que se basa Colombia y otros países de Centroamérica y Suramérica, hay un grupo de normas enfocadas básicamente a los aspectos de seguridad, medioambiente y calidad de servicio; y otro grupo enfocado a las normas técnicas que son controladas por organizaciones privadas como AREMA con estándares de infraestructura y AAR con estándares operativos principalmente (Kohon, Champin, Rodríguez, & Cortés, 2016).

7.4. Normativa Ferroviaria de Colombia

La normativa ferroviaria es indispensable para garantizar la seguridad y las condiciones óptimas de prestación del servicio, [...] que rijan la actividad ferroviaria nacional y aseguren la uniformidad técnica del sistema en la infraestructura ferroviaria y el material rodante. (DNP, 2018-2022).

7.4.1. Comentario sobre la normativa ferroviaria en Colombia

Como resultado de los cambios institucionales mencionados, además de la priorización del país en la inversión en el modo carretero, el modo férreo fue perdiendo la importancia en el marco de la institucionalidad del sector transporte, pues sus marcos regulatorios y normativos no fueron actualizados. La más reciente ley para regular el modo ferroviario fue expedida hace 100 años (Ley 76, 1920). A partir de entonces, se han expedido normas técnicas y decretos para permitir la operación actual, pero han sido insuficientes para impulsar el modo en el mediano y largo plazo (DNP, 2018-2022).

7.4.2. Regulaciones técnicas

Al respecto, el documento del Plan Maestro Ferroviario 2018-2022 reconoce la necesidad de que Colombia normalice y regule los diversos aspectos del sector ferroviario:

En Colombia, será necesario realizar un estudio para definir los lineamientos y la normativa del sistema ferroviario nacional; por ello, se partirá de las mejores disposiciones y prácticas internacionales para determinar las regulaciones técnicas adaptadas a las particularidades de los corredores nacionales y regionales.

En línea con lo mencionado, es necesario regular ciertos aspectos técnicos de la operación para asegurar la interoperabilidad y la articulación de la red, la operación segura del material rodante sobre la infraestructura férrea y el cumplimiento de los requisitos técnicos y de seguridad.

Adicional, el documento en mención presenta los lineamientos a seguir en la estructuración de las normas de operación, de seguridad, técnicas y otras. Con respecto a la reglamentación técnica expresan que debe contener los siguientes aspectos:

- Características de los elementos que componen el sistema ferroviario.
- Diseño y construcción de nuevas vías férreas.
- Rehabilitación de vías férreas.
- Mantenimiento y conservación de vías férreas.
- Material rodante.
- Sistemas de control de tráfico, señalización y comunicación.

- Investigación de accidentes ferroviarios.

Kohon, Champin, Rodríguez & Cortés (2016) en el documento “*Desafíos del transporte ferroviario de carga en Colombia*”, se pronuncia con respecto a las regulaciones técnicas:

En Colombia, la organización política del país, separado en Estados Soberanos, no contribuyó a la adopción de estándares en la infraestructura y se dio el caso paradójico que un mismo trazado tuviera trochas diferentes, al ser construidos por entidades independientes.

El anterior es un reto particular en Colombia que se puede abordar por diversos mecanismos que existen para adaptar los anchos de trocha como se muestra en el título X, página 50 de este manual.

Los autores en mención también indican que:

[...] la American Railroad Engineering and Maintenance of Way Association, AREMA, entidad privada que produce los estándares de infraestructura ferroviaria que, aun siendo sólo recomendaciones cuyo acatamiento es voluntario, han uniformado la técnica ferroviaria en Norteamérica y en muchos otros países, como Venezuela, Brasil, Perú y Chile.

7.4.3. Manual de Normatividad Férrea

Actualmente, en Colombia existe una norma técnica (no oficial) de sistemas ferroviarios que es el Manual de Normatividad Férrea de 2013 que normaliza aspectos de diseño, construcción, operación, control y seguridad. La norma se divide en dos partes que son:

Parte I: Objetivos, especificaciones de diseño, especificaciones de construcción, especificaciones de operación y control ferroviario.

Parte II: Objetivos, especificaciones de mantenimiento, especificaciones de seguridad ferroviaria, otras recomendaciones (especificaciones ambientales, y planificación y estructuración de proyectos ferroviarios con servicio tipo carga) y glosario de términos técnicos.

7.4.3.1. Contenido de la parte I del Manual de Normatividad Férrea de 2013

El manual cuenta con la siguiente estructura de contenido:

1. Objetivo.
2. Especificaciones de diseño:
 - 2.1. Especificaciones geométricas de trazado.
 - 2.2. Elementos de la superestructura ferroviaria.
 - 2.3. Dimensionamiento de la sección transversal.
 - 2.4. Recomendaciones para el diseño de esquemas de vías, localización de cambiavías y apartaderos.
 - 2.5. Recomendaciones básicas de diseño de estaciones y patios de maniobra.
3. Especificaciones de construcción:
 - 3.1. Excavaciones y movimientos de tierra.
 - 3.2. Conformación de terraplenes.
 - 3.3. Conformación de infraestructura y superestructura de vía.

- 3.4. Obras de drenaje.
- 3.5. Instalación de elementos de la superestructura.
- 3.6. Instalación desvíos, cambiavías y apartaderos.
- 3.7. Especificaciones para el balasto.
- 3.8. Especificaciones de calidad de la vía.
- 3.9. Otras recomendaciones constructivas (recomendaciones en lo referido a protección de taludes).

4. Especificaciones de operación y control ferroviario.

En materia de túneles ferroviarios el manual no proporciona información a excepción del capítulo 2.1 que presenta recomendaciones para el trazado de la geometría de los gálibos estructurales en vía general, en túneles de vía única, en túneles de vía doble y en vías electrificadas.

Kohon, Champin, Rodríguez, & Cortés (2016) mencionan que:

Los Ferrocarriles Nacionales de Colombia y posteriormente Ferrovías adoptaron en su momento un conjunto de normas basado en las normas norteamericanas, decisiones que quedaron sin efecto con la disolución de ambas entidades, produciéndose un vacío normativo. En este sentido, se recomienda que Colombia, con un sistema ferroviario orientado fundamentalmente al transporte masivo de cargas, profundice su adhesión a la normativa técnica ferroviaria norteamericana (DOT/FRA-AREMA-AAR).

7.5. Conclusión con respecto a la normativa ferroviaria en Colombia

En consecuencia de lo expuesto anteriormente, el país no cuenta con normas y regulaciones ferroviarias definidas y vigentes a nivel nacional y, aunque el Plan Maestro Ferroviario contempla aspectos normativos, hay mucho por investigar y estudiar en esta materia para el caso nacional.

Tabla 1. Legislación Ferroviaria de Colombia

Tipo de norma	Título	Síntesis
<i>Ley 76 del 15 de noviembre de 1920</i>	<i>"Sobre policía de ferrocarriles".</i>	Materia: Construcción, mantenimiento, seguridad y control. Estado: Vigente, con algunas actualizaciones de articulado realizadas en los años 1953, 1962, 2002 y 2010.
<i>Ley 146 del 31 de diciembre de 1963</i>	<i>"Por la cual se ordena a la Nación, Departamentos y Ferrocarriles Nacionales, la construcción de unas obras, y se reglamenta la futura construcción de carreteras y líneas férreas".</i>	Materia: Construcción. Estado: Vigente, con algunas actualizaciones de articulado realizadas en el año 1993.
<i>24 del 27 de agosto de 1975</i>	<i>"por la cual se da un nombre al Ferrocarril del Valle del Río Magdalena".</i>	Materia: Organización. Estado: No está vigente por agotamiento del objeto.
<i>Ley 30 del 6 abril de 1982</i>	<i>"Por la cual se modifica la Ley 64 de 1967".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente
<i>Ley 21 del 2 de febrero de 1988</i>	<i>"Por la cual se adopta el programa de recuperación del servicio público de transporte ferroviario nacional, se provee a su financiación y se dictan otras disposiciones".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente. La ley fue reglamentada por los Decretos: 1591 de 1989, 1590 de 1989, 1589 de 1989, 1588 de 1989
<i>Ley 1 del 10 de enero de 1991</i>	<i>"Por la cual se expide el estatuto de Puertos Marítimos y se dictan otras disposiciones"</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente
<i>ley 105 del 30 de diciembre de 1993</i>	<i>"Por la cual se dictan disposiciones básicas sobre el transporte, se redistribuyen competencias y recursos entre la Nación y las Entidades Territoriales, se reglamenta la planeación en el sector transporte y se dictan otras disposiciones".</i>	Materia: Organización y control. Estado: Vigente.
<i>Ley 310 del 6 de agosto de 1996</i>	<i>"Por medio de la cual se modifica la Ley 86 de 1989".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente
<i>Ley 336 del 20 de diciembre de 1996</i>	<i>"Por la cual se adopta el estatuto nacional de transporte".</i>	Materia: Organización, seguridad y control. Estado: Vigente.
<i>Ley 769 del Ley 769 del 20 de diciembre de 2002</i>	<i>"Por la cual se expide el Código Nacional de Tránsito Terrestre y se dictan otras disposiciones".</i>	Materia: Organización, seguridad y control. Estado: Vigente Modificada en varios artículos por la Ley 1383 de 2010
<i>Ley 1383 del 16 de marzo de 2010</i>	<i>"Por la cual se reforma la Ley 769 de 2002-Código nacional de tránsito y se dictan otras disposiciones".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente Esta ley fue modificada por la ley 1450 de 2011
<i>Ley 1450 del 16 de junio de 2011</i>	<i>"por la cual se expide el Plan Nacional de Desarrollo, 2010- 2014"</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente.
<i>Decreto 2770 del 23 de octubre de 1953</i>	<i>"Por el cual se fijan normas sobre uniformidad de la anchura de las vías públicas nacionales y sobre seguridad de estas".</i>	Materia: Construcción Estado: Desde el punto de vista técnico se encuentra obsoleto.
<i>Decreto 1075 del 1 de abril de 1954</i>	<i>"Se dictan algunas disposiciones con relación a la seguridad en pasos de nivel".</i>	Materia: Construcción y seguridad. Estado: Adoptado como legislación permanente por la Ley 141 de 1961, Ley 146 de 1963 y en la Ley 769 de 2002
<i>Decreto 3129 del 28 de</i>	<i>"Por la cual se crea la empresa Ferrocarriles Nacionales de Colombia".</i>	Materia: Organización. Estado: Derogado por el Decreto 1586 de

Tipo de norma	Título	Síntesis
<i>diciembre de 1954</i>		1989
<i>Decreto 1586 del 18 de julio de 1989</i>	<i>"Por el cual se ordena liquidar la empresa Ferrocarriles Nacionales de Colombia, se adoptan normas para su liquidación y se dictan otras disposiciones".</i>	Materia: Organización. Estado: Actualmente no aplica
<i>Decreto 1587 del 18 de julio de 1989</i>	<i>"Por el cual se dictan normas generales para la organización y operación del sistema de transporte público ferroviario nacional".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente.
<i>Decreto 1588 del 18 de julio de 1989</i>	<i>"Por el cual se crea la Empresa Colombiana de Vías Férreas, Ferrovías, y se dictan normas para su organización y funcionamiento".</i>	Materia: Organización. Estado: No es aplicable.
<i>Decreto 2171 del 30 de diciembre de 1992</i>	<i>"Por el cual se reestructura el Ministerio de Obras Públicas y Transporte como Ministerio de Transporte y se suprimen, fusionan y reestructuran entidades de la rama ejecutiva del orden nacional".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente y modificado por: Ley 105 de 1993, Decreto 1179 de 1999 Decreto 2053 de 2003, Decreto 81 de 2000
<i>Ley 1450 del 16 de junio de 2011</i>	<i>"por la cual se expide el Plan Nacional de Desarrollo, 2010- 2014".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente.
<i>Decreto 2770 del 23 de octubre de 1953</i>	<i>"Por el cual se fijan normas sobre uniformidad de la anchura de las vías públicas nacionales y sobre seguridad de estas".</i>	Materia: Construcción Estado: Desde el punto de vista técnico se encuentra obsoleto.
<i>Decreto 1075 del 1 de abril de 1954</i>	<i>"Se dictan algunas disposiciones con relación a la seguridad en pasos de nivel".</i>	Materia: Construcción y seguridad Estado: Adoptado como legislación permanente por la Ley 141 de 1961, Ley 146 de 1963 y en la Ley 769 de 2002
<i>Decreto 3129 del 28 de diciembre de 1954</i>	<i>"Por la cual se crea la empresa Ferrocarriles Nacionales de Colombia".</i>	Materia: Organización. Estado: Derogado por el Decreto 1586 de 1989
<i>Decreto 1586 del 18 de julio de 1989</i>	<i>"Por el cual se ordena liquidar la empresa Ferrocarriles Nacionales de Colombia, se adoptan normas para su liquidación y se dictan otras disposiciones".</i>	Materia: Organización. Estado: Actualmente no aplica
<i>Decreto 1587 del 18 de julio de 1989</i>	<i>"Por el cual se dictan normas generales para la organización y operación del sistema de transporte público ferroviario nacional".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente.
<i>Decreto 1588 del 18 de julio de 1989</i>	<i>"Por el cual se crea la Empresa Colombiana de Vías Férreas, Ferrovías, y se dictan normas para su organización y funcionamiento".</i>	Materia: Organización. Estado: No es aplicable.
<i>Decreto 2171 del 30 de diciembre de 1992</i>	<i>"Por el cual se reestructura el Ministerio de Obras Públicas y Transporte como Ministerio de Transporte y se suprimen, fusionan y reestructuran entidades de la rama ejecutiva del orden nacional".</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente y modificado por: Ley 105 de 1993, Decreto 1179 de 1999 Decreto 2053 de 2003, Decreto 81 de 2000
<i>Decreto 3109 del 30 de diciembre de 1997</i>	<i>"por el cual se reglamenta la habilitación, la prestación del servicio público de transporte masivo de pasajeros y la utilización de los recursos de la Nación".</i>	Materia: Organización. Estado: vigente y es aplicable a sistemas ferroviarios suburbanos o de cercanías, o sistemas metro.
<i>Decreto 3110 del 30 de diciembre de 1997</i>	<i>"por el cual se reglamenta la habilitación y la prestación del servicio público de transporte ferroviario".</i>	Materia: Organización, control y seguridad Estado: Vigente

Tipo de norma	Título	Síntesis
<i>Decreto 1791 del 26 de junio de 2003</i>	<i>“Por medio del cual el Gobierno suprime la Empresa Colombiana de Vías Férreas (Ferrovías) y ordena su liquidación”.</i>	Materia: Organización. Estado: No es aplicable.
<i>Decreto 2056 del 24 de julio de 2003</i>	<i>“por el cual se modifica la estructura del Instituto Nacional de Vías, INVIAS, y se dictan otras disposiciones”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente
<i>Decreto 1800 del 26 de junio de 2003</i>	<i>“Por el cual se crea el Instituto Nacional de Concesiones INCO y se determina su estructura”.</i>	Materia: Organización, Estado: Vigente
<i>Decreto 4165 del 3 de noviembre de 2011</i>	<i>“Por el cual se cambia la naturaleza jurídica, cambia de denominación y se fijan otras disposiciones del Instituto Nacional de Concesiones -INCO”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente
<i>Resolución 353 del 18 enero de 1996</i>	<i>“Por la cual se fijan tarifas de peajes para el transporte de carga en el modo férreo durante el tiempo de rehabilitación de la vía férrea”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente
<i>Resolución 693 del 15 de septiembre de 1998</i>	<i>“Por la cual se reglamenta la autorización para los permisos de cruce ferroviarios”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente.
<i>Resolución 0153 del 4 de junio de 2003</i>	<i>“Por medio de la cual se modifica y adiciona el artículo tercero de la Resolución 366 del INCO”.</i>	Materia: Organización. Estado: Esta resolución y la 693 de 1998 fueron adoptadas por la Resolución 366 del INCO
<i>Resolución 1070 del 27 de marzo de 2006</i>	<i>“Por la cual se establecen las tarifas correspondientes a los usuarios de transporte ferroviario de carga y pasajeros del corredor férreo Chiriguáná-Santa Marta”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente.
<i>Resolución 184 del 6 de enero de 2009</i>	<i>“Por la cual se establecen las tarifas correspondientes a los operadores y usuarios de transporte ferroviario de carga y pasajeros en el corredor del sistema férreo central”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente
<i>Resolución 000453 del 12 de febrero de 2009</i>	<i>“Por la cual se fija el procedimiento para el otorgamiento de los permisos para el uso, la ocupación y la intervención de la infraestructura nacional concesionada”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente
<i>Resolución No. 1091 del 11 de junio de 2010</i>	<i>“Por la cual se resuelve una petición relacionada con el levantamiento de la prohibición establecida en el literal (a) del numeral 13.5 del artículo segundo de la resolución 2018 de 20 de noviembre de 2007 modificado por el artículo tercero de la resolución 2377 de 26 de diciembre de 2007”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente.
<i>Resolución 241 del 24 de mayo de 2011</i>	<i>“Por la cual se fija el procedimiento para el otorgamiento de los permisos para el uso, la ocupación y la intervención de la infraestructura férrea nacional concesionada”.</i>	Materia: Organización. Estado: Vigente

Fuente: López (2019).

VIII Resumen Histórico del Ferrocarril

La locomotora es, sin duda, uno de los eventos más importantes en la historia de la humanidad. Abrió la puerta al desarrollo de nuevas tecnologías, marcó el fin de una era donde la fuerza humana y animal era la principal fuente de energía empleada para el transporte de alimentos y objetos, e impulsó el estudio y aprovechamiento de fuentes de energía como el vapor, el agua y el viento. Como consecuencia de lo anterior, fue notorio el aumento en la producción de maquinaria diversa para trabajos cada vez más específicos. Con el tiempo, el uso de la fuerza de estas fuentes naturales se empezó a limitar por cuestiones económicas, recursos disponibles y, cada vez con más ímpetu, el impacto ambiental.

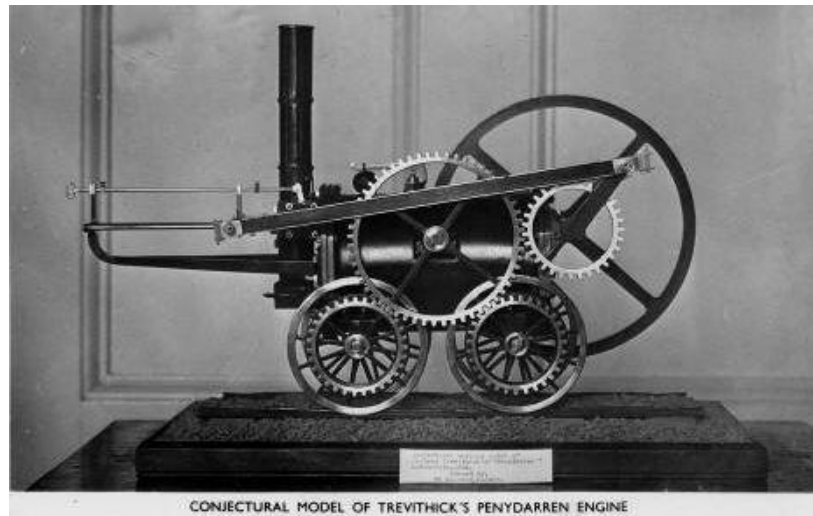


Ilustración 1. Modelo de la primera locomotora funcional del mundo.

Fuente: Quora. <https://tinyurl.com/526vxvhn>

8.1. Evolución del transporte y origen de la locomotora

Gran parte de esta sección se basa en el trabajo de Valencia (2001), quien estudió los antecedentes, génesis, concepción y desarrollo de la máquina a vapor, y su influencia en el desarrollo de la civilización.

Los registros más antiguos de la rueda y la balsa se remontan al año 3500 a.C. Estos inventos, sin duda, facilitaron el transporte de objetos impulsados por fuerza humana o animal al reducir la fricción (menor superficie de contacto y transmisión de cargas a un objeto intermedio) entre el objeto transportado y el sendero, en el caso terrestre.

Sin embargo, aproximadamente medio millón de años después de lo que se cree por la ciencia que fue el descubrimiento del fuego, la transformación de energía en calor y trabajo para el uso a conveniencia del ser humano no se desarrolló sino hasta que Herón de Alejandría creó la eolípila¹, cuyo principio de funcionamiento permitió usar la fuerza del vapor para abrir las puertas de algunos templos (Valencia, 2001).

De esta forma, se empiezan a concebir ideas para generar trabajo y aprovechar la energía mecánica por medio del vapor y surgen las primeras bombas de impulsión de agua. Valencia (2001) presenta de forma clara y secuencial la evolución del trabajo desarrollado a lo largo de la historia hasta donde se tiene información y/o evidencias (ideas conceptuales e inventos de las diferentes épocas) en cuanto al descubrimiento y aprovechamiento de la energía proporcionada por el vapor.

Las ideas e inventos que se generaban buscaban hacer frente a las necesidades que iban surgiendo en una sociedad en desarrollo, necesidades como por ejemplo la de abastecer a una ciudad o población con agua. En este caso, para dar solución tenían que pensar en vencer varios obstáculos como la localización de una fuente propia de agua, las diferencias de cota topográficas entre la fuente de abastecimiento y la ciudad, la considerable demanda de energía para transportar el recurso por líneas de impulsión, y otros problemas físicos y mecánicos que los motivaba a aprender y usar sus conocimientos y recursos en el ingenio de soluciones.

¹ Del siglo I al II d.C. Es el primer artefacto del que se tiene registro que usa la fuerza del vapor para generar movimiento.

A medida que se iban descubriendo más utilidades para el uso de los minerales del suelo, los trabajos de minería tomaban cada vez mayor importancia. Uno de los problemas que se frecuentaba en esos trabajos de minería era el agua, había necesidad de extraerla de las excavaciones para poder avanzar. Esta situación demandaba una cantidad de energía importante en las bombas de impulsión, sin embargo, en la época no contaban con bombas que fueran capaces de impulsar el agua a mayores profundidades o diferencias de cota por lo que eran muy limitadas.

De esta forma, surgían cada vez más actividades que requerían mayor potencia. Esto incentivó a buscar la forma de hacer mejoras a las bombas existentes, a empezar a preguntarse el cómo funcionan ciertos aspectos de la física del comportamiento de los gases como el vapor, así como cuestionarse sobre asuntos de la mecánica y otras disciplinas que no se habían considerado o descubierto en el momento, y a que surgieran invenciones a raíz del conocimiento que se iba adquiriendo y acumulando, lo que más adelante dio origen a la llamada la revolución industrial.

A continuación, se hace un resumen corto de Valencia (2001) describiendo el surgimiento de la primera máquina *accionada* por vapor.

Una de las primeras máquinas que empleaba el mecanismo de condensar el vapor de agua para crear un vacío y hacer que el agua que se encontraba a una cota inferior ascendiera por presión atmosférica fue la de Thomas Sarvery con patente de 1698 en Inglaterra, considerada como antecesora de la primera máquina accionada por vapor con un indudable funcionamiento.

En 1712 Newcomen, también de Inglaterra, construye lo que se considera como la primera máquina de uso práctico transformando el calor en energía mecánica por medio del movimiento de un pistón movilizado por acción del vapor y condensación del mismo.

Las máquinas anteriores, y otras que no se han mencionado aquí, tenían una serie de limitaciones que las hacían costosas o poco efectivas.

Fue hasta a mediados de 1769 en Inglaterra que James Watt, luego de estudiar la máquina de Newcomen, empieza a realizar mejoras tales como la inclusión de una cámara que permitiera condensar el vapor aparte, lo cual ahorró $\frac{3}{4}$ partes de combustible con respecto a la de Newcomen, e hizo otras mejoras como el uso de la fuerza expansiva del vapor, etc.

Con estas mejoras la máquina ya no usaba la presión atmosférica como las anteriores para su accionamiento ni ruedas hidráulicas intermedias. Desarrolla así una máquina “basada en una sólida percepción científica de las sobresalientes propiedades del vapor”.

Sus primeras máquinas fueron bombas hidráulicas, luego máquinas rotatorias usadas en la industria de la construcción de canales, del textil y otras.

Por los años 1798 Richard Trevithick construye una máquina sin condensación que sería la primera máquina de acción directa de alta presión mediante el vapor.

Hasta el momento, no se había concebido la idea de un vehículo que usara la fuerza de estas máquinas para ser impulsado.

8.2. Evolución y divulgación de la locomotora en el mundo

A continuación, se presenta acontecimientos importantes en el proceso de evolución global de la locomotora en forma cronológica:

China, 1670: Ferdinand Verbiest construye un carro de juguete de unos 60 cm, impulsado por el principio de la eolípila de Herón.

De 1763 a 1790 se generan varios intentos a escala real de vehículos autopropulsados, pero fracasan.

Inglaterra, 1801: Richard Trevithick, desarrolla una locomotora a escala real con su máquina sin condensación.

Inglaterra, 1804: Richard Trevithick, pone a rodar sobre rieles la primera locomotora a vapor que funciona con éxito (Imagen 2, pág. 30). Arrastra 10 toneladas de hierro y 70 pasajeros en 5 coches por 15 km a 8 km/h.

Inglaterra, 1811: John Blenkinsop construye una locomotora con ruedas dentadas sobre rieles en cremallera ubicados al lado de los rieles comunes (la primera en su tipo) capaz de arrastrar 94 toneladas a 6 km/h y subir en pendientes de hasta 5%. El sistema era inestable.

Inglaterra, 1814: George Stephenson construye la locomotora “Blucher” que arrastraba 8 vagones con 30 toneladas de carbón a 6.5 km/h en pendiente leve.

(Alemania, 1817: Karl Freiherr von Drais, inventa la bicicleta).



Imagen 2. Réplica de la locomotora de Richard Trevithick.

Fuente: <https://tinyurl.com/4d6k9ccc>

Alemania, 1825: Primer línea ferroviaria del mundo entre Stockton y Darlington de 35 km.

Estados Unidos, 1830: Se pone en servicio el primer ferrocarril del país.

Francia, 1832: Se inaugura su primera línea ferroviaria cuya longitud es de 58 km.

Estados Unidos, 1836: El desarrollo de las líneas férreas avanza a un ritmo acelerado y ya cuenta con 1282 km

Cuba, 1837: Primer servicio de ferrocarril en Iberoamérica, cuenta con una longitud de 27 km entre Habana y Güines.

Inglaterra, 1840: Cuentan con un progreso de 7250 km de línea férrea.

Colombia (en ese entonces Nueva Granada), 1855: Se pone al servicio la línea del Ferrocarril de Panamá de 77 km.

En otras partes del mundo entre 1851 y 1857: Inician redes ferroviarias en Perú (primera en Suramérica) hacia el año de 1851, luego en 1853 se inician redes en Egipto, en 1856 en India, en 1854 en Brasil, y en Argentina en el año 1857, por mencionar algunas.

8.3. Desarrollo de las líneas férreas en el mundo

Luego del surgimiento de las locomotoras en varios países del mundo, empieza el desarrollo de las líneas ferroviarias como se presenta aquí de forma cronológica:

Alemania, 1860: Cuenta con 11000 km de vía férrea.

EEUU, 1860: Cuenta con más de 48000 km.

Italia, 1870: Cuenta con 6000 km.

EEUU, 1870: Inicia proyectos de conexión transcontinental.

Colombia, 1870: Inicia la construcción de su primera línea férrea (ferrocarril de Bolívar).

China, 1876: Inaugura la línea Shanghai-Baoshan de 14 km.

Argentina, 1881: Cuenta con 2500 km de vía férrea.

Perú, 1884: Construcción del transandino de 332 km.

(Alemania, 1885: Carl Benz construye el primer automóvil).

EEUU, 1890: Cuenta con 225 mil km de vía férrea. En algún momento este país tuvo más de 400 mil km de vía, sin embargo, más de la mitad fueron destruidas por las guerras.

Hoy día sigue siendo el país con el primer puesto en kilómetros de vía férrea en el mundo con más de **290 mil km**.

Con respecto a la importancia e incidencia del desarrollo de las líneas férreas en el crecimiento económico de Estados Unidos, Porter (1999) indicó que:

El rápido desarrollo de su² amplitud y riqueza, constituyó un elemento central en el significativo crecimiento económico que haría de los Estados Unidos la nación más industrial del mundo, siendo la mayor potencia económica a fines del siglo XIX.

² La del ferrocarril.

(1899: Llega a Medellín el primer automóvil de Colombia).

8.4. Longitudes de vía ferroviaria en el mundo

Los países con mayor experiencia en líneas férreas al poseer las más extensas en el mundo son, actualmente:

- Estados Unidos en primer lugar con 250 mil km.
- En segundo lugar, China con más de 100 mil km que esperan ampliar sumando otros 170 mil km al año 2030.
- Rusia en tercero con más de 85 mil km.
- India en cuarto lugar con más de 65 mil km, operados por la Indian Railways.
- En el puesto número 8 en el mundo se encuentra un país en América del Sur: Argentina con más de 36 mil km.
- Del quinto al séptimo puesto en el mundo se encuentra, en orden, Canadá con 48 mil km, Alemania con más de 41 mil km y Australia con más de 40 mil km.

Porter (1999) menciona que:

Estados Unidos inicialmente dependió de la tecnología y materiales de Inglaterra en materia ferroviaria para construir su red, sin embargo, no mantuvieron esa dependencia, sino que aprendieron el oficio, lo perfeccionaron y lo mejoraron hasta llegar a generar material más económico y eficiente que sus proveedores iniciales. En su momento llegaron a poseer más de 400 mil km de línea férrea, en la que la mayoría

se perdió a causa de la I Guerra Mundial
(Subrayado fuera de la cita).

Además, resalta que:

Desde los orígenes de los Estados Unidos sus líderes políticos estuvieron preocupados por la dificultad de unificar diversos

Estados con poblaciones de características diferentes. El rápido desarrollo de su amplitud y riqueza constituyó un elemento central en el significativo crecimiento económico que haría de los Estados Unidos la nación más industrial del mundo, siendo la mayor potencia económica a fines del siglo XIX.

IX Los Ferrocarriles Colombianos y sus Túneles

“Para un país y sus habitantes resulta muy difícil evolucionar y construir un futuro mejor, si no conocen su historia en profundidad” Serrate (2015).



Imagen 3. Ferrocarril de Caldas.

Fuente: <https://tinyurl.com/mwru5zm6>

9.1. El ferrocarril en Colombia

Esta sección se apoya, en parte, en el trabajo realizado por Niño (1996), Ortega, (1923), Pradilla (2012) y otras referencias nacionales.

La prioridad que Colombia ³ le da a la construcción de una primera etapa del ferrocarril, toma forma en 1836, cuando el Congreso de esta época post-grancolombiana expide una ley sobre

³ A Colombia en ese entonces se le conocía como la Nueva Granada.

ferrocarriles donde se concedían privilegios y regalías especiales a personas naturales o jurídicas que construyeran y explotaran un camino de rieles entre la Ciudad de Panamá y el punto de terminación de la zona navegable del río Chagres, comunicando así los dos océanos (Niño, 1996).

Luego de una serie de eventos que dividieron los territorios de la Nueva Granada y se constituye a Colombia como nación, esta se conforma por regiones, cada una de ellas buscaba unir sus centros de producción para exportación de productos como el café con vías de distribución que fueran asequibles y

permitieran llevar los productos a los puertos marítimos principales o existentes dentro de las cuales se destaca el río Magdalena con miras siempre a la economía internacional (Niño, 1996).

Ese mismo autor a su vez indica que, bajo el esquema federativo que imperó desde 1858 hasta la promulgación de la Constitución de 1886, la infraestructura ferroviaria creció obedeciendo los **intereses individuales** de cada Estado [región] que tenían en común la necesidad de encontrar vías de comunicación con el mundo para fortalecer su comercio exterior.

Por lo anterior, la red ferroviaria del país no es un sistema unificado, e incluso el ancho de trocha varía entre sí para algunas líneas férreas como se muestra en la Tabla 2 (pág. 40), y como se presentó también en capítulo V (pág. 21) de este manual.

Adicional, Niño (1996) expresa que:

Las primeras líneas férreas se hicieron por lo general donde ya existía producción cafetera, es decir, donde había demanda previa de transporte.

De esta forma, **surge la primera línea ferroviaria de Colombia que es la del Ferrocarril de Bolívar (1869).**

El mismo autor también menciona lo siguiente:

[...] Entre 1866 y 1885, se inician proyectos vitales como el del Ferrocarril de Antioquia, que unió a Medellín con el Magdalena; el Ferrocarril de Girardot, como respuesta a la necesidad de unir Bogotá con el río; el Ferrocarril del Norte, que buscaba unir Bogotá con los estados de

Boyacá y Santander, llegando al Magdalena por el río Carare; el Ferrocarril de Puerto Wilches, para darle salida al Magdalena a Bucaramanga y Cúcuta; y el del Pacífico, para unir el Valle del Cauca con el puerto de Buenaventura.

Adicionalmente, se inician los proyectos del Ferrocarril de Santa Marta, del Ferrocarril de La Dorada, del Ferrocarril de Cúcuta con sus cuatro líneas y del Ferrocarril de la Sabana y Cundinamarca. Bajo este esquema, el Ferrocarril de Bolívar, llamado así por ser gestionado por el entonces Estado de Bolívar, fue el primero en construirse y darse al servicio.

Ortega (1923) presenta el resumen de la historia de la mayoría de los ferrocarriles planeados y/o construidos (y algunos que también fueron desmantelados en Colombia) con buen detalle y evocando ciertos procesos contractuales que, como dice él mismo:

[...] dieron cuenta de la baja capacidad técnica, administrativa y política de la nación para llevar a cabo por su cuenta este tipo de proyectos y de llevar un control de los mismos y por lo cual era frecuente ver modificaciones a las condiciones iniciales de los contratos que perjudicaron la economía de la nación.

Al respecto, Correa R. (2012) expresó que:

La construcción de la infraestructura ferroviaria en Colombia se hizo por medio de concesiones privadas nacionales y extranjeras debido a la escasez de capital por el siglo XIX.

Por anterior, se tuvo que esperar hasta 1879 para que la primera línea férrea fuera ejecutada por una empresa 100% colombiana

siendo esta la ruta Norte del Ferrocarril de Cúcuta (Pradilla, 2012).

Cabe resaltar que durante la construcción de las líneas ferroviarias del país ocurren retrasos como consecuencia de las guerras civil (1885) y de los mil días (1899) y por eso es frecuente ver tiempos de construcción tan extensos en aquel entonces incluso de hasta un siglo como en el caso de la línea férrea de Girardot presentada en la Tabla 2 (pág. 40).

9.2. Impacto de una red ferroviaria eficiente

Actualmente, Colombia se encuentra en el puesto 56 de 63 economías en el índice Global de Competitividad. En materia de transporte intermodal y de carga, la densidad de vías férreas y la eficiencia del servicio de trenes presentan una de las puntuaciones más bajas en América Latina y del mundo reduciendo la capacidad de competir en el mercado internacional. Por esto las mejoras en la red férrea son fundamentales y urgentes.

Como dice CEPAL (2013), citado por el DNP (2018-2022):

Reactivar la red férrea se traducirá en ventajas para la movilización de carga de industria pesada y de alto volumen, desde los centros de producción hacia los puertos marítimos ubicados en los océanos Atlántico y Pacífico. La participación del modo ferroviario, tanto para transporte de carga como de pasajeros, aporta a la economía y a la reducción de los costos logísticos, lo que deriva en menores precios de los bienes transportados y aumenta los niveles de competitividad.

9.3. Actualidad del modo férreo en Colombia

9.3.1. La red ferroviaria

La red férrea nacional en la actualidad cuenta con una longitud total de 3533 km de los cuales, al año 2020, 420 km están activos con operación comercial. Ese mismo año aumentó de 420 km a 1077 km la longitud operativa. En la Ilustración 2 (pág. 36) se presenta un mapa con las líneas existentes e inactivas.

9.3.2. Proyectos

En 2020 sale el Plan Maestro Ferroviario (PMF) que busca, según el DNP, reactivar el modo férreo y potenciar sus ventajas competitivas, así como integrarlo a la red de transporte nacional.

El Plan Maestro contempla 3 grupos asociados a escalas de proyecto (Ilustración 3, pág. 37):

9.3.2.1. Grupo I (Corredores de escala nacional)

Son 3 tramos:

- ✓ La Dorada-Chiriguana,
- ✓ Bogotá-Belencito, corredor que conecta con el puerto de Buenaventura (inicia en La Felisa hasta el Zarzal, se une con la vía que viene de La Tebaida para ir a Buenaventura pasando por Cali y Dagua).

El PMF considera al grupo I como prioridad.

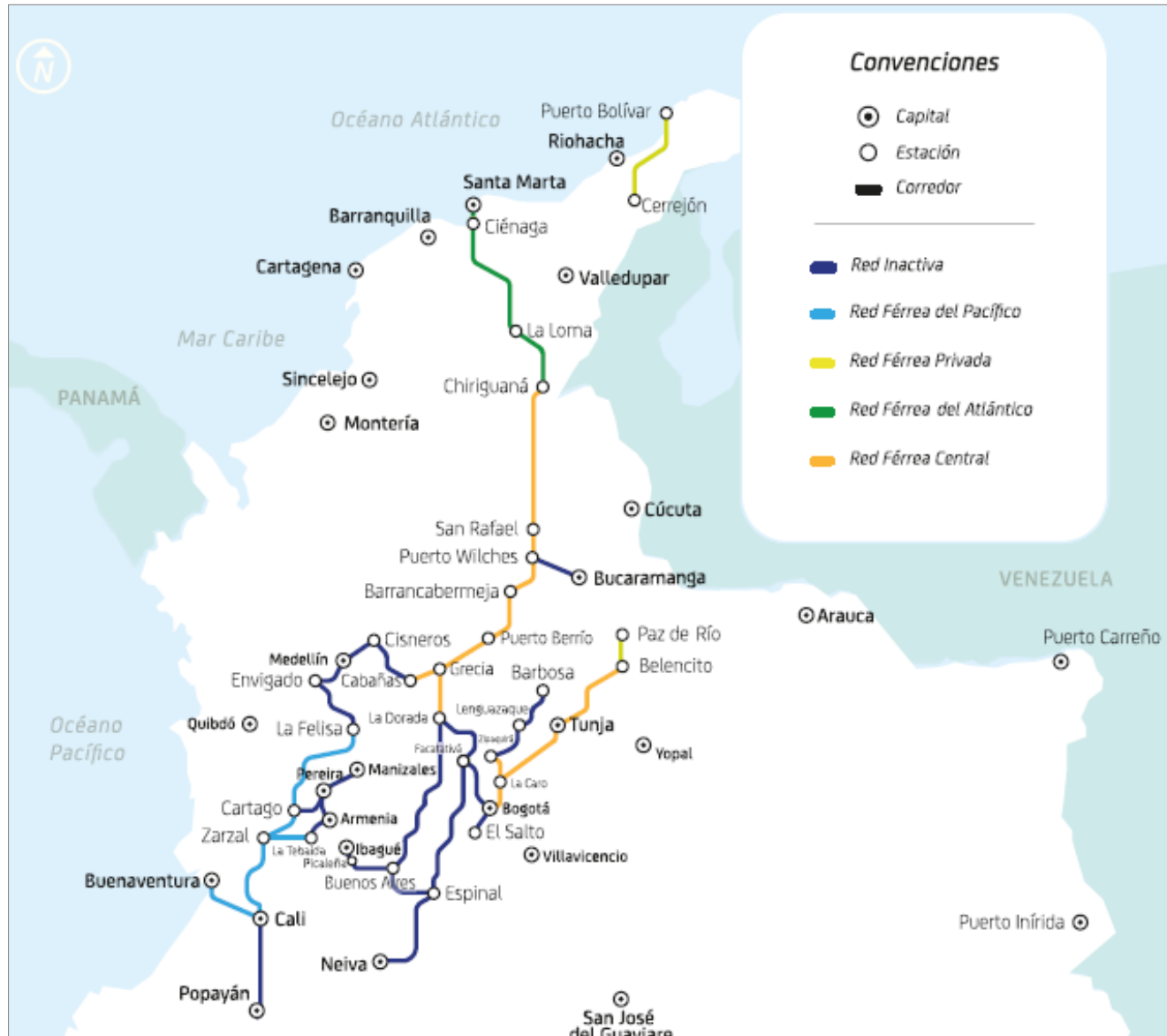


Ilustración 2. Diagnóstico de la red férrea de Colombia.
 Fuente: Plan Maestro Ferroviario (2018-2022).

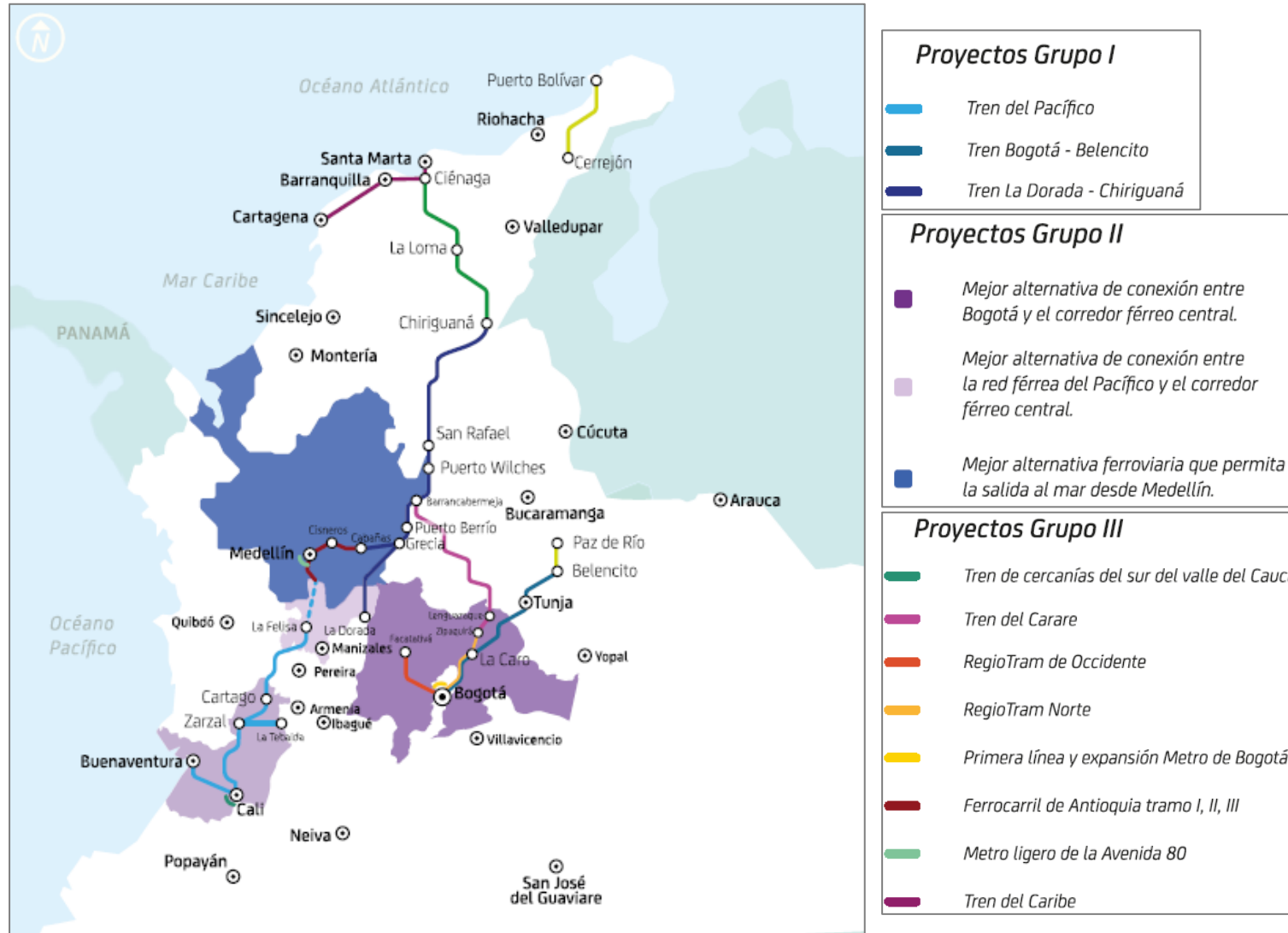


Ilustración 3. Líneas objeto del Plan Maestro Ferroviario.

Fuente: Plan Maestro Ferroviario (2018-2022).

9.3.2.2. Grupo II (Corredores de interconexión oceánica)

Son 3 conexiones:

- ✓ Línea que conecta Bogotá con el corredor férreo central,
- ✓ Conexión de la red férrea del pacífico y el corredor férreo central,
- ✓ Conexión de Medellín con la red férrea nacional.

9.3.2.3. Grupo III (Corredores de escala regional)

Son 9 tramos que se encuentran, según el PMF, en diseño fase 3, construcción o estructuración de prefactibilidad o factibilidad:

- ✓ Tren del Caribe: Cartagena-Barranquilla - Santa Marta (mixto),
- ✓ Tren de cercanías del sur del Valle del Cauca: Jamundí-Cali-Jumbo-Palmira (pasajeros),
- ✓ RegioTram de occidente: Facatativá-Madrid-Mosquera-Funza-Bogotá (pasajeros),
- ✓ RegioTram Norte: Bogotá-Chía-Cajicá-Zipaquirá (mixto),
- ✓ Primera Línea Metro Bogotá (pasajeros),
- ✓ Expansión Primera Línea Metro Bogotá (pasajeros),
- ✓ Tramo I: Pintada-Caldas (Carga),
- ✓ Tramo II: Caldas-Don Matías (Mixto),
- ✓ Tramo III: Barbosa-Puerto Berrío (Carga),
- ✓ Metro ligero de la avenida 80: Al interior de Medellín (pasajeros),
- ✓ Línea férrea Medellín-Urabá: Caldas-Puertos marítimos Urabá.

9.3.2.4. Línea 2 del metro de Bogotá

Al año 2023, proyectos ferroviarios como la Línea 2 del metro de Bogotá se encuentran en etapa de factibilidad y de licitación para su construcción. Con esta etapa de estructuración en desarrollo se pretende a este año lanzar la licitación de esta obra importante para Bogotá. La línea se proyecta para contar con una longitud de 15.6 km, de los cuales 12.6 km serán subterráneas y los 3 km restantes en trinchera y viaducto elevado. La sección subterránea de esta línea ferroviaria estará bajo superficie a unos 25 m en promedio embebida en suelos arcillosos de la formación Sabana de Bogotá, contará con 11 estaciones de las cuales 10 son subterráneas y 1 será aérea.

Los puntos por los que se plantea que pase la Línea 2 del metro incluye, entre otros, el corredor de la calle 72 por la 68 yendo hacia el norte por la Av. ciudad de Cali, y girando luego hacia la reserva de Alo, terminando en el patio taller en Fontanar del Río en Suba.

9.3.2.5. Primera línea del metro de Bogotá

Otro de los proyectos en ejecución es la Primera Línea del Metro de Bogotá que está en etapa de construcción desde el año 2021 y programada para operación en marzo de 2028, contará con 23.9 km de vía férrea, además de 35.9 hectáreas de patio taller. Tendrá 16 estaciones de las cuales se proyecta que 10 se integren con Transmilenio. El recorrido previsto inicia en el patio taller en Bosa para seguir hacia la Av. Villavicencio entre carreras 94 y 93, luego por la Av. Primero de Mayo con carrera 50, por la Calle 1 entre carreras 24 y 24C hasta llegar a la Av. Caracas entre calle 72 y 74. La velocidad de recorrido será de 41 km/h aproximadamente.

9.4. Anchos de trocha de la red colombiana

En la Tabla 2 (pág. 40) se presenta un resumen del ancho de trocha de las líneas férreas que en su momento operaron en el país, las que fueron construidas y luego abandonadas y/o desmanteladas, las que permanecen a hoy día, entre otras; así como el objetivo de la planeación de cada tramo, su fecha de inicio y fin de construcción, y su estado actual.

En cuando al ancho de los rieles del país, un estudio citado en el Informe de Seguimiento a Proyectos Sistema Férreo Nacional de la Cámara Colombiana de la Infraestructura, recomienda cambiar la red del país de ancho de trocha yárdica (91.4 cm) a estándar (143.5 cm) como medida estratégica de operación comercial y para generar oportunidades mayores en el comercio internacional.

Según el mismo estudio, los resultados de la evaluación del desempeño a nivel comercial del ancho de trocha yárdica con el estándar, muestra que este último presenta grandes ventajas con respecto al primero ya que permitirá el ingreso de locomotoras de mayor potencia, velocidad y capacidad de carga, entre otras.

9.5. Túneles ferroviarios en Colombia

Este apartado recopila parte del trabajo de Ardila (2012); Oliveros, Rodríguez Mendez & Megía (1980), y otros.

Ardila (2012) manifiesta que la historia de los túneles para transporte en Colombia no es

muy diferente a la del resto de países en el mundo siendo quizás la minería subterránea, la actividad del ser humano que definitivamente impulsaría la construcción de túneles y obras subterráneas de carácter civil a lo largo de todos los continentes [...].

En Colombia, los túneles del Bizcocho y el No. 1, túneles de corta longitud con 8 m y 12 m respectivamente, pueden ser considerados como la primera experiencia en la construcción de este tipo de obras en Colombia, construidos sobre el antiguo camino entre El Morro y Labrazagrande, uno de los caminos existentes entre Sogamoso y Yopal en los Llanos Orientales que operaron durante los siglos XVI a XIX y que fueron literalmente excavados mediante la talla de la piedra existente como obstáculo en el camino como tal.

9.6. Características, métodos de diseño y de construcción de los túneles férreos de Caldas

Esta sección se basa en el documento “Túneles en el Antiguo Ferrocarril de Caldas” (Ardila, 2012).

De los 11 túneles férreos en Caldas, los del Boquerón y Av. Cervantes fueron túneles de cima mientras que los demás fueron de ladera (ver apartado 15.1.4, pág. 135). Con lo anterior se puede intuir los problemas de estabilidad que se debieron haber presentado en su momento debidos al fracturamiento del material a bajas profundidades.

Tabla 2. Recuento de los ferrocarriles de Colombia

Ferrocarril	Objetivo	Trocha, cm	Fecha construcción / Fin de operación	Estado actual vía férrea
Bolívar	Comunicar Barranquilla con Puerto Sabanilla	108	1869-1875 / 1941	Desmantelado
Antioquia	Comunicar Medellín con el río Magdalena	91.4	1874-1929 / 1999	Abandonado
Amagá	Comunicar los valles de los ríos Porce y Cauca	91.4	1911-1933 / 1983*	Abandonado
Caldas	Comunicar Manizales con el río Cauca	91.4	1915-1927 / 1959	Desmantelamiento de rieles en Pereira y Tramo Pereira- Cartago abandonado.
Bolívar	Comunicar Barranquilla con Puerto Salgar prolongado hasta Puerto Colombia.	100	1869-1875 / 1941	1936 se desmantela la red para dar paso a Bocas de Ceniza.
Cúcuta	Comunicar Cúcuta con Puerto Villamizar (Ruta Norte), Cúcuta con Pamplona (Ruta Sur) y lograr la conexión con Bogotá (Ruta Frontera)	100	1878-1888 / 1960	Ruta Sur y Frontera desmantelada. Ruta Norte abandonada.
Dorada	Comunicar la Dorada con Ambalema	91.4	1882-1907 / 1980	Abandonado
Girardot	Comunicar Bogotá con un puerto navegable en el río Magdalena	91.4	1881-1909 / 1953	Abandono
La Sabana	Comunicar Bogotá con el río Magdalena por Puerto Salgar	91.4	1889-1936 / -	Actualmente funcionando con fines turísticos.
Nariño	Comunicar Pasto con el océano pacífico; la ruta llega hasta el Diviso	91.4	1915-1942 / 1951	Desmantelado
Pacífico	Comunicar Cali con el Océano Pacífico al Puerto Buenaventura	91.4	1878-1915 / 1998	Rehabilitado
Tolima	Unir el Caribe, Pacífico y Andina	91.4	1893-1937 / 1985	Abandonado
Atlántico	Comunicar la Dorada con Gamarra para conectar con la línea del Pacífico	91.4	1953-1961 / -	En operación: Bogotá - Belencito, La Loma - Ciénaga y Grecia - San Rafael de Lebrija.
Del Sur	Comunicar Bogotá con Soacha	100	1895-1927 / 1943	Desmantelado

Tabla 2. Recuento de los ferrocarriles de Colombia (continuación).

Ferrocarril	Objetivo	Trocha, cm	Fecha construcción / Fin de operación	Estado actual vía férrea
Del Oriente	Comunicar Bogotá con el río Meta	Desconocida	1914-1931 / 1935	Desmantelado
Cerrejón**	Comunicar las minas del Cerrejón con Puerto Bolívar	143.5	1983-1984 / -	Activo
Ibagué	Comunicar Armenia con Ibagué por Calarcá	Desconocida	1929-No terminado / -	Desmantelado lo poco construido
P. Wilches	Comunicar Bucaramanga con el río Magdalena	100	1881-1940 / 1990	Abandonado y desmantelado en parte
S. Marta	Comunicar Santa Marta con el río Magdalena	91.4	1882-1906 / -	1961 vuelve a operar, actualmente activo
Cartagena	Comunicar Cartagena con el río Magdalena	91.4	1889-1894 / 1950	Desmantelado
Tranvía de Oriente	Comunicar Medellín con el río Magdalena	Desconocida	1923-1925 / 1942	Desmantelado, no se alcanzó a construir toda la ruta que se planeó.
Carare	Comunicar Tunja con el río Magdalena	91.4	1925-1928 / No operó	Desmantelado
Darién	Comunicar el Urabá con Medellín y empalmar con el F. Antioquia	Desconocida	1905-1909 / 1914	Desconocido
Nordeste	Comunicar los departamentos de Cundinamarca y Boyacá	91.4	1925-1931 / -	Activo
Norte	Comunicar Bogotá con el Océano Atlántico	100	1889-1935 / No operó	1947 se cancela construcción y es desmantelado

* Fecha deducida de la información disponible.

** Esta es la única línea del país con ancho de trocha estándar, trocha que corresponde a las empleadas en Europa y países con amplio desarrollo férreo.

Fuente: Esta tabla fue construida con base en Hernández (2016), Ortega (1923) y Niño (1996).

Los túneles de Caldas son en forma de herradura con 4 m de ancho, paredes verticales de 3 m, y arco de 2 m de radio con revestimiento de 40 cm de concreto reforzado, mínimo aceptable por normas americanas en ese entonces.

El método de diseño que se empleó en estos túneles fue el de A. Bierbaumer y los que se usaron en el mundo en ese entonces (primera mitad del siglo XX) eran los de Culmann, Ritter y de Heim.

En cuanto a métodos constructivos, se emplearon los conocidos como Top Heading & Bench Method, y Drift Method que se presentan en el título XVII (pág. 355) de este manual.

Sin embargo, luego de que en Europa se hicieran los túneles Alpinos, se decide adoptar el método que usaron allá, conocido como **método belga** (Ilustración 74, pág. 359) que fue **modificado por colombianos para el proyecto específico del ferrocarril de Caldas, es decir, para estas obras Caldenses se empleó el método belga modificado por colombianos.**

En la Tabla 3 (pág. 42) se presenta un listado de los túneles férreos de Colombia, la línea férrea de la que hacen parte, su longitud y año de inicio de construcción (c) y/o inauguración (i).

Cabe resaltar que el túnel de La Quebra fue propuesto como trabajo de grado de un estudiante de ingeniería de la Escuela Nacional de Minas en 1899.

Al respecto, Mayor (1945) expresó que:

El túnel siempre se vinculó más con el autor de la tesis que con la firma canadiense⁴, quizá por su visión anticipatoria y planificadora que alcanzó niveles utópicos.

La tesis, como era de esperarse, fue rechazada por el jurado, que la estimó osada y utópica, aunque encontró un mentor entusiasta en el ingeniero Pedro Nel Ospina que pensaba que Antioquia justamente necesitaba ese tipo de propuestas arriesgadas y valientes para salir de su atraso [...].

Tabla 3. Túneles ferroviarios en Colombia

Túnel	Ferrocarril	Longitud, m	Año
La Quebra*	Antioquia	3742	1875 c 1929 i
Quebra de la Lejía	Amagá	Planeado, pero no ejecutado.	
Consota	Caldas	35	1919 c
El Boquerón		130	1924 c
La Doctora		40	1925 c
Los Cuervos		60	1925 c
La Cascada		53	1925 c
Río Claro 1		90	1926 c
Río Claro 2		91	1926 c
El Arango		82	1926 c
El Arroyo		58	1926 c
Chupadero		64	1926 c
Av. Cervantes		2	1926 c
La Tescua	Cúcuta	14	1928 c
Centenario	Girardot	155	1904 c
La Línea	Ibagué	Actual T. de la Línea	
-	P. Wilches	5 túneles férreos	

Fuentes: Ortega (1923), Ardila (2012), Pradilla (2012).

⁴ Esta firma era el constructor.

X Sistemas Ferroviarios

El sistema ferroviario convencional está compuesto por una *superestructura* y una *subestructura* a la que en la literatura también se le llama *infraestructura*. La superestructura de un sistema de transporte convencional de soporte sobre ruedas de acero está compuesta por rieles, traviesas (sleepers), fijaciones y otros accesorios; mientras que la subestructura está compuesta por material granular como el balasto y el sub-balasto sobre los cuales descansa la superestructura. Una sección transversal convencional y los elementos que la componen se muestran en la Ilustración 4.

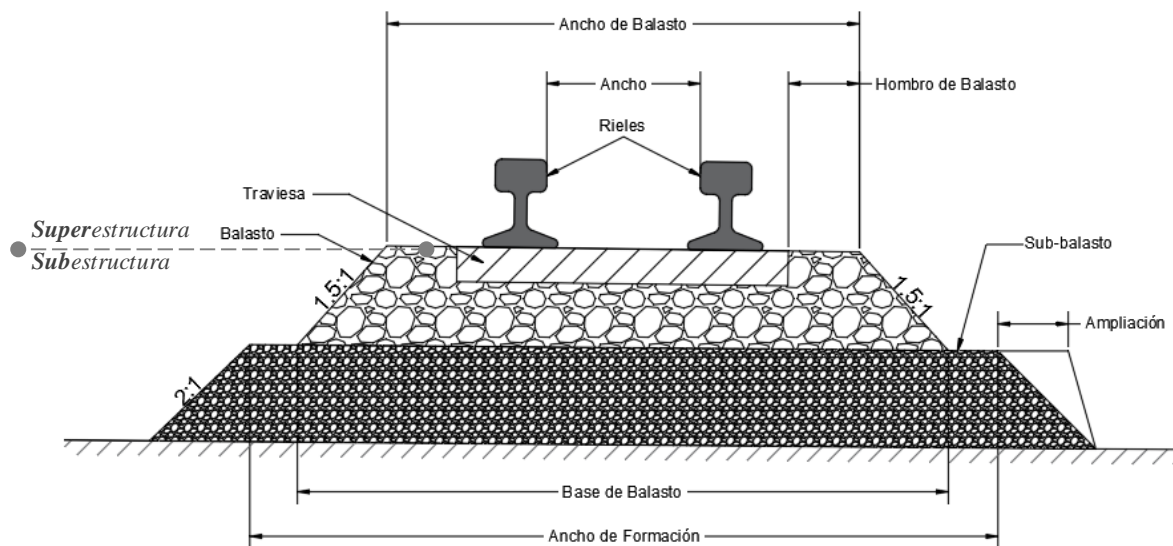


Ilustración 4. Sección transversal típica de una vía férrea.

Fuente: Modificado y adaptado de VI Semestre CE6604/ Railways, Airports and Harbor Engineering

10.1. Principio de funcionamiento de un sistema sobre rieles

Consiste en movilizar un vehículo férreo por medio de un mecanismo de guiado (rieles) y soporte (traviesas) que cumple especificaciones de diseño geométrico, geotécnico, estructural y otras disciplinas que amerita el proyecto para garantizar la seguridad, eficiencia y confort del sistema.

Los distintos mecanismos de soporte y guiado pueden funcionar mejor para uno u otro sistema de transporte dependiendo de las condiciones de espacio, economía, planes de ordenamiento y otros.

10.2. Tipos de sistemas ferroviarios

A continuación, se presenta los diferentes tipos de sistemas ferroviarios y se hace una breve descripción de cada uno. Gran parte de

esta sección se basa en Ricketts, Loftin, & Merritt (2004).

10.2.1. Cercanías

Opera en trayectos relativamente cortos y comunica una ciudad principal con sus centros poblados cercanos (municipios, pueblos, etc.). Hace parte de un sistema ferroviario principal.

Por lo general, la vía férrea es estándar. Generalmente son impulsados por locomotoras eléctricas Diesel con controles de hale y empuje, aunque varias son impulsadas por sistemas netamente eléctricos.



Imagen 4. Tren de cercanías.

Fuente: Regiotram (2021). Recuperado de <https://tinyurl.com/56d62sad>

10.2.2. Tránsito rápido

Opera principalmente dentro de una misma ciudad. Por lo general, son propulsados por medio de una fuente de electricidad externa.

En áreas congestionadas es usual encontrarlos subterráneos o elevados. Este sistema puede variar dependiendo del caso particular de cada ciudad (variables: densidad poblacional, proyección de crecimiento, comercio, etc.). Todos son impulsados por sistemas eléctricos (Imagen 5).



Imagen 5. Tránsito rápido.

Fuente: Joseph Sun. Disponible en <https://unsplash.com>.

10.2.3. Interurbano

De carga

Transporta todo tipo de productos entre ciudades de uno o varios países fronterizos. Puede compartir derecho de vía con el servicio de pasajeros exceptuando los de pasajeros de alta velocidad. Generalmente son impulsados por locomotoras eléctricas Diesel.



Imagen 6. Interurbano de carga.

Fuente: Pablo David, tomada de Semana.com

De Pasajeros

Transporta personas por lo general a más de 128 km/h a lo largo de uno o varios países. Puede compartir derecho de vía con el servicio de carga. Generalmente son impulsados por locomotoras eléctricas Diesel.



Imagen 7. Interurbano de pasajeros.
Fuente: <https://tinyurl.com/J-MDTTF>

De alta velocidad

Supera los 177 km/h (Francia alcanza los 306 km/h y China recientemente presume uno de 600 km/h). Por lo general, cuenta con su propio derecho de vía, es decir, no comparte vía con el servicio de carga.



Imagen 8. Interurbano de alta velocidad.
Fuente: DW.com Disponible en <https://tinyurl.com/yu73r3y4>

10.2.4. Tránsito Rápido Personal

Su objetivo es transportar personas de un lugar a otro de forma rápida sin paradas intermedias. Es relativamente pequeño (transporta unas 7 personas, aunque pueden variar su capacidad), opera de forma eléctrica y es completamente automático. Sin embargo, algunos son propulsados por motores dispuestos a intervalos de la línea férrea que son activados cuando los vehículos férreos

pasan por encima y las placas que poseen en la parte de abajo hacen reacción con estos.



Imagen 9. Tránsito rápido personal.
Fuente: zatran.com

Este manual se enfoca en túneles ferroviarios para sistemas interurbanos en zonas rurales.

10.3. Sistemas de soporte y guiado

Los vehículos ferroviarios pueden ser soportados y guiados por medio de neumáticos de goma, ruedas de acero, levitación neumática o levitación magnética. Estos últimos son especialmente costosos y complejos.

A continuación, se presenta el esquema básico de cada sistema de soporte y guiado mencionado:

10.3.1. Ruedas de acero

Es el sistema convencional más frecuente en el mundo cuyo soporte del vehículo se efectúa sobre ruedas de acero apoyadas en vigas o rieles metálicos en forma de I. El contacto es mecánico y el guiado se realiza por medio de las cuñas que tienen las ruedas que siguen la trayectoria del trazado de los

rieles. Algunas de sus desventajas es el ruido y la polución.



Imagen 10. Sistema por ruedas de acero.

10.3.2. Levitación neumática

El trabajo generado por la presión neumática (aire) sustenta el soporte del vehículo y su guía lateral. Uno de los problemas que presenta es el ruido, la cantidad de energía requerida para generar la presión necesaria, entre otros.

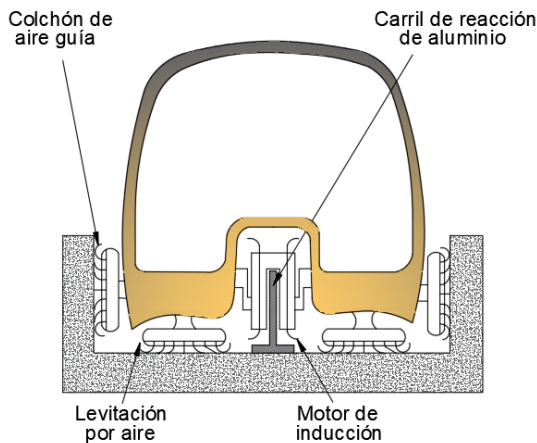


Ilustración 5. Sistema de levitación neumática.

Fuente: Modificado y adaptado de Ricketts, Loftin, & Merritt (2004).

10.3.3. Neumático con guiado por computadora

Al igual que el anterior, este se apoya y es guiado por medio de neumáticos de goma. La diferencia radica en que este cuenta con rieles laterales de dirección que lo guían por computadora mientras que en el neumático con guiado mecánico la dirección se realiza desde el interior del carril y depende de una viga interna de guiado.

A continuación, se presenta una ilustración que permite visualizar este sistema un poco más de cerca. Se destaca que el sistema posee algunas partes como la superficie de rodadura con calefacción cuya función es derretir la nieve o el hielo cuando se requiere. Esta ilustración representa el sistema que se usa en la Universidad de Virginia Occidental, Morgantown.

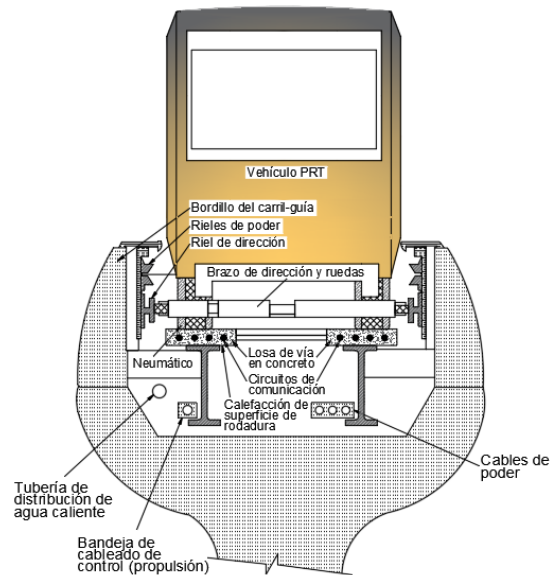


Ilustración 6. Sistema Neumático controlado por computadora en la Universidad de Virginia Occidental, Morgantown.

Fuente: Modificado y adaptado de Ricketts, Loftin, & Merritt (2004).

10.3.4. Neumático con guiado mecánico

Un conjunto de neumáticos de goma soporta el vehículo mientras que otro conjunto de neumáticos al interior del carril lo guían.

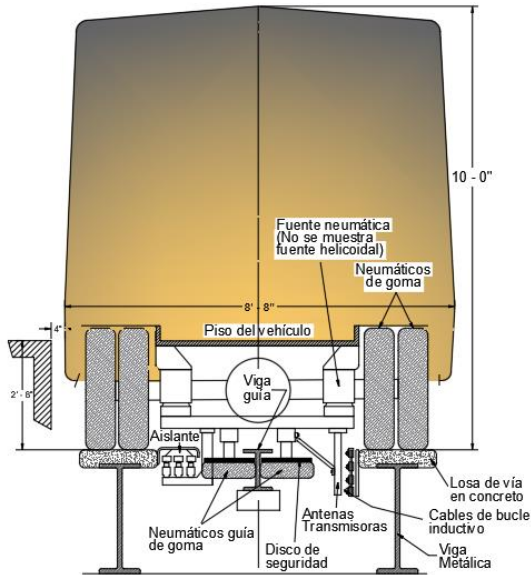


Ilustración 7. Sistema neumático sobre concreto.
Fuente: Modificado y adaptado de Ricketts, Loftin, & Merritt (2004).

10.3.5. Levitación magnética

Ricketts, Loftin, & Merritt (2004) expresan que:

La levitación se controla cambiando el voltaje de los imanes, y la velocidad se controla cambiando la frecuencia del bobinado trifásico. Parece posible alcanzar velocidades de entre 250 y 300 millas por hora⁵, con un consumo de energía por pasajero-milla algo menor que el de un avión a 500 millas por hora⁶ y algo mayor que el de un automóvil a 60 millas por hora⁷.

⁵ 402 km/h y 482 km/h respectivamente.

⁶ 804 km/h

⁷ 96 km/h

Este sistema tiene la ventaja de que no es directamente eléctrico, no tiene contacto mecánico directo, reduce la polución, entre otros.

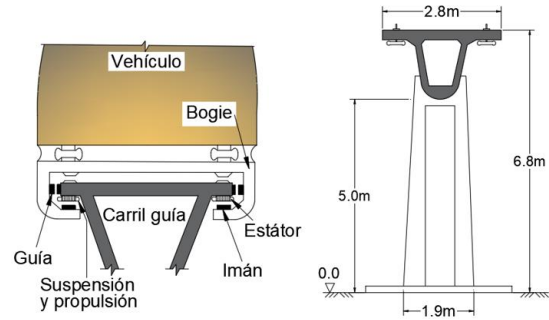


Ilustración 8. Método de tracción por levitación magnética.

Fuente: Modificado y adaptado de Ricketts, Loftin, & Merritt (2004).

10.4. Elementos de la superestructura en un sistema convencional: Comentarios generales

Los elementos de la superestructura se asocian a aquellos que transmiten las cargas del vehículo férreo a la subestructura. El peso del vehículo (peso propio + peso del objeto transportado) transmite esfuerzos de compresión y de tracción a los rieles por medio de ruedas de acero, estas transmiten las cargas a las traviesas y al balasto para finalmente entregarlas al terreno natural.

10.4.1. Riel (carril)

Es el elemento estructural que recibe en primera instancia los esfuerzos estáticos y dinámicos generados por el vehículo férreo.

Por lo anterior, se hace necesario que el comportamiento mecánico de estos elementos sea gobernado mínimo por considerar su rigidez, resistencia a la flexión, resistencia a la fatiga y rugosidad. Lo anterior, por supuesto es afectado por los minerales del material del riel y otras consideraciones constructivas.

Los rieles son vigas en I modificadas, la aleta superior es más gruesa y menos ancha que su extremo inferior por razones de presión y desgaste. Comercialmente vienen en longitudes de 12 m y sus dimensiones transversales varían dependiendo de las cargas y la velocidad de tránsito. Se asume que los rieles son continuamente soportados si se disponen sobre traviesas separadas con distancias típicas.



Imagen 11. Sección transversal riel en desuso.
Estación Barrancabermeja.

Cuando el riel excede su temperatura de construcción, este tiende a dilatarse. Debido a que longitudinalmente se encuentra restringido por otros rieles que se ubican a sus extremos, estos van a experimentar esfuerzos que tienden a provocar pandeo horizontal (visto en planta). Para evitar ese pandeo se usan pernos de anclaje que distribuyen de forma relativamente uniforme las cargas laterales a las traviesas. Por otro lado, las traviesas van a tender a moverse lateralmente debido a que están asumiendo esas cargas laterales de los rieles. Para evitar

el exceso de movimiento, se requiere que el ancho del balasto (también llamado “hombro de balasto”) sea el adecuado. Por regla general se busca que mínimo ese ancho sea de 12 in (30.5 cm) a cada lado.

Si el riel experimenta temperaturas por debajo de la temperatura con la cual fue construido, este tiende a contraerse e inducir esfuerzos en las juntas que posee. Dichos esfuerzos son resistidos por los pernos del riel y por la fricción del contacto de los rieles con las traviesas, sin embargo, se pueden requerir pernos de anclaje adicionales.

El diseño de estos elementos de fijación y de los rieles se puede consultar en las normas AREMA.

10.4.2. Elementos de fijación de rieles

Restringen el movimiento vertical, horizontal, rotacional y torsional del riel. Algunos de estos elementos se muestran en las siguientes ilustraciones:

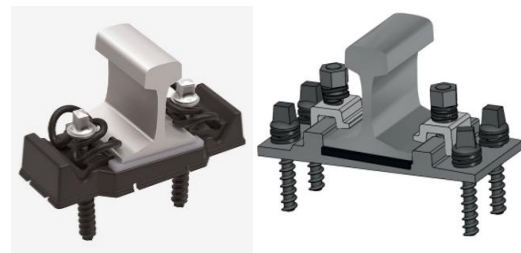


Ilustración 9. Ejemplo de fijaciones de un riel.
Fuente: Tomado y adaptado de Plastwil.pl
disponible en <https://onx.la/43c2a>



Imagen 12. Fijación rieles a) Estación Barrancabermeja b) Puente Sogamoso.

10.4.3. Placas de sujeción

Se utiliza una placa de acero laminado entre el carril y la traviesa para distribuir la carga del carril, reducir la abrasión de la traviesa y sujetar mejor el carril (Ricketts, Loftin, & Merritt, 2004).

Otros elementos de fijación, de acople en intersecciones, cambios, elementos de aislamiento eléctrico y demás se pueden consultar a detalle en la literatura especializada en materia ferroviaria, así como detalles de vida útil, comportamientos mecánicos, minerales de composición de los rieles, mantenimiento, equipos, estándares de seguridad, etc.

10.4.4. Traviesas (sleepers)

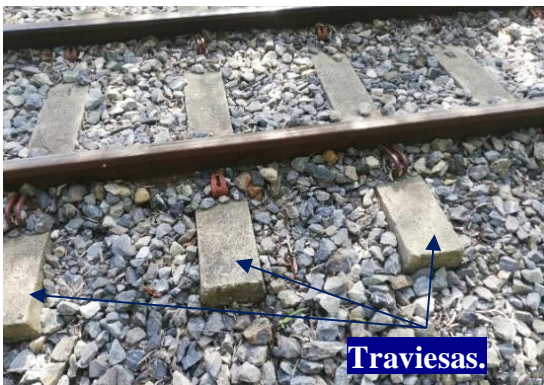


Imagen 13. Traviesas de concreto. Puerto Sogamoso.

Su principal función es transmitir las cargas de los rieles al balasto. Pueden ser de madera, acero, concreto, combinación de estos y otros dependiendo de los requerimientos del proyecto, las condiciones del lugar, las solicitaciones de la vía, etc. Por ejemplo, cuando se cuenta con restricciones de deformación vertical (como en un cruce), se buscaría un material de acero o concreto por encima de uno de madera. Su longitud también puede variar en función de las cargas

laterales a que vaya a estar sujetas, restricciones de espacio, etc.

Otra función de este elemento, en complemento con los elementos de sujeción, es mantener los rieles a la misma distancia horizontal entre sí y restringir desplazamientos laterales de los rieles.

10.5. Anchos de trocha

10.5.1. Contextualización

La superestructura puede tipificarse en función de la separación entre las caras internas de los rieles que usualmente se expresa en milímetros (mm) siendo los más comunes el ancho de trocha angosta (914 mm) y estándar (1450 mm). El primero es el más frecuente en Colombia. En el mundo también se le conoce como ancho de vía convencional o ibérica al que cuenta con separación de 1668 mm y de ancho internacional o estándar las que cuentan con separación de 1435 mm.

En cuando al ancho de los rieles del país, un estudio citado en el Informe de Seguimiento a Proyectos Sistema Férreo Nacional de la Cámara Colombiana de la Infraestructura, recomienda cambiar la red del país de ancho de trocha yárdica (914 mm) a estándar (1435 mm) como medida estratégica de operación comercial y para generar oportunidades mayores en el comercio internacional.

Según el mismo estudio, los resultados de la evaluación del desempeño a nivel comercial del ancho de trocha yárdica con el estándar, muestra que este último presenta grandes ventajas con respecto al primero ya que permitirá el ingreso de locomotoras de mayor potencia, velocidad y capacidad de carga, entre otras.

Como en Colombia, a nivel mundial hay varios países que poseen en su sistema ferroviario diferentes anchos de trocha como se puede observar en la Tabla 4 (pág. 51).

10.5.2. Solución para operar con anchos de trocha distintos

Hernández (2016), resume las siguientes soluciones frente a los distintos anchos de trocha en un mismo trazado de vía férrea con base en literatura especializada:

- Tránsito de pasajeros y mercancías.
- Empleo de vías de tres o cuatro rieles para que trenes con cualquier ancho de trocha puedan circular libremente (Imagen 14).



Imagen 14. Tercer carril.

Fuente: Tomado de Interempresas disponible en línea: <https://tinyurl.com/34pkup22>

- Sistemas de cambio de ancho automáticos como como el CAF, TALGO, ANGAC, entre otros (Imagen 15, pág. 50).

Se cree que esta última es potencialmente más viable que las dos primeras opciones de solución mencionadas.



Imagen 15. Sistema de cambio de ancho de trocha.

Fuente: Tomado de Adif disponible en línea en: <https://www.adif.es>

Para el cambio de trocha se emplea señalizaciones como la que se muestra en la Imagen 16 (pág. 50).



Imagen 16. Señalización de cambio de ancho de trocha de 1668mm a 1435mm en España.

Fuente: Tomado de Renfe, disponible en línea: <https://tinyurl.com/mrxstp4x>

Además de la señalización de cambio de ancho de trocha se usan otras señales que indican cambio de voltaje en sistemas electrificados por las diferentes demandas de energía que requieren los distintos anchos de trocha.

Como explica Hernández (2016), al pasar el vehículo férreo por el sistema de cambio de ancho de trocha descarga el peso que lleva en sus ruedas a unos carriles laterales más elevados que toman ese peso haciendo que las ruedas queden “libres”, es decir sin peso.

Tabla 4. Anchos de trocha (en milímetros) a nivel mundial

Anchos de trocha (mm)				
600	914	1067	1435	1520
	Trocha Angosta		Trocha estándar / Ancho internacional / Ancho UIC	
Brasil	Canadá	Australia	Alaska	Antigua Unión Soviética
Chile	Colombia	Chile	Argentina	Mongolia
Portugal	El Salvador	Costa Rica	Australia	Rusia
762	Estados Unidos	Ecuador	Canadá	1524
	Guatemala	Ghana	Chile	
Austria	India	Indonesia	China	Finlandia
Bosnia	Irak	Japón	Colombia (Cerrejón y Metro Medellín)	1600
Eslovaquia	Pakistán	Nigeria	Corea del Norte	
Hungría	Perú	Nueva Zelanda	Corea del Sur	Australia
India	1000	Sudáfrica	Estados Unidos	Brasil
Polonia		Sudán	Europa	Irlanda
Rep. Checa	Alemania		Irak	1668
Rumania	Argentina		Irán	
Sri Lanka	Bangladés		Israel	España
	Birmania		Japón	Portugal
	Bolivia		México	1676
	Brasil		Norte de África	
	Chile		Paraguay	Argentina
	Continente Africano		Perú	Bangladés
	España		Uruguay	Chile
	Grecia		Venezuela	India
	Portugal			Pakistán
	Sudeste de Asia			Sri Lanka
	Suiza			
	Vietnam			

Fuente: Modificado y adaptado de Hernández (2016).

Cuando esto sucede se desactiva el mecanismo que hace que las ruedas no se muevan lateralmente para que se desplacen y logren alcanzar el ancho que se requiere. Ese desplazamiento lo hacen unas guías automáticas. Cuando se llega al ancho adecuado se bloquea nuevamente las llantas para que ya no se desplacen lateralmente durante su recorrido por la vía férrea

finalizando así la transición de ancho entre dos vías.

10.6. Subestructura

Una subestructura convencional es básicamente un terraplén compuesto por balasto, sub-balasto, material de transición al terreno natural y el terreno natural. A

continuación, se presentan algunas consideraciones geotécnicas de los elementos que componen la subestructura.

10.6.1. Balasto

El balasto es un material granular compuesto por fragmentos de roca fracturada que posee ciertas características y propiedades físicas y mecánicas que le hacen adecuado para transmitir las cargas de la superestructura al terreno natural, proporcionar estabilidad a la vía férrea, garantizar drenaje, entre otros.



Imagen 17. Balasto vía férrea Puente Sogamoso.

10.6.2. Funciones del balasto

Básicamente, el balasto se proyecta para que cumpla los siguientes objetivos: transmitir esfuerzos al terreno natural, evitar la acumulación de agua en la subestructura, evitar el crecimiento de vegetación en la vía férrea, proporcionar estabilidad a la vía frente a los movimientos longitudinales, laterales, verticales y de torsión de la superestructura.

10.6.2.1. Propiedades físicas y mecánicas del balasto

El balasto debe ser un material cuyo comportamiento frente a la acción de las sollicitaciones a la que está sometido garantice que cada uno de sus objetivos ya

mencionados se desarrolle oportuna y eficazmente.

Para ello, cada una de las partículas del material, antes de ser dispuestas en sitio, deberán ser sometidas a un proceso de evaluación por varios filtros dentro de los cuales se incluye los relacionados con su integridad y con sus propiedades físicas y mecánicas:

- Filtro de integridad:

Libre de fisuras o grietas.

Sin focos de desgaste o descomposición.

Libre de material cementante.

Sin oquedades.

- Filtro de propiedades físicas y mecánicas:

Alta resistencia a la compresión

Alta resistencia al desgaste por abrasión

Mineralogía adecuada

Rugoso

Peso unitario adecuado

Geometría adecuada

Baja porosidad

Durable

Luego de esos filtros, el material de balasto ya no como partículas individuales sino como masa, deberá ser trabajado en sitio de tal forma que se puedan controlar medianamente características como:

Fábrica: Arreglo de las partículas en la masa.
Repercute en su densidad.

Porosidad: Influencia la conductividad hidráulica de la masa y debe ser tal que garantice un buen drenaje.

Gradación: Está relacionada con las dos anteriores y comprende la distribución de tamaños de partículas. Influencia la porosidad de la masa y, por lo tanto, su capacidad de drenaje.

Densidad: Depende de la gradación y el método de compactación. Afecta todas las anteriores.

Algunas normas como la europea y americana contienen especificaciones detalladas sobre estos aspectos.

10.6.3. Especificaciones mínimas del balasto

A nivel general, se busca que el balasto sea conformado por fragmentos de roca dura, no propenso a la cementación, sin fisuras, sin focos de deterioro, resistente, angulares. Generalmente el balasto es un material con gradación uniforme. Dependiendo de la norma de referencia, se especifican los detalles del tamaño de los fragmentos de roca, las características de forma como de “aplanamiento” y alargamiento, niveles de desgaste en ensayos Microdeval, durabilidad, etc.

10.6.3.1. Comportamiento mecánico del balasto

10.6.3.1.1. Factores que gobiernan el comportamiento del balasto

Indraratna & Salim (2005) expresan que los factores que gobiernan el comportamiento del balasto son:

En cuanto a propiedades físicas y mecánicas:

- Tamaño de los agregados
- Forma

- Rugosidad
- Resistencia aparente
- Resistencia al fracturamiento
- Resistencia al desgaste y la meteorización
- Relación de vacíos
- Grado de saturación
- Nivel de contaminación

En cuanto a cargas:

- Presión de confinación
- Historia de carga
- Esfuerzo actual
- Número de ciclos de carga
- Frecuencia de cargas
- Amplitud de carga

10.6.3.1.2. Comportamiento resiliente del balasto

El comportamiento resiliente del material está relacionado con su módulo resiliente. Este parámetro es:

“La relación entre el esfuerzo desviador repetido y la deformación axial recuperable durante la descarga de un ensayo triaxial” (Seed *et al.*, 1962) citado por (Loon Lim, 2004).

El módulo resiliente del balasto va aumentando conforme aumentan los ciclos de carga que experimenta hasta que llega a un valor relativamente constante. La humedad es una de las condiciones que hace que este módulo disminuya por lo que en el análisis del comportamiento resiliente deben tenerse presente, así como la historia de esfuerzos de la vía férrea, nivel de esfuerzos, densidad, entre otros.

10.6.3.1.3. Influencia del parámetro resiliente de la subrasante

[...] se ha demostrado que las propiedades resilientes de la subrasante afectan a la degradación y al ritmo de asentamiento del balasto, indica Raymond y Bathurst (1987) citado por Loon Lim (2004). Este concepto de comportamiento resiliente se aborda más adelante con base en ensayos de laboratorio realizado por diversos autores.

10.6.3.1.4. Efecto de la contaminación del balasto en su comportamiento mecánico

a. Contaminación del balasto

Loon Lim (2004) cita algunas investigaciones que le permiten mostrar evidencias de que el mayor porcentaje de material infiltrado o incrustado en el balasto tiende a ser el que corresponde al desgaste o fracturamiento del mismo balasto. Desgaste que se genera desde el proceso de transporte y en su colocación, compactación, exposición a la intemperie, apisonado de mantenimiento que es, según este mismo documento citado, el mayor causante de ese fracturamiento; entre otros.

Zakeri & Mosayebi (2015) realizaron ensayos para determinar el porcentaje de contaminación del balasto en cinco (5) puntos distintos de una vía férrea de Irán. En cada punto tomó muestras del fondo, el medio y la parte superior del estrato en cuestión. Al analizar su granulometría, identificó que, en los 5 puntos, el mayor porcentaje de contaminación se encuentra en el fondo de dicho estrato seguido por el medio, y en menor medida en la zona más superficial.

Lo anterior, puede explicarse porque el material de contaminación (llámese partículas

finas del exterior de la vía, partículas que se desprenden del rozamiento entre balasto, etc.) se introduce por los poros de mayor tamaño dentro de la masa, por lavado del material adherido a las partículas más grandes de balasto, por bombeo de finos de la subrasante, entre otros.

Los esfuerzos bajo las traviesas también causan deterioro del balasto en la medida en que estos son mayores.

b. Efectos sobre su comportamiento

La acumulación de material contaminante tendrá influencia en la capacidad de drenaje de la masa de balasto en la medida en la que sus poros sean reducidos, también afectará en la magnitud de los asentamientos dependiendo del tipo y cantidad de material llenante y de su humedad.

Adicional a lo anterior, la contaminación del balasto es la fuente principal de la reducción de su eficiencia como lo afirma también Zakeri & Mosayebi (2015) los cuales hacen mención de que la contaminación promueve el ruido y la vibración en la vía férrea, aspectos estos que se buscan minimizar en el campo ferroviario por sus efectos en la estructura de la vía y el confort.

10.6.3.1.5. Rigidez

Zakeri & Mosayebi (2015) han propuesto una serie de expresiones que, surgen del análisis de un modelo piramidal que consiste en suponer que la forma en que los esfuerzos se transmiten de la traviesa al balasto es cónica y que su pendiente está gobernada por un ángulo de distribución de esfuerzos que varía según la profundidad del balasto, considerando también el traslapo de la

distribución de esfuerzos con los generados por las traviesas aledañas.

Dichas expresiones permiten determinar numéricamente la relación de rigidez entre los diferentes niveles del balasto que corresponden al fondo, el medio y la parte superior del mismo. Niveles definidos previamente como resultado de un análisis granulométrico ya mencionado y que concluye que el fondo es mayormente afectado por material contaminante que el medio y la parte superior y por ende su comportamiento es diferente en cada nivel.

Como conclusiones al estudio realizado por el citado, se destaca que la rigidez del balasto incrementa conforme incrementa la profundidad del mismo (generalmente de 30 a 45 cm), la relación entre la rigidez del nivel medio y bajo del balasto es superior que la habida entre el nivel medio y la parte superior, en toda la profundidad del balasto incrementa la rigidez si el ángulo de la pendiente del cono de distribución de esfuerzos incrementa.

Como complemento a lo anterior, se puede decir, a manera de especulación, que la rigidez en el fondo es superior en comparación con el nivel medio y superior en parte gracias al material contaminante que restringe el movimiento entre partículas de balasto y por ende las deformaciones, sin embargo, eso será cierto cuando el material llenante no sea cohesivo o tal que genere lubricación entre partículas reduciendo el trabamiento entre ellas, se garantice un drenaje eficiente y esté libre de material vegetal.

10.6.3.1.6. Efecto de las cargas en el comportamiento mecánico del balasto

Sobre el balasto actúan fuerzas estáticas debidas al peso de los vehículos férreos (ronda entre 53 kN y 174 kN según cita del autor de la referencia de esta sección) y la superestructura de la vía, dinámicas ocasionadas por la velocidad y frecuencia de tránsito de los vehículos férreos, de empuje por el confinamiento que se genera en el mantenimiento y laterales y longitudinales que se derivan de las anteriores.

La aplicación de la carga en un punto de contacto entre el riel y la rueda ocasiona que la traviesa inmediatamente bajo el eje vertical de la aplicación de esa carga ejerza sobre el balasto una presión que hace que este se asiente y que el riel se levante en puntos circundantes (ver apartado *Esfuerzos en el balasto*, pág., 56). Ese efecto de levantamiento del riel impulsa a que algunas traviesas se levanten siendo posible determinar aproximadamente cuántas en función del parámetro de longitud elástica. La distensión y tensión en el balasto producto del levantamiento y presión sobre el riel y las traviesas generan cargas de impacto sobre el balasto que van a ocasionar que bajo la traviesa se empiecen a formar vacíos. En la medida en que esos vacíos incrementan, la fuerza de impacto será cada vez mayor y esa dinámica provocará que la forma de la traviesa en su parte inferior se deteriore cada vez más. Cabe agregar que, la formación de vacíos bajo la traviesa va a incrementar los esfuerzos de flexión sobre la misma. Esas fuerzas de impacto van a tender a impulsar que el material bajo el balasto se empiece a incrustar en él y a incrementar el asentamiento esperado.

Las fuerzas debidas al proceso de mantenimiento consisten en la inserción de dos barras a lado y lado de la traviesa que se cierran para empujar el balasto y rellenar los vacíos bajo la traviesa. Se cree que la inserción de esas barras y la fuerza de empuje que genera para rellenar esos vacíos, fractura las partículas del balasto (Wright, 1983) citado por (Loon Lim, 2004).

Las cargas laterales (paralelas al eje de las traviesas) se generan por efecto de la inestabilidad del vehículo férreo y fuerzas centrífugas en curvas, por acumulación de esfuerzos por cambios de temperatura (dilatación y contracción), mientras que las cargas longitudinales (paralelas al eje del riel) se generan por el efecto de la aceleración y desaceleración del vehículo (cuando arranca y cuando frena)

Del estudio realizado por Loon Lim (2004) se puede mencionar, a manera de conclusión, que el incremento en la relación del esfuerzo desviador con el esfuerzo de confinamiento afecta la acumulación de la deformación permanente luego de varias cargas cíclicas, que la acumulación de deformación permanente incrementa como efecto de la rotación de los esfuerzos principales que a su vez dependen de la rigidez del balasto, que la frecuencia de las cargas no afecta la acumulación de deformación permanente.

10.6.3.1.7. Esfuerzos en el balasto

Para conocer cómo se comporta o cómo responde una vía férrea a las solicitaciones de esfuerzo a que está sometida, se hace necesario conocer su estado de esfuerzos y deformaciones e intentar predecir modelos de comportamiento que incluyan otros factores como la heterogeneidad, anisotropía del material, etc.

Conocer la respuesta de la vía frente a los esfuerzos permite tomar decisiones para optimizar procesos, reducir incertidumbre en la seguridad del sistema, reducir costos y tiempos.

10.6.3.1.8. Métodos de estimación del comportamiento de una vía férrea frente a esfuerzos inducidos por los vehículos férreos

Romero (2010) expresa que uno de los métodos más utilizados para esto, es el de Zimmerman. Así mismo, manifiesta que el método se basa en el conocimiento del estado tensional y de deformación de la vía férrea, que a su vez se basan en la hipótesis de Winkler.

La siguiente sección se basa en el trabajo realizado por Romero (2010).

10.6.3.1.8.1. Hipótesis de Winkler

El modelo de Winkler asume que el suelo es representado por una serie de resortes elásticos independientes entre sí y que cada uno reacciona a la fuerza que le llega directamente. Sin embargo, el suelo realmente no reacciona solamente en el punto en el que llega la carga, sino que afecta el suelo circundante. Para este caso ferroviario, cada punto de apoyo del riel sobre la traviesa sería un resorte. Así, el esfuerzo en el punto de apoyo es igual al asentamiento del resorte multiplicado por el coeficiente de Winkler, también conocido como coeficiente de balasto.

10.6.3.1.8.2. Estado tensional y deformacional: Método de apoyo elástico discreto y elástico continuo.

a. Método de apoyo elástico discreto

Este modelo dicta que la carga se distribuye en apoyos separados y que cada apoyo cuenta con una rigidez vertical kd que va en función de la rigidez de la vía en general, del asentamiento máximo y de la sumatoria de asentamientos que experimentan los apoyos circundantes al punto de aplicación de la carga (que no es considerado el modelo de Winkler en sí mismo). El esfuerzo bajo la traviesa será simplemente la carga dividida entre el área efectiva del apoyo del riel en la traviesa.

b. Método de apoyo elástico continuo

Aquí la carga se distribuye ya no en apoyos separados sino en un espacio continuo y, por lo tanto, la rigidez vertical ya no es la rigidez de un solo apoyo sino por metro lineal.

1. Método Zimmerman

Este método permite determinar esfuerzos y deformaciones a las que está sometida una vía con balasto considerando que dicha vía se comporta como un medio elástico. A continuación, se presentan las expresiones que propone el método para el cálculo del asentamiento (w) en el carril debido a una carga puntual, el momento flector (M) y el esfuerzo (σ) bajo la traviesa para cargas de un eje, respectivamente:

$$w_{(0)} = \frac{Q \cdot d}{2Fc} \sqrt{\frac{F \cdot c}{4EI \cdot d}} \quad [1]$$

$$M_{(0)} = \frac{Q}{4} \sqrt{\frac{4EI \cdot d}{F \cdot c}} \quad [2]$$

$$\sigma_{(0)} = \frac{Q \cdot d}{2F} \sqrt{\frac{F \cdot c}{4EI \cdot d}} \quad [3]$$

Donde,

- Q:** Carga vertical por rueda.
- d:** Separación entre traviesas.
- E:** Módulo de elasticidad del riel.
- I:** Momento de inercia del riel con respecto al eje x.
- EI:** Rigidez del carril.
- c:** Coeficiente de Winkler.
- F:** Área de apoyo de un carril.

El cero dentro de los paréntesis en las expresiones corresponde a la distancia (x) de análisis desde el punto de aplicación de la carga que para este caso es en el mismo punto por lo que $x = 0$.

Como muchas de las expresiones en geotecnia, ésta también partió de la idealización de que el medio analizado es elástico, lineal, y homogéneo, lo cual traduce en desviaciones con relación a lo real. Sin embargo, ha sido visto que los esfuerzos distribuidos son poco afectados por la variación de las propiedades del suelo así que se puede llegar a trabajar con estas expresiones, pero con cautela.

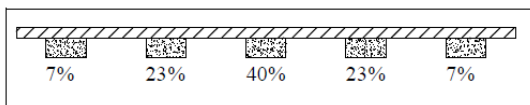
La carga Q es estática, sin embargo, las cargas para este tipo de sistemas de transporte son dinámicas por ser cíclicas por lo que en la aplicación del método anterior se convierte Q estática en Q dinámica al multiplicar la primera por un coeficiente de mayoración propuesto por Eisenmann que depende de la velocidad del tren (V), del estado de la vía (s)

y de datos estadísticos de carga (t). φ es un factor de velocidad.

$$Q_d = Q_e(1 + t \cdot \bar{s} \cdot \varphi) \quad [4]$$

2. Longitud de vía afectada por esfuerzos y deformaciones

Zimmerman propone que los esfuerzos se distribuyen en las traviesas por porcentajes de la siguiente manera:



Tomado de Romero (2010)

Es decir, son 5 las traviesas que, de manera general, son afectadas por las cargas aplicadas por cada paso de rueda.

También es posible conocer la magnitud del levantamiento del carril por efecto de aplicación de la carga y la distancia a la que ocurre el máximo levantamiento tomada desde ese punto.

10.6.3.1.9. Espesor de balasto

La profundidad de la capa de balasto se puede determinar por medio de la distribución de esfuerzos a través de la teoría elástica de Boussinesq para un área cargada de forma rectangular en donde se asume que este material es isotrópico y homogéneo. Otra forma en la que se puede determinar la distribución de esfuerzos es por el método 2:1.

Una comparación de los dos métodos la proporciona Sadeghi & Barati (2010) presentada aquí en la Gráfica 1 (pág. 59).

Como se observa el método 2:1 se acerca más a la distribución de Boussinesq que si se toma una distribución de esfuerzos 1:1.

El método 2:1 asume una distribución de esfuerzos con la profundidad similar a la Gráfica 2 (pág. 59).

Conociendo la capacidad de carga de la subrasante se puede reemplazar en la siguiente expresión y determinar la profundidad del balasto y sub-balasto.

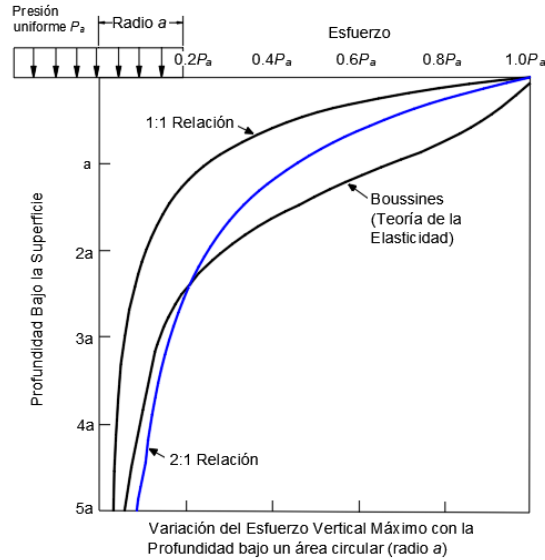
$$\sigma_z = P_a \frac{B \cdot L}{(B + z)(L + z)} \quad [5]$$

10.6.3.1.10. Deformación de la banca de balasto

La deformación que experimenta el terraplén inicialmente obedece a la acomodación de sus partículas cuyas asperezas, que hacen parte del concepto de rugosidad, van a condicionar inicialmente el grado de acomodación. Esta deformación es elástica.

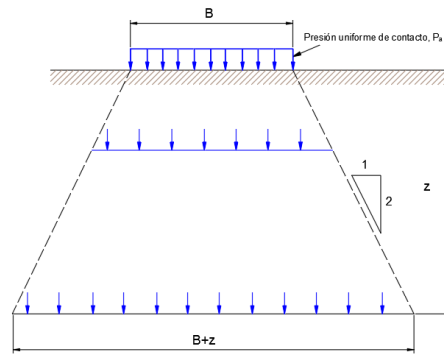
Con el tiempo y por efectos climáticos y mecánicos del pasar de los vehículos férreos, las asperezas y propiedades de angularidad de las partículas del balasto y el sub-balasto se van a ir perdiendo y el trabamiento entre ellas será menor, por lo que probablemente van a volverse a acomodar hasta llegar a su nuevo punto de equilibrio o estabilidad. Dicho punto de estabilidad será cada vez menos exigente. El agua desarrolla en estos materiales un efecto de lubricación que también contribuyen con la acomodación de partículas.

Para evaluar si los materiales que conforman el terraplén son aptos para garantizar un comportamiento estable durante el mayor



Gráfica 1. Comparación de la distribución del esfuerzo vertical bajo carga uniforme de área circular basada en las ecuaciones de Boussinesq y distribuciones 1:1 y 2:1

Fuente: Sadeghi & Barati (2010).



Gráfica 2. Distribución de presión semi empírica recomendada en vías soportadas por material granular.

Fuente: Adaptado de Sadeghi & Barati (2010).

tiempo posible, se realizan mínimo los siguientes ensayos de laboratorio:

- Desgaste en máquina de los ángulos.
- Ciclos humedad - secado.
- Forma de partículas: Alargamiento, angularidad.
- Mineralogía: Se busca que los minerales que componen los fragmentos de roca empleados en el terraplén no se degraden con facilidad por efecto de la

meteorización física y química que va a dar lugar en su vida útil.

- Granulometría.
- Capacidad de absorción.
- Rugosidad.
- Resistencia.
- Integridad: Que no tenga fisuras, grietas, focos de descomposición, etc.

Se dice que la deformación del balasto también se debe a la ausencia, en muchos

casos, de confinamiento lateral, expresa Ngo, Indraratna, & Rujikiatkamjorn (2016).

10.6.3.1.11. Deformación de la subrasante en superficie

La subrasante va a experimentar deformación elástica inicialmente independiente de si es un material puramente cohesivo o puramente granular. A partir de ahí, si la subrasante es material cohesivo, habrá que estudiar la posibilidad de un asentamiento por consolidación por medio del análisis de sus propiedades elásticas y mecánicas, y de los esfuerzos actuantes en especial para aquellos sistemas de transporte cuyas cargas son considerablemente importantes y su tránsito es muy frecuente.

De acuerdo a las propiedades de la subrasante y de las necesidades del proyecto, se establecerá o no la necesidad de acelerar procesos de consolidación, inducir licuefacción, inducir asentamientos, controlar deformaciones con inclusiones rígidas o flexibles, etc.

Parte del análisis de la subrasante incluye también la evaluación de potenciales de licuación, suelos metaestables o colapsables, potenciales expansivos, efectos de creep, etc.

10.6.3.2. Capacidad portante de la subrasante

Se determina por medio de las teorías de capacidad portante convencionales considerando los efectos cíclicos de las cargas.

10.6.3.2.1. Simulación del comportamiento de una vía sobre balasto: Enfoque numérico y aplicación de campo

10.6.3.2.2. Objetivo y planteamientos

El artículo que lleva el mismo título de esta sección fue realizado por Ngo, Indraratna, & Rujikiatkamjorn (2016) los cuales buscaron investigar la deformación debida a cargas cíclicas en una vía férrea con balasto a través de dos métodos:

El primero con ensayos de laboratorio usando un aparato de simulación, y el segundo con un modelo numérico combinando elementos discretos (para el balasto) y diferencias finitas (para la subrasante). Este último considera la interacción entre agregados del balasto y la subrasante. Lo anterior se logra al establecer que los esfuerzos del modelo de elementos discretos (DEM) se transmiten al modelo de diferencias finitas (FDM).

A continuación, se toma una imagen de los autores para mostrar visualmente el empalme de los dos modelos:

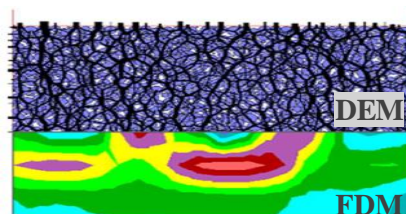


Ilustración 10. Empalme de modelos.
Fuente: Tomado de Ngo, Indraratna, & Rujikiatkamjorn (2016).

El FDM recibe los esfuerzos transmitidos del DEM y actualiza sus valores de deformación, una vez ocurre esa actualización, el DEM también actualiza las suyas debido a que las deformaciones que ocurren en la subrasante

afectan las deformaciones del balasto. Lo anterior va ocurriendo varias veces conforme se produce la carga cíclica. Es decir, este modelo combinado realmente es un ciclo computacional como lo menciona el artículo en cuestión, que varía con el número de ciclos de carga aplicados.

El modelo combinado también lo usaron para analizar la deformación de una vía instrumentada en Australia y compararon los resultados del modelo con los valores de campo.

El modelo incluye el rompimiento de las partículas y el trabamiento entre sí.

10.6.3.2.3. Dimensiones y especificaciones

Los ensayos de laboratorio se realizaron sobre una muestra de 45 cm de alto por 60 cm de ancho y 60 cm en profundidad en una caja adecuada para el ensayo. Emplearon en el fondo una capa de 15 cm de arena gruesa con grava para simular el sub-balasto y la subrasante y encima de esa capa colocaron 30 cm de balasto con especificaciones de $d_{50}=35$ mm y $\gamma_{\text{campo}}=15.5$ kN/m³ aprox.

10.6.3.2.4. Cargas

Para el modelo experimental se aplicaron 500 mil ciclos de carga axial entre 420 kPa y 50 kPa a 15 Hz por medio de una placa que hace las veces de traviesa simulando el paso de un tren de carga de 30 ton a 90 km/h y esfuerzo de confinamiento de 10 kPa. El sistema solo permitía deformación en un sentido (lateral) para garantizar la condición de deformación plana. Por otro lado, para el modelo numérico aplicaron 10 mil ciclos de carga. No se aplicaron más por la dificultad y costo de los análisis.

10.6.3.2.5. Resultados

- Laboratorio

Los resultados del ensayo en términos de asentamiento dictan que la mayor tasa de deformación se presenta en los primeros 100 mil ciclos de carga, luego hasta los 300 mil ciclos incrementa en menor medida y finalmente la tasa de asentamiento se mantiene casi constante hasta los 500 mil ciclos previstos en el ensayo.

- Modelo numérico

El modelo combinado de DEM-FDM propuesto por los autores puede predecir suficientemente bien el comportamiento carga-deformación bajo cargas cíclicas de los materiales en cuestión.

Las deformaciones predichas en el modelo coincidieron con los datos experimentales.

- Transmisión de esfuerzos

Al incrementar la frecuencia de carga, el rompimiento de trabamiento entre partículas es mayor. La tasa de ese rompimiento incrementa rápidamente en los primeros 5 mil ciclos, luego se intenta estabilizar para frecuencias de 15 a 25 Hz, sin embargo, luego de esos 5 mil ciclos la cantidad de enlaces de trabamiento siguió rompiéndose ligeramente para frecuencias de 30 Hz “demostrando así una densificación cíclica continua a altas frecuencias”. Dicha densificación, la atribuyen los autores a la reorganización de las partículas fracturadas que generan una distribución más uniforme de esfuerzos.

Para menos de mil ciclos, la mayoría de los trabamientos se rompen justo por debajo de

la placa de carga⁸ debido a las altas fuerzas de contacto inducidas; por lo tanto, es obvio que un aumento de la carga cíclica dará lugar a más roturas de trabamientos, y un reordenamiento de las partículas rotas (es decir, densificación) dará lugar a una distribución más densa y uniforme de la fuerza de contacto.

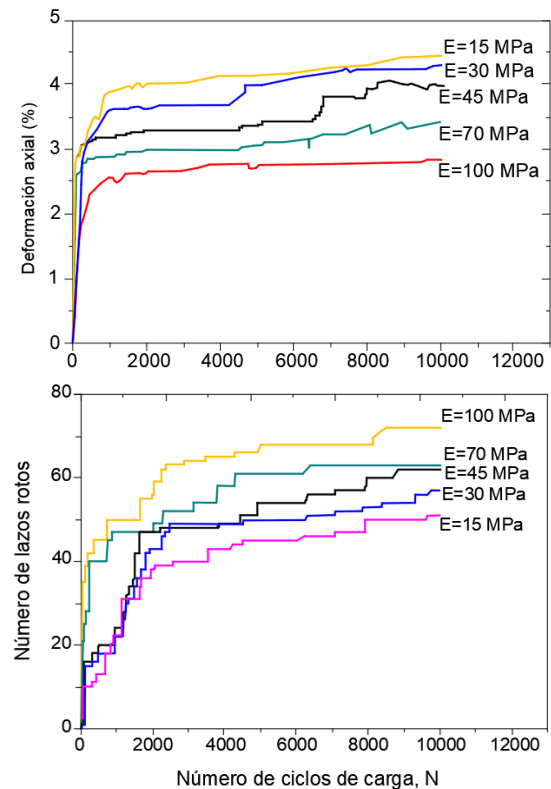
Se demostró que la mayor deformación se produce en los primeros 100 ciclos de carga, luego de estos la deformación permanente es cada vez menor. Lo anterior, es atribuido principalmente a la reorganización de partículas y su consecuente densificación. Dicha densificación lograda por cargas cíclicas hace que su comportamiento sea cada vez más elástico.

Indraratna *et al.* (2011a) expresa que:

Sin embargo, después de alcanzar un umbral de compresión, cualquier carga posterior se resistiría a una mayor deformación y promovería el aplastamiento de las partículas.

- Deformaciones

Fue demostrado que la variación de la rigidez de la subrasante afecta la magnitud de las deformaciones en el balasto e influye en el rompimiento de partículas y su trabamiento entre sí. Los autores de la referencia de esta sección mostraron que, a menor rigidez de la subrasante, el balasto tiende a deformarse más, pero a fracturarse menos atribuyéndolo a que esta subrasante “débil” actuaría como un disipador de energía que atenúa los esfuerzos transmitidos. Lo contrario ocurre cuando es más rígida la subrasante. A continuación, se muestra la gráfica del resultado:



Gráfica 3. Relación de la rigidez de la sub rasante con la deformación y fracturamiento del balasto.

Fuente: Adaptado de Ngo, Indraratna, & Rujikiatkamjorn (2016).

Para ver más detalles del estudio véase la referencia citada en esta sección.

10.6.3.3. Vibraciones

Para este tema, se ha referido a Muro (2009) en esta sección.

10.6.3.3.1. Licuefacción del balasto

Para entender este concepto en el balasto, se hace necesario hablar sobre el efecto de la aceleración de sus partículas que se genera cuando la carga cíclica ocasionada por el paso de los vehículos férreos es transferida al balasto. Por lo anterior, el material se densifica a cierta frecuencia y esfuerzo por la reacomodación de sus partículas.

⁸ Es decir, la traviesa.

Cuando la aceleración de las partículas llega a estar entre 1.4 g y 1.6 g, el balasto pasa a comportarse como un fluido. Se definen esos valores anteriores considerando que en el balasto dicha aceleración es mayor que la aplicada en superficie por alrededor del 15 % más y que a partir de 0.8 g el material empieza a expandirse (Muro, 2009). Ahora bien, esos valores pueden variar en función de las especificaciones del material, colocación en campo, cuidados de transporte, mantenimiento, velocidad, etc.

En la Gráfica 4 (pág. 64) se presenta los resultados de laboratorio realizados por López Pita (2006), citado por Muro (2009), que demuestran el hecho anterior.

A lo anterior, se puede agregar que el grado de limpieza del balasto en cuanto a material fino retenido por descomposición química del balasto, bombeo de finos de la subrasante, incrustaciones externas, etc.; reducen el drenaje del material y aporta en la dificultad de disipación de excesos de presión de poros generados por las cargas cíclicas lo que puede conllevar a inducir licuefacción.

10.6.3.3.2. Valores de velocidad de partículas admisible

La velocidad de partículas se estima en 10 a 15 mm/s el valor admisible. Más allá de estos valores el material experimenta una compresión adicional a la necesaria para alcanzar su densidad máxima y empieza a expandirse. Según Muro (2009), a partir de una aceleración de partículas de 0.7 a 0.8 g, el balasto empieza a expandirse.

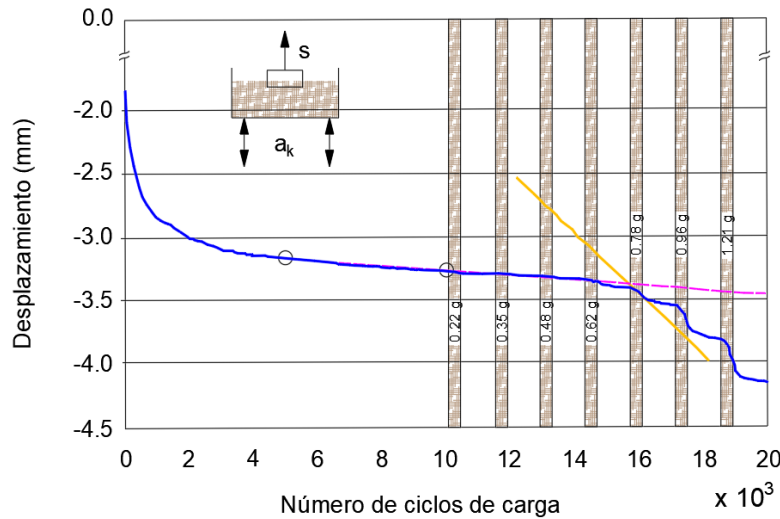
10.6.3.3.3. Vuelo de balasto

Este concepto obedece al levantamiento de partículas de balasto que por efecto del flujo de aire provocado por el paso del tren a velocidades del orden de 300 km/h golpean el vehículo o simplemente saltan y caen. Cuando las partículas se levantan y chocan con una rueda del tren, estas son impulsadas con potencia y causan daños a algunas partes del tren e incluso causa abolladuras al riel. Dichas oquedades en el riel incrementan los esfuerzos dinámicos sobre el balasto.

10.6.3.3.4. Mitigación al vuelo del balasto

La Federal Railroad Administration (2022) muestra formas de mitigar el vuelo de balasto a detalle que aquí se resumen brevemente en forma de lista a continuación:

- Reducción de la velocidad.
- Diseño de material rodante.
- Tipo de vía.
- Diseño del balasto y mantenimiento como:
 - ✓ La superficie superior del balasto está a unos 40 mm por debajo de la parte superior de las traviesas, protegiendo así el balasto en cierta medida del flujo de aire inducido por los trenes. En la actualidad, esto se considera la mejor práctica internacional para mitigar la fuga de balasto. La estabilidad lateral de las traviesas con esta profundidad de empotramiento reducida debe comprobarse la estabilidad lateral de las traviesas con esta profundidad de empotramiento reducida, aumentando la profundidad de las traviesas si es necesario.



Gráfica 4. Desplazamiento vs números de ciclos de carga.

Fuente: López Pita (2006), citado por Muro (2009).

- ✓ Ausencia de partículas pequeñas.
- ✓ Compactación adecuada del balasto, alta rigidez vertical y ausencia de puntos blandos y defectos en la vía (estos puntos son necesarios para las operaciones de HSR independientemente del vuelo del balasto). La práctica china establece una densidad mínima del balasto de 1.750 kg/m³ (109 lb/cu ft).
- ✓ No se dejan partículas de balasto encima de las traviesas después del mantenimiento.
- Medidas complementarias:
 - ✓ Diseñar la vía para reducir la velocidad del aire en la superficie del balasto y/o proporcionar

menos superficie plana para que las partículas de balasto aterricen.

- ✓ El uso de material adhesivo para aumentar el enclavamiento del balasto, o pantallas de acero o plástico colocadas encima del balasto, o encerrar el balasto en bolsas. (Imagen 18, pág. 64).



Imagen 18. Bolsas de balasto japonés.

Fuente: Tomado de Federal Railroad Administration (2022)

CAPÍTULO 3: Introducción al Diseño de Túneles Ferroviarios

- XI. Aspectos Generales del Diseño de Túneles.
- XII. Fases de Diseño.

XI Aspectos Generales del Diseño de Túneles

El diseño en ingeniería de túneles es una herramienta que sirve para aportar al logro del objetivo general de un proyecto macro. Por lo tanto, conocer el objetivo del proyecto es parte fundamental en la planeación del diseño, construcción, operación y mantenimiento de los túneles férreos.

11.1. Objetivos de un proyecto de túneles ferroviarios

11.1.1. Objetivo macro

Un proyecto de túneles ferroviarios de carga y de pasajeros en Colombia tendrá el objetivo macro de aportar al crecimiento de la competitividad del país a nivel nacional e internacional en materia de infraestructura y economía.

11.1.2. Objetivos específicos

- Generar un camino de rieles a través de la topografía colombiana para facilitar un trazado eficiente en términos de distancias y tiempos de recorrido de un lugar a otro.
- Generar accesibilidad a espacios de acceso limitado que cuentan con potencial de turismo y producción de materia prima.
- Reducir tiempos de transporte con relación a otros alineamientos de vía.
- Reducir costos de desplazamiento con relación a otros modos de transporte.

- Afectar lo menos posible el entorno ambiental cumpliendo con las exigencias ambientales locales, regionales, nacionales e internacionales.
- Conectar regiones.
- Conectar centros de producción con centros de distribución nacional e internacional (p.ej., los puertos).

11.1.3. Incidencia de los objetivos de proyecto en el diseño de túneles

Los objetivos del proyecto influirán sustancialmente en la planificación del alineamiento de la vía férrea y sus túneles y, por lo tanto, tendrá influencia en las consideraciones de diseño geotécnico.

Cuando se establece un alineamiento que promete cumplir con los objetivos específicos mencionados, pero en el estudio de viabilidad técnica y económica resulta que no es posible construirlo, una opción es cambiar el alineamiento, sin embargo, el cambio del alineamiento implica una evaluación para ver si este también garantizaría cumplir con los objetivos igual o mejor que la primera opción. Esta situación se complica a nivel de diseño y construcción cuando, luego de muchos análisis, el único trazado del túnel que promete materializar los objetivos es el inicial.

Por lo anterior, surge un dilema a nivel de proyecto que se puede resolver con ingenio o aceptando una solución que cumple a medias los objetivos iniciales planteados con tal de que se lleve a cabo el proyecto por los beneficios particulares que se otorgarán solamente a quienes diseñan y/o construyen.

11.2. Objetivo del diseño de túneles ferroviarios

Proporcionar una solución eficiente y segura al paso de vehículos férreos a través de las zonas montañosas de Colombia.

11.3. Diseño integral del túnel

El diseño del túnel hace referencia a la integración de un conjunto de diseños interdisciplinarios que van a constituir el fundamento de un túnel funcional, seguro, durable, y que cumple el objetivo para el cual fue concebida su construcción.

Cada disciplina que integra el proyecto de diseño desempeña una responsabilidad particular que solo tendrá éxito si se enlazan armónicamente entre sí. En la Ilustración 11 (pág. 68) se presenta una analogía de lo anterior comparando este asunto con uno de los órganos más complejos del ser humano: el cerebro. Al igual que éste hace uso de las redes neuronales para lograr ejecutar tareas complejas, el túnel logrará con éxito su función y objetivo si las disciplinas detrás de su diseño trabajan en armonía entre sí.

11.3.1. Esquema general del diseño de un túnel ferroviario

En primera instancia, para el diseño de un túnel ferroviario es conveniente desarrollar estudios ambientales y sociales en el área de interés con el fin de generar limitaciones y condiciones que van a restringir las alternativas de trazado del túnel.

Cuando se establecen los condicionantes ambientales y sociales interviene el diseñador de vías ferroviarias para plantear unos primeros y posibles alineamientos que van a estar de acuerdo con el trazado general de la vía o viaducto existentes. Estas alternativas se evalúan desde el punto de vista técnico, de procesos, presupuestal, ambiental, social y los componentes que se consideren necesarios en el caso particular de cada proyecto. Con base en los análisis realizados por cada disciplina se generan criterios de selección de alternativas para finalmente elegir la más conveniente y que garantizará cumplir con el objetivo general del proyecto.

Cada disciplina determina la viabilidad desde su alcance, pero no de forma independiente.

11.3.2. Planeación de un túnel ferroviario

Dentro de la planeación de un túnel se incluye la elección del sistema de emergencias más conveniente (ver pág. 69), requerimientos de iluminación, señalización, cambios de anchos de trocha (ver pág. 50), control de tránsito de vehículos férreos que se incorporan a la vía principal desde vías secundarias, control del sistema ferroviario, y en general otros controles de elementos de la vía, de velocidad, de carga, de estaciones, de pasos a nivel, etc.

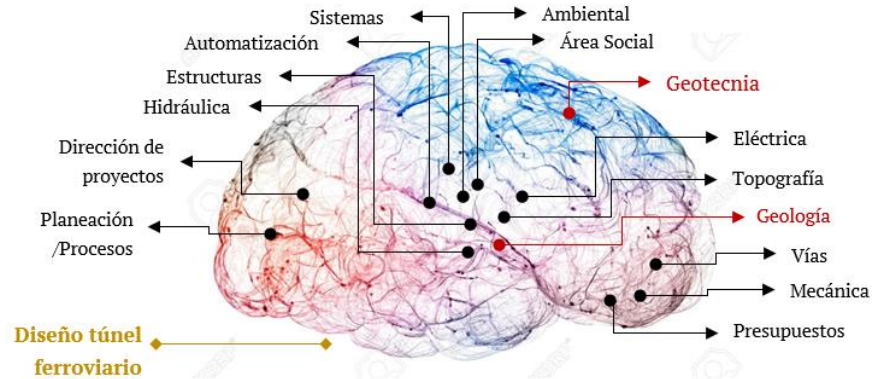


Ilustración 11. Analogía de los componentes en un diseño de túnel.

Fuente: Imagen tomada y adaptada de: <https://tinyurl.com/46curfua>

11.3.3. Diseños complementarios

Dentro del diseño de un túnel ferroviario se incluyen, entre otros, los siguientes:

- Diseño geométrico de vías férreas.
- Diseño geomecánico del túnel principal, cavernas, galerías, pozos y otros aditamentos subterráneos complementarios.
- Diseño geotécnico en estabilidad de taludes, cimentaciones, gestión del riesgo.
- Diseño hidráulico.
- Diseño del sistema de emergencias.
- Diseño del sistema de Iluminación y de comunicaciones.
- Planeación de la señalización.
- Diseño eléctrico.
- Arquitectura de paisajismo en zona de portales e infraestructura localizada cerca como edificios de control del túnel.
- Diseño de ventilación.
- Diseño de los sistemas mecánicos de la vía.
- Diseño del sistema férreo (levitación neumática, convencional, etc.)
- Diseño del sistema de comunicación.

- Análisis de aspectos aerodinámicos.
- Diseño de estaciones ferroviarias subterráneas.

En este manual se aborda principalmente el diseño geomecánico de túneles ferroviarios considerando aspectos de diseño geotécnico y geométrico de vías férreas.

11.4. Diseño geomecánico de túneles

11.4.1. Alcance

Dentro del diseño geomecánico de un túnel se incluye el diseño de portales, cuerpo del túnel principal, galerías de emergencia, pozos, cavernas, túneles anexos, aditamentos, y demás que hagan parte del sistema del proyecto.

11.4.2. Comentarios sobre el alcance

El diseño geomecánico de un túnel no solo se limita a recomendar soportes temporales o permanentes antes y durante su construcción, sino que se compromete con su estabilidad a

corto, mediano y largo plazo a partir del inicio de su operación. Esto se logra por medio de programas de monitoreo de deformaciones, monitoreo de niveles piezométricos, análisis de datos del programa de monitoreo, verificaciones en campo de la estabilidad del túnel, seguimiento de condiciones críticas, entre otros.

El túnel debe garantizar las condiciones necesarias para que el vehículo férreo transite con seguridad. Algunos problemas que se pueden presentar en operación es la pérdida de adherencia entre la rueda del tren y el riel (en un sistema de soporte convencional) por efecto de infiltraciones de agua hacia el túnel como consecuencia del mal manejo de aguas.

11.4.3. Objetivo del diseño geomecánico

El objetivo general de un diseño geotécnico de túneles es proporcionar recomendaciones de soporte, revestimiento y manejo de aguas durante la etapa de construcción y de operación para garantizar la seguridad tanto del personal de obra como del personal de mantenimiento y el paso subterráneo de vehículos férreos.

11.5. Diferencia de diseño túneles ferroviarios y túneles de carretera

11.5.1. Diseño geométrico

Una de las diferencias es que el peralte o pendiente transversal en carreteras se configura con la misma superficie del terreno (explanada), mientras que en vías ferroviarias la superficie del terreno es constante y el

peralte se logra por medio del balasto o material de soporte (ver sistemas de soporte y guiado pág. 45).

11.5.2. Diseño geomecánico

Técnicamente el diseño geomecánico, es decir, el uso de los métodos de cálculo, métodos de análisis, etc., es similar para el diseño de túneles de carretera y el diseño de túneles ferroviarios, sin embargo, la diferencia radica en los aspectos que condicionan la forma del túnel en el caso ferroviario, el tipo de revestimiento final relacionado con criterios de diseño de confort y aerodinámica, entre otros que se mencionan a continuación.

11.5.3. Medidas de seguridad en túneles ferroviarios largos

Algunas formas de seguridad en túneles ferroviarios de gran longitud son:

- Tubos paralelos con galerías de conexión.
- Pozos de acceso.
- Puntos de parada preferente: Alojamiento de pasajeros hasta su rescate.
- Estaciones multifuncionales: Son puntos de parada preferente, pero con galerías y pozos de accesos que conectan con el exterior.
- Túnel mixto (ver págs., 108 y 127).

Al respecto, Beltrán Montero (2011) presenta un resumen de las características de los sistemas de seguridad en túneles ferroviarios de gran longitud que se presenta aquí en la Tabla 5 (pág. 70).

Hilar (2009), citado por Pyeon (2016), enfatizó que para vías ferroviarias de tráfico

Tabla 5. Medidas de seguridad adoptadas por túneles de gran longitud.

Túnel	Longitud (km)	N° tubos	Separación entre ejes de tubos (m)	Separación entre galería de conexión (m)	Galerías de servicio (m)	N° túneles de evacuación	N° pozos de acceso	Máxima distancia a zona segura (km)	N° puntos de parada preferente	N° estaciones multifuncionales
St. Gotthard	57,0	2	40	325	no	2	1	10,0	2	2
Brennero	55,0	2	70	333	no	3	0	10,0	3	3
Seikan	53,9	1	30	600	sí	2	0	12,0	2	2
Mont D'Ambin	53,1	2	30	400	no	4	0	14,0	3	1
Eurotúnel	50,5	2	30	375	sí	0	0	25,2	0	0
Lotschberg	34,6	2*	40	333	no	3	0	12,0	1	0
Guadarrama	28,4	2	30	250	no	0	0	12,2	1	0
Pajares	24,9	2	50	400	no	2	0	7,1	1	0

Fuente: Adaptada de Beltrán (2011).

de carga pesada (como la del Eurotúnel), el diseño más seguro es la configuración de doble túnel con un servicio paralelo o túnel de escape.

XII Fases de Diseño

Las fases de diseño tienen el objetivo de reducir la incertidumbre de las condiciones técnicas bajo las cuales se pretende desarrollar el proyecto. En ingeniería muchas veces la incertidumbre se traduce en costos por lo que una de las fases que define si es realizable el proyecto o no, o si el nivel de riesgo es tolerable para el proyecto o no, es la de prefactibilidad y factibilidad. Otros aspectos importantes que encaminan el diseño de túneles se desarrollan en este título.

12.1. Etapas de proyecto

Las etapas que generalmente se desarrollan en un proyecto de túneles en Colombia son:

a. Planeación:

- ✓ Evaluación comparativa de alternativas de trazados de vía férrea.
- ✓ Selección del alineamiento.
- ✓ Va de la mano con el objetivo general del proyecto (p. ej., aumentar la competitividad económica en cierto sector reduciendo distancias, tiempos y costos de transporte).

b. Diseño:

Se desarrolla por fases, frecuentemente son tres y se diferencian por su nivel de detalle:

- ✓ Fase I
- ✓ Fase II
- ✓ Fase III

c. Construcción.

Va de la mano con el diseño, este último se va ajustando conforme la información real que se va logrando adquirir en la excavación. Sin embargo, lo ideal es que luego de tres fases de diseño se logre predecir las

condiciones del sitio de una forma bastante acertada.

d. Operación.

En esta etapa se espera que los resultados de la operación sean medidos y comparados con el objetivo general del proyecto para verificar que este cumple el propósito por el cual se planeó.

Al tiempo, en etapa de operación a nivel técnico se hace monitoreo de deformaciones y problemas en general.

e. Mantenimiento.

Con base en los resultados de la instrumentación en campo, se programa mantenimientos respectivos.

Eventualmente, para túneles abandonados o fuera de operación, como en el caso de los túneles ferroviarios en el país, se puede contemplar otras etapas de proyecto como la de rehabilitación y reconstrucción.

12.2. Fases de diseño

En la etapa de diseño geomecánico se contemplan generalmente tres fases. A medida que se avanza en la fase, se va

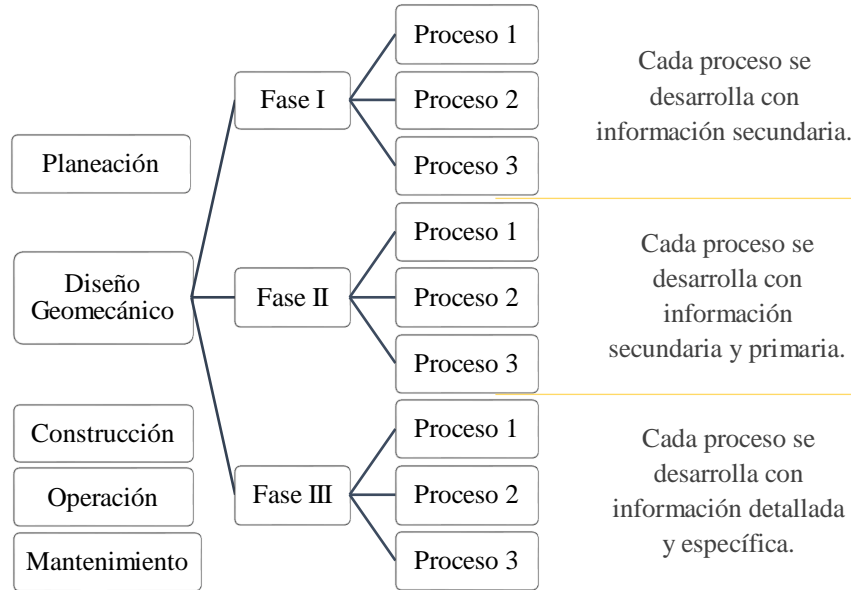


Ilustración 12. Esquema resumen de un proyecto de túneles férreo detallando la etapa de diseño geomecánico.

haciendo un zoom (acercamiento) al proyecto en cuanto al detalle que requiere el diseño (Ilustración 12, pág. 72).

La fase I es el diseño del túnel desde lo general. Cuando se pasa a la fase II, se hace un acercamiento (zoom) al túnel y se proyectan estudios que detallen a ese nivel de zoom. En fase III se hace un zoom final y se proyecta exploración complementaria que permita caracterizar esa área detallada que falta y que no fue posible hacer en la fase II o que surgió como imprevisto por las condiciones del lugar.

12.2.1. Fase I

Estudios de pre factibilidad: Diseño conceptual a partir de información secundaria, visitas técnicas, topografía, información geológica-geotécnica, perforaciones en zonas de portales de ser necesario.

12.2.2. Fase II

Estudios de factibilidad: Diseño preliminar con información primaria. Se considera información de tránsito, ventilación, tipología del túnel, comportamientos del terreno, etc.

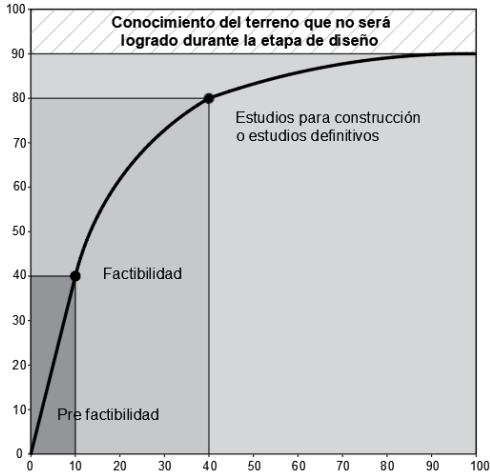
12.2.3. Fase III

Estudios para construcción o estudios definitivos (para licitación): Ingeniería de detalle de los estudios y diseños de la fase II. Incluye programa de seguridad geotécnico y especificaciones particulares de construcción.

12.3. Grado de conocimiento del terreno en función de las fases de diseño

La Gráfica 5 representa el grado de conocimiento que se desarrolla por fase de

diseño. Obsérvese que el conocimiento es acumulativo y creciente, y que siempre queda una zona de incertidumbre cuyo riesgo asociado se reduce por medio de instrumentación (véase apartado 17.10, pág. 419).



Gráfica 5. Evolución del conocimiento del terreno en función de la ejecución de la exploración.
Fuente: Traducido y modificado de Celada & Bieniawsky (2020).

12.4. Objetivo de las fases en la etapa de diseño

12.4.1. Fase I: Prefactibilidad

Determinar si geológicamente es viable construir el túnel. Para lo anterior, se requiere identificar riesgos geológicos y condiciones geológico-geotécnicas generales en el área de estudio.

12.4.2. Fase II: Factibilidad

Seleccionar el trazado del túnel, hacer clasificaciones geomecánicas, plantear soluciones aproximadas.

12.4.3. Fase III: Fase de proyecto o de pre-construcción

Realizar caracterización geotécnica detallada, determinar parámetros geotécnicos para diseño, y diseño definitivo.

12.5. Confiabilidad del diseño

El diseño geotécnico será representativo en la medida en la que la información de la que se alimenta, su interpretación y el criterio de ingeniería lo sean.

Brown (1986), citado por Zhang (2006), expresa que:

La caracterización in situ inadecuada de datos geológicos probablemente constituye el mayor impedimento para el diseño, construcción, y excavaciones en roca. Las mejoras en la metodología y técnicas de caracterización in situ, y la interpretación de los datos son requisitos primordiales, no solo para grandes cavernas en roca, sino para todas las formas de ingeniería de rocas.

En el diseño geotécnico el modelo geológico-geotécnico constituye un paso importante entre la información levantada y el diseño propiamente dicho.

Este paso es crítico porque si no se interpreta la información correctamente el resultado del diseño será sesgado con respecto a una condición de seguridad, economía y funcionalidad esperada.

CAPÍTULO 4: Aspectos Geométricos en el Diseño de Túneles Ferroviarios

- XIII. Recomendaciones para el Trazado Geométrico de Túneles Férreos
- XIV. Secciones Transversales Típicas en Túneles Ferroviarios, y Diseño Aerodinámico de la Geometría de la Sección.
- XV. Clasificación y Partes de los Túneles Ferroviarios.

XIII Recomendaciones para el Trazado Geométrico de Túneles Férreos

En este título se aborda de forma sistemática y concisa el alcance del diseño geométrico de vías ferroviarias haciendo particular énfasis en los túneles férreos. Se presentan ecuaciones y aspectos generales extraídos de normas internacionales reconocidas en el marco ferroviario, así como la comparación entre ellas, incluyendo a Colombia.

13.1. Introducción

En la etapa de proyecto que corresponde a la *planeación* (pág. 71), se establecen alternativas de trazado con base en estudios estratégicos que buscan perseguir objetivos regionales o nacionales como, por ejemplo, aumentar la competitividad mundial del país (pág. 66).

Luego, en etapa de diseño geométrico, se determinan los elementos que constituyen el alineamiento en planta y perfil de esas alternativas (radios de curvatura, pendientes, peraltes, etc.) que deberán estar acordes a las velocidades que se requieren alcanzar para lograr las metas de transporte fijadas. Por lo anterior, la velocidad mínima de circulación requerida es uno de los parámetros con los que se evalúa si una alternativa de trazado es viable o no.

En esta sección se plantean recomendaciones para el trazado geométrico de vías férreas en general, incluyendo los tramos en los que intervienen túneles.

13.2. Alcance del diseño geométrico de vías férreas en un túnel

El diseño vial del túnel ferroviario generalmente hace parte de la disciplina de vías e incluye dentro de sus análisis, entre otras, los siguientes aspectos:

- ✓ Diseño del alineamiento en planta del túnel ferroviario.
- ✓ Diseño del alineamiento longitudinal o vertical.
- ✓ Evaluación de adaptabilidad del alineamiento frente a requerimientos de modificación de velocidades, incremento en la demanda de carga y otros.

Un alineamiento o trazado se define como el eje longitudinal de la explanada. Está conformado por tramos rectos unidos por curvas.

De lo anterior, se intuye que el diseño de vías férreas incluya los siguientes elementos: radios de curvatura horizontales y verticales, distancia entre curvas, entretangencias,

anchos de trocha, velocidad de desplazamiento, peraltes, etc.; cada uno de estos es diseñado y van sujetos a los requerimientos del sistema que, a su vez, va alineado con los *Objetivos de un proyecto de túneles ferroviarios*.

13.3. Diseño geométrico de túneles ferroviarios

13.3.1. Introducción

Midepla-Sectra (2003) expresa que:

La política general para el diseño de trazados es [...] minimizar la cantidad de curvas y rampas, y en caso de utilizarlas, maximizar sus radios y minimizar sus inclinaciones.

El Instituto Ferroviario Indio de Ingeniería Civil (2018) indica que, la elección de un alineamiento óptimo de un túnel ferroviario va a depender de aspectos como los siguientes:

- ✓ Pendiente máxima permisible
- ✓ Accesibilidad.
- ✓ Problemas de estabilidad en los portales.
- ✓ Condiciones del terreno.
- ✓ Sistema de túnel: Necesidad y configuración de aditamentos, galerías, pozos, cavernas, etc.

13.3.2. Información que se requiere para el diseño geométrico y geotécnico del túnel

Algunos de los estudios que se constituyen en insumos para el proyecto de un túnel ferroviario son generalmente los siguientes:

- ✓ Topografía.
- ✓ Fotogrametría.
- ✓ Geología, geomorfología, hidrogeología.
- ✓ Inventario de zonas inestables.
- ✓ Estudios prediales.
- ✓ Estudios ambientales.
- ✓ Estudios sociales.
- ✓ Estudios de tránsito ferroviario.
- ✓ Estudios de economía.
- ✓ Estudios hidrológicos.
- ✓ Estudios geotécnicos.
- ✓ Estudio de fuentes de materiales.

La información anterior establece condiciones y limitaciones para el diseño geométrico y geotécnico.

A continuación, se presentan algunas recomendaciones generales para cada aspecto de diseño mencionado en el inciso de *Alcance del diseño geométrico de vías férreas en un túnel* que son el recuento de las recomendaciones técnicas que se exponen en el Manual de Normatividad Férrea del Ministerio de Transporte (2013), norma norteamericana AREMA, norma europea UIC y bibliografía internacional especializada en materia de túneles ferroviarios y vías férreas.

13.3.3. Componentes de diseño geométrico de un túnel ferroviario

Dentro del diseño de una vía férrea en un túnel se contempla el diseño de:

- ✓ Trazado o alineamiento.
- ✓ Geometría de la sección desde el punto de vista geométrico y funcional.
- ✓ Pendientes permisibles dentro del túnel.

- ✓ Radios de curvatura en el túnel.
- ✓ Efectos aerodinámicos.

A continuación, se presenta un desarrollo sucinto de los componentes mencionados.

13.3.3.1. Trazado

Beltrán (2011) indica que:

El trazado de túneles ferroviarios largos condiciona al trazado de la línea de la vía y no al revés, como ocurre con los túneles cortos.

Adicional, menciona algunos de los aspectos más relevantes en la planeación del trazado de túneles ferroviarios de gran longitud:

- ✓ Minimizar, en lo posible, la longitud de túnel continuo por seguridad en construcción y en operación, y para acortar tiempos de obra generando varios frentes de excavación.
- ✓ Minimizar afectaciones ambientales por movilización de material excavado, áreas de ocupación de maquinaria, etc.
- ✓ Evitar puntos bajos y altos que ocasionan acumulación de agua y problemas de ventilación, respectivamente (ver Imagen 40, pág. 145).
- ✓ Estudiar minuciosamente las mejores opciones de localización de portales.

13.3.3.2. Curvas circulares

Se distinguen dos tipos de curvas:

- ✓ Curvas circulares simples.
- ✓ Curvas de transición o espirales (Imagen 19, pág. 77): Uno de sus objetivos es hacer que la fuerza

centrífuga varíe gradualmente desde la recta hasta la curva circular, y permitir el desarrollo de la superelevación y el sobre ancho.

Las curvas se miden en función de la longitud del radio de la curva que pasa por el eje de la vía en metros en la mayor parte del mundo. En algunos países se miden mediante el ángulo que subtiende una cuerda de 100 pies (30.48m) y se le llama grado de la curva (Midepla-Sectra, 2003).

Existe una relación entre estas dos que es:

$$D = 30.48 \frac{360}{2\pi R} \approx \frac{1746}{R} \quad [6]$$

Donde,

D: Grado de curvatura.

R: Radio de curvatura (m).



Imagen 19. Ejemplo de curva en el Túnel del metro en Kiev, Ucrania.

Fuente: <https://tinyurl.com/4amdz8nf>.

13.3.3.3. Pendiente máxima permisible

Generalmente se maneja menos pendiente en túneles férreos que en vías ferroviarias a cielo abierto debido a que dentro del túnel la humedad se concentra y reduce la adhesión

de las ruedas con el riel (hablando de un sistema convencional de desplazamiento: rueda sobre riel, pág. 45), a que la cantidad de oxígeno en el túnel incide en la eficiencia de la combustión de un sistema diésel, y a la resistencia que opone el aire al paso del tren que va a depender de la geometría de la sección del túnel. Como regla general la pendiente dentro del túnel no debe exceder el 75 % de la pendiente de la vía fuera del túnel.

Bickel, Thomas & Elwyn (2004) recomiendan que, en lo posible, el alineamiento sea recto por facilidades constructivas. La curvatura en los túneles, menciona, ha sido usada en muchos túneles ferroviarios y frecuentemente se encuentran espirales de transición en sus extremos como sucede en los dos portales del Mt. McDonald Tunnel en British Columbia.

Por otra parte, en el documento *Road planning and design manual-1st edition* de Australia, capítulo 23-Túneles, se recomienda que la pendiente de una vía férrea dentro de un túnel no exceda el 3 % para sistemas de metro ligeros.

En Alemania, el *Handbook of Tunnel Engineering II-Basics and Additional Services for Design and Construction. First English Edition (2014)*, que se basa en las regulaciones del *Rail 853*, indica que el diseño de túneles ferroviarios se hace con base en la velocidad de diseño definida (v_E) que, a su vez, es el parámetro de clasificación de sus vías, así:

- Tráfico de alta velocidad con 230 km/h $< v_E < 300$ km/h.
- Tráfico expreso con 160 km/h $< v_E < 230$ km/h.
- Tráfico de pasajeros y de carga con $v_E < 160$ km/h.

- S-Bahn, tránsito urbano con $v_E < 120$ km/h.

Adicional, menciona que la pendiente máxima en líneas principales debe ser limitada a 12.5 ‰, y en líneas urbanas a 40 ‰, y que, sin embargo, estos valores son orientativos ya que debe ser definido para cada caso particular.

13.3.3.4. Radios de curvatura horizontal y vertical dentro del túnel.

Bickel, Thomas, y Elwyn (2004) expresan que:

El radio de curvatura y la superelevación de una vía son gobernados por la máxima velocidad del tren de la vía férrea en particular.

Mientras tanto, Midepla-Sectra (2003) indica que:

En sistemas ferroviarios se busca radios de curvatura amplios. El radio de curvatura de la vía limita la velocidad de los trenes. Una curva cerrada reduce la velocidad del tren, exige más combustible, mayor mantenimiento en la vía, etc.

Complementando lo anterior, el documento de clase de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco en la conferencia sobre diseño de vías férreas indica que, los radios de curvatura cerrados aumentan los desgastes y el deterioro del carril, disminuye la adhesión entre carril y rueda (para radios ≤ 400 m), aumenta los gastos de explotación, aumenta la longitud de la vía al igual que si se aumentara el ángulo de inflexión. Por ejemplo:

Para un ángulo de inflexión = 60° , la disminución del radio de: $R_1 = 1000\text{ m}$ a $R_2 = 600\text{ m}$, la longitud del tramo aumenta en más de 40 m y al disminuir el radio a $R_3 = 400\text{ m}$, aumenta adicionalmente en 20 m y con el aumento del ángulo de inflexión a 90° , los correspondientes alargamientos son en el orden de los 85 y 170 m respectivamente.

La Imagen 20 (pág. 79) presenta un ejemplo de radios de curvatura bajos al ingreso del túnel de tranvía en Hungría.



Imagen 20. Túnel de tranvía en Budapest, Hungría.
Fuente: <https://tinyurl.com/3zjfz7w9>.

Midepla-Sectra (2003) también recomienda velocidades de curvatura dependiendo del sistema ferroviario (pág. 43) así:

Sistema ferroviario	Velocidades de curvatura (km/h)
Suburbanos	120
Cercanías	160
Media distancia	200

Las curvas deberán ser planificadas considerando la longitud de la vía y la velocidad de diseño. En un sistema ferroviario interurbano de gran longitud no tiene sentido usar velocidades bajas y las curvas de la vía deben garantizar lo mejor posible un decremento de la velocidad muy bajo.

Existen curvas circulares simples, curvas policéntricas y espirales. Las curvas policéntricas también son llamadas *curvas compuestas*.

El *Handbook of Tunnel Engineering II-Basics and Additional Services for Design and Construction. First English Edition (2014)*, indica que el radio de curvatura (r_A) se debe limitar a $2000 < r_A < 30000\text{ m}$.

13.3.3.5. Radio de curvatura versus efectos aerodinámicos

Beltrán (2011) expresa que,

La velocidad máxima permitida por trazado puede verse reducida notablemente debido a los fenómenos aerodinámicos que aparecen al circular un tren por un túnel de gran longitud. Consecuentemente, se aconseja analizar las limitaciones ocasionadas por este último fenómeno en los túneles de gran longitud para evitar sobredimensionar el radio mínimo en curva.

13.3.3.6. Ensanche de trocha

Midepla-Sectra (2003) indica:

El ensanche en las curvas de la vía férrea se hace para facilitar la inscripción del vehículo férreo en ellas.

13.3.3.7. Distancia entre curvas: Pendientes

Bickel, Thomas, & Elwyn (2004) expresan que:

Sí es posible, en túneles rectos no se debe superar 75 % de la línea férrea. La

pendiente debe extenderse unos 3000 pies⁹ antes y 1000 pies¹⁰ después del túnel, las pendientes en los túneles curvos deben compensarse por la curvatura de la misma manera que en las líneas abiertas.

13.3.3.8. Consideraciones importantes

Entre las tangencias de tramos rectos a curvas y curvas entre sí ocurren golpes, oscilaciones, balanceos y otras alteraciones indeseadas en el vehículo ferroviario (Midepla-Sectra, 2003).

13.3.3.9. Geometría de la sección del túnel desde el punto de vista geométrico y funcional

13.3.3.9.1. Geometría de la sección con relación a la velocidad del sistema

Ver título XII, página 102 de este manual.

13.3.3.9.2. Gálibos

El gálibo hace referencia a las dimensiones de la sección transversal del vehículo férreo.

Midepla-Sectra (2003) menciona que para trenes de carga los gálibos predominantes son los norteamericanos mientras que para los de pasajeros predominan los europeos.

Los gálibos son producto de las negociaciones entre las necesidades comerciales y de eficiencia operacional del proyecto [...]

Los gálibos del vehículo afectan su comportamiento en una curva, indica el mismo autor. Esta afirmación sugiere que las

dimensiones de la sección del vehículo férreo son una variable de las cargas que se generan sobre la superestructura de la vía y, además, es un factor importante en la estabilidad del vehículo sobre la vía.

Adicionalmente, se puede decir que las dimensiones de la sección del vehículo influyen en el área de operación de la sección del túnel junto con las curvas, velocidades y peralte de la vía ya que un vehículo moviéndose en curva experimenta una inclinación con respecto a su eje vertical que, si no es tenido en cuenta, podría generar un choque con el revestimiento o paredes del túnel.

Un ejemplo de esto se puede observar en un sistema de guiado magnético como el de la Ilustración 13 en el que, en curva, el espacio requerido en el túnel será un criterio de diseño importante.

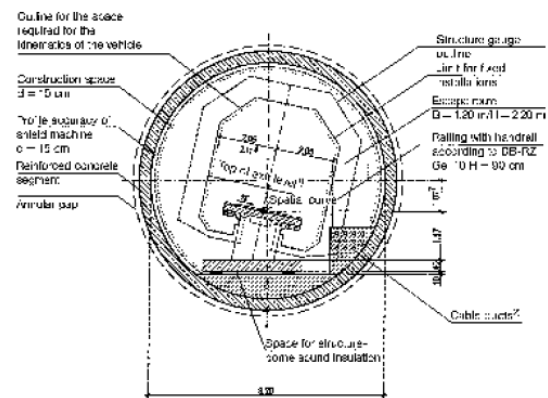


Ilustración 13. Sección de un túnel de monorraíl de alta velocidad de levitación magnética “Transrapid”.

Fuente: Handbook of Tunnel Engineering II- Basics and Additional Services for Design and Construction. First English Edition (2014)- Alemania.

⁹ 915m

¹⁰ 305m

13.3.3.9.3. Dimensiones de la sección de un túnel ferroviario

Las dimensiones de la sección transversal del túnel ferroviario se diseñan con base en los siguientes criterios:

- ✓ Criterio de confort.
- ✓ Criterio de salud.
- ✓ Resistencia de oposición al avance del tren.
- ✓ Espacio requerido por el vehículo, y su sistema de soporte y guiado.
- ✓ Espacio mínimo recomendado por normas internacionales como las AREMA (American Railways Engineering and Maintenance of Way Association), AAR (Association of America Railroads), etc.

El cálculo de la sección transversal de túneles ferroviarios con base en los tres primeros criterios mencionados, además de otros aspectos de aerodinámica, se presenta en el título XIV (pág. 111) de este manual.

Las dimensiones finales de la sección transversal del túnel ferroviario serán aquella que contemple:

- ✓ Dimensión mínima requerida por efectos aerodinámicos.
- ✓ Dimensión mínima requerida por la sección del vehículo, conexiones del sistema de soporte y guiado, anchos de trocha (que puede ser variable o constante).
- ✓ Métodos constructivos.
- ✓ Sistemas de emergencia (pág.69).
- ✓ Drenajes.
- ✓ Entre otros.

13.3.3.9.4. Dimensiones mínimas de espacio libre requerido en un túnel ferroviario

Bickel, Thomas, y Elwyn (2004) expresan que se puede optar por usar las dimensiones mínimas que sugiere las normas AREMA (Ilustración 14, pág. 82).

Adicional, presentan las dimensiones que sugiere la AASHTO para una vía principal de doble carril (Ilustración 15, pág. 82).

13.3.3.9.4.1. Ajuste del espacio de la sección por curvatura en el túnel

Bickel, Thomas, & Elwyn (2004) mencionan que, en una curva dentro de un túnel, se debería incrementar en una pulgada por grado de curvatura las dimensiones para el caso de un vehículo férreo de 26 m de largo, con 18 m entre centros de vehículos para el caso de un túnel con vía doble.

La separación por superelevación es gobernada por las normas AREMA.

13.3.3.9.4.2. Dimensiones reales

Esta sección se basa en el trabajo realizado por Bickel, Thomas, & Elwyn (2004).

Las dimensiones y requerimientos de espacio libre entre el vehículo férreo y las paredes del túnel van estar condicionado por los elementos eléctricos, mecánicos, tercer riel, accesorios, etc.

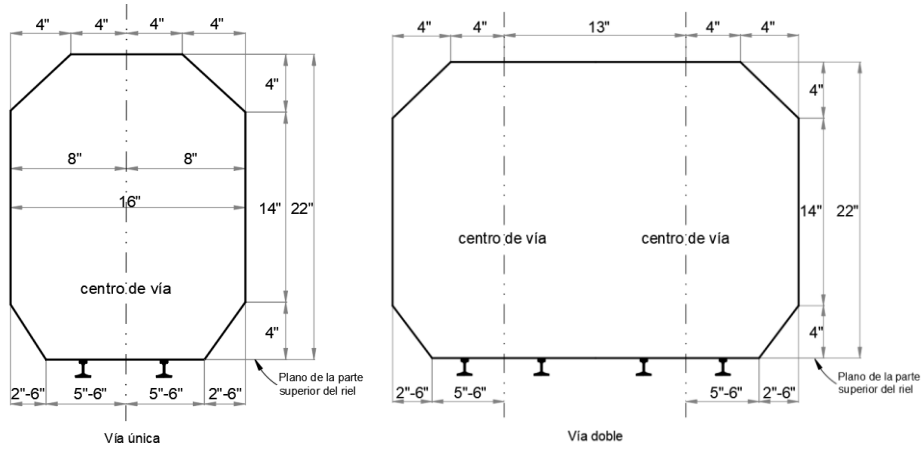


Ilustración 14. Dimensiones mínimas de espacio recomendadas para túneles de vía férrea.
Fuente: Adaptado y traducido de Bickel, Thomas, & Elwyn (2004).

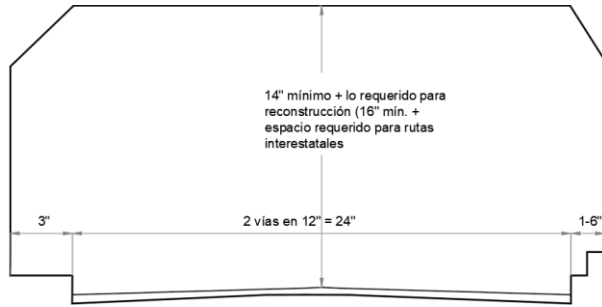


Ilustración 15. Dimensiones de espacio que sugiere la AASHTO para una vía principal de doble carril.
Fuente: Adaptado y traducido de Bickel, Thomas, & Elwyn (2004).

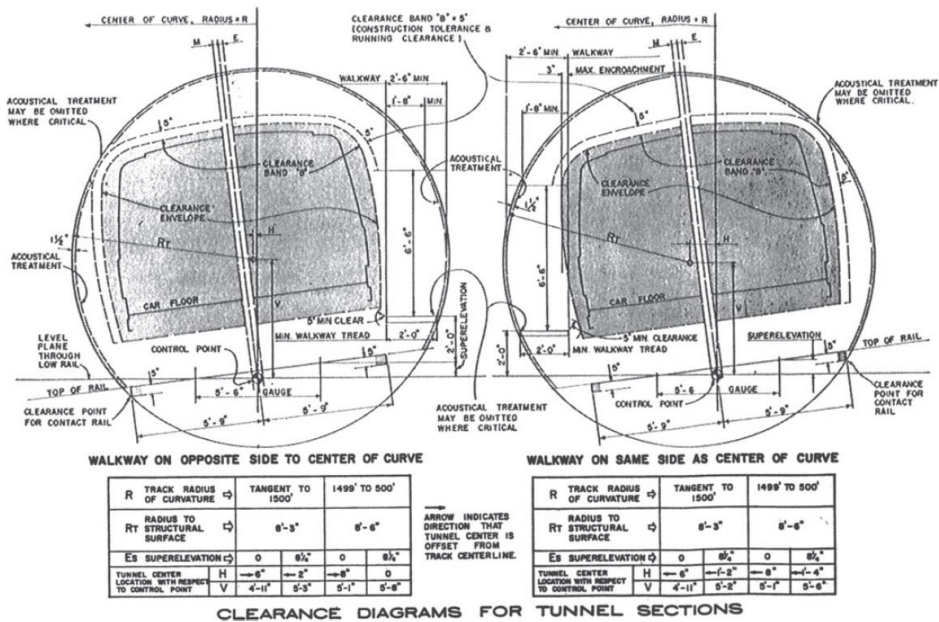


Ilustración 16. Diagrama de espacio para secciones de túnel.
Fuente: Bickel, Thomas, & Elwyn (2004).

13.3.3.9.4.3. Ajuste de dimensiones de la sección de un túnel ferroviario ya existente

Con base en las consideraciones anteriores, si en un túnel están operando vehículos férreos a una velocidad A y se quiere incrementar su velocidad a B, los requerimientos de espacio entre el vehículo y las paredes del túnel pueden cambiar porque en una curva el túnel se va a doblar más y podría chocar con la pared del túnel.

Esta consideración sería pertinente mencionarla en etapas tempranas del proyecto. Es decir, en la planeación del túnel se debe considerar la posibilidad de cambiar el sistema del tren porque eso implicaría cambiar los espaciamientos de los que estamos hablando.

Otras disposiciones sobre el espacio requerido por la sección de túneles ferroviarios se presentan en el título XIV, página 103 de este manual.

13.3.3.9.5. Efectos de la geometría de la sección sobre la eficiencia del sistema

La forma de la sección del túnel es un parámetro que influye en la magnitud de la resistencia que el aire genera contra al movimiento o avance del tren ocasionando una reducción importante de su velocidad de circulación sobre todo en túneles de más de 7 km de longitud.

La selección de la geometría de la sección aparte de definirse con base en los criterios expuestos en la página 101, depende del análisis aerodinámico (ver pág.111), forma del vehículo, y sistema de soporte y guiado.

Es decir, la forma de la sección final del túnel deberá tener presente:

- ✓ Lo dispuesto en el título XII (pág.101).
- ✓ Métodos constructivos (pág.355).
- ✓ Estabilidad de la excavación.
- ✓ Requerimientos de confort y salud.
- ✓ Requerimientos de espacio para instalaciones mecánicas, eléctricas, etc.
- ✓ Requerimientos por abocinamiento y otros efectos aerodinámicos.

Las geometrías típicas en túneles se pueden observar en el título XIV, página 99 de este manual.

13.4. Aspectos de diseño geométrico de vías ferroviarias

13.4.1. Aspectos generales

13.4.1.1. Limitaciones en el planteamiento de un trazado

Las limitaciones en el trazado de un túnel ferroviario se establecen de acuerdo a normativas, exigencias y contexto ambiental de la zona, condiciones sociales, viabilidad técnica, viabilidad económica, relación costo-beneficio, entre otras.

Geotécnicamente las limitaciones se pueden establecer, entre otras, por factores como la orientación de las discontinuidades, fallas, diques, zonas de cizalla, cobertura, tipos de roca, comportamientos del terreno, orientación de esfuerzos tectónicos.

13.4.1.2. Peraltes

El peralte es la diferencia de altura entre rieles.

Los peraltes en las curvas de la vía férrea surgen como el mecanismo necesario para contrarrestar la fuerza centrífuga que experimenta el vehículo ferroviario cuando pasa por allí.

Midepla-Sectra (2003) expresa que:

El peralte teórico se puede determinar por medio de la siguiente expresión:

$$h = T * \frac{V^2}{gR} \quad [7]$$

Donde,

h: Peralte en mm.

T: Eje entre rieles.

V: Velocidad de circulación en km/h.

g: Aceleración de la gravedad.

R: Radio de curvatura en m.

Para los casos en los que una vía férrea se emplea tanto para carga como para pasajeros, el peralte se toma como peralte práctico que es un porcentaje del teórico debido a los conceptos de exceso e insuficiencia de peralte. En España se usa el siguiente criterio:

$$h_{práctico} = \frac{2}{3} h_{teórico} \quad [8]$$

La Red Nacional de Ferrocarriles Españoles (RENFE) recomienda, en curvas, un peralte máximo de 160 mm mientras que EFE recomienda máximo 170 mm.

Al fijar un peralte práctico inferior al teórico y además limitar su valor máximo,

queda una aceleración centrífuga sin compensar, a_{sc} .

Experiencias realizadas en Japón y Europa han concluido que para trenes de pasajeros la comodidad requiere que el valor de a_{sc} no exceda 0,10g a 0,15g, dependiendo de la acomodación del pasajero en el vehículo. De acuerdo con esta consideración, en España el valor máximo de a_{sc} se ha fijado en 0,65 m/s², valor que corresponde a una insuficiencia de peralte de 115mm. En otros países la insuficiencia de peralte llega a 195 mm, valor que pese a ser bastante elevado, está muy lejos de los límites de riesgo expuestos al principio de este punto.

En EFE las normas establecen que a_{sc} no deberá sobrepasar 0,4 m/s², valor igual al establecido en el Plan Director Europeo de Infraestructura.

13.4.1.3. Entrevías

Para la determinación de esta distancia se considera el efecto aerodinámico de dos trenes cuando pasan a 180 km/h (Midepla-Sectra, 2003).

13.4.1.4. Velocidades de diseño

La velocidad depende de las características del vehículo ferroviario.

13.4.2. Recomendaciones de valores para diseño geométrico de vías férreas por normas internacionales

Claudio y García (2019), bajo la dirección del Magíster Ingeniero Víctor Arévalo, resumen valores de referencia para el diseño de vías

férreas por normas internacionales que se presentan a continuación.

13.4.2.1. Chile

El documento “*Recomendaciones de Diseño para Proyectos de Infraestructura Ferroviaria (2003)*” toma como premisa para el diseño geométrico un ancho de trocha de 1676 mm. A continuación, se presenta los valores de referencia que sugiere el documento con relación a velocidades de diseño, alineamiento horizontal, peraltes, entre otros.

13.4.2.1.1. Velocidad de diseño

Depende del tipo de vehículo (pág. 43), uso y geometría de la vía. La expresión general es:

$$V = \sqrt{R * \left(\frac{z \cdot g}{a} + a_{csc}\right)} \quad [9]$$

Donde,

- V:** Velocidad (m/s).
- R:** Radio de la curva circular (m).
- z:** Altura de peralte (mm).
- g:** Gravedad (m/s²).
- a:** Distancia entre ejes de los rieles (mm).
- a_{csc}:** Aceleración centrífuga sin compensar (m/s²).

En Chile clasifican las vías ferroviarias en función de la velocidad máxima de circulación:

Tabla 6. Clasificación de vías férreas en función de la velocidad máxima, en Chile

Clase	Velocidad máxima (km/h)	
	Trenes de carga	Trenes de pasajeros
A	20	30
B	40	50
C	65	100

Clase	Velocidad máxima (km/h)	
	Trenes de carga	Trenes de pasajeros
D	100	130
E	130	160
F	160	180

Fuente: Recomendaciones de Diseño para Proyectos de Infraestructura Ferroviaria-Chile (2003), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

En cuanto a la velocidad en curvas recomiendan los valores de la Tabla 7 (pág. 85) según el sistema (pág. 43).

Tabla 7. Recomendación de velocidades en curvas, en Chile.

Sistema	Velocidad (km/h)
Suburbano	120
Cercanía	160
Media distancia	200

Fuente: Recomendaciones de Diseño para Proyectos de Infraestructura Ferroviaria-Chile (2003), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

Los radios de curvatura para las velocidades de la Tabla 7 (pág. 85) se presentan en la Tabla 10 (pág. 87).

13.4.2.1.2. Rectas horizontales

No se especifica longitud mínima.

13.4.2.1.3. Curvas circulares

Para el cálculo de esta se emplean las siguientes expresiones en Chile:

$$D = \frac{1746}{R} ; R = \frac{L^2}{8f} ; D = 1.5f \quad [10]$$

Donde,

- D:** Grado de la curva.
- R:** Radio de la curva.

L: Longitud de la cuerda.
f: Flecha.

En Chile recomiendan los siguientes radios mínimos (Tabla 8, pág. 86):

Tabla 8. Radios mínimos.

Ancho trocha: 1676 mm	
Tipo de vía	Radio mínimo (m)
Eclisadas	180
Soldadas	550

Fuente: Recomendaciones de Diseño para Proyectos de Infraestructura Ferroviaria-Chile (2003), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

13.4.2.1.4. Sobre anchos

Se recomienda que el sobre ancho sea en riel interior con variación menor a 1 mm/m.

Tabla 9. Recomendaciones de ensanche.

Radio (m)	Ensanche (mm)
$R \leq 180$	25
$180 < R \leq 300$	20
$300 < R \leq 350$	15
$350 < R \leq 450$	10
$450 < R \leq 550$	5
$550 < R$	0

Fuente: Recomendaciones de Diseño para Proyectos de Infraestructura Ferroviaria-Chile (2003), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

13.4.2.1.5. Peralte de equilibrio

Se determina por medio de la siguiente expresión:

$$h = \frac{a * V}{g * R} \quad [11]$$

Donde,

h: Peralte de equilibrio (m).

a: Distancia entre ejes de los rieles (m).
V: Velocidad (m/s).
R: Radio de la curva (m).

13.4.2.1.6. Peralte teórico para ancho de trocha de 1676 mm

Se determina por medio de la siguiente expresión:

$$h_T = 13.7 * \frac{V^2}{R} \quad [12]$$

Donde,

V: Velocidad (km/s).
R: Radio (m).

El peralte máximo permitido para 1676 mm de ancho de trocha en Chile es de 170 mm.

Para ancho de trocha de 1435 mm sería:

$$h_T = 11.8 * \frac{V^2}{R} \quad [13]$$

13.4.2.1.7. Insuficiencia de peralte

Se establece una aceleración sin compensar (a_{csc}) no mayor a 0.4 m/s^2 .

Se determina con la siguiente expresión:

$$I = a_{csc} * \frac{a}{g} \quad [14]$$

Donde,

I: Insuficiencia de peralte (mm).
a: Distancia entre ejes de los rieles (m).
g: Gravedad (m/s^2).

Para trocha estándar (1435 mm) el parámetro a es 1505 mm.

13.4.2.1.8. Peralte mínimo

Se determina con la siguiente expresión para trocha de 1676 mm:

$$h_{mín} = 13.7 * \frac{V^2}{R} - 71 \leq h_{máx} \quad [15]$$

Para trocha de 1435 mm:

$$h_{mín} = 11.8 * \frac{V^2}{R} - 61 \leq h_{máx} \quad [16]$$

13.4.2.1.9. Velocidad en curva

Si se elige peralte máximo:

$$V = 4.2\sqrt{R} \quad [17]$$

En trocha estándar:

$$V = 4.4\sqrt{R} \quad [18]$$

Con base en lo anterior, se puede establecer los radios de curvatura que requieren las curvas con relación a las velocidades de la Tabla 7 (pág. 85), quedando así:

Tabla 10. Radios de curvatura en función de las velocidades de la Tabla 7 (pág. 85)

Sistema	Radio (m)
Suburbano	850
Cercanía	1500
Media distancia	2300
Alta velocidad	7000

Fuente: Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

13.4.2.1.10. Velocidades en función del peralte y radio de curvatura

Se puede determinar la velocidad máxima por medio de la siguiente expresión:

$$V_{máx (1676 mm)} = \sqrt{\frac{h_{mín} + 71}{13.7} * R} \quad [19]$$

$$V_{máx (1435 mm)} = \sqrt{\frac{h_{mín} + 61}{11.8} * R} \quad [20]$$

13.4.2.1.11. Entrevía

Tabla 11. Distancia mínima entrevía.

Radio (m)	Vías				
	Clase A	Clase B y C	Clase D y E	Clase F	Desvíos
500≤R	4,60	4,60	4,60	4,70	4,00
400≤R<500	4,60	4,60	4,65	4,80	
300≤R<400	4,80	4,80	4,90		4,30
R<300	4,80	4,90	4,90		

Fuente: Recomendaciones de Diseño para Proyectos de Infraestructura Ferroviaria-Chile (2003), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

13.4.2.1.12. Pendientes

La norma chilena sugiere que:

Para vías de pasajeros deben ser ≤3%

En vías mixtas deben ser ≤1.5%

En general, pendiente máxima de 2.5 %, y en estaciones de 0.25%.

13.4.2.1.13. Curvas de acuerdo

Se presentan las siguientes recomendaciones:

Tabla 12. Recomendaciones de curvas de acuerdo.

Velocidad (km/h)	Radio (m)
50	2000
130	5000
180	10000

Fuente: Recomendaciones de Diseño para Proyectos de Infraestructura Ferroviaria-Chile (2003), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

13.4.2.2. España

Los lineamientos que siguen son de las *Normas de la Red Nacional de Ferrocarriles Españoles o RENFE Vía (NRV) e Instrucciones Generales para los Proyectos de Plataforma (IGP)-España*.

El ancho de trocha español es de 1668 mm, aunque también consideran en ancho de 1435 mm.

13.4.2.2.1. Geometría de la vía: Parámetros geométricos

Los parámetros geométricos para ancho de trocha de 1668 mm se presentan en la Tabla 14 (pág. 89).

Los parámetros geométricos para ancho de trocha de 1435 mm se presentan en la Tabla 15 (pág. 89).

13.4.2.2.2. Parámetros de diseño de trazado para líneas de ancho internacional

Los parámetros de diseño de trazado se presentan en la Tabla 16 (pág. 90).

13.4.2.2.3. Geometría del trazado para distintas velocidades

Los parámetros geométricos para distintas velocidades se presentan en la Tabla 17 (pág. 90).

13.4.2.3. Canadá

El reglamento de Canadá es el *Rules Respecting Track Safety (TC E-54)* de 2018. En este no se incluye información sobre alineamiento vertical, la versión que se

presenta aquí es la del año 2012, el ancho de trocha en el que se basan las recomendaciones es el estándar: 1435 mm.

13.4.2.3.1. Velocidad de diseño

La velocidad de diseño la establecen de acuerdo a la clasificación de la vía férrea con relación a la máxima velocidad de tránsito del vehículo. En la Tabla 13 (pág. 88) se presenta este criterio.

Tabla 13. Clasificación de las vías de circulación con relación a la velocidad máxima de ferrocarril.

Clasificación de la vía	Velocidad máxima (km/h)	
	Trenes de carga	Trenes de pasajeros
Clase 1	15	20
Clase 2	40	45
Clase 3	60	95
Clase 4	95	125
Clase 5	125	150

Fuente: *RC E-54-Canadá (2012, p.10)*, citado por *Claudio Mena & García Arrunátegui (2019)*.

La velocidad en función del peralte y la curva circular se puede determinar por medio de la siguiente expresión:

$$V = \sqrt{\frac{Z + I}{0.007 * \theta}} \quad [21]$$

Donde,

V: Velocidad de operación (km/h).

Z: Altura de peralte ≤ 150 (mm).

I: Insuficiencia de peralte = 75 (mm).

θ : Ángulo de la curva circular (grados decimales).

13.4.2.3.2. Rectas horizontales

Las rectas horizontales tendrán una longitud mínima de 19 m.

Tabla 14. Parámetros geométricos para trocha de 1668 mm-España

Parámetros geométricos - Trocha 1668 mm				
Velocidad (km/h)	140	160	200	250
Entrevía (m)	3,808-3920	3,92-40	4,0-4,3	4,3
Entrevía en estaciones	4,9-5,3	5,3-6,0	6,0	6,0
Rampa (%)	2	1,5-2,0	1,25-1,50	1,25
Radio mínimo (m)	1000	1300	2000-2300	3120-4000
Peralte teórico (mm)	$13,7*V^2/R$			
Peralte máximo (mm)	160			
Curva de transición	Clotoide			
Insuficiencia de peralte (mm)	115			
Exceso de peralte (mm)	80	80	60	60
Velocidad mínima (km/h)	60-75	70-90	80-100	100-130
Diagrama de peralte en transición	Lineal			
Longitud de la transición (m)	Normal			
	$7,94*V*I*10^{-3}$ ó $9,26*V*I*10^{-3}$			
	Mínimo			
	$6,18*V*h*10^{-3}$			
	$7,94*V*I*10^{-3}$			
Acuerdo vertical	Circular o parabólico			
Radio mínimo de acuerdo (m)	3800-5100	4900-6600	10000-16000	16000-24000
Longitud mínima de acuerdo (m)	70	80	100	100
Distancia mínima entre acuerdos (m)	70	80	100	100
Longitud mínima entre acuerdos (m)	60-80	65-90	80-110	100-140

Fuente: RNV (1988), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

Tabla 15. Parámetros geométricos para trocha estándar mm-España

Parámetros geométricos-Trocha 1435 mm				
Velocidad (km/h)	160	200	250	300
Entrevía (m)	4,0		4,3	4,8
Entrevía en estaciones		5,0		5,1
Rampa (%)		2,0		2,0 - 2,5
Radio mínimo (m)	1400	2100	3300	4700
Peralte teórico (mm)	$11,8*V^2/R$			
Peralte máximo (mm)	160			
Curva de transición	Clotoide			
Insuficiencia de peralte (mm)	80			
Exceso de peralte (mm)	60			
Velocidad mínima (km/h)	80-110	100-140	130-170	160-200
Diagrama de peralte en transición	Lineal			
Longitud de la transición (m)	Normal			
	$4,2*V*I*10^{-3}$ ó $18,6*V*I*10^{-3}$			
	Mínimo			
	$4,2*V*I*10^{-3}$		$11,4*V*I*10^{-3}$	
Acuerdo vertical	Circular			
Radio mínimo de acuerdo (m)	5000-8000	7000-125000	12000-195000	17400-28000
Longitud mínima de acuerdo (m)	80	100	125	150
Distancia mínima entre acuerdos (m)	80	100	125	150
Longitud mínima entre acuerdos (m)	65-90	80-110	100-140	120-170

Fuente: NRV (1989), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

Tabla 16. Parámetros de diseño de trazado para ancho de trocha estándar.

Parámetros geométricos					
Velocidad (km/h)	000≤V<140	140≤V<200	200≤V<250	250≤V<300	300≤V<350
Rampa en vías de pasajeros (%)	2,5-3,0				
Rampa en vías de mixtas (%)	1,5-1,8				
Longitud máxima de recta con pendiente máxima (m)	3000,0				
Peralte teórico (mm)	11,85*V ² /R				
Peralte máximo (mm)	140-160				
Insuficiencia de peralte (mm)	100	80	70	60	
Exceso de peralte (mm)	80,0				
Longitud mínima del acuerdo (m)	≥V _{máx} /3	≥V _{máx} /2	≥V _{máx} /1,5		
Longitud mínima entre acuerdos (m)	≥V _{máx} /3	≥V _{máx} /2	≥V _{máx} /1,5		
Longitud mínima de la curva (m)	≥V _{máx} /3	≥V _{máx} /2	≥V _{máx} /1,5		
Longitud mínima entre curvas (m)	≥V _{máx} /3	≥V _{máx} /2	≥V _{máx} /1,5		

Fuente: Adaptado de IGP-ADIF (2011), citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

Tabla 17. Geometría de trazado para diferentes velocidades. Ancho de trocha estándar.

V _{máx} (km/h)	V _{mín} (km/h)	Radio mínimo de curva (m)		Longitud mínima de clotoide (m)		Radio mínimo del acuerdo (m)	
		Normal	Excepcional	Normal	Excepcional	Normal	Excepcional
140	75	1000	750	190	160	7000	5000
150	80	1125	900	200	160	8000	5900
160	85	1275	1000	210	160	9000	6300
170	90	1450	1110	220	160	10000	7100
180	95	1600	1250	240	160	11500	8000
190	100	1800	1400	250	170	12500	8900
200	105	2200	1850	280	180	15000	8900
210	110	2400	2050	280	190	16000	9600
220	115	2600	2200	290	200	17000	10600
230	120	2850	2450	300	210	19000	11500
240	125	3100	2650	320	220	21000	12600
250	135	3550	3100	330	230	22000	12600
260	140	3850	3350	340	240	24000	13600
270	145	4150	3600	350	240	26000	14300
280	150	4450	3900	370	250	28000	15400
290	155	4750	4200	380	260	30000	16500
300	165	3550	4750	390	270	32000	16500
310	170	5700	5100	410	280	34000	17000
320	175	6100	5400	420	290	36000	18000
330	180	6500	5750	430	300	39000	20000
340	185	6850	6100	450	310	41000	21000
350	190	7250	6500	460	320	45000	25000

Fuente: IGP - ADIF (2011), citado por citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

13.4.2.3.3. Curvas circulares

El radio de curvatura se define en función del ángulo de curvatura y se determina con la siguiente expresión:

$$R = \frac{360 * 30.48}{2\pi * \theta} \quad [22]$$

Donde,

R: Radio de la curva (m).

θ: Ángulo de la curva en grados decimales.

La longitud de la curva no será menor a 47 m.

13.4.2.3.4. Peralte

Se sugiere que:

Peralte máximo: 150 mm, excepcionalmente a 175 mm.
Insuficiencia de peralte: 75 mm.

13.4.2.3.5. Curva de transición

Se hace uso de espirales con longitud tal que permita el desarrollo del peralte. Su altura será cero en la tangente y máxima en el empalme con la curva circular, siendo la rampa de peralte 2.5 mm/m.

La longitud mínima de la espiral se determina por medio de la siguiente expresión:

$$L = \frac{z}{2.5} \quad [23]$$

Donde,

L: Longitud mínima de la espiral (m).

z: Altura de peralte (mm).

13.4.2.4. Gran Bretaña

En Gran Bretaña se hace uso de los documentos “*Track Standards Manual (GC/RT5017)*” de 1998 y “*Track System Requeriments (GC/RT5021)*” de 2011. Estos hacen sus recomendaciones para anchos de trocha estándar.

13.4.2.4.1. Velocidad de diseño

La velocidad se determina con la siguiente expresión:

$$V = \sqrt{\frac{R * (z + I)}{11.82}} \quad [24]$$

Donde,

V: Velocidad (km/h).

R: Radio de la curva (m).

z: Altura de peralte (mm).

I: Insuficiencia de peralte (mm).

13.4.2.4.2. Rectas horizontales

La recta horizontal mínima será la que garantice que el vehículo férreo más largo entre sin problema.

13.4.2.4.3. Curvas circulares

El radio mínimo de curva para sistema de pasajeros es de 200 m, excepcionalmente hasta 150 m.

Se usará un ensanche o sobre ancho en caso de que el radio de curvatura sea <200 m. Ese ensanche se presenta en la Tabla 18 (pág. 91).

Tabla 18. Ensanche en curva.

Radio (m)	Ensanche (mm)
R≤100	19

Radio (m)	Ensanche (mm)
100<R≤125	16
125<R≤150	13
150<R≤175	9
175<R≤200	6
200<R	0

Fuente: *Track System Requirements (2011)*, citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

13.4.2.4.4. Peralte

La altura máxima del peralte es de 150 mm, excepcionalmente de 180 mm.

Para radios de curvatura <320 m, la altura excepcional es:

$$z = \frac{R - 50}{1.5} \quad [25]$$

Donde,

z: Altura de peralte (mm).

R: Radio de la curva (m).

Con base en el radio de curvatura, se puede obtener la altura máxima de peralte de la Tabla 19 (pág. 92).

Tabla 19. Peralte máximo en función del radio de curvatura.

Radio (m)	Peralte máximo (mm)
<100	25
100<R≤150	50
150<R≤200	100
200≤	150

Fuente: *Track Standards Manual (2011)*, citado por Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

13.4.2.4.5. Insuficiencia de peralte

Según la norma la insuficiencia de peralte máxima es de 90 mm y excepcionalmente de 110 mm.

13.4.2.4.6. Curva de transición

Cuando no se pueda hacer transición, la velocidad se calcula en función de una curva de transición virtual de 12.20 m de largo.

La longitud mínima de espiral se puede estimar de la expresión similar a la de Canadá:

$$L = \frac{z}{2.5} \quad [26]$$

Donde,

L: Longitud mínima de la espiral (m).

z: Altura de peralte (mm).

13.4.2.4.7. Pendiente

La pendiente normal se limita a 1.25 %. Sin embargo, se dan a conocer las siguientes consideraciones:

Para tramos de 3 km la pendiente puede ser de 2 %.

Para tramos de hasta 500 m y donde no esté planteada una detención, 3.5 %

Para líneas exclusivas de pasajeros donde el gradiente promedio cada 10 km o más sea del 2.5 %, 3.5 %

Para líneas exclusivas de pasajeros y tramos no mayores a los 6 km, 3.5 %

13.4.2.4.8. Curva de acuerdo vertical

El radio de esta curva podrá determinarse con la siguiente expresión:

$$R = \frac{V^2}{7.628} \quad [27]$$

Donde,

R: Radio de la curva (m).

V: Velocidad (km/h).

13.4.2.5. Australia

En el documento “*Track and Civil Infrastructure 159urrícu Practice (Volumen 2): Sistema Ferroviario (CP2)-Australia Meridional*” del 2008 se exponen las regulaciones para Australia Meridional. El ancho de trocha para el que se regulan los aspectos técnicos es de 1600 mm, aunque también incluyen el estándar (1435 mm).

13.4.2.5.1. Velocidad de diseño

La velocidad se estima en función del radio de la curva, la altura del peralte y la insuficiencia de peralte.

La velocidad máxima se obtiene de:

$$V = 0.291\sqrt{R * (z + I)} \quad [28]$$

Donde,

- V:** Velocidad (km/h).
- R:** Radio de la curva (m).
- z:** Altura del peralte (mm).
- I:** Insuficiencia de peralte (mm).

13.4.2.5.2. Rectas horizontales

La longitud mínima es de 50 m para vías nuevas y de 20 m o la longitud más larga para vías reconstruidas. En general, la longitud mínima se puede estimar de la siguiente expresión:

$$L = \frac{V}{2} \quad [29]$$

Donde,

- L:** Longitud de la recta.
- V:** Velocidad (km/h).

13.4.2.5.3. Curvas circulares

El radio mínimo de curva es de 1600 m para vías nuevas, 450 m para vías mejoradas, y 200 m para vías existentes (no mejoradas).

13.4.2.5.4. Peralte

El peralte de equilibrio se obtiene de:

$$z + I = 11.84 * \frac{V^2}{R} \quad [30]$$

Donde,

- z+I:** Peralte de equilibrio (mm).
- V:** Velocidad (km/h).
- R:** Radio de la curva (m).

Se considera que el peralte actual es de 55% del peralte de equilibrio. El peralte máximo será de 145 mm.

13.4.2.5.5. Insuficiencia de peralte

Esta no excede de 100 mm.

13.4.2.5.6. Curva de transición

Se hace uso de la parábola cúbica.

La longitud de transición se determina para líneas nuevas, líneas mejoradas, líneas mejoradas cuando no sea posible aplicar las anteriores.

13.4.2.5.7. Pendiente

La pendiente para todas las vías no excede de 2.22%.

13.4.2.5.8. Compensación del gradiente por curva circular

Para lograr resistencias uniformes al movimiento del tren, las gradientes se compensan a favor o en contra:

- Para líneas nuevas la gradiente debe ser compensada, por lo que su porcentaje disminuirá:

Curvas no lubricadas: $-(100/R) \%$

Curvas lubricadas: $-(50/R) \%$

- Para líneas existentes de gradiente no compensada, su porcentaje aumentará:

Curvas no lubricadas: $+(100/R) \%$

Curvas lubricadas: $+(50/R) \%$

El resultado se le aumentará o restará a la gradiente teórica.

13.4.2.5.9. Curvas de acuerdo vertical

Para curvas cóncavas o convexas, el radio mínimo de la curva de acuerdo vertical es 1300 m. La longitud será:

$$L = K * (i_1 - i_2) \quad [31]$$

Donde,

L: Longitud del acuerdo vertical (m).

i: Gradiente de la recta (%).

K: Coeficiente de la curvatura vertical.

Línea existente: 75 en cumbre y 100 en hundimiento.

Línea nueva: 200 en ambos casos.

Estaciones: 10, con velocidad de 15 km/h.

La longitud mínima de la curva de acuerdo vertical será de 20 m y aumentará en múltiplos de 20 m.

13.4.2.6. Estados Unidos: AREMA

Ver Tabla 20 (pág. 96).

13.4.3. Resumen comparativo de los parámetros geométricos de vías férreas

En la Tabla 20 (pág. 96), se resumen los aspectos vistos y se incluye la comparación con normas AREMA, las de Perú, y las de Colombia.

13.4.4. Aspectos geométricos de vía en túneles ferroviarios de túneles existentes

Al respecto, Beltrán Montero (2011) presenta un resumen de parámetros de las vías en túneles ferroviarios de túneles de gran longitud para vehículos que se movilizan a altas velocidades. Este resumen se presenta en la Tabla 21 (pág. 97).

13.5. Trazado geométrico del túnel con base en las condiciones geoestructurales del macizo rocoso

El trazado del túnel será implantado teniendo en cuenta los siguientes aspectos geomecánicos:

- ✓ Orientación de las discontinuidades y zonas de falla con respecto al alineamiento del túnel.
- ✓ Profundidad del túnel.
- ✓ Dirección de los esfuerzos tectónicos.
- ✓ Zonas con espacio suficiente para la instalación de máquinas TBM, en caso de que se decida usar (ver sección de tuneladoras, pág. 364).
- ✓ Zonas geotécnicamente viables para la construcción de portales principales, de acceso, y de emergencia.
- ✓ Zonas de depósito de materiales.

13.5.1. Orientación de las discontinuidades con relación a la del túnel

Geotécnicamente se procurará que el alineamiento del túnel sea el más adecuado en relación a la orientación de los planos de estratificación, fallas, diques y discontinuidades del macizo rocoso para prevenir problemas de desprendimientos, fracturamiento y deformaciones excesivas, terreno que fluye y otros problemas que aumentarán el costo del proyecto y que, además, podría obstaculizar y condicionar el servicio de los vehículos férreos.

13.5.2. Profundidad del túnel

Otro factor a considerar es la profundidad del túnel, si el túnel se emplaza en una zona relativamente superficial puede que atraviese por horizontes de meteorización no deseables y el problema se puede volver de mecánica de suelos.

13.5.3. Dirección de los esfuerzos tectónicos

Como se presenta en el título XVI (pág., 139) de este manual, la dirección del movimiento de las placas tectónicas indica la orientación de la aplicación de los esfuerzos tectónicos inducidos por el contacto entre ellas.

Ese contacto se traduce en esfuerzos en la corteza que son de compresión, de cizalla o de tensión. Dependiendo del tipo de esfuerzos que se esté aplicando en una zona específica se puede esperar ciertos tipos de comportamientos e incluso predecir deformaciones a largo plazo de manera aproximada. En el caso de pliegues en rocas sedimentarias ocasionados por esfuerzos de compresión, se esperaría que a hoy día esos esfuerzos que produjeron los pliegues sigan actuando allí, pero en equilibrio.

Por lo tanto, si se proyecta realizar una excavación subterránea en la zona, probablemente el macizo rocoso entrará en desequilibrio, lo que se traducirá en relajación de esfuerzos por medio de desprendimientos de roca o convergencias.

Estas implicaciones van a depender de la orientación del túnel con respecto a la dirección de los esfuerzos principales in situ aplicados.

Dependiendo de la magnitud y dirección de los esfuerzos tectónicos que condicionan o genera el tensor de esfuerzos principales in situ, la sección del túnel va a tener zonas de tracción o de compresión en hastiales o techo respectivamente, dependiendo de su geometría.

Tabla 20. Comparación de parámetros geométricos.

Parámetros		Normas							
		Estados Unidos (1999)	Chile (2003)	España (2011)	Colombia (2013)	Canadá (2012)	Gran Bretaña (2011)	Australia (2008)	Perú (1978-2006)
Velocidad de diseño									
Velocidad	Ecuación velocidad	$\sqrt{\frac{z+I}{0,007 * \theta}}$	$\sqrt{\frac{z+I}{11,8} * R}$	$\sqrt{\frac{z+I}{11,85} * R}$	$\sqrt{\frac{z+I}{0,007 * \theta}}$	$\sqrt{\frac{z+I}{0,007 * \theta}}$	$\sqrt{\frac{z+I}{11,82} * R}$	$0,291\sqrt{R * (z+I)}$	$0,291\sqrt{R * (z+I)}$
	Mínima (km/h)	15	30	75	15	20	-	-	24
	Máxima (km/h)	160	180	350	160	150	-	-	144
Alineamiento horizontal									
Recta horizontal	Ecuación Recta	$0,568 * V$	$V/9$	$V/2$	-	-	-	$V/2$	-
	Mínima (m)	Vagón más largo	30	65	Vagón más largo	19	Vagón más largo	50	-
Curva circular	Ecuación Radio	$12,225 * \frac{V^2}{z+I}$	$11,8 * \frac{V^2}{z+I}$	$11,85 * \frac{V^2}{z+I}$	$12,225 * \frac{V^2}{z+I}$	$12,225 * \frac{V^2}{z+I}$	$11,82 * \frac{V^2}{z+I}$	$\frac{V^2}{0,291^2(z+I)}$	$\frac{V^2}{0,292^2(z+I)}$
	Radio mínimo (m)	145	180	750	160	145	200	1600	150
	Ecuación Long. Curva	-	-	$V/2$	-	-	-	$V/2$	-
	Long. Mínima (m)	30	-	-	-	47	Vagón más largo	-	-
Peralte	Ecuación	$0,007 * \theta * V^2$	$11,8 * \theta * \frac{V^2}{R}$	$11,85 * \theta * \frac{V^2}{R}$	$0,007 * \theta * V^2$	$0,007 * \theta * V^2$	$11,82 * \theta * \frac{V^2}{R}$	$11,84 * \theta * \frac{V^2}{R}$	$11,8 * \theta * \frac{V^2}{R}$
	Máximo (mm)	-	170	160	150	150	150	145	150
	Insuficiencia (mm)	75	61	100	75	75	90	100	-
Transición	Ecuación Long. Transición	$0,0095 * z * V$	$0,009 * z * V$	$0,0042 * z * V$	$0,744 * z$	-	-	$0,0111 * z * V$	$0,0075 * z * V$
	Long. Mínima (mm)	-	-	160	-	-	12,2	20	-

Tabla 20. Comparación de parámetros geométricos (continuación)

Alineamiento vertical									
Recta de perfil	Ecuación Recta	$0,568*V$	$V/9$	$V/2$	-	-	-	$V/2$	-
	Mínima (m)	30	30	80	30	-	30	-	45
Pendiente	Máxima (%)	3	3	3	3,5	-	3,5	2,22	3
Acuerdos	Ecuación Radio	L/D	$\frac{V^2}{4}$	-	-	-	$\frac{V^2}{7,628}$	-	-
	Radio mínimo (m)	-	2000	5000	-	-	1000	1300	-
	Ecuación Long. Acuerdo	-	-	$V/2$	$\frac{D * V^2}{0,03 * 3,6^2}$	-	-	$200*(i_1-i_2)$	-
	Long. Mínima (m)	30	-	80	30	-	Vagón más largo	20	-

Variables: V: Velocidad de diseño o de proyecto (km/h), I: Insuficiencia de peralte (mm), D: diferencia de ángulos (i_1-i_2) de pendientes de rectas verticales contiguas (tanto por uno), R: radio de curva circular (m), θ : ángulo de curvatura de la curva (decimales), z: altura de peralte o máximo (mm), i: pendiente de la recta (%).

Fuente: Adaptado de Claudio Mena & García Arrunátegui (2019).

Tabla 21. Características del trazado de túneles ferroviarios largos para vehículos de alta velocidad.

Túnel	Long. (km)	Velocidad máxima de trenes viajeros (km/h)	Velocidad máxima de trenes para mercancías (km/h)	Radio mínimo (m)	Pendiente máxima (%)	Cota máxima (m.s.n.m.)
St. Gotthard	57,0	250	160	3000	8	550
Brennero	55,0	250	120	-	6,7	794
Seikan	53,9	210	-	6500	12	-240
Mont D'Ambin	53,1	250	120	3200	12,5	750
Eurotúnel	50,5	160	120	4200	11	-172
Lotschberg	34,6	250	140	3200	13	828
Guadarrama	28,4	350	-	8500	15	1200
Pajares	24,9	350	160	3550	16,8	1139

Fuente: Modificado y adaptado de Beltrán Montero (2011).

13.5.4. Condiciones para localización de portales principales, accesos, y galerías o pozos de emergencia

La localización de portales va a depender, entre otras cosas, de la topografía, condiciones geológicas y geotécnicas, del método constructivo con el cual se va a excavar el túnel, del alineamiento de la vía ferroviaria a cielo abierto en cuyo trazado se encuentra el túnel a excavar, de las condiciones geomecánicas de la zona, entre otras.

XIV Secciones Transversales Típicas en Túneles Ferroviarios, y Diseño Aerodinámico de la Geometría de la Sección

Definir la geometría del túnel es uno de los aspectos más influyentes en el proyecto de diseño de túneles ferroviarios, así como sus dimensiones porque afecta la estabilidad del túnel, la seguridad del sistema, el desempeño de los vehículos férreos, entre otros aspectos que se verán más adelante. En este título se presentan secciones típicas, secciones con base en velocidades de movimiento del vehículo férreo, sistemas de túneles, recomendaciones de dimensionamiento por criterios aerodinámicos, entre otros.

Fuente: elcolombiano.com

14.1. Secciones típicas en túneles ferroviarios

Comúnmente se emplean tres formas de sección transversal en túneles. A continuación, se presenta cada una de ellas incluyendo comentarios de aplicabilidad y conveniencia:

- a. Forma en “D” o HPR (Herradura con Paredes Rectas)



Imagen 21. Túnel de la Quiebra.

Desde el punto de vista estructural y de distribución de cargas, esta forma no es eficiente. Por lo tanto, es adecuada sólo para "roca dura" (Indian Railways Institute of Civil Engineering, 2018).

Caso India: Luego de que un túnel en India colapsara, un consultor internacional mencionó que:

Uno de los problemas principales es la sección geométrica transversal del túnel. Una pared lateral horizontal tal y como se ha ejecutado básicamente sólo permite la transferencia de tensiones verticales. En caso de que se produzcan cargas horizontales, es probable que el sistema falle, ya que las cargas horizontales sólo pueden ser soportadas de forma muy limitada (Indian Railways Institute of Civil Engineering, 2018).

b. Forma en herradura tipo HPC (Herradura con Paredes Curvas)

Esta sección transversal ofrece una buena resistencia frente a la presión externa del terreno y es adecuada para rocas blandas. Esta forma es la más común hoy en día para túneles construidos con la técnica de perforación y voladura (Indian Railways Institute of Civil Engineering, 2018).



Imagen 22. Túnel en herradura tipo HPC.

Fuente: Recuperado de <https://tinyurl.com/mrsn6a6u>

c. Forma Circular o Elíptica



Imagen 23. Túnel Beskid en las montañas Cárpatas en Ucrania.

Fuente: Recuperado de <https://tinyurl.com/343ywxeh>

El Instituto Ferroviario Indio de Ingeniería Civil (2018) menciona que:

Esta es la mejor sección teórica para resistir las fuerzas internas o externas y proporciona la mayor sección transversal con el menor perímetro. Son las formas más adecuadas para túneles en "terrenos blandos".

Con relación a la geometría circular, López Jimeno (1997) menciona que:

La forma de la sección más favorable es la circular o mejor elíptica, cuando sea necesaria una relación altura/anchura mayor o menor que la unidad; pero nunca se recomienda diseñar secciones donde dicha relación sea mayor de dos.

Cada una de las formas geométricas anteriores puede ser conformada con solera curva o recta. Esto se elige en función de las características del material rocoso (p. ej., con minerales expansivos) y la necesidad de conexiones eléctricas o de espacio que requiera el sistema ferroviario que vaya a operar. Con relación a esto último, los requerimientos de espacio no serán los mismos para un sistema de levitación magnética en un túnel que uno de levitación neumática (ver pág. 45), por ejemplo.

14.1.1. Forma geométrica de la sección de algunos túneles ferroviarios de Ucrania y Rusia

Además de las anteriores, existen otras formas de sección transversal de túneles alrededor del mundo como las que se presentan a continuación de la Imagen 24 (pág. 101) a la Imagen 27 (pág. 101).

Estos túneles con formas irregulares no son recomendados porque pueden inducir problemas geomecánicos por efecto de la redistribución de esfuerzos asociada. Además,

pueden generar complicaciones constructivas y dificultar la gestión del espacio para accesorios, ventilación, iluminación, señalización, etc. Sin embargo, cada caso es particular y valdría la pena investigar la razón por la cual se decidió tomar esas formas.

Adicional a las formas de sección mencionadas, la Federal Highway Administration (2015) presenta una geometría adicional que es la de caja doble y caja única.



Imagen 24. Túnel del metro en Kiev, Ucrania
Fuente: *Марьяна Яновска. Recuperado de www.depositphotos.com.*

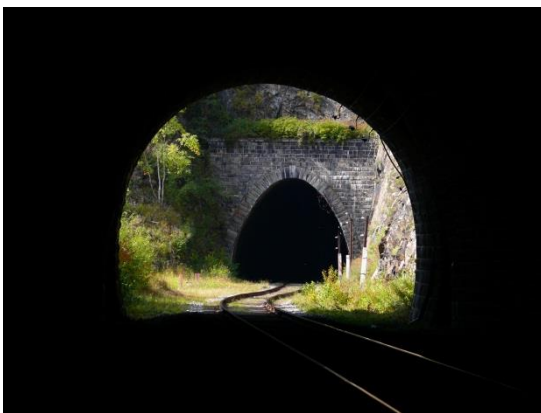


Imagen 25. Túneles del ferrocarril Krugobaijalskaya, Rusia: Cambio de sección de un túnel a otro.

Fuente: *Recuperado de <https://tinyurl.com/3x3ujzmc>*



Imagen 26. Túnel del metro en Kiev, Ucrania

Fuente: *Recuperado de <https://tinyurl.com/msz9w6xh>.*



Imagen 27. Túnel del metro. Kiev, Ucrania

Fuente: *Recuperado de <https://tinyurl.com/4rjtb43r>*

14.1.2. Parámetros que influyen la selección de la geometría

La selección de la forma geométrica del túnel dependerá de los siguientes elementos:

- ✓ Características de resistencia del macizo y su relación con los esfuerzos *in situ*.
- ✓ Método constructivo.
- ✓ Revestimiento.
- ✓ Sistema de emergencia, equipos e instalaciones.
- ✓ Requerimientos aerodinámicos según la velocidad de tránsito del vehículo ferroviario*.
- ✓ Requerimientos de drenaje*.
- ✓ Requerimientos de mantenimiento*.

- ✓ Forma y dimensiones del vehículo férreo que va a transitar por el túnel.
- ✓ Separación entre ejes de vía.

* Extraído de la Indian Railways Institute of Civil Engineering (2018).

14.1.3. Geometría típica versus método de construcción

En la Tabla 22 (pág. 103) se relaciona el método constructivo que generalmente se emplea para configurar geometrías típicas.

14.1.4. Casos especiales

Cuando se requiere unir varios ramales de vía férrea dentro del mismo sistema subterráneo, la geometría de la sección que une esos ramales se determina en forma de cavernas.

14.1.5. Geometría de la sección versus número de vías férreas en el túnel

El número de vías que típicamente se diseñan de acuerdo a la geometría de la sección del túnel se presenta en la Tabla 23 (pág. 103) según la Federal Highway Administration (2015), quien, además, expresó que:

Históricamente, la mayoría de los túneles del TAV han sido de doble vía porque su construcción es más barata, y este sigue siendo el caso de los nuevos túneles en Japón y China; pero en Europa, la mayoría de los nuevos túneles se diseñan ahora como de vía única (bitubo) por razones de seguridad contra incendios.

Un esquema de túneles de vía única y doble vía se presenta en la Ilustración 17 (pág. 103).

14.2. Secciones geométricas de túneles con base en la velocidad de movimiento del vehículo ferroviario

Bernhard, Thewes, & Ulrich (2014), con base en las cuatro categorías de vías férreas establecidas por las normas *Rail 853* de Alemania, mencionadas aquí en la sección de la página 77, presenta los parámetros más importantes requeridos por la norma para la sección de túneles ferroviarios dependiendo del uso planeado. A continuación, se resume dicha información de forma textual (traducida). La velocidad de diseño se presenta como V_E .

14.2.1. Dimensión y geometría de túneles para tráfico de alta velocidad con $230 \text{ km/h} < v_E < 300 \text{ km/h}$

En construcciones nuevas o para reconformaciones importantes, el espaciamiento entre vías estándar en rectas y curvas debe ser exactamente 4.50 m, con un ancho de formación específico de 12.1 m y una distancia del centro de la vía a la cara de 3.8 m.

El radio de la sección transversal especificado como 6.85 m para túneles de doble vía, resulta en un área total de sección por encima de la cabeza de los rieles (TOR por sus siglas en inglés) de 92 m^2 . La misma área total resulta para el caso de un arco de tres centros para tráfico de doble vía, para los cuales se debe elegir el radio $R_1=6.85$ y $R_2=4.00$ m (Ilustración 18, pág. 105). La vía puede ser sobre placa o sobre balasto. Esta elección,

Tabla 22. Geometría típica versus método de construcción.

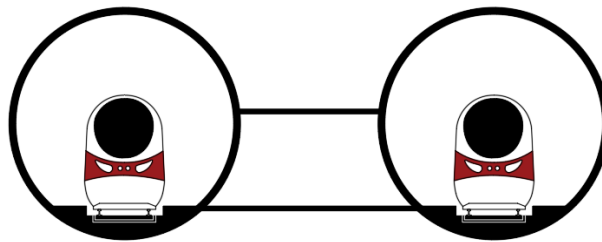
Método constructivo	Circular	Rectangular	Herradura	Ovalado
Túnel falso (cut & cover)		X		
Perforación de avance con escudo (Shield Driven)	X	X		
Tubo inmerso		X		
Perforación y Voladura			X	X
Excavación Secuencial			X	X

Fuente: Traducido de Federal Highway Administration (2015).

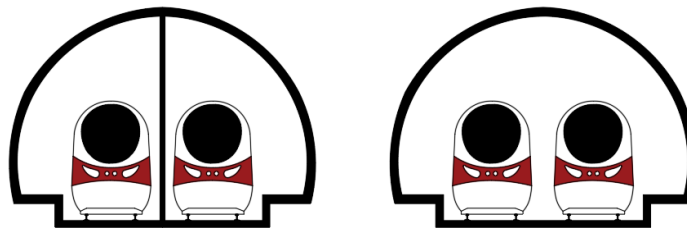
Tabla 23. Relación entre las geometrías típicas y el número de vías con la cual se diseña generalmente.

Geometría	Comentario
Circular	Típicamente diseñado con una vía y un camino de seguridad. Placa invertida se coloca en la parte superior del revestimiento.
Doble caja	Típicamente diseñado con una vía y un sendero peatonal de seguridad en cada caja. Dependiendo de la localización y condiciones de carga, el muro central puede ser sólido o compuesto por columnas consecutivas.
Caja única	Típicamente diseñado con una vía única y un camino de seguridad en cada caja. El túnel es usualmente construido al lado de otro túnel de caja única en dirección de viaje opuesta.
Herradura	Diseñado para una vía única y un camino de seguridad. Esta forma típicamente es usada en roca y puede ser sin revestimiento cuando son formaciones de roca que lo permiten.
Ovalado	Diseñado para una vía única y un camino de seguridad peatonal.

Fuente: Traducida de Federal Highway Administration (2015).



Túnel doble, vía única.



Túneles independientes, de vía única (izquierda) y vía doble (derecha).

Ilustración 17. Túneles ferroviarios de vía única y doble.

Fuente: Federal Highway Administration (2015).

entonces, influencia otros parámetros del diseño de la sección pero no el área total de la sección transversal. Los detalles de esto pueden ser consultados en la norma *Rail 853*.

En las construcciones nuevas o de reconformaciones importantes de túneles de vías únicas, se debe mantener un espacio de seguridad en el lado de la canaleta, y en los túneles de varias vías fuera de la zona de peligro de cada lado.

Esto sirve para el acceso al túnel y para la evacuación de los pasajeros hacia una salida en caso de emergencia. El espacio de seguridad debe tener al menos 2,20 m de altura y 0,50 m de ancho. En todos los túneles nuevos, debe haber una vía de evacuación y rescate continua que conduzca a al aire libre para cada vía. La vía de evacuación y rescate debe situarse en el lado del espacio de seguridad.

14.2.2. Dimensión y geometría de túneles para tráfico expreso con $160 \text{ km/h} < v_E < 230 \text{ km/h}$

La sección transversal de un túnel ferroviario para tráfico expreso solo difiere de la de alta velocidad en las dimensiones específicas de acuerdo a la directriz.

Los requisitos para espacios de seguridad y vías de evacuación se formulan independientemente de la velocidad de diseño, por lo que los requisitos son idénticos para todas las velocidades de diseño. El *Rail 853* especifica una separación entre vías de sólo 4,00 m para el tráfico expreso en túneles de doble vía, por lo que la anchura de formación requerida en $u = 0$ se reduce a 11,60 m.

La distancia requerida entre el eje de la vía y el borde de la formación sigue siendo de 3,80

m. El radio de una sección transversal circular también se reduce a $r = 6,10 \text{ m}$, de lo que resulta un área de sección transversal de $A = 79,2 \text{ m}^2$ por encima de la cabeza superior de los rieles. Como en los túneles de alta velocidad, los parámetros individuales también pueden variar con la selección de una vía permanente convencional o sin balasto.

Esto se ilustra a continuación con un detalle orientativo para un túnel de dos vías túnel de dos vías para tráfico rápido con sección transversal circular según *Rail 853* Ilustración 19 (pág. 105).

14.2.3. Dimensión y geometría de túneles para tráfico de pasajeros y de carga con $v_E < 160 \text{ km/h}$.

Para el tráfico de pasajeros y mercancías con una velocidad de diseño de $v_E < 160 \text{ km/h}$, el *Rail 853* no proporciona detalles orientativos para las secciones transversales de dos vías.

Dado que el tráfico es mixto, en este caso sólo deben utilizarse túneles de vía única según la directriz de protección civil de la EBA (autoridad federal de ferrocarriles), por lo que el tráfico de doble sentido tiene que discurrir por túneles paralelos separados.

Fundamentalmente, puede afirmarse que la distancia del eje de la vía desde el borde de la formación se reduce a 3,30 m en comparación con otros trazados y, por tanto, la anchura de formación de los tramos a cielo abierto en $u = 0$ es de 10,60 m.

Las dimensiones de las vías de evacuación y los espacios de seguridad siguen siendo válidas para el tráfico de pasajeros y

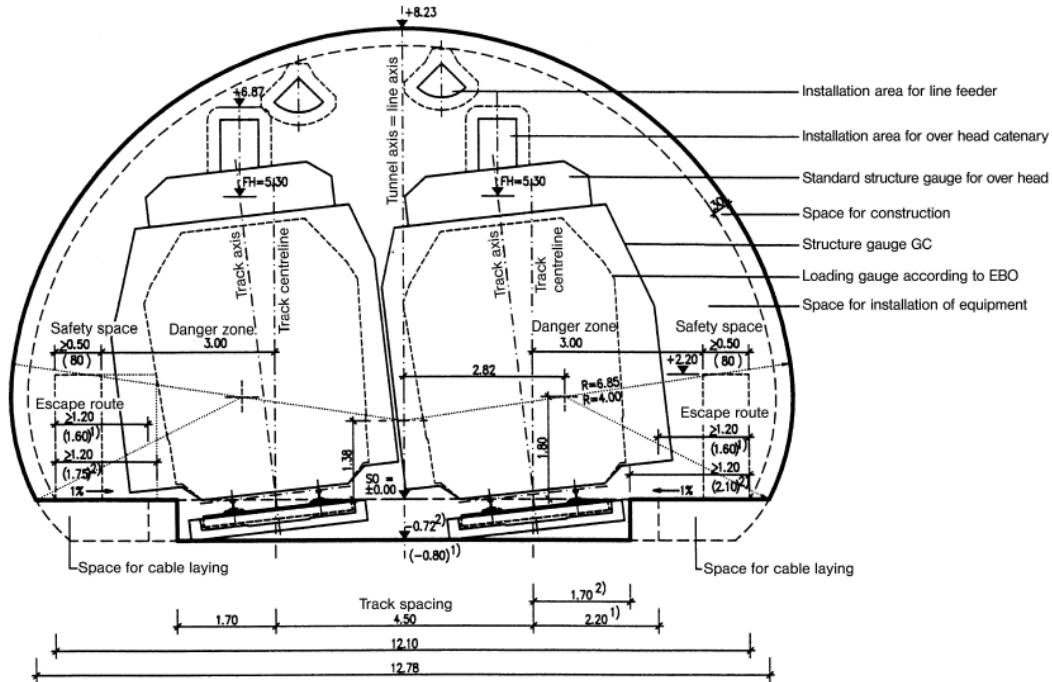


Ilustración 18. Detalle orientativo para un túnel de doble vía de alta velocidad con sección de arco de tres centros de acuerdo al Rail 853.

Fuente: Bernhard, Thewes, & Ulrich (2014).

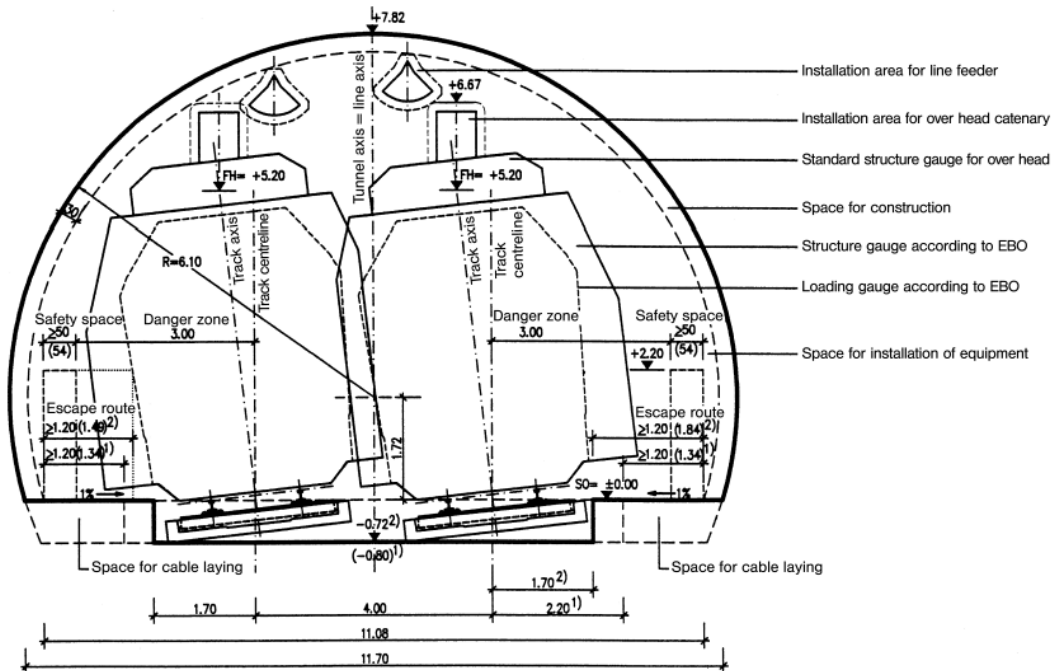


Ilustración 19. Detalle orientativo para un túnel expreso de doble vía con sección circular de acuerdo al Rail 853.

Fuente: Bernhard, Thewes, & Ulrich (2014).

mercancías, ya que son independientes de la velocidad de diseño.

Esto se ilustra a continuación con un detalle orientativo para un túnel de vía única con sección transversal circular Ilustración 20 (pág. 106).

14.2.4. Dimensión y geometría de túneles para S-Bahn, tránsito urbano con $v_E < 120$ km/h.

Los ferrocarriles urbanos o de tránsito rápido (S-Bahn en Alemania) se clasifican como ferrocarriles según las disposiciones de la ley general de ferrocarriles y los reglamentos de construcción y explotación derivados.

Para tener en cuenta los avances en la tecnología de túneles y los procesos especiales asociados para la construcción de túneles en líneas urbanas de tránsito rápido, son aplicables las directrices de DB AG RiL 853, RaiL 800.0130 y Rail 997.0101, de las cuales la Rail 853 tiene un capítulo dedicado a las particularidades de la construcción de túneles ferroviarios urbanos.

En zonas urbanas densamente edificadas, en terrenos accidentados, o cerca de estaciones en nudos intermodales, las líneas ferroviarias urbanas suelen ser subterráneas. Las líneas de S-Bahn de Stuttgart, Múnich, Hamburgo y Berlín cuentan con numerosas estaciones subterráneas. La lanzadera de S-Bahn con locomotora en la cuenca del Rin-Ruhr también circula parcialmente bajo tierra.

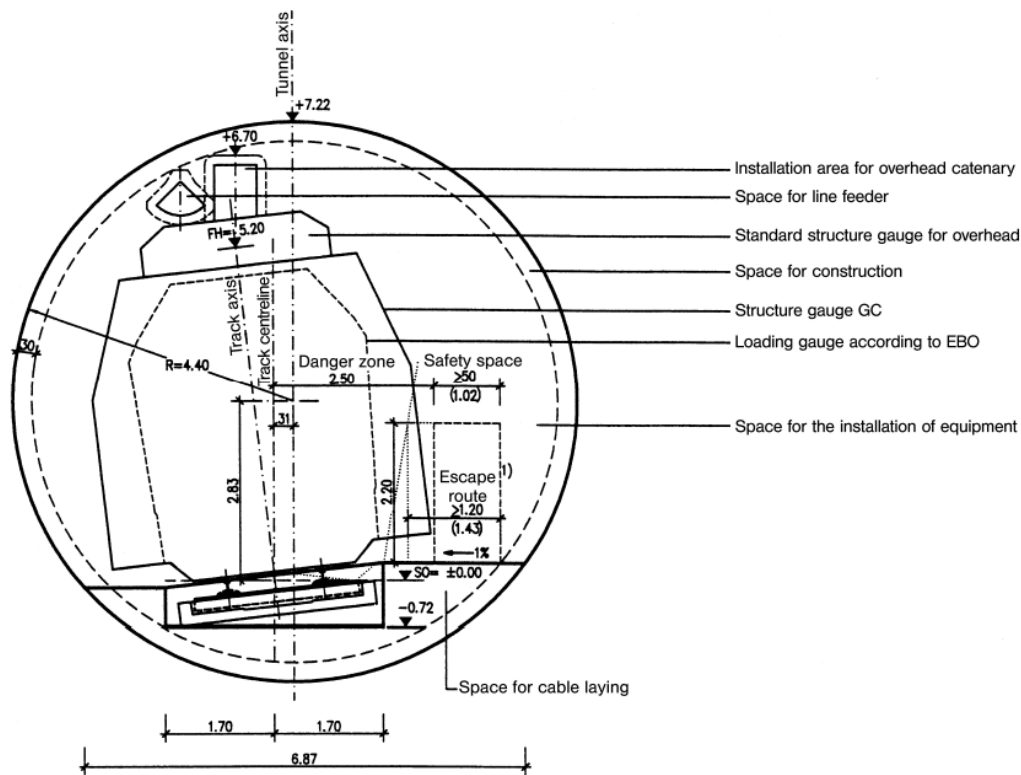


Ilustración 20. Detalle orientativo para un túnel de vía única con sección circular para pasajeros y mercancías de acuerdo al Rail 853.

Fuente: Bernhard, Thewes, & Ulrich (2014).

Los túneles de S-Bahn pueden tener secciones redondas, abovedadas o rectangulares. Con una pendiente admisible del 40 ‰ y radios de vía de $R > 250$ m, son posibles secciones transversales más pequeñas que a velocidades superiores a 120 km/h debido a la menor velocidad de diseño. La distancia del eje de la vía al borde de la formación es de 3,20 m y la anchura de formación especificada en $u = 0$ es de 10,20 m.

Con una anchura libre de 9,16 m y una altura libre de 5,49 m, una sección transversal rectangular de dos vías en línea recta tiene una superficie de 50,3 m². En las curvas, esta superficie es ligeramente mayor debido al peralte. Con una anchura libre de 9,25 m, el Rail 853 especifica una altura libre de 5,59 m y, por tanto, una superficie total de 51,7 m². También en este caso, la selección del tipo de vía permanente puede cambiar los parámetros individuales del diseño de la sección transversal.

Un detalle especial de los túneles de S-Bahn es la disposición del gálibo libre para la parte superior. El Rail 853.1003 especifica, en contraste con el Rail 800.0130, un espacio que debe mantenerse libre para la catenaria, como se muestra en la Ilustración 21 (pág. 108).

A diferencia de los detalles descritos hasta ahora, el espacio de seguridad en los túneles de S-Bahn debe ser de al menos 80 cm de ancho. Para la altura y la anchura de la vía de evacuación, las dimensiones de 2,20 m-1,20 siguen siendo válidas.

La Ilustración 21 (pág. 108) muestra como ejemplo el detalle de la directriz del Rail 853 para un túnel de S-Bahn de 2 vías con sección rectangular.

14.3. Sistema de túneles férreos

Un sistema de túneles hace referencia a la estructura organizacional de los componentes del complejo subterráneo, es decir, la cantidad y disposición de tubos de túnel, vías por túnel, galerías auxiliares, bahías, etc.

14.3.1. Configuración de sistemas ferroviarios

Peter Reinke (2004) resume los sistemas ferroviarios comunes que se muestran aquí en la Ilustración 22 (pág. 108). Se muestran ocho variedades de sistemas o combinaciones de ellos. Con relación a los túneles ferroviarios, menciona que:

Algunos sistemas se consideran sistemas monotubo desde el punto de vista de la ingeniería civil, pero como sistema bitubo desde el punto de vista aerodinámico, de la ventilación o de la seguridad (véase la figura 1; var. 4 o 6).

En la Ilustración 23 (pág. 109) se presenta el sistema que se usó en el túnel Base de San Gotardo que, siguiendo las variantes de Peter (2004), corresponde a la variante 1.

14.3.2. Esquema de sistemas de seguridad frente a emergencias en túneles ferroviarios

La Tabla 24 (pág. 110) resume algunas de las configuraciones de sistemas subterráneos y medidas de seguridad tomadas en los túneles ferroviarios más largos del mundo.

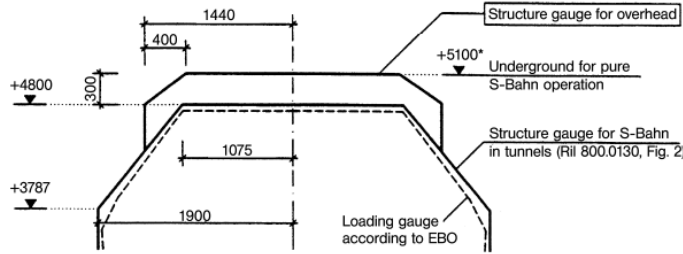


Figure 1-8 Clearance gauge for the overhead in urban rail tunnels.

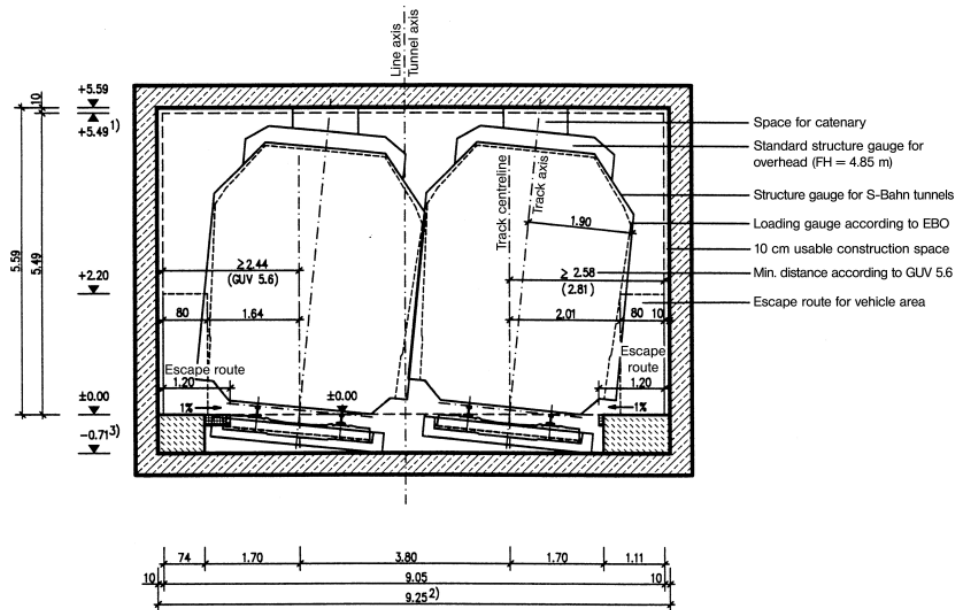


Ilustración 21. Detalle orientativo para el túnel S-Bahn de doble vía en una cueva con sección rectangular de acuerdo al Rail 853.

Fuente: Bernhard, Thewes, & Ulrich (2014).

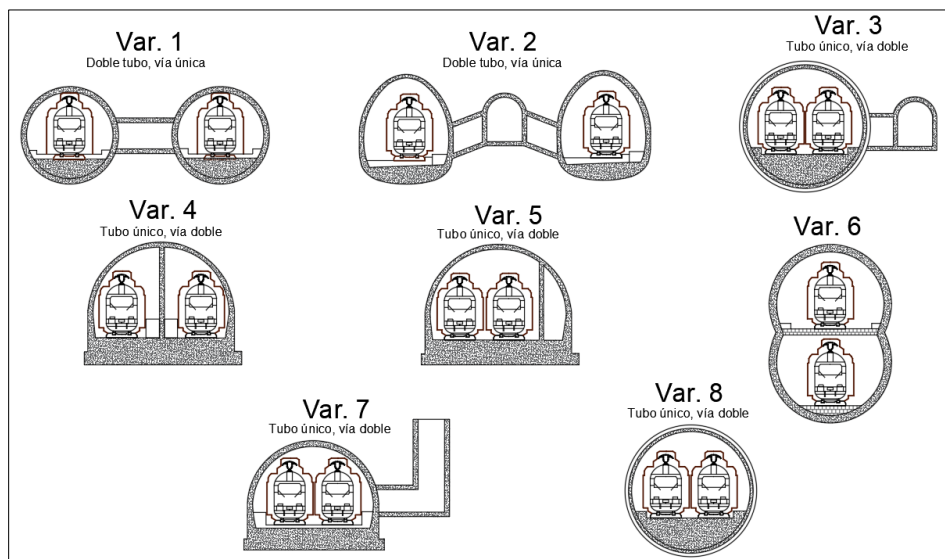


Ilustración 22. Variantes de sistemas de túneles ferroviarios.

Fuente: Modificado de Peter Reinke (2004).

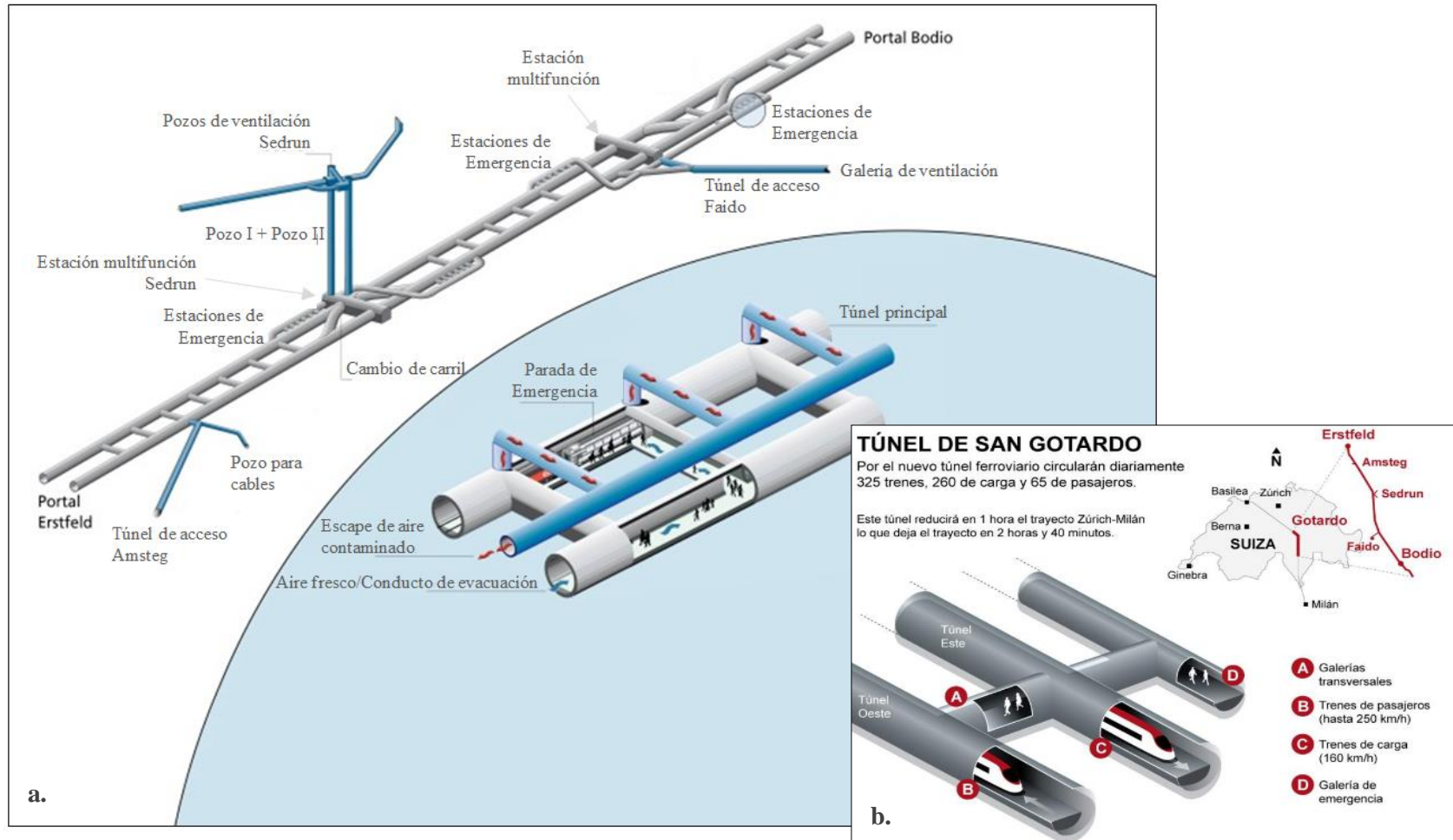


Ilustración 23. Sistema del túnel de Base San Gotardo.

Fuente: **a.** Modificado y traducido de <https://tinyurl.com/45am8r4p>. **b.** Tomado de <https://tinyurl.com/mw65h8xz>

Tabla 24. Sistemas en los túneles ferroviarios modernos más largos del mundo

Túnel	Localización	Long. (km)	Estado	Configuración	Medidas de seguridad
Gotardo	Suiza	56,9	Construcción	Dos túneles de vía única.	2 estaciones multifunción.
Brenner	Austria-Italia	55,8	Construcción	Dos túneles de vía única con una galería de escape paralela.	3 estaciones multifunción con un acceso a la superficie.
Seikán	Japón	53,9	Operación	Un túnel de doble vía con una galería de escape paralela.	2 estaciones de emergencia, túnel de servicio conectado con el túnel principal cada 600-1000 km (pozos, galerías).
Lyon-Turin	Francia-Italia	53,1	Planeación	Dos túneles de vía única-	4 estaciones de emergencia con un acceso a la superficie.
Eurotúnel	Inglaterra-Francia	49,8	Operación	Dos túneles de vía única y un túnel de servicio.	2 cámaras de cruce.
Gibraltar	España- Marruecos	37,8	Planeación	Dos túneles de vía única y un túnel de servicio en el medio.	Túnel de servicio paralelo a lo largo de toda la longitud.
Lotschberg	Suiza	34,6	Operación	Dos túneles de vía única (parcialmente un túnel de vía única y una galería).	2 estaciones: una de servicio y otra de salida
Koralalm	Austria	32,9	Construcción	Dos túneles de vía única.	Estación de emergencia en el medio de la longitud del túnel, sin acceso a la superficie.
Guadarrama	España	28,9	Operación	Dos túneles de vía única.	Túnel de rescate de 500 m de largo en el medio; pasajes transversales cada 50 m; cámaras de emergencia cada 2,25 km.
Hakkoda	Japón	26,5	Construcción	Un túnel de doble vía.	
IwateIchinohe	Japón	25,7	Operación	Un túnel de doble vía.	
Pajares	España	249,4	Construcción	Dos túneles de vía única.	
Prague-Beroun	República Checa	24,9	Planeación	Dos túneles de vía única.	Salida de escape en el medio.
Iyama	Japón	22,5	Construcción	Un túnel de doble vía.	
Wushaoling	China	22,5	Operación	Dos túneles de vía única.	

Fuente: Hilar 2009 citado por Pyeon (2016).

A parte de estas medidas de seguridad y de las presentadas en el título XI (pág.69) de este manual, para el caso de un accidente en un túnel ferroviario se puede disponer de una sección de túnel mixta en la que la vía principal es la ferroviaria (de transporte de pasajeros o carga) y la vía carretera es auxiliar y útil para el ingreso de vehículos de emergencia y mantenimientos. Un ejemplo de este último sistema se presenta en la Ilustración 28 (pág. 127).

14.4. Recomendaciones para dimensionar túneles ferroviarios por efectos aerodinámicos de presión sobre viajeros. (Ministerio de Fomento, 2001)

A continuación, se resumen los aspectos del documento en mención cuyo objetivo va encaminado a sistemas ferroviarios de alta velocidad de pasajeros para velocidades superiores a 250 km/h.

Algunos de los parámetros que intervienen en los efectos aerodinámicos en un túnel ferroviario son:

- Aspectos del tren: Longitud, sección transversal, estanqueidad, forma de la cabeza y cola, coeficiente de rozamiento de su superficie exterior (tomado de eadic.com).
- Aspectos del túnel: Longitud, sección transversal y coeficiente de rozamiento del revestimiento.

- Aspectos relacionados con la explotación: velocidad del tren y, en el caso del cruce con otros trenes, velocidades de los otros trenes y tiempo de desfase entre la entrada de cada uno de ellos al túnel.
- Condiciones del aire: densidad, humedad y otras características.

En el documento de referencia del título de esta sección, y en el trabajo de García Gonzales (1992), se detalla la influencia de parámetros específicos como la velocidad, relación sección tren / sección túnel, relación longitud túnel / longitud tren, rozamiento aire-tren y estanqueidad.

Algunas dimensiones se proponen en la Federal Railroad Administration (2022) que se muestran aquí en la Tabla 25 (pág. 112) y Tabla 26 (pág. 112). Estas dimensiones tienen condiciones de uso descritas en el apartado 7.6.4 del documento citado y que son necesarias estudiar antes de considerarlas en un proyecto.

Con respecto a la elección de un sistema monotubo o bitubo, Peter Reinke (2004) presenta recomendaciones actuales que se emplean en Europa las cuales se muestran aquí en la Tabla 27 (pág. 112).

14.4.1. Aspectos a calcular en el diseño de una sección de túnel ferroviario en líneas de alta velocidad

Con base en lo descrito en García Gonzales (1992), los aspectos a diseñar son:

- Velocidades del aire.
- Resistencia al avance del tren.

Tabla 25. Dimensiones nominales de túneles para diseño conceptual inicial: Túneles de vía única, área por tubo.

Velocidad del tren (mph)	Superficie del túnel por tubo: Trenes de base U.S /EURO		Superficie de túnel por tubo: EE.UU./Trenes base ASIÁTICOS	
	ft ²	m ²	ft ²	m ²
125	560	52	611	57
150	603	56	658	61
175	646	60	705	65
200	861	80	939	87
225	1109	103	1209	112
250	1432	133	1562	145

Fuente: Federal Railroad Administration (2022).

Tabla 26. Dimensiones nominales de túneles para diseño conceptual inicial: Túneles de doble vía.

Velocidad del tren (mph)	Superficie del túnel por tubo: Trenes de base U.S /EURO		Superficie de túnel por tubo: EE.UU./Trenes base ASIÁTICOS	
	ft ²	m ²	ft ²	m ²
125	861	80	939	87
150	926	86	1009	94
175	990	92	1080	100
200	1267	127	1491	139
225	1787	166	1949	181
250	2207	205	2407	224

Fuente: Federal Railroad Administration (2022).

Tabla 27. Recomendaciones para túneles ferroviarios de alta velocidad en Europa.

País	Guías o prácticas para los túneles de alta velocidad en fase conceptual o de planificación
Francia	- Las líneas ferroviarias de alta velocidad existentes con pocos túneles, en su mayoría de doble vía. - Los nuevos túneles con tráfico mixto y una longitud de más de 5 km se construyen como sistemas bitubo sistemas.
Alemania	- Distinción entre túneles cortos (500-1'000 m); túneles largos (1'000-15'000 m) y túneles muy largos (> 15'000 m) - Túneles monotubo de doble vía utilizados sólo para trenes de pasajeros. - Trenes de pasajeros y de mercancías: para distancias superiores a 1.000 m sólo túneles monotubo de doble vía. - Trenes de pasajeros y mercancías: de 500 m a 1'000 m, los trenes programados no deben encontrarse en túnel.
Italia	- Principalmente túneles monotubo de doble vía en las nuevas líneas de alta velocidad
Holanda	- Doble tubo, vía única para las nuevas líneas de alta velocidad (por ejemplo, Groenehart)
Suiza	- Depende del proyecto - Túnel exclusivamente para trenes de pasajeros (por ejemplo, 5 km): Monotubo, vía doble - Túnel para tráfico mixto (por ejemplo, 15 km): Doble tubo, vía única.
UIC	- Dependiente del proyecto - Los túneles bitubo se reconocen como una mitigación de alto riesgo para los túneles largos

Fuente: Peter Reinke (2004).

- Máximas variaciones de presión del aire en el tren.

Los parámetros para calcular lo anterior se describen en la página 120 de este manual.

14.4.2. Solución a variaciones de presión en túneles ferroviarios

En túneles se puede recurrir a algunas alternativas para reducir la variación de presiones internas aparte de aumentar su sección:

- Conexiones transversales entre túneles independientes.
- Creación de resistencias locales en la boquilla de salida.
- Modificaciones de velocidad del tren.
- Boquilla abocinada a la entrada (Imagen 28, pág. 113).
- Boquilla perforada a la entrada.
- Boquilla abocinada o perforada a la salida.
- Chimeneas.

14.4.3. Túneles a cielo abierto para mitigar efectos del viento en trenes

Como lo presenta la Federal Railroad Administration (2022), los túneles pueden ser construidos con propósitos de mitigar la acción del viento en vehículos ferroviarios cuando existe el riesgo de afectación de su estabilidad. Un ejemplo de lo anterior se presenta de la Imagen 28 a la Imagen 30 (pág., 113).



Imagen 28. Ventanas en emboquilles. Túnel del Pertús, en los Pirineos.

Fuente: <https://tinyurl.com/3u3xxrb>



Imagen 29. Túnel de protección contra el viento.

Fuente: <https://tinyurl.com/3u3xxrb>



Imagen 30. Abocinamiento en emboquilles. Túnel del Pertús, en los Pirineos.

Fuente: <https://tinyurl.com/yxy566wd>

14.4.4. Sección del túnel: criterios de dimensionamiento

Tanto la geometría como las dimensiones de la sección van a depender de los siguientes criterios:

14.4.4.1. Criterio de salud

Este criterio pretende limitar la máxima variación de presión al interior de un túnel monotubo de vía única o doble. Ahora bien, en un sistema bitubo también se puede presentar la condición anterior ya que puede existir un punto en el alineamiento del túnel en el cual exista un cruce de vehículo y deje de ser bitubo para convertirse en monotubo como se muestra en la Imagen 31 (pág. 114).



Imagen 31. Túnel Base San Gotardo.
Fuente: <https://tinyurl.com/27wb5977>

Las condiciones más críticas o desfavorables para definir este criterio son: el tren carenado no estanco para vía única, y el cruce de dos trenes de alta velocidad carenados no estancos para vía doble y con el desfase más desfavorable.

El término *carenado* hace referencia a un revestimiento externo con el cual cuentan algunos vehículos. Sirve para reducir la resistencia con el aire y mejorar propiedades aerodinámicas.

El término *estanco* hace referencia a la estanqueidad del tren. Esa estanqueidad reduce los efectos de variación de presión en los pasajeros.

14.4.4.2. Criterio de confort

Este criterio pretende limitar la máxima variación de presión en un periodo de 4 segundos para evitar molestias auditivas en pasajeros.

La condición más desfavorable para vía única contempla un tren convencional moderno no estanco y velocidades de 220 km/h. Para vía doble se contempla un cruce de trenes de alta velocidad carenado y estanco con un tren convencional moderno no estanco y con el desfase pésimo.

El uso de programas precisos para el cálculo de los criterios anteriores se hace necesario en túneles largos donde la optimización de la sección transversal tiene una mayor repercusión por costos de ejecución del túnel.

Un ejemplo de análisis de variación de presión dentro de un túnel se presenta en la Ilustración 24 (pág. 114).

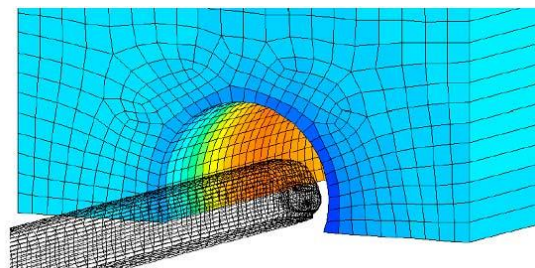


Ilustración 24. Simulación numérica de la entrada de un tren en túnel. Nivel de presión en el revestimiento del túnel.

Fuente: CEMIM, citada por eadic.com.

A continuación, en la Tabla 28 (pág. 115) a la Tabla 31 (pág. 116) se presenta la variación máxima permisible de presión para los criterios de salud y confort con base en las hipótesis (“Hip”) planteadas de desfavorabilidad en el documento de referencia.

Otros criterios para dimensionamiento son:

- Gálibo cinemático: El mayor que se pueda presentar en operación teniendo presente que pueden variar en un mismo tren.
- Captación de corriente para la tracción de forma segura y estable.

Instalaciones de seguridad y evacuación rápida de viajeros en caso de emergencia.

Con base en lo anterior, se define un área transversal que:

No deberá ser inferior a los 52 m² (diámetro aproximado de 8.50 m) en túneles de vía única, ni a los 75 m² (diámetro aproximado de 11.35 m) en los de vía doble, ni a cualquier otro mínimo exigido en normativas específicas.

Se presenta en la Tabla 33 (pág. 117) un resumen del criterio de dimensionamiento de la sección de un túnel ferroviario para trenes no estancos ($\tau_{dn}=0s$) por el criterio de salud del Ministerio de Fomento (2001).

Adicional, el documento de la referencia cuenta con tablas de criterios de confort para líneas de alta velocidad en distintas administraciones ferroviarias, y de características de túneles ferroviarios en líneas de alta velocidad. Esta última se muestra en la Tabla 32 (pág. 116).

Tabla 28. Criterio de salud en túneles de vía única.
(Hip.: Un tren de alta velocidad carenado no estanco).

Velocidad del tren (Km/h)	Máxima variación admisible de presión durante el período de tránsito del tren en el túnel [Dp (T)] (kPa)
350	10

Fuente: Ministerio de Fomento (2001).

Tabla 29. Criterio de salud en túneles de vía doble.
(Hip.: Cruce de dos trenes de alta velocidad carenados no estancos y con el desfase pésimo)).

Velocidad de cruce de los trenes dentro del túnel (Km/h)	Máxima variación admisible de presión durante el período de tránsito del tren en el túnel [Dp (T)] (kPa)
300 ó la velocidad de proyecto en el túnel incrementada en un 10%, si el resultado es inferior a 300	10

Fuente: Ministerio de Fomento (2001).

Tabla 30. Criterio de confort en vía única.
(Hip.: Tren convencional moderno no estanco).

Velocidad del tren (Km/h)	Máxima variación admisible de presión en 4 segundos [Dp (4)] (kPa)
220	2

Fuente: Ministerio de Fomento (2001).

Tabla 31. Criterio de confort en túneles de vía doble.
(Hip.: Cruce de tren de alta velocidad carenado y estanco con tren convencional moderno no estanco y con el desfase pésimo).

Velocidad de cruce de los trenes dentro del túnel (Km/h)	Máxima variación admisible de presión en 4 segundos [Dp (4)] (kPa)
30/220 o sustituyendo la primera de las velocidades por la de proyecto en el túnel incrementada en un 10%, si el resultado es inferior a 300, con un mínimo de 220.	4

Fuente: Ministerio de Fomento (2001).

Tabla 32. Características de túneles ferroviarios en líneas de alta velocidad.

Línea	Velocidad (km/h)	km	% túneles	Sección (m ²)	Comentarios
Tokaido (Tokio-Osaka)	300	515	13%	61 (VD)	11 trenes (estancos)/hora
Sanyo (Osaka-Hakata)	300	554	48%	62 (VD)	11 trenes (estancos)/hora
Tohoku	300		23%	62 (VD)	11 trenes (estancos)/hora
Joetsu	300		39%	62 (VD)	11 trenes (estancos)/hora
Tramo de ensayo	500	18,4	87%	70 (VD)	Tracción magnética, sección tren: 9 m ² .
Hannover-Wurzburg	280	327	32%	82 (VD)	Trenes muy estancos.
Manheim-Stuttgart	280	100	25%	82 (VD)	Trenes muy estancos.
Nurnberg-Ingolstadt (en construcción)	300	90		100 (VD)	
Colonia-Frankfurt (en construcción)	300	186		100 (VD)	Trenes muy estancos.
Paris-Lyon	260	417	0%		Trenes no estancos.
TGV Atlántico trenes no estancos	220	282	6%	46 (VU), 71 (VD)	Dp(3)=5 kPa en cruces.
TGV Este	400				
TGV Mediterráneo	400				
París-Chunnel	300				

Línea	Velocidad (km/h)	km	% túneles	Sección (m ²)	Comentarios
TGC Rodando-Alpes (túnel)		5,2	100%	100 (VD)	
TGV Corea (proyecto)	300			100 (VD)	Trenes estancos.
Roma-Florenca	250	248	32%	54-61-66 (VD)	Trenes estancos a 300 km/h.
Milán-Génova (proyecto)	300			82-100 (VD)	Trenes estancos.
Madrid-Sevilla	250	441	3%	75 (VD)	
Madrid-Zaragoza-Lérida	350	420	7%	75-115 (VD)	

Fuente: Ministerio de Fomento (2001).

Tabla 33. Tablas de dimensionamiento de la sección de un túnel ferroviario para trenes no estancos ($\tau_{dn}=0s$) por el criterio de salud.

Tren de diseño Sección: 12m ² Estanqueidad dinámica: $\tau_{dn}=0s$	Sección mínima de túnel en m ² para $Dp(T)<10kPa$ a distintas velocidades.											
	VÍA ÚNICA											
Longitud del túnel, m	Velocidad en km/h											
	350			380			400					
	Longitud del tren											
	100	200	400	100	200	400	100	200	400	100	200	400
500	<52	<52	-	<52	<52	-	54	53	-			
1000	<52	<52	<52	<52	<52	<52	52	55	56			
1500	<52	<52	<52	<52	<52	<52	52	55	60			
2000	<52	<52	<52	<52	<52	<52	<52	53	59			
3500		<52	<52	<52	<52	<52	<52	<52	56			
5000			<52	<52	<52	<52	<52	<52	53			
7500			<52		<52	<52	<52	<52	<52			
10000					<52	<52	<52	<52	<52			
Longitud del túnel, m	VÍA DOBLE											
	Velocidad en km/h											
	250			300			350			400		
	Longitud del tren											
	100	200	400	100	200	400	100	200	400	100	200	400
200	<75	<75	-	<75	<75	<75	<75	<75	<75	117	80	81
500	<75	<75	<75	<75	75	<75	94	104	80	118	133	94
1000	<75	<75	<75	<75	75	77	80	102	111	100	122	150
1500	<75	<75	<75	<75	<75	86	<75	89	120	98	120	155
2000	<75	<75	<75	<75	<75	85	<75	86	118	98	109	159
3500		<75	<75	<75	<75	83	<75	77	104	93	109	131
5000		<75	<75	<75	<75	82	<75	75	95	91	107	126
7500		<75	<75	<75	<75	76	<75	75	94	80	100	123
10000		<75	<75	<75	<75	<75	<75	<75	92	75	96	117

Fuente: Adaptado de Ministerio de Fomento (2001).

14.4.5. Características de túneles ferroviarios en líneas de alta velocidad

En cuanto túneles para trenes no estancos, el Ministerio de Fomento (2001) comenta que:

A partir de ciertas velocidades con trenes no estancos, para obtener variaciones de presiones admisibles con los criterios de confort recomendados, serían necesarias secciones de túnel muy grandes.

Adicional, menciona:

La UIC ha desarrollado el programa SEALTUN, para trenes con cualquier coeficiente de estanqueidad, circulando a velocidades entre 200 y 400km/h, y con longitudes entre 100 y 400m. El programa obtiene las presiones internas y externas en cabeza, cola y centro del tren, en cualquier periodo temporal que se determine (Ministerio de Fomento, 2001).

14.4.6. Caso Ejemplo

En este apartado y los dos siguientes se hace un recuento de García Gonzales (1992).

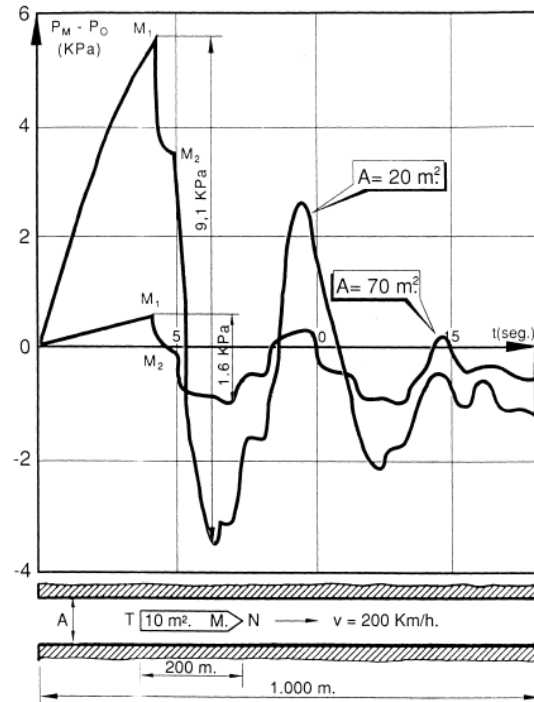
En la Gráfica 6 (pág. 118) se muestra el diagrama de presiones de aire medidos en el vagón más próximo a la locomotora que arrastra un tren no hermético de 200 m de longitud y cuyas características involucran una sección de 10 m² y buenas características aerodinámicas, circulando a 200 km/h en un túnel de 1 km de longitud.

El autor menciona que el punto M₁ en la gráfica corresponde al instante en el que la onda de dilatación, provocada por la entrada de la cola del tren, llega al vagón en el que se

está haciendo la medición. Además, menciona lo siguiente:

Se observa cómo el aire, que se encontraba comprimido en la zona de este vagón, sufre una brusca caída de presión, debido a la llegada de la onda de dilatación.

Los puntos M₂ corresponden al instante en el que la onda de dilatación, reflejada por la de compresión producida por la entrada del morro¹¹ del tren en el túnel, llega al vagón de medición.



Gráfica 6. Presión del aire, a lo largo del tiempo, en el vagón de cabeza M, dependiendo del área de la sección de un túnel de 20 m² y otro de 70m². Po: Presión atmosférica.

La siguiente expresión, permite calcular la abscisa M₁ y M₂:

$$t_1 = \frac{C}{V(C - V)} L_t \quad [32]$$

¹¹ El morro hace referencia a la cabeza del tren.

$$t_2 = \frac{2}{V + C} L_g \quad [33]$$

Donde,

t: Tiempo.

C: Velocidad del sonido.

V: Velocidad del tren.

Lt: Longitud del tren.

Lg: Longitud del túnel.

14.4.7. Resistencia al avance del tren en un túnel

Se puede expresar por medio de la siguiente expresión:

$$Z = (i + a + bv + cv^2)G \quad [34]$$

Donde,

Z: Resistencia al avance.

i: Pendiente de la vía.

G: Peso del tren.

a, b, c: Constantes que dependen, principalmente, de las características del tren y del trazado en planta de la vía.

Al respecto el autor en mención expresa que:

[...] si se quiere mantener la misma velocidad en túnel que al aire libre, será necesario disminuir las pendientes de los tramos en túnel [...]. Por ejemplo, por este motivo, los ferrocarriles italianos rebajan en 3% las pendientes de los tramos en túnel, en sus líneas nuevas. (Subrayado fuera de la cita).

En el documento de referencia de este apartado se tocan temas que aquí no se mencionan, como la velocidad de aire en un túnel, y otros.

14.4.8. Variación de la presión y sus efectos sobre el revestimiento y sostenimiento de los túneles

La variación de la presión, como se muestra en la Gráfica 6 (pág. 118), no supera los 10 kPa que, en comparación con la presión atmosférica de 100 kPa aproximadamente, es baja.

[...] esa oscilación de presiones (equivalente a aproximadamente 1t/m²) podría inducir a un efecto de succión sobre los paramentos del túnel de 1t/m². Esta succión, actuando por ejemplo en un fragmento de alguna gunita¹² fisurada, de 0.5m², produciría una atracción de 5kN. Más que suficiente para provocar su desprendimiento si el fragmento no está muy bien ligado a la malla de acero que suele acompañar el hormigón proyectado, especialmente si las oscilaciones posteriores, aunque de menor entidad, se suceden con una frecuencia desfavorable.

En la Federal Railroad Administration (2022) se presentan otros aspectos fundamentales con relación a la aerodinámica en sistemas ferroviarios dentro de los cuales aquí se muestran los códigos y normas que existen con relación a este tema:

- EN 14067: Norma europea.
- Especificaciones técnicas europeas para interoperabilidad (TSIs)
- Folletos de la Unión Internacional de Ferrocarriles (UIC)
- Normativa China y Regulaciones.
- Normativa Japonesa.
- American Standards Having an Impact on Aerodynamic Design

¹² Hace referencia a concreto lanzado.

- European HST Aerodynamic Acceptance Criteria. Tunnel-Entry Pressure Gradient Test (Future Addition)
- Sistemas Unitarios de Ecuaciones

14.5. Casos de diseño de sección del túnel por aerodinámica

14.5.1. Túneles de la nueva línea Madrid-Sevilla: Diseño de la sección por aspectos aerodinámicos

García Gonzales (1992) expone el caso con cierto nivel de detalle que permite evidenciar la importancia del diseño aerodinámico del túnel.

14.5.1.1. Complejidad del diseño

Este túnel es un ejemplo de aquellos proyectos que muchas veces se ven limitados de información de primera mano para ser diseñados y en los que la experiencia resalta como insumo fundamental.

En este caso el túnel debía ser diseñado mientras, casi al mismo tiempo, se abría un concurso internacional en el que se buscaba recibir alternativas de vehículos férreos y, posteriormente, seleccionar la mejor; este proceso duraría un par de años en concluir. El inconveniente es que, para diseñar el túnel por aerodinámica, se requiere conocer la geometría y dimensiones de la sección del vehículo, el material, el recubrimiento externo (carenado), su sistema de hermeticidad (en otros documentos se le conoce como estanqueidad), entre otros.

A raíz de lo anterior, el personal técnico tenía un reto: suponer parámetros de diseño. Para esto, solo se contaba con su criterio y experiencia pues no se había elegido el vehículo a ser usado en el sistema ferroviario de ese proyecto y, por lo tanto, no había datos reales.

Las suposiciones que hicieron fueron las siguientes:

- Velocidades entre 225 y 250 km/h: Parámetro estimado a partir de las características del trazado existente y de la topografía.
- Trenes no herméticos: Se supone una condición crítica pensando en que la opción internacional más favorable era un tren no estanco.
- Ocasionalmente ocurrirá un cruce de trenes en sentido opuesto en un túnel de los 14 que conforma el trayecto: La suposición se deriva de la distribución de túneles en el recorrido del tren y de la cadencia de circulación previsible.

14.5.1.2. Esquema de túnel propuesto

Cuenta el autor que para el diseño de estos túneles se echó mano de la experiencia de los ferrocarriles japoneses, británicos, italianos y alemanes, así como de los trabajos de la UIC y de algunos expertos japoneses y europeos. Con base en lo anterior, los ingenieros a cargo propusieron la sección que se muestra aquí en la Ilustración 25 (pág. 122).

14.5.1.3. Evaluación, análisis y cumplimiento de aspectos aerodinámicos

Se buscó estudiar la respuesta de los túneles frente a la circulación de los trenes a alta

velocidad, las máximas variaciones de presión en la longitud más desfavorable, así como la condición más crítica para un solo tren, y cuando se cruzan dos trenes con la configuración de desfase más desfavorable.

14.5.1.3.1. Velocidades del aire

- ✓ Hipótesis: Régimen de flujo estacionario en el túnel.
- ✓ Longitud del túnel: 2500 m.
- ✓ Metodología de cálculo: japonesa
- ✓ Parámetros:
 - Longitud del tren: 200 m
 - Sección del tren: 10 m²
 - Rozamiento aire/tren: 0.004
 - Coeficiente de forma: 0.12
 - Velocidad del tren: 225 km/h
 - Sección de túneles: 75 m²
 - Rozamiento aire/túnel: 0.005
 - Coeficiente de contracción de flujos entrantes: 1.5
 - Densidad del aire: 1.23 kg/m³

Los resultados fueron que para túneles de longitud corta (cerca de 300 m), las velocidades resultantes son del orden de 50 km/h (14 m/s) en la zona no ocupada por el tren, y de 30 km/h (9 m/s) en la zona anular entre el tren y el túnel. Para túneles de longitud mayor (cerca de 2500 m), las velocidades resultantes son del orden de 30 km/h (9 m/s) en la zona no ocupada por el tren, y de 10 km/h (3 m/s) en la zona anular entre el tren y el túnel.

Es decir, en todos los casos la velocidad resultante es de igual sentido que el del movimiento del tren, afirma el autor. Así mismo, dice, las velocidades son menores a las máximas compatibles con la estabilidad de una persona que son del orden de 17 m/s, según los japoneses.

14.5.1.3.2. Resistencia al avance

- ✓ Hipótesis: El caso más desfavorable de longitud de los túneles existentes es la de 2500m.
- ✓ Resultados con los mismos parámetros para el cálculo de velocidades de aire: “Resistencia aerodinámica de 29 kN, un 20 % superior a la resistencia al aire libre. Para hacerse una idea, en relación con un túnel tradicional de vía doble (unos 45 m), esta resistencia sería de 36 kN (un 50 % superior que el aire libre)” García Gonzales (1992).

14.5.1.3.3. Máximas variaciones de presión del aire en el tren

Cuando se adquirieron los trenes, resultaron ser herméticos, sin embargo, se hizo un estudio asumiendo que ese sistema hermético no funcionaría.

De un estudio realizado por la RENFE, se dedujo lo siguiente:

- Máximas variaciones de presión en el túnel de longitud más desfavorable (entorno de los 1.000 m), en un intervalo de 4 segundos, cuando circula un solo tren a 225 km/h, es de 1.9 kPa.
- Máximas variaciones de presión, en el túnel de longitud más desfavorable (750 m), en un intervalo de 4 segundos, cuando dos trenes se cruzan en este túnel a 225 km/h, con el desfase de sus instantes de acceso al túnel más desfavorable: 4,8 kPa.

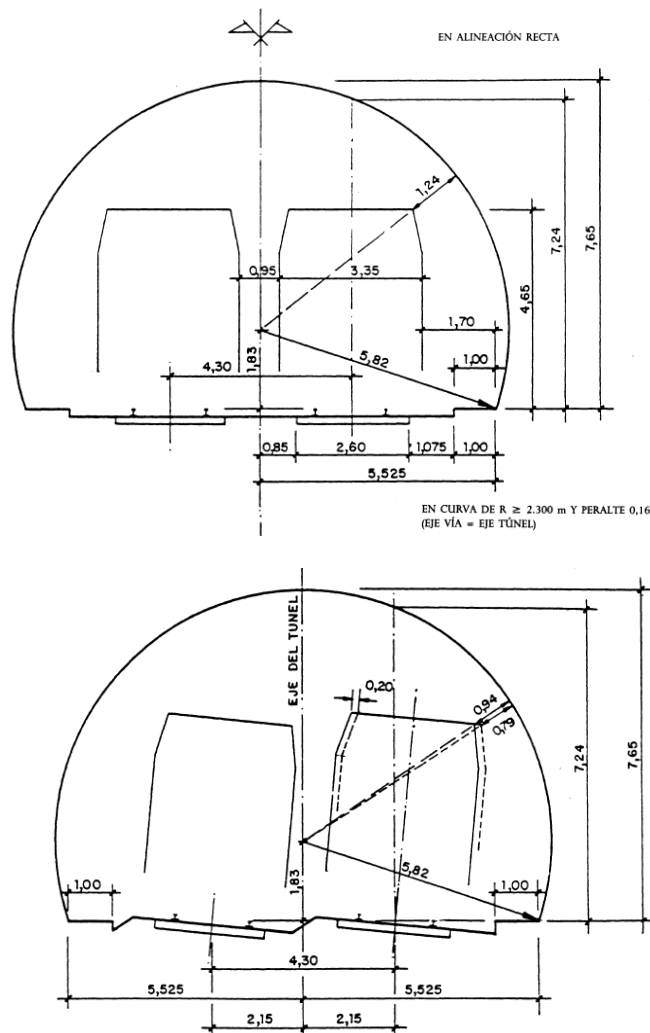


Fig. 4. Perfil transversal de los túneles del tramo Brazatortas-Córdoba de la línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla. Según las recomendaciones de diciembre de 1986.

(c) Consejo Superior de Investigaciones Científicas
Licencia Creative Commons 3.0 España (by-nc)

<http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>

Ilustración 25. Esquema de túnel recomendado en el estudio de los túneles de la nueva línea Madrid-Sevilla.

Fuente: García Gonzales (1992).

Se concluyó que “la sección adoptada de 75 m², permitirá una circulación confortable por los túneles de Brazatortas-Córdoba, incluso si no funcionase correctamente el sistema de presurización de sus trenes” García Gonzales (1992).

14.5.2. Túnel de la Variante Sur ferroviaria de Bilbao

A continuación, se presentan, como ejemplo técnico de túneles ferroviarios, aspectos del

diseño del túnel del documento público “Estudio Informativo del Proyecto de la Variante Sur ferroviaria de Bilbao-Fase 1” del Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana (2019), disponible en línea por medio del siguiente link: <https://tinyurl.com/2p9u6vww>.

14.5.2.1. Objetivo del proyecto

El estudio en mención tiene por objetivo en su documento, el siguiente:

Analizar en el tramo de conexión con el túnel del Serantes, en el T.M. de Ortuella, la viabilidad de un trazado alternativo que cumpla con los objetivos y criterios establecidos inicialmente en el Estudio Informativo, adaptándose, además, a los nuevos condicionantes planteados en Fase de Información Pública.

14.5.2.2. Alternativas de trazado

Son dos, la primera cuenta con una longitud total en túnel de 28.12 km de los cuales 15 km corresponden con túnel de vía doble. La segunda alternativa presenta longitud de túnel de 25.32 km de los cuales 14 km corresponden con túnel de vía doble.

14.5.2.3. Geología resumida de los trazados

A continuación, se presenta textualmente y a grandes rasgos la geología del proyecto de la Variante Sur ferroviaria de Bilbao.

La mayoría de los túneles se excavan en lutitas del Aptiense y alternancias de areniscas y limonitas calcáreas de la Formación Ereza: Otras unidades atravesadas en menor medida son: las margas y calizas del Albiense, las calizas en bancos métricos del Aptiense, y las areniscas silíceas.

Las mayores dificultades para el desarrollo de los túneles se centrarán en los tramos de escaso recubrimiento con presencia de rellenos antrópicos y en el paso de los diques de cuarzo que se encuentran intercalados en la Formación Ereza.

También serán problemáticas las frecuentes zonas de falla, más significativas en el tramo central y final de la variante. Las

fracturas de este tipo se encuentran rellenas en su mayoría de diques de cuarzo.

14.5.2.4. Tipo de túneles planteados

El proyecto plantea túneles ferroviarios en roca de doble vía (bidireccionales) en monotubo, y túneles ramales unidireccionales.

Se descarta la opción de dos tubos separados por las siguientes razones resumidas aquí textualmente:

- De acuerdo a la ISTF (Instrucción de Seguridad en Túneles de Ferrocarril) el límite a partir del cual se recomienda adoptar una tipología bitubo por cuestiones de seguridad está en unos 5.000 m.
- La adopción de una tipología bitubo presupone un mayor coste que, en este caso, se situaría en torno a un 20 o 30 %.
- Los túneles en los que se prevé tráfico de viajeros resuelven la evacuación de forma satisfactoria con salidas de emergencia con conexión directa al exterior.
- El tráfico de trenes de viajeros será bajo en estos túneles, donde la velocidad de circulación será también reducida considerablemente.
- En los túneles de tráfico exclusivo de mercancías, la evacuación no es un aspecto crítico de diseño, frente a un escenario de incendio en el que primaria la intervención de los equipos de emergencia. En este sentido puede resultar más favorable

una sección única de mayor diámetro que facilite los trabajos de los equipos de emergencia y en la que el humo necesita más tiempo para agotarla.

14.5.2.5. Criterios de salud y confort

Los criterios de salud y confort vinculados a restricciones aerodinámicas de la infraestructura sólo resultan críticos en túneles con tráfico de viajeros y explotación en alta velocidad, por encima de los 250 Km/h. Puesto que estas circunstancias no se darían en la Variante Sur Ferroviaria de Bilbao no se tendrán en cuenta los condicionantes aerodinámicos en el diseño de las secciones transversales.

14.5.2.6. Dimensiones del túnel

Requerimientos:

- Separación entre ejes de vía: 4.30 m.
- Espacio para instalaciones, equipos y trenes en movimiento.
- Dos aceras laterales de 1.20 m.

Con base en lo anterior propusieron dos alternativas:

- Solución para vía doble: Radio interior de 5,70 m y una sección libre de 72 m². Es apta para alojar en su interior dos vías, con un entre eje de 4,30 m y aceras laterales de 1,20 m.
- Solución para una sola vía: Radio interior de 4,90 m y una sección libre de 56 m². También incluye a ambos lados aceras de anchura mínima 2,40 m.

- En las zonas de entronque entre varios ramales se emplearán secciones de caverna con varias anchuras escalonadas.
- Para las salidas de emergencia se emplearán galerías de dos tipos:
 - Galería para peatones de 3,0 m. de ancho y 2,2 m. de altura libre.
 - Galerías para vehículos de 3,5 m. de ancho y 3,5 m. de altura libre.

Un esquema en curva de sección típica se muestra en la Ilustración 26 (pág. 125) e Ilustración 27 (pág. 125) para distintos métodos constructivos.

14.5.2.7. Método constructivo

Para túneles de menor longitud es mejor usar el NATM (pág. 318) mientras que para los de mayor longitud es competitivo el uso de TBM de doble escudo de 13 m de diámetro, para túneles de doble vía.

El límite orientativo entre el NMA y la excavación mecánica mediante TBM lo establecen algunos expertos en torno a los 2,4 km. Esta barrera no es rigurosamente exacta, sino que puede desplazarse longitudinalmente en función de condicionantes geotécnicos, constructivos, ambientales, etc.

14.5.2.8. Criterios de seguridad

A continuación, se enlistan los criterios de seguridad adoptados en el estudio de referencia:

Dispondrán de un sistema de drenaje para mantener en seco la superficie de tránsito de las personas.

Al respecto el documento menciona que:

- Los entronques de las galerías con el túnel principal se señalarán de forma que se puedan identificar desde lejos:
 - Se enmarcarán con pintura reflectante y bandas fotoluminiscentes en todo su contorno.
 - Se colocará una señal en banderola con su identificación.
- El extremo de la salida de emergencia que conduce al exterior dispondrá de una puerta de dimensiones mínimas 1,8 m (ancho) x 2 m (alto), con barra antipánico por el interior y cerradura de seguridad por el exterior.
- En el extremo próximo al túnel se instalará un extintor manual.

14.5.2.8.2. Vías para trenes de carga

Con estos criterios se debería dotar a los túneles de más de 1.000 m, con tráfico exclusivo de mercancías, de una serie de instalaciones:

- ✓ Sistema de ventilación para explotación normal y en caso de incendio.
- ✓ Sistema de detección de incendios.
- ✓ Red de hidrantes a lo largo de los túneles.
- ✓ Sistema de comunicaciones (L>2.000 m.), que permite comunicar el túnel con el puesto de gestión del túnel.
- ✓ Sistema anti-intrusión en las bocas de acceso.
- ✓ Equipos de protección individuales contra el fuego, distribuidos a lo largo del túnel, incluyendo equipos de respiración autónomos.
- ✓ Con estas instalaciones se posibilita actuar ante cualquier incidencia antes de que alcance proporciones más graves en el interior de los túneles.

14.5.2.9. Entregables del diseño

A manera de información sobre los entregables en un proyecto como estos, se describen los que presentan en el estudio referenciado en este caso de ejemplo técnico:

- Antecedentes y situación actual.
- Estudio de conexiones.
- Cartografía y topografía.
- Geología y geotecnia.
- Climatología, hidrología y drenaje.
- Trazado, plataforma y superestructura.
- Movimiento de tierras.
- Estructuras.
- Túneles.
- Reposición de Servidumbres viarias
- Servicios y Servidumbres afectadas
- Electrificación ferroviaria
- Instalaciones de seguridad y comunicaciones
- Obras complementarias
- Planeamiento y expropiaciones
- Coordinación con otros organismos y servicios
- Estudio de demanda y análisis coste-beneficio
- Ocupación y Dominio Público
- Análisis multicriterio
- Reportaje fotográfico
- Análisis de riesgos

- Continuidad de la VSF Fase 1 con la línea 726 (Bifurcación La Casilla-Aguja de Enlace Miribilla).

14.5.3. Aspectos de seguridad: Caso túnel ferroviario T47R en India

G. Carrieri (2013) presenta el estudio de seguridad para el túnel ferroviario T-47R en India que se resume brevemente a continuación con el fin de presentar algunos esquemas de seguridad que pueden plantearse en un proyecto de túneles ferroviarios.

En términos de estructuración del proyecto en materia de seguridad, se plantearon 4 soluciones (Ilustración 28, pág. 128):

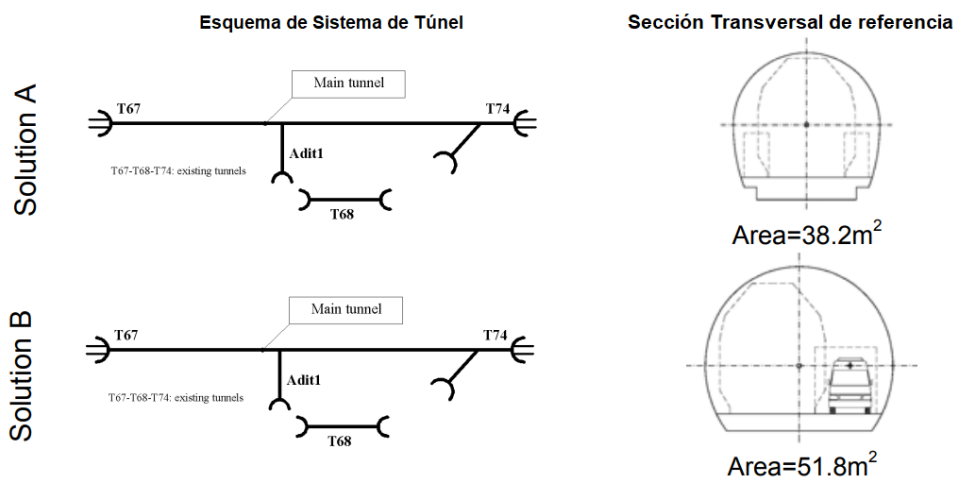
1. Un único túnel con una única vía y con un camino de escape peatonal además de un túnel intermedio.
2. Un único túnel con una única vía que incluye un camino de escape por donde pueden entrar vehículos de

rescate, además de un túnel intermedio.

3. Un único túnel con una única vía que incluye espacio para el escape peatonal pero que también incluye un túnel de escape paralelo al principal y un pozo intermedio.
4. Doble túnel con única vía y con un pozo intermedio. Cada túnel con espacio de escape peatonal.

Esas soluciones se evaluaron con base en los siguientes criterios a excepción del último:

- Aspectos constructivos
- Seguridad
- Aspectos económicos
- Aspectos del sistema ferroviario: Disponibilidad del sistema de túnel, capacidad de los trenes, flexibilidad en la operación, posibilidad de expansiones futuras.



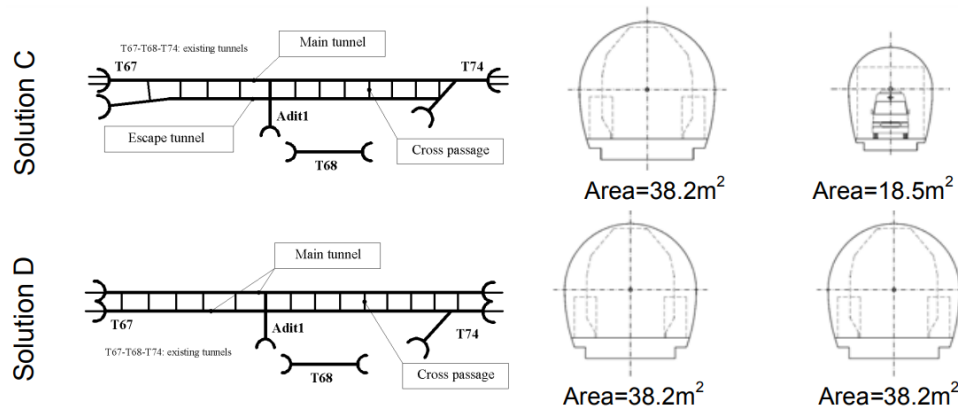


Ilustración 28. Esquemas de seguridad en túneles ferroviarios.

Fuente: Tomado de G. Carrieri (2013).

14.6. Efectos aerodinámicos en túneles ferroviarios

La entrada de un tren en un túnel crea una onda de presión, que se propaga por su interior hasta la salida, donde se refleja como onda de depresión.

Así mismo, al entrar la cola del tren, se produce una onda de depresión que al alcanzar la boca de salida se refleja como onda de presión. A su vez, estas ondas, al incidir en el tren y en las bocas, producen nuevas ondas reflejadas.

Esta secuencia de ondas genera en cada punto del túnel bruscas variaciones de presión que se traducen en molestias a los viajeros, las cuales varía en función del grado de estanqueidad del tren. En el caso de un túnel de vía doble la complejidad del fenómeno puede aumentar por la existencia de un segundo tren circulando por la otra vía (Ministerio de Fomento, 2001).

Al respecto, el Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana (2019) menciona en el Estudio Informativo del

Proyecto de la Variante Sur ferroviaria de Bilbao-Fase 1, que:

Los criterios de salud y confort vinculados a restricciones aerodinámicas de la infraestructura sólo resultan críticos en túneles con tráfico de viajeros y explotación en alta velocidad, por encima de los 250 km/h.

Bickel, Kuesel & King (1996), mencionan que en el aspecto de confort juega un papel importante el efecto de pistón que altera el flujo normal de aire al pasar del tren.

El efecto mencionado puede afectar el equilibrio interno de los pasajeros a ciertas velocidades generándoles molestias (mareos, bostezos), aspectos que normalmente en un vehículo automóvil o camiones de carga o similares no es tan problemático.

García (1992), menciona que:

En el caso del aire en los túneles (en un túnel de 1 km de longitud y 50 m² de sección libre, puesto que la densidad libre es del orden de 1.25 kg/cm³, hay aproximadamente 75 t de aire), cuando un tren entra a gran velocidad se produce una

especie de percusión, que origina una compresión local del aire, la cual se transmite, con la velocidad del sonido en el aire (unos 340m/s), a lo largo del túnel. Otra compresión se produce al llegar esta onda al motor de la locomotora. Otra se produce al entrar la cola del tren en el túnel” (Subrayado fuera de la cita).

La Ilustración 29 (pág. 129) es una representación de lo mencionado anteriormente.

14.6.1. Diferencia de geometría de túneles en términos aerodinámicos

La diferencia de las geometrías en términos aerodinámicos, dice la Federal Railroad Administration (2022), con relación a la Ilustración 17 (pág. 103), es:

- Los túneles de doble vía suelen tener una sección transversal mayor que cada tubo de un túnel de vía única. Por lo tanto, cuando un tren entra en el túnel a una velocidad determinada en ausencia de otros trenes, la relación de bloqueo es menor y la

amplitud de la onda de presión es menor.

- En los túneles de doble vía, pueden producirse situaciones aerodinámicas complejas cuando hay trenes en ambas vías simultáneamente. Cada tren crea ondas de presión que se superponen (se suman). Los peores impactos de las ondas de presión pueden producirse debido a una desafortunada coincidencia de dos ondas que lleguen al mismo tiempo. Esto conlleva una complejidad adicional en las evaluaciones.
- Los túneles de vía única pueden evaluarse sin tener en cuenta el efecto de los trenes en la otra vía porque no es posible la interacción aerodinámica entre ellos.
- En los túneles de dos tubos con galerías entre ellos los pasos influyen en los efectos de las ondas de presión y, por tanto, deben incluirse en las evaluaciones. Existen consideraciones similares en relación con combinaciones de trenes en ambas vías como en los túneles de doble vía.

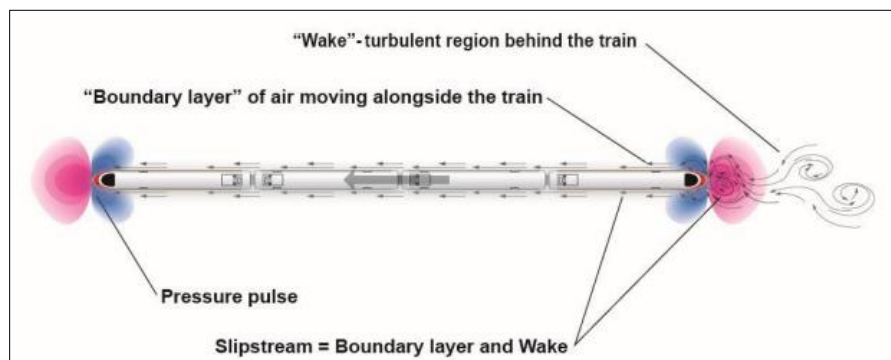


Ilustración 29. Corrientes y pulsos de presión generados por un tren de alta velocidad. Las zonas rojas representan altas presiones y las azules zonas de baja presión.

Fuente: Federal Railroad Administration (2022).

14.7. Caso del túnel ferroviario en un tramo entre Madrid y Sevilla, España

A continuación, se presenta los datos del proyecto de túneles ferroviarios entre Madrid y Sevilla para el diseño aerodinámico de la sección del túnel aerodinámico. Este reporte se basa en el trabajo de García Gonzales (1992) del cual se extraen algunas partes de forma textual.

14.7.1. Datos

- **Tramo:** Brazatortas-Córdoba.
- **N° de túneles existentes en el tramo:** Catorce (los cuales tocó modificar para ajustar a los nuevos requerimientos). El túnel con más longitud tiene 2500 m.
- **Longitud de la variante:** 100 km aprox.
- **Velocidad prevista inicialmente para la vía y el túnel ferroviario:** 160 km/h.
- **Velocidad definitiva para la vía y el túnel ferroviario:** 200 km/h, aunque tenía un rango permitido de entre 225 y 250 km/h.
- **Sección prevista de los túneles:** 62.1 m².
- **Tipo de trenes a usar:** Al comienzo del proyecto, no se conocía el tipo de trenes a utilizar, es decir, se desconocían parámetros importantes para el cálculo de presiones dentro del

túnel. La elección del tipo de trenes saldría de un concurso internacional que demoraría algunos años, a la par el proyecto de diseño debía avanzar. Por lo anterior, tocó asumir los parámetros para el diseño aerodinámico de la sección del túnel.

14.7.2. Parámetros y premisas asumidas por el equipo de diseño:

- ✓ Trenes no herméticos.
- ✓ En cada viaje es posible un cruce de dos trenes en el tramo: Esto se definió con base en la distribución de los catorce túneles del tramo pensando que cada pasajero, en cada viaje, pasaría por los 14 túneles y, ocasionalmente, se podría cruzar con otro tren en sentido contrario. Además, se pensó en la cedencia de circulación previsible y el tipo de tren (no hermético).

14.7.3. Información secundaria

Se hizo un estudio detallado de la experiencia de los ferrocarriles japoneses, británicos, italianos y alemanes, así como de los trabajos de la UIC. También se contó con la apreciación técnica de expertos japoneses y alemanes.

14.7.4. Recomendación técnica

En 1986, con base en la información anterior, se hizo una recomendación inicial en cuanto a la forma y dimensiones de la sección del túnel ferroviario:

- En alineación recta: Distancia de 1.24 m entre el contorno externo del tren y el túnel.
- La alineación curva: Radio de curvatura ≥ 2300 m, peralte de 0.16 (eje vía = eje túnel), distancia entre el tren y el túnel entre 0.79 y 0.94 m.

Estas recomendaciones se presentan en la Ilustración 30 (pág. 132) para alineación recta (ilustración superior) y en curva (ilustración inferior).

14.7.5. Planeación del análisis

Ahora, con esa recomendación es necesario evaluar la respuesta que tendría el túnel frente a la circulación de los trenes de alta velocidad que pasarían por allí. En particular se evalúa:

- Velocidades de viento inducidas en los túneles del tramo según sus longitudes y resistencias de avance.
- Máximas variaciones de presión esperadas para el caso en el que pase un solo tren y en el que pasen dos simultáneamente en la configuración más desfavorable. Este análisis se haría para los túneles de longitud más desfavorable.

14.7.6. Desarrollo del análisis

14.7.6.1. Velocidades del aire

- Suposición:

En el túnel se establece un régimen de flujo estacionario (hipótesis menos rigurosa en tanto menor sea la longitud del túnel).

- Metodología de cálculo:

Japonesa.

- Precisión:

No se espera buena precisión para la longitud del túnel de 2500 m.

- Datos:

- Longitud del tren: 200 m.
- Sección del tren: 10 m^2 .
- Rozamiento aire/tren: 0.004
- Coeficiente de forma: 0.12
- Velocidad del tren: 225 km/h.
- Sección de los túneles: 75 m^2 .
- Rozamiento aire/túnel: 0.005
- Coeficiente de contracción de flujos entrantes: 1.5
- Densidad del aire: 1.23 kg/m^3 .

- Resultados:

- Para túneles de baja longitud (por los 300 m), las velocidades resultan del orden de $50 \text{ km/h} = 14 \text{ m/s}$ (en la zona no ocupada por el tren), y de unos $30 \text{ km/h} \approx 9 \text{ m/s}$ en la zona anular entre el tren y el túnel.
- Para túneles de mayor longitud (2500 m), resultan velocidades de unos $30 \text{ km/h} = 9 \text{ m/s}$ (en la zona no ocupada por el tren), y de $10 \text{ km/h} = 3 \text{ m/s}$ en la zona anular entre el tren y el túnel.

- Interpretación de resultados:

- En todos los casos resultan velocidades de igual sentido que el movimiento del tren.
- Son velocidades inferiores a las que se han considerado como máximas compatibles con la estabilidad de marcha de una persona por los

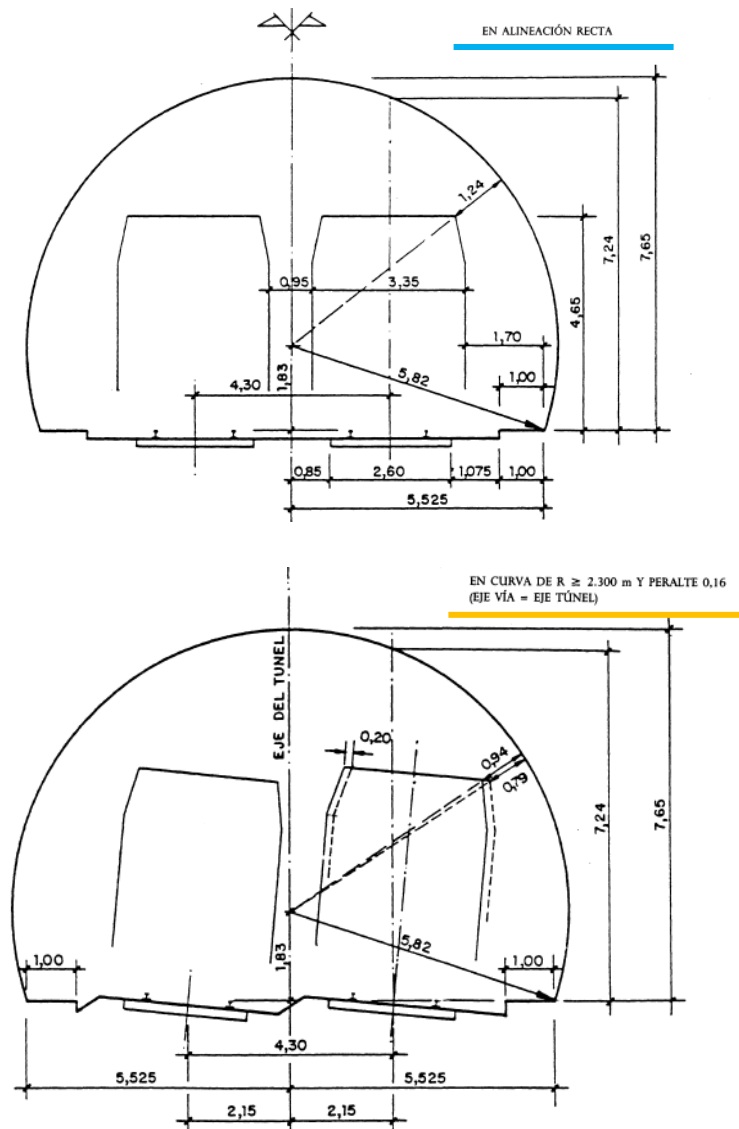


Ilustración 30. Perfil transversal de los túneles del tramo Brazartortas-Córdoba de la línea de Alta Velocidad Madrid-Sevilla. Recomendaciones de diciembre de 1986. Unidades en metros.

Fuente: García Gonzales (1992).

japoneses: 17 m/s. Aunque en los túneles más cortos resultan elevadas.

- El caso desfavorable es el túnel de mayor longitud: 2500 m.

14.7.6.2. Componente aerodinámica de la resistencia al avance

- Datos:
 - Se usan los mismos datos y metodología que para el cálculo de velocidad del aire.

- Resultados:

- Resistencia aerodinámica de 29 kN, un 20 % superior a la resistencia al aire libre.

Para hacerse una idea, en relación con un túnel tradicional de vía doble (de

unos 45 m²), esta resistencia sería de 36 kN (un 50 % superior que al aire libre).

14.7.6.3. Máximas variaciones de presión del aire en el tren

García Gonzales (1992) expresa que:

De un estudio parametrizado de La Red Nacional de Ferrocarriles Españoles (RENFE), de cara al correcto diseño de la sección transversal de túneles férreos, teniendo en cuenta la influencia de los efectos aerodinámicos en el confort (que, a grandes velocidades, limitante), se deduce lo siguiente:

- *Máximas variaciones de presión en el túnel de longitud más desfavorable (alrededor de 1000 m), en un intervalo de segundos, cuando circula un solo tren a 225 km/h: **1.9 kPa.***
- *Máximas variaciones de presión en el túnel de longitud más desfavorable (alrededor de 750 m), en un intervalo de 4 segundos, cuando dos trenes se cruzan en este túnel a 225 km/h, con el desfase de sus instantes de acceso al túnel más desfavorable: **4.8 kPa.***

Con base en lo anterior, deduce el autor que:

Incluso con el sistema de presurización desconectado, en un viaje normal, es decir sin cruces de trenes en los túneles, será inferior a los 2 kPa en el peor de los casos. Es decir, la mayoría de los pasajeros notarán una pequeña obturación en los oídos.

Y, en el caso de que se produzca un cruce en alguno de los túneles, algunos viajeros percibirán pulsaciones de entre 2 y 3 kPa, que, en algunos túneles, y en algunas ocasiones (según los desfases de las entradas de los trenes) pueden llegar a 4 kPa. Y, excepcionalmente, el máximo mencionado de 4,8 kPa.

14.7.7. Conclusión

El autor expresa que:

La sección adoptada de 75 m², permitirá una circulación confortable por los túneles de Brazatortas-Córdoba, incluso si no funcionase correctamente el sistema de presurización de sus trenes.

XV Clasificación y Partes de los Túneles Ferroviarios

En este título se contextualiza al lector sobre aspectos generales de los túneles antes de iniciar con su diseño geomecánico. Tales aspectos incluyen la clasificación de túneles incorporando la que corresponde a la ubicación del túnel con relación a la cercanía a laderas. Así mismo, se incluye partes de un túnel principal, partes de la sección transversal, y diferencias entre un túnel ferroviario y uno de carretera.

15.1. Clasificación de túneles

Los túneles se pueden clasificar en función de su altitud, tipo de servicio, tipo de material que atraviesa, localización transversal, configuración direccional y por localización regional, así:

15.1.1. Por altitud

- ✓ Túneles de cota

Localizados en la parte superior de la montaña (ver Ilustración 31, pág. 134). En esta zona es más probable encontrar rocas meteorizadas y agua confinada que dificultan el proceso constructivo. El túnel podría comportarse como un túnel en suelo si la roca está muy deteriorada. La cobertura es baja.

- ✓ Túneles de altitud media

Se ubican en la cota intermedia de la montaña, es decir, entre la base y la corona (ver Ilustración 31, pág. 134).

- ✓ Túneles de base

Son los que se construyen en la parte más baja de la montaña (ver Ilustración 31, pág. 134). Tienden a ser los más largos con respecto a los de cota y altitud media, además, los de mayor temperatura. Por la alta cobertura que puede llegar a tener, se pueden presentar problemas como estallido de rocas cuando el material es de comportamiento frágil.

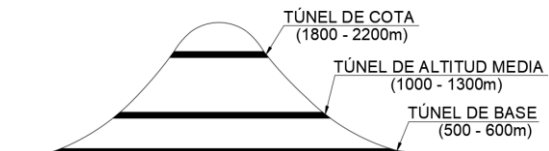


Ilustración 31. Tipos de túneles en función de su altitud.

Fuente: Adaptado de Oliveros Rives, Rodríguez Mendez, & Megía Puente (1980).

15.1.2. Por tipo de servicio

Hace referencia al tipo de objeto o elemento movilizado al interior del túnel. De esta manera podemos encontrar túneles:

- ✓ Ferroviarios: Trenes, locomotoras.
- ✓ Carreteros: Circulan automóviles, camiones de carga, motos, etc.
- ✓ Peatonales: Transitan peatones.
- ✓ Hidráulicos: Para sistemas de alcantarillados, acueductos,

hidroeléctricas, transporte de hidrocarburos, etc.

- ✓ De servicios: Para cables, tuberías, etc.
- ✓ Mixtos: Circulan trenes y automóviles en el mismo sistema como en el caso del Canal de la Mancha.
- ✓ Mineros: Extracción de minerales.

15.1.3. Por el tipo de material que atraviesa

Los túneles pueden ser:

- ✓ En roca.
- ✓ En suelo.
- ✓ Sumergidos o subacuáticos.

Cada uno de los tipos de túneles tiene sus particularidades a nivel de estructuración de proyecto que seguramente van a condicionar aspectos del diseño geométrico, geomecánico, aspectos constructivos, de operación, de mantenimiento, etc.

15.1.4. Por localización transversal

- ✓ Con influencia de ladera

Corresponde a los túneles cuyo alineamiento longitudinal pasa por el borde del macizo rocoso o montaña como se muestra en la Ilustración 32 (pág. 135) y que pueden presentar problemas de estabilidad asociados a la cercanía del talud.

- ✓ Sin influencia de ladera

Aquí los túneles se encuentran a una distancia de la ladera dentro del macizo rocoso de tal forma que no se presenta problemas de estabilidad en el túnel asociados a la cercanía a taludes.

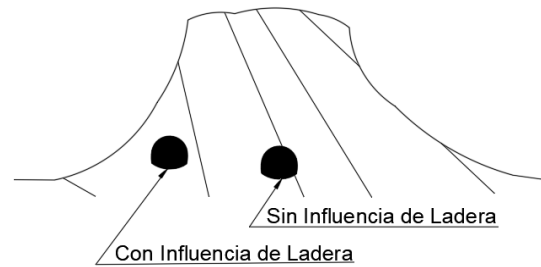


Ilustración 32. Tipos de túneles por localización transversal.

15.1.5. Por cantidad de tubos en un mismo sistema

El término *tubo* hace referencia a un túnel. Un sistema de túneles puede ser:

- ✓ Monotubo: Es un único túnel que puede contener una o varias vías.
- ✓ Bitubo: Son dos tubos (túneles) paralelos, cada uno con una o varias vías.

15.1.6. Por el sentido del movimiento que permite

Un túnel puede contener vías diseñadas para permitir el sentido de movimiento de las siguientes formas:

- ✓ Unidireccional: Las vías dentro del túnel permiten el paso de trenes en un solo sentido.
- ✓ Bidireccional: Las vías dentro del túnel permiten el paso de trenes en doble sentido.

15.1.7. Por localización regional

- ✓ Urbano

En zonas urbanas los túneles ferroviarios son alternativas para evitar cruces de vía, mejorar la movilidad en ciudades con poco espacio,

evitar contaminación visual con proyectos elevados, entre otros. Este tipo de túneles suelen atravesar depósitos de suelo más que de rocas dependiendo de donde se localice su alineamiento.

La línea dos del metro de Bogotá se encuentra en diseño y hace parte del tipo urbano.

- ✓ Rural

Este hace referencia a las líneas ferroviarias interurbanas que recorren grandes distancias.

15.1.8. Túneles largos

No existe una definición precisa sobre lo que es un túnel largo. Sin embargo, podría considerarse que un túnel de 2 millas (3.2 km) es largo para el modo carretero, mientras que para túneles ferroviarios de alta velocidad generalmente no se considera que lo sea (Pyeon, 2016).

15.2. Partes de un túnel principal

Un túnel principal está conformado por:

- ✓ Portales: Entradas y salidas del túnel.
- ✓ Emboquilles: Forma del túnel en los portales del túnel.
- ✓ Cuerpo del túnel.
- ✓ Nichos.
- ✓ Salidas de emergencia.
- ✓ Pozos o ductos de ventilación.

15.3. Partes de la sección transversal de un túnel

Las partes que constituyen la sección de un túnel son, en general:

- Bóveda.
- Contra bóveda.
- Hastiales.
- Drenajes.
- Colectores.
- Ductos para cables.

Otros elementos de una sección típica de túneles ferroviarios se presentan en la Ilustración 33 (pág. 137).

15.4. Diferencias entre un túnel ferroviario y uno de carretera

En el título XI (pág., 69) de este manual se hace mención de los aspectos que influyen en el diseño geomecánico de túneles ferroviarios.

Algunas de las diferencias que más se resaltan entre los túneles ferroviarios y los de carretera son:

- Limitaciones en la forma y dimensiones de la sección.
- Aspectos aerodinámicos.
- Deformaciones admisibles o máxima toleración de deformación del alineamiento. En el caso ferroviario las deformaciones son menos tolerables ya que los vehículos férreos son muy sensibles a los cambios de linealidad de las vías férreas (y más si son de alta velocidad) lo que puede generar descarrilamientos y accidentes graves.

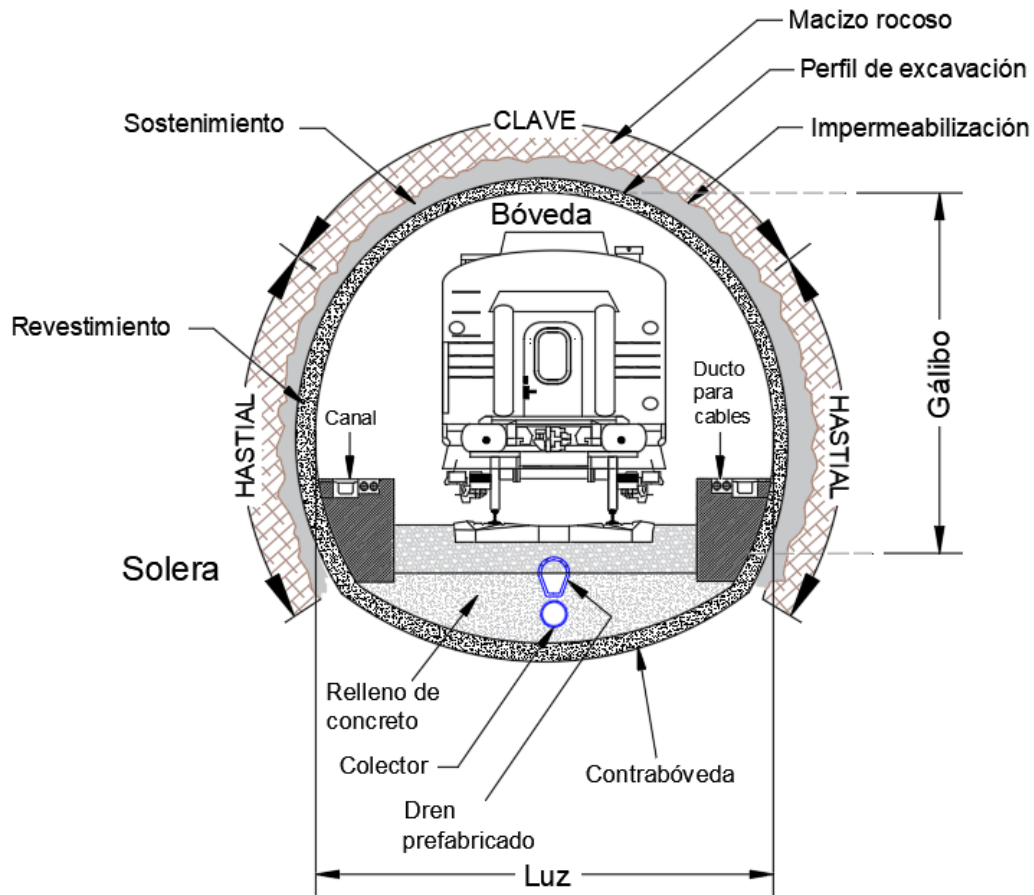


Ilustración 33. Partes de una sección de túnel ferroviario.

- Niveles de aceptación de infiltración de agua dentro del túnel (ver apartado 17.8.3, pág. 401).
- Aspectos geométricos como pendientes, radios de curvatura y peraltes.
- Revestimientos.

Estos aspectos geométricos de trazado, aerodinámica de túneles férreos, espaciamientos de la sección transversal, revestimientos, drenajes y otros requerimientos de proyecto, se consideran específicos para el modo férreo.

CAPÍTULO 5: Aspectos de Geología y Mecánica de Rocas para el Diseño de Túneles

XVI. Aspectos Geológicos para la Ingeniería de Túneles.

XVI Aspectos Geológicos para la Ingeniería de Túneles

Los conceptos de mecánica de rocas van a “permitir aplicar conceptos de forma racional para el diseño de obras geotécnicas de ingeniería como túneles, presas, vías, etc.” (Gutiérrez, 2019). Dos aspectos son fundamentales antes de abordar el diseño geomecánico: Aspectos geológicos (litología, estructuras geológicas, hidrogeología, geomorfología) y conceptos de mecánica de rocas.

16.1. Aspectos geológicos para propósitos de ingeniería de túneles

Este capítulo no aborda la geología de Colombia en detalle ya que existen varios documentos relacionados con este tema como, por ejemplo, el documento presentado por Rodríguez Gutiérrez (2017) que contiene información resumida de la geología de Colombia por regiones y, además, con ciertos apuntes útiles para ingeniería. Otra fuente de información sobre la geología nacional se puede consultar en la página web (o instalaciones presenciales) del Servicio Geológico Colombiano.

16.1.1. Introducción

Los aspectos fundamentales que estudia la geología para propósitos de ingeniería de rocas son las rocas, las discontinuidades, y el conjunto de ambas como un todo natural (macizos rocosos). Estos aspectos se evalúan en términos de su origen, propiedades, y comportamientos mecánicos.

Más adelante, en esta sección (pág. 147), se presentan características ingenieriles de los

tipos de roca según su origen geológico (ígneas, sedimentarias y metamórficas).

16.1.2. Tectónica de placas

La tectónica hace referencia a la estructura geológica de la corteza terrestre que ha sido originada por movimientos que inducen deformaciones de tal magnitud que parte la corteza en placas de terreno inmensas. Esas placas se encuentran en movimiento unas con otras con una velocidad y dirección diferente.

En la Ilustración 34 (pág. 140) se presenta la división de placas en el planeta, su dirección y velocidad de movimiento estimadas.

Como se mencionó anteriormente, la tectónica de placas tiene una relación directa con las deformaciones de la corteza.

La palabra deformación en rocas se refiere a todos los cambios de tamaño, forma, orientación o posición de la masa rocosa, y depende principalmente de la temperatura, presión de confinamiento, la composición y textura de la roca, disponibilidad de los fluidos, y el tiempo.

La dirección del movimiento de las placas indica la orientación de la aplicación de los

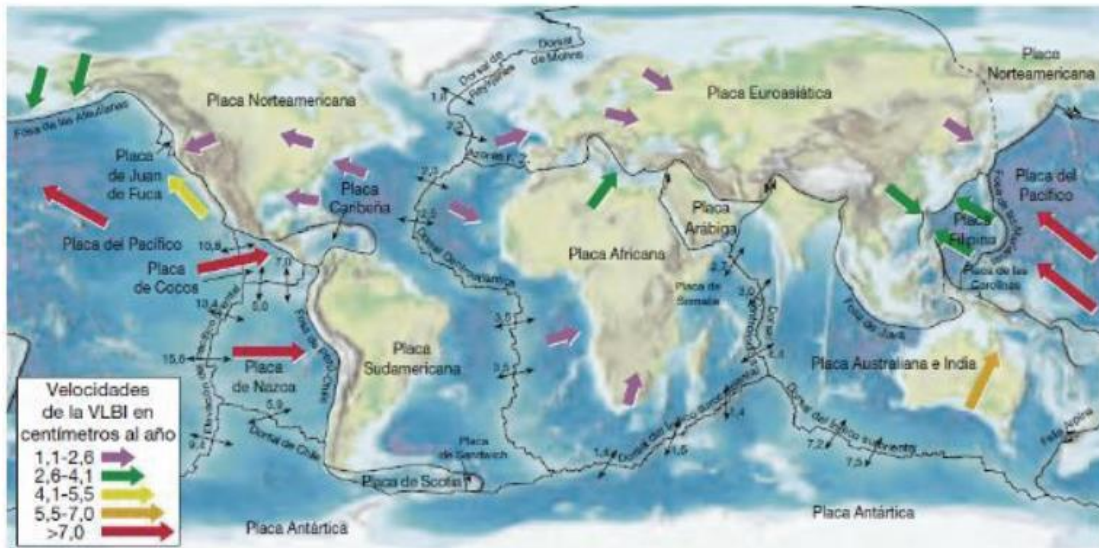


Ilustración 34. Placas tectónicas: Velocidad y dirección de movimiento.
Fuente: Tarbuck & Lutgens (2005) citado por Rodríguez Gutiérrez (2017).

esfuerzos tectónicos inducidos por el contacto entre ellas.

Ese contacto se traduce en esfuerzos de compresión, de cizalla o de tensión en la corteza. Dependiendo del tipo de esfuerzos que se esté aplicando en una zona específica se puede esperar ciertos tipos de comportamientos e incluso predecir deformaciones a largo plazo de manera aproximada, por ejemplo: si hace muchos años se produjeron pliegues en rocas sedimentarias por esfuerzos de compresión, se esperaría que a hoy día esos esfuerzos que produjeron los pliegues sigan actuando allí, pero en equilibrio. Por lo tanto, si se proyecta realizar una excavación subterránea en esa zona, probablemente el macizo rocoso entrará en desequilibrio, lo que se traducirá en relajación de esfuerzos por medio de desprendimientos de roca o convergencias.

En Colombia la estructura geológica compleja inducida por el choque de las placas suramericana y de Nazca se presenta esquemáticamente en la Ilustración 35 (pág.

141) en la que se incluye velocidades y direcciones de movimiento aproximadas.

Ese movimiento entre placas afecta el comportamiento de los túneles y obras subterráneas en general. Esa afectación va a depender de la dirección del túnel con respecto a la dirección de los esfuerzos tectónicos.

Dependiendo de la magnitud y dirección de los esfuerzos tectónicos la sección del túnel va a presentar zonas de tracción o de compresión en hastiales o techo respectivamente. Es decir, el valor de la relación de esfuerzos verticales y horizontales (K) condiciona si la tracción o compresión se genera en los hastiales o en la bóveda del túnel. Esto es importante para la estabilidad del túnel porque si, por ejemplo, la compresión se genera en el techo del túnel (movimiento hacia adentro del macizo y hacia arriba), los esfuerzos tangenciales en un bloque con potencial de salir van a incrementar y, por lo tanto, la fricción de sus paredes también. Esto hace que el potencial

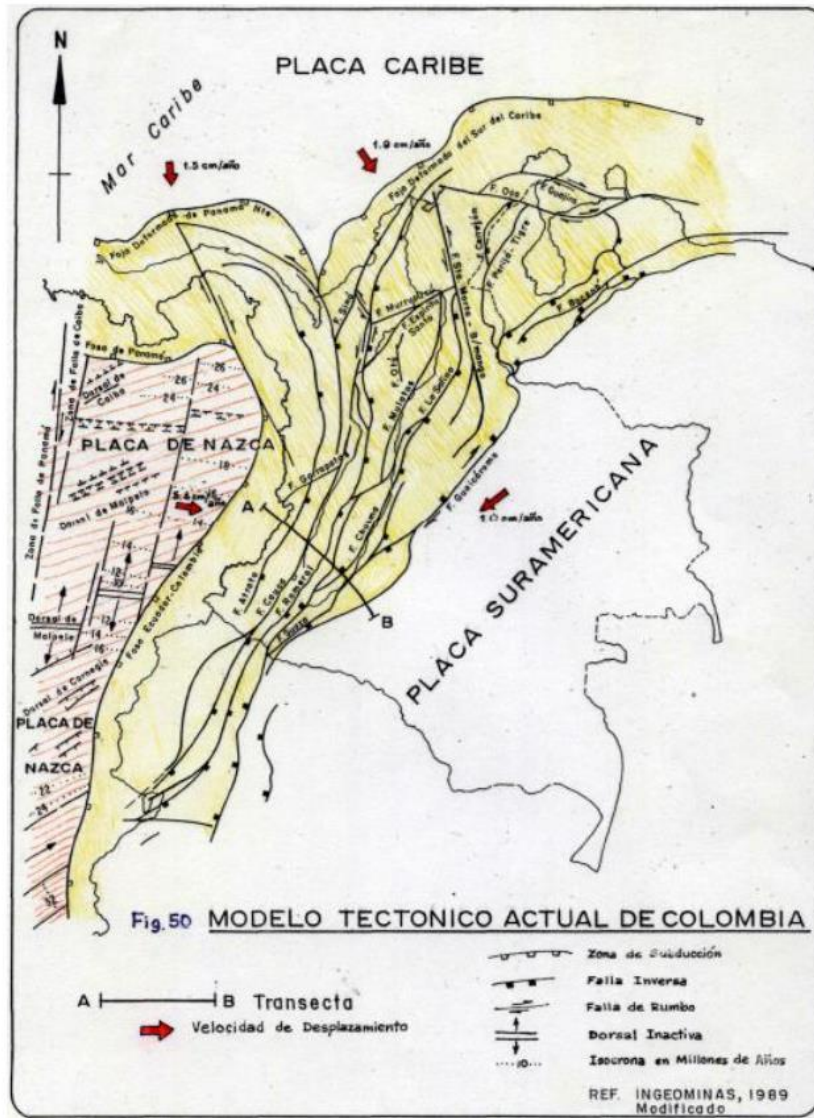


Ilustración 35. Mapa tectónico actual de Colombia.

Fuente: Lobo-Guerrero Uscátegui (1994) citado por Rodríguez Gutiérrez (2017)

inicial de salir del bloque, se reduzca y, por lo tanto, aumente la estabilidad de la sección.

La tectónica de placas es importante en estos proyectos e incluso tiene un uso práctico claro que se incluye dentro del sistema de clasificación GSI (ver Tabla 98, pág. 254).

16.1.3. Geología estructural de Colombia desde el punto de vista geotécnico

16.1.3.1. Las fallas geológicas de Colombia

Algunas de las fallas geológicas más representativas que se encuentran en Colombia son:

- Romeral.

- Cauca-Patía.
- Soapaga.
- Borde la Cordillera Oriental.
- Bucaramanga-Santa Marta.

Otros sistemas de falla se presentan en la Ilustración 38 (pág. 143) y Tabla 34 (pág. 143).

16.1.3.2. Tipos de fallas

Dependiendo del tipo de falla se puede predecir la dirección de movimiento y de los esfuerzos en el terreno. Las fallas del terreno pueden ser:

- Horst y Graben.
- Fallas de cabalgamiento: Es un tipo de falla inversa.
- Fallas inversas.
- Fallas normales.
- Fallas de cizalla.
- Pop up y Pop down.

Los siguientes son ejemplos de imágenes de los tipos de falla que resultan útiles para facilitar su identificación en campo, sobre todo es una ayuda para el lector principiante. Nótese que, identificando el tipo de falla, es posible hacer una estimación de la dirección de los esfuerzos y movimientos de la masa de terreno.

16.1.3.2.1. Horst y Graben

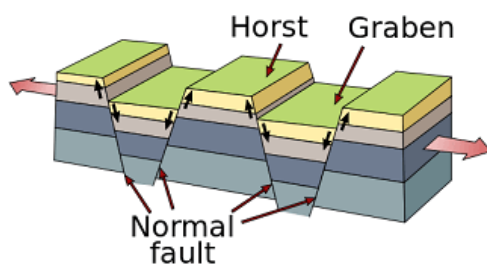


Ilustración 36. Esquema de Horst y Graben.
Fuente: <https://tinyurl.com/2p8ake8t>



Imagen 32. Horst y Graben en Irán.
Fuente: Learning Geology (Facebook).

16.1.3.2.2. Pop up y Pop down

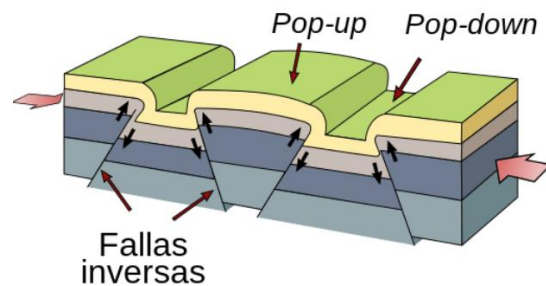


Ilustración 37. Esquema de Pop up y Pop down
Fuente: <https://tinyurl.com/2p8ake8t>

16.1.3.2.3. Fallas de cabalgamiento



Imagen 33. Falla de cabalgamiento.
Fuente: <https://tinyurl.com/u6znzmfxf>

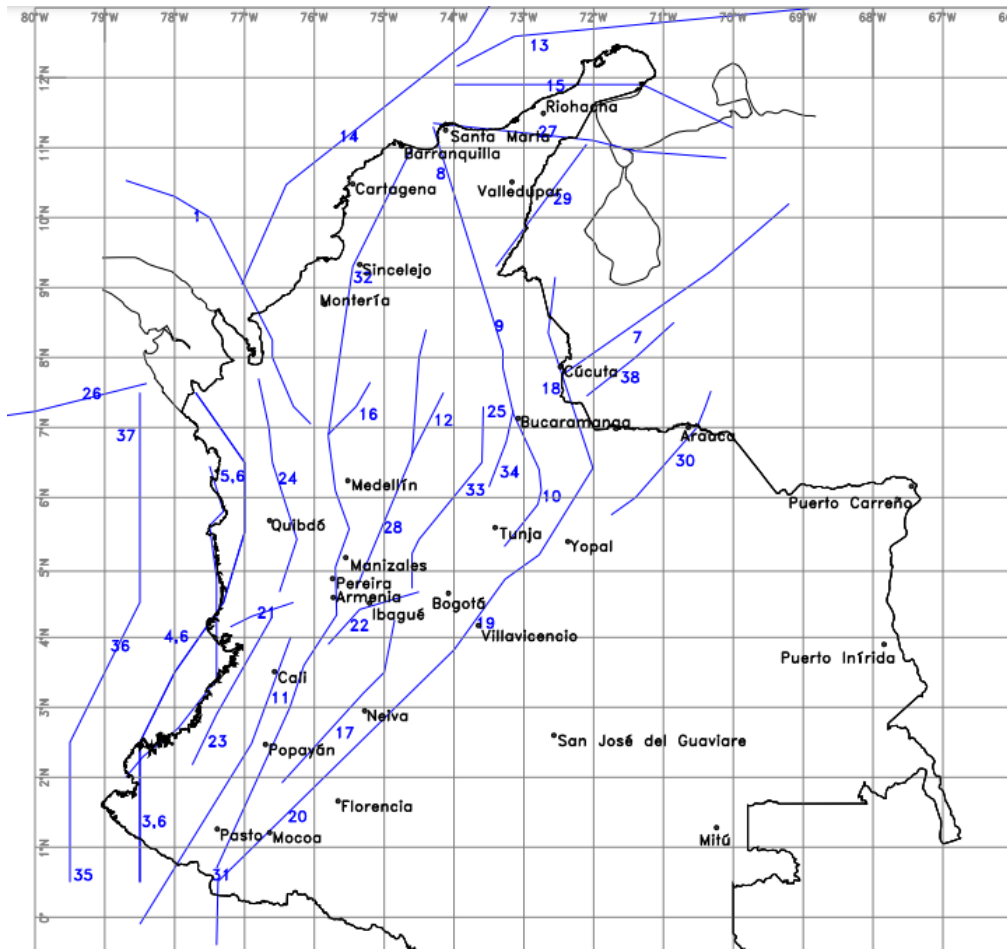


Ilustración 38. Proyección de fallas en superficie en Colombia.

Fuente: Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, Comité AIS-300, Cardona A., & Ordaz S. (2009).

Tabla 34. Proyección de fallas en superficie de Colombia.

1. Arco de Dabeiba	11. Cauca	21. Garrapatas	31. Romeral
2. Bahía Solano	12. Cimitarra	22. Ibagué	32. Romeral-Norte
3. Benioff-Intermedia S	13. Compresión Sur Caribe E	23. Junín-Sanbiambi	33. Salinas
4. Benioff-Intermedia C	14. Compresión Sur Caribe W	24. Murindó-Atrato	34. Suárez
5. Benioff-Intermedia N	15. Cuiza	25. Nido de B/manga.	35. Subducción Norte
6. Benioff-Profunda	16. Espíritu Santo	26. Normal Panamá Pacífico	36. Subducción Centro
7. Baconó	17. Fallas del Magdalena	27. OCA	37. Subducción Sur
8. B/manga-Sta. Marta-N	18. Frontal Cordillera Oriental Norte	28. Palestina	38. Uribante-Caparo
9. B/manga-Sta. Marta-I	19. Frontal Cordillera Oriental Centro	29. Perijá	
10. B/manga-Sta. Marta-S	20. Frontal Cordillera Oriental Sur	30. Puerto Rondón	

Fuente: Adaptado del Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia, Comité AIS-300, Cardona A., & Ordaz S. (2009).



Imagen 34. Falla de desgarre por cizalla en Cádiz, España.

Fuente: <https://tinyurl.com/4x2vr67m>

16.1.3.2.4. Fallas inversas



Imagen 35. Falla inversa.

Fuente: <https://tinyurl.com/7fwt5hbn>

16.1.3.2.5. Falla normal



Imagen 36. Falla normal.

Fuente: <https://tinyurl.com/4fuersxu>

16.1.3.2.6. Fallas de cizalla



Imagen 37. Igeociencias. Japón.

Fuente: <https://tinyurl.com/ayt929sh>

Como se mencionó en el apartado de tectónica de placas (pág.139), el conocimiento de los tipos de falla y las características de los esfuerzos que las produjeron permiten predecir direcciones de movimientos, desplazamientos y en general problemas asociados que pueden afectar el desempeño del túnel, vías férreas, estructuras implantadas, bienes y servicios, etc.

16.1.3.3. Otras geoestructuras de un macizo rocoso

Otros sistemas de discontinuidades que le dan el carácter estructural al macizo rocoso, a parte de las fallas, son:

- Plegamientos: Anticlinal y sinclinal.
- Estratificación.
- Estructuras columnares.

Dentro de los anticlinales cabe resaltar que generan problemas de ventilación cuando se excava un túnel por allí.

Por otra parte, los plegamientos sinclinales tienden a generar problemas de acumulación de agua. Este será un aspecto crítico en la construcción de túneles y debe ser estudiado a detalle para evitar problemas como inundaciones dentro del túnel.

A continuación, se presentan ejemplos gráficos de estas estructuras de discontinuidad presentes en los macizos rocosos, y otras.

16.1.3.3.1. Planos de estratificación



Imagen 38. Estratificación inclinada.

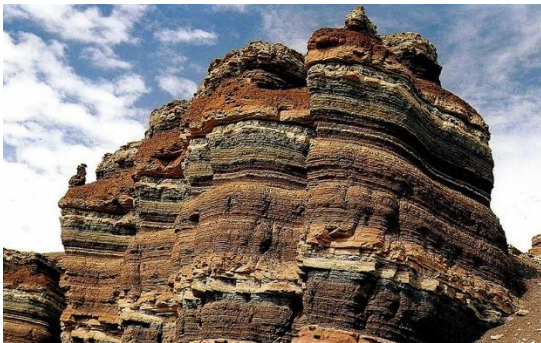


Imagen 39. Macizo estratificado.
Fuente: <https://tinyurl.com/23dkv6mz>

16.1.3.3.2. Anticlinal y sinclinal

- **Anticlinal:** Material reciente en el núcleo inferior del plegamiento. Por la forma de este plegamiento pueden existir gases atrapados.
- **Sinclinal:** Material reciente en el núcleo superior del plegamiento. En esta configuración es posible encontrar agua retenida por la forma de la estructura.

Estos plegamientos pueden tener inclinaciones que van desde la vertical hasta la horizontal.



Imagen 40. Plegamiento anticlinal y sinclinal.
Fuente: <https://tinyurl.com/mr2ey2fs>

16.1.3.3.3. Estructuras columnares (disyunción columnar)



Imagen 41. Disyunción columnar.
Fuente: <https://tinyurl.com/mr3y7e85>

16.1.3.4. Incidencia de algunas características de las fallas en los túneles

16.1.3.4.1. Rellenos de falla

El relleno de falla es una situación compleja cuando el túnel lo atraviesa o cuando pasa cerca de este. Se requiere experiencia, aplicación de metodologías adecuadas e instrumentación para diseñar un sistema estable.

Las deformaciones en un túnel que atraviesa esos rellenos son críticas y pueden ocasionar daños importantes si no se atienden adecuadamente. En esta situación se pueden generar desprendimientos de bloques o cuñas, y deformaciones dúctiles con cizallas lisas que causan desprendimientos de bloques.

16.1.3.4.2. Litología circundante a la falla

Las fallas pueden, además, ser más críticas dependiendo del material que estén atravesando. Algunos casos son:

- Falla en rocas detríticas.
- Fallas en rocas carbonatadas.
- Fallas en presencia de rocas evaporitas.
- Fallas en rocas ígneas intrusivas.
- Fallas en rocas volcánicas.
- Fallas en rocas metamórficas.

Cada caso de estos es particular y requiere atención específica en el diseño y la construcción, incluso en operación. Por ejemplo, en un túnel en el que no se identifique zonas de rocas con minerales diluibles, pueden crearse oquedades detrás del revestimiento por acumulación de agua que pueden conllevar a la inestabilidad del túnel.

16.1.3.5. Configuraciones geoestructurales problemáticas de un macizo rocoso para la construcción de túneles

Algunas de las situaciones que se pueden presentar en un túnel con relación a la configuración geológica de un macizo rocoso son, por ejemplo:

- Pasar en una zona de falla o cerca.
- Atravesar el macizo con orientación de discontinuidades desfavorables.
- Atravesar anticlinales y sinclinales.

Lo anterior, se representa en las siguientes ilustraciones:

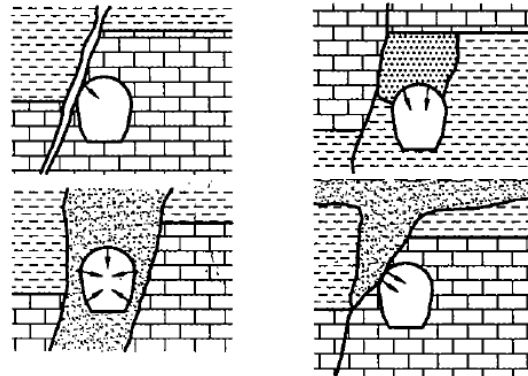
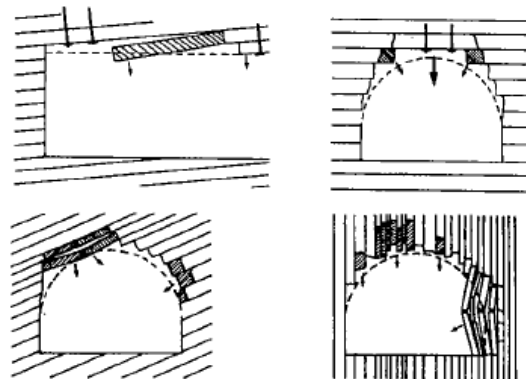


Ilustración 39. Túnel cerca de zonas de debilitamiento.

Fuente: López Jimeno, et al (1997).



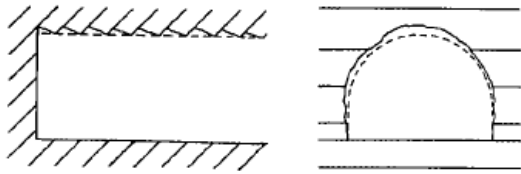


Ilustración 40. Influencia de las juntas o discontinuidades principales sobre la estabilidad de los túneles.

Fuente: López Jimeno, et al (1997).

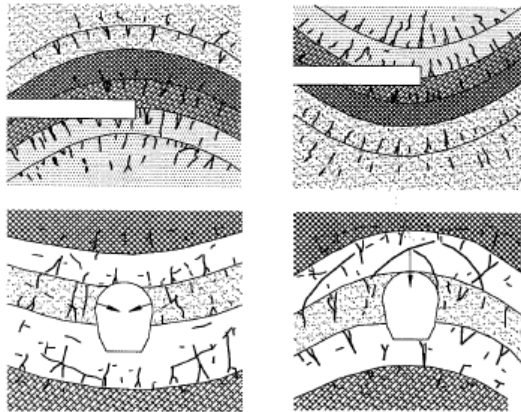


Ilustración 41. Influencia de los plegamientos en la excavación de un túnel.

Fuente: López Jimeno, et al (1997).

16.1.4. Propiedades ingenieriles de las rocas por origen geológico

A continuación, se presentan características de identificación y comportamiento ingenieril de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas para propósitos de ingeniería (Tabla 38, pág. 149 a la Tabla 39, pág. 150).

16.1.4.1. Rocas sedimentarias químicas

Tabla 35. Propiedades ingenieriles de rocas sedimentarias de origen químico.

Origen:	Químico					
	Inorgánica				Orgánica	
Textura:	Clástica y No clástica					
ID roca	Caliza	Dolomita	Sal	Yeso	Caliza	Carbón
Composición	Calcita CaCO ₃	Dolomita CaMg (CO ₃) ₂	Halita NaCl	Yeso CaSO ₄ +2H ₂ O	Calcita CaCO ₃	Restos vegetales
Comportamiento ingenieril	<ul style="list-style-type: none"> - Las calizas y rocas evaporitas generalmente presenta problemas en ingeniería porque son solubles. - Las calizas se diluyen con agentes químicos. - Las evaporitas generan problemas de creep. - Las calizas más abundantes tienen origen bioquímico. Esta roca es la sedimentaria química más común. 					

Fuente: Modificado y adaptado de Rodríguez Gutiérrez (2017).

16.1.4.2. Rocas sedimentarias detríticas

Tabla 36. Propiedades ingenieriles de rocas sedimentarias detríticas.

Origen:	Detrítico			
Textura:	Clástica			
ID roca	Conglomerados	Areniscas	Limolita	Arcillolita/Lutita
Tamaño de partícula	Gruesas		Finas	
	Conglomerática	Arenosa	Limosa	Arcillosa
	Gravas > 2 mm	Arena entre 1/16 a 2 mm	Limo entre 1/256 a 1/16 mm	Arcilla < 1/256 mm
Parámetro	Propiedades			
Comportamiento ingenieril	<ul style="list-style-type: none"> - Alta porosidad. - El fracturamiento tiende a aumentar su conductividad hidráulica. - Pueden actuar como acuíferos. - En ocasiones es difícil de perforar. - Forman taludes estables, sin embargo, con fracturas paralelas general fallas. - Buena roca de fundación y aptas para excavaciones subterráneas. 		<ul style="list-style-type: none"> - Su comportamiento puede ser de roca o suelo dependiendo el grado de diagénesis. - Las lutitas rompen en láminas. - Arcillolitas, limolitas, fangolitas (lodolitas), etc., tienden a romper en terrones. - Arcillolitas expansivas en caso de contar con minerales de esmectita y montmorillonita, por ejemplo. - En túneles tienden a provocar squeezing, hinchamiento, etc., dependiendo del estado de esfuerzos. - Rocas arcillosas propensas a deslizamientos grandes. 	

Fuente: Modificado y adaptado de Rodríguez Gutiérrez (2017).

16.1.4.3. Rocas ígneas extrusivas

Tabla 37. Propiedades ingenieriles de rocas ígneas extrusivas.

Origen:	Extrusiva			
Textura:	Afanítica			
Composición:	Félsica (Granítica)	Intermedia (Andesítica)	Máfica (Basáltica)	Ultramáfica
ID roca	Riolita	Andesítica	Basalto	Komatita

Parámetro	Propiedades			
Color característico	Color variable en rango amplio. Los más comunes son el blanco a amarillo claro, pardo o rojo.	Tonalidades claras.	Color gris oscuro, negro a azul oscuro.	Color verde oscuro a negro.
Clasificación según contenido de sílice	Ácidas (SiO ₂ >66%)	Intermedias (entre 52% y 66% de SiO ₂)	Básicas (entre 45% y 52% de SiO ₂)	Ultra básicas (SiO ₂ <45%)
Comportamiento ingenieril	Uso para construcción.	- Rocas masivas. - En superficie tienden a meteorizarse.	- Comúnmente usadas en adoquines y construcción. - Uso como grava de carretera, y para el afirmado de vías ferroviarias. - Cuando está alterada se excava fácilmente.	- Por su contenido de olivino puede ser altamente alterada en superficie.

Fuente: Modificado y adaptado de Rodríguez Gutiérrez (2017).

16.1.4.4. Rocas ígneas Intrusivas

Tabla 38. Propiedades ingenieriles de rocas ígneas intrusivas

Origen:	Ígnea intrusiva			
Textura:	Fanerítica			
Composición:	Félsica (Granítica)	Intermedia (Andesítica)	Máfica (Básaltica)	Ultramáfica
ID roca	Granito	Diorita	Gabro	Peridotita
Parámetro	Propiedades			
Color característico	Colores claros, generalmente gris y, a veces, rosados según el color de la ortoclasa.	Colores medios.	Gris oscuro.	Color verdoso muy oscuro.
Clasificación según contenido de sílice	Ácidas (SiO ₂ >66%)	Intermedias (entre 52% y 66% de SiO ₂)	Básicas (entre 45% y 52% de SiO ₂)	Ultra básicas (SiO ₂ <45%)
Comportamiento ingenieril	- Baja absorción y porosidad. - Alta resistencia a la compresión. - Se usa para base y subbase en la construcción de carreteras. - No se recomienda su uso para concretos por la presencia de pirita. - Se usa como recubrimientos arquitectónicos, diseño urbano y de interiores, etc.	- Se utiliza como agregados, presenta buena adherencia con el asfalto. - Resistencia al desgaste.	- Alta resistencia.	- Roca bastante dura y muy densa. - Por su alto contenido de olivino, tiende alterarse fácilmente (serpentinadas). - Se le atribuye la capacidad de absorber Dióxido de carbono.

Fuente: Modificado y adaptado de Rodríguez Gutiérrez (2017).

16.1.4.5. Rocas metamórficas

Tabla 39. Propiedades ingenieriles de rocas metamórficas.

Origen:	Metamórfica				
Estructura:	Foliada			No foliada	
ID roca:	Pizarra	Filitas	Esquistos	Cuarcita	Mármol
Roca origen:	Lutitas y pelitas	Pizarra	Lutita, rocas volcánicas y graníticas	Arenisca cuarzosa	Caliza o dolomita
Metamorfismo	--- Aumenta metamorfismo ---->>>			Regional	Contacto o regional
Comportamiento ingenieril	<ul style="list-style-type: none"> - Minerales alargados y alineados que forman planos de foliación. - No son aptos como triturados para concretos por su forma. - Baja resistencia. - Heterogeneidad en su comportamiento geotécnico. 			<ul style="list-style-type: none"> - Granos y minerales en diferentes posiciones o errática. - No forman planos de debilidad por su textura. - Son buenos como material de triturado. - Buena capacidad portante. Resistentes. - Comportamiento anisotrópico. 	

Fuente: Rodríguez Gutiérrez (2017).

16.2. Recuento de los mecanismos de falla en túneles en roca

El propósito de este apartado es conocer los diferentes mecanismos de falla que se presentan en macizos rocosos cuando su estado natural es perturbado como consecuencia de la excavación de túneles y complejos subterráneos. Adicional, se presentan otros mecanismos de falla que no son inducidos por la excavación del túnel pero que se conocen como mecanismos de falla porque así ha sido difundido a lo largo del tiempo en la literatura. Estos últimos si bien no son provocados por la excavación del túnel, si pueden ser agravados por esta acción.

En el título XVII (pág. 156) de este manual se desarrollan métodos para evaluar el potencial de ocurrencia de estos mecanismos de falla en macizos rocosos.

Los mecanismos de falla identificados en macizos rocosos son:

- **Empujes de Montaña (squeezing ground):** Se presentan más que todo cuando existe gran cobertura con esfuerzos altos en túneles excavados en roca de comportamiento dúctil, con presencia de agua, o zonas de falla.
- **Creep:** Son deformaciones generadas a esfuerzo constante que ocurre en terrenos blandos, de comportamiento dúctil. Es un problema complejo en la ingeniería de túneles.
- **Estallido de rocas (Rockburst) / desprendimientos localizados (popping):** Las condiciones más relevantes para su ocurrencia incluyen grandes esfuerzos, materiales de alta resistencia de comportamiento frágil. Una variante del popping es el slabbing,

deslajamientos localizados del macizo.

- **Hinchamiento (swelling):** La expansión en el macizo rocoso ocurre por la reacción del contacto con el agua de minerales como la anhidrita o la esmectita expansiva. La anhidrita genera problemas de expansión más graves que la esmectita. La expansión también puede ocurrir por congelamiento del agua en las discontinuidades del macizo. Esta última puede no presentarse con frecuencia en Colombia.
- **Terreno que fluye:** Se presenta cuando hay niveles freáticos de gran columna en acuíferos confinados con gradientes hidráulicos altos, materiales permeables y sueltos, cambios de material impermeable a permeable en el alineamiento del túnel.
- **Terreno que rueda:** Este mecanismo se presenta más que todo en materiales no cohesivos y sueltos cuando se descomprimen.
- **Cuñas de roca y/o desprendimientos:** Para que exista caída de bloques de roca, la intersección entre familias de discontinuidades debe ser desfavorable en cuanto a su orientación con respecto al trazado del túnel con parámetros de resistencia al corte bajos. El tamaño y orientación del túnel, y los esfuerzos actuantes en el contorno de la excavación pueden ser determinantes para que este mecanismo de falla sea detonado.

Otros mecanismos de comportamiento del terreno que, si bien no son producto de la excavación de túneles, pueden ser agravados por esta acción. Además, son importantes para la construcción de un modelo geológico-geotécnico adecuado. Estos son:

- **Rocas con materiales y aguas agresivas:** El componente agresivo del macizo rocoso son los que contienen minerales que degradan los materiales del sostenimiento del túnel cuando entran en contacto con ellos. Ocurre en terrenos yesíferos, rocas que contienen sulfuros y piritas; y por infiltración.
- **Generación e incremento de oquedades:** Si no se controla el agua adecuadamente y esta entra en contacto con rocas cársticas, el macizo empezará a degradarse hasta formar oquedades y cavernas que pueden comprometer la estabilidad del túnel.
- **Gradientes de temperatura:** Aunque el incremento de temperatura con la profundidad no es una consecuencia de la excavación de túneles, es un aspecto importante a tener en cuenta en la construcción. El gradiente de temperatura será más importante a mayor profundidad o cuando el macizo rocoso esté ubicado en zona de volcanes, termales, etc. En este caso hay que estudiar la incidencia de la temperatura sobre el personal de campo, los equipos y materiales de obra.
- **Gases:** En condiciones específicas un macizo rocoso puede contener gases

cuando hay materia orgánica confinada en depósitos sedimentarios, cuando hay descomposición del carbono, oxidación de sulfuros. Los gases más comunes, expresa López Jimeno, *et al* (1997), son: metano (inflamable), dióxido de carbono, monóxido de carbono, dióxido de

azufre, sulfuro de hidrógeno, radón y raramente hidrógeno.

En la Tabla 40 (pág. 153) y Tabla 41 (pág., 152) se resumen las causas que generan los distintos mecanismos de falla que se pueden presentar en un túnel y en portales.

16.2.1. Mecanismos de falla en portales

Tabla 40. Comportamientos del terreno, causa y problemas asociados en túneles y portales (continuación).

Mecanismos de falla en portales	Causa	Problemas asociados
Flujos	La presión de poros iguala los esfuerzos totales.	Afectación a poblaciones. Inestabilidad de masas contiguas.
Volcamiento	Grietas profundas. Planos de debilidad con tendencia vertical. Empujes de agua. Debilitamiento de la base.	Desprendimiento de bloques grandes.
Fallas traslacionales	Incremento de la presión de poros. Debilitamiento de la base.	Movimientos en masa.
Fallas en cuña	Intersección de planos de debilidad desfavorablemente a la orientación de los taludes. Incremento de la presión de poros. Debilitamiento de la base.	Movimientos en masa.
Fallas rotacionales	Alto grado de fracturamiento de la roca. Incremento de la presión de poros. Debilitamiento de la base.	Movimientos en masa.
Caída de bloques	Roca fracturada. Incremento de presión de poros. Relajación de esfuerzos.	Afectación a personas y bienes de la zona.

Fuente: Tabla construida con base en la información de López Jimeno, *et al* (1997).

16.2.2. Mecanismos de falla en túneles

Tabla 41. Comportamientos del terreno, causa y problemas asociados en túneles y portales.

Mecanismos de falla en túneles	Causa	Problemas asociados
Empujes de montaña	Rocas blandas bajo gran cobertura.	Convergencia incontrolada. Sobrecostos de excavación.
Creep	Terreno blando.	Deformaciones a largo plazo. Modificación del alineamiento de la vía férrea.
Estallido de rocas	Altas presiones en materiales de comportamiento frágil.	Desprendimiento espontáneo y violento de fragmentos de roca. Afectaciones al personal y maquinaria.

Mecanismos de falla en túneles	Causa	Problemas asociados
Popping	Altas presiones en materiales de comportamiento frágil.	Desprendimiento espontáneo de pequeños fragmentos de roca.
Hinchamiento	Reacción de minerales con potencial de expansión al entrar en contacto con el agua. Algunas rocas con este potencial son la margarcillosa, la Argilita y la montmorillonita. En zonas de falla también se presenta cuando hay milonita.	Levantamiento de la solera del túnel. Daño de la estructura de la vía ferroviaria y sus equipos. Daño de tuberías y red de servicios.
Terreno que fluye	Acuíferos confinados, roca muy fracturada o suelos con bastante contenido de agua. Depende del tamaño de la sección del túnel.	Inundación del túnel. Daño de máquinas. Afectaciones al personal.
Terreno que rueda	Roca muy fracturada sin trabamiento o materiales no consolidados. Depende del tamaño de la sección del túnel.	Taponamiento del túnel. Daño de máquinas. Afectaciones al personal.
Caídas de bloques	Intersección de planos de debilidad, efecto escala, redistribución de esfuerzos.	Desprendimiento de bloques en cadena, aumento del tamaño de la sección del túnel.

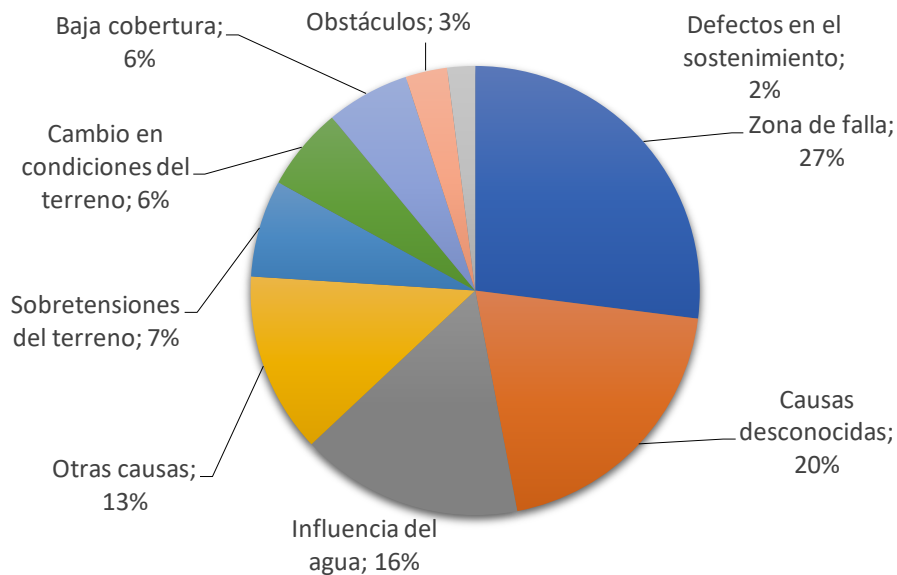
Otros mecanismos de falla no inducidos por la excavación de túneles	Causa	Problemas asociados
Aguas agresivas	Permeabilidad del material, acuíferos en el macizo, fuentes de recarga.	Reduce la resistencia en materiales blandos. Afecta fuentes naturales en superficie. Reduce la adherencia de las ruedas del tren con el riel. Percepción de inseguridad. Retrasos en obra.
Carsticidad	Contacto de minerales solubles con el agua. Proporcionan al agua características ácidas. Algunas rocas de este tipo son las yesíferas, y las que contienen sulfuros (piritas).	Deterioro de elementos de sostenimiento metálicos y en concreto. Subsidencias. Skinholes. Colapsos. La carsticidad se desarrolla más fuertemente con agua fría que con agua caliente (López Jimeno, et al, 1997).
Expulsión de gases	Atrapamiento de materia orgánica que se descompone en depósitos sedimentarios.	Explosiones. Toxicidad.

Fuente: Tabla construida con base en la información de López Jimeno, et al (1997).

16.3. Causas de colapso en túneles

Vélez y Caro (2011), citado por Ramírez (2014), presentan un resumen de las principales causas de colapso de túneles que se muestra aquí en la Gráfica 7 (pág. 154).

Nótese que la mayor causa de colapso es debido a zonas de falla, causas desconocidas e influencia del agua.



Gráfica 7. Causas de colapso en túneles.

Fuente: Realizado a partir de los datos de Vélez y Car (2011), citado por Ramírez (2014).

CAPÍTULO 6: Diseño y Construcción de Túneles Férreos

XVII. Diseño Geomecánico de Túneles Ferroviarios.

XVII Diseño Geomecánico de Túneles Ferroviarios en Roca

El objetivo principal del diseño geomecánico de túneles, dentro del alcance geotécnico, es hacer que el túnel que se diseña sea seguro y funcional durante su construcción y operación, y, además, que sus obras complementarias (p. ej., túneles anexos, galerías y pozos) sean igualmente seguras y funcionales en situaciones de emergencia. Dentro de lo funcional se hace un análisis en el túnel principal para evaluar los efectos aerodinámicos en la eficiencia del sistema.

Dentro del diseño de un túnel ferroviario se contempla la posibilidad de ampliación o versatilidad para cambio de sistema de soporte y guiado a futuro (ver sistemas de soporte y guiado en el título X, pág.43).

Cabe aclarar que el alcance del diseño geomecánico incluye lo dispuesto en el apartado 11.4.1 (pág., 68) y apartado 11.4.2 (pág., 68) de este manual. El objetivo del diseño se logrará por medio de una serie de consideraciones que incluyen: cargas inducidas al túnel por el paso de los trenes, una cuidadosa y adecuada identificación y caracterización de materiales y condiciones geológicas del macizo rocoso, asignación de parámetros físicos y mecánicos, sectorizaciones, selección de conceptos constructivos, definición de comportamientos del terreno, entre otros. En este título se aborda cada una de estas temáticas, y otras. Las metodologías de diseño que se presentan aquí son las que usualmente se emplean para el diseño de proyectos subterráneos en Colombia.

Una vez más, se quiere motivar al lector a compartir la visión de este manual de contar con túneles ferroviarios de gran impacto en Colombia como los de alta velocidad (Ilustración 42), y que sean diseñados y construidos por colombianos. Este manual es un aporte al conocimiento de profesionales nacionales como punto de partida para lograr esta visión.



Ilustración 42. Túnel ferroviario de alta velocidad: Visión para Colombia.

Fuente: Modificada y adaptada de Jui-Chi Chan. Imagen recuperada de www.depositphotos.com.

17.1. Proceso de diseño geomecánico

El proceso de diseño geomecánico de túneles ferroviarios en roca es:

1. Identificación y Caracterización de Materiales y Condiciones Geológicas del Macizo Rocos, y Parámetros Geomecánicos
2. Sectorización por Zonas Geológicas Homogéneas.
3. Incidencia de las cargas impuestas por el paso de trenes en el comportamiento del terreno.
4. Sectorización por Zonas Geológicas Homogéneas.
5. Concepto constructivo: Mejoramiento del terreno, soportes, cargas, excavaciones, métodos constructivos.
6. Comportamiento del terreno aplicando conceptos constructivos.
7. Revestimiento definitivo en túneles ferroviarios.
8. Drenaje.
9. Instrumentación Geotécnica de Túneles.
10. Reporte geotécnico.

Cada uno de los anteriores se desarrolla en mayor o menor detalle dependiendo de la fase de diseño: prefactibilidad, factibilidad o estudios para construcción como se muestra en la Ilustración 43 (pág. 158).

Por otra parte, el proceso constructivo, en general, consta de las siguientes etapas:

1. Excavación.
2. Sostenimiento.
3. Impermeabilización y drenaje del túnel.

4. Revestimiento definitivo.
5. Instrumentación y monitoreo.

17.2. Identificación y Caracterización de Materiales y Condiciones Geológicas del Macizo Rocos, y Parámetros Geomecánicos

En este apartado se presentan dos ítems generales:

- Identificación y caracterización de materiales y condiciones geológicas.
- Parámetros geomecánicos y criterios de falla.

En cada uno de estos ítems se aborda la siguiente temática:

Identificación y caracterización de materiales y condiciones geológicas:

- Uso de herramientas para la identificación y caracterización de macizos rocosos por fases de diseño. Dentro de estas herramientas se encuentran: información secundaria, reconocimientos de campo, exploración geotécnica, entre otras.

Parámetros geomecánicos:

- Determinación de parámetros de la roca intacta y discontinuidades.
- Determinación de parámetros del macizo rocoso.

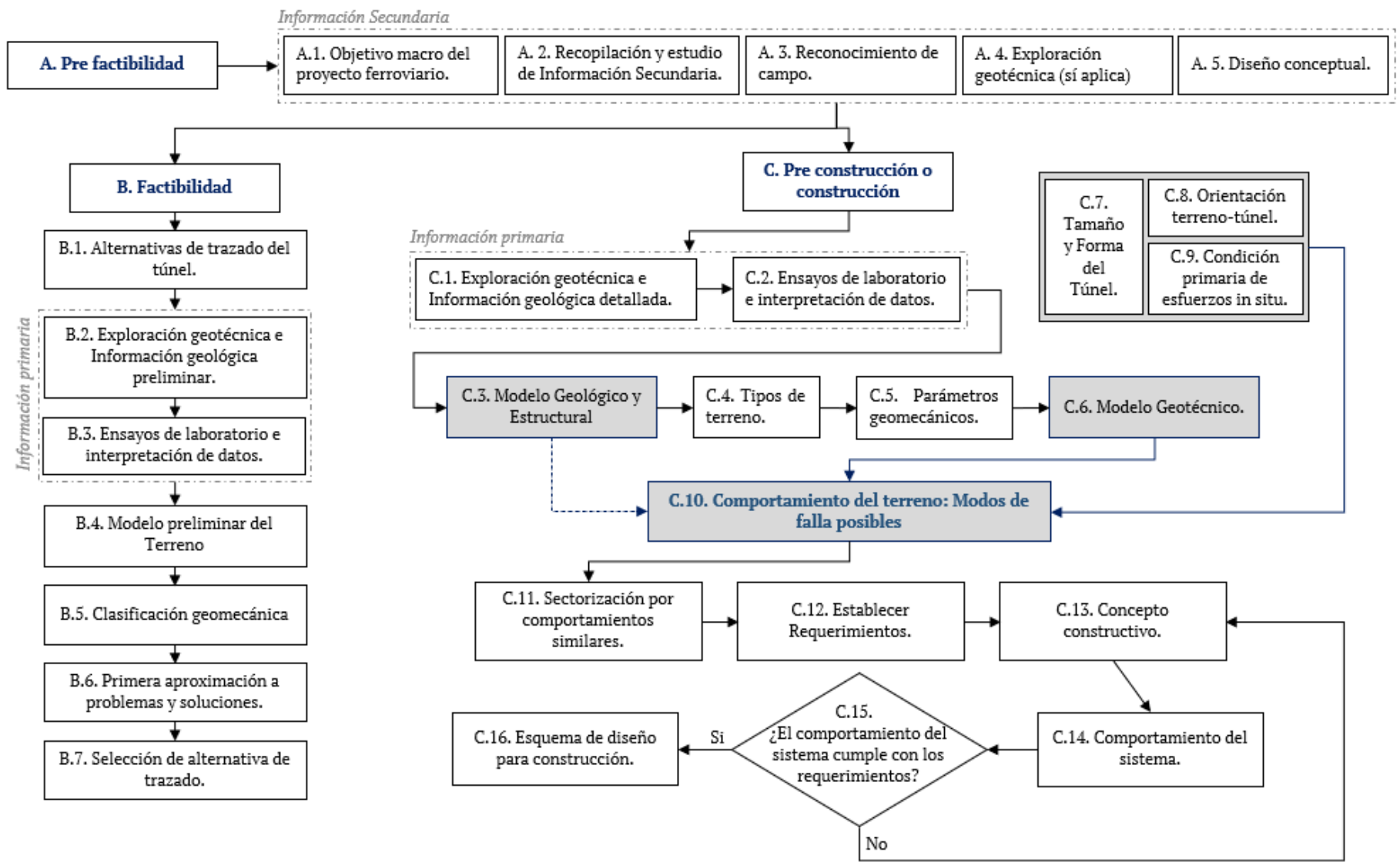


Ilustración 43. Diagrama de flujo diseño geomecánico de túneles.

- Guía de parámetros geomecánicos, y criterios de resistencia al corte de la roca intacta y discontinuidades.

A continuación, se desarrolla esta sección iniciando con la identificación y caracterización de materiales y condiciones geológicas. Luego, a partir del apartado 17.2.8 se desarrolla la temática de parámetros geomecánicos y criterios de resistencia.

IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES GEOTÉCNICOS, Y CONDICIONES GEOLÓGICAS DEL MACIZO ROCOSO

Para identificar y caracterizar los materiales de un macizo rocoso, así como sus características geológicas, se requiere hacer uso de herramientas como:

- ✓ Información secundaria
- ✓ Reconocimiento de campo.
- ✓ Exploración geotécnica.
- ✓ Colección de información en campo.
- ✓ Ensayos de laboratorio.

La aplicación de estas herramientas depende de la fase de diseño en la que se encuentre el proyecto, como se verá a continuación.

17.2.1. Uso de herramientas para la identificación y caracterización de macizos rocosos por fases de diseño

Las herramientas mencionadas se distribuyen por fases de diseño de la siguiente manera:

- ✓ **Prefactibilidad:** Información secundaria y reconocimiento de

campo general (cartografía geológica a escala 1:25000 o 1:10000). En caso de que se amerite en esta fase, se puede hacer uno que otro método de exploración y ensayo de campo.

- ✓ **Factibilidad:** Reconocimiento de campo moderado (cartografía geológica a escala 1:5000), exploración geotécnica, toma de datos de campo y ensayos de laboratorio de puntos particulares donde se requiere reducir incertidumbres críticas para el proyecto.
- ✓ **Estudios definitivos o para construcción:** Reconocimiento de campo detallado (cartografía geológica a escala 1:1000 para cuerpo del túnel y 1:250 para portales), exploración geotécnica, toma de datos de campo y ensayos de laboratorio en áreas del alineamiento que permita obtener una caracterización detallada.

En la Ilustración 44 (pág. 160) se presenta un resumen de los estudios requeridos por fase de diseño.

A continuación, se presenta una síntesis de las herramientas necesarias para hacer la identificación y caracterización de materiales, y condiciones geológicas de macizos rocosos.

17.2.2. Información secundaria

17.2.2.1. Objetivo

Establecer un panorama preliminar de las condiciones geológicas y geomorfológicas de la zona del proyecto a partir de información secundaria confiable.

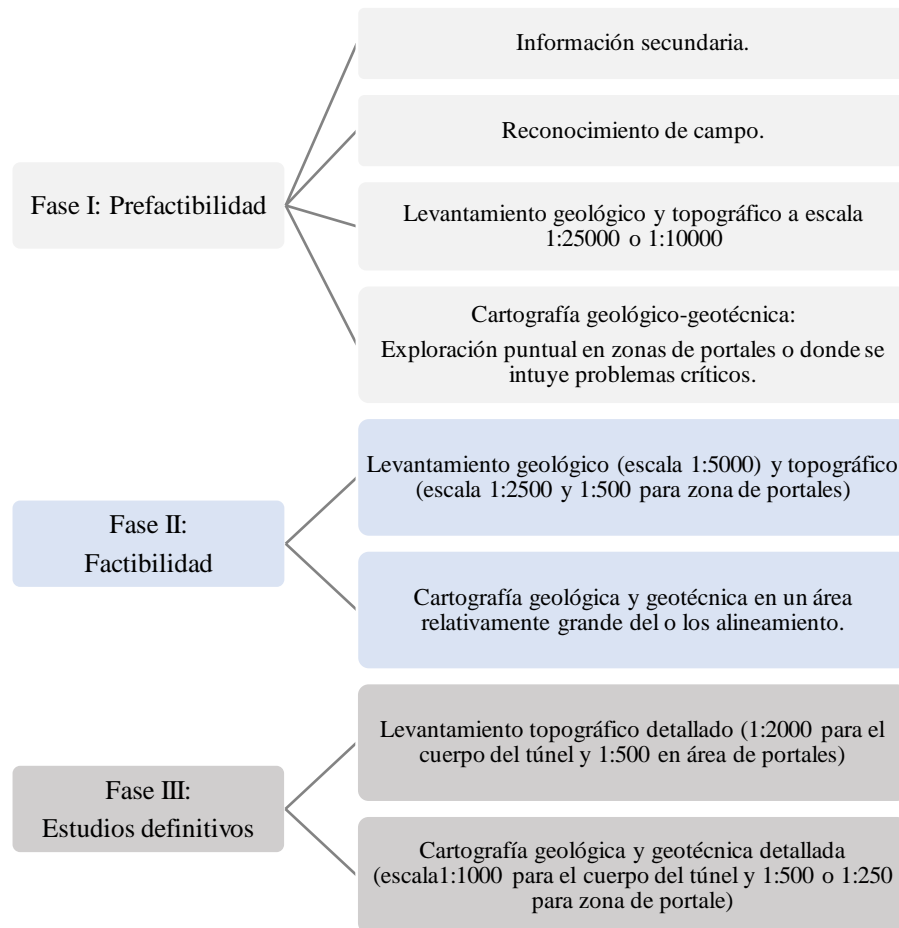


Ilustración 44. Enfoque de la exploración por fases de diseño.

Fuente: Adaptado de: Instituto Nacional de Vías (2020).

17.2.2.2. Información a consultar

- ✓ Geología, geomorfología e hidrogeología de la zona del proyecto o aledaña.
- ✓ Datos de exploración geotécnica y ensayos de campo realizados en estudios de proyectos en la zona o con condiciones geológicas similares.
- ✓ Comportamiento de túneles, taludes u otra obra que haya sido construida en áreas limítrofes a la del proyecto y que se encuentre o haya estado en operación.

- ✓ Parámetros de diseño empleados en estudios aledaños o con condiciones similares.
- ✓ Metodologías y filosofías de diseño implementadas en otros proyectos.
- ✓ Método constructivo y problemas asociados que se emplearon en un proyecto ya ejecutado.
- ✓ En general toda la información que permita entender la complejidad técnica de la zona.

17.2.2.3. Fuentes de información

En Colombia es posible consultar información de las siguientes fuentes:

- Servicio Geológico Colombiano.
- Instituto Agustín Codazzi.
- Corporaciones Autónomas.
- Alcaldías.
- Secretarías de planeación.
- Entidades públicas.
- Empresas privadas.
- Investigaciones locales (artículos, tesis, etc.)
- Estudios e investigaciones internacionales.
- Sociedad Colombiana de Ingenieros.
- Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- Bibliografía internacional.

La información secundaria que se adquiera debe tomarse de carácter orientativo.

17.2.2.4. Confiabilidad de la información consultada

A nivel orientativo, la fiabilidad de la información contenida en documentos técnicos consultados puede ser evaluada al menos por los siguientes parámetros:

- El documento contiene el sello de revisión y aprobación de una entidad reconocida en el tema.
- Lo que se plantea está sustentado por medio de pruebas de campo y/o laboratorio que se han realizado en repetidas ocasiones con condiciones de precisión y calidad rigurosas.
- Las teorías se sustentan en bibliografía reconocida y usada en proyectos reales.
- El estudio ha sido generado por autores experimentados o bajo la tutoría de personal con vasta experiencia en el tema.
- El documento contiene referencias de bibliografía reconocida en el medio.

- Mantiene una secuencia lógica del texto.
- Cuenta con una correcta ortografía, redacción y uso de términos técnicos.

Cuando se trata de estudios existentes, es importante revisar:

- Calidad de los datos que sustentan el diseño.
- Hipótesis empleadas.
- Suposiciones realizadas.
- Interpretación de los datos de campo y laboratorio.
- Inconvenientes en los trabajos de campo y laboratorio.
- Coherencia de los resultados.
- Conclusiones.
- Recomendaciones.

La segunda herramienta para la identificación de materiales y condiciones geológicas del macizo rocoso es el reconocimiento de campo que se presenta a continuación.

17.2.3. Reconocimiento de campo

Una vez se tiene un panorama preliminar de las condiciones geológicas y geomorfológicas de la zona del proyecto, es posible programar una visita de reconocimiento eficiente con el objetivo que se plantea a continuación.

17.2.3.1. Objetivo

Identificar de primera mano las particularidades de la zona del proyecto como por ejemplo formas del terreno que den indicaciones de subsidencias, cavernas por karsticidad; manantiales; afloramientos de roca, así como procesos de remoción en masa, patrones de deslizamiento, zonas de falla, afloramientos de roca, entre otros.

17.2.3.2. Alcance

En el reconocimiento de campo se requiere obtener información de por lo menos los siguientes aspectos:

- Litología en afloramientos.
- Levantamiento de discontinuidades.
- Eventos geológicos, formaciones, fallas, plegamientos.
- Fuentes de agua, acuíferos, manantiales, fuentes de recarga de agua, puntos de descargas de agua.
- Procesos geológicos (p.ej. erosivos), subsidencias, volcanes, nevados.
- Identificación de accesos a la zona del proyecto que son insumos para planificar tanto los trabajos de exploración como de construcción.
- Identificación de posibles zonas para localizar los portales del túnel.
- Inventario de taludes y túneles intervenidos en la zona.
- Fuentes de materiales.

En general se busca información que permita entender el sistema natural y artificial de la zona de afectación del proyecto.

Entiéndase como sistema natural y artificial de la zona a un conjunto de procesos naturales y artificiales que suceden en el lugar del proyecto y áreas aledañas como por ejemplo el flujo de corrientes de agua (ríos, quebradas, manantiales, etc.), actividades antrópicas (cultivos, canteras, etc.) crecimiento de vegetación, comportamiento ambiental, usos del suelo, industrias (energía, petróleo, etc.), movimientos en masa, etc.

17.2.3.3. Herramientas para reconocimiento de campo



Imagen 42. Reconocimiento de campo de un macizo rocoso por medio de un helicóptero.

*Fuente: Adaptado de:
<https://tinyurl.com/2p8btv4e>*

Algunos elementos de apoyo que permiten medir parámetros importantes para un diseño preliminar incluyen:

- Martillo de geólogo.
- Lupa geológica.
- Brújula para geólogo.
- Herramientas de medición (flexómetro, cuerdas, etc.).
- Fotografías y videos.
- Registros de campo.
- Drones.
- Técnicas de fotogrametría.
- Vuelos en helicóptero o avionetas.

Una de las herramientas que permite hacer identificación de materiales y condiciones geológicas del macizo rocoso más detallada es la exploración geotécnica.

17.2.4. Exploración geotécnica

Es una herramienta cuyo objetivo es explorar el sub suelo para definir qué materiales componen el perfil en estudio, su variabilidad espacial, aspectos de su naturaleza, entorno e historia que condicionan su comportamiento.

Esta herramienta permite conocer la composición litológica del subsuelo para propósitos de ingeniería a través de la recuperación de muestras y reconocimiento de aspectos particulares del sitio como, por ejemplo, el nivel freático, acuíferos, relleno de falla o de discontinuidades, zonas de fracturamiento intenso, entre otros.

La exploración abre la puerta a la ejecución de ensayos de campo y laboratorio para determinar propiedades físicas y mecánicas de los materiales que se encuentran.

Se recomienda que antes de programar perforaciones o pozos exploratorios, se haga exploración geofísica.

Se pueden utilizar métodos geofísicos para obtener un panorama inicial del sitio, que ayudarán al bufete del proyecto a obtener el máximo provecho del programa de exploración (Hoek & Brown, 1980).

Esta herramienta se ejecuta por medio de un programa de exploración previamente definido. A continuación, se presenta el desarrollo de lo que es un programa de exploración, los insumos necesarios para construirlo, un ejemplo de programa de exploración geotécnica. Luego se muestra aspectos generales de exploración indirecta y directa.

17.2.4.1. Programa de exploración geotécnica

El programa de exploración es la planificación de los trabajos de campo. Se resume en un documento que contiene los siguientes componentes:

a. Objetivo de la exploración:

En este componente se define si la exploración corresponde a la fase de diseño I, II o III.

b. Cantidad, localización y separación de los puntos de exploración.

Un punto de exploración es un lugar específico en el que se ejecuta uno o varios métodos de extracción de muestras subterráneas, se hacen ensayos geofísicos y destructivos, se hace monitoreo de comportamientos o caracterizaciones (p. ej., estaciones geológicas).

Incluye no solo la exploración del proyecto principal sino también la que se ejecuta en fuentes de materiales identificadas en la etapa de información secundaria y reconocimiento de campo.

c. Detalles por punto de exploración:

Para cada punto de exploración se identifica los métodos de perforación a ejecutar, inclinación, continuidad del muestreo, profundidad a explorar, dimensiones transversales, tipo de muestras a recuperar (alteradas o inalteradas), ensayos de campo a realizar, instalación de equipos de medición (piezómetros, inclinómetros, etc.), tipos de

broca, revestimientos, y otras recomendaciones de interés.

d. Accesos, aspectos socio-económicos y otros:

Se identifican y localizan los sitios y zonas que requieren intervención cuidadosa y específica (p. ej. humedales, reservas naturales, hábitat de grupos étnicos, etc.). Se especifican los puntos de acceso autorizados para paso de vehículos y camiones con maquinaria incluyendo rutas alternas en caso de bloqueos, cierres por inestabilidades, caminos inexistentes para llegar al punto u otra actividad que pueda obstruir el paso. Se hace una planeación del cargue y descargue de equipos. Se especifican las áreas que requieren previo aviso a autoridades de la fuerza pública antes de pasar por ahí. Se especifica el punto o método de captación de agua. Se localizan las zonas que requieren permisos de trabajo, así como condiciones de trabajo específicas (p. ej. trajes ignífugos, el no uso de aparatos electrónicos o que generen chispa, entre otros.) para gestionar con el área encargada y evitar contratiempos cuando las comisiones estén en el lugar de trabajo.

17.2.4.1.1. Objetivo de la exploración

Complementar y detallar la información del modelo geológico-geotécnico que se ha venido construyendo desde la etapa de estudio de información secundaria y reconocimiento de campo.

En la Ilustración 44 (pág. 160) se presenta un resumen de las características de la exploración geotécnica por fase de diseño.

17.2.4.1.2. Cantidad, localización y separación de los puntos de exploración con perforaciones

La cantidad de puntos de exploración depende del área de influencia del o los alineamientos del túnel, de la dificultad del terreno y de la fase de diseño en la que se encuentre el proyecto (Ilustración 44, pág. 160). En la medida en la que la fase de diseño pasa de la I a la III, la exploración cubrirá más detalladamente el o los alineamientos del túnel.

La localización de perforaciones va a depender de las condiciones especiales que se identifiquen en campo, pero se pueden programar preliminarmente de acuerdo a recomendaciones técnicas encontradas en la literatura.

La AASHTO (1988), citada por la Indian Railways Institute of Civil Engineering (2018) y la Federal Highway Administration (2015) sugieren espaciamiento de perforaciones que se resume aquí en la Tabla 42 (pág. 165).

Cada punto de exploración será identificado con abscisa y punto de referencia.

- ✓ Recomendación de localización y cantidades de exploración en manuales

La FDHWA (2009) menciona que, para perforaciones verticales e inclinadas:

En general, las perforaciones deben ser extendidas a mínimo 1.5 veces el diámetro del túnel por debajo del túnel invertido propuesto. Si hay incertidumbre del perfil final del túnel, se debe extender a 2 o 3 veces el diámetro del túnel por debajo del nivel preliminar del túnel invertido.

Tabla 42. Guía para el espaciamiento de perforaciones verticales e inclinadas.

Condiciones de terreno	Espaciamiento típico de perforaciones (m)
Túneles cut and cover	30 a 90
Tuneleo en roca	
Condiciones adversas	15 a 60
Condiciones favorables	152 a 305
Tuneleo en terrenos blandos	
Condiciones adversas	15 a 30
Condiciones favorables	90 a 152
Tuneleo frentes de terrenos mixtos*	
Condiciones adversas	7 a 15
Condiciones favorables	15 a 23
* Hace referencia a cambios de rigidez en el frente de la excavación. Por ejemplo, cuando la parte baja del frente de la excavación es en roca mientras que la parte superior es suelo.	

Fuente: AASHTO (1988) citado por (Indian Railways Institute of Civil Engineering, 2018) y por FDHWA _ Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels_ Civil elements. Pág. 83.

Las perforaciones horizontales pueden llegar a ser más económicas en túneles de gran cobertura porque evita perforaciones innecesarias.

Por su parte el Indian Railways Institute of Civil Engineering, (2018) menciona que:

Para túneles con longitud de 1 km o más, las perforaciones pueden ser inicialmente espaciadas cada 100 m a 300 m (dependiendo de las condiciones geológicas anticipadas) a lo largo del alineamiento del túnel.

Si las perforaciones o características de superficie indican diferencias en el material, entonces se deben hacer perforaciones adicionales entre perforaciones.

Para túneles de gran cobertura es mejor combinar las perforaciones con túneles piloto, por economía y tiempo.

- ✓ Recomendaciones de localización y cantidades de exploración en el manual INVIAS

Algunos de los comentarios que proporciona el manual de la referencia con relación a la perforación con recobro son:

- La cantidad, localización y profundidad dependerá del modelo geológico, geotécnico e hidrogeológico preliminar.
- En las zonas de los portales, considerar que la profundidad deberá superar cualquier superficie de falla potencial y en todo caso no ser inferior a tres (3) diámetros del túnel por debajo de la solera.
- En las zonas del cuerpo del túnel, las perforaciones deben encaminarse a obtener muestras estadísticamente representativas de todos y cada uno de los tipos de roca que se planean excavar durante la construcción del túnel, de acuerdo al modelo geológico.
- Cada portal debe contar al menos con una perforación que permita determinar el perfil de meteorización; el espesor de los depósitos; la localización de la roca in situ, determinar el nivel freático; la clasificación de los suelos y rocas y obtener muestras para los ensayos in situ. Estas perforaciones pueden ser verticales, horizontales o inclinadas dependiendo de las condiciones de las capas del perfil estratigráfico.
- Las perforaciones deberán ser ejecutadas por personal experimentado. El equipo empleado tendrá que adaptarse a las condiciones del terreno y necesidades del grupo diseñador.

- En la fase II y fase III se ejecutarán perforaciones con recuperación de muestras en sitios definidos de acuerdo con las condiciones geológicas, con el fin de elaborar el modelo geomecánico del terreno. El número y longitud de las perforaciones estarán enfocados a disminuir las incertidumbres remanentes de las fases anteriores y dependerán de la extensión de los túneles.
- Se realizará por lo menos una (1) perforación por cada 500 m de longitud de túnel, o por cada unidad geológica, o cada vez que se identifiquen estructuras geológicas relevantes que influyen el comportamiento de la excavación. Si el macizo que se estudia contiene múltiples fallas y fracturas subverticales, se recomienda realizar múltiples perforaciones, verticales, inclinadas o subhorizontales, especialmente en el área de los portales.

17.2.4.1.3. Detalles por punto de exploración

Para definir este componente del programa, se puede hacer uso de la siguiente información:

a. Métodos de exploración

Típicamente, se emplean los siguientes métodos directos (D) e indirectos (I) para explorar el subsuelo:

- Perforación mecánica (D).
- Barrenos helicoidales (D).
- Apiques (D).
- Trincheras (D).

- Pozos (D).
- Galerías de exploración (D).
- Geofísica (I): Sondeos eléctricos verticales, sísmica de reflexión y sísmica de refracción, prospección electromagnética, métodos gravimétricos y magnéticos, cross-hole, down-hole, up-hole, tomografía sísmica.

Para el caso de perforación, la Tabla 43 (pág. 167) presenta una relación del tipo y forma de perforar que se puede emplear para varios tipos de material.

b. Ensayos de campo

Dentro de la programación, se debe incluir la ejecución de alguno de los siguientes ensayos de forma independiente o combinando métodos en un mismo punto de exploración de acuerdo a los requerimientos del proyecto y del terreno:

- Martillo de Schmidt.
- Ensayo de penetración estándar.
- Ensayos de penetración estática (CPT por sus siglas en inglés).
- Veleta de campo.
- Ensayos de penetración dinámica.
- Ensayo de veleta de campo.
- Presurómetro.
- Dilatómetro.
- Fractura hidráulica.
- Lugeon.
- Lefranc.

Otros ensayos son:

- Placa de carga.
- Gilg-Gavard.
- Haefeli.
- Matsuo.

Tabla 43. Método de perforación por tipo de material en zona de portales

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blandos fisurados	Posteadora-rimadora	Rotación con lodo; percusión o lavado.
Blandos no fisurados	Posteadora-rimadora o rotación con lodo	Percusión o lavado.
Duros bajo el nivel freático	Rotación en seco	Rotación con agua o lodo.
Tobas duras	Rotación con aire o percusión-neumática	Rotación con agua.

Fuente: *Manual de diseño geotécnico de México.*

c. Método de exploración versus parámetros de diseño requeridos

Los métodos de exploración se pueden seleccionar para cada caso dependiendo de las propiedades que se requieren conocer de los materiales.

De esta forma la Tabla 44 (pág. 168) proporciona recomendaciones de métodos de exploración en función de los parámetros del terreno que se quieren evaluar.

d. Accesos, aspectos socio-económicos y otros

Para este componente, se debe especificar por punto de exploración la siguiente información:

- Localización por coordenadas de las zonas que requieren permisos para ingreso, y estado de la gestión de los mismos. Se incluye la localización de las áreas cuyo ingreso debe ser previamente comunicado a entidades públicas, privadas y autoridades como la fuerza pública.
- Detalle de alternativas de acceso con máquinas de perforación y equipos a los puntos de exploración por medio de guías en kmz, planos, GPS, puntos de referencia, fotografías, etc.

- Estado general de las vías de acceso incluyendo pendientes, vegetación, problemas localizados que puedan afectar al personal o equipos al pasar, anchos mínimos de camino, puentes en mal estado o con restricciones de carga, zonas inestables con riesgo alto de desplome, y en general lo que aporte en la planificación de las actividades de ejecución, movilización y traslado de equipos de un punto a otro.
- Punto de captación o método de adquisición del agua para perforación de acuerdo a las condiciones del lugar (p. ej., diferencias de cotas y distancias entre la fuente y el sitio de disposición del recurso).
- Información de permisos de ingreso y socializaciones realizadas en la zona (si se cuenta con las actas de reunión y acuerdos, es mejor).
- El componente social es muchas veces la causa de retraso de los trabajos por encima de los problemas técnicos o mecánicos.

17.2.4.2. Exploración por métodos indirectos: Geofísica

El método de exploración indirecta es una técnica no destructiva que permite medir velocidades de onda y pulsos electromagnéticos que atraviesan un material. Las medidas son correlacionables con las

Tabla 44. Relación de parámetros versus ensayos de campo.

Parámetros	Identificación del suelo	Establecer perfil vertical	Densidad relativa	Ángulo de fricción	Resistencia al corte no drenada	Presión de poros	Historia de esfuerzos OCR y K_0	Módulos E_s , G'	Compresibilidad m_v y C_c	Consolidación C_h y C_v	Permeabilidad, k	Curva esfuerzo - deformación	Resistencia a licuefacción
Ensayos de campo													
Sonda acústica	C	B	B	C	C	-	C	C	-	-	-	-	C
Permeabilidad del sondeo	C	-	-	-	-	A	-	-	-	B	A	-	-
Cono													
Dinámico	C	A	B	C	C	-	C	-	-	-	-	-	C
Fricción eléctrica	B	A	B	C	B	-	C	B	C	-	-	-	B
Piezoeléctrico	A	A	B	B	B	A	A	B	B	A	B	B	A
Piezoeléctrico/fricción	A	A	A	B	B	A	A	B	B	A	B	B	A
Impacto	C	B	C	C	C	-	C	C	C	-	-	-	C
Mecánico	B	A	B	C	B	-	C	B	C	-	-	-	B
CPT sísmico por down hole	C	C	C	-	-	-	-	A	-	-	-	B	B
Dilatómetro	B	A	B	C	B	-	B	B	C	-	-	C	B
Fractura hidráulica	-	-	-	-	-	B	B	-	-	C	C	-	-
Cuchilla escalonada K_0	-	-	-	-	-	-	B	-	-	-	-	-	-
Ensayos nucleares	-	-	A	B	-	-	-	C	-	-	-	-	C
Carga de placa	C	C	B	B	C	-	B	A	B	C	C	B	B
Presurómetro													
Menard	B	B	C	B	B	-	C	B	B	-	-	C	C
Auto-perforante	B	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	A	A
Placa roscada	C	C	B	C	B	-	B	A	B	C	C	B	B
Sísmica													
Cross-hole	C	C	B	-	-	-	-	A	-	-	-	B	B
Down-hole	C	C	C	-	-	-	-	A	-	-	-	B	B
Refracción superficial	C	C	-	-	-	-	-	B	-	-	-	-	C
Corte													
Sondeo	C	C	-	B	B	-	C	C	-	-	-	C	-
Veleta	B	C	-	-	A	-	B	-	-	-	-	-	-
Penetración estándar	B	B	B	C	C	-	-	-	C	-	-	-	A

Nota: A: Más aplicable. B: Puede ser usado. C: Menos aplicable.

Fuente: *Foundation Analysis and Design* (Bowles J., 1997).

propiedades físicas, mecánicas y geológicas del material.

Hoek & Brown (1980) presentan un resumen de técnicas geofísicas aplicables a la ingeniería de obras subterráneas reseñada por

Mossman y Heim que se muestra en la Tabla 45 (pág. 170).

Los métodos de gravímetros, magnetómetros y resistividad eléctrica pueden usarse para obtener estimaciones de las propiedades de la roca tales como

porosidad y densidad. Sin embargo, estos métodos proporcionan pocas indicaciones de la estructura del macizo ya veces los resultados son difíciles de interpretar.

Al respecto, los autores mencionan que:

Cuando las condiciones geológicas se prestan para realizar ensayos de geofísica, los resultados pueden ser muy útiles y puede proporcionar datos sobre la estructura y configuración de los estratos, y sobre la localización de las discontinuidades más importantes, como son las fallas.

Se pueden usar técnicas sísmicas para identificar rocas explosivas.

17.2.4.3. Exploración por métodos directos

El método de exploración directa es una técnica destructiva que permite que los materiales puedan ser identificados visualmente, clasificados, caracterizados y ensayados.

Algunos de los métodos directos incluyen:

- Sondeos: Manuales y mecánicos.
- Apiques.
- Trincheras.
- Pozos exploratorios.
- Galerías exploratorias.
- Túneles piloto.

En la sección que sigue, se desarrollan aspectos prácticos para la ejecución de estas técnicas de exploración.

17.2.4.4. Aspectos prácticos para la ejecución de la exploración geotécnica

La Tabla 46 (pág. 171) muestra una guía para seleccionar el método más adecuado de exploración en función del tipo de material. Estas recomendaciones pueden variar de acuerdo a la disponibilidad de equipos, condiciones de acceso, entre otros.

17.2.4.4.1. Geofísica

Los equipos que se emplean para realizar ensayos de toma de lecturas de velocidades usualmente son sensibles a las vibraciones y pueden distorsionar la lectura cuando en el área hay tráfico frecuente de personas, vehículos, máquinas, ríos, etc. Es por esto que una buena práctica es hacer pruebas de ruido antes de iniciar el ensayo para determinar si es posible hacer el ensayo con errores tolerables o si hay que programar el ensayo para horas de tráfico mínimo o definitivamente cambiar su ubicación.

En zonas de difícil acceso es posible usar geófonos inalámbricos que evita enredos con los cables y facilita su disposición en el terreno. Un Estos geófonos se muestran en la Imagen 43 (pág. 169).

En la Tabla 45 (pág. 170) se presentan algunos métodos geofísicos aplicables a proyectos subterráneos.



Imagen 43. Geófonos inalámbricos. Nariño, Colombia.

Tabla 45. Métodos geofísicos aplicables a proyectos subterráneos

Método	Principio	Ambiente geológico	Aplicaciones	Limitaciones	Costo
Gravímetro	Mide la densidad total de la roca. Medidas en 10-8 gal. Precisión de $\pm 1 \times 10^{-7}$ gal. Abarca una esfera alrededor de un punto.	Cualquiera. Profundidad efectiva mayor de 1000 m. La intensidad de la señal disminuye al cuadrado de la profundidad.	Medición de los cambios laterales del tipo de roca. Localización de cavernas.	No proporciona medidas directas de la geometría de la roca.	Mediano
Magnetómetro	Mide la intensidad magnética total en gamas hasta ± 1 gama para el campo total, 2,5-10 gama para el campo vertical, ± 10 gama para el campo horizontal. Abarca un punto, entre la intensidad del campo.	Cualquiera, pero de preferencia ígnea. La profundidad efectiva no es selectiva, pero la fuerza del campo disminuye al cuadrado de la distancia del observador.	Señala la existencia de cuerpos metálicos locales. Útil para el levantamiento de oleoductos enterrados, también puede indicar fallas e intrusiones ígneas menores.	No proporciona medidas directas de la geometría de la roca.	Bajo a mediano
Resistividad eléctrica	Mide la conductividad eléctrica relativa de la roca en ohms, de 3×10^{-3} hasta 10^4 ohms, sensibilidad generalmente de $\pm 2 \times 10^{-1}$. Abarca una línea de corta distancia.	Cualquiera, pero sirve sobre todo para evaluar la cobertura del terreno y el agua freática. Profundidad efectiva hasta 1000 m dependiendo del tipo de sedimentos y del instrumento.	Exploración de cuerpos de minerales, localización de acuíferos, depósitos de grava y perfiles del sustrato rocoso.	A veces confuso.	Mediano
Electromagnético	Mide la amplitud y el ángulo de la fase del campo electromagnético. Medidas en escala de lecturas. Cobertura puntual.	Cualquiera. Profundidad superficial efectiva.	Localización de acuíferos.	Aplicación limitada, resultados confusos.	Bajo a mediano
Radiométrico (Cintilómetro)	Mide la radiación de los rayos gama $2,5 \times 10^{-2}$ hasta 5 miliroentgen/hora, hasta 4000 cuentas/sec. Cobertura puntual.	Cualquiera. Profundidad superficial efectiva.	Prospección de minerales radioactivos. Puede proporcionar información sobre grupos de lutitas.	Mide las manifestaciones de superficie únicamente. Se usa mucho en barrenos.	Bajo, aumentando con el área.
Refracción sísmica	Mide el tiempo de recorrido de la energía inducida con explosivos, vibrador en 10^{-3} segundos. Precisión $\pm 2 \times 10^{-3}$ seg. = ± 10 a 30 pies. Abarca espacios lineales con espaciamiento horizontal libre.	Rocas sedimentarias ígneas y metamórficas. Profundidad efectiva 0-500 pies. Profundidades mayores necesitan una extensión horizontal de mayor operación.	Medición de la profundidad del estrato de roca siguiendo líneas. Determinación de la velocidad de ondas S y P en la zona de refracción para inferir las propiedades de la roca. Configuración y continuidad de superficies de roca.	Se necesita calibrar la velocidad para determinar profundidades. No sirve para echados muy inclinados. No es económico para proyectos pequeños.	Alto, pero cubre un área grande.
Reflexión sísmica	Mide el tiempo de recorrido de la energía inducida de varias fuentes en 10^{-3} segundos. Precisión $\pm 2 \times 10^{-3}$ segundos = 5 a 25 pies, disminuyendo con la profundidad. Abarca espacios lineales con espaciamiento horizontal libre.	De preferencia para rocas sedimentarias. Profundidad efectiva ± 500 pies hasta profundidad ilimitada.	Mide la profundidad y la continuidad de los estratos. Localiza discontinuidades como las fallas. Proporciona información sobre condiciones estratificadas.	Se necesita calibrar la velocidad para determinar profundidades.	Alto.

Fuente: Hoek & Brown (1980).

Tabla 46. Controles y recomendaciones para la ejecución de métodos de exploración geotécnica

Tipo de material a explorar	Técnica más adecuada	Controles para la correcta ejecución y recomendaciones
Suelos y rocas en general.	Perforación mecánica: Rotación y percusión.	<ul style="list-style-type: none"> - Presión. - Caudal: Puede ser nulo si se ejecuta con cuidado para no quemar la broca y destruir la muestra. - Velocidad de rotación. - Retorno. - Tipo de broca versus tipo de roca o suelo. - Verticalidad (aplome) de la tubería y del sistema. Esto depende en gran parte de la nivelación de la máquina. - Verificación del ángulo de inclinación de la perforación con respecto al diseñado. - Estado de la máquina y elementos complementarios: Bomba hidráulica, tuberías, llaves, herramientas menores.
Suelos blandos, libres de obstrucciones (gravas, fragmentos de material duro, etc.)	Perforación mecánica: Presión.	<ul style="list-style-type: none"> - Potencia del motor versus profundidad a perforar y diámetro de perforación. Este parámetro hace referencia al peso de la tubería, barrena, zapatas, etc., versus la capacidad de la máquina de operar con ese peso. - Experiencia del operador. - Verificar que el terreno de apoyo sea estable, de lo contrario seguramente la máquina perderá su nivelación y el sondeo puede desviarse, trabarse la tubería, dificultar su salida, etc. - Tener precaución al usar revestimiento rotado porque la zapata puede soltarse. - Algunas técnicas para revestir son: Polímeros, yeso, lechada, tubería metálica.
Suelos sueltos a densos o de consistencia firme a dura.	Perforación manual.	<ul style="list-style-type: none"> - Verticalidad de la tubería. - Estado de las herramientas, tubería, martillo, etc. - Caída del martillo lo más libre posible. Evitar trabamientos de la manila con el molinete o la polea en caso de ejecución de ensayo de campo SPT. - En caso de ejecutar SPT: Verificar altura de caída del martillo, peso del martillo, etc.
Suelos blandos y duros, rocas blandas.	Apiques.	<ul style="list-style-type: none"> - Iniciar la excavación con paladraga para verificar la existencia de tuberías, cables u otros. - Estabilidad de la excavación.
Suelos blandos y duros, rocas blandas.	Trincheras.	<ul style="list-style-type: none"> - Estado de las herramientas (pala, pica, palín, barra, paladraga, etc.). - En locaciones con gases volátiles no usar barra metálica en materiales aluviales que generen chispa.
Rocas.	Galerías de exploración.	<ul style="list-style-type: none"> - Estabilidad de la perforación.
Rocas.	Pozos exploratorios.	<ul style="list-style-type: none"> - Estabilidad del pozo.
Rocas.	Túnel piloto.	<ul style="list-style-type: none"> - Estabilidad del túnel.

17.2.4.4.2. Sondeos en geotecnia

a. Tipos de sondeos

- ✓ **Manuales:** Perforaciones logradas por medio del golpeo o hincado manual de un muestreador, puntaza o barrena helicoidal que va acoplado a tubería de un diámetro específico según se requiera.

El propósito es recuperar muestras, abrir espacio para instalación de equipos, avanzar en un relleno antes de iniciar a rotar o ejecutar algún ensayo de campo.

- ✓ **Mecánicos:** Perforaciones asistidas por equipos mecánicos o hidráulicos que hacen rotar y percutir, o hincar una broca o muestreador para recuperación de muestras, instalación de equipos o ejecución de ensayos de campo.
- ✓ **Por inclinación:** Las perforaciones por sondeos se pueden hacer tanto inclinadas como verticales u horizontales. En el caso de macizos rocosos con discontinuidades inclinadas es preciso programar sondeos de tal forma que se logre obtener núcleos representativos que den la mayor precisión en cuanto a la geoestructura del macizo. Como ejemplo se presenta la Ilustración 45 (pág. 173).

b. Clasificación de los sondeos por longitud

La Tabla 47 (pág. 172) presenta una clasificación de sondeos por longitud.

Tabla 47. Clasificación de los sondeos por longitud

Longitud del sondeo, m	Clasificación
≤ 200	Superficiales
200 - 1200	Poco profundos
1200 - 2500	Medios
2500 - 4000	Profundos
> 4000	Muy profundos

Fuente: López Jimeno C., López Jimeno, Ramirez Ortega, & Toledo Santos (2000).

c. Equipos

- ✓ **Sondeos manuales:** Generalmente están constituidos por un trípode, diferencial, manila y martillo (Imagen 44, pág. 172). Sin embargo, también puede ejecutarse sondeos manuales ajustando correctamente la máquina que se usa para hacer sondeos a rotación y percusión (Imagen 46, pág. 174). En el primer caso es usual la asistencia de una motobomba que hace rotar un cilindro o tambor para ayudar al operador a subir la pesa. En el segundo caso, la asistencia la genera la misma máquina.



Imagen 44. Sondeo manual en el Meta.

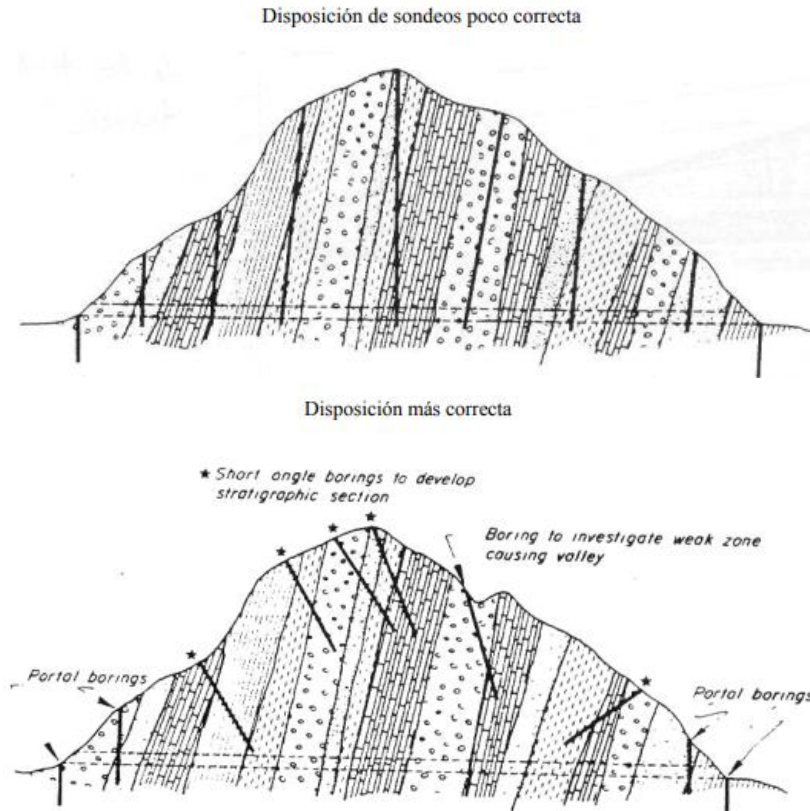


Ilustración 45. Disposición de sondeos por inclinación.

Fuente: Dodds (1982) citado por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona en su documento "Drenaje e Impermeabilización durante la construcción y explotación de túneles".

✓ **Sondeos mecánicos:** En el mercado existen diferentes tipos de máquina, entre ellas las siguientes son típicas:

- Petty (Imagen 45, pág. 173)
- LongYear (Imagen 46, pág. 174)
- Acker (Imagen 50, pág. 174)
- Fraste (Imagen 48, pág. 174)
- Rolatec (Imagen 47, pág. 174)
- Sprager (Imagen 49, pág. 174)
- Pagani (Imagen 52, pág. 175)

En algunos casos particulares, se ha generado la necesidad de hacer adaptación de máquinas de acuerdo a los requerimientos de proyecto. Es un caso poco común (Imagen 53, pág. 175).



Imagen 45. Petty. Nariño, Colombia.

De cada una hay variedad de tamaños y especificaciones por lo que es importante conocer el alcance que cada una ofrece para así seleccionar la más adecuada en función de los requerimientos que se tengan.



Imagen 46. Sondeo a rotación y percusión en el Cesar. Máquina: LongYear.



Imagen 49. Sprager. Cesar, Colombia.



Imagen 47. Rolatec. Bogotá, Colombia.



Imagen 50. Acker. Boyacá, Colombia.



Imagen 48. Fraste. Bogotá, Colombia.



Imagen 51. Tubería de perforación. Putumayo, Colombia.



Imagen 52. Pagani. Bogotá, Colombia.



Imagen 53. Adaptación de máquina de perforación sobre el cuerpo de un tractor. Bogotá, Colombia.

d. Elementos de perforación: Brocas o coronas

Las brocas son elementos de corte que permiten adaptar la muestra a su diámetro. Las siguientes imágenes muestran ejemplos de brocas.



Imagen 54. Broca de concreción, Nariño, Colombia.



Imagen 55. Brocas de concreción y de inserción.

Fuente: www.distribucionespako.com.



Imagen 56. Brocas de concreción y de inserción. Putumayo, Colombia.

Las brocas o coronas se emplean de acuerdo a los requerimientos de la perforación. Dependiendo si se va a rotar en seco o con fluido de perforación, que típicamente es agua.

Con base en el tipo de material que se espera perforar, se puede elegir si usar brocas de inserción o de concreción como se presenta a continuación en la Tabla 48 (pág. 176).

Estas coronas son constituidas por diamantes naturales. Existen coronas con diamantes

Tabla 48. Tipos de broca por tipo de material

Corona	Material a perforar	Características de las coronas o brocas
Inserción	Formaciones blandas a semiduras.	<ul style="list-style-type: none"> - Delicadas. - Más costosas. - Diamantes incrustados en la matriz. - Resistencia a la abrasión alta.
Concreción	Rocas de dureza media a muy dura, formaciones muy fracturadas.	<ul style="list-style-type: none"> - Menos delicadas. - Menos costosas. - Diamantes mezclados con la matriz. - “Dureza adecuada para que, a medida que avanza la perforación, queden al descubierto nuevos diamantes”.

Fuente: López Jimeno C. , López Jimeno, Ramirez Ortega, & Toledo Santos (2000).

policristalinos que tienen mayor vida útil en comparación, la velocidad de penetración es mayor, menor coste, en general mejor rendimiento.

Otro tipo de coronas que son usuales cuando se busca avanzar sin recuperar muestra son los triconos o brocas de alta presión de aire (Imagen 57, pág. 176).



Imagen 57. Broca de alta presión de aire o brocas botón. Los botones son inserciones de carburo de tungsteno. Bogotá, Colombia.

Si el proyecto amerita la fabricación de brocas específicas, la Tabla 49 (pág. 177) contiene recomendaciones sobre el contenido de diamantes dependiendo del tipo de roca a perforar.

e. Brocas versus fluido de perforación

Hay materiales en los que se puede rotar con el equipo en seco. Hay otros en los que, por su naturaleza, las paredes del sondeo se desmoronan y requieren ser estabilizadas. Para ello, se puede hacer uso de lodos, espumas, nieblas, aire, agua, yeso o lechada.

López Jimeno, López Jimeno, Ramirez Ortega, & Toledo Santos (2000), presentan la comparación de algunos de estos lodos en comparación con el uso del agua en parámetros como la facilidad de penetración, afectación de las muestras y estabilidad del taladro en la Tabla 50 (pág. 177).

f. Velocidades de rotación recomendadas para cada tipo de broca o corona

En la Gráfica 8 (pág. 178), se presenta una la relación de velocidades requeridas de rotación por tipo de broca según su diámetro.

“Si la velocidad de rotación recomendada en la figura no puede alcanzarse son la sonda:

Tabla 49. Tamaño de diamantes en brocas de perforación por tipo de material

Tipos de roca			Estado de la roca	Tamaño de los diamantes	
Ultra Dura Jaspirita Hierro Cuarzo Sílex			Topo tipo	No recomendado. Usar coronas de concreción.	
Muy Dura Cuarcita Gneis Granito Riolita Diorita Pórfido			Competente	70/90	45/70
			Fracturada	55/70	45/55
Dura Andesita Basalto Gabro Dolorita			Competente	55/70	45/55
			Fracturada	45/55	35/45
Medio Dura Dolomita Limonita Esquistos Arenisca Pegmatita			Competente	45/55	35/45
			Fracturada	35/45	25/35
Blanda Pizarra Caliza			Fractura	25/55	15/25
Muy Blanda Arcilla Yeso Talco Potasa			Todo tipo	10/15	6/10

Fuente: LongYear (1989), citado por López Jimeno C., López Jimeno, Ramírez Ortega, & Toledo Santos (2000).

Tabla 50. Efectos de la circulación de los fluidos en la perforación con coronas

Fluidos	Comparado con la circulación de agua			Comentarios
	Efecto sobre la penetración	Efecto sobre los testigos/Muestras	Efecto sobre la estabilidad del taladro	
Lodo	Disminuye	Protege	Mejora	Los lodos pueden formularse para alcanzar las propiedades deseadas, ej., retardar la hidratación de arcillas.
Lodo aireado	Mejora	Protege	Mejora	
Espuma	Mejora	Protege algo	Mejora	Una perforación rápida con una limpieza rápida permite finalizar los sondeos antes de que la formación tenga tiempo de fracturarse.
Niebla	Mejora mucho	No afecta	Casi no afecta	
Aire	Mejora mucho	Los detritus se elevan rápidamente	No estabilizan	
Aire alta presión	Mejora mucho			

Fuente: López Jimeno C., López Jimeno, Ramírez Ortega, & Toledo Santos (2000).

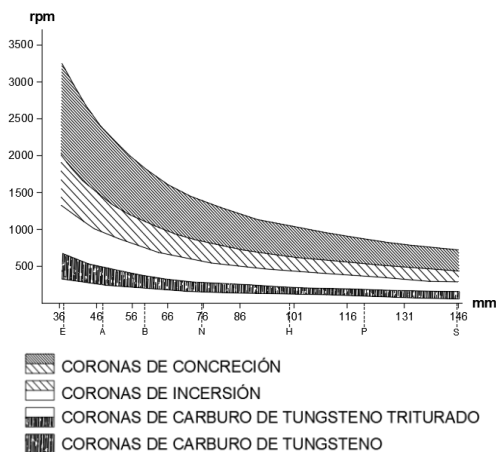
- La corona, si es de inserción, deberá tener diamantes grandes y de alta calidad.

- La corona, si es de concreción, deberá tener una matriz resistente al desgaste o cambiarse al tipo de inserción.

- Si la velocidad es demasiado alta, se deberán usar diamantes más pequeños

de los normales para coronas de inserción y una matriz más blanda en las coronas de impregnación”.

Las dimensiones y pesos de las tuberías frecuentemente usadas en la ejecución de perforaciones para estudios geotécnicos se resumen en la Tabla 51 (pág. 178).



Gráfica 8. Velocidades de rotación recomendadas para cada tipo de broca o corona.

Fuente: Adaptado de López Jimeno C., López Jimeno, Ramírez Ortega, & Toledo Santos (2000).

g. Errores frecuentes en la ejecución de sondeos, recuperación y descripción de muestras

Algunos de los errores más frecuentes en la ejecución de sondeos y recuperación de muestras son:

Se pierde la corona o zapata del revestimiento o barrena. Esto provoca pérdida de tiempo en su recuperación o destrucción, y en una forma más crítica, la pérdida del sondeo.

Tabla 51. Tamaños estándar de herramientas de perforación (tuberías, acoples).

Tubos de perforación-Acople a ras (enrasado)

Diámetro	Diámetro externo	Diámetro interno	Peso kg/m	Acople diámetro interno
E ^a	33,30	22,20	4,00	11,10
A ^a	41,30	28,60	5,70	14,30
B ^a	47,60	31,70	5,40	15,90
N ^a	60,30	50,80	7,40	25,40
EW ^b	34,90	23,80	4,20	11,10
AW ^b	44,50	31,80	6,40	15,80
BW ^b	53,90	44,40	6,40	19,00
NW ^b	66,60	57,10	8,20	34,90
HW ^b	88,90	77,80	13,10	60,30

^a Designaciones originales de las herramientas de perforación con corona de diamante.

^b Especificaciones de la Asociación de Fabricantes de Perforadoras con Corona de Diamante (DCDMA, por sus siglas en inglés), 1980

Tabla 51. (Continuación)

Revestimiento-Articulado a ras-Especificaciones DCDMA

Diámetro	Diámetro externo	Diámetro interno	Peso kg/m
EW	46,00	38,10	4,20
AW	57,10	48,40	5,80
BW	73,00	60,30	10,40
NW	88,90	76,20	12,50
HW	114,30	101,60	17,41

Tabla 51. (Continuación)
Revestimiento-Acople a ras-Especificaciones DCDMA

Diámetro	Diámetro externo	Diámetro interno	Peso kg/m	Acople diámetro interno
EX	46,00	41,30	2,68	38,10
AX	57,20	50,80	4,31	48,40
BX	73,00	65,10	8,78	60,30
NX	88,90	81,00	11,60	76,20

Tabla 51. (Continuación)
Revestimiento-Tubo de accionamiento extrapesado

Diámetro	Diámetro externo	Diámetro interno	Peso kg/m	Acople diámetro interno
50,8	60,30	49,20	7,44	56,40
63,5	73,00	59,10	11,46	66,70
76,2	88,90	73,80	15,18	82,50
88,9	101,60	85,30	18,60	95,30
101,6	114,30	97,20	22,32	107,90

Tabla 51. (Continuación)
Brocas de diamante

Especificaciones DCDMA			Wire Line		
Diámetro ^a	Diámetro muestra ^b	Diámetro sondeo ^c	Diámetro ^a	Diámetro muestra ^b	Diámetro sondeo ^c
EWG & EWM	21,50	37,70	AQ Wire Line	27,00	48,00
AWG & AWM	30,00	48,00	BQ Wire Line	36,50	60,00
BWG & BWM	42,00	59,90	NQ Wire Line	47,60	75,80
NWG & NWM	54,70	75,70	HQ Wire Line	63,50	96,00
2-3/4" x 3-7/8"	68,30	98,80	PQ Wire Line	85,00	122,60
4" x 5-1/2"	100,8	139,6			
6" x 7-3/4"	151,6	196,8			

^a Designación de tamaño: La primera letra indica tamaño aproximado de la herramienta; la segunda letra indica un número de grupo de herramienta asignado; la tercera letra designa un diseño de herramienta específico.

^b Diámetro interno del juego de brocas.

^c Diámetro externo del conjunto escariador.

- Se genera problemas en las máquinas o bombas hidráulicas o de lodos, y se tiene que reemplazar piezas en plena ejecución.
- Se pierde tubería por desviación de la perforación.
- Las muestras se sacan del tomamuestras golpeando el tubo con

un martillo o contra un objeto rígido. Esto rompe una muestra que costó trabajo, tiempo y dinero recuperarla y, finalmente, es un material en fragmentos sin sentido que se lleva al laboratorio. Adaptado de (Hoek & Brown, 1980).

- Se toma mucho tiempo entre la extracción de la muestra y su embalaje.
- Se tiene cierto cuidado (que también es muy deficiente la mayoría de las veces) en el embalaje de muestras y se almacenan, pero se descuida el transporte de la mismas. Se dejan en cajas rígidas, directamente sobre el planchón de camionetas o bodegas de buses o aviones que, con la vibración y golpes del viaje, hace que se destruyan.
- Describir como roca a un material de suelo duro. En ocasiones cuando el perforista o la persona encargada realiza la descripción de muestras de suelo toma todo lo que no puede disgregar con su mano o lo que le sugiere que es duro, como roca. Esto es relevante cuando a esa muestra no se le hizo ensayos de laboratorio y la zona explorada plantea un cambio de material.
- Fotografías con mucha sombra, borrosas, pobres.
- Dejar las perforaciones abiertas por cierto tiempo. Esto puede ser ocasión para que las personas que pasan por el lugar tiren objetos, piedras, basura, etc. De esta forma puede perderse el sondeo en caso de querer instalar piezómetros, inclinómetros, hacer ensayos de campo, geofísica, etc.
- En ocasiones suele ocurrir entramiento de fragmentos de roca dentro de la broca que, al avanzar, destruye el material y no es posible

recuperar núcleos de material intactos. (Imagen 58, pág. 180).



Imagen 58. Trabamiento de fragmento de roca en broca de concreción.

h. Aspectos para mitigar errores en la ejecución de sondeos

La habilidad y la experiencia práctica del perforista es una fuente esencial en el éxito de la barrenación con diamante y tener el equipo sin el personal es la receta segura para una serie de errores muy costosos (Hoek & Brown, 1980)

La condición de la máquina de perforación: Si se hace una buena práctica de revisión pre operacional, se actualiza su hoja de vida como medida de identificación de problemas y se realizan actividades correctivas, se pueden evitar retrasos en el plan de trabajo, recuperaciones no significativas, pérdidas económicas en general y de tiempo, etc.

Nivelación de la máquina: La preparación del terreno donde se va a apoyar la maquina debe ser adecuada para que la perforación no tenga desviaciones no deseadas. Si ocurren desviaciones no programadas es probable que la tubería se atasque y no pueda ser posible sacarla y, por lo tanto, se pierda.

Organización en la ejecución: La planeación en los detalles aumenta la eficiencia de los trabajos y mitiga la reducción de calidad de las muestras. La persona que va a registrar las muestras, hacer su embalaje y su descripción debe dedicarse exclusivamente a esto y tener la suficiente experiencia para hacerlo en el menor tiempo posible, pero sin descuidar la calidad de cada proceso.

Contar con equipos idóneos: Cámaras fotográficas adecuadas, elementos misceláneos, espacio de trabajo adecuado (importante en regiones complejas de climas difíciles adecuar un campamento más robusto), cavas. Estas últimas son elementos útiles para preservar las propiedades de las muestras en zonas donde no hay lugares frescos o con sombra cerca.

Contar con supervisión: El supervisor de campo es clave para que cada proceso de ejecución sea llevado a cabo con los estándares requeridos. En muchas ocasiones el perforista y sus auxiliares están tan enfocados en su labor y las maniobras implicadas que descuidan aspectos claves de la ejecución (lo cual es entendible) lo que puede mitigarse con una buena supervisión.



Imagen 59. Ejemplo de muestra extraída por rotación. Boyacá, Colombia.

i. Aspectos contractuales técnicos

El propósito de cobrar de una u otra forma la perforación debe hacerse con el fin de motivar al perforista para que la recuperación del mayor porcentaje de núcleos sea más importante que el total de metros perforados por turno (Hoek & Brown, 1980).

j. Controles

En la Tabla 46 (pág. 171), se presenta algunos controles y recomendaciones para la ejecución de perforaciones, apiques y otros métodos de exploración.

17.2.4.4.3. Apiques

Son para identificar directamente el terreno hasta una profundidad máxima de 1.50 m. Consiste en una cavidad de 1 m de largo y 1 m de ancho por 1.50 m de profundidad. Eventualmente las dimensiones en planta pueden ser un cuadrado de 0.7 m por lado.



Imagen 60. Apique.

En los apiques se pueden tomar dos tipos de muestra:

- ✓ **Bloque inalterado:** Son muestras inalteradas que permiten realizar ensayos de resistencia como compresión inconfiada, triaxiales, consolidación, etc. Requieren ser talladas en campo, uso de un proceso

cuidadoso para no alterar el núcleo del bloque y supervisión:



Imagen 61. Tallado de bloques.

- ✓ Bolsa o lona: Son muestras alteradas que pueden disponerse para realizar ensayos de caracterización, CBR inalterado o conformado en laboratorio, proctor modificado y cono de arena. (Ver Imagen 62, pág. 182).



Imagen 62. Muestras en bolsa. Departamento del Meta.

17.2.4.4.4. Trincheras

Puede hacerse manualmente o con maquinaria (excavadoras). Son para identificar directamente los estratos y tipos de materiales a una profundidad que generalmente es de 1.50 m cuando es manual (Imagen 63, pág. 182).

Puede extraerse muestras en bolsa, lona o bloque inalterado.



Imagen 63. Ejemplo de una trinchera en horizontal. Puerto Wilches, Santander.

17.2.4.4.5. Muestreo

a. Tomamuestras

Dependiendo de las condiciones del terreno, se dispone de una serie de tomamuestras que se diferencian entre sí por el nivel de protección y conservación que proporcionan a la muestra. Los tomamuestras son:

- a. Tubo saca testigos sencillos.
- b. Tubo saca testigos doble fijo.
- c. Tubo saca testigo doble giratorio.
- d. Tubo saca testigo triple.
- e. Tubo saca testigo con cable o wireline.

En la Tabla 52 (pág. 183) se presenta una recomendación del tipo de tomamuestras que se puede emplear por tipo de terreno.

- b. Embalaje, rotulación, registro, almacenamiento y transporte de muestras

Es parte del proceso de muestreo y es un paso que requiere ejecución minuciosa.

✓ Embalaje

Cuando la muestra se extrae de la cuchara partida, el embalaje se realiza envolviendo la

Tabla 52. Recomendación de tomamuestras por tipo de terreno en zona de portales

Tipo de terreno	Recomendable	No recomendable
Suelos blandos	Tubo de pared delgada	-
Suelos pre-consolidados y lentes duras	Tubo dentado	Tubo de pared delgada
Costra seca superficial	Tubo dentado*	Tubo de pared delgada
Capa dura y tobas blandas	Barril Denison* o Tubo dentado*	-
Tobas duras	Barril muestreador o Barril Denison*	-

* La calidad de las muestras puede ser mala.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2016).

muestra en papel aluminio y luego en vinipel cuidando que no queden vacíos al aire por donde pueda escapar humedad y material.

Cuando la muestra se extrae de tubo de pared delgada, si se saca la muestra con el aparato específico para ello, se almacena en un tubo de PVC y se envuelve con vinipel.

Es recomendable que el diámetro del tubo sea parecido al de la muestra para que no “baile” la muestra durante el transporte y evitar que se altere. Si no se saca la muestra del tubo de pared delgada, simplemente se envuelve en papel aluminio y vinipel cuidando de no dejar espacios en los que la muestra esté en contacto directo con el ambiente.

Cuando la muestra es un bloque, se recomienda, en la medida de lo posible, envolverlo en vinipel antes de cortar la base para extraer y colocarlo en una caja hecha a la medida, la cual también se envuelve en vinipel y papel aluminio.

Si la muestra es extraída por medio de un molde CBR o similares, se extrae el molde y se envuelve en papel aluminio y vinipel.

Si la muestra se extrae con pala u otra herramienta similar, es recomendable tomar pedazos de material en bloques y depositar en

una bolsa con sello a la que adicionalmente se puede envolver en vinipel si es necesario.

✓ Registro

Se describe la muestra en el formato predeterminado (ejemplo de formato en la Tabla 53, pág. 184) anotando litología, textura, humedad, color, plasticidad (si la muestra está seca se debe agregar un poco de agua), consistencia o densidad, tamaño máximo de grano encontrado y frecuencia, angulosidad, particularidades del sitio (hidrocarburo, aceites, escombros, raíces, plásticos, etc.), tuberías encontradas y en general toda la información que permita a la persona de oficina tener claridad total de los aspectos de campo encontrados.

Adicional, en el formato se anotan aspectos generales como la fecha de inicio y fin de ejecución, nivel freático, profundidades de las muestras, datos de los ensayos de campo ejecutados, números de muestras, operador, máquina usada, tipos de muestra, métodos de extracción, coordenadas, entre otras.

✓ Almacenamiento

Durante la fase de perforación y extracción de muestras, estas deben estar en un sitio con sombra, embaladas y rotuladas. Bajo ninguna

circunstancia se puede acumular muestras y dejar abiertas, apenas se extraen deben ser registradas en el formato, embaladas, rotuladas, y almacenadas en lo posible en una caja térmica o zona fresca.

En aquellas zonas en las que por la naturaleza del sitio no hay sombra o un lugar disponible para dejar las muestras, es recomendable usar una caja térmica (cava) o termo para conservar el frío.

✓ Transporte

Es, al igual que los anteriores, un paso crítico en la conservación de las muestras. Si no se toman los cuidados necesarios para el transporte de las muestras, estas pueden destaparse, salirse, perderse, alterarse y modificar sus propiedades conllevando errores en la interpretación lo cual es completamente delicado para el proyecto.

Algunos de los cuidados que pueden considerarse en el transporte por carretera son:

- Usar cavas.
- Apoyar el conjunto de muestras en una superficie blanda que absorba las ondas de choque que se generan en el camino.
- Usar elementos como conos plásticos que ayuden a amortiguar los golpes.
- Movilizarse a baja velocidad.
- Monitorear las muestras en el camino. Evitar enviar las muestras por empresas de envío a menos que garanticen tomar las medidas necesarias para conservarlas lo mejor posible.

✓ Supervisión

El supervisor debe estar al tanto del conocimiento de la ejecución de los

diferentes métodos de exploración según normas que apliquen, de la recuperación de muestras y de los equipos que se usan. Lo anterior, permitirá tomar decisiones acertadas en situaciones puntuales durante la ejecución sin inducir mayor error en los resultados. (Imagen 64, pág. 185).



Imagen 64. Supervisión de la extracción de un bloque de arcilla con fisuras. Meta, Colombia.

✓ Recuperación de muestras

El porcentaje de recobro de las muestras depende de dos factores principales: el tipo de suelo o roca y sus condiciones de sitio (humedad, densidad, adherencia, etc.), y la forma en la que se recupera.

Si se está perforando una arena suelta bajo el nivel freático no es posible obtener recuperación con cuchara partida o barrena a menos que cuente con un retenedor y, sin embargo, no se garantiza el cien por ciento de recuperación a menos que el retenedor sea diseñado específicamente para esas condiciones.

La recuperación de las muestras en roca induce fracturas en los núcleos que pueden confundirse con fracturas naturales e incurrir en estimaciones erradas de RQD por lo que es importante poder identificar si la discontinuidad es natural o inducida por el ejercicio de la perforación.

Otros factores como la velocidad de rotación, la frecuencia percusiva, el caudal de inyección y demás, también influyen en la recuperación de las muestras. Las maniobras en la máquina durante la extracción de la muestra pueden hacer que esta se caiga.

El sistema *wire line* es recomendado para perforaciones en túneles por rendimiento y conservación de las muestras ya que este sistema no requiere sacar tubería para extraer las muestras.

Un ejemplo de una muestra recuperada por medio de perforación mecánica por rotación se muestra a continuación (Imagen 65, pág. 186).



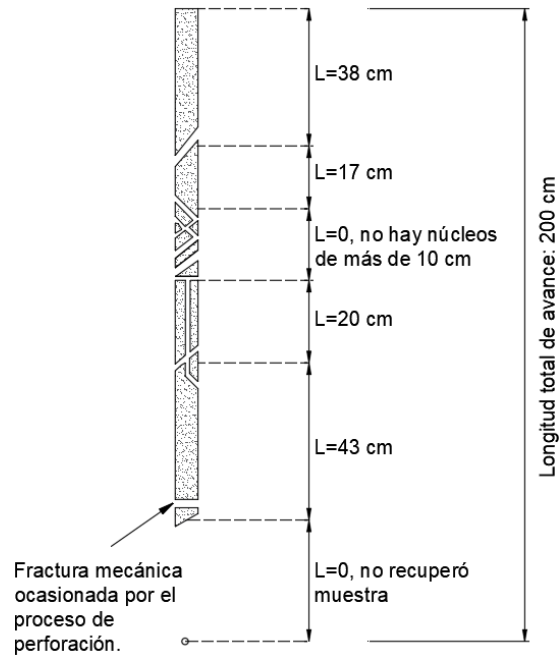
Imagen 65. Ejemplo de recuperación de muestra. Antioquia, Colombia.

17.2.5. Colección de información en campo

17.2.5.1. Toma de datos en núcleos de perforación

- a. Lectura de la Designación de la Calidad de la Roca

- ✓ **Siglas en inglés:** RQD-Rock Quality Designation o, Designación de Calidad de la Roca.
- ✓ **Modo de ejecución:** Se anota las longitudes de los fragmentos que miden 10 cm o más y luego se suman. Finalmente, el resultado se divide entre la longitud total del avance y se multiplica por cien (Ilustración 46, pág. 186). Cuando se cuente con núcleos de roca débil, incluso cuando estos midan más de 10 cm, no se deben considerar como núcleo válido en la sumatoria del numerador para el cálculo de RQD.



$$RQD = \frac{38+17+20+43}{200} \times 100$$

$$RQD = 59 \%$$

Ilustración 46. Esquema para el cálculo de RQD.

Fuente: Modificado de Zhang (2006).

Alternativamente, hay métodos indirectos para determinar el RQD por medio de correlaciones como la que existe entre el RQD y la frecuencia de discontinuidades, y entre el RQD y las velocidades de onda sísmica como se presenta a partir de la página 256.

- ✓ **Comentario de ejecución:** Solo se consideran los fragmentos frescos, se excluyen los que presentan alteración importante (a partir del IV grado inclusive) (Gonzales de Vallejo, 2002).
- ✓ **Equipo:** Flexómetro.
- ✓ **Caracterización de materiales:** De los núcleos extraídos de las perforaciones, es posible obtener el valor del grado de fracturación del material en la profundidad estudiada.
- ✓ **Precaución:** Se debe tener especial cuidado en contabilizar una fractura provocada por el ejercicio de la perforación como si fuera una discontinuidad natural. Esto puede subestimar la calidad del macizo. Otra precaución es que debe tenerse presente la orientación en la que se obtienen las muestras y debe estar registrado en el formato de campo.

Ensayos manuales en las muestras recuperadas o que afloran a la superficie se pueden ejecutar con el fin de realizar una descripción más acertada. Una guía para esto se muestra en la Tabla 54 (pág. 188).

b. Carga puntual



Imagen 66. Equipo de carga puntual.

Fuente: www.celestron.c

- ✓ **Siglas en inglés:** PLT-Point Load Test.
- ✓ **Ejecución:** Se toma un núcleo de roca, ya sea extraído de la perforación o tomado directamente del macizo rocoso en una estación geomecánica, se coloca en medio de las dos puntas cónicas del equipo y se aplica fuerzas compresivas hasta lograr la fractura del espécimen.
- ✓ **Norma:** ASTM D5731-08.
- ✓ **Equipo:** Está conformado por un marco, cilindro hidráulico, dos puntas cónicas y un manómetro.
- ✓ **Correcciones:** Se pueden aplicar expresiones para relacionar la resistencia de un espécimen de un diámetro a otro de dimensiones diferentes de características idénticas.
- ✓ **Precaución:** Tener cuidado con las velocidades de aplicación de la carga, una velocidad alta puede sobreestimar la resistencia del material ensayado.

Tabla 54. Guía para inspección manual de materiales térreos.

Clase	Descripción	Identificación de campo	Resistencia a la compresión, MPa
S1	Suelo muy blando	El puño penetra fácilmente varios centímetros.	< 0,0025
S2	Suelo blando	El dedo penetra fácilmente varios centímetros.	0,0025-0,05
S3	Suelo firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0,05-0,10
S4	Suelo rígido	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,10-0,25
S5	Suelo muy rígido	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25-0,50
S6	Suelo duro	Se marca con dificultad al presionar la uña.	>0,50
R0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25-1
R1	Roca muy blanda	Al golpear con la punta del martillo la roca se desmenuza. Con navaja se talla fácilmente.	1-5
R2	Roca blanda	Al golpear con la punta del martillo se producen ligeras marcas. Con navaja se talla con dificultad.	5-25
R3	Roca moderadamente dura	Con un golpe fuerte del martillo puede fracturarse. Con la navaja no puede tallarse.	25-50
R4	Roca dura	Se requiere más de un golpe del martillo para fracturarla.	50-100
R5	Roca muy dura	Se requiere muchos golpes del martillo para fracturarla.	100-250
R6	Roca extremadamente dura	Al golpear con el martillo sólo saltan esquirlas.	>250

Nota: Los grados S1 al S6 aplican para suelos cohesivos, por ejemplo, arcillas, limos arcillosos, y combinaciones de limos y arcillas con arena, generalmente de bajo drenaje. La resistencia de las paredes de la discontinuidad generalmente es caracterizada por grados R0-R6 (roca) mientras S1-S6 (arcilla) generalmente aplica a discontinuidades con relleno.

Se han hecho ciertos redondeos a los valores cuando se convirtieron a unidades del Sistema Internacional.

Fuente: International Society for Rock Mechanics (1978).

17.2.5.2. Toma de datos en superficie:

Granulometría

- ✓ **Método:** Granulometría fotografía vertical en superficie y retícula.
- ✓ **Modo de ejecución:** Se localiza un área representativa de tamaños de la zona y se coloca encima una malla previamente dimensionada como se muestra en la Imagen 67 (pág. 189). Se instala el equipo de fotografía y se toma una foto de tal forma que quede a 90° del plano superior del área estudiada.

- ✓ **Equipo:** Malla, cámara fotográfica, estructura para fijar la cámara, nivel, flexómetro, regla.

- ✓ **Especificaciones:** Las especificaciones de la fabricación de la retícula o malla y de la fotografía (incluye luminosidad, calidad de imagen, tamaño de pixel, etc.) puede ser consultada en la literatura en conjunto con las particularidades de ejecución de los métodos.

Toma de datos: Se miden y anotan los lados de los cantos dentro de la retícula (a: largo, b: máxima longitud perpendicular al lado *a*, c: lado perpendicular a la intersección entre *a* y *b*). Esta actividad se puede hacer

en oficina con ayuda de programas de medición (Imagen 67) pero es recomendable tomar medidas en campo para calibrar.

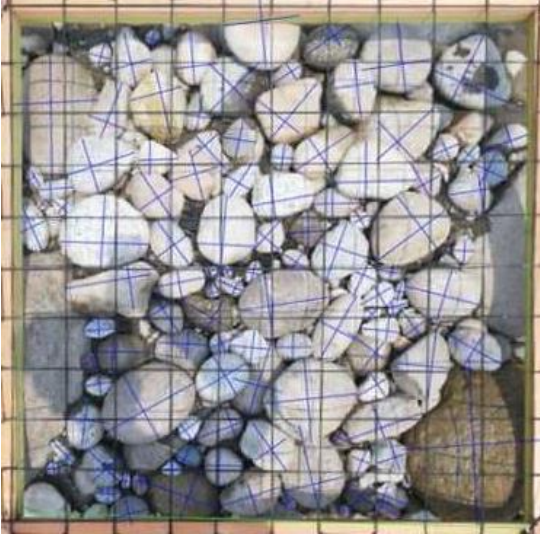


Imagen 67. Medición de cantos por programas de medición. El lado c de los cantos se puede determinar aproximadamente como $(2/3)b$ dependiendo de la forma promedio de los cantos.

- ✓ **Cálculos:** Se determina el volumen y peso de cada partícula y se construye la gráfica de granulometría.
- ✓ **Precaución:** La pérdida de verticalidad de la fotografía o nivelación del marco cuando es por retícula, puede generar mediciones erróneas con respecto a la realidad. El método de fotografía puede ser sesgado a la realidad ya que muchas veces los cantos se encuentran solapados o semienterrados.

Existen más métodos para determinar la granulometría de materiales en superficie que aquí no se mencionaron.

17.2.5.3. Toma de datos de ensayos de campo

Se ejecutan durante o después de la realización de una perforación. Los ensayos de campo más comúnmente usados, sin decir que no existan más, son:

- a. Martillo de Schmidt.
- b. Placa de carga.
- c. Corte directo *in situ*.
- d. Triaxial *in situ*.
- e. TV geo-estructural de alta definición en barreno.
- f. Ensayo de penetración estándar.
- g. Ensayo de penetración de cono.
- h. Veleta de campo.
- i. Ensayo de penetración dinámica con puntaza.
- j. Presurómetro.
- k. Dilatómetro.
- l. Lugeon.
- m. Lefranc.

Parte de esta sección se basa en el trabajo de Robertson & Cabal (2014).

17.2.5.3.1. Martillo de Schmidt



Imagen 68. Martillo de Schmidt.
Fuente: spanish.alibaba.com

- ✓ **Siglas en inglés:** SHT.
- ✓ **Aplicación:** Rocas y concreto.
- ✓ **Ejecución:** Se posiciona el martillo con orientación perpendicular a la superficie a ensayar, se empuja el

martillo hasta que el vástago se retraiga y el botón lateral salga. Se pulsa el botón que acabó de salir para bloquear el martillo y poder tomar la lectura. La superficie debe estar fresca, libre de irregularidades. Se toman mínimo 10 lecturas por cada ensayo.

- ✓ **Equipo:** Martillo de Schmidt tipo L o tipo N. El tipo L tiene una energía de impacto de 0.735 N.m mientras que el tipo N de 2.207 N.m. Las lecturas del tipo L se denotan como R_L y las del tipo N como R_N .
- ✓ **Correlaciones:** Poole y Farmer (1980) proporcionan dos expresiones que relacionan los valores de los dos martillos (Tipo L y N) obtenidos en función de su orientación:

Horizontal

$$R_N = 1.180 + 0.717R_L \quad [35]$$

Vertical abajo

$$R_N = 1.180 + 0.717R_L \quad [36]$$

La desviación estándar cuando se estima cualquier valor es de 3.3 y 2.9 respectivamente.

Por otro lado, Ayday y Göktan (1992) obtuvieron la siguiente relación con un valor de r^2 de 0.882

$$R_N = 7.124 + 1.249R_L \quad [37]$$

- ✓ **Caracterización de materiales:** Por medio de este ensayo es posible obtener la resistencia a la compresión uniaxial de la roca. Para ello, se hace

uso de la Gráfica 9 (pág. 191) entrando con el valor de rebote del martillo tipo L denotado como R_L , el peso unitario de la roca y la orientación del martillo. En la Tabla 68 (pág. 211) se presenta los valores típicos de número de rebotes medidos con martillo tipo L para diferentes rocas.

- ✓ **Correcciones:** La medida del rebote del martillo requiere correcciones cuando no se usa de forma vertical hacia abajo. Los factores de corrección se presentan en la Tabla 55 (pág. 191).
- ✓ **Precaución:** Es necesario calibrar el martillo antes de iniciar los ensayos y corregir los valores medidos por orientación.

17.2.5.3.2. Placa de carga

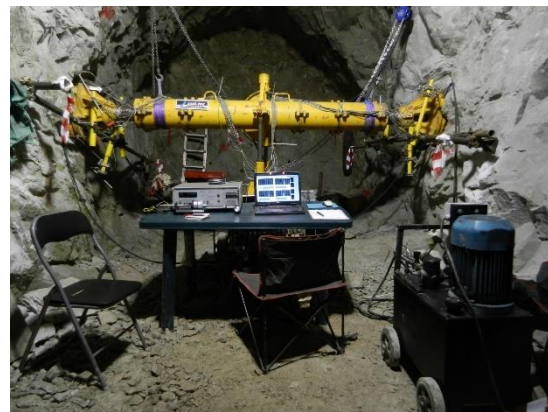
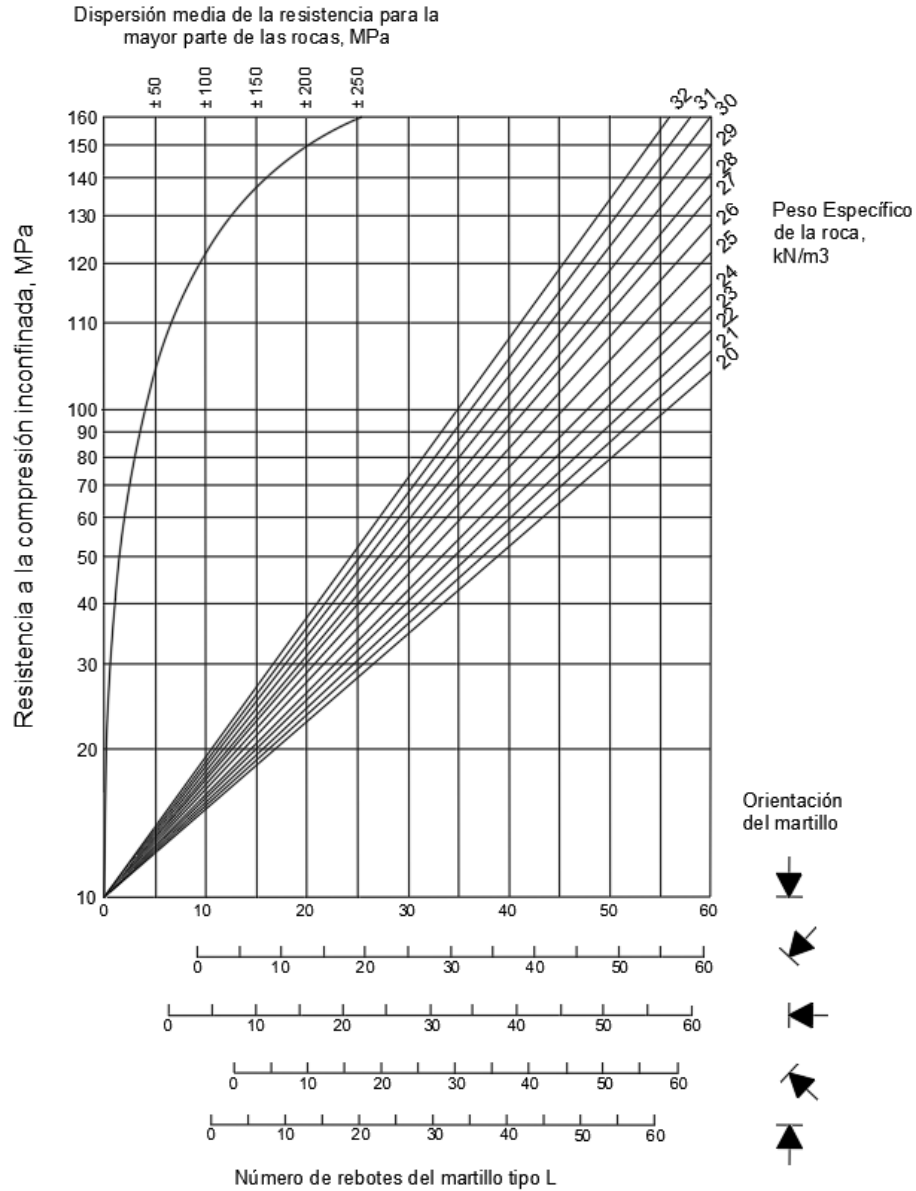


Imagen 69. Equipo de placa de carga en un túnel.

Fuente: <https://sialtec.it/>

- ✓ **Objetivo:** Determinar módulo de deformación.
- ✓ **Ejecución:** Se realizan ciclos de carga y descarga incrementando cada vez más la carga hasta que se alcanza



Gráfica 9. Carta para la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca a partir del número de rebote del martillo tipo L.

Tabla 55. Factores de corrección para reducir las lecturas medidas del rebote del martillo de Schmidt cuando no se usa de forma vertical hacia abajo.

Rebote r	Hacia abajo		Hacia arriba		Horizontal $\alpha=0^\circ$
	$\alpha=-90^\circ$	$\alpha=-45^\circ$	$\alpha=+90^\circ$	$\alpha=+45^\circ$	
10	0	-0,8	--	--	-3,2
20	0	-0,9	-8,8	-6,9	-3,4
30	0	-0,8	-7,8	-6,2	-3,1
40	0	-0,7	-6,6	-5,3	-2,7
50	0	-0,6	-5,3	-4,3	-2,2
60	0	-0,4	-4,0	-3,3	-1,7

su valor máximo. Este ensayo se lleva a cabo generalmente dentro de galerías o pozos.

- ✓ **Especificaciones:** ASTM D4394.
- ✓ **Equipo:** Placa de carga, comparadores o medidores de lectura de deformación, manómetro, bomba hidráulica, columna de carga, reacción y batidos de referencia.

17.2.5.3.3. Corte directo in situ

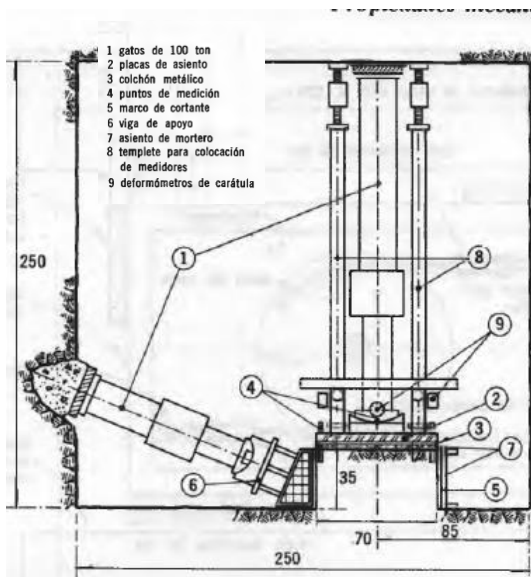


Ilustración 47. Corte directo in situ.

Fuente: Marsal R., 197- Presas de tierra y enrocamiento.



Imagen 70. Equipo de corte directo in situ.

Fuente: sialtec.it

- ✓ **Objetivo:** Medir la resistencia al corte de las discontinuidades a ensayar directamente en el macizo rocoso en su lugar natural de localización dentro de una galería, pozo o túnel exploratorio.

- ✓ **Ejecución:** De manera general y resumida, se localiza la discontinuidad de interés, se instala un marco metálico con anclajes que contenga la discontinuidad objeto de ensayo para reducir al máximo la posibilidad de relajación del material y, por lo tanto, modificación de las condiciones naturales de esa discontinuidad, se alista la muestra que queda dentro del marco, se instalan equipos de carga, medidores y celdas, se ejecuta el ensayo.

- ✓ **Precaución:** Orientar correctamente el ensayo con relación a la orientación de las discontinuidades. Los resultados varían para una misma discontinuidad dependiendo del método de excavación con el cual se hizo el pozo o galería de exploración donde se realizará el ensayo. No es lo mismo la reacción del material ensayado en una excavación realizada con voladura que el mismo material en un pozo excavado mecánicamente.

17.2.5.3.4. Triaxial in situ

- ✓ **Equipo:** Triaxial armado en campo.
- ✓ **Precaución:** Son ensayos complejos para hacer por el armado de equipos en campo.

- ✓ **Ejecución:** Tallado en bloque del volumen a ensayar, armado de equipo triaxial, instrumentación del equipo, calibración, ejecución de ensayo.

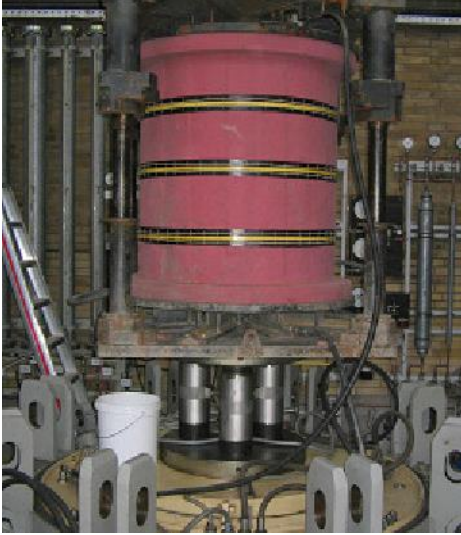


Imagen 71. Equipo de triaxial in situ.

Fuente: *Investigations of the Material of a 50 Years old Dam in the Course of the Deepened Examination.*

- ✓ **Objetivo:** Tomar la imagen de las paredes del sondeo con capacidad de visión de 360° y realizar una caracterización geométrica geoestructural detallada.

- ✓ **Ejecución:** Sialtec menciona que:

“El equipo permite medir y describir las características de las discontinuidades que intersecan el sondeo con exactitud y precisión particularmente altas que no es posible con otros sistemas de televisión o fotográficos utilizados”.

- ✓ **Equipo:** Sonda de TV digital de alta definición con vista lateral, equipada con acelerómetro triaxial y magnetómetro para ejecución simultánea del levantamiento de televisión y registro del inclinómetro.

17.2.5.3.5. TV geo-estructural de alta definición en barreno

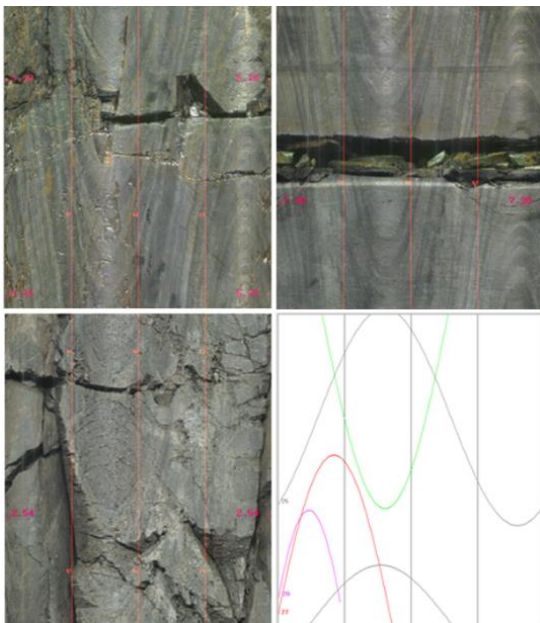


Imagen 72. TV geo-estructural de alta definición.

Fuente: sialtec.it.

17.2.5.3.6. Penetración estándar

- ✓ **Siglas en inglés:** SPT.
- ✓ **Aplicación original:** Arenas. Aplica más que todo en zona de portales.



Imagen 73. Cuchara partida SPT.

- ✓ **Ejecución:** Contar el número de golpes necesarios para hincar 15 cm la cuchara partida. Se hincan tres tandas de 15 cm seguidas con ritmo constante, tubería vertical, evitar rozamientos excesivos.
- ✓ **Rechazo:** Más de 50 golpes en 15cm. 100 golpes en 30cm. Luego de 10 golpes no hay avance.
- ✓ **Especificaciones:** Martillo de 63.5 kg, altura de caída de 76cm.
- ✓ **Equipo:** Generalmente consta de un trípode con manila y diferencial, asistido por una motobomba (Imagen 74, pág. 194).



Imagen 74. Equipo para ejecutar ensayos de penetración estándar.

- ✓ **Correcciones:** Por energía aplicada, por confinamiento, por longitud de varilla, por revestimiento interno del tomamuestras y por diámetro de la perforación.
- ✓ **Recuperación de muestras:** Longitud máxima de 45 cm (Imagen 75, pág. 194) aunque existen cucharas de 60cm, la muestra que se recupera es alterada, frecuentemente viene con carga o material que no corresponde al frente del sondeo sino a material desprendido de las paredes.

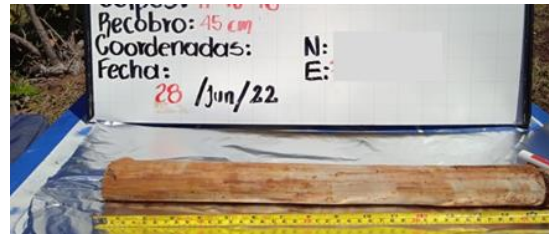


Imagen 75. Ejemplo de muestras extraídas por cuchara partida de 45cm de longitud.

- ✓ **Caracterización de materiales:** Es posible relacionar el número de golpes SPT con propiedades físicas y parámetros de resistencia para diferentes materiales como se presenta de la Tabla 69 (pág. 211) a la Tabla 70 (pág. 211).
- ✓ **Precaución:** Los valores de N pueden sobre-estimar o sub-estimar las propiedades de los materiales y requiere especial cuidado su ejecución.
- ✓ **Clasificación de la consistencia o densidad del material:**

Tabla 56. Propiedades y parámetros en arenas a partir del N_{spt} .

Densidad	N_{spt}
Muy suelta	<4
Suelta	4-10
Media	10-30
Densa	30-50
Muy densa	>50

Tabla 57. Propiedades y parámetros en arcillas y limos a partir del N_{spt} .

Consistencia	N_{spt}
Muy blanda	<2
Blanda	2-4
Media	4-8
Rígida	8-15
Muy rígida	15-30
Dura	30-50
Muy dura	>50

17.2.5.3.7. Penetración de cono

- ✓ **Siglas en inglés:** CPT.
- ✓ **Aplicación:** Suelos blandos o sueltos. Sin embargo, hay unos conos de sección de hasta 40cm² que pueden ser usados en suelos gravosos como lo indica Robertson y Cabal (2014).



Imagen 76. Cono de ensayo de penetración.

Fuente: Tecprosa. www.piezocono.com.

- ✓ **Ejecución:** Hincar a presión un cono instrumentado en el suelo a una velocidad de 20 mm/s.
- ✓ **Lecturas:** Toma datos a intervalos típicos de 20mm. Permiten medir la resistencia por fricción y por punta del cono en la medida en la que es hincado. Si el cono, luego de ir a cierta profundidad, deja de ser hincado, es posible medir la disipación del exceso de presión de poros a esa profundidad, lo cual puede tardar bastante en arcillas.
- ✓ **Especificaciones:** El cono típico es de 35.6 mm de diámetro. Existen conos desde 2cm² de sección hasta 40cm².
- ✓ **Equipo:** Cono instrumentado, computador receptor de datos, máquina para generar la presión de hincado.

- ✓ **Sensores adicionales:** El cono puede contener sensores adicionales para medir otro tipo de parámetros como por ejemplo para medir temperatura, velocidades de onda sísmica, resistividad eléctrica, entre otras. Incluso puede contener una cámara.
- ✓ **Recuperación de muestras:** No recupera muestra.
- ✓ **Caracterización de materiales:** Con los valores obtenidos del CPT, es posible encontrar relación con características y parámetros de resistencia de los materiales atravesados. En la Tabla 74 (pág. 214) se muestran estas relaciones.
- ✓ **Precaución:** La confiabilidad y aplicabilidad de los valores del CPT pueden variar por razones que van desde el equipo y la ejecución del ensayo hasta su interpretación como se presenta en la Tabla 73 (pág. 214) para CPTu.

17.2.5.3.8. Veleta de campo



Imagen 77. Equipo de veleta de campo.

Fuente: <http://www.adatec.co.cr/>

- ✓ **Siglas en inglés:** VST.
- ✓ **Aplicación:** Arcillas.
- ✓ **Ejecución:** Se hince la veleta a la profundidad deseada, se hace torque a una velocidad de un (1) grado por minuto mientras se mide el torque desarrollado y el ángulo de rotación. El valor de torque máximo es $T_{m\acute{a}x}$.
- ✓ **Especificaciones:** Son dos hojas perpendiculares, relación de altura (H) y ancho (D) entre 2 a 1. El ancho de la veleta varía entre 38 a 92 mm. Los más grandes se usan en suelos más blandos.
- ✓ **Equipo:** Veleta con medidor de torque.
- ✓ **Correcciones:** De resistencia.
- ✓ **Recuperación de muestras:** No recupera muestra.

17.2.5.3.9. Penetración dinámica con puntaza



Imagen 78. Equipo de penetración dinámica con puntaza.

Fuente: www.pinzuar.com.co

De este ensayo se identifican las siguientes variantes conocidas por sus siglas en inglés así:

- Ensayo dinámico súper pesado.
- Ensayo dinámico pesado.
- Ensayo dinámico de peso medio.
- Ensayo dinámico liviano.

a. Ensayo dinámico súper pesado.

- ✓ **Siglas en inglés:** DPSH.
- ✓ **Aplicación:** Granulares y cohesivos.
- ✓ **Ejecución:** Se cuentan los golpes necesarios (N) para hincar 20cm la puntaza.
- ✓ **Rechazo:** El ensayo se da por finalizado cuando: tres valores sucesivos sean iguales o superiores a 75 golpes, un valor alcance 100 golpes o más, o cuando el rozamiento de las varillas sea superior a 200 N.m.
- ✓ **Especificaciones:** Masa de 63.5 kg ± 0.5 kg, Altura de caída: 76 cm.
- ✓ **Equipo:** Similar al del SPT.
- ✓ **Recuperación de muestras:** No recupera muestra.

b. Ensayo dinámico pesado.

- ✓ **Siglas en inglés:** DPH.
- ✓ **Aplicación:** Granulares y cohesivos.

- ✓ **Ejecución:** Se cuentan los golpes necesarios (N) para hincar 10cm la puntaza.
- ✓ **Rechazo:** El rechazo se alcanza cuando se obtengan tres valores sucesivos de 75 o más golpes o uno solo superior a 100 golpes. De igual forma, se da por finalizado el ensayo cuando el par de torsión medido en el varillaje debido al rozamiento de las varillas con el terreno sea superior a 100 N.m.
- ✓ **Especificaciones:** Masa de 50 kg, altura de caída: 50 cm.
- ✓ **Equipo:** Similar al del SPT.
- ✓ **Recuperación de muestras:** No recupera muestra.
- ✓ **Caracterización de materiales:** Aplica la ecuación mostrada en el ítem de caracterización del ensayo DPSH.

c. Ensayo dinámico de peso medio.

- ✓ **Siglas en inglés:** DPM.
- ✓ **Aplicación:** Granulares y cohesivos.
- ✓ **Ejecución:** Se cuentan los golpes necesarios (N) para hincar 10cm la puntaza.
- ✓ **Rechazo:** El rechazo se alcanza cuando se obtengan tres valores sucesivos de 75 o más golpes o uno solo superior a 100 golpes. De igual forma, se da por finalizado el ensayo cuando el par de torsión medido en el varillaje debido al rozamiento de las

varillas con el terreno sea superior a 100 N.m.

- ✓ **Especificaciones:** Masa de 30 kg, altura de caída: 50 cm.
- ✓ **Equipo:** Similar al del SPT.
- ✓ **Recuperación de muestras:** No recupera muestra.
- ✓ **Caracterización de materiales:** Aplica la ecuación mostrada en el ítem de caracterización del ensayo DPSH.

d. Ensayo dinámico liviano.

- ✓ **Siglas en inglés:** DPL.
- ✓ **Aplicación:** Granulares y cohesivos.
- ✓ **Ejecución:** Se cuentan los golpes necesarios (N) para hincar 10cm la puntaza.
- ✓ **Rechazo:** El rechazo se alcanza cuando se obtengan tres valores sucesivos de 75 o más golpes o uno solo superior a 100 golpes. De igual forma, se da por finalizado el ensayo cuando el par de torsión medido en el varillaje debido al rozamiento de las varillas con el terreno sea superior a 100 N.m.
- ✓ **Especificaciones:** Masa de 10 kg, altura de caída: 50 cm.
- ✓ **Equipo:** Similar al del SPT.
- ✓ **Recuperación de muestras:** No recupera muestra.

- ✓ **Caracterización de materiales:** Aplica la ecuación mostrada en el ítem de caracterización del ensayo DPSH.

17.2.5.3.10. Presurómetro.

- ✓ **Siglas en inglés:** PMT.
- ✓ **Aplicación:** Mayoría de suelos y rocas. No es muy útil para estabilidad de taludes y muros de contención.



Imagen 79. Presurómetro.
Fuente: *es.apageo.com*

- ✓ **Ejecución:** Se mide la presión necesaria para incrementar el diámetro del cilindro del ensayo y el incremento del radio del cilindro. Puede ejecutar de tres formas: 1. Se inserta el equipo en una perforación previamente excavada. 2. Se inserta el equipo con herramientas de perforación adaptadas para evitar descompresiones. 3. El equipo es insertado a presión (sin excavaciones previas), el desplazamiento del suelo ocurre de forma similar al que ocurre en el ensayo del CPT.
- ✓ **Especificaciones:** Diámetro variable,

- ✓ **Recuperación de muestras:** No recupera muestra.
- ✓ **Precaución:** Las irregularidades de las paredes de la perforación pueden afectar considerablemente los resultados del ensayo. Es una práctica buena hacer la perforación con rotación y lavado.

17.2.5.3.11. Dilatómetro.

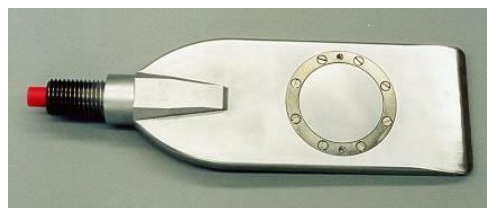


Imagen 80. Dilatómetro.
Fuente: *www.gpe.org*

- ✓ **Siglas en inglés:** DMT.
- ✓ **Aplicación:** Materiales en los que no se dificulte su hincado a presión.
- ✓ **Ejecución:** La platina con la membrana es situada en el extremo de una serie de varillas a la profundidad deseada. Luego se infla la membrana con la aplicación de gas. Se miden dos presiones: p_0 y p_1 , donde p_0 es la presión antes de expandir la membrana y p_1 es la presión necesaria para que la membrana se expanda 1.1 mm.
- ✓ **Especificaciones:** La platina con la membrana mide 23 cm de longitud, 9.5 cm de ancho y 1.5 cm de espesor. La membrana es de 6 cm de diámetro y se expande 1.1 mm en el suelo.
- ✓ **Recuperación de muestras:** No recupera muestras.

17.2.5.3.12. Lugeon

- ✓ **Objetivo:** Determinar la permeabilidad de macizos rocoso.
- ✓ **Aplicación:** Macizos rocosos.

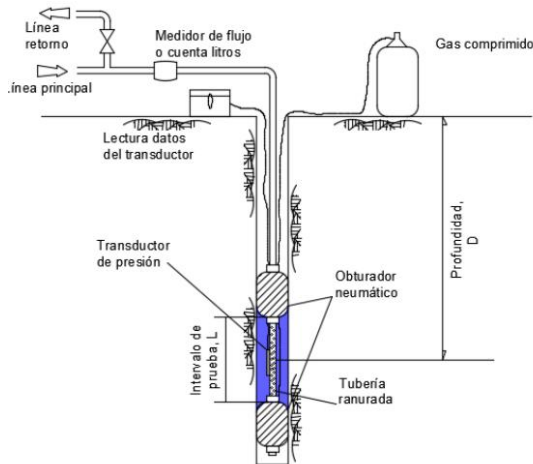


Ilustración 48. Equipo para ensayo Lugeon.

Fuente: Tomado de "Lugeon test interpretation, revisited", Quiñones, Camilo. (2010).

- ✓ **Aplicación técnica:** Es un insumo para el diseño de inyecciones en macizos rocosos.
- ✓ **Ejecución:** Se hace una perforación previa, se introduce el equipo a la profundidad de ensayo deseada, se fijan los obturadores, se inyecta agua a presión constante durante 10 minutos, se mide la cantidad de agua "perdida" en el macizo en unidades *Lugeon* que equivalen a un litro de agua perdida por metro de perforación y por minuto del ensayo. La presión va incrementando, por cada intervalo de incremento se deja 10 minutos constantes y se toman lecturas. Generalmente se realiza el ensayo en intervalos de 5m.

- ✓ **Permeabilidad:** Un Lugeon equivale a una permeabilidad de 10^{-5} cm/s. Con base en el resultado del ensayo, es posible clasificar el macizo rocoso en función de su permeabilidad como se muestra en la Tabla 77 (pág. 218).

17.2.5.3.13. Lefranc

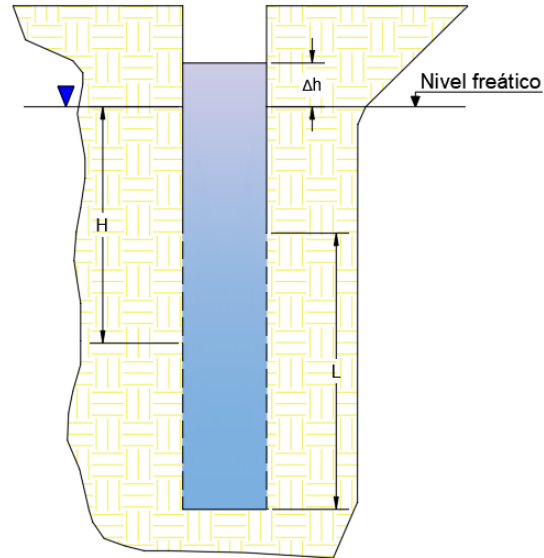


Ilustración 49. Esquema de ensayo Lefranc.

Fuente: Adaptado de Olalla y Sopena (1991).

- ✓ **Objetivo:** Determinar la permeabilidad macizos rocosos fracturados y suelos.
- ✓ **Aplicación:** Suelos y macizos rocosos muy fracturados.
- ✓ **Ejecución:** Se puede ejecutar a cabeza constante o variable. Se hace una perforación a la profundidad deseada, se coloca revestimiento, se mide el nivel freático (cuando exista), se llena la perforación con agua hasta una profundidad h_1 , cuando es a cabeza variable, se toma lecturas del tiempo que requiere el agua en bajar a una profundidad h_2 . Cuando es a

cabeza constante, se mide el agua adicionada a la perforación de tal forma que el nivel de agua se mantenga constante.

Existen más ensayos para determinar permeabilidad, pero los presentados aquí son los que generalmente se aplican con más frecuencia.

17.2.5.3.14. Normas de los ensayos de campo

La ejecución de los ensayos de campo está normalizada conforma se presenta en la Tabla 58 (pág. 200). La estandarización de los métodos unifica conceptos y criterios.

Tabla 58. Normas para ensayos de campo.

Ensayo	Norma
Martillo de Schmidt	ASTM D5873-05
Penetración estándar	INV E-111-13 ASTM D1586
Penetración de cono	ASTM D5778 ASTM D3441
Veleta de campo	INV E-170-13 ASTM D 2573
Penetración dinámica con puntaza	UNE-EN ISO 22476-2:2008
Presurómetro	ASTM D4719 - 00
Dilatómetro	ASTM D6635
Fractura hidráulica	ASTM D4645-04
Lugeon	French Standard NF P 94-131 (1994)
Lefranc	IRAM 10 531

17.2.5.4. Toma de datos en estaciones geomecánicas: Caracterización de discontinuidades en campo

En una estación geomecánica es posible identificar y caracterizar las discontinuidades (Imagen 81, pág. 200).

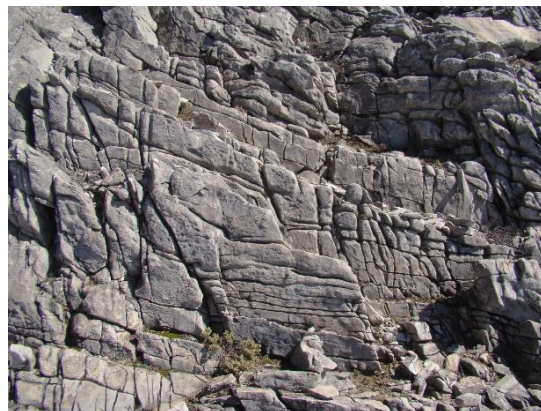


Imagen 81. Diaclasas en un macizo de Málaga, España.

Fuente: <https://tinyurl.com/2n5rd67a>.

La caracterización es la descripción de los elementos de una discontinuidad para propósitos de ingeniería, los cuales son (Ilustración 50, pág.201):

- ✓ Rugosidad
- ✓ Espaciamiento
- ✓ Persistencia
- ✓ Ondulación
- ✓ Resistencia de las paredes
- ✓ Relleno
- ✓ Infiltración
- ✓ Apertura
- ✓ Orientación
- ✓ Ondulación

Se recomienda que la toma de datos en campo se realice con base en lo dispuesto en el documento “*Suggested Methods Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses*” publicado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, del cual se deriva parte de la información que sigue a continuación.

a. Orientación

- ✓ **Lectura:** Buzamiento y dirección de buzamiento.

- ✓ **Equipo de medición:** Brújula de geólogo. Puede requerir protección cuando la composición de las rocas distorsiona las lecturas.

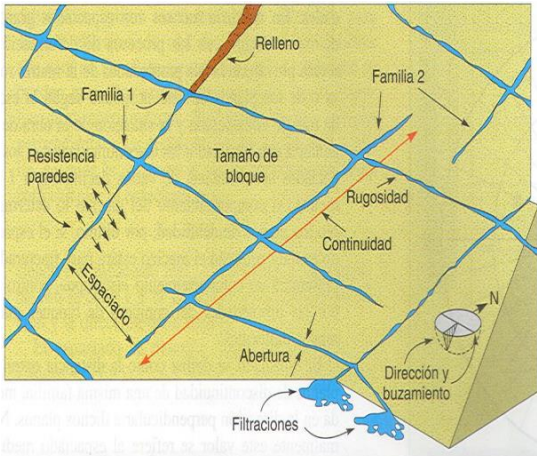


Ilustración 50. Características geométricas de las discontinuidades del macizo rocoso.

Fuente: Berrones R. (2016)-Presas de tierra y enrocamiento.

- ✓ **Presentación de datos:** Símbolos de tumbo y buzamiento, diagrama de bloques, roseta de juntas, y proyecciones estereográficas (Ilustración 51, pág.201).

b. Espaciamiento

- ✓ **Lectura:** Espaciamiento entre discontinuidades en tramos de longitud mínimo de 3 m.
- ✓ **Equipo de medición:** Regleta o cinta métrica con divisiones en milímetros y brújula de geólogo.

Ejecución: Se marca con pintura un segmento de recta de 3 m sobre el área del macizo a medir, se identifican las discontinuidades sobre la línea pintada y se cuenta y anota el

espaciamiento entre discontinuidades contenidas en esos 3 m.

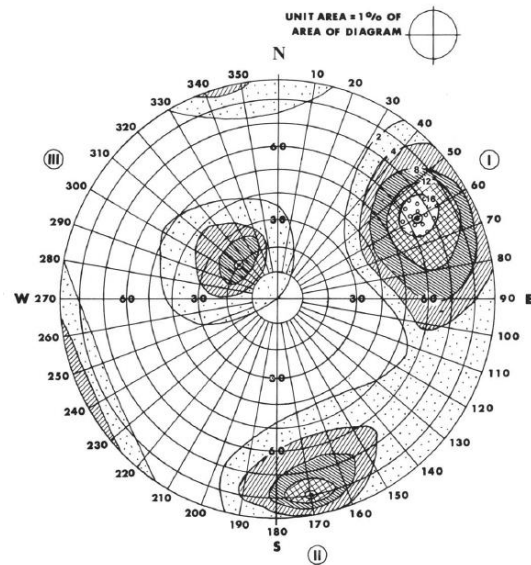


Ilustración 51. Representación estereográfica de tres familias de discontinuidades en una red polar de igual área.

Fuente: ISRM (1977).

- ✓ **Presentación de datos:** Por histogramas o indicando, por cada familia de discontinuidades, el valor mínimo, máximo y moda de espaciamientos obtenidos.
- ✓ **Correcciones:** Se requieren cuando no es posible medir las discontinuidades de forma perpendicular.
- ✓ **Clasificaciones:** De acuerdo a la medida obtenida, se clasifica el espaciamiento así:

Extremadamente cerrada: < 20 mm

Muy cerrada: 20-60 mm

Cerrada: 60-200 mm

Moderada: 200-600 mm

Amplia: 600-2000 mm

Muy amplia: 2000-6000 mm

Extremadamente amplia: $> 6000 \text{ mm}$

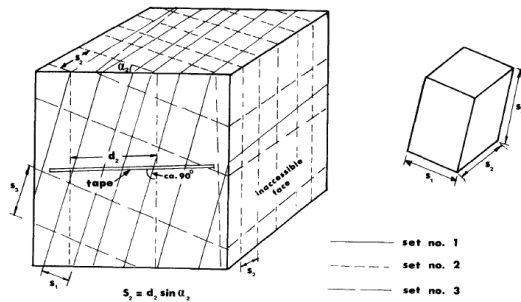


Fig. 10. Measurement of joint spacing from observation of a rock exposure.

Ilustración 52. Esquema de espaciado de discontinuidades.

- ✓ **RQD:** Se puede determinar de dos formas: por medio de frecuencia de discontinuidades en un segmento de recta (método lineal) o con base en las medidas de espaciado de discontinuidades por metro cúbico (método volumétrico). En la página 242 se puede ver más detalles sobre la determinación del RQD por métodos indirectos.

RQD por discontinuidades por segmento de recta:

$$RQD = 100 * e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad [38]$$

Donde,

$$\lambda = 1/s$$

s : Espaciado promedio de las discontinuidades que intersectan a la línea trazada de 3 m.

Nótese que más de un set o familia o sistema de discontinuidades pueden intersectar esa línea y realmente no importa cuál familia de discontinuidades lo están haciendo (para este cálculo), lo que importa es saber el espaciado entre discontinuidades contenidas en la

línea. Al valor λ se le conoce como frecuencia de discontinuidades.

RQD por discontinuidades por metro cúbico:

En este método, a diferencia del anterior, se requiere saber el espaciado de discontinuidades por cada familia de discontinuidades. La relación del espaciado de los diferentes sets de discontinuidades se resume en el parámetro de juntas volumétrico J_v que se determina así:

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{1}{S_n} \quad [39]$$

Donde,

S_i : Espaciado de las discontinuidades (en metros) de la familia de discontinuidades uno (S_1), de la familia de discontinuidades dos (S_2), de la familia tres (S_3) y de las familias o sistemas que existan en el macizo que pueden ser n familias de discontinuidades (S_n).

Con J_v , es posible estimar el RQD por medio de la siguiente expresión:

$$RQD = 115 - 3.3J_v \quad [40]$$

c. Persistencia

- ✓ **Equipo de medición:** Cinta métrica no menor de 10 m.
- ✓ **Ejecución:** Se mide la longitud de las discontinuidades en el sentido del buzamiento y de la dirección de buzamiento con ayuda de la cinta métrica.

- ✓ **Presentación de datos:** Se indica a qué familia de discontinuidad pertenece, se le asigna un ID y se anota las longitudes medidas.

- ✓ **Clasificaciones:** De acuerdo a la medida obtenida, se clasifica la persistencia así:

Muy baja persistencia: < 1 m

Baja persistencia: 1-3 m

Persistencia media: 3-10 m

Persistencia Alta: 10-20 m

Persistencia muy alta: > 20 m

d. Rugosidad

- ✓ **Objetivo:** Facilitar la estimación de la resistencia al corte de la discontinuidad.

- ✓ **Lectura:** Se distinguen dos lecturas: Medición de ondulaciones y de irregularidades.

- ✓ **Equipo de medición:** Brújula y clinómetro, 10 m de nylon con marcas cada metro en rojo y divisiones en azul cada 10 cm, regla plegable de mínimo 2 m con divisiones en mm. Otros equipos y métodos, como el fotogramétrico, se pueden encontrar en (International Society for Rock Mechanics, 1978).

- ✓ **Presentación de datos:** Se plasman las medidas tomadas del eje *x* y *y* de la rugosidad en la misma escala, así como la inclinación correspondiente. Los perfiles que representan la mínima, más común y máxima rugosidad debe ser dibujada en la

misma página para hacer la comparación más fácil.

- ✓ **Caracterización de parámetros:** En etapas de diseño de prefactibilidad y factibilidad, es posible caracterizar las discontinuidades en términos descriptivos a escala pequeña de varios centímetros y a escala intermedia de varios metros. En campo se asocia la rugosidad de la discontinuidad con el perfil más parecido de la Gráfica 10 para determinar el factor JRC que se emplea en la expresión de Barton y Choubey para estimar el ángulo de fricción pico de la discontinuidad. Alternativamente, JRC puede ser determinado por la Gráfica 11 (pág. 204).

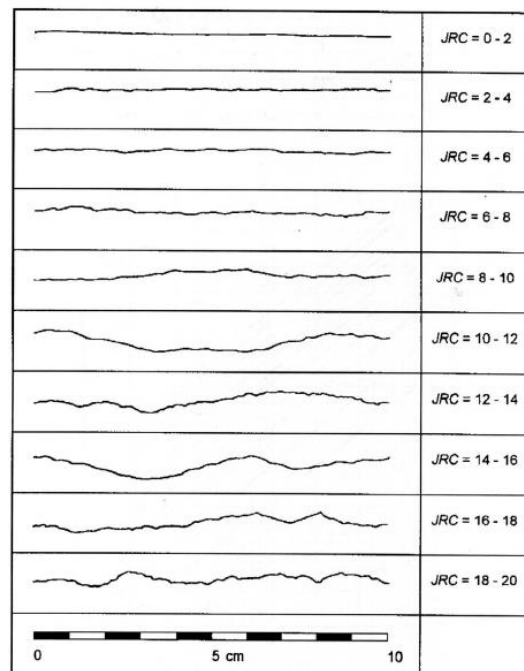
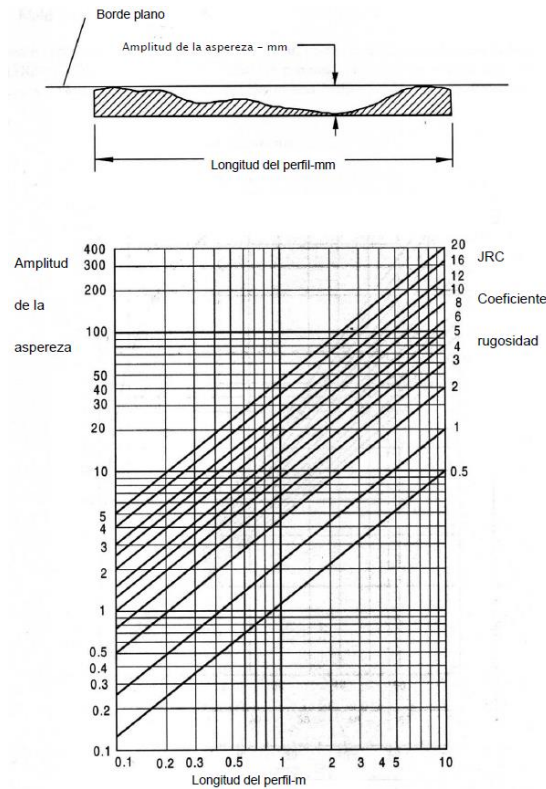


Figura 3.7. Perfiles normalizados que propusieron Barton y Choubey (1977) para obtener el índice de rugosidad de una junta o JRC. Cortesía de Springer-Verlag.

Gráfica 10. Determinación del índice de rugosidad.



Gráfica 11. Determinación de JRC por método alternativo.

- ✓ **Correcciones:** Aplican las correcciones pertinentes para las lecturas tomadas con el martillo de Schmidt.

e. Apertura

- ✓ **Lectura:** Distancia perpendicular entre paredes de la discontinuidad.
- ✓ **Equipo de medición:** Cinta métrica de mínimo 3m con divisiones en mm, regla con divisiones en mm, calibrador, pintura blanca en spray, equipo de lavado de la roca expuesta.
- ✓ **Ejecución:** Se limpia la superficie a estudiar y se pinta para que sea más visible, se mide la apertura con el instrumento más adecuado de acuerdo al tamaño de la apertura, se

debe medir la variación en la apertura de discontinuidades principales.

- ✓ **Presentación de datos:** Por discontinuidad se anota la descripción de su apertura de acuerdo al siguiente criterio:

Muy estrecho: <0.1 mm

Estrecho: 0.1-0.25 mm

Parcialmente abierta: 0.25-0.5 mm

Abierta: 0.5-2.5 mm

Moderadamente amplia: 2.5-10 mm

Amplia: >10 mm

Muy amplia: 1-10 cm

Extremadamente amplia: 10-100 cm

Caverna: >1 m

Se toma registro fotográfico y localización de la información.

f. Relleno

- ✓ **Lectura:** Espesor del relleno, grados de meteorización, mineralogía, tamaño de partículas, resistencia del relleno, desplazamientos previos, contenido de agua.
- ✓ **Equipo de medición:** Cinta métrica mínimo de 3m con divisiones en mm, regla plegable de 2m de longitud con divisiones en mm, bolsas plásticas para tomar muestras (se recomienda usar bolsas con sello), martillo de geólogo, navaja dura. Puede requerirse equipos para sacar muestras inalteradas.
- ✓ **Ejecución:** La resistencia del relleno se puede estimarse preliminarmente de forma manual con base en la Tabla 54 (pág. 188). Puede usarse penetrómetros también.

- ✓ **Presentación de datos:** Se presenta datos del espesor, rugosidad de las paredes, esquema de campo, fotografías, tamaños de partícula, grado de meteorización, mineralogía, propiedades índice, potencial de expansión, índice manual de resistencia, relación de sobre consolidación, contenido de agua/permeabilidad.
- ✓ **Precaución:** Se debe verificar si el relleno ya ha sufrido desplazamiento o no.

g. Infiltración

- ✓ **Lectura:** Humedad del material, caudal.
- ✓ **Equipo de medición:** Recipiente con medidas, cronómetro. Lo anterior, para medir caudal.
- ✓ **Ejecución:** Se hace una descripción cualitativa y cuantitativa (de ser posible) del caudal de infiltración o humedad midiendo el tiempo que se toma el agua en llenar hasta cierta medida el recipiente.
- ✓ **Presentación de datos:** Dependiendo si la discontinuidad contiene relleno o no, se describe la condición de humedad o filtración con base en el siguiente criterio identificando el grado de filtración:

Discontinuidades sin relleno:

I: La discontinuidad es muy cerrada y seca, no parece posible que hubiese flujo.

II: La discontinuidad es seca sin evidencia de flujo de agua.

III: La discontinuidad es seca, pero muestra evidencia de flujo de agua.

IV: La discontinuidad es húmeda pero no hay presencia de agua libre.

V: La discontinuidad muestra filtración, ocasionalmente se ven gotas de agua, pero no es flujo continuo.

VI: La discontinuidad muestra un flujo continuo de agua. (Estimar l/min y describir la presión como baja, media o alta).

Discontinuidades con relleno

I: El material de relleno es fuertemente sobre consolidado y seco, parece improbable un flujo significativo debido a la baja permeabilidad.

II: El material llenante es húmedo, pero no hay presencia de agua libre.

III: El material llenante es húmedo, ocasionalmente se observan gotas de agua.

IV: El material llenante muestra señales de efluente, flujo continuo de agua (estimar l/min).

V: El material llenante es lavado localmente, se observa flujo de agua continuo a lo largo de canales de lavado (estimar l/min y describir la presión como baja, media o alta).

VI: El material llenante es completamente lavado, se observa muy altas presiones de agua,

especialmente en la primera exposición (estimar l/min y describir la presión como baja, media o alta).

La toma de datos de las características de las discontinuidades requiere considerar los detalles mencionados en el documento “*Suggested Methods Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses*” publicado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

17.2.6. Ensayos de laboratorio

El objetivo de los ensayos de laboratorio es la obtención de parámetros que describan el comportamiento del material ensayado frente a sollicitaciones de carga o sometimiento en condiciones naturales (p. ej., ciclos de humedecimiento y secado).

Por lo anterior, la elección de qué ensayos de laboratorio practicarle a una muestra requiere saber de antemano qué parámetro o medida de comportamiento se busca.

En esta sección se incluyen ensayos de laboratorio para suelos los cuales aplican para portales, zonas de falla, rellenos de discontinuidades, etc.

17.2.6.1. Tipos de ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio se dividen generalmente en dos:

- **Ensayos para caracterización física:** Obtención de las propiedades físicas y químicas del material.
- **Ensayos para caracterización geomecánica:** Obtención de propiedades de resistencia, deformabilidad, y desempeño.

Ensayos para caracterización física: ROCAS

a. Ensayos de clasificación típicos

Los ensayos que permiten clasificar el material ensayado son:

Tabla 59. Ensayos de laboratorio para clasificación de rocas

Rocas	
Ensayo	Parámetro obtenido
Difracción de rayos X	Mineralogía, textura, estructura, fábrica.
Microscopio Óptico	
Peso unitario	Peso unitario.
Gravedad específica	Gravedad específica
Dureza	Dureza en escala de Mohs.
Humedad	Humedad.
Porosidad abierta por inmersión	Porosidad.
Permeabilidad	Permeabilidad.
Slake-durability	Porcentaje de roca que queda en el tambor después de uno o dos ciclos.
Índice Cerchar	Índices para clasificar la abrasividad del material.
Contenido de cuarzo equivalente	
Índice de Schimazeck	
Índice de perforabilidad	Con estos dos ensayos se obtiene el parámetro
Ensayo abrasividad, AV	BWI que expresa el volumen perforado.

Ensayos para caracterización física: SUELOS

Tabla 60. Ensayos de laboratorio para clasificación de suelos

Suelos	
Ensayo	Parámetro obtenido
Humedad	Humedad

Suelos	
Ensayo	Parámetro obtenido
Granulometría	Distribución granulométrica
Límites de consistencia	Límite líquido Límite plástico
Permeabilidad cabeza constante y cabeza variable	Permeabilidad
Degradación por abrasión en el equipo Micro-Deval	Porcentaje de degradación del material.
Desgaste en máquina de los ángeles.	Porcentaje de degradación por acciones de abrasión, impacto y trituración.
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznales	Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznales.
Porcentaje de caras fracturadas	Porcentaje de caras fracturadas.
Índice de aplanamiento y alargamiento	Índice de aplanamiento y alargamiento por fracciones y global.

Ensayos como el porcentaje de caras fracturadas aplica para la selección del material de balasto, por ejemplo.

Ensayos para caracterización geomecánica: ROCAS

b. Ensayos de caracterización de parámetros mecánicos

Los ensayos que permiten caracterizar mecánicamente el material ensayado son:

Tabla 61. Ensayos de laboratorio para obtener parámetros de resistencia en rocas.

Rocas	
Ensayo	Parámetro obtenido
Compresión simple	Resistencia a la compresión confinada.
Índice de carga	Índice de carga puntual.

Rocas	
Ensayo	Parámetro obtenido
puntual.	
Ensayo brasileño	Resistencia a la tracción indirecta.
Triaxial	Resistencia a la compresión confinada.
Corte directo	Resistencia al corte.
Corte directo sobre discontinuidades	Resistencia al corte de discontinuidades
Velocidad de onda	Velocidad de onda.
Tilt test	Ángulo de fricción de discontinuidades.

Ensayos para caracterización geomecánica: SUELOS

Tabla 62 Ensayos de laboratorio para obtener parámetros de resistencia en suelos

Suelos	
Ensayo	Parámetro obtenido
Compresión inconfiada	Resistencia a la compresión inconfiada.
Triaxial	Resistencia a la compresión confinada.
Corte directo	Resistencia al corte.
Consolidación	Curva deformación- tiempo.
Expansión	Porcentaje de hinchamiento.

Varios de los resultados de los ensayos presentados son insumos para inferir otros parámetros diferentes, por ejemplo, el ensayo de compresión simple en roca indica indirectamente la dureza del material con relación a la escala de Mohs.

Los ensayos de laboratorio en suelos se aplican frecuentemente en los rellenos de las discontinuidades.

17.2.6.2. Normas de ensayos de laboratorio

A continuación, se incluyen normas de ensayos de laboratorio para rocas, suelos, y

caracterización de agua, incluyendo ensayos no mencionados en las tablas anteriores.

Los ensayos para caracterización de aguas agresivas es especialmente útil cuando se identifica esta condición en el macizo rocoso ya que la presencia de este elemento natural puede afectar negativamente a los elementos de sostenimiento, revestimiento definitivo, elementos del sistema de soporte y guiado de la estructura ferroviaria existente en el túnel, etc., como se presenta en el apartado 17.5.4.8 (pág. 311).

Normas para caracterización física: ROCAS

Tabla 63. Normas de ensayos para caracterización física de rocas

Ensayo	Norma
Descripción petrográfica y mineralógica de roca, (incluye la lámina delgada)	UNE-EN 12407
Difracción de rayos X	Sin norma
Microscopio Óptico	Sin norma
Peso unitario	ASTM (D4531); ASTM (D7263)
Humedad	ASTM (D2216)
Porosidad	NLT-156:72
Permeabilidad	
Densidad real y aparente, porosidad abierta y porosidad total de una roca	UNE-EN 1936
Slake-durability	ASTM (D4644); ASTM (D3744)
Índice Cerchar	ASTM (D7625)
Índice de Schimazeck	Sin norma
Índice D.R.I.: Drilling Rate Index	NTNU 13A-98
Estabilidad de los áridos y fragmentos de roca a la acción del desmoronamiento en agua	NLT-255/99
Estabilidad de los fragmentos de roca frente a los ciclos de humedad/sequedad para 30 ciclos de 3 probetas	NLT 260/99 UNE 146511:2008
Preparación de lámina delgada	Sin norma
Dureza de Mohs	Sin norma

Normas para caracterización geomecánica: ROCAS

Tabla 64 Normas de ensayos para caracterización geomecánica de rocas

Ensayo	Norma
Compresión simple	ASTM (D2938)
Índice de carga puntual	ASTM (D5731)
Dureza por martillo de Schmidt	ATM (D5873)
Compresión Triaxial	ATM (D2664)
Ensayo brasileño	ASTM (D3967)
Resistencia a compresión simple con medida del módulo de Young (incluye el tallado y el refrentado)	UNE 22950 - 3:90 / ASTM D 7012 94
Corte directo sobre discontinuidades	ASTM (D5607)
Tilt test	Sin norma
Resistencia a compresión simple con bandas extensométricas, con medida del módulo de Young y el coeficiente de Poisson, y con ciclos de carga y descarga (incluye el tallado y el refrentado)	UNE 22950 - 3:90 / ASTM D 7012
Resistencia al corte de una probeta de roca sobre diaclasas naturales o inducidas con la célula Hoek determinando la resistencia de pico y la resistencia residual (no está incluida la reparación) (Brown 1981)	Sin norma

Normas para caracterización física: SUELOS

Tabla 65. Normas de ensayos para caracterización física de suelos

Ensayo	Norma
Humedad	INV-E 122
Límites líquido	INV-E 125
Límites plástico	INV-E 126
Granulometría	INV-E 213
	INV-E 214
Peso unitario	INV-E 217

Ensayo	Norma
Peso específico de sólidos-Método picnómetro	INV-E 128
Permeabilidad cabeza variable	ASTM D5084
Degradación por abrasión en el equipo Micro-Deval	INV-E 238
Desgaste en máquina de los ángeles	INV-E 218
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznable	INV-E 211
Porcentaje de caras fracturadas	INV-E 227
Índice de aplanamiento y alargamiento	INV-E 230
Determinación del pH de un suelo	UNE EN ISO 16502 2015
Determinación del contenido en sales solubles de los suelos	NLT-114/99
Medida del coeficiente de friabilidad de las arenas.	UNE 83115:1989 EX

Normas para caracterización geomecánica: SUELOS

Tabla 66. Normas de ensayos para geomecánica de suelos

Ensayo	Norma
Compresión inconfiada	INV-E 152
Compresión Triaxial en suelos cohesivos	INV-E 153
Corte directo CD	INV-E 154
Consolidación Unidimensional	INV-E 151
Expansión de suelos finos	INV-E 132

Normas de ensayos de laboratorio: AGUAS AGRESIVAS

Tabla 67. Normas de ensayos de laboratorio para evaluar aguas agresivas

Ensayo	Norma
Agresividad de las aguas al hormigón. Determinación del pH.	UNE 83 952

Ensayo	Norma
Agresividad de las aguas al hormigón. Residuo seco.	UNE 83 957
Agresividad de las aguas al hormigón. Ion Sulfato.	UNE 83 956
Agresividad de las aguas al hormigón. Dióxido de carbono agresivo.	UNE-EN 13577

17.2.7. El éxito en la etapa de identificación de materiales y condiciones geológicas del macizo rocoso

El éxito en la identificación y caracterización de un macizo rocoso se define en la precisión de la información con respecto a la realidad del macizo.

Son múltiples escenarios que aportan incertidumbre y errores al diseño si no se monitorean y mitigan correctamente. Los escenarios van desde insuficiencias en la calibración y estado de los equipos de ensayos de campo y laboratorio, imprecisiones en las técnicas de ejecución, hasta errores de interpretación.

La desviación acumulada al final de la cadena de diseño puede ser reducida por medio de la redundancia en geotécnica y el método observacional.

17.2.7.1. Redundancia en geotecnia

Las fallas o colapsos en geotecnia hubiesen podido ser evitados si se aplicase la redundancia. La redundancia en geotecnia sugiere utilizar más de un método en cada etapa y fase de proyecto geotécnico, es decir, más de un método de ensayo (campo y laboratorio), más de un método de análisis, la creación de elementos que reemplacen a otros en caso de que alguno falle, calibración de diseño con datos de campo antes o durante la

construcción y, la integración, comparación y evaluación de todos los anteriores. Además, incluye la concepción de diversas alternativas de solución.

Dentro de la redundancia en geotecnia se incluye el análisis de sensibilidad de parámetros dependientes e independientes de cada método o criterio de diseño para descartar aquellos en los que los resultados arrojen datos no realistas al proyecto.

17.2.7.2. Método observacional

El método consiste en ejecutar controles de deformación, infiltraciones, comportamientos, velocidades de movimiento, desprendimientos, etc., antes, durante y después de la construcción. Los datos recolectados en los controles instalados se enfrentan contra las predicciones de diseño y, de ser necesario, se ejecutan medidas preventivas, de mitigación, o correctivas.

PARÁMETROS GEOMECÁNICOS: ROCA INTACTA

En la sección anterior (desde pág., 159) se desarrolló el tema de identificación y caracterización de materiales y condiciones geológicas del macizo rocoso. Continuando con el segundo de los tópicos mencionados en el apartado 17.2 (pág., 157), se presenta esta sección relacionada con los parámetros geomecánicos de la roca intacta. En las próximas secciones a esta se presenta parámetros geomecánicos de discontinuidades y macizo rocoso.

17.2.8. Determinación de parámetros geomecánicos a partir de los datos colectados en ensayos de campo

En esta sección se presentan expresiones y relaciones de cálculo para estimar parámetros geomecánicos de la roca intacta y de las discontinuidades a partir de los datos colectados en campo. Los parámetros del macizo rocoso se presentan en el apartado que sigue a este.

17.2.8.1. Introducción

En geotecnia frecuentemente se toman decisiones en el diseño a base de suposiciones. Estas suposiciones, sin embargo, son construidas a partir de toma de datos en campo y en laboratorio, y por la experiencia.

Ahora bien, si los datos tomados en campo y laboratorio no son de calidad y, además, no se logra identificar eso en la interpretación, es muy probable que las suposiciones de diseño y construcción sean completamente erróneas y se generen traumas económicos, sociales, etc., en el proyecto.

A continuación, se presenta el cálculo de parámetros geomecánicos por tipo de ensayo de campo.

17.2.8.2. Carga puntual

- a. Resistencia a la carga puntual no corregida (I_s):

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad [41]$$

Donde,

$D_e^2 = D^2$ para ensayo diametral.
 $D_e^2 = 4A/\pi$ para probetas irregulares o en bloque.
 $A = WD$, es el área mínima de la sección transversal de un plano que pasa a través de los puntos de contacto con la platina.
W: Ancho.
D: Diámetro.
D_e: Diámetro equivalente.

Tipo de roca	R _L
Lutita	15
Marga	18-39
Mármol	31-47
Peridotita	45
Prasinita	41
Sal	23
Serpentinita	45
Toba	13-40
Yeso	30-44

b. Resistencia a la carga puntual corregida (I_{s50}):

$$I_{s50} = F * I_s \quad [42]$$

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \quad [43]$$

17.2.8.3. Martillo Schmidt

A partir del número R_L es posible obtener parámetros de resistencia por medio de las ecuaciones de la

Tabla 71 (pág. 212). En la Tabla 68 (pág. 211) se presenta ejemplos de algunos datos de números de rebote con el martillo para diferentes tipos de roca.

Tabla 68. Valores típicos de número de rebotes medidos con martillo tipo L para diferentes rocas.

Tipo de roca	R _L
Andesita	28-52
Arenisca	30-47
Basalto	35-58
Caliza	16-59
Creta	10-29
Cuarcita	39
Diabasa	36-59
Dolomía	40-60
Esquistos	29-41
Gabro	49
Gneis	48
Granito	45-56
Tipo de roca	RL
Limolita	47

17.2.8.4. Penetración estándar

Número de campo: N_{spt}.

Número corregido: N₄₅, N₇₂, N₁, N_x. El subíndice “x” indica otro porcentaje de energía.

a. Ángulo de fricción:

Tabla 69. Ecuaciones para determinar el ángulo de fricción con base en el N-spt

Autor	Ecuación
Kishida	$\phi = 15 + \sqrt{20N_{72}}$
Peck	$\phi = 28.5 + 0,25N_{45}$
Peck <i>et al</i>	$\phi = 26.25 * \left(2 - e^{-\frac{N_1}{62}}\right)$
Terzaghi & Peck	$\phi = 28.5 + 0.25N_1$
JNR	$\phi = 27 + 0.30N_1$
JRB	$\phi = 15 + \sqrt{9.375N_1}$
Hatanaka & Uchida	$\phi = \sqrt{20N_1 + 20}$
Montenegro & Gonzáles	$\phi = 12.79 + \sqrt{25.86N_1}$
Schmertmann	$\phi = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_1}{32.5}\right)^{0.34} \right]$

Tabla 70. Propiedades y parámetros en arenas a partir del N_{spt}

Densidad	N _{spt}	Φ (°)
Muy suelta	<4	<28
Suelta	4-10	28-30
Media	10-30	30-36
Densa	30-50	36-41
Muy densa	>50	>41

Tabla 71. Correlaciones de resistencia a la compresión uniaxial y módulo de elasticidad con R_L .

Tipo de roca	Ecuación empírica para σ_{ci}	r^2
Todas las rocas	$10^{1,4*10^{-4}\gamma R+3,16}$	0,94 ¹
	$6,9 * 10^{1,348*\log(\gamma R)+3,16}$	-
	$12,74 * \exp^{0,185\gamma R}$	-
	$0,4R - 3,6$	0,94
	$0,994R - 0,383$	0,70
	$0,88R + 12,11$	0,87
	$4,5 * 10^{-4}(R\gamma)^{2,46}$	0,93
	$0,792 + 0,067R \pm 0,231$	0,96
	$2,4736 * \exp^{0,0691R}$	0,88 ⁴
Rocas sedimentarias	$2R$	0,72
Arenisca, limolita, caliza, anhidrita	$702R - 11040$	0,77 ²
Mármol, limolita, dolomía	$4,294R - 67,516$	0,91
Esquistos micáceos y verde	\exp^{aR+b}	0,88 ³
Gabro y basalto	$1,31R - 2,52$	0,55
Mármol	$10^{-4}R^{3,2658}$	0,84
Yeso	$E^{1,146+0,054R}$	0,91
	$E^{0,818+0,059R}$	0,98
Rocas volcánicas	$2,75R - 36,83$	0,95
	$104,3 * \ln(R) + 308,6$	0,94
	$13,02 \exp^{0,0414R}$	0,92
<i>La variable r^2 es el coeficiente de correlación de la ecuación empírica propuesta con los valores reales tenidos en cuenta por cada autor de estas ecuaciones. 1) y en pcf y σ_{ci} en psi; 2) σ_{ci} en psi 3) a y b varían según el tipo de roca. 4) El valor de R es para el martillo tipo L ensayado en posición vertical y que apunta hacia abajo.</i>		
Tipo de roca	Ecuación empírica para E_i	r^2
Diferentes tipos	$6,95\gamma^2R - 1,14 * 10^6$	0,88 ¹
	$6,9 * 10^{1,061*\log(\gamma R)+1,86}$	- ¹
	$192(N\gamma^2)12710$	-
	$-8,967 + 3,091 * \ln(R)$	0,99
Serpentinita, gabro, lodolita	\exp^{cR+d}	0,96 ²
Mármol, caliza, dolomía	$1,940R - 33,92$	0,77
Yeso	$\exp^{1,146+0,054R}$	0,91
Basalto, andesita, tufa	$0,47R - 6,25$	0,85
<i>La variable r^2 es el coeficiente de correlación de la ecuación empírica propuesta con los valores reales tenidos en cuenta por cada autor de estas ecuaciones. 1) y en pcf y E_i en psi; 2) c y d varían según el tipo de roca.</i>		

Fuente: Suárez-Burgoa (2013).

b. Resistencia a la compresión
inconfínada:

Tabla 72. Propiedades y parámetros en arcillas y limos a partir del N_{spt}

Consistencia	N_{spt}	q_u (kPa)
Muy blanda	<2	<25
Blanda	2-4	25-50
Media	4-8	50-100
Rígida	8-15	100-200
Muy rígida	15-30	200-400
Dura	30-50	400-800
Muy dura	>50	>800

c. Módulo de elasticidad (E_s):

Para suelos granulares, estimada por Kulhawy y Mayne (1990), citada por Das (2012):

$$\frac{E_s}{P_a} = \alpha N_{60} \quad [44]$$

Donde P_a es la presión atmosférica en las mismas unidades que E_s , y α es un parámetro que varía según el tipo de arena:

- 5 para arenas con finos.
- 10 para arenas limpias normalmente consolidada.
- 15 para arena limpia sobre consolidada.

17.2.8.5. Penetración de cono

La confiabilidad en la estimación de parámetros por medio del CPT se presenta en la Tabla 73 (pág. 214) a manera de orientación en la etapa de interpretación de resultados, así como la aplicabilidad de este método para diferentes parámetros.

Por otra parte, en la Tabla 74 (pág. 214) se resume expresiones para el cálculo de

parámetros. En esta tabla γ es peso unitario del suelo, γ_w es peso unitario del agua, R_f es la relación de fricción, P_a es la presión atmosférica en las mismas unidades que q_u . S_u es la resistencia al corte no drenada, Δu es exceso de presión de poros, $S_{u(Rem)}$ es la resistencia al corte remoldeada, C_o y C_2 son constantes del material, ϕ'_{cv} es el volumen constante que define el estado crítico del material.

Donde,

- Dr:** Densidad relativa.
- E, G:** Módulo de Young y rigidez, respectivamente.
- OCR:** Relación de sobre consolidación.
- s_u :** Resistencia al corte no drenado.
- c_h :** Coeficiente de consolidación.
- ϕ' :** Ángulo de fricción pico.
- K_o :** Relación de esfuerzos in-situ.
- G_o :** Módulo de deformación cortante pequeña.
- S_t :** Sensitividad.
- k:** Permeabilidad.

17.2.8.6. Veleta de campo

Valor de campo: Torque máximo (o residual) para el cual el material falla, T . T está en N.m.

Resistencia al corte (S_u): Está en función de las dimensiones de la veleta. La expresión que permite tomar en cuenta las dimensiones de la veleta para determinar la resistencia al corte no drenada, en kN/m^2 , es:

$$S_u = \frac{T}{K} \quad [45]$$

Donde K , es el parámetro geométrico de la veleta:

Tabla 73. Confiabilidad y aplicabilidad en la determinación de parámetros con base en CPTu

Tipo de suelo	Granulares (Arenas)	Finos (Arcillas)
D_r	2-3	
ψ	2-3	
K_o	5	2
OCR	5	1
S_t		2
s_u		1-2
ϕ	2-3	4
E, G*	2 - 3	2 - 4
M	2 - 3	2 - 3
G_0^*	2 - 3	2 - 4
k	3 - 4	2 - 3
c_h	3 - 4	2 - 3

1: Alto, 2: Alto a moderado, 3: Moderado, 4: Moderado a bajo, 5: Baja confiabilidad, En blanco: No aplicable. *Aumenta cuando se usa SCPT.

Fuente: Robertson & Cabal (2014).

Tabla 74. Expresiones para la determinación de parámetros a partir del ensayo CPT

Ecuaciones	Parámetro
$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27[\log R_f] + 0,36 \left[\log \left(\frac{q_t}{P_a} \right) \right] + 1,236 ; R_f = \frac{f_s}{q_t}$	Peso unitario.
$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} ; 10 < N_{kt} < 18$	Resistencia al corte no drenada.
$s_u = \frac{\Delta_u}{N_{\Delta u}} ; 4 < N_{\Delta u} < 10$	
$s_t = \frac{s_u}{s_{u(Rem)}} = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \left(\frac{1}{f_s} \right) = \frac{7}{F_r}$	Sensitividad aproximada.
$K_o = (1 - \sin \phi')(OCR)^{\sin \phi'}$	Relación de esfuerzos de campo. Aplica, en su mayoría, para suelos sobre consolidados de grano fino.
$K_o \sim 0,5(OCR)^{0,5}$	
$D_r = \left(\frac{1}{C_2} \right) \ln \frac{Q_{cn}}{C_o} ; Q_{cn} = \frac{q_c/a}{\left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{0,5}}$	Densidad relativa. Co y C2 son constantes del material.
$D_r^2 = \frac{Q_{cn}}{305 Q_c Q_{OCR} Q_A} ; 0,90 < Q_c < 1,10 ;$ $Q_{OCR} = OCR^{0,18} ; Q_A = 1,2 + 0,05 \log \left(\frac{t}{100} \right)$	Densidad relativa. Para suelos moderadamente compresibles, normalmente consolidados, no cementados y relativa densidad.

Ecuaciones	Parámetro
$D_r = \frac{Q_{tn}}{350}$	Densidad relativa. Arenas no cementadas.
$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0,29 \right]$	Ángulo de fricción pico. Para arenas cuarzosas no cementadas, limpias, moderadamente compresibles, el ángulo de fricción pico.
$\phi' = 17,6 + 11 * \log(Q_{tn})$	Ángulo de fricción. Para arenas cuarzosas limpias, redondeadas y no cementadas para datos de alta calidad en campo.
$\phi' = \phi'_{cv} - 48\psi$	Ángulo de fricción. ϕ'_{cv} es el volumen constante que define el estado crítico del material.
$E = \alpha_E(q_t - \sigma_{vo}); \alpha_E = 0,015[10^{0,55Ic+1,68}]$	Módulo de elasticidad para arenas no cementadas.
$\psi = 0,56 - 0,33 * \log(Q_{tn.cs})$	Relación de vacíos inicial y la crítica.

Fuente: Robertson & Cabal (2014).

$$K = \frac{\pi}{10^6} * \frac{D^2 H}{2} * \left(1 + \frac{D}{3H} \right) \quad [46]$$

D es el diámetro de la veleta en centímetros, H es la altura medida de la veleta en centímetros

La resistencia al corte se puede corregir multiplicándola por un factor λ propuesto por Bjerrum (1972), aunque existen otras propuestas que se pueden encontrar en la literatura.

$$\lambda = 1.7 - 0.54 \log(IP) \quad [47]$$

a. Sensitividad (S_t):

$$S_t = \frac{S_u(pico)}{S_u(remoldeado)} \quad [48]$$

b. Esfuerzo de preconsolidación (σ'_c):

$$\sigma'_c = 7.04 * (S_u)^{0.83} \quad [49]$$

Donde,

Su: Resistencia al corte medida por la veleta.

c. Relación de sobre consolidación (OCR):

$$OCR = \beta * \frac{S_u(campo)}{\sigma'_o} \quad [50]$$

Donde σ'_o es el esfuerzo vertical efectivo, y β según varios autores citados por Das (2012) es:

$$\beta = 22(IP \text{ en } \%)^{-0.48} \quad [51]$$

$$\beta = \frac{222}{\omega \text{ en } \%} \quad [52]$$

$$\beta = \frac{1}{0.08 + 0.0055(IP)} \quad [53]$$

17.2.8.7. Penetración dinámica con puntaza

Con el número de golpes por intervalo, es posible calcular la resistencia dinámica a la punta, R_{pd} , así:

$$R_{pd} = \frac{M^2 H}{[A * e * (M + P)]} \quad [54]$$

$$R_{pd} = \frac{M^2 * H * N}{[A * \delta * (M + P)]} \quad [55]$$

Donde,

δ : es el intervalo de avance de penetración.

H: Altura de caída de la pesa.

M: Peso del martillo de golpeo.

A: Área de la punta.

P: Peso del varillaje.

e: Hincas promedio por golpe (es decir, δ/N).

17.2.8.8. Presurómetro

El resultado del ensayo genera una curva esfuerzo-deformación. El esfuerzo es la presión en las paredes de la perforación y la deformación es el incremento del radio del cilindro. De la curva, es posible obtener los siguientes parámetros: El primer módulo de carga (E_o), presión p_{oh} que se encuentra al inicio de la curva donde la presión horizontal del suelo es reestablecida, presión de fluencia (p_f) y el límite de presión (p_L). Algunos

valores esperados de E_o y p_L se observan en la Tabla 75 (pág. 216).

Tabla 75. Valores esperados de p_L y E_o con el ensayo PMT para diversos suelos.

Arcilla		
Resistencia del suelo	p_L^* (kPa)	E_o (kPa)
Blanda	0-200	0-2500
Media	200-400	2500-5000
Rígida	400-800	5000-12000
Muy rígida	800-1600	12000-25000
Dura	>1600	>25000
Arena		
Resistencia del suelo	p_L^* (kPa)	E_o (kPa)
Suelta	0-500	0-3500
Compacta	500-1500	3500-12000
Densa	1500-2500	12000-22500
Muy densa	>2500	>22500

Fuente: Robertson & Cabal (2014).

a. Módulo de elasticidad (E_p):

$$E_p = 2(1 + \mu_s)(V_o + v_m) \left(\frac{\Delta p}{\Delta v} \right) \quad [56]$$

Donde,

v_m es $(v_o + v_f)/2$,

Δp es $p_f - p_o$,

Δv es $v_f - v_o$ y

μ_s es la relación de Poisson.

b. Esfuerzo de preconsolidación (σ'_c):

Propuesto por Kulhawy y Mayne (1990), citado por Das (2012), para arcillas:

$$\sigma'_c = 0.45 * p_l \quad [57]$$

p_l es la presión límite, p_o es el esfuerzo horizontal total in situ, p_f es la presión de fluencia, o de cedencia.

c. Resistencia al corte no drenada de una arcilla (S_u):

Propuesto por Baguelin *et al* (1978) citado por Das (2012) con base en la expansión de cavidades:

$$S_u = \frac{p_l - p_o}{N_p} \quad [58]$$

$$N_p = 1 + \ln\left(\frac{E_p}{3S_u}\right) \quad [59]$$

N_p varía entre 5 y 12 según Das (2012).

17.2.8.9. Dilatómetro

Con las lecturas de p_0 y p_1 es posible encontrar los parámetros mostrados en la Tabla 76 (pág. 217).

De la Tabla 76 (pág. 217), p_0 es la primera lectura corregida, p_1 es la segunda lectura corregida, I_D es el índice de material, E_D es el módulo de dilatómetro, K_D es el índice de esfuerzo horizontal, OCR es la relación de sobre consolidación, c_u es la resistencia al corte no drenada, ϕ es el ángulo de fricción, k_h es el coeficiente de permeabilidad y U_0 es presión de poros de equilibrio.

Tabla 76. Parámetros estimados a partir del ensayo DMT.

Ecuaciones	Par.
$p_0 = 1,05(A - Z_m + \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B)$	p_0
$p_1 = B - Z_m - \Delta B$	p_1
$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$	I_D
$k_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}}$	K_D
$E_D = 34,7(p_1 - p_0)$	E_D

Ecuaciones	Par.
$K_{0.DMT} = \left(\frac{K_D}{1,5}\right)^{0,47} - 0,6$	K_0
$OCR_{DMT} = (0,5K_D)^{1,56}$	OCR
$C_{u.DMT} = 0,22\sigma'_{v0}(0,5K_D)^{1,25}$	c_u
$\phi_{safe.DMT} = 28 + 14,6 * \log K_d - 2,1 \log^2 K_d$	ϕ
$c_{h.DMTA} \approx 7 \text{ cm}^2 / T_{flex}$	c_h
$k_h = \frac{c_h \gamma_w}{M_h}$; $M_h \approx k_0 M_{DMT}$	k_h
$U_0 = p_2 \approx C - Z_m + \Delta A$	U_0

Fuente: Robertson & Cabal (2014).

Das (2012) presenta otras relaciones de cohesión no drenada en arcilla, propuesta por Kamei e Iwasaki (1995); y de ángulo de fricción por Ricceri y colaboradores (2002) para limos de baja plasticidad y arenas limosas pobremente gradadas:

a. Cohesión no drenada en arcilla:

$$S_u = 0.35\sigma'_0(0.47K_D)^{1.14} \quad [60]$$

b. Ángulo de fricción:

$$\phi' = 31 + \frac{K_D}{0.236 + 0.066K_D} \quad [61]$$

$$\phi'_{ult} = 28 + 14.6\log(K_D) - 2.1(\log(K_D))^2 \quad [62]$$

17.2.8.10. Lugeon

a. Unidades Lugeon (UL):

Se emplean para estimar la permeabilidad del tramo ensayado. Para determinar estas unidades se emplea la siguiente expresión:

$$UL = \frac{Q(l/min)}{L(m) \frac{P}{10} (kg/cm^2)} \quad [63]$$

Una unidad Lugeon equivale a un coeficiente de permeabilidad de 10-5 cm/s.

b. Permeabilidad:

Otras expresiones que se encuentran en la literatura son:

$$K = \frac{Q}{6.28 * P * L} * \ln \frac{L}{r} \quad [64]$$

Donde,

K: Permeabilidad en unidades *Lugeon*.

Q: Caudal.

P: Presión.

L: Longitud ensayada.

r: Radio.

$$K = \frac{2.65 * 10^{-5} * Q}{LH} * \ln \frac{10^3 L}{r} \quad [65]$$

Donde,

Q: Caudal (l/min).

H: Presión aplicada (kg/cm²).

L: Longitud ensayada (m).

r: Radio del taladro (mm).

Por medio del cálculo de las unidades Lugeon, es posible categorizar el macizo como se presenta en la Tabla 77 (pág. 218).

Tabla 77. Permeabilidad de un macizo rocoso por medio del ensayo Lugeon.

Tipo de macizo	Unidades Lugeon	Presión, kPa
Muy impermeable	0-1	1000
Poco permeable	1-3	1000

Tipo de macizo	Unidades Lugeon	Presión, kPa
Permeable	>3	1000
	1,5-6	500
Muy permeable	>3	1000
	>6	500

Fuente: Olalla y Sopeña, (1991).

17.2.8.11. Lefranc

Permeabilidad:

Para cabeza variable se determina la permeabilidad por medio de la siguiente expresión:

$$K = \frac{2\pi R}{11(t_2 - t_1)} * \ln \frac{h_1}{h_2} \quad [66]$$

Donde,

K: Coeficiente de permeabilidad.

R: Radio del revestimiento.

t₂ - t₁: Intervalo de tiempo en el que el agua pasó de estar en la profundidad h₁ a la h₂.

Para cabeza constante se determina la permeabilidad por medio de la siguiente expresión:

$$K = \frac{Q}{C * H} \quad [67]$$

Donde,

K: Coeficiente de permeabilidad.

C: Coeficiente de forma de la perforación.

Q: Caudal.

H: Altura del agua dentro de la perforación medida por encima del nivel freático.

C, es igual a:

$$C = \frac{2\pi L}{\ln \frac{2L}{D}} \quad [68]$$

Donde,

- D:** Diámetro del revestimiento.
- L:** Longitud de la zona filtrante.

17.2.9. Valores de referencia de parámetros geomecánicos de la roca intacta

En el apartado 17.2.8 (pág., 210) se presentó la determinación de parámetros a partir de ensayos de campo. En esta sección se muestra valores de referencia de diferentes parámetros de la roca intacta útiles para comparar y tener órdenes de magnitud.

El concepto de resistencia de la roca intacta hace referencia principalmente a la resistencia frente a cargas de compresión.

No hay un valor de resistencia a la compresión inconfiada mundialmente aceptado y único para definir la división entre lo que es una roca y un suelo, sin embargo, algunos autores de literatura reconocida en el gremio de la mecánica de rocas sugieren que un material se considera como roca cuando posee una resistencia a la compresión inconfiada a partir de entre 1 a 5 MPa.

17.2.9.1. Propiedades físicas y mecánicas

En la Tabla 79 (pág. 220) se presenta una guía de parámetros físicos y mecánicos relevantes de acuerdo al tipo de roca. Esta tabla debe tomarse como de tipo orientativo ya que en los proyectos específicos en ocasiones se requiere conocer parámetros particulares de acuerdo a los requerimientos de proyecto.

17.2.9.1.1. Parámetros de resistencia

Se obtienen a partir de ensayos de laboratorio. Los ensayos de laboratorio disponibles para determinar parámetros de resistencia en la roca intacta son los que se muestran en la Tabla 61 (pág. 207). A continuación, se presenta propiedades físicas y mecánicas de la roca intacta por medio de valores de referencia, y relaciones gráficas útiles para las fases de prefactibilidad y factibilidad.

a. Módulo de elasticidad

Tabla 78. Valores de referencia de módulo de elasticidad de la roca intacta

Roca intacta	Módulo elasticidad estático	Coefficiente de Poisson, v
Andesita	30-40	0,23-0,32
Anfibolita	13-92	
Anhidrita	1,5-76	
Arenisca	3-61	0,1-0,4 (0,24-0,31)
Basalto	32-100	0,19-0,38 (0,25)
Caliza	15-90 (29-60)	0,12-0,33 (0,25-0,30)
Cuarcita	22-100 (42-85)	0,08-0,24 (0,11-0,15)
Diabasa	69-96	0,28
Diorita	2-17	
Dolomía	4-51	0,29-0,34
Gabro	10-65	0,12-0,20
Gneis	17-81 (53-55)	0,08-0,04 (0,20-0,30)
Esquistos	6-39 (20)	0,01-0,31 (0,12)
Granito	17-77	0,1-0,4 (0,18-0,24)
Grawaca	47-63	
Limolita	53-75	0,25
Lutita	3-22	0,25-0,29
Marga	4-34	
Mármol	28-72	0,1-0,4 (0,23)
Micaesquistos	1-20	
Pizarra	5-30	
Sal	5-20	0,22
Toba	3-76	0,24-0,29
Yeso	15-36	

Tabla 79. Guía de parámetros relevantes por tipo de roca. Los parámetros relevantes pueden variar dependiendo de las condiciones del proyecto y requerimientos.

Tipos de roca básica		Parámetros clave																		
		Propiedades de la roca intacta										Discontinuidades								
		Composición mineral	Composición de Minerales de Arcilla (cualitativo)	Composición de Minerales de Arcilla (cuantitativo)	Cementación	Tamaño de grano	Textura	Relación Matriz/Fragmentos	Porosidad	Alteración / Meteorización	Fenómeno de solución	Propiedades de expansión	Propiedades de resistencia	Anisotropía	Forma del bloque	Tamaño de bloque	Persistencia	Apertura	Resistencia al corte / Rugosidad	Relleno
Rocas	Plutónicas	■				■	■			□			■		■	■	□	■	□	□
	Volcánicas (masivas)	□					□		■	■			■		■	■	□	■	□	■
	Volcano-clásticas	□	□		□	□		■	■	■		□	□							
	Clásticas de grano grueso (masivas)	□		□	■	■	□	■	□	□			■		□	□	□	□		
	Clásticas de grano fino (masivas)		■	■	■	■				□			■	□		□				
	Clásticas de grano grueso (estratificadas)	□		□	■	■		■	□	□			■	■					■	
	Clásticas de grano fino (estratificadas)		■	■	■	■				□			■		■				■	□
	Carbonatadas (masivas)	■									■		■		□	■	□	■		□
	Carbonatadas (estratificada)	■									■		■		■				□	□
	Sulfáticas	■									■	■	□							
	Metamórficas (masivas)	■				■	■			□			■		■	■	□	■		
	Metamórficas (estratificadas)	■				■	■			□			■	■	■	■	□		■	■
	Rocas de falla	□	■	■	■			■		□		■	■							

■ Parámetro significativo □ Parámetro menos relevante

Fuente: Traducido de Austrian Society for Geomechanics (2010).

b. Cohesión y ángulo de fricción

Tabla 80. Valores de referencia de cohesión y ángulo de fricción

Roca	Cohesión, MPa	ϕ (°)
Andesita	27,4	45
Arenisca	7,8-34,3	30-50
Basalto	19,6-58,8	48-55
Caliza	4,9-39,2	35-50
Caliza margosa	1-5,9	30
Cuarcita	24,5-68,6	40-55
Diabasa	88,3-117,7	40-50
Diorita	14,7	50-55
Dolomía	21,6-58,8	25-35
Esquisto	24,5	25-30*
	2-14,7*	20-30*
Gabro	29,4	35
Gneis	14,7-39,2	30-40
Granito	14,7-49	45-58
Grawaca	5,9-9,8	45-50
Mármol	14,7-34,3	35-45
Lutita	2,9-34,3	40-60
		15-25*
Pizarra	9,8-49,0	40-55
	<9,8*	15-30*
Toba	0,7	-
Yeso	-	30

* En superficies de laminación o esquistosidad.

Fuente: Vallejo

17.2.9.2. Resistencia a la Compresión Uniaxial vs Módulo de Elasticidad (Pello, 1993)

Tabla 81. Relación entre la compresión uniaxial y el módulo de elasticidad

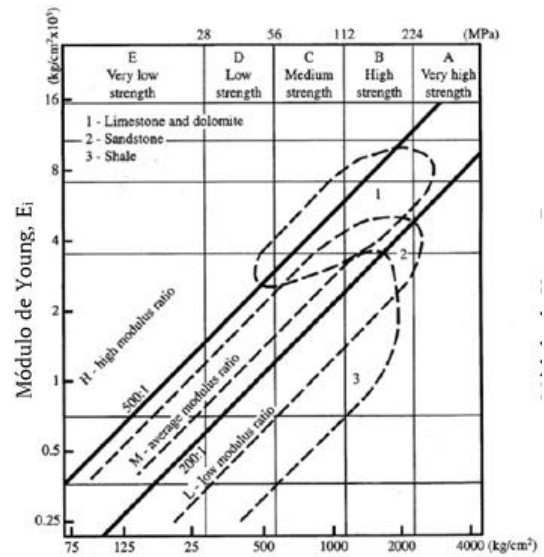
Tipo de Roca	Relación Módulo/Resistencia
Basalto	200-500
Granito	300-500
Caliza	300-500
Arenisca	100-400
Argilita	80-300

17.2.9.3. Clasificación de la roca por medio de la Resistencia a la Compresión Simple

El ISRM (1981) proporcionó una clasificación de la roca intacta con base en índices de campo relacionándola con rangos aproximados de resistencia a la compresión simple (RCS) que se presenta en la Tabla 54 (pág. 188).

Otras clasificaciones realizadas por diferentes autores se condensan en la Tabla 82 (pág. 222).

17.2.9.4. Resistencia a la Compresión Simple vs Módulo de Elasticidad por Deere & Miller, 1966 Rocas Sedimentarias (izquierda) e ígneas (derecha)



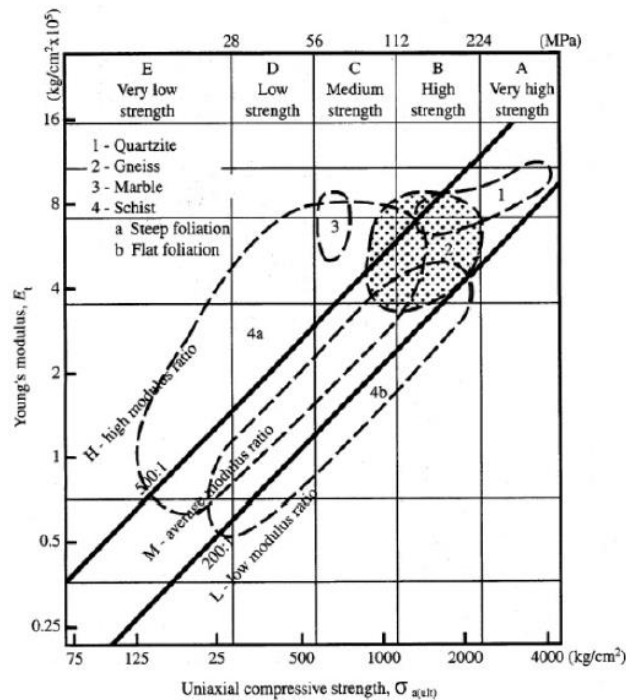
Resistencia a la compresión uniaxial, Gráfica 1. Relación del módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión Uniaxial de rocas sedimentarias.

Tabla 82. Clasificaciones con base en la resistencia a la compresión simple de diferentes autores.

Resistencia a la compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
<1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda >1,25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5-12,5	Blanda	Moderadamente blanda		
12,5-25		Moderadamente dura		
25-50	Moderadamente dura		Baja	Esquisto, pizarra.
50-100	Dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistosas, mármol, granito, gneis, arenisca, caliza porosa.
100-200	Muy dura	Muy dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía.
>200				
>250	Extremadamente dura	Extremadamente dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto.

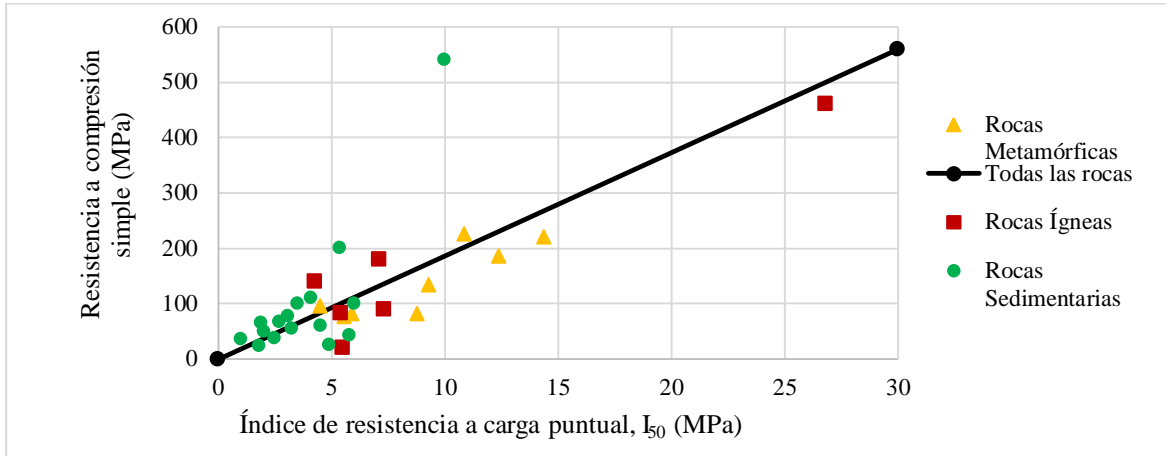
Fuente: Gonzales de Vallejo (2002).

17.2.9.5. Resistencia a la Compresión Simple vs Módulo de Elasticidad por Deere & Miller, 1966 Rocas Metamórficas



Gráfica 2. Relación del módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión Uniaxial de rocas metamórficas.

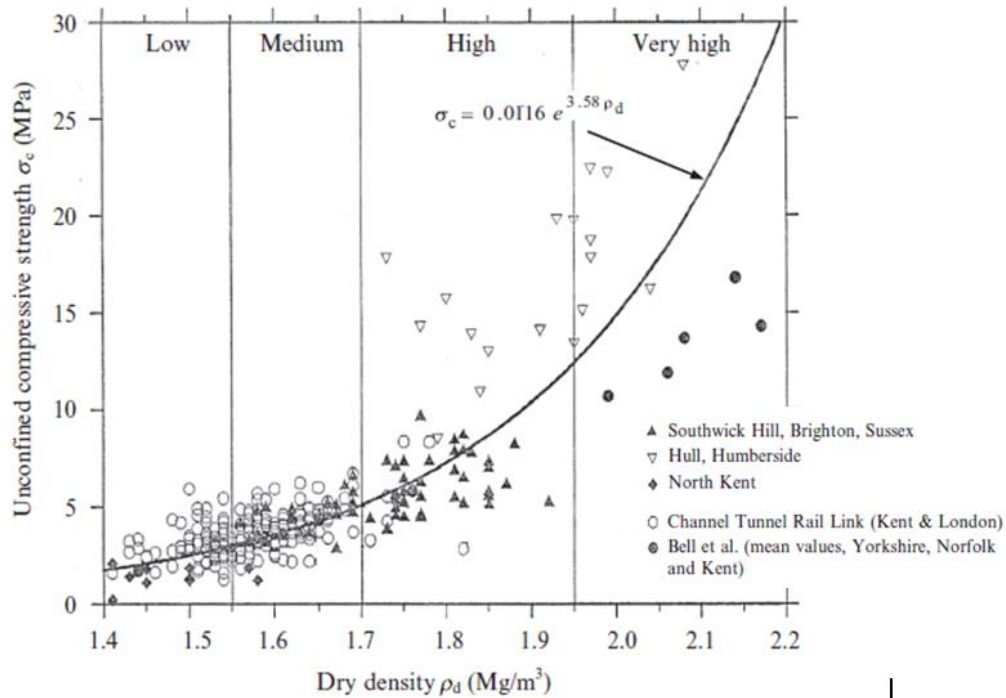
17.2.9.6. Resistencia a la Compresión simple vs Índice de carga puntual



Gráfica 12. Resistencia a la compresión simple vs índice de resistencia a carga puntual I_{50} .

Fuente: Adaptado de Thuro y Plinninger I_{50} (MPa) citado por (López Jimeno, Arnaiz de Guezala, López Jimeno, & García Bermúdez, 2013).

17.2.9.7. Resistencia a la Compresión inconfiada vs Densidad seca

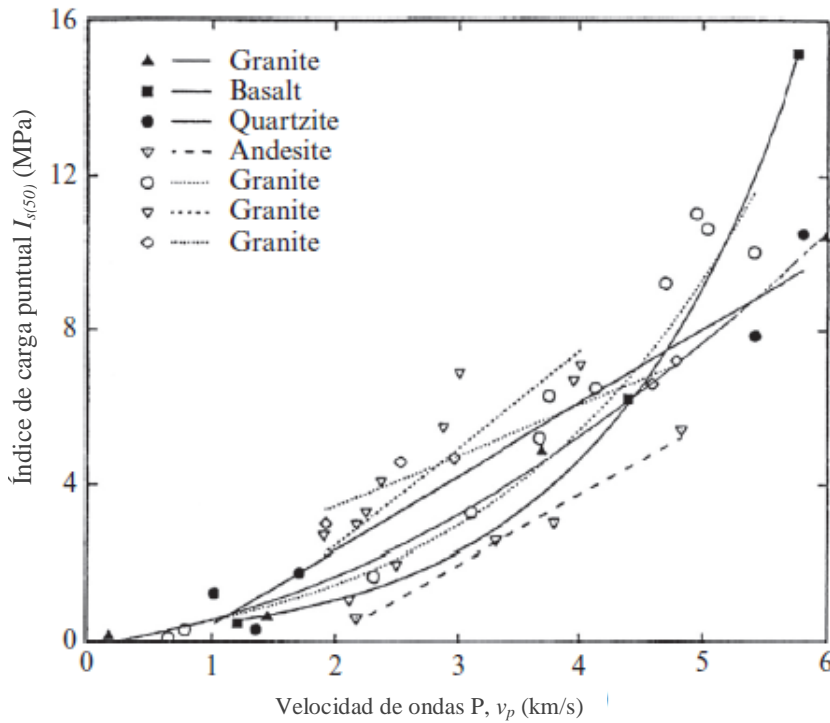


Gráfica 13. Resistencia a la compresión inconfiada σ_c versus densidad seca ρ_d para cretas.

(Basado en Bowden, A. J., Spink, T.W., Mortmore, R.N., 2002. Descripción ingenieril de creta: su resistencia, dureza y densidad. Q. J. Ing. Geol. Hidrogeol. 35, 355-361.).

Fuente: Traducido de Zhang (2006).

17.2.9.8. Velocidad de ondas P vs Índice de Carga Puntual



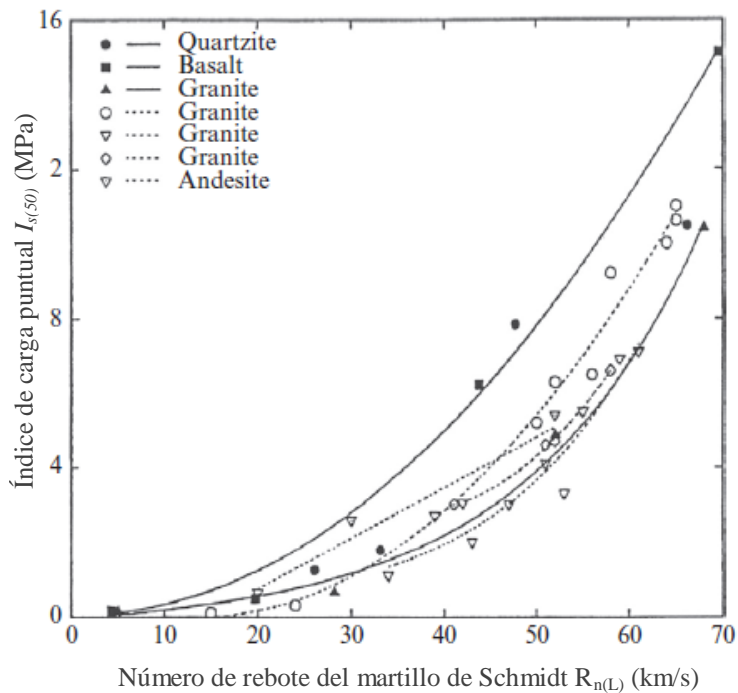
Gráfica 14. Variación del índice de carga puntual con la velocidad de onda P para rocas cristalinas frescas y meteorizadas.

Fuente: Traducido de Gupta, A.S., Rao, K.S. (1998). *Propiedades índice de rocas meteorizadas: interrelaciones y aplicabilidad. Bull. Eng. Geol. Environ. 57, 191-172., citado por Zhang (2006).*

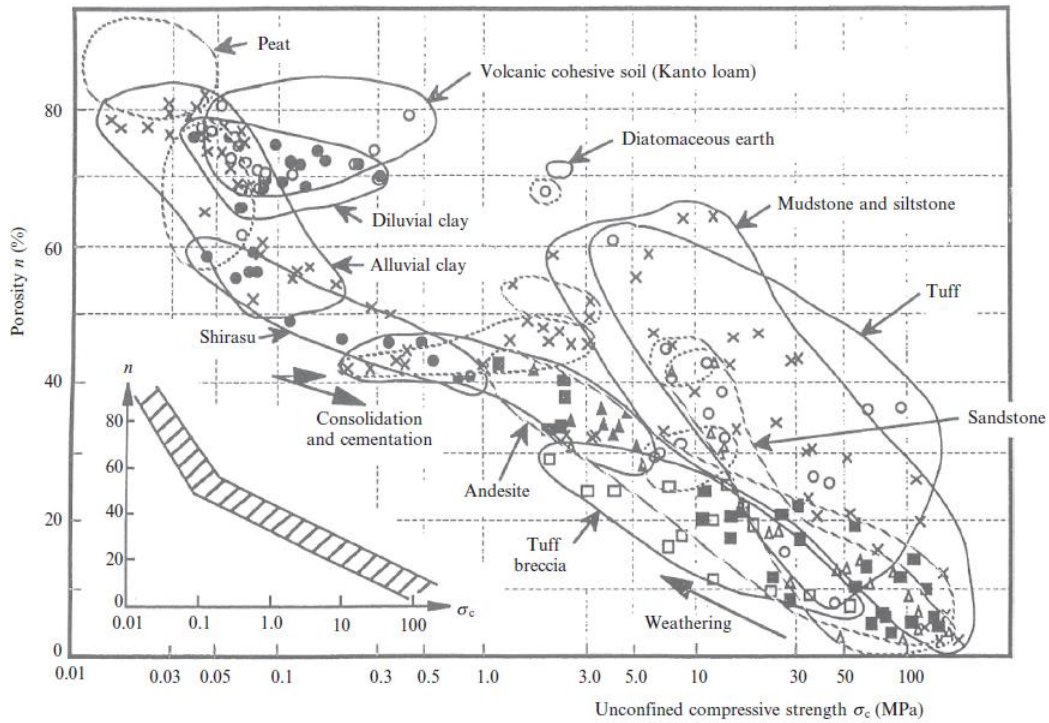
17.2.9.9. Número de rebote del martillo de Schmidt vs Índice de Carga Puntual

Gráfica 15. Variación del índice de carga puntual con el número de rebote del martillo de Schmidt para rocas cristalinas frescas y meteorizadas.

Fuente: De Gupta, A.S., Rao, K.S., 1998. *Propiedades índice de rocas meteorizadas: interrelaciones y aplicabilidad. Bull. Eng. Geol. Environ. 57, 191-172, citado por Zhang (2006).*



17.2.9.10. Porosidad vs Resistencia a la Compresión Inconfinada



Gráfica 16. Variación de σ_c con la porosidad n para varios geomateriales.

Fuente: Basado en Adachi, T., Yoshida, N., 2002. Investigación in situ de características mecánicas de rocas blandas. En: Sharma, V. M., Saxena, K.R. (Eds.), Caracterización In-situ de Rocas. Balkema, Lisse, pp. 131-186. Citado por Zhang (2006).

17.2.9.11. Módulo de elasticidad vs Número de rebote del martillo de Schmidt

Tabla 83. Correlación entre el módulo de elasticidad y el número de rebote del martillo de Schmidt, R_n

Correlación	r^2	Tipo de roca	Referencia
$E=1,786\rho_d R_{n(L)}-29,58$	0,53	28 unidades litológicas, 3 tipos de roca base.	Deere y Miller (1966)
$E=0,601\rho_d R_{n(L)}-20,27$	0,72		
$E=0,0069 \times 10^{(1,061 \log(\rho R_{n(L)}+1,861))}$		25 unidades litológicas.	Aufmuth (1973)
$E=0,192\rho^2 R_{n(L)}-12,71$		20 unidades litológicas.	Beverly <i>et al.</i> (1979)
$E=1,940R_{n(L)}-33,92$	0,78	Mármol, caliza, dolomita.	Sachpazis (1990)
$E=e^{cR_{n(L)}+d}$, c y d son coeficientes que dependen del tipo de roca.	0,77-0,92	Mica esquisto, prasinita, serpentinita, gabro, lutita.	Xu <i>et al.</i> (1990)
$E=0,00013R_{n(N)}^{3,09074}$	0,99	Creta, caliza, arenisca, mármol, sienita, granito.	Katz <i>et al.</i> (2000)
$E=e^{0,054R_{n(L)}+1,146}$	0,9	Yeso.	Yilmaz y Sendir (2002)
$E=0,47R_{n(L)}-6,25$	0,85	Andesita, toba volcánica, basalto.	Dincer <i>et al.</i> (2004)
$E=6,999e^{0,0345R_{n(L)}}$	0,79	Yeso.	Yilmaz y Yuksek (2009)

Notas: E está en GPa; ρ es la densidad de la roca en g/cm^3 ; $R_{n(L)}$ y $R_{n(N)}$ son, respectivamente, el número de rebote del martillo de Schmidt tipo L y N; r^2 es el coeficiente de determinación.

Fuente: Traducido de Zhang (2006)

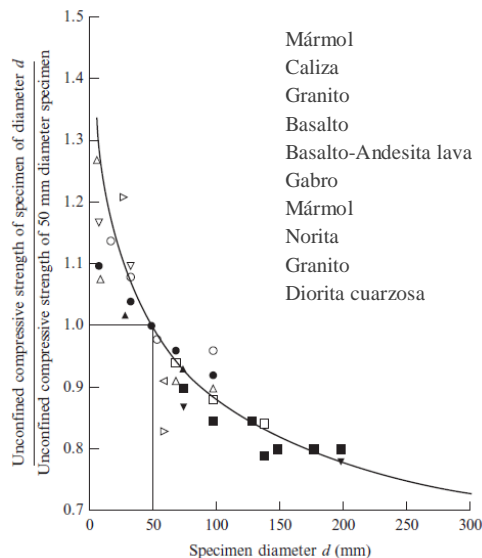
17.2.9.12. Valores de m_i para distintos tipos de rocaTabla 84. Valores de m_i por tipo de roca.

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
Sedimentarias	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Argilita 4
			Grauwaca (18)			
	No clásticas		Creta (18) Carbón (8-21)			
			Brecha (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
			Evaporitas		Yeso 16	Anhidrita 13
Metamórficas	No foliadas		Mármol 9	Corneanas (19)	Cuarcita 24	
	Ligeramente foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita 31	Milota (6)	
	Foliadas*		Gneis 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9
Ígneas	Claras		Granito 33	Riolita (16)		Obsidiana (19)
			Granodiorita (30)	Dacita (17)		
			Diorita (28)	Dacita 19		
	Oscuras		Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)	
			Norita 22			
	Extrusivas piroclásticas		Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)	

* Lo valores de m_i para rocas con foliación se refieren a resultados de ensayos sobre probetas cortadas de manera que la carga se aplica perpendicularmente al plano de foliación.

Fuente: Hoek et al (1994).

17.2.10. Efecto del tamaño de la muestra en la resistencia de la roca intacta



Gráfica 17. Influencia del tamaño de la muestra en la resistencia a la compresión de la roca intacta.

Fuente: De Hoek, E., Brown, E. T., 1980. Criterio de resistencia empírico para masas rocosas. J. Geotec. Ing. ASCE 106, 1013-1035, citado por Zhang (2006).

CRITERIOS DE FALLA: ROCA INTACTA

Continuando con el tópico de parámetros geomecánicos y criterios de falla, se presenta a continuación algunos de los criterios más empleados en la mecánica de rocas.

17.2.11. Criterios de falla de la roca intacta

Los dos primeros criterios de falla que se presentan aquí, son los más comúnmente usados en el diseño de obras subterráneas, sin embargo, se presentan otros que también existen en la mecánica de rocas a manera de contextualización. Se destaca que también existen criterios de falla tridimensionales.

17.2.11.1. Hoek-Brown (1980):

Es uno de los criterios de falla más usados en rocas. Su formulación consiste en una relación de esfuerzos con el tipo de material, así:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_i * \frac{\sigma'_3}{\sigma'_c} + 1 \right)^{0.5} \quad [69]$$

Donde,

σ_c : Resistencia a la compresión inconfiada.

σ'_1 : Esfuerzo efectivo principal mayor.

σ'_3 : Esfuerzo efectivo principal menor.

m_i : Constante de material (Tabla 84, pág. 226).

17.2.11.2. Mohr-Coulomb:

Es un criterio de falla lineal elástico perfectamente plástico que indica que la resistencia al corte del material depende del

esfuerzo normal al plano de falla (afecta la fricción de forma proporcional) y de la cohesión del material. La expresión de este criterio es la siguiente:

$$\tau = c + \sigma'_n \tan \phi \quad [70]$$

Donde,

τ : Resistencia al corte

c : Cohesión

σ'_n : Esfuerzo normal efectivo

ϕ : Ángulo de fricción.

Otros criterios de falla menos usados se presentan en Zhang (2006). Algunos se muestran a continuación:

17.2.11.3. Bieniawski (1974):

Al igual que el criterio de Hoek-Brown (1980), relaciona esfuerzos con el tipo de material. Su expresión es la siguiente:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma_c} = 1 + b \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma_c} \right)^{0.65} \quad [71]$$

Donde b es un parámetro asignado por tipo de material.

17.2.11.4. Johnston (1985):

Criterio que describe la no linealidad de la envolvente de falla por medio del parámetro M , tiene en cuenta el tipo de material, su resistencia a la compresión inconfiada y los esfuerzos principales. La formulación de este criterio es la siguiente:

$$\sigma'_{1n} = \left(\frac{M}{B} \sigma'_{3n} + 1 \right)^B \quad [72]$$

Donde,

σ'_{1n} y σ'_{3n} : Esfuerzos principales mayor y menor divididos por la resistencia a la compresión inconfiada.

M: Describe la pendiente de la envolvente de falla en $\sigma'_{3n}=0$. Este parámetro está en función de la resistencia a la compresión inconfiada y el tipo de material.

B: Describe la no linealidad de la envolvente de falla y depende de la resistencia a la compresión inconfiada de la roca.

17.2.11.5. Ramamurthy et al. (1985), Ramamurthy (1986, 1993):

La expresión de este criterio tiene en cuenta los esfuerzos principales, el tipo de material y la resistencia a la compresión inconfiada. Su expresión en la siguiente:

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_3} = B_r \left(\frac{\sigma_c}{\sigma'_3} \right)^{\alpha_r} \quad [73]$$

Donde,

α_r : Es la pendiente de la curva entre

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3) / \sigma'_3 \text{ y } \sigma_c / \sigma'_3$$

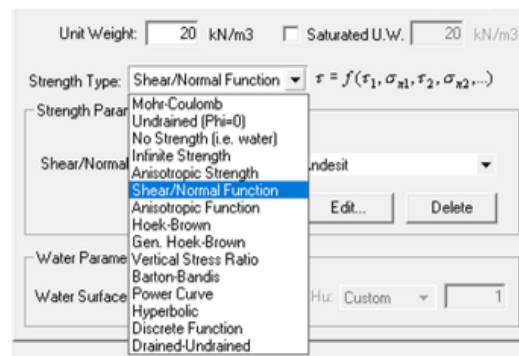
B_r : Constante del material, dependen del tipo de roca.

17.2.11.6. Criterios de falla y modelos constitutivos disponibles en programas de análisis

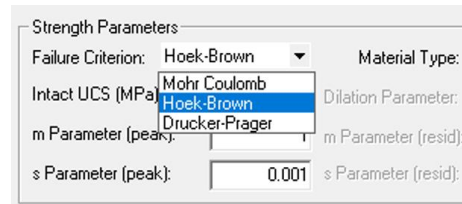
A continuación, se presenta la variedad de criterios de falla y modelos constitutivos que ofrecen algunos de los programas de análisis más comúnmente usados en ingeniería para análisis de estabilidad y deformación en roca. Otros programas de uso se presentan en la página 392 de este manual.

Cabe aclarar que la diferencia entre criterios de falla y modelos constitutivos radica en que la primera describe una relación de parámetros que influyen en la resistencia del material y es posible determinar el esfuerzo máximo permisible por el material a la falla, mientras que la segunda busca representar el comportamiento del material (p. ej., endurecimiento por deformación, ablandamiento por deformación) por medio de la relación de esfuerzos y deformaciones con el criterio constitutivo. La mayoría de modelos constitutivos integran en su filosofía el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

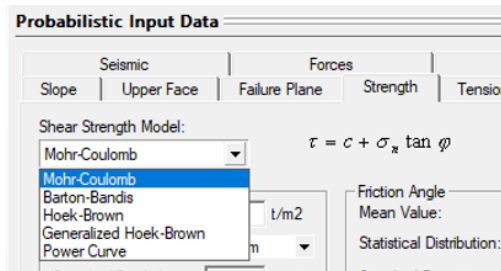
Slide:



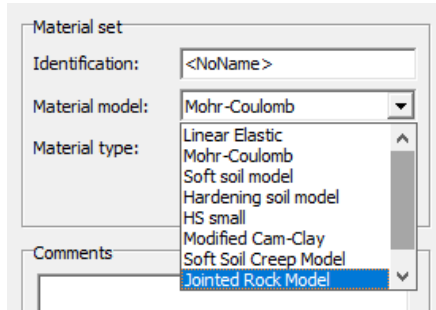
Phase:



Rockplane:



Plaxis:



PARÁMETROS GEOMECÁNICOS: DISCONTINUIDADES

En la sección anterior se desarrolló el tópico de parámetros geomecánicos para roca intacta. En esta sección se desarrolla el mismo tema pero para discontinuidades, y luego para macizos rocosos.

17.2.12. Determinación de parámetros de resistencia de las discontinuidades

A continuación, se presenta inicialmente valores de referencia de ángulo de fricción básico, luego se muestran algunas formas para determinar el ángulo de fricción básico y residual, la cohesión, resistencia a la compresión de las paredes de la discontinuidad, ajustes por escala, parámetros de resistencia y otros.

17.2.12.1. Valores de referencia del ángulo de fricción básico

Algunos valores de referencia que permiten tener un orden de magnitud se presenta a continuación por tipo de roca.

Tabla 85. Ángulo de fricción básico húmedo y seco por tipo de roca.

Origen	Tipo	φ_b seco, °	φ_b húmedo, °
Sedimentario	Conglomerado	35	
	Creta	32	
	Caliza	31-37	27-35
	Lutita	31-33	27-31
	Arenisca	26-35	25-34
	Shale		27
	Limolita	31-33	27-31
Ígnea	Basalto	35-38	31-36
	Dolerita	36	32
	Granito de grano grueso	31-35	31-33
	Granito de grano fino	31-35	29-31
	Pórfido	31	31
Metamórfica	Anfibolita	32	
	Gneis	26-29	23-26
	Esquisto	25-30	21
	Pizarra	25-30	21

Basado en N., Choubey, V., 1977. La resistencia al corte de discontinuidades en la teoría y práctica. *Mec. Rocas.*, 10, 1-54; Alejano, L.R., González, J., 2012. Comparación de diferentes técnicas de tilt test y evaluación de la variabilidad del ángulo de fricción básico. *Mec. Rocas. Ing. Rocas.*, 45, 1023-1035.

Fuente: Traducido de Zhang (2006).

Tabla 86. Ángulo de fricción básico para varios tipos de roca agrupadas por origen.

Tipo de roca	Estado de humedad	Ángulo de fricción básico ϕ_b	Referencia
A. Rocas Sedimentarias			
Arenisca	Seco	26-35	Patton, 1966
Arenisca	Húmedo	25-33	Patton, 1966
Arenisca	Húmedo	29	Ripley & Lee, 1962
Arenisca	Seco	31-33	Ksmanovic, 1967
Arenisca	Seco	32-34	Coulson, 1962
Arenisca	Húmedo	31-34	Coulson, 1962
Arenisca	Húmedo	33	Richards, 1975
Pizarra	Húmedo	27	Ripley & Lee, 1962
Limolita	Húmedo	31	Ripley & Lee, 1962
Limolita	Seco	31-33	Coulson, 1962
Limolita	Húmedo	27-31	Coulson, 1962
Conglomerado	Seco	35	Ksmanovic, 1967
Creta	Húmedo	30	Hurchinson, 1972
Caliza	Seco	31-37	Coulson, 1962
Caliza	Húmedo	27-35	Coulson, 1962
B. Rocas Ígneas			
Basalto	Seco	35-38	Coulson, 1962
Basalto	Húmedo	31-36	Coulson, 1962
Granito de grano fino	Seco	31-35	Coulson, 1962
Granito de grano fino	Húmedo	29-31	Coulson, 1962
Granito de grano grueso	Seco	31-35	Coulson, 1962
Granito de grano grueso	Húmedo	31-33	Coulson, 1962
Pórfido	Seco	31	Barton, 1971
Pórfido	Húmedo	31	Barton, 1971
Dolerita	Seco	36	Richards, 1975
Dolerita	Húmedo	32	Richards, 1975
C. Rocas Metamórficas			
Anfibolita	Seco	32	Wallace <i>et al.</i> , 1970
Gneis	Seco	26-29	Coulson, 1962
Gneis	Húmedo	23-26	Coulson, 1962
Esquisto	Seco	25-30	Barton, 1971
Esquisto	Seco	30	Richards, 1975
Esquisto	Húmedo	21	Richards, 1975

Fuente: Tomado de Instituto Tecnológico Geominero (1991).

17.2.12.2. Parámetros de resistencia de discontinuidades con relleno

Valores de referencia de parámetros de resistencia para discontinuidades con relleno se presentan a continuación.

Tabla 87. Resistencia al corte de discontinuidades rellenas y materiales de relleno (según Barton, 1974) citado por (Ramírez Oyangueren & Alejano Monge, 2004)

Roca	Descripción	c'_{pico} , MPa	ϕ_{pico} , °	c'_{residual} , MPa	ϕ_{residual} , °
Basalto	Brecha basáltica arcillosa, amplia variación del contenido de arcilla y basalto.	0,24	42		
Bentonita	Filón bentonítica en creta.	0,015	7,5		
	Capas estrechas.	0,09-0,12	12-17		
	Ensayos triaxiales.	0,06-0,1	9-13		
Pizarra Bentonítica	Ensayos triaxiales.	0-0,27	8,5-29		
	Ensayos de corte directo.			0-0,03	8,5
Arcillas	Sobreconsolidadas, deslizamientos, juntas y cizallamientos menores.	0-0,18	12-18,5	0-0,003	10,5-16
Lutita arcillosa	Ensayos triaxiales.	0,06	32		
	Superficies de estratificación.			0	19,25
Lutitas en carbón	Capas de arcilla litoníticas, 10 a 25 mm.	0,012	16	0	11-11,15
Dolomía	Capa de lutita alterada.	0,04	14,5	0,02	17
Diorita, granodiorita y pórfido	Relleno arcilloso (arcilla 2%, IP=17%)	0	26,5		
Granito	Fallas rellenas de arcilla	0-0,1	24-45		
	Relleno de falla arenoso.	0,05	40		
	Zona de cizalla tectónica, granitos esquistosos y rotos, roca desintegrada y arcilla.	0,24	42		
Grauvaca	1-2 mm de arcilla en planos de estratificación.			0	21
Caliza	Capa de 6 mm de arcilla.	0,1	13-14	0	13
	10-20 mm de relleno arcilloso <1 mm relleno de arcilla.	0,05-0,2	17-21		
Caliza, marga y lignito	Capas de lignito interestratificado.	0,08	38		
	Contacto marga/lignito.	0,1	10		
Caliza	Juntas margosas, 20 mm de espesor.	0	25	0	15-24
Lignito	Contacto lignito/arcilla.	0,014-0,03	15-17,5		
Montmorillonita y arcilla bentonítica	Capas de 80 mm de bentonita (montmorillonita) arcilla en lutitas.	0,36 0,016-0,02	14 7,5-11,5	0,08	11
Esquisto, cuarcita y esquisto silíceo	Relleno arcilloso de 10-15 mm.	0,03-0,08	32		
	Estratificación con arcilla en capas finas.	0,61-0,74	41		
	Estratificación con arcilla en capas gruesas.	0,38	31		
Pizarra metamórfica	Finamente laminada y alterada.	0,05	33		
Cuarzo / caolín / pirolusita	Ensayos triaxiales sobre muestras remoldeadas.	0,042-0,09	36-8		

RESISTENCIA AL CORTE: DISCONTINUIDADES

17.2.12.3. Cálculo del ángulo de fricción pico

- ✓ Para $JCS > 50$, el ángulo de fricción es independiente de la carga:

$$\phi_p = \phi_r + 1.7JRC \quad [74]$$

- ✓ Para $JCS < 50$

$$\phi_p = JRC * \log \frac{JCS}{\sigma'_n} + \phi_r \quad [75]$$

Donde,

JRC: Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (Gráfica 10, pág. 203).

JCS: Resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad.

σ'_n : Esfuerzo normal efectivo.

ϕ_r : Ángulo de fricción residual.

17.2.12.4. Ángulo de fricción residual

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (1978) menciona que,

El ángulo de fricción residual dependerá del grado de meteorización de las paredes de la discontinuidad y del tipo de roca. En la ausencia de meteorización, el ángulo de fricción residual usualmente varía entre 25 a 35°, siendo 30° el valor más común. En el caso de que las paredes estén fuertemente meteorizadas, el valor puede caer cerca de los 15°, incluso en la ausencia de material llenante de arcilla.

El ángulo de fricción residual se puede estimar de la siguiente ecuación:

$$\phi_r = (\phi_b) + \frac{20r}{R} \quad [76]$$

Siendo R el valor del rebote del martillo de Schmidt (pág.189) sobre una superficie de material sano y seco, r es el valor del rebote sobre la superficie de la discontinuidad en estado natural, húmedo o seco, y ϕ_b es el ángulo de fricción básico de la roca (Tabla 85 pág. 229 y Tabla 86 pág. 230).

17.2.12.5. Resistencia a la compresión de la pared de la discontinuidad (JCS)

Gonzales de Vallejo (2002), del que se basa esta sección, menciona que, si las paredes de la junta no están alteradas, se toma el valor de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa. Si las paredes están alteradas, puede usarse la siguiente expresión:

$$JCS = 0.00088\gamma_{roca}r + 1.01 \quad [77]$$

Donde,

JCS en MN/m².

γ_{roca} en kN/m³.

Del ensayo del Tilt test, se obtiene el parámetro α que es el ángulo de inclinación tal que el fragmento superior inicia su desplazamiento con respecto al fijo. Con este parámetro, se puede estimar el JCS de la siguiente expresión:

$$JCS = \frac{\alpha - \phi_r}{\log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right)} \quad [78]$$

17.2.12.6. Ajuste por escala del factor JCS y JRC

Gonzales de Vallejo (2002) expresa que,

Los valores de JCR obtenidos empíricamente corresponden a juntas de 10 cm de longitud. Para analizar juntas de mayor longitud hay que hacer un ajuste.

Los valores de la resistencia a la compresión JCS disminuyen conforme aumenta la escala.

Para contrarrestar los efectos anteriores, Bandis et al. (1981), establecieron las siguientes relaciones para obtener los parámetros en juntas de longitud real L_n ($L_0=10$ cm):

$$JCS_n = JCS_0(L_n/L_0)^{-0.03JCS_0} \quad [79]$$

$$JRC_n = JRC_0(L_n/L_0)^{-0.02JRC_0} \quad [80]$$

En pocas palabras, los parámetros con el subíndice “n” corresponden a datos de laboratorio y aquellos con subíndice de “0” a información de campo, como lo comenta Hernández (2014) en el documento “*Criterios de resistencia al corte de las discontinuidades rocosas*”.

17.2.12.7. Estimación del parámetro JRC por métodos cuantitativos

En la fase de estudios definitivos es posible hacer uso de los métodos empleados por autores como Wu y Ali (1978), Tse y Cruden (1979), Krahn y Morgenstern (1979), Mandelbrot (1983) para determinar el coeficiente de rugosidad a partir de la geometría del perfil como lo menciona Sanei, Lohrasb, y Bijan (2014).

Esos métodos son:

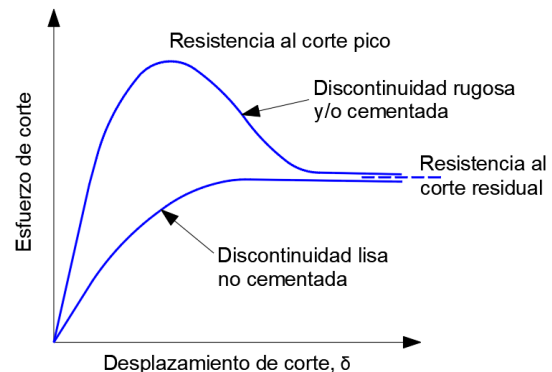
- ✓ Valor cuadrático medio (RMS),
- ✓ El valor cuadrático medio de las primeras derivadas (Z2),
- ✓ El valor cuadrático medio de las segundas derivadas (Z3),
- ✓ La función de estructura (SF),
- ✓ El índice del perfil de rugosidad (RP)
- ✓ La dimensión fractal.
- ✓ Divisor modificado.

17.2.13. Resistencia al corte en discontinuidades

17.2.13.1. Factores que condicionan la resistencia al corte de una discontinuidad

La resistencia al corte de una discontinuidad depende de los siguientes factores:

- ✓ Esfuerzo normal al plano de corte.
- ✓ Ángulo de fricción básico.
- ✓ Grado de alteración y resistencia de las paredes de la discontinuidad.
- ✓ Orientación del desplazamiento.
- ✓ Rugosidad de las superficies de contacto (Ilustración 53, pág. 235).



Gráfica 18. Influencia de la rugosidad en la resistencia al corte de una discontinuidad.

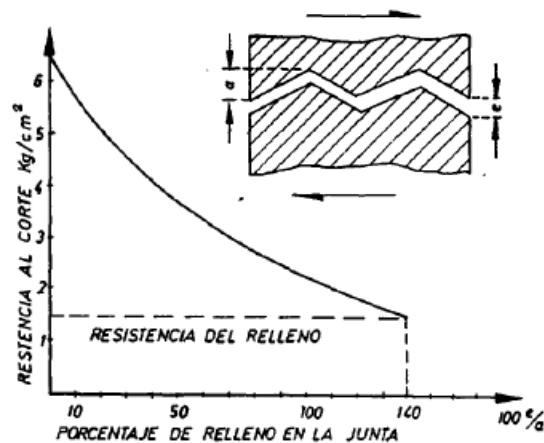
17.2.13.2. Discontinuidades con relleno

Zhang (2006), menciona que:

“Si el espesor del material de relleno es mayor a 25-50% de la amplitud de las asperidades, habrá poco o ningún contacto roca-roca y la resistencia al corte de la discontinuidad estará controlada por la resistencia al corte del material llenante (Goodman, 1970)”.

La Gráfica 19 (pág. 234) es un esquema que permite identificar la influencia de la relación de espesor de relleno y amplitud de aspereza de la discontinuidad en su resistencia al corte.

Algunos valores de referencia en cuanto a parámetros de resistencia de discontinuidades con relleno se presentan en la Tabla 87 (pág. 231).



Gráfica 19. Influencia de la relación de espesor de relleno y amplitud de aspereza de la discontinuidad, en su resistencia al corte.

Comportamiento resistente esquematizado y presentado en forma gráfica de una discontinuidad rugosa con relleno.

Fuente: Tomado y adaptado de Instituto Tecnológico Geominero (1991)

17.2.13.3. Comentarios sobre la resistencia al corte de discontinuidades

Camacho Tauta *et al* (2009), realizaron ensayos de laboratorio (triaxiales tipo Hoek) sobre discontinuidades artificiales creadas con morteros de resistencia variable. El objetivo de los ensayos fue analizar la influencia de los diferentes grados de rugosidad en el parámetro JRC, utilizando el criterio de Barton. Los cilindros contienen una discontinuidad con buzamiento de 60° y rugosidades pulidas-planas, pulidas-onduladas y onduladas (Imagen 82, pág. 234). El término pulido, plano y ondulado se describe en la Ilustración 53 (pág. 235).

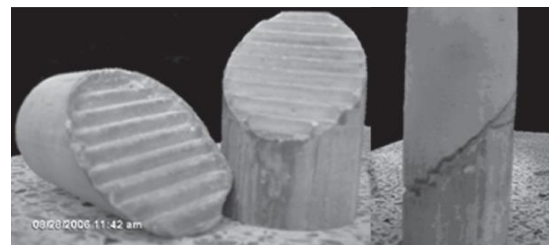


Imagen 82. Cilindro de mortero con discontinuidad y rugosidad.

Fuente: Camacho Tauta, Reyes-Ortiz, Nieto Leal, Millán Montejo, & Rincón Morantes (2009).

De estos ensayos se extraen algunas de sus conclusiones:

- ✓ Cuando el material que forma la rugosidad es débil, la resistencia al corte de la discontinuidad es independiente del tipo de rugosidad.
- ✓ [...] Para rocas de baja resistencia (ensayadas), el valor de JRC disminuye al aumentar el confinamiento. Esta observación sugiere que este coeficiente debe ser estimado con precaución cuando se utilice para evaluar resistencia al corte en discontinuidades sometidas a

un esfuerzo normal que genere el pulimento de la rugosidad.

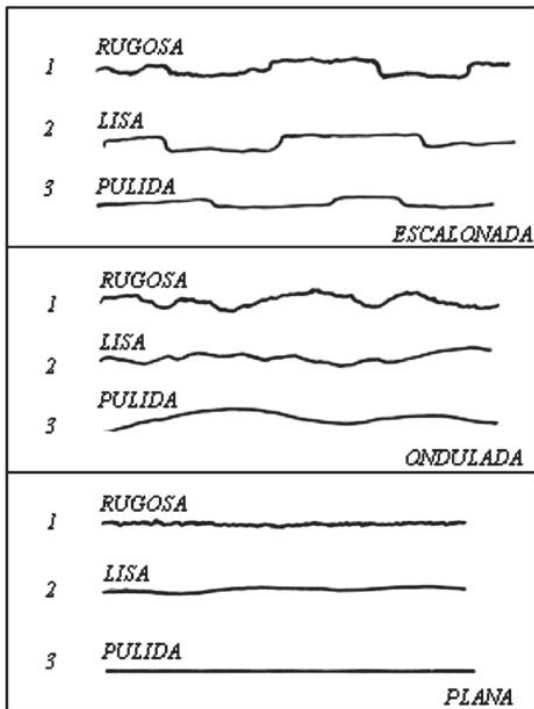


Ilustración 53. Perfiles de rugosidad.

El agua juega un papel importante en la resistencia al corte de las discontinuidades. Genera efectos de lubricación que reduce la fricción entre las asperezas de la rugosidad facilitando el movimiento entre sí al aplicarse esfuerzos cortantes.

17.2.13.4. Resistencia al corte en discontinuidades lisas

Este tipo de discontinuidades no contiene rugosidad y ondulación en sus superficies de contacto y, por lo tanto, su resistencia al corte depende del esfuerzo normal y ángulo de fricción básico. Se emplea el criterio de falla de Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = \sigma'_n \tan[\phi_b] \quad [81]$$

Donde,

τ_f : Resistencia al corte de la discontinuidad.

σ'_n : Esfuerzo normal.

ϕ_b : Ángulo de fricción básico.

17.2.13.5. Resistencia al corte en discontinuidades con ángulo de rugosidad uniforme

Camacho Tauta *et al* (2009), expresan que:

En rugosidades que tienen un ángulo de inclinación i uniforme, y se encuentra en la dirección de corte, la resistencia al corte se puede calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\tau_f = \sigma'_n \tan[\phi_b + i] \quad [82]$$

Donde,

i : Ángulo de ondulación a gran escala de las discontinuidades.

17.2.13.6. Resistencia al corte en discontinuidades con rugosidad irregular

Las discontinuidades con rugosidad irregular pueden ser caracterizadas como se presentó en la página 200. Con base en esto, es posible asociar su apariencia geométrica con uno de los perfiles de la Gráfica 10 (pág. 203) y asignar un valor de Coeficiente de rugosidad (JRC). Con este valor, se puede hacer uso de la expresión propuesta por Barton y Choubey (1974):

$$\tau_f = \sigma'_n \tan \left[JRC_n * \log \left(\frac{JCS_n}{\sigma'_n} \right) + \phi_r + i \right] \quad [83]$$

Donde,

τ_f : Resistencia al corte de la discontinuidad.

σ'_n : Esfuerzo normal.

ϕ_r : Ángulo de fricción residual de la discontinuidad.

JRC: Coeficiente de rugosidad.

JCS: Resistencia al corte de la pared de la discontinuidad.

i: Ángulo de ondulación a gran escala de las discontinuidades.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (1978) indica que el parámetro i , es agregado en la ecuación anterior solo cuando se desea determinar la resistencia al corte intermedia entre pico y residual de la discontinuidad.

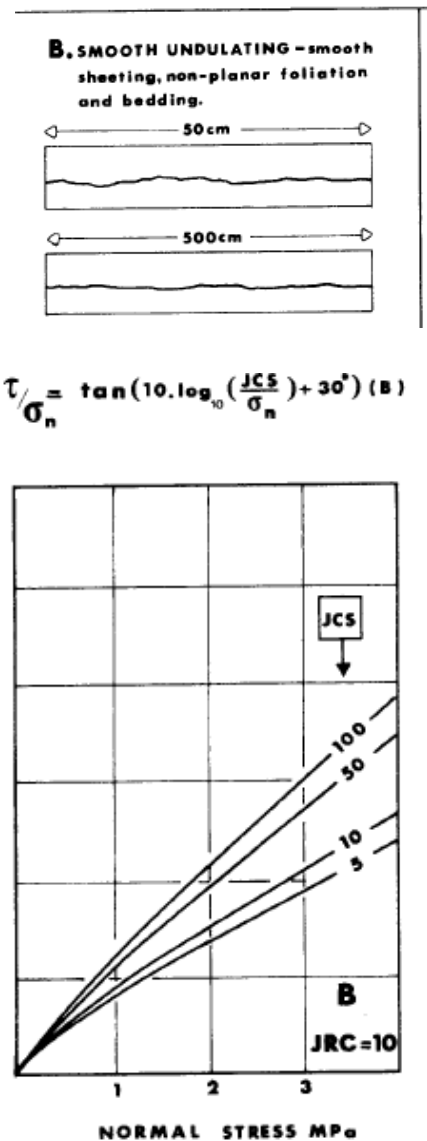
Adicionalmente, expresa que:

Debido a que la resistencia al corte pico es movilizada con desplazamientos relativamente pequeños, puede no ser realista agregar el ángulo de ondulación a gran escala para estimar ϕ_{pico} .

Sin embargo, el $\phi_{residual}$ no es movilizad sino hasta que ocurre un desplazamiento relativamente grande, lo cual hace que sumar el parámetro i a la resistencia al corte sea realista.

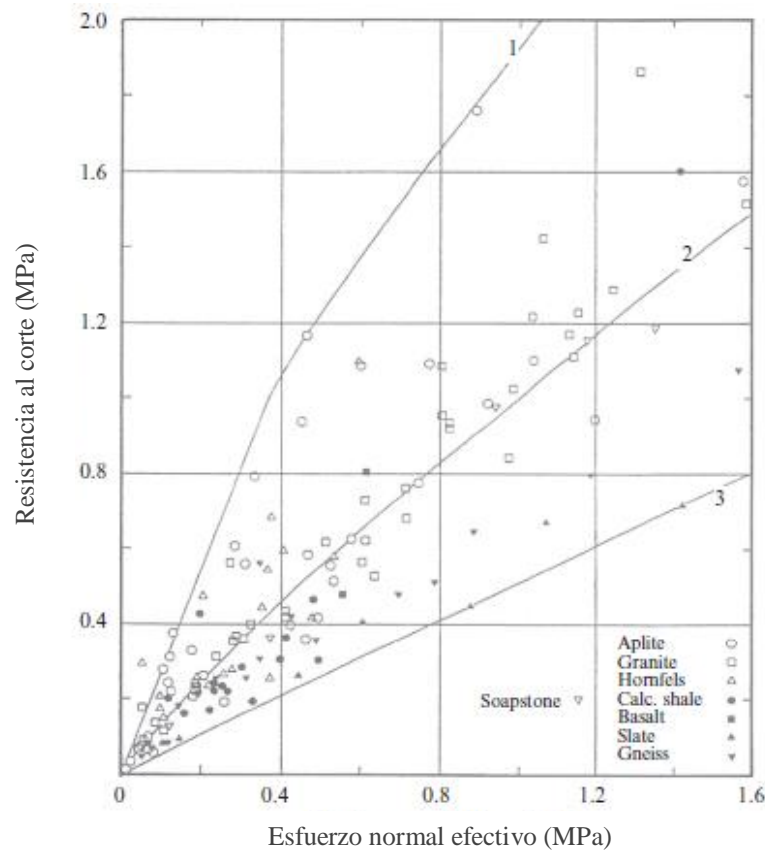
En el caso de discontinuidades completamente planas o discontinuidades que se han cizallado al punto de no tener más dilatación, el $\phi_{residual}$ será el único componente de resistencia al corte, y representará la resistencia al corte mínima para esa discontinuidad.

El método de aplicación para determinar el ϕ_{pico} para una discontinuidad de ondulación suave de 30° de $\phi_{residual}$, JRC de 10 y diferentes valores de JCS, se presenta en la Gráfica 20 (pág. 236).



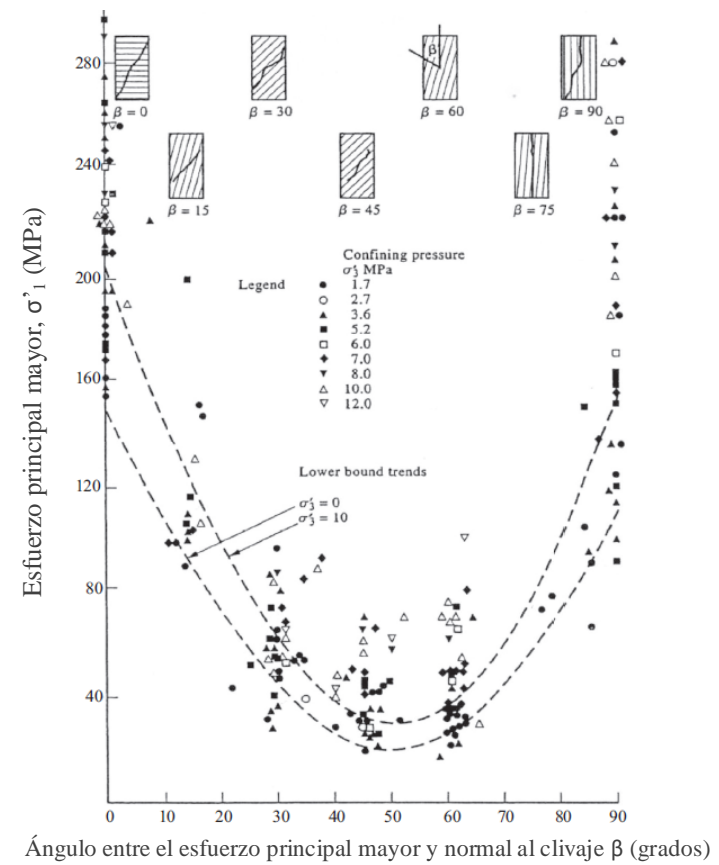
Gráfica 20. Método de aplicación de cálculo de ϕ_{pico} .

Fuente: Modificado de International Society for Rock Mechanics (1978)



Gráfica 3. Rango de resistencia al corte pico de 136 juntas que representan ocho tipos de roca diferentes. Las curvas 1, 2 y 3 son evaluadas usando la Eq. (7.37). (Basado en Barton, N., Choubey, V., 1977. La resistencia al corte de discontinuidades en la teoría y práctica. Mec. Rocas., 10, 1-54.)

Fuente: Traducido de Zhang (2006)



Gráfica 5. Anisotropía de la resistencia a la compresión en pizarras grises oscuras. (Basado en Brown, E.T., Richards, L. R., Barr, M.V., 1977. Características de la resistencia al corte de las Pizarras de Delabole. En: Proc. Conf. Rock Eng. Newcastle University, pp. 33-51.)

Fuente: Traducido de Zhang (2006).

PARÁMETRO GEOMECÁNICOS: MACIZO ROCOSO

Por último, en este segundo tópico de los temas que hacen parte del apartado 17.2 (pág. 157) de este manual, haciendo referencia a parámetros geomecánicos, se presenta en esta sección lo respectivo para macizos rocosos.

17.2.14. Determinación de parámetros geomecánicos del macizo rocoso por clasificaciones geomecánicas

La estimación de parámetros por clasificaciones geomecánicas aplica para fases de diseño de prefactibilidad y factibilidad.

Esta sección de clasificación de macizos rocosos se basa, en gran parte, en el trabajo de Zhang (2006). Cabe aclarar que parte de lo que el autor expresa en su libro, se ha anotado textualmente en algunos apartes específicos aquí.

Clasificaciones geomecánicas por grados de meteorización

17.2.14.1. Clasificación de macizos rocosos por grados de meteorización

El sistema usado es el propuesto por el ISRM (1978) y consiste en asignar un grado o clase al macizo en función de sus características de decoloración, degradación, desintegración, angulosidad y conservación de la estructura del macizo que se perciben a simple vista (Tabla 88, pág. 239).

Otras clasificaciones asignan un calificativo por clases o por conceptos dependiendo del horizonte de meteorización al cual pertenece el macizo que se esté estudiando. (Gráfica 7, pág. 62).

17.2.14.1.1. Cuantificación de la meteorización

Algunos investigadores como Irfan & Dearman (1978), Hencher & Martin (1982), Karpuz & Pasamehmetoglu (1997); propusieron formas para determinar el grado de meteorización de la roca.

Así, Irfan & Dearman (1978) sugirieron que se puede asociar la rápida absorción y la resistencia a carga puntual con el grado de meteorización del granito, mientras que Hencher & Martin (1982) propusieron rangos de valores del rebote del martillo N de Schmidt para establecer estados de meteorización de rocas ígneas de Hong Kong y Karpuz &

Pasamehmetoglu (1997) propusieron rangos de valores del rebote del martillo L de Schmidt para clasificar el grado de meteorización de la andesita de Ankara.

En cuanto a esta metodología por el valor de rebote del martillo de Schmidt se anota que:

[...] el grado de meteorización intensifica la heterogeneidad de las rocas, lo que da lugar a una mayor dispersión en los valores de impacto (Aydin y Basu, 2005).

Tabla 88. Grado de meteorización de la masa rocosa.

Término	Descripción	Grado
Roca fresca	No hay señales visibles de meteorización; quizá decoloración ligera en superficies de discontinuidades mayores.	I
Ligeramente meteorizada	La decoloración indica meteorización del material rocoso y superficie de discontinuidades. Todo el material rocoso puede estar decolorado por meteorización y la superficie externa puede ser algo más débil que en su condición fresca.	II
Moderadamente meteorizada	Menos de la mitad del material rocoso es descompuesto y/o desintegrado a suelo. La roca fresca o decolorada se presenta como estructura continua o como núcleos aislados.	III
Altamente meteorizada	Más de la mitad del material rocoso es descompuesto y/o desintegrado a suelo. La roca fresca o decolorada se presenta como estructura discontinua o como núcleos aislados.	IV
Completamente meteorizada	Todo el material rocoso es descompuesto o desintegrado a suelo. La estructura original de la masa se encuentra aún intacta.	V
Suelo residual	Todo el material rocoso es convertido a suelo. La estructura de la masa y la fábrica del material son destruidas. Hay un gran cambio de volumen, pero el suelo no ha sido transportado significativamente.	VI

Basado en ISRM, 1978. Método sugerido para la descripción cualitativa de discontinuidades en macizos rocosos. Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, Comisión de Estandarización de Ensayos de Campo y Laboratorio. *Int. J. Mec. Rocas. Min. Sci. Geomec. Abstr.* 15, 319-368.

Fuente: Traducido de Zhang (2006).

Perfil esquemático	Love (1951) Little (1961)	Vargas (1951)	Sowers (1954, 1963)	Chandler (1969)	Geological Soci. Eng. Group (1970)	Deere & Patton (1971)
	Igneas	Igneas, basálticas y areniscas	Igneas y metamórficas	Margas y limolitas	Igneas	Igneas y metamórficas
	VI Suelo	Suelo residual	Zona superior	V	VI Suelo residual	Horizonte IA
	V Completamente alterada	Suelo residual joven	zona intermedia	IV	V Completamente alterada	Suelo residual Horizonte IB
	IV Altamente alterada	Capas de roca desintegrada	Zona parcialmente alterada		Parcialmente alterada	IV Altamente alterada
	III Moderadamente alterada			III Moderadamente alterada		Zona transición IA Transición con roca meteorizada saprolito
	II Algo alterada			II Débilmente alterada		
	I Roca sana	Roca sana	Roca inalterada	I Roca sana	IA Roca sana	Roca sana

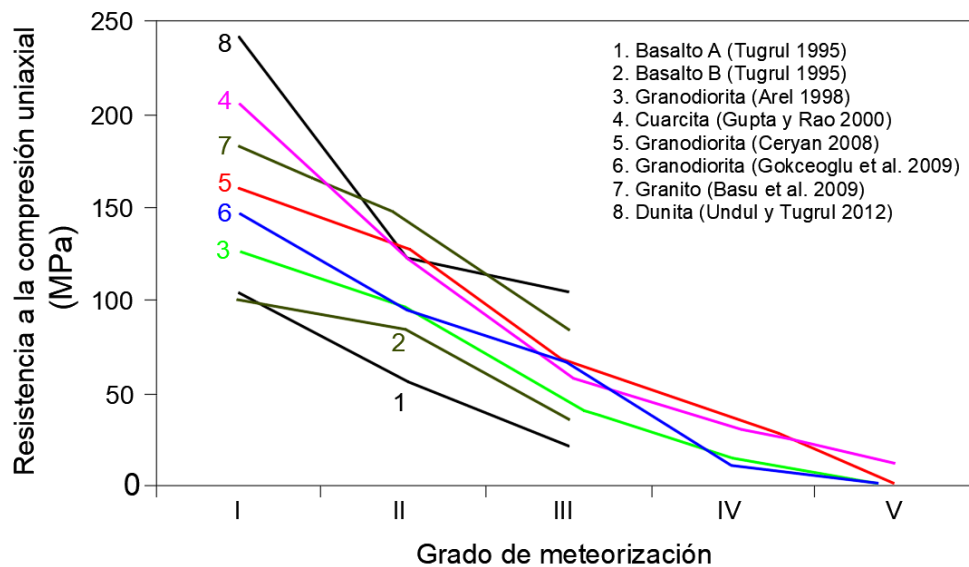
Gráfica 7. Clasificaciones por grados de meteorización.

Fuente: Adaptado de Zhang (2006).

Otra forma de identificar grados de meteorización la sugirieron Hachinohe *et al.* (1999), Seiki & Aydan (2003), Aydan *et al.* (2014) y otros investigadores por medio del NPI (índice de penetración de aguja). Los primeros, establecieron una relación de resistencia residual R_s para definir el grado de meteorización que es $R_s = (NPI/NPI_{fp}) * 100$ en donde NPI es el valor medido de la parte de la roca estudiada y NPI_{fp} es el promedio de datos colectados de la roca no meteorizada de las muestras recuperadas en los sondeos. El R_s decrece conforme incrementa el grado y tiempo de meteorización.

17.2.14.1.2. Parámetros de resistencia del macizo rocoso por clasificación cualitativa

La Gráfica 8 (pág. 64) presenta la variación de la resistencia a la compresión confinada con el grado de meteorización de diferentes rocas. A continuación, se presentan algunas relaciones del grado de meteorización con diferentes parámetros del macizo rocoso (Tabla 89-pág. 240, Tabla 90-pág. 241, Tabla 91-pág. 241).



Gráfica 8. Variación de la resistencia a la compresión confinada (UCS) con el grado de meteorización.

Tabla 89. Relación entre el grado de meteorización y el RQD

Grado	Término	RQD %
I	Decolorada (Roca fresca)	66-100
II	Ligeramente meteorizada	41-65
III	Moderadamente meteorizada	16-40
IV	Altamente meteorizada	9-15
V	Descompuesta (completamente meteorizada)	0-8

Basado en Ayaler, L., Reik, G., Busch, W., 2002. Caracterización de masas de roca meteorizadas - un enfoque geoestadístico. *Int. J. Mec. Rocas. Min. Sci.* 39, 105-114.

Tabla 90. Grados de meteorización del granito.

Término	Rápida absorción %	Densidad total Mg/m ³	Resistencia a carga puntual MPa	Resistencia a la compresión confinada MPa
Fresco	<0,2	2,61	>10	>250
Parcialmente con meteorización ligera	0,2-1,0	2,56-2,61	6-10	150-250
Completamente con meteorización ligera	1,0-2,0	2,51-2,56	4-6	100-150
Moderadamente meteorizado	2,0-10,0	2,05-2,51	0,1-4	2,5-100
Altamente/ completamente meteorizado	>10,0	<2,05	<0,1	<2,5

Basado en Irfan, T.Y., Dearman, W.R., 1978. Clasificación ingenieril y propiedades índice de granito meteorizado. Bull. Int. Asoc. Ing. Geol. 17, 79-90.

Fuente: Traducido de Zhang (2006).

Tabla 91. Porosidad total y densidad seca de rocas graníticas a diferentes grados de meteorización.

Grado	Término	Porosidad total n, %	Densidad seca ρ _d Mg/m ³
I	Roca fresca	3,48	2,63
II	Ligeramente meteorizada	3,57	2,59
III	Moderadamente meteorizada	4,65	2,46
IV	Altamente meteorizada	5,42	2,38
V	Completamente meteorizada	9,08	2,3
VI	Suelo residual	15,5	2

Basado en Arel, E., Onalp, A., 2004. Diagnóstico de la transición de roca a suelo en una granodiorita. J. Geotec. Geoamb. Ing., ASCE, 130 968-974.

Fuente: Traducido de Zhang (2006).

Clasificaciones geomecánicas de uso común en el diseño de túneles en Colombia

17.2.14.2. Clasificación de macizos rocosos por métodos convencionales

Las clasificaciones como el RMR, Q de Barton, RSR y RQD fueron elaboradas a partir de precedentes de túneles construidos con el fin de establecer en forma empírica sistemas de soportes en túneles. Luego, esas clasificaciones llegaron a constituir una forma para determinar parámetros del macizo rocoso.

En cuanto al sistema GSI es una clasificación que se hace con base en la geología del macizo rocoso, fue creado para ayudar en la estimación de parámetros del macizo rocoso.

Los sistemas de clasificación más ampliamente usados en Colombia son el RMR, Sistema Q, GSI, y RQD. En menor medida se emplea el RSR y el RMi.

A continuación, se presenta cada uno de estos sistemas describiendo los parámetros que requieren para su implementación, tablas de uso, cálculo de parámetros geomecánicos y algunos comentarios de cada método.

17.2.14.2.1. VALORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO (RMR)

a. Información general

- ✓ **Siglas en inglés:** RMR-Rock Mass Rating.
- ✓ **Autores y año:** Bieniawski, 1973 (RMR₇₃), modificado en 1989 (RMR₈₉). Actualmente existe una actualización del año 2014 realizada por Geocontrol (RMR₁₄). Lo indicado en los paréntesis son las siglas que frecuentemente aparecen en la literatura para diferenciar las versiones de esta clasificación.
- ✓ **Modo de uso:** Se evalúan los elementos que componen un macizo rocoso (roca intacta y discontinuidades) y se les asigna un valor conforme el rango de valores que ofrece el método según corresponda (Tabla 93, pág. 244). Al final de la evaluación de cada componente, se hace la sumatoria de los valores. Al resultado se le conoce como valor RMR.
- ✓ **Componentes a evaluar:**

Algunos de los siguientes componentes se determinan de forma directa por medición, mientras que otros deben ser determinados indirectamente por medio de la interpretación, criterios o experiencia.

- Resistencia de la roca intacta (directa).
- RQD (directa).
- Espaciamiento de discontinuidades (directa).

- Condición de las discontinuidades: Longitud-persistencia (indirecta), rugosidad (directa), separación (indirecta), relleno (indirecta), grado de meteorización (indirecta).
- Condiciones de agua en las discontinuidades: Humedad y caudal en caso de flujo.
- Favorabilidad de las discontinuidades en el túnel.

b. Clasificación y estimación del RMR

- ✓ **Clasificación:** Según el valor del RMR, el macizo rocoso puede ser Muy bueno, bueno, regular, pobre o muy pobre:

Tabla 92. Clasificación del macizo rocoso por valor RMR (1989)

RMR	Clasificación
I	Excelente
II	Buena
III	Regular
IV	Pobre
V	Muy pobre

- ✓ **Comentario:** El RMR₈₉ no tiene en cuenta esfuerzos en el macizo rocoso, ni la reducción de la resistencia por efecto del agua.
- ✓ **Determinación del RMR₁₄:**

$$RMR_{14} = (RMR_{14b} + F_0) * F_e * F_s \quad [84]$$

Donde RMR_{14b} es el RMR₁₄ sin tener en cuenta el ajuste debido a la orientación del eje del túnel con respecto a las discontinuidades, F₀ es un factor que considera el efecto de la orientación del eje del túnel con

respecto a las discontinuidades, F_e es un factor que considera el mejoramiento del comportamiento del terreno cuando se excava con TBM, y F_s es un factor que caracteriza el efecto de fluencia del terreno en el frente de la excavación. El RMR_{14} es calculado evaluando los primeros cinco parámetros incluyendo resistencia a la compresión uniaxial, número de discontinuidades por metro, y la presencia de agua con los mismos valores del RMR_{89} .

El RMR_{89} y RMR_{14} se relacionan por medio de la siguiente expresión:

$$RMR_{14} = 1.1RMR_{89} + 2 \quad [85]$$

✓ **Determinación del RMR por métodos indirectos:** El valor de RMR puede estimarse por medio de las velocidades de ondas sísmicas. Varios autores, como presenta Zhang (2006).

- **El-Naqa (1996).** Con base en datos de calizas, limolitas, mármoles y shales en el sitio de una presa en Jordán, generó la siguiente expresión con $r=0.84$:

$$RMR = 59.8 \left(\frac{V_{pF}}{V_{p0}} \right)^{0.26} \quad [86]$$

- **Cha et al. (2006).** Sugirió una expresión con base en la medición de ondas de corte (V_s) usando una técnica de refracción por microtremor para el diseño de un túnel ferroviario en una zona de granitos y rocas volcánicas.

$$RMR = 36.2V_s - 10 \quad [87]$$

- **Banks (2005).** Sugirió una expresión empírica entre el RMR y el ángulo de inclinación, en grados, en afloramientos naturales (S).
- **Tablas de clasificación RMR:** Para este sistema de clasificación se hace uso de la Tabla 93 (pág. 244).
- ✓ **Relación del RMR con RQD:** Esta relación se presenta en la Gráfica 21 (pág. 245).

$$RMR_{básico} = 0.4S + 52 \quad [88]$$

Siendo el $RMR_{básico}$ el RMR sin el ajuste por influencia de la orientación de la discontinuidad en un caso particular.

c. Parámetros derivados del RMR

- ✓ **Parámetros de resistencia con base en el valor RMR:**

Compresión Uniaxial del macizo, σ_{cm} , MPa:

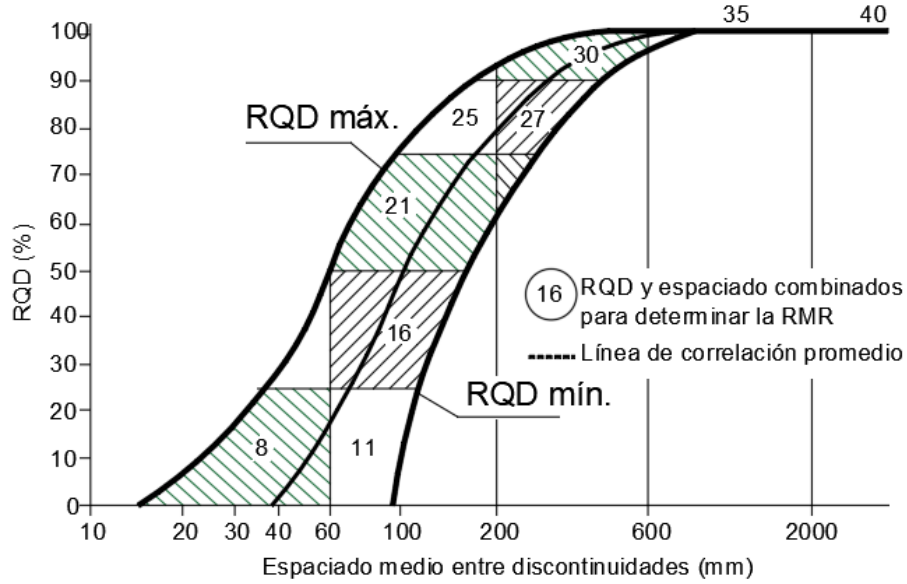
σ_{cm} , MPa
$0.0016RMR^{25}$; Aydan <i>et al.</i> (1997)
$5\gamma \left(Q * \frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{1/3}$; Barton (2002)

Ángulo de fricción del macizo:

Φ_{cm} , °
$20 + 0.5RMR$; Aydan y Kawamoto (2001)
$20 * \sigma_{cm}^{0.25}$; Aydan <i>et al.</i> (1993)
$\tan^{-1} \left(\frac{I_r * I_w}{I_a * 1} \right)$; Barton (2002)

Tabla 93. Tabla para valoración del macizo rocoso. Clasificación RMR.

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250-100	100-50	50-25	25-1	5-1	<1
		Puntuación	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0,6-2m	0,2-0,6m	0,06-0,2m	< 0,06m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1-3m	3-10m	10-20m	> 20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1mm	0,1-1,0 mm	1-5mm	> 5mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno blando < 5mm	Relleno blando > 5mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
Puntuación	6	5	3	1	0				
5	Agua freática	Caudal por 10m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/ Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		
Dirección y buzamiento			Muy favorable	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12			
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25			
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60			
Clase			I	II	III	IV	V		
Calidad			Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala		
Puntuación			100-81	80-61	60-41	40-21	< 20		



Gráfica 21. Relación entre RQD y frecuencia media de discontinuidades.

Fuente: Adaptado de Zhang(2006).

Cohesión del macizo:

c_{cm} , MPa
$\frac{\sigma_{cm}}{2} \frac{1-\sin \phi_m}{\cos \phi_m}$; Aydan y Kawamoto (2001)
$\frac{RQD}{J_n} * \frac{1}{SRF} * \frac{\sigma_{ci}}{100}$; Barton (2002)

Relación de Poisson del macizo:

ν
$0.25 \left(1 + e^{-\frac{\sigma_{cm}}{4}} \right)$; Aydan <i>et al.</i> (1993)
$0.5 - 0.2 \frac{RMR}{RMR + 0.2(100 - RMR)}$; Tokashiki & Aydan (2010)

Módulo de elasticidad (E_m):

E_m
$2RMR - 100$ (GPa) ; Para $RMR > 50$
$10^{\frac{RMR-10}{40}}$ (GPa)

E_m
$e^{4.407+0.081+RMR}$ (GPa)
$0.0097RMR^{3.54}$ (MPa)
$25 \log Q$ (GPa)
$\left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ (GPa)
$100 * \frac{1 - 0.5D}{1 + e^{\frac{25+250-GSI}{11}}}$ (GPa)
$0.135 \left[E_i 1 + \frac{1}{WD} - \frac{RQD}{100} \right]^{1.1811}$ (GPa) Para $RMi > 0.1$
$5.6RMi^{0.3}$ (GPa) ; Para $RMi > 0.1$
$0.1 \left(\frac{RMR}{10} \right)^3$ (GPa)
$7(\pm 3) \sqrt{10^{\frac{RMR-44}{21}}}$ (GPa)
$10Q^{1/3}$ (GPa)
$10 \left(Q \frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{1/3}$ (GPa)

Em
$10^{\frac{GSI-10}{40}} \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \text{ (GPa)}$
0.0876RMR (GPa) ; Para RMR>50
$0.0876RMR + 1.056(RMR - 50) + 0.15(RMR - 50)^2 \text{ (GPa)}$; Para RMR≤50

17.2.14.2.2. SISTEMA Q

a. Información general

- ✓ **Siglas en inglés:** Q-System.
- ✓ **Autores y año:** Barton *et al*, 1974.
- ✓ **Modo de uso:** Según las tablas proporcionadas por el sistema Q (Tabla 95, pág. 247), se valora cada elemento asignándole el valor que corresponda. Luego, se usa la expresión de cálculo que se muestra más adelante y cuyo resultado es el valor Q.
- ✓ **Componentes a evaluar:**
 - RQD.
 - Número de grupos de discontinuidades (Jn).
 - Rugosidad de la discontinuidad más desfavorable (Jr).
 - Grado de alteración o relleno a lo largo de la discontinuidad más débil (Ja).
 - Flujo de agua (Jw).
 - Condición de esfuerzos (SRF).

b. Clasificación y estimación del Q

- ✓ **Clasificación:** Con base en el valor Q obtenido, se clasifica el macizo rocoso haciendo uso de la Tabla 94 (pág. 246):

Tabla 94. Clasificación de macizos rocosos por el valor Q.

Q	Clasificación
1000-400	Excepcionalmente buena
400-100	Extremadamente buena
100-40	Muy buena
40-10	Buena
10-4	Regular
4-1	Pobre
1-0,1	Muy pobre
0,1-0,01	Extremadamente pobre
0,01-0,001	Excepcionalmente pobre

- ✓ **Expresión de cálculo:** La siguiente es la ecuación que relaciona los parámetros anteriores:

$$Q = \frac{RQD}{Jn} * \frac{Jr}{Ja} * \frac{Jw}{SRF} \quad [89]$$

- ✓ **Interpretación de los componentes de la expresión:**
 - ✓ RQD/Jn: Representa la estructura del macizo rocoso.
 - ✓ Jr/Ja: Representa la rugosidad y características friccionales de las paredes de las juntas o el material llenante.
 - ✓ Jw/SRF: Representa el esfuerzo activo.
- ✓ **Comentario:** Este sistema no incluye un término específico de orientación de discontinuidades, sin embargo, se consideran las propiedades de las familias de juntas más desfavorables [...] (Instituto Tecnológico Geominero, 1991).

Tabla 95. Parámetros de clasificación en el Sistema Q (2000)

Calidad del macizo rocoso	RQD	Observaciones
Muy pobre	0-25	Para RQD < 10, se debe tomar RQD = 10
Pobre	25-50	
Medio	50-75	
Bueno	75-90	
Muy bueno	90-100	
Notas: 1. Cuando se obtienen valores de RQD inferiores a 10 (incluyendo el 0), se toma un valor nominal de 10 para calcular el índice Q. 2. Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.		

Descripción	Jn
Roca masiva	0,5-1
Una familia de diaclasas	2
Una familia y algunas juntas ocasionales	3
Dos familias	4
Dos familias y algunas juntas	6
Tres familias	9
Tres familias y algunas juntas	12
Cuatro o más familias, roca muy fracturada, "terrones de azúcar", etc.	15
Roca triturada terrosa	20
Notas: En boquillas se utiliza 2Jn, y en intersecciones de túneles 3Jn.	

Descripción	Jr
Contacto entre las dos caras de la junta mediante un desplazamiento cortante de menos de 10 cm.	
- Juntas discontinuas.	4
- Junta rugosa o irregular ondulada.	3
- Suave ondulada.	2
- Espejo de falla, ondulada.	1,5
- Rugosa o irregular, plana.	1,5
- Suave plana.	1
- Espejo de falla, plana.	0,5
Nota: Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia.	
No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ambas se desplazan lateralmente.	
- Zona conteniendo minerales arcillosos, suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de la junta.	1
- Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las dos caras de la junta.	1
Nota: 1. Si el espaciado de la familia de juntas es mayor de 3 m hay que aumentar el J _r en una unidad. 2. Para juntas planas con espejo de falla provisto de lineaciones, si éstas están orientadas en la dirección de mínima resistencia, se puede usar J _r =0,5.	

Descripción	Jw	Presión de agua, kg/cm ²
Contacto entre las dos caras de la junta.		
- Excavaciones secas o de fluencia poco importante, p. ej., menos de 5 l/min localmente.	1	<1
- Fluencia o presión medias, ocasional lavado de los rellenos de las juntas.	0,66	1-2,5
- Fluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin rellenos.	0,5*	2,5-10
- Fluencia grande o presión alta; considerable lavado de los rellenos de las juntas.	0,33*	2,5-10

Descripción	Jw	Presión de agua, kg/cm ²
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas al dar las pegas, decayendo con el tiempo.	0,1-0,2*	>10
- Fluencia o presión de agua excepcionalmente alta y continua, sin disminución.	0,05-0,1*	>10
Nota: 1. Los valores presentados con el signo * son solo valores estimativos. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar Jw. 2. Los problemas causados por la formación de hielo no se consideran.		

Descripción	Ja	ϕ°_r
Contacto entre las dos caras de la junta (sin minerales de relleno intermedio).		
- Junta sellada dura, sin reblandecimiento, impermeable (p. ej. cuarzo, paredes sanas).	0,75	--
- Caras de la junta únicamente manchadas.	1	25-30
- Las caras de la junta están ligeramente alteradas y contienen minerales no reblandecibles, partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	2	25-30
- Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fracción arcillosa no reblandecible.	3	20-25
- Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción, p. ej., caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontinuos con espesores máximos de 1 o 2 mm.	4	8-16
Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento.		
- Partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla.	4	25-30
- Rellenos de minerales arcillosos no reblandecidos, fuertemente sobreconsolidados. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	6	16-24
- Sobreconsolidación media o baja, reblandecimiento; rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son continuos de menos de 5 mm de espesor.	8	12-16
- Rellenos de arcillas expansivas, p. ej., montmorillonita, de espesor continuo de 5 mm. El valor de Ja depende del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva.	8-12	6-12
No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta ha sufrido un desplazamiento cortante.		
- Zonas o bandas de roca desintegrada o roca machacada y arcilla.	6-8 6 8-12	6-24 "
- Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa con pequeña fracción de arcilla, sin reblandecimiento.	5	6-24
- Milonitos arcillosos gruesos.	10-13, 6 13-20	6-24 "

Descripción	SRF
1. Zonas débiles que intersecan la excavación y pueden causar caídas de bloques, según avanza la misma.	
A. Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor (cualquier profundidad).	10
B. Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación menor de 50 m).	5
C. Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación mayor de 50 m).	2,5
D. Varias zonas de fractura en roca competente (libre de arcilla), roca suelta alrededor (cualquier profundidad).	7,5
E. Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad excavación menor de 50 m).	5
F. Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla),	2,5

Descripción	SRF		
(profundidad mayor de 50 m).			
G. Juntas abiertas sueltas, muy fracturadas, etc. (cualquier profundidad).	5		
2. Rocas competentes, problemas de tensiones en las rocas.	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
H. Tensiones pequeñas cerca de la superficie.	>200	>13	2,5
J. Tensiones medias.	200-10	13-0,66	1,0
K. Tensiones alta, estructura muy compacta (normalmente favorable para la estabilidad de los hastiales).	10-5	0,66-0,33	0,5-2,0
L. Explosión de roca suave (roca masiva).	5-2,5	0,33-0,16	5-10
M. Explosión de roca fuerte (roca masiva).	<2,5	<0,16	10-20
σ_c y σ_t son las resistencias a compresión y tracción, respectivamente, de la roca; σ_1 es el esfuerzo principal máxima que actúa sobre la roca.			
3. Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostáticas.			
N. Presión de flujo suave.	5-10		
O. Presión de flujo intensa.	10-20		
4. Rocas expansivas, actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.			
P. Presión de expansión suave.	5-10		
R. Presión de expansión intensa.	10-20		
- Observaciones al SRF:			
<p>i. Reducir los valores del SRF en un 25 - 50% si las zonas de rotura sólo influyen, pero no intersecan a la excavación.</p> <p>ii. En los casos en que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la anchura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2,5 a 5 (ver H).</p> <p>iii. Para campos de esfuerzos muy anisotrópicos (si se miden) cuando $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, reducir σ_c y σ_t a $0,8\sigma_c$ y $0,8\sigma_t$; cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a $0,2\sigma_c$ y $0,6\sigma_t$, donde σ es el esfuerzo principal mínimo que actúa sobre la roca.</p>			

Clave	Tipo de excavación	ESR
A	Excavaciones mineras temporales.	3-5
B	Pozos verticales de sección circular/rectangular.	2,5/2
C	Excavaciones mineras permanentes, túneles hidráulicos, galerías piloto, pozos planos, excavaciones iniciales de gran sección.	1,6
D	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferroviarios de sección media.	1,3
E	Cavernas hidroeléctricas túneles de gran sección, excavaciones militares, emboquilles de túneles.	1,0
F	Instalaciones nucleares, estaciones de ferrocarril e instalaciones industriales.	0,8
G	Cavernas muy grandes y túneles con una vida útil muy larga (unos 100 años) o que no tengan acceso para su mantenimiento.	0,5

✓ **Determinación del Q por métodos indirectos:**

$$Q = 10^{V_p - 3.5} \quad [90]$$

- ✓ **Barton (1991):** Propuso una ecuación que relaciona el valor Q con la velocidad de onda P (V_p) en km/s medida en campo del macizo rocoso:

También propuso, para rocas más débiles o más resistentes de lo que se considera como roca dura, que:

$$Q_c = Q * \frac{\sigma_c}{100} \quad [91]$$

Donde Q_c es el Q normalizado, σ_c es la resistencia a la compresión inconfiada de la roca intacta y 100 hace referencia a la resistencia (en MPa) de una roca que considera como dura.

- **El-Naqa (1996).** Con base en datos de calizas, limolitas, mármoles y shales en el sitio de una presa en Jordán, generó la siguiente expresión con $r=0.78$:

$$\ln Q = 2.61 \left(\frac{V_{pF}}{V_{p0}} \right)^{0.97} \quad [92]$$

- ✓ **Tablas para clasificación:** Se hace uso de la Tabla 95 que enmarca todos los parámetros que requiere este sistema de clasificación. La tabla en mención se ha dividido por practicidad y manejo de espacio del documento.

Notas para el uso de la Tabla 95 del sistema Q:

Cuando no se dispone de sondeos, el RQD se estima a partir de afloramientos, mediante el índice volumétrico de juntas J_v , tal como se indica en la clasificación de Deere.

1. El parámetro J_n puede estar afectado por foliación, esquistosidad, laminaciones, etc. Sólo si estas juntas paralelas están suficientemente desarrolladas se contabilizan como una familia; si no, se contabilizan como juntas ocasionales.
2. Se tomarán los valores de los parámetros J_r y J_a de la familia de

juntas o discontinuidades rellenas de arcilla más débiles de la zona, pero hay que elegir en primer lugar las juntas de orientación desfavorable, aunque no den el valor del mínimo del cociente J_r/J_a .

3. En rocas muy anisotrópicas, la resistencia a compresión simple de la roca, σ_c , y a tracción, σ_t , se evalúan en la dirección más desfavorable para la estabilidad de la estructura subterránea.

Ramírez Oyanguren & Alejano Monge (2004) resumieron los rangos de cada parámetro que evalúa el sistema Q de Barton como se presenta en la Tabla 97 (pág. 251). Adicional, presentan los valores de $\arctg(J_r/J_a)$ que da una idea de la resistencia media al corte de las discontinuidades. Aquí se muestra en la Tabla 96 (pág. 251).

- ✓ **Parámetros de resistencia por el Q de Barton:**

Compresión Uniaxial del macizo:

σ_{cm} , MPa
$5\gamma \left(Q * \frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{1/3}$; Barton (2002)

Ángulo de fricción del macizo:

ϕ_{cm} , °
$\tan^{-1} \left(\frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{1} \right)$; Barton (2002)

Cohesión del macizo:

c_{cm} , MPa
$\frac{RQD}{J_n} * \frac{1}{SRF} * \frac{\sigma_{ci}}{100}$; Barton (2002)

Velocidad de onda y módulo:

Ver Gráfica 22 (pág. 252).

Tabla 96. Estimación de resistencia al corte de discontinuidades a partir de los valores Jr y Ja.

a. Contacto entre las dos caras de la junta.	Jr	arc tg (Jr/Ja) (°)				
		Ja=0,75	1	2	3	4
A. Juntas discontinuas.	4	79	76	63	53	45
E. Rugosa, ondulada.	3	73	72	56	45	37
C. Suave, ondulada.	2	69	63	45	34	27
D. Espejo de falla ondulada.	1,5	63	56	37	27	21
E. Rugosa o irregular, plana.	1,5	63	56	37	27	21
F. Suave, plana.	1	53	45	27	18	14
G. Espejo de falla, plana.	0,5	34	27	14	9,5	7,1

Tabla 63. Estimación de resistencia al corte de discontinuidades a partir de los valores Jr y Ja. (Continuación).

b. Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento lateral.	Jr	arc tg (Jr/Ja) (°)			
		Ja=4	6	8	12
A. Juntas discontinuas.	4	45	34	27	18
B. Rugosa, ondulada.	3	37	27	21	14
C. Suave, ondulada.	2	27	18	14	9,5
D. Espejo de falla ondulada.	1,5	21	14	11	7,1
E. Rugosa o irregular, plana.	1,5	21	14	11	7,1
F. Suave, plana.	1	14	9,5	7,1	4,7
G. Espejo de falla, plana.	0,5	7	4,7	3,6	2,4
c. No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta es cizallada.	Jr	arc tg (Jr/Ja) (°)			
Zonas de roca machacada o desintegrada y arcilla.	1	Ja=6	6	8	
		9,5	7,1°	4,7°	
Bandas de arcilla limosa o arenosa.	1	Ja=5	11°		
Bandas continuas y espesas de arcilla.	1	Ja=10	13	20	
		5,7°	4,4°	2,9°	

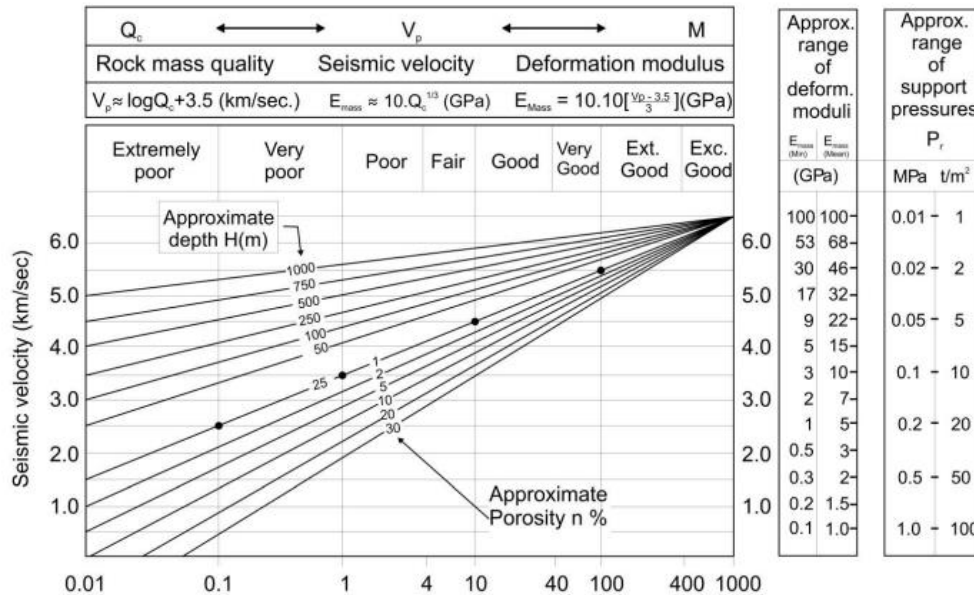
Módulo de elasticidad (E_m):

E_m
$25 \log Q$ (GPa) ; Para $Q > 1$
$10Q^{1/3}$ (GPa)
$10 \left(Q \frac{\sigma_{ci}}{100} \right)^{1/3}$ (GPa)
$10^{\frac{15 \log Q + 40}{40}}$

Tabla 97. Rango de valores de los parámetros del sistema Q.

Parámetro	Rango de valores
RQD	0-100
Jn	0.5-20
Jr	0.5-4
Ja	0.75-20
Jw	0.05-1
SRF	0.5-20

c. Parámetros derivados del Q



Gráfica 22. Integración de velocidad de onda sísmica V_p , índice Q_c , profundidad (H), modulo del macizo rocoso, presión de soporte requerida (P_r), porosidad, y resistencia a la compresión uniaxial σ_c .

Fuente: Barton (2002).

17.2.14.2.3. ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA

a. Información general

- ✓ **Siglas en inglés:** GSI que hacen referencia al término en inglés: Geological Strength Index.
- ✓ **Autores y año:** Hoek y Brown (1997).
- ✓ **Variantes:** Inicialmente el GSI se creó para macizos rocosos fracturados de comportamiento isotrópico (Tabla 99, pág. 255), es decir, no aplica para aquellos macizos rocosos en los que el comportamiento es gobernado por su geoestructura como en el caso de pizarras, esquistos, filitas, etc.

- A raíz de lo anterior, Marinós & Hoek (2000) generan una variante para macizos rocosos estratificados anisotrópicos, es decir, más débiles (Tabla 98, pág. 254).
- ✓ **Objetivo:** Determinar los parámetros mb y s que requiere el criterio de Hoek & Brown (1980), y Hoek & Brown (2002).
- ✓ **Modo de uso:** En función del grado de fracturación del macizo rocoso y de las características superficiales de las discontinuidades, ambas inspeccionadas por métodos visuales, se elige dentro de la tabla gráfica que proporciona el sistema el recuadro correspondiente y se toma el rango de

valores que corresponda. No se sugiere seleccionar un único valor, sino un rango de valores.

- ✓ **Componentes a evaluar:** Grado de fracturación del macizo rocoso y características de las discontinuidades.

b. Clasificación y estimación del GSI

- ✓ **Clasificación:** En función de la estructura del macizo rocoso y del estado de las discontinuidades, se puede establecer la clasificación en la Tabla 100 (pág. 254) y Tabla 101 (pág. 256).

- ✓ **Comentarios sobre el GSI:** Para macizos rocosos fracturados (Tabla 99, pág. 255), Ramírez Oyanguren & Alejano Monge (2004) expresa que:

Cuando se considera que la resistencia al corte de las discontinuidades puede sufrir un deterioro como consecuencia de los cambios de humedad, debe atribuirse a la calidad de las superficies de las discontinuidades un grado inmediatamente inferior al que aparentemente poseen.

Como comentario general, el GSI no aplica para macizos que tienen un control estructural claro. En la literatura hay material disponible con información más detallada sobre las buenas prácticas para la implementación del GSI que se considera importante consultar.

- ✓ **Cuantificación de la estructura y características del macizo rocoso y**

las discontinuidades: Debido a que el sistema de clasificación es excesivamente visual, se ha propuesto métodos para cuantificar la estructura del macizo rocoso y el estado de las discontinuidades por varios autores.

- ✓ **Valuación de la estructura del macizo rocoso:**

Se valora por medio de la frecuencia volumétrica de discontinuidades o también por el método del volumen de bloques cuantitativo.

- ✓ **Valuación de la condición de las discontinuidades:**

Cuantitativamente se valora por medio de la rugosidad, meteorización y condiciones de relleno. Otro método que permite cuantificar la condición de las discontinuidades es por medio del parámetro jC (adimensional) que es definido como:




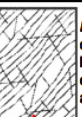
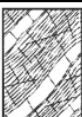
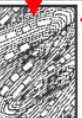
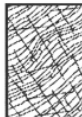

$$jC = \left(\frac{jW - jS}{jA} \right) \quad [93]$$

Donde jW , jS y jA son la ondulación a gran escala (en metros de 1 a 10 m), la suavidad a pequeña escala (de 1 a 20 cm) el factor de alteración, respectivamente. Se pueden determinar por tablas que se encuentran en la literatura.

Con los valores anteriores, se puede estimar el GSI, así:

$$GSI = \frac{26.5 + (8.79 \ln jC) + (0.9 \ln V_b)}{1 + (0.015 \ln jC) - (0.0253 \ln V_b)} \quad [94]$$

Tabla 98. GSI para macizos rocosos fracturados anisotrópicos

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS ESTRATIFICADOS HETEROGENEOS <small>(Marinos & Hoek (2000))</small>		CONDICION ESTRUTURAS (PLANOS DE ESTRATIFICACION)		CONDICION ESTRUTURAS (PLANOS DE ESTRATIFICACION)		CONDICION ESTRUTURAS (PLANOS DE ESTRATIFICACION)	
COMPOSICION Y ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO		MUY BUENA Muy rugosas, superficies frescas o no Meteorizadas.	BUENA Rugosas, superficies algo meteorizadas.	REGULAR Lisas, superficies moderadamente meteorizadas y lateradas.	MALA Muy lisas, ocasionalmente pulidas, con pátinas compactas o rellenos con fragmentos angulosos.	MUY MALA Muy lisas y pulidas o de superficies muy meteorizadas, y con pátinas o rellenos de arcilla blanda.	
	A. Estratos gruesos de arenisca de mucha blocoosidad. El efecto de posibles pátinas peliticas en los planos de estratificación se ve minimizado por el confinamiento del macizo rocoso; sin embargo, en túneles poco profundos y/o taludes, estos planos de estratificación pueden generar inestabilidades controladas estructuralmente.	70	A				20
	B. Arenisca con lentes delgadas de limolita.	60	B, C, D, E				
	C. Arenisca y limonita, en estratos de similar potencia.						
	D. Limolitas o esquistos limosos con estratos de arenisca.	50	F	30			10
	E. Limolitas débiles o esquistos arcillosos con estratos de arenisca.						
	F. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, muy plegados y Cizallados, con estratos de arenisca deformados y quebrados, definiendo una estructura casi caótica.	40					
	G. Esquistos limosos o arcillosos no perturbados, con o sin intercalaciones de estratos delgados de arenisca.	N/A	N/A				
	H. Esquistos limosos o arcillosos, deformados tectónicamente, con una estructura caótica y bolsones de arcilla. Estratos delgados de arenisca quebrados en pequeños bloques de roca.						

→ Indica deformación por tectonismo.

Fuente: Apunte de clase sobre sistemas de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos por el profesor Antonio Karzulovic.

Cuando se usa el número de rugosidad (J_r) y el número de alteración de la discontinuidad en el sistema Q, el GSI se puede estimar así:

$$GSI = \frac{52 \left(\frac{J_r}{J_a} \right)}{1 + \frac{J_r}{J_a}} + \frac{RQD}{2} \quad [95]$$

c. Parámetros derivados del GSI

✓ Módulo de elasticidad (E_m):

$$\left(1 - \frac{D}{2} \right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\frac{GSI-10}{40}} \text{ (GPa)}$$

$$E_m = 100 * \frac{1 - 0.5D}{1 + e^{\frac{25+250-GSI}{11}}} \text{ (GPa)}$$

$$10^{\frac{GSI-10}{40}} * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \text{ (GPa)}$$

$$E_i \left(0.02 + \frac{1-D/2}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right); E_i = MR * \sigma_c$$

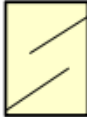


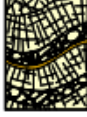
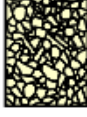

Donde,

MR: Módulo Relativo.

σ_c : Resistencia a la compresión de la roca intacta.

Dando continuidad a la lectura, se presentan a continuación las tablas del GSI.

Tabla 99. GSI para macizos rocosos fracturados e isotrópicos

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS (Marinos & Hoek (2000)) Estime el valor típico de <i>GSI</i> considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades. NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que considerar $GSI = 35$. <u>Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural.</u> Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso. En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para <i>GSI</i> . La presión del agua no se considera al evaluar el rango de <i>GSI</i> , ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.		CONDICION DE LAS ESTRUCTURAS MUY BUENA Muy rugosas, cajas frescas o no intemperizadas BUENA Rugosas, cajas ligeramente intemperizadas y algo oxidadas. REGULAR Lisas, cajas moderadamente intemperizadas y algo alteradas MALA Pulidas, cajas meteorizadas, con pátinas o con rellenos y/o fragmentos angulosos MUY MALA Pulidas, cajas muy meteorizadas, con pátinas o con rellenos de arcilla blanca				
ESTRUCTURA DEL MACIZO		DISMINUYE LA CALIDAD →				
 INTACTA o MASIVA Probetas de roca intacta. Macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras.	DISMINUYE TRABAZON ENTRE BLOQUES	90			N/A	N/A
 BLOCOSA Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos, bien trabados entre sí.		80			50	40
 MUY BLOCOSA Macizos con 4 sets de estructuras, o más, que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.		70				30
 BLOCOSA VETEADA Macizos plegados y con bloques angulosos formados por la intersección de muchas estructuras. Los planos de estratificación y/o esquistosidad son persistentes.		60				20
 DESINTEGRADA Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados, pobremente trabados.						10
 LAMINADA / CIZALLADA Macizo con planos débiles (cizalle y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre sí y que no definen bloques.			N/A	N/A		

Fuente: Apunte de clase sobre sistemas de calificación y clasificación geotécnica de macizos rocosos por el profesor Antonio Karzulovic.

Tabla 100. Condición del macizo rocoso

Condición	Macizo Rocosos
Rocas intactas, discontinuidades amplias y espaciadas.	Intacto/macizo.
Macizo con bloques enclavados, bloques cúbicos formando tres intersecciones de sistemas de discontinuidades. (RQD=50-75), (6 a 12 fracturas por metro).	Blocoso.
Macizo perturbado con bloques entrabados y angulares formados por la intersección de 4 o más familias de discontinuidades. (RQD=25-50), (12 a 20 fracturas por metro).	Muy blocoso.
Macizo plegado formado por bloques angulares producto de la intersección de varias familias de discontinuidades. Persistencia de los planos de estratificación. (RQD=0 a 25), (más de 20 fracturas por metro).	Blocoso/alterado.
Pobremente enclavado, altamente fracturado con mezcla de fragmentos angulares y redondeados.	Desintegrado.

Tabla 101. Condición de las discontinuidades

Condición	Discontinuidad
Superficies muy rugosas e inalteradas. (Resistencia a la compresión de más de 250MPa, a lo mucho se astilla con golpe de martillo de geólogo)	Muy buena
Superficies rugosas, ligeramente alteradas o con manchas de hierro. (Resistencia a la compresión de más 100 a 250 MPa, se fractura con 3 o más golpes con martillo de geólogo)	Buena
Suave o moderadamente meteorizadas y alteradas. (Resistencia a la compresión de más 50 a 100 MPa, se fractura con 1 o 2 golpes con martillo de geólogo)	Regular
Superficies con espejos de falla o lisas, alto grado de meteorización y, rellenos de las discontinuidades son compactos. (Resistencia a la compresión de más 25 a 50 MPa, se fractura con 1 golpe con martillo de geólogo)	Pobre
Superficies con espejos de falla o lisas, alto grado de meteorización y, rellenos de las discontinuidades son de arcilla suave.	Muy pobre

17.2.14.2.4. DESIGNACIÓN DE CALIDAD DE LA ROCA (RQD)

a. Información general

- ✓ **Siglas en inglés:** RQD, hace referencia al término en inglés: Rock Quality Designation.
- ✓ **Autores y año:** Deere, 1964. Otros detalles de este sistema se presentaron en la página 186.
- ✓ **Métodos indirectos para determinar RQD:** Si se quiere estimar el RQD a partir de métodos indirectos, es posible hacerlo por

medio de correlaciones entre este valor y la frecuencia de discontinuidades (λ), y velocidades de ondas sísmicas como se presenta adelante.

b. Clasificación y estimación del RQD

- ✓ **Clasificación:** Con base en el valor obtenido de RQD, se clasifica el macizo rocoso conforme la Tabla 102, (pág. 257):

Tabla 102. RQD y Calidad del Macizo Rocoso.

RQD, %	Calidad del Macizo Rocoso
< 25	Muy pobre
25-50	Pobre
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

Fuente: Zhang (2006).

✓ **Correlación RQD-Frecuencia de discontinuidad lineal (λ):**

Para una distribución exponencial negativa de espaciamiento de discontinuidades, Priest y Hudson (1976), asumiendo que la longitud de la muestra L es grande, presentan la siguiente expresión:

$$RQD = 100 * e^{-\lambda t} (\lambda t + 1) \quad [96]$$

Siendo t el umbral de longitud, es decir, la longitud de referencia que tiene el método para contar un dato como válido en la suma de trozos sobre el total de la longitud de la muestra. Este valor resulta ser de 10 cm, o también, 0.1 m.

La expresión $e^{-\lambda t}$ es despreciable cuando L es grande. L es la longitud del núcleo de muestra (ver página 186).

Para valores de λ en el rango de 6 a 16 m^{-1} , una aproximación buena para obtener el valor de RQD es la expresión lineal:

$$RQD = 110.4 - 3.68\lambda \quad [97]$$

Zhang (2006) presenta una gráfica que compara el uso de estas expresiones con

valores medidos de RQD en la que se aprecia la cercanía entre ambos métodos (Gráfica 23, pág. 258).

Para muestras de longitud corta, Sen y Kazi (1984) sugirieron la siguiente expresión:

$$RQD = \frac{100}{1 - e^{-\lambda L} - \lambda L e^{-\lambda L}} [e^{-\lambda t} (\lambda t + 1) - e^{-\lambda L} (\lambda L + 1)]$$

Comentario: Cuando $\lambda L < 5$, el valor de RQD incrementa significativamente conforme aumenta L. Por el contrario, cuando $\lambda L > 5$, el RQD varía muy poco. Esta conclusión surge de una gráfica presentada por Zhang (2006) en la que se relaciona el valor de RQD con la longitud de núcleos de la muestra para una frecuencia de discontinuidad (λ) de 10 m^{-1} y umbral de longitud de 0.1 m, basado en Sen y Kazi (1984).

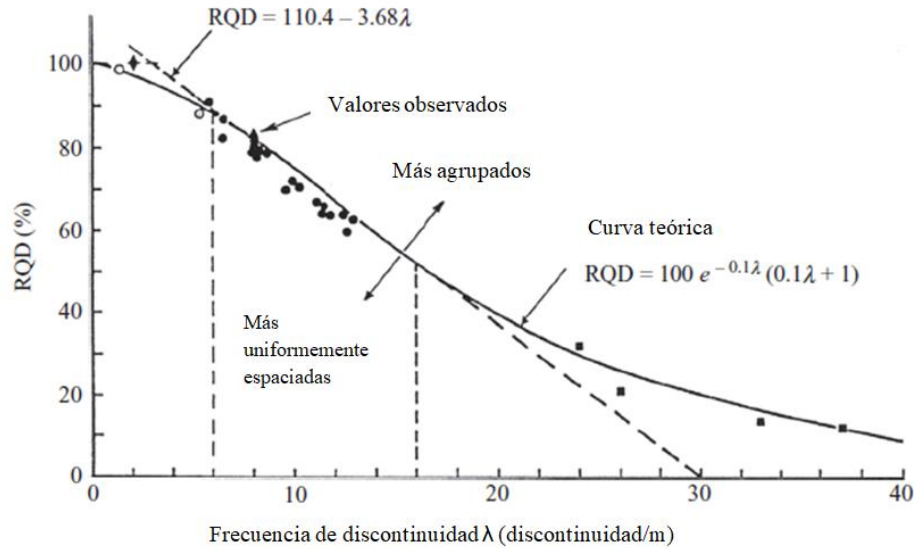
✓ **Correlación RQD-Velocidades de onda sísmica:**

Si se compara la velocidad de onda en campo para un macizo rocoso (V_{pF}), con la obtenida en laboratorio para roca intacta (V_{p0}), surge la siguiente expresión (Deere *et al.*, 1967):

$$RQD = \left(\frac{V_{pF}}{V_{p0}} \right)^2 * 100 \quad [98]$$

Otros autores determinaron expresiones para litologías específicas. Por ejemplo:

- ✓ Para granitos de Malasia la expresión, según Bery y Saad (2012), con un coeficiente de correlación de $r=0.99$, es:

Gráfica 23. Relación entre el RQD y la frecuencia de discontinuidad, λ .

Fuente: Tomado de Zhang (2006).

$$RQD = 0.97 \left(\frac{V_{pF}}{V_{p0}} \right)^2 * 100 \quad [99]$$

- ✓ Para datos basados en calizas, limolitas, mármoles y shales en el sitio de una presa en Jordán, El-Naqa (1996), con $r=0.89$, obtuvo la siguiente expresión:

$$RQD = 0.77 \left(\frac{V_{pF}}{V_{p0}} \right)^{1.05} * 100 \quad [100]$$

- ✓ Sjögren *et al.* (1979) y Palmström (1995) sugieren:

$$RQD = \frac{V_{pq} * V_{pF}}{V_{pq} * V_{pF} * k_q} * 100 \quad [101]$$

Siendo V_{pq} la velocidad de onda de un macizo con $RQD=0$, k_q es un parámetro que tiene en cuenta la condición de esfuerzos *in situ* del macizo rocoso.

c. Parámetros derivados del RQD

✓ Parámetros de resistencia:

Con base en el valor de RQD es posible estimar el módulo de elasticidad con los criterios de varios autores como se muestra a continuación:

Coon y Merritt (1970)

$$\frac{E_c}{E_i} = 0.0231 * RQD - 1.32 \quad [102]$$

Donde E_c es el módulo del macizo rocoso y E_i es el módulo de la roca intacta medido en el laboratorio.

Esta relación aplica para rocas con módulos de deformación altos ya que las rocas estudiadas por los autores (Gneises, areniscas y calizas) presentaban módulos entre 20-68 GPa, y para macizos con $RQD > 60$.

Trunk y Floss (1991)

$$E_c = 0.069RQD + 0.052E_i + 0.055RCS - 3.82 \quad [103]$$

Donde,

RCS: Resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

E_i: Módulo de la roca intacta. Esta expresión la determinaron por métodos probabilísticos.

Kayabasi et al. (2003)

$$E_c = 0.135 \left[\frac{E_i \left(1 + \frac{RQD}{100} \right)}{GM} \right]^{1.1811} \quad [104]$$

Donde GM es el grado de meteorización de las discontinuidades.

El estudio analiza los resultados de 57 ensayos de placa de carga realizados sobre cuarzodioritas y calizas con grados de meteorización entre GM I y GM IV, localizadas en el emplazamiento de dos presas en Turquía (Artvin y Karaman).

Gokceoglu et al. (2003)

Los autores proponen la siguiente expresión para determinar el módulo:

$$E_c = 0.001 \left[\frac{E_i \left(1 + \frac{RQD}{100} \right)}{RCS \cdot GM} \right]^{1.5528} \quad [105]$$

Los autores de esta misma ecuación, propusieron las siguientes dos también:

$$E_c = 0.0736e^{0.0755 \cdot RMR} \quad [106]$$

$$E_c = 0.1451e^{0.0654 \cdot GSI} \quad [107]$$

Adicional, presentan una relación para predecir el módulo de deformación del macizo rocoso por medio de la Gráfica 24 (pág. 260).

Zhang y Einstein (2004)

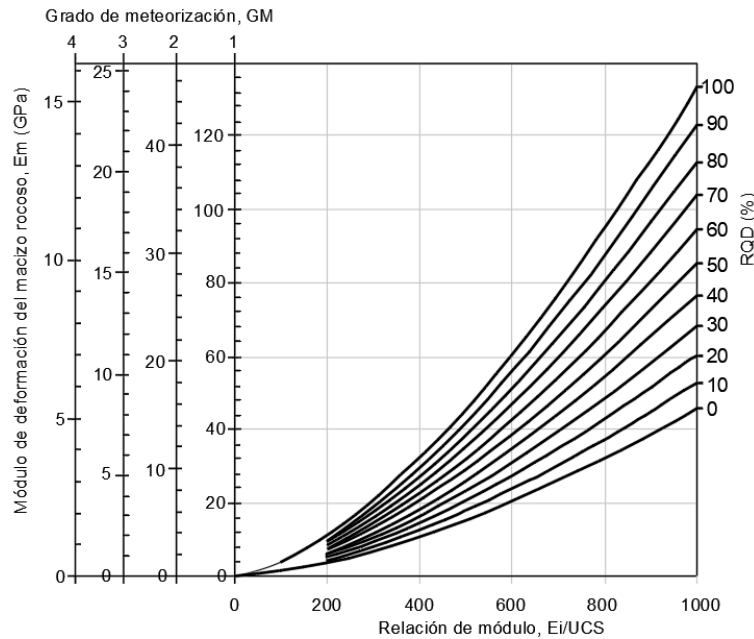
$$E_c = E_i * 10^{0.0186 \cdot RQD - 1.91} \quad [108]$$

Los datos analizados para generar esta expresión cubren todo el rango del RQD además de pertenecer a diferentes tipos de roca (lutitas, areniscas, limolitas, gabros, calizas, granitos, etc.). Según los autores la dispersión de los datos se puede deber a varios factores como: los diferentes tipos de ensayos de campo realizados, los diferentes estados de las discontinuidades, la anisotropía de los macizos y la falta de sensibilidad del RQD para frecuencias de fracturación mayores a 10 cm.

Clasificaciones geomecánicas NO comunes en el diseño de proyectos de túneles en Colombia

17.2.14.3. Clasificación de macizos rocosos por métodos no convencionales

Dentro de la categoría de clasificaciones geomecánicas de “uso no común para Colombia” se encuentran las clasificaciones del GSI modificado, RSR, y RMR modificado. A manera de referencia, se presenta el modo de uso de estas clasificaciones, y parámetros geomecánicos derivados.



Gráfica 24. Predicción del módulo de deformación del macizo rocoso según Gokceoglu *et al.* (2003).

Fuente: Adaptado de Muñiz (2016).

17.2.14.3.1. VALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA ROCOSA (RSR)

a. Información general

- ✓ **Siglas en inglés:** Rock Structure Rating-RSR. Los autores son Wickham, Tiedemann y Skinner (1972). Estados Unidos.
- ✓ **Componentes a evaluar:** Se evalúan dos componentes: el componente geológico y el constructivo. Dentro del geológico evalúa: Tipo de roca, Patrón de discontinuidades (espaciado promedio de discontinuidades), orientación de las discontinuidades (rumbo y buzamiento), tipo de discontinuidades, fallas mayores, cizallas y pliegues; propiedades del material rocoso; meteorización y

alteración. En el componente constructivo se evalúa: Dimensiones del túnel, dirección de franqueo o avance, método de excavación.

b. Clasificación RSR

- ✓ **Modo de uso:** Este sistema agrupa los componentes anteriores en tres grandes grupos denominados como A, B y C respectivamente. El grupo A es sobre la litología y estructura del macizo, el grupo B trata de la influencia de la orientación del avance del túnel con respecto al patrón de discontinuidades, y el grupo C enmarca lo que es la infiltración y estado de las discontinuidades (Buena a Mala). Por medio de la Tabla 103 (pág. 261), se le asigna a cada grupo un valor. Al final el $RSR=A+B+C$, siendo 100 el

Tabla 103. Valuación de la Estructura Rocosa.

A.	Tipo de Roca				Estructura Geológica			
	Origen Geológico	Dura	Media	Blanda	Descom- puesta	Masiva	Ligeramente fracturada o plegada	Moderadamente fracturada o plegada
Ígnea	I	II	III	IV				
Metamórfica	I	II	III	IV				
Sedimentaria	II	III	IV	IV				
Tipo de Roca I					30	22	15	9
Tipo de Roca II					27	20	13	8
Tipo de Roca III					24	18	12	7
Tipo de Roca IV					19	15	10	6

B.	Rumbo perpendicular al eje					Rumbo paralelo al eje		
	Dirección de avance					Dirección de avance		
	Ambos	Con buzamiento		Contra buzamiento		Cualquier dirección		
	Buzamiento de discontinuidades predominantes					Buzamiento de discontinuidades predominantes		
Promedio de espaciado de facturas	Bajo	Medio	Alto	Medio	Alto	Bajo	Medio	Alto
Muy cerradas, <2°	9	11	13	10	12	9	9	7
Cerradas, 2 a 6°	13	16	19	15	17	14	14	11
Moderadas, 6 a 12°	23	24	28	19	22	23	23	19
Moderada a blocosa, 30 a 60 cm	30	32	36	25	28	30	28	24
Blocosa a Masiva, 60 a 120 cm	36	38	40	33	35	36	34	28
Masiva, >120 cm	40	43	45	37	40	40	38	34

Buzamiento Bajo = 0-20°; Medio = 20-50°; Alto = 50-90°.

C.	Suma de parámetros: A + B					
	13 a 44			45 a 75		
Infiltración anticipada de agua. Litros/segundo en 300 metros de túnel	Condición de discontinuidades					
	Buena	Regular	Mala	Buena	Regular	Mala
Ninguna	22	18	12	25	22	18
Ligera, <12.6 lps	19	15	9	23	19	14
Moderada, 12.6 a 63 lps	15	11	7	21	16	12
Alta, <63 lps	10	8	6	18	14	10
Condición de discontinuidades: Buena = cerrada o cementada; Regular: Ligeramente meteorizada o alterada; Mala: Severamente meteorizada, alterada o abierta.						

Nota: Las unidades de espaciado de discontinuidades del grupo B en el documento de referencia del cual fueron extraídas estas tablas se encuentran en pies, para propósitos de ajustarlas a las unidades más usadas en Colombia, se convirtió a centímetros. De igual forma se hizo con las unidades del grupo C en lo referente al caudal de infiltración pasando de galones por minuto (gpm), a litros por segundo (lps). Para los fines de la conversión anterior, los galones por minuto corresponden a galones estadounidenses.

Fuente: Adaptado de Gavilanes J. & Andrade Haro (2004)

máximo valor posible a obtener de RSR.

- ✓ **Correcciones:** Gavilanes J. & Andrade Haro (2004) indica que cuando se excava con TBM se requiere, generalmente, menor sostenimiento en comparación con métodos de perforación y voladura. Cuando esto ocurre se puede ajustar el valor de RSR multiplicándolo por el factor *FA* respectivo de la Tabla 104 (pág. 263).

Tabla 104. Factor de Ajuste (AF) cuando se excava con TBM.

Diámetro del túnel (m)	Factor de Ajuste (AF)
9,15	1,058
8,00	1,127
7,63	1,135
7,00	1,150
6,10	1,168
6,00	1,171
5,00	1,183
4,58	1,186
4,00	1,192
3,05	1,200

Fuente: Gavilanes J. & Andrade Haro (2004).

17.2.14.3.2. ÍNDICE DE RESISTENCIA GEOLÓGICA MODIFICADO

a. Información general

- ✓ **Generalidades:** Clasificación generada netamente desde el punto de vista geológico a diferencia de las otras clasificaciones como el RMR, Q de Barton y RSR que fueron a partir de precedentes de túneles construidos y con fines a establecer soportes en forma empírica.
- ✓ **Modificaciones y comparación con el original:** En el GSI original la

clasificación se realiza por medio del grado de fracturamiento de la roca y la forma de los bloques, además de la condición de meteorización, rugosidad y ondulación de las discontinuidades; en el GSI modificado la condición estructural es definida por cantidad de fracturas por metro lineal (similar a lo presentado en el RQD, pág. 201 y 242) y la características de la discontinuidades se le agrega la resistencia de la roca intacta (p. ej., carga puntual).

- ✓ **Modo de uso:** Se entra a la Tabla 105 (pág. 264) con los datos de condición estructural y de discontinuidades y se cruzan para obtener así una descripción del macizo con la siguiente nomenclatura: Nomenclatura para condición estructural:

LF: Levemente fracturada.
F: Fracturada.
MF: Muy fracturada.
IF: Intensamente fracturada.
T: Triturada.

Nomenclatura para condiciones superficiales:

MB: Muy buena.
B: Buena.
R: Regular.
P: Pobre.
MP: Muy pobre.

b. Clasificación GSI modificado

- ✓ **Clasificación:** En función de la estructura del macizo rocoso y del estado de las discontinuidades, se

define la característica del macizo por medio de la nomenclatura mencionada tal como aparece en la Tabla 105 (pág. 264).

✓ **Correlaciones:** La Tabla 105 (pág. 264) es posible relacionarla con valores del sistema Q y RMR como se presenta en la Tabla 106 (pág. 265) y Tabla 107 (pág. 265).

Tabla 105. GSI modificado

GSI modificado Se basa en la cantidad de fracturas por metro lineal medidas <i>in situ</i> y en las condiciones superficiales de las discontinuidades. Se elige en la gráfica la categoría que más se acerca a las condiciones del macizo rocoso medidas en campo. Las exposiciones de la pared rocosa formada por la voladura pueden dar una impresión desfavorable de la masa rocosa, por lo que se debe tomar en cuenta algunos ajustes por daños por voladura. Ese ajuste por daños se puede evaluar por medio de testigos de perforación o en paredes de voladura controlada. En esta gráfica no se toma en cuenta el efecto del agua, estado tensional y métodos constructivos.		Condición de discontinuidades					Volumen de bloques, V_b		
		Muy Buena (MB) Superficie de las discontinuidades muy rugosas o irregulares, onduladas, inalteradas, cerradas. (Rc > 250 MPa) (Se astilla con golpes de picota)	Buena (B) Discontinuidades rugosas y onduladas, presenta superficie con oxidación, ligeramente abierta de 1 a 2 mm. (Rc 100 a 250 MPa) (Se rompe con varios golpes de picota)	Regular (R) Discontinuidades lisas, onduladas con recubrimiento de sericita y clorita, moderadamente abierta de 2 a 3 mm. (Rc 50 a 100 MPa) (Se rompe con uno o dos golpes de picota)	Pobre (P) Discontinuidades con superficies lisas, planas con estrías, abierta de 5 mm a 1 cm, con recubrimiento de sericita y caolina, relleno compacto o con fragmentos de roca. (Rc 25 a 50 MPa) (Se indenta superficialmente)	Muy Pobre (MP) Discontinuidades con superficies pulidas y estrías, intensamente alterada y muy abierta (> 1 cm), relleno de fragmentos en matriz blanda o panizo. (Rc < 25 MPa) (Se disgrega o indenta profundamente)			
Estructura 	Levemente Fracturada (LF) Tres sistemas de discontinuidades, muy espaciadas entre sí. (RQD 75 - 100). (1 a 5 fracturas por metro) Espaciamiento entre diaclasas de 20 a 100 cm.	100 cm	LF/MB	LF/B	LF/R	LF/P	1 m ³		
		Moderadamente Fracturada (F) Tres sistemas de discontinuidades, moderadamente espaciadas entre sí. (RQD 50 - 75). (6 a 10 fracturas por metro) Espaciamiento entre diaclasas de 10 a 20 cm.	20 cm	F/MB	F/B	F/R	F/P	F/MP	1 dm ³
		Muy Fracturada (MF) Cuatro o más sistemas de discontinuidades. (RQD 25 - 50). (11 a 20 fracturas por metro) Espaciamiento entre diaclasas de 5 a 10 cm.	8 cm		MF/B	MF/R	MF/P	MF/MP	
		Intensamente Fracturada (IF) Plegamiento y fallamiento, con muchas discontinuidades interceptadas formando fragmentos angulosos e irregulares. (RQD 0 - 25) (> 20 fracturas por metro) Espaciamiento entre diaclasas de 2 a 5 cm.	4 cm			IF/R	IF/P	IF/MP	
		Triturada (T) Masa rocosa extremadamente rota, con una mezcla de fragmentos fácilmente disgregables, angulosos y redondeados en matriz arcillosa. (Sin RQD).	1 cm				T/P	T/MP	1 cm ³
			12	4.5	1.7	0.67	0.25	0.1	

Tabla 106. Correlación entre el GSI modificado y el índice Q

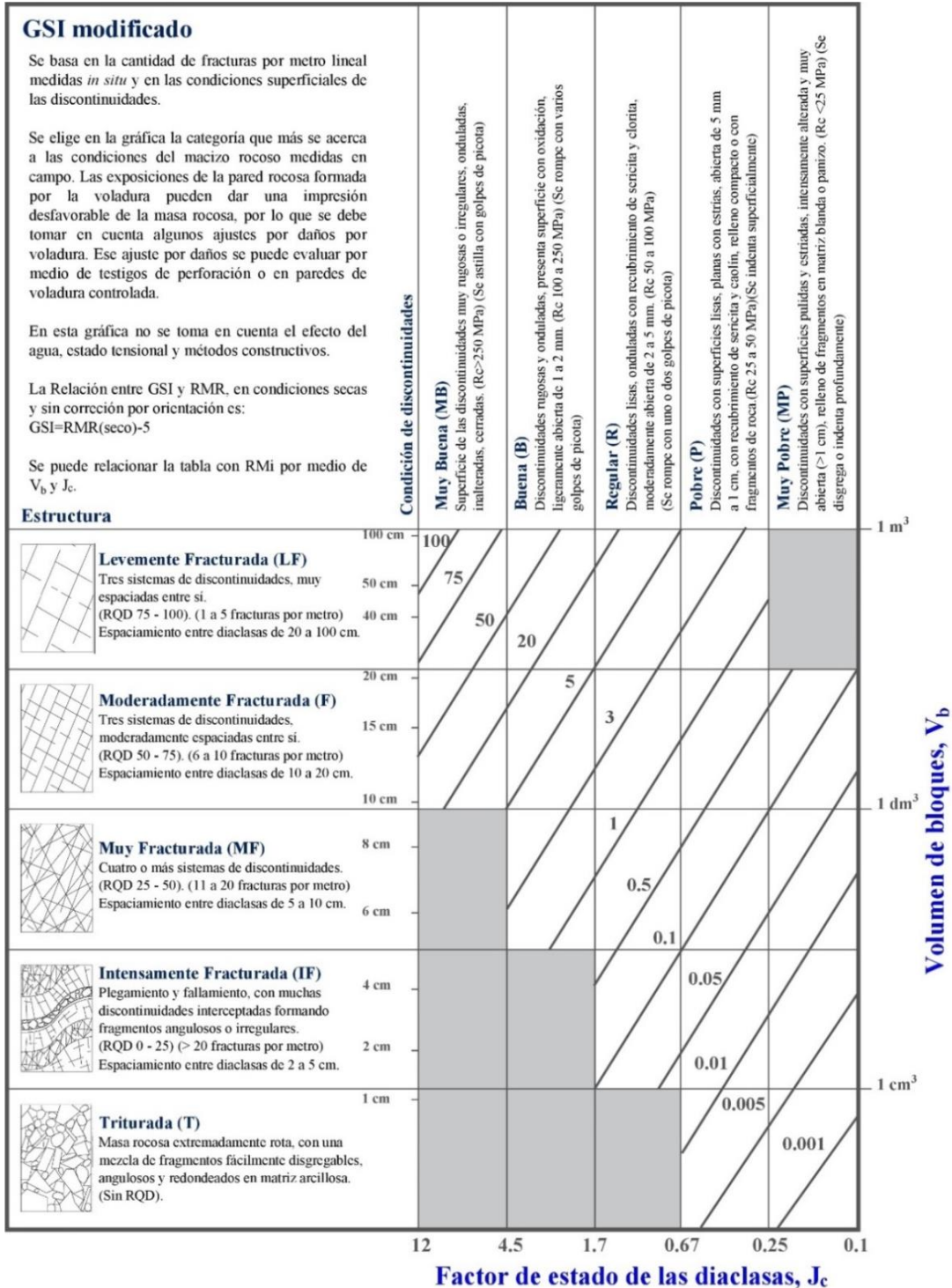


Tabla 107. Correlación entre el GSI modificado y el RMR'

<p>GSI modificado</p> <p>Se basa en la cantidad de fracturas por metro lineal medidas <i>in situ</i> y en las condiciones superficiales de las discontinuidades.</p> <p>Se elige en la gráfica la categoría que más se acerca a las condiciones del macizo rocoso medidas en campo. Las exposiciones de la pared rocosa formada por la voladura pueden dar una impresión desfavorable de la masa rocosa, por lo que se debe tomar en cuenta algunos ajustes por daños por voladura. Ese ajuste por daños se puede evaluar por medio de testigos de perforación o en paredes de voladura controlada.</p> <p>En esta gráfica no se toma en cuenta el efecto del agua, estado tensional y métodos constructivos.</p> <p>La Relación entre GSI y RMR, en condiciones secas y sin corrección por orientación es: GSI=RMR(seco)-5</p> <p>Se puede relacionar la tabla con RMI por medio de V_b y J_c.</p>		Condición de discontinuidades		Factor de estado de las diaclasas, J_c			
		Muy Buena (MB) Superficie de las discontinuidades muy rugosas o irregulares, onduladas, inalteradas, cerradas. (Rc > 250 MPa) (Se astilla con golpes de picota)	Buena (B) Discontinuidades rugosas y onduladas, presenta superficie con oxidación, ligeramente abierta de 1 a 2 mm. (Rc 100 a 250 MPa) (Se rompe con varios golpes de picota)	Regular (R) Discontinuidades lisas, onduladas con recubrimiento de sericita y clorita, moderadamente abierta de 2 a 5 mm. (Rc 50 a 100 MPa) (Se rompe con uno o dos golpes de picota)	Pobre (P) Discontinuidades con superficies lisas, planas con estrías, abierta de 5 mm a 1 cm, con recubrimiento de sericita y caolín, relleno compacto o con fragmentos de roca. (Rc 25 a 50 MPa) (Se indenta superficialmente)	Muy Pobre (MP) Discontinuidades con superficies pulidas y estrías, intencionalmente alterada y muy abierta (> 1 cm), relleno de fragmentos en matriz blanda o panizo. (Rc < 25 MPa) (Se disgrega o indenta profundamente)	
<p>Estructura</p> <p>Levemente Fracturada (LF) Tres sistemas de discontinuidades, muy espaciadas entre sí. (RQD 75 - 100). (1 a 5 fracturas por metro) Espaciamiento entre diaclasas de 20 a 100 cm.</p> <p>Moderadamente Fracturada (F) Tres sistemas de discontinuidades, moderadamente espaciadas entre sí. (RQD 50 - 75). (6 a 10 fracturas por metro) Espaciamiento entre diaclasas de 10 a 20 cm.</p> <p>Muy Fracturada (MF) Cuatro o más sistemas de discontinuidades. (RQD 25 - 50). (11 a 20 fracturas por metro) Espaciamiento entre diaclasas de 5 a 10 cm.</p> <p>Intensamente Fracturada (IF) Plegamiento y fallamiento, con muchas discontinuidades interceptadas formando fragmentos angulosos e irregulares. (RQD 0 - 25) (> 20 fracturas por metro) Espaciamiento entre diaclasas de 2 a 5 cm.</p> <p>Triturada (T) Masa rocosa extremadamente rota, con una mezcla de fragmentos fácilmente disgregables, angulosos y redondeados en matriz arcillosa. (Sin RQD).</p>	100 cm	90				<p>Volumen de bloques, V_b</p> <p>1 m³</p> <p>1 dm³</p> <p>1 cm³</p>	
	50 cm	85					
	40 cm	80					
	20 cm	75					
	15 cm	70					
10 cm	65						
8 cm	60						
6 cm	55						
4 cm	50						
2 cm	45						
1 cm	40						
	35						
	30						
	25						
	20						
	15						
	10						
	5						
		12	4.5	1.7	0.67	0.25	0.1

Nota: RMR' es el RMR en condiciones secas y sin corrección por orientación.

17.2.14.4. Correlaciones entre sistemas de clasificación geomecánica

En la literatura existen expresiones que relacionan diferentes sistemas de clasificación, algunas de esas son las siguientes:

Tabla 108. Correlaciones entre sistemas de clasificación geomecánica

Correlación para GSI	
GSI = RMR-5	
GSI=0,7RMR+22,3	Hashemi <i>et al.</i> , 2010
Correlación para Rmi	
Rmi=0,5 ln Q ^{0,93}	Kumar <i>et al.</i> , 2004
Rmi=1,5 ln Q ^{0,72}	Kumar <i>et al.</i> , 2004
Rmi=1,08 ln Q ^{0,49}	Hashemi <i>et al.</i> , 2010
Correlación para RMR	
RMR=9*lnQ+44	Bieniawski, 1976
RMR=5,4 ln Rmi+54,4	Kumar <i>et al.</i> , 2004
RMR=7,5 ln Rmi+36,8	Hashemi <i>et al.</i> , 2010
RMR=5,9 lnQ+43	Rutledge & Preston, 1978
RMR=5,4 lnQ+55	Moreno, 1980
RMR=13,5 lnQ+43	
RMR=12,5 lnQ+55,2	
RMR=3,73 lnQ+64	Ozkan, 2015
RMR=10,5 lnQ+42	Abad <i>et al.</i> , 1984
RMR=8,7 lnQ+38	Kaiser <i>et al.</i> , 1986
RMR=9,0 lnQ+49	Al-Harhi, 1993
RMR=7,0 lnQ+36	Turgrul, 1998
RMR=10,53 lnQ+41,83	Abad <i>et al.</i> , 1984
RMR=15 lnQ+50	Barton, 1995
RMR=5,4 lnQ+40	Hashemi <i>et al.</i> , 2010
RMR=6,4 lnQ+49,6	Kumar <i>et al.</i> , 2004

Se hace necesario advertir que las expresiones anteriores tienen una justificación que condicionan su uso, por ejemplo, Bieniawski (2011) manifiesta que la expresión $GSI=RMR-5$ “solo es de aplicación en el rango inferior de los macizos rocosos de muy mala calidad (clase V del RMR)”.

Otro comentario importante que hizo este autor es que “hay que tener en cuenta que la

única función que se le exigió al GSI fue la de estimar la resistencia del macizo rocoso utilizando el criterio de Hoek-Brown, específicamente para macizos rocosos de muy mala calidad”.

17.2.14.5. Comentarios sobre los sistemas de clasificación

Cuando se trabaja en terrenos extremadamente débiles, la clasificación de Bieniawski no da buenos resultados, en tal caso se trabaja mejor con la de Barton. (Instituto Tecnológico Geominero, 1991)

Todos los tipos de macizos rocosos están bien representados en esta clasificación¹³ a excepción de aquellos que están sometidos a elevadas tensiones y presentan fenómenos de fluencia de roca. Esta limitación es común a todas las clasificaciones geomecánicas. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004)

17.2.14.6. Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas

Esta sección se basa en (Bieniawski von Preinl R. Z., 2011). Se presentan 5 mitos sobre las clasificaciones geomecánicas y sus aclaraciones.

Mitos:

1. Los túneles pueden diseñarse usando bien las clasificaciones geomecánicas, bien los modelos numéricos, o bien a partir de los datos de la instrumentación.
2. Para macizos rocosos de muy mala calidad, no es aplicable la categoría inferior de la clasificación RMR.

¹³ Hace referencia a la clasificación Q de Barton.

3. El criterio de Hoek-Brown y el criterio de Mohr-Coulomb son los únicos para estimar la resistencia de los macizos rocosos y el factor de seguridad.
4. La mejor forma de estimar el módulo de deformación del macizo rocoso es a partir de cualquiera de las correlaciones que se encuentran en la literatura de la mecánica de rocas.
5. Es suficiente con basarse en ejemplos estudiados y desarrollados en el campo de la ingeniería civil de túneles.

Frente a estos mitos, el autor resuelve:

1. Se debe evitar elegir un único método de diseño. Las clasificaciones geomecánicas deben usarse en conjunto con los métodos analíticos y observacionales.
2. Se puede usar siempre y cuando los datos se toman de manera adecuada. La puntuación para los parámetros del RMR son cero en sus valores mínimos. La puntuación de la tabla original de esta clasificación representa el valor promedio de cada parámetro y no el valor mínimo.
3. Existen otros criterios igual de efectivos como el de Yudhbir-Bieniawski (1983), por ejemplo.
4. Aunque hay varias formas de determinar el módulo, unas correlaciones están mejor sustentadas que otras, y algunas correlaciones

deben evitarse si no se confirman con ensayos in situ.

5. Los aportes del campo de la ingeniería minera son significativos también y aportan ideas relevantes.

Otras aclaraciones textuales que hace el autor son:

- ✓ El índice de resistencia geológica GSI es diferente del RMR y el Q; “no tiene otro uso que el de proporcionar datos al criterio de Hoek-Brown” (Hoek *et al*, 1995)
- ✓ “La clasificación NMA (Nuevo Método Austriaco) difiere también del RMR y la Q; forma parte de un método observacional de construir túneles que no se propone caracterizar geotécnicamente el terreno pero que proporciona “unas bases objetivas para calcular el coste de los túneles y las velocidades de avance” (Galler, 2010), es decir, establecer “clases de excavación” a efectos de compensaciones contractuales”.
- ✓ La afectación del valor de GSI sobre las constantes empíricas m_b , s y en la resistencia del macizo rocoso σ_M fue del 20% para m_b , 37% para σ_M y un 85% para s cuando se varió el GSI en 5 puntos, de 35 a 40 por ejemplo, en estudio realizado por Malkowski, 2010.
- ✓ El factor de perturbación D está sujeto a errores significativos si se aplica a la totalidad del macizo rocoso en lugar de únicamente a una

zona perturbada de unos pocos metros.

Otros comentarios importantes hacen el autor en el documento referido con relación a aspectos de clasificaciones geomecánicas que vale la pena estudiar.

17.2.15. Determinación de parámetros mecánicos y deformacionales del macizo rocoso según varios autores

a. Resistencia a la compresión

✓ **Hoek (2000)**

$$\sigma_{c-macizo} = \sigma_{ci} S^a \quad [109]$$

✓ **Hoek, 1994 y Hoek et al., 1995**

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{\frac{GSI-100}{18}} \quad [110]$$

✓ **Barton (2002)**

$$\sigma_{cm} = 5\gamma \left(\frac{Q * \sigma_c}{100} \right)^{\frac{1}{3}} (MPa) \quad [111]$$

Donde γ es el peso específico del macizo en g/cm^3

✓ **Grimstad and Bhasin (1996)**

$$\sigma_{cm} = 7\gamma f_c Q^{1/3} (MPa) \quad [112]$$

f_c : $\sigma_c/100$ para $Q > 10$ y $\sigma_c > 100$ MPa, de otro lado $f_c = 1$; y γ es el peso específico del macizo en g/cm^3

✓ **Yudhbir et al. (1983)**

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{\frac{7.5(RMR-100)}{100}} \quad [113]$$

Estas y otras se pueden encontrar en (Zhang, Engineering Properties of Rocks, 2006) y otras referencias bibliográficas.

✓ **Kulhawy and Goodman (1987)**

Proponen la siguiente expresión cuando RQD es menos al 70%:

$$\sigma_{cm} = 0.33\sigma_c \quad [114]$$

Cuando el RQD es mayor al 70%, la resistencia del macizo rocoso incrementa linealmente a:

$$\sigma_{cm} = 0.33\sigma_c \quad [115]$$

Siendo σ_c la resistencia a la compresión inconfiada de la roca intacta.

✓ **The Standard Specifications for Highway Bridges**

$$\sigma_{cm} = \alpha * \sigma_c \quad [116]$$

$$\alpha = 0.0231 * RQD - 1.32 \geq 0.15 \quad [117]$$

b. Resistencia a la tracción

✓ **Hoek (2000)**

$$\sigma_{t-macizo} = -\frac{S * \sigma_{ci}}{m_b} \quad [118]$$

c. Módulo de elasticidad

Algunas de las expresiones para determinar el módulo de elasticidad E_M del macizo son:

✓ **Bieniawski (1978)**

$$E_M(GPa) = 2 * RMR - 100 \quad [119]$$

Válido para Para RMR entre 60 y 100.

✓ **Serafim y Pereira (1983)**

$$E_M(GPa) = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad [120]$$

Válido para Para RMR entre 40 y 100.

Cuando la roca es muy alterada, el parámetro empieza a ser afectado por la resistencia a la compresión de la roca intacta. De esta forma, una expresión comúnmente usada para estos casos es la de Hoek y Diederichs, 2005:

$$E_M(GPa) = 100 \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{((75+25D-GSI)/11)}} \right) \quad [121]$$

Donde D es un factor de perturbación del macizo rocoso.

Existen más relaciones en la literatura por ejemplo para macizos rocosos estratificados y relativamente poco resistentes o para los sedimentarios de baja calidad dependiendo de los esfuerzos de confinamiento. Una correlación que sugiere (Bieniawski von

Preinl R. , 2011) es con el RMR en la Gráfica 25 (pág. 271).

Otras expresiones adicionales a las presentadas anteriormente están disponibles para determinar parámetros de resistencia con la salvedad de que deben ser evaluados antes de su uso definitivo. Esas expresiones se muestran a continuación por sistema de clasificación.

✓ **Lowson y Bieniawski (2013)**

Para RMR<55

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad [122]$$

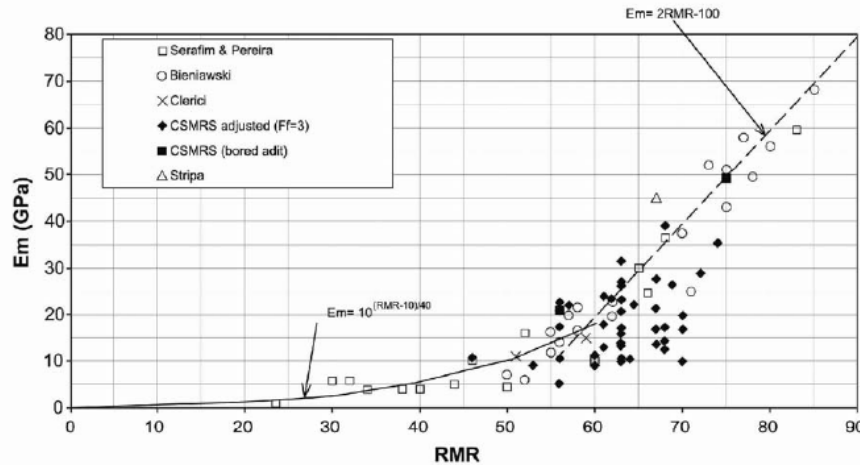
Para RMR>55

$$E_m = 14 + (E_i - 14) \left[1 - \left(\frac{100 - RMR}{44} \right)^{\frac{RMR}{70}} \right] \quad [123]$$

Donde E_i es el módulo de elasticidad de la roca intacta obtenido en el laboratorio y expresado en GPa. E_m es el módulo de elasticidad del macizo rocoso expresado en GPa.

d. Coeficiente de Poisson, ν_M

Varía entre 0.15 y 0.45, no tiene mucha influencia sobre los resultados de las simulaciones, por lo que no se suele prestar demasiada atención a su estimación. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).



Gráfica 25. Correlación entre el RMR y el módulo de deformación del macizo rocoso.

Fuente: Palmstrom y Singh (2001).

PARÁMETRO GEOMECÁNICOS POR RETRO ANÁLISIS: MACIZO ROCOSO

17.2.16. Determinación de parámetros del macizo a partir de retro análisis

Cuando se hace una galería exploratoria, pozos exploratorios o túneles pilotos, es posible instrumentar y monitorear el comportamiento de la excavación.

Por medio de esas lecturas de deformaciones y desprendimientos se hace un retro análisis para determinar parámetros de resistencia del macizo o verificar las constantes utilizadas en modelos para calibrarlos.

CRITERIOS DE FALLA: MACIZOS ROCOSOS ISOTRÓPICOS Y ANISOTRÓPICOS

Para cada tipo de macizo rocoso se espera una respuesta diferente en cuanto a comportamiento, es por esto que se presenta a

continuación criterios de falla para macizos isotrópicos y para macizos anisotrópicos por separado.

17.2.17. Criterios de falla de macizos rocosos isotrópicos

Antes de aplicar los criterios de rotura es importante resaltar un comentario que hizo Hoek & Brown (1980) con ocasión al criterio de debilitamiento que propusieron aludiendo a las simplificaciones que hicieron. El comentario es el siguiente:

Aunque estas simplificaciones sean necesarias para llegar a alguna solución práctica del problema, será importante examinar las suposiciones sobre las cuales se basan para asegurarse de que ninguna de las leyes claves ha sido violada al hacerlas.

Insistir en el hecho de que es importante conocer a detalle el origen, limitaciones, aplicaciones y contexto de cada método empleado en los proyectos sobre mecánica de rocas es válido dada su importancia e incidencia en la estabilidad del macizo en obras de ingeniería.

Básicamente los criterios de falla para macizos rocosos contienen la misma estructura o forma de las expresiones que los criterios de rotura presentados para roca intacta, sin embargo, lo que cambia es que ya no se usan parámetros de roca intacta sino de macizo rocoso.

A continuación, se exponen los criterios de resistencia que generalmente se emplean para macizos rocosos:

Criterios de falla de uso común

17.2.17.1. Hoek-Brown (1980 a 2002)

Criterio de rotura no lineal para describir el comportamiento del macizo rocoso. Este criterio toma en cuenta características geológicas del macizo rocoso por medio de los parámetros que componen la expresión del método:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b * \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^\alpha \quad [124]$$

Donde,

σ'_1 : Esfuerzo principal mayor.

σ'_2 : Esfuerzo principal menor.

σ_c : Resistencia a la compresión inconfiada de la roca intacta.

m_b : Constante del macizo. Es un valor reducido de la constante m_i .

α y s : Constantes que dependen de las características del macizo.

Las anteriores, se pueden determinar mediante las siguientes expresiones:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad [125]$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad [126]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} * (e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}}) \quad [127]$$

Donde,

D: Factor de perturbación. Varía de 0 (macizos rocosos no alterados) a 1 (macizos alterados).

Las constantes se pueden determinar por medio de relaciones que involucran el Índice de Resistencia Geológica (GSI) y el valor obtenido en la clasificación geomecánica RMR.

Este criterio aplica en los casos en los que se cuenta con macizos sin fracturas, macizos con muchas fracturas (se recomienda tener cuidado al usar el criterio para esta condición) y macizos muy fracturados. No se debe aplicar el criterio cuando el macizo contiene solo una o dos familias de discontinuidades.

“El criterio funciona bien en aquellos macizos rocosos cuya resistencia está controlada por bloques angulares de rocas bien encastradas” (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

“[...] el criterio se creó para su uso en la estimación aproximada de las resistencias de pico de los macizos rocosos en estudios preliminares de proyectos de ingeniería de rocas que incluyeran excavaciones subterráneas” (Bieniawski von Preinl R. , 2011).

En la

Tabla 109 (pág. 273) se presenta una hoja de cálculo con la cual se puede determinar las

propiedades geomecánicas del macizo rocoso. Esa es la hoja de cálculo que

Tabla 109. Hoja de cálculo de propiedades del macizo rocoso

Input:	sigci = 10 MPa	mi = 10	GSI = 30
	Depth of failure surface or tunnel below slope = 25 m		Unit wt. = 0.027 MN/n3
Output:	stress = 0.68 MPa	mb = 0.82	s = 0.0004
	a = 0.5	sigtm = -0.0051 MPa	A = 0.4516
	B = 0.7104	k = 3.95	phi = 36.58 degrees
	coh = 0.136 MPa	sigcm = 0.54 MPa	E = 1000.0 MPa

Calculation:

									Sums
sig3	1E-10	0.10	0.19	0.29	0.39	0.48	0.58	0.68	2.70
sig1	0.20	1.01	1.47	1.84	2.18	2.48	2.77	3.04	14.99
ds1ds3	21.05	5.50	4.22	3.64	3.29	3.05	2.88	2.74	46.36
sign	0.01	0.24	0.44	0.62	0.80	0.98	1.14	1.31	5.54
tau	0.04	0.33	0.50	0.64	0.76	0.86	0.96	1.05	5.14
x	-2.84	-1.62	-1.35	-1.20	-1.09	-1.01	-0.94	-0.88	-10.94
y	-2.37	-1.48	-1.30	-1.19	-1.12	-1.06	-1.02	-0.98	-10.53
xy	6.74	2.40	1.76	1.43	1.22	1.07	0.96	0.86	16.45
xsq	8.08	2.61	1.83	1.44	1.19	1.02	0.88	0.78	17.84
sig3sig1	0.00	0.10	0.28	0.53	0.84	1.20	1.60	2.05	7
sig3sq	0.00	0.01	0.04	0.08	0.15	0.23	0.33	0.46	1
taucalc	0.04	0.32	0.49	0.63	0.76	0.87	0.97	1.07	
sig1sig3fit	0.54	0.92	1.30	1.68	2.06	2.45	2.83	3.21	
signtaufit	0.14	0.31	0.46	0.60	0.73	0.86	0.98	1.11	

Cell formulae:

```

stress = if(depth>30, sigci*0.25,depth*unitwt)
mb = mi*EXP((GSI-100)/28)
s = IF(GSI>25,EXP((GSI-100)/9),0)
a = IF(GSI>25,0.5,0.65-GSI/200)
sigtm = 0.5*sigci*(mb-SQRT(mb^2+4*s))
sig3 = Start at 1E-10 (to avoid zero errors) and increment in 7 steps of stress/28 to stress/4
sig1 = sig3+sigci*((mb*sig3)/sigci)+s*a
ds1ds3 = IF(GSI>25,(1+(mb*sigci)/(2*(sig1-sig3))),1+(a*mb*a)*(sig3/sigci)^(a-1))
sign = sig3+(sig1-sig3)/(1+ds1ds3)
tau = (sign-sigtm)*SQRT(ds1ds3)
x = LOG((sign-sigtm)/sigci)
y = LOG(tau/sigci)
xy = x*y          x sq = x^2
A = acalc = 10*(sumy/8 - bcalc*sumx/8)
B = bcalc = (sumxy - (sumx*sumy)/8)/(sumxsq - (sumx^2)/8)
k = (sumsig3sig1 - (sumsig3*sumsig1)/8)/(sumsig3sq-(sumsig3^2)/8)
phi = ASIN((k-1)/(k+1))*180/PI()
coh = sigcm/(2*SQRT(k))
sigcm = sumsig1/8 - k*sumsig3/8
E = IF(sigci>100,1000*10^((GSI-10)/40),SQRT(sigci/100)*1000*10^((GSI-10)/40))
    
```

Nota: Para túneles “profundos” discutidos en el documento de Hoek y Marinos (2000), coloque un número mayor a 30 para la profundidad bajo la superficie. Este valor es usado para calcular el rango de esfuerzos sobre el cual el cálculo es desarrollado.

Los parámetros equivalentes de resistencia de Mohr Coulomb son dados para los valores de fi (ángulo de fricción) y coh (resistencia de cohesión).

Los dos parámetros de interés particular en esta hoja son el sigcm (resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso) y E (módulo de deformación del macizo).

Fuente: Hoek y Marinos (2000).

contiene el programa RockLab de la casa Rockscience.

17.2.18. Aplicabilidad del criterio de falla de Hoek-Brown para macizos rocosos isotrópicos

En la Ilustración 54 (pág. 274) se representa este tipo de macizos con un círculo punteado. El círculo muestra la aplicabilidad específica del criterio de falla de Hoek-Brown. Se debe tener precaución al usar este criterio en la condición de “muchas juntas” que muestra la Ilustración 54.

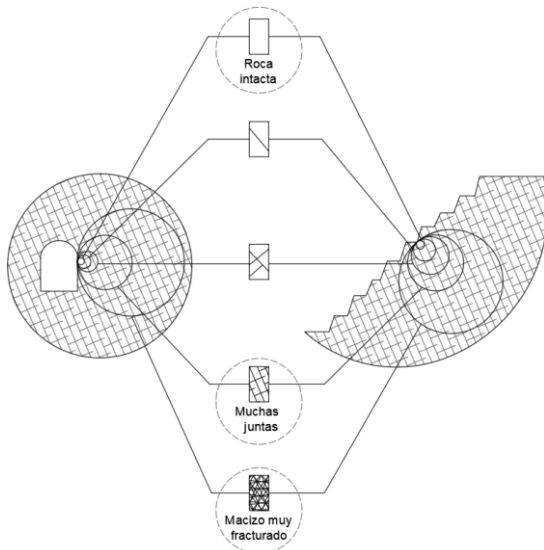


Ilustración 54. Aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown.

Fuente: Adaptado de Hoek et al. (1995).

Se hace uso de esta ilustración por lo claro que resulta el concepto de macizo isotrópico cuando se mira desde allí. Sin embargo, se aclara que la ilustración fue creada por los autores para definir la aplicación del criterio de Hoek-Brown.

Es claro entonces que el criterio de Hoek-Brown aplica para roca intacta, condición de

macizo muy fracturado y, eventualmente (con precaución), macizos con condición de muchas juntas.

17.2.18.1. Mohr-Coulomb:

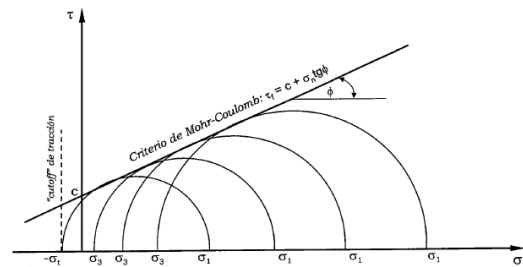
Criterio lineal elástico perfectamente plástico que sugiere que la resistencia al corte de la roca depende de dos parámetros: cohesión y ángulo de fricción. Este criterio pierde fuerza cuando los valores de esfuerzo pasan a ser esfuerzos de tracción ya que, expresan Gavilanes J. & Andrade Haro (2004):

No sería admisible admitir la existencia de una resistencia friccional en presencia de esfuerzos de tracción.

Adicional, menciona que:

El criterio de Mohr-Coulomb extrapola la envolvente en la region de tensiones de tracción por medio de una línea recta que alcanza el punto de la abscisa correspondiente a la resistencia a la tracción del material ($-\sigma_t$). El esfuerzo principal menor no puede ser nunca menor a $-\sigma_t$.

Lo anterior se representa en la Gráfica 26 (pág. 274).



Gráfica 26. Criterio de falla de Mohr-Coulomb con corte en tracción.

Fuente: Gavilanes J. & Andrade Haro (2004)

Este criterio se resume en la siguiente expresión:

$$\tau_f = c_m + \sigma'_n \tan \phi_m \quad [128]$$

Donde,

τ_f : Resistencia al corte del macizo rocoso.

c : Cohesión del macizo.

σ'_n : Esfuerzo normal efectivo sobre el plano de deslizamiento.

ϕ : Ángulo de fricción del macizo.

Generalmente el subíndice “m” en los parámetros de las expresiones indica que ese parámetro es el del macizo rocoso y no el de la roca intacta.

17.2.18.2. Relación entre criterios de falla: Mohr Coulomb vs Hoek Brown

17.2.18.2.1. Celada (1994)

Este autor propone una forma de estimar parámetros de resistencia de cohesión y ángulo de fricción del macizo rocoso a partir de parámetros del criterio de Hoek y Brown por medio de un factor de cambio λ_m .

$$\phi' = [2 * \arctg \sqrt{\lambda_m}] - 90^\circ \quad [129]$$

$$c' = \frac{\sqrt{s} * \sigma_c * (1 - \text{sen} \phi')}{2 * \text{cos} \phi'} \quad [130]$$

$$\lambda_m = 1 - \frac{\sigma_c * \sqrt{s}}{\sigma'_3} + \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma'_3} * m + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma'_3}\right)^2 * s} \quad [131]$$

Ramírez Oyanguren & Alejano Monge (2004) expresa que el σ'_3 puede tomarse como el

esfuerzo principal menor máximo esperado. Adicionalmente, manifiesta que, con relación a esfuerzos de tensión y fenómenos de tracción:

Si se selecciona adecuadamente el valor de la máxima tensión de confinamiento y no se producen fenómenos de tracción en la zona analizada, este enfoque suele ser conservador.

17.2.18.2.2. Hoek et al. (2002)

La relación entre los parámetros de resistencia del criterio de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown se determina por medio de las siguientes expresiones:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6 * a * m_b (s + m_b * \sigma'_{3n})^a}{2(1+a)(2+a) + 6 * a * m_b (s + m_b)} \right] \quad [132]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b * \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma)}{(1+a)(1+2a) \sqrt{\frac{1 + (6am_b(s + m_b \sigma'_{3n}))}{((1+a)(1+2a))}}} \quad [133]$$

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci} \quad [134]$$

El valor de σ'_{3max} , se determina dependiendo si es para taludes o túneles. En este caso es para túneles por lo que la expresión sería:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 * \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad [135]$$

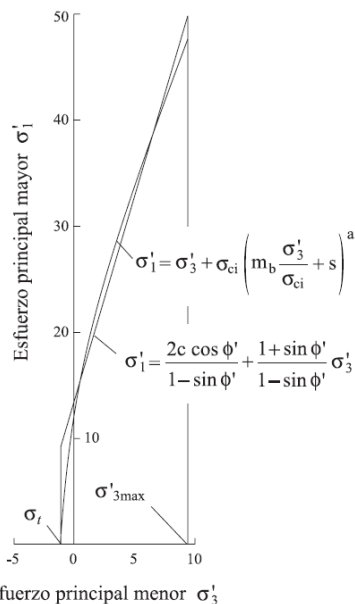
σ'_{cm} , es la resistencia a la compresión del macizo rocoso, y es el peso específico de los materiales situados por encima de la excavación y H la profundidad de esa

excavación. Este parámetro se puede obtener así:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad [136]$$

Cuando el valor del esfuerzo horizontal supera el valor del esfuerzo vertical, el método propone usar el esfuerzo horizontal en vez de γH . Esta propuesta se puede usar siempre que no se produzcan fenómenos de rotura muy extensos. (Ramírez Oyanguren & Alejano Monge, 2004).

Con respecto a la relación de los criterios de Mohr-Coulomb y Hoek-Brown, la Gráfica 27 (pág. 276) aclara la equivalencia que existe entre ambos.



Gráfica 27. Relación entre esfuerzos principales mayores y menores para el criterio de Hoek & Brown y el equivalente del de Mohr-Coulomb.

Fuente: Hoek y Brown (2002).

17.2.18.3. Bieniawski-Yudhbir:

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma_c} = a + b \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma_c} \right)^{0.65} \quad [137]$$

Donde b es un parámetro asignado por tipo de material. El parámetro a puede ser determinado a través de las siguientes expresiones:

$$a = 0.0176Q^{0.65} \quad [138]$$

$$a = \exp \left[7.65 \left(\frac{RMR - 100}{100} \right) \right] \quad [139]$$

Donde,

Q: Índice de clasificación geomecánica de Barton *et al.* (1974).

Comentario: El criterio de Bieniawski-Yudhbir “se usa para cotejar los resultados del criterio de Hoek-Brown (Edelbro *et al.*, 2006)”, citado por (Bieniawski von Preinl R. , 2011)

Criterios de falla de uso menos frecuente

Los siguientes son criterios de falla de uso menos frecuente en el diseño de obras subterráneas en Colombia. Se presentan las expresiones de estos criterios sin entrar a describirlos en detalle.

17.2.18.4. Johnston, 1985:

$$\sigma'_{1n} = \left(\frac{M}{B} \sigma'_{3n} + s \right)^B \quad [140]$$

Donde,

S: Es una constante para tener en cuenta la resistencia de las masas discontinuas de suelo y roca de manera similar a la utilizada para el criterio Hoek-Brown.

**17.2.18.5. Ramamurthy et al., 1985;
Ramamurthy, 1986, 1993:**

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_3} = B_m \left(\frac{\sigma_{cm}}{\sigma'_3} \right)^{\alpha_m} \quad [141]$$

Donde,

σ_{cm} : Resistencia a la compresión inconfínada del macizo rocoso se determina por medio del RMR.

α_r : Es la pendiente de la curva entre $(\sigma'_1 - \sigma'_3) / \sigma'_3$ y σ_{cm} / σ'_3

B_m : Constante del material para el macizo rocoso, se determina por medio del RMR y el Br.

**CRITERIOS DE FALLA:
MACIZO ROCOSO
ANISOTRÓPICO**

Los macizos rocosos anisotrópicos se representan de forma esquemática con un círculo punteado en la Ilustración 55 (pág. 277).

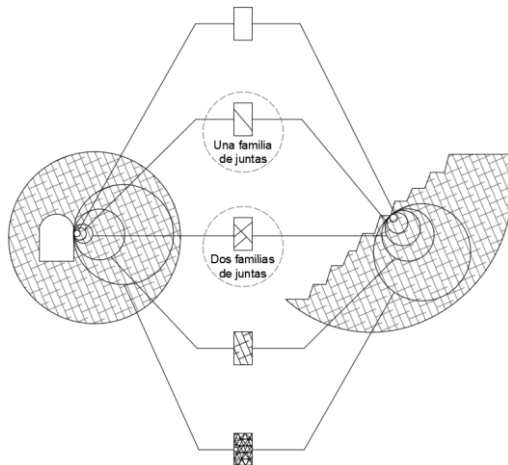


Ilustración 55. Aplicabilidad del criterio de Hoek-Brown.

Fuente: Adaptado de Hoek et al. (1995).

Se hace uso de esta ilustración por lo claro que resulta el concepto de macizo anisotrópico cuando se mira desde allí. Sin embargo, se aclara que la ilustración fue creada por los autores para definir la aplicación del criterio de Hoek-Brown.

Es claro entonces que los macizos rocosos anisotrópicos son aquellos que contienen una o dos familias de discontinuidades que controlan su comportamiento.

17.2.19. Criterios de falla de macizos rocosos anisotrópicos

El comportamiento de macizos rocosos anisotrópicos es comúnmente gobernado por las características de las discontinuidades.

Los modelos constitutivos que aplican a este tipo de macizos rocosos son:

- ✓ Barton y Choubey
- ✓ Barton y Brandis
- ✓ Otros

17.2.19.1. Criterios de resistencia al corte

Siguiendo el principio de la redundancia en geotecnia (pág.209), se presentan cuatro criterios de resistencia de discontinuidades. En la actualidad existen más criterios que pueden ser consultados por el lector en la literatura.

Maksimovic (1992), en el artículo *New Description of the Shear Strength for Rock Joints*, menciona que, los criterios de resistencia empíricos tienen un rango esfuerzos limitado para su validación y carecen de significado físico.

Antes de iniciar con los criterios de falla de discontinuidades, se recuerda que los temas

relacionados con la resistencia al corte de discontinuidades se desarrollaron a partir de la página 229 de este manual en el que se incluye, entre otras cosas, resistencia al corte de discontinuidades lisas, con ángulo de rugosidad uniforme, con rugosidad irregular, entre otras.

En este apartado se hace mención de los criterios de falla para macizos rocosos que involucra la resistencia al corte de discontinuidades sin ahondar con mayor detalle ya que se trató, como se menciona, en apartados anteriores.

Modelos constitutivos de uso común

17.2.19.1.1. Barton y Choubey (1974)

Este criterio se presentó en las secciones anteriores, pero se vuelve a plasmar aquí para dar continuidad al apartado.

Los ensayos en los que los autores del criterio se basaron fueron sobre discontinuidades sin relleno, es decir, que la meteorización y alteración de las paredes de las juntas se tenía en consideración si estaban en contacto.

$$\tau_f = \sigma'_n \tan \left[JRC_n * \log \left(\frac{JCS_n}{\sigma'_n} \right) + \phi_r + i \right] \quad [142]$$

Los ajustes por escala del valor de JRC se presentaron en la página 233 de este manual.

17.2.19.1.2. Patton (1966)

Patton (1966) idealiza la forma de las rugosidades a patrones regulares. La ecuación que surge de sus análisis describe el efecto de la pérdida gradual del aporte de la rugosidad

cuando el esfuerzo normal incrementa gradualmente. Cuando ese efecto desaparece, el ángulo de fricción residual es usado para describir el comportamiento de una junta alterada.

Patton sugiere las siguientes expresiones:

Esfuerzos normales bajos ($\sigma < \sigma_T$):

$$\tau_f = \sigma * \tan(\phi_b + i) \quad [143]$$

Esfuerzos normales altos ($\sigma \geq \sigma_T$):

$$\tau_f = c_j + \sigma * \tan(\phi_r) \quad [144]$$

Donde,

τ_f : Resistencia al corte de la discontinuidad.

σ : Esfuerzo normal.

ϕ_b : Ángulo de fricción básico

ϕ_r : Ángulo de fricción residual de la discontinuidad.

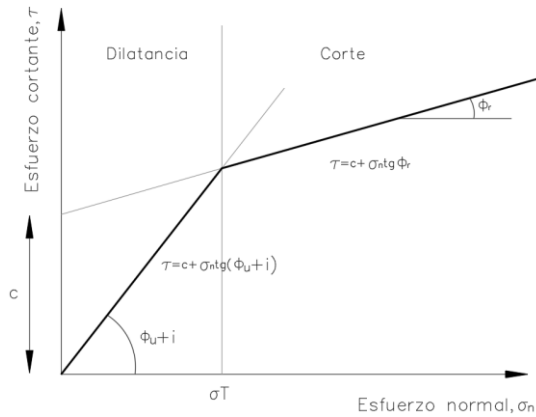
i : Ángulo de ondulación a gran escala de las discontinuidades.

c : Cohesión.

σ_T : Valor del esfuerzo normal para el cual el efecto de rugosidad puede ser despreciado.

$$\sigma_T = \frac{c}{\tan(\phi_b + i) - \tan \phi_r} \quad [145]$$

La curva de esfuerzo cortante versus esfuerzo normal que sugiere Patton consta de dos partes. La primera parte se atribuye a la dilatancia y la segunda al corte como se presenta la Gráfica 28 (pág. 279).



Gráfica 28. Curva esfuerzo cortante-esfuerzo normal según el criterio de Patton (1966).

Modelos constitutivos de uso menos frecuente

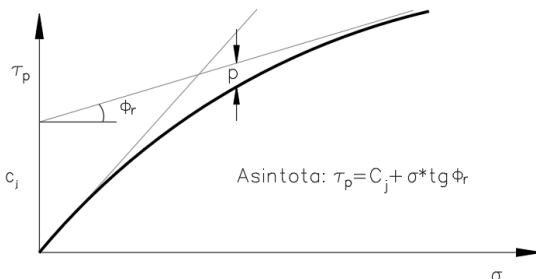
17.2.19.1.3. Jaeger (1971)

Modelo no lineal, conceptualmente similar al de Patton (1966).

$$\tau_p = C_j * (1 - e^{-b\sigma}) + \sigma \tan \phi_r \quad [146]$$

Donde,

b: Es un parámetro modelo que puede ser obtenido por manipulaciones matemáticas.



Gráfica 29. Modelo de Jaeger representando la relación no lineal entre el esfuerzo normal y la resistencia al corte de la discontinuidad.

17.2.19.1.4. Maksimovic (1992)

Describe una envolvente no lineal de falla del tipo hiperbólico en términos de esfuerzos normales. Menciona que este tipo de envolvente ofrece posibilidades de describir, en forma simple, la envolvente de falla no lineal, dentro de un amplio rango de esfuerzos.

$$\tau_f = \sigma_n * \tan \left[\phi_B + \frac{\Delta\phi}{1 + \frac{\sigma_n}{p_n}} \right] \quad [147]$$

Donde,

τ_f: Resistencia al corte de la discontinuidad.

p_n: Presión del ángulo medio. Es igual al valor del esfuerzo normal en el cual la contribución de la dilatación es igual a un medio del ángulo de dilatación para esfuerzo normal igual a cero.

φ_B: Ángulo básico de fricción. Ángulo de resistencia movilizada a niveles altos de esfuerzo normal en el cual los efectos de la dilatación son suprimidos, ya que todas las asperezas son cizalladas formando plano de corte suave. Este ángulo podría ser aproximadamente igual al ángulo de fricción físico entre granos de mineral.

Δφ: Ángulo de rugosidad de la junta.

17.2.20. Comentario sobre los parámetros geomecánicos por fases de diseño

La estimación o determinación de parámetros geomecánicos de la roca intacta, discontinuidades y macizo rocoso depende de la fase de diseño como se muestra a continuación:

a. Prefactibilidad

Es frecuente el uso de correlaciones en la estimación inicial de parámetros. En este apartado, se presentan varias correlaciones de diversos autores para roca intacta, discontinuidades y macizos rocosos, así como criterios de rotura.

b. Factibilidad

En esta etapa, es posible afinar los parámetros estimados en la fase I (prefactibilidad) por medio de la información de campo y laboratorio que se haya ejecutado en puntos particulares (ver Ilustración 44, pág. 160).

c. Estudios definitivos o para construcción

Se emplean métodos empíricos, numéricos (como el SoilTest del programa Plaxis), ensayos de campo y laboratorio para la determinación de los parámetros geomecánicos.

17.3. Sectorización por Zonas Geológicas Homogéneas

Con base en la caracterización geológico-geotécnica realizada a lo largo del trazado del túnel se establecen zonas de composición geológica y geoestructural similar. De esta forma se genera un perfil topográfico-geológico en el que es posible distinguir terrenos de comportamiento dúctil, frágil, blando, duro, permeable, impermeable, zonas de falla, calidades de macizos, etc.

Este perfil geológico-geotécnico es fundamental para la sectorización por tipos de terreno, análisis de comportamientos,

secuencias de excavación, selección de soportes, métodos constructivos, etc.

Un ejemplo de tramificación por calidad de roca se presenta en la ilustra en la Ilustración 56 (pág. 281).

17.4. Incidencia de las cargas impuestas por el paso de trenes en el comportamiento del terreno

Para túneles de cota o túneles en materiales muy fracturados como los que están cerca de una ladera (apartado 15.1.4, pág. 135) resulta importante estimar la incidencia que tiene el paso de los trenes en el comportamiento del terreno. Lo anterior debido a que el paso de los trenes genera vibraciones que pueden afectar el confinamiento del material y generar inestabilidades.

17.5. Sectorización por Tipos de Terreno (TT)

El objetivo de sectorizar el trazado del túnel por tipos de terreno es generar recomendaciones de sostenimiento por “zonas de comportamiento homogéneo”.

Para hacer la sectorización por tipos de terreno es necesario resolver una serie de procedimientos previos que se enlistan resumidamente a continuación:

- a. Dividir el trazado del túnel por tramos de geología similar.
-

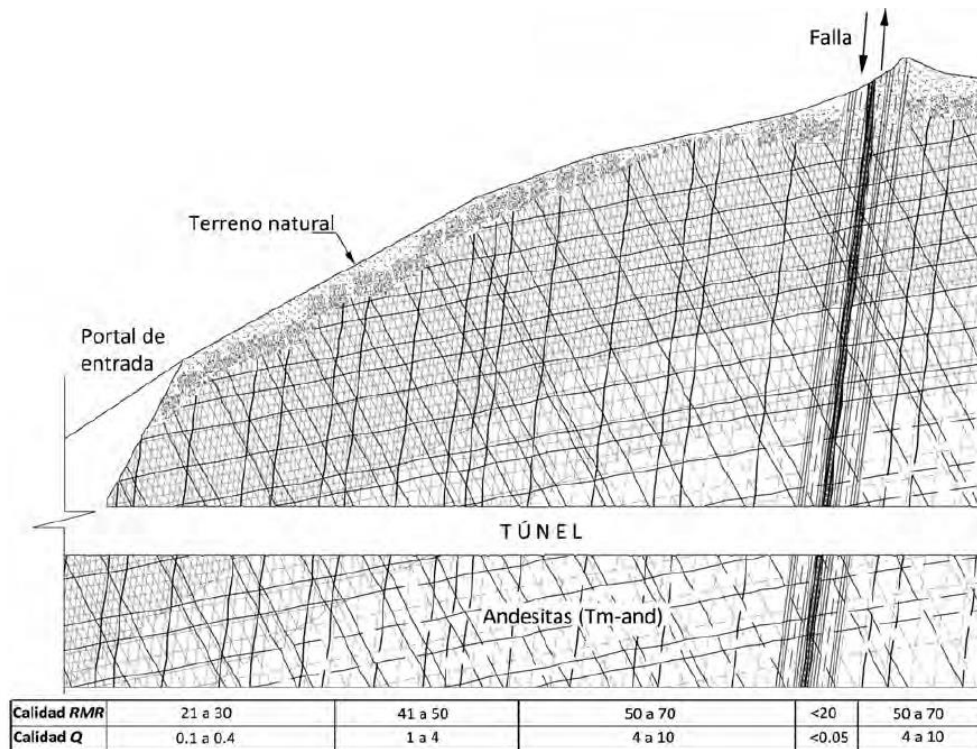


Figura 4.29. Perfil de un túnel en el que se esquematiza el grado de fracturamiento del macizo rocoso, la presencia de una falla y la caracterización geotécnica (*RMR*, *Q*) por tramos.

Ilustración 56. Perfil de un túnel en el que se esquematiza el grado de fracturamiento del macizo rocoso, la presencia de una falla y la caracterización geotécnica (*RMR*, *Q*) por tramos.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2016) de México.

b. Definir los siguientes aspectos para cada tramo:

- ✓ Litología.
- ✓ Geoestructura del macizo.
- ✓ Cobertura y nivel de esfuerzos.
- ✓ Mecanismos de falla: Probabilidad y magnitud de ocurrencia de cada uno.

c. Clasificar cada tramo del trazado del túnel por tipos de terreno.

La división del trazado del túnel por zonas geológicamente homogéneas se desarrolló a partir de la página 280 de este manual. De los aspectos de cada sección geológicamente

homogénea se trató la litología y geoestructura a lo largo del apartado 17.2 (desde la página 157) de este manual.

Queda por ver la cobertura y nivel de esfuerzos, mecanismos de falla, y clasificación por tipos de terreno. A continuación, se presenta cada uno de estos aspectos a evaluar por tramo del túnel.

COBERTURA Y ESFUERZOS

17.5.1. Cobertura

Se define la cobertura de cada tramo por medio de la topografía del trazado del túnel y se determina el esfuerzo vertical en cada sección de análisis. El esfuerzo vertical se

puede estimar por medio del peso unitario (γ) en kN/m^3 y la profundidad (z) en metros, así:

$$\sigma_v = \gamma * z$$

17.5.2. Estado de esfuerzos del macizo rocoso

Es sin duda uno de los elementos que más influyen en el comportamiento del macizo rocoso y, al tiempo, de los que más incertidumbre se tiene. Este asunto es extenso y no pretende ser abordado a detalle en este manual, por lo menos no en esta versión.

Parte de lo que sigue en esta sección se desarrolló con base en el trabajo de Amadei (1997). Algunas líneas fueron escritas tal cual aparecen en su trabajo o combinadas con otros trabajos como los de Bieniawski y (Hoek & Brown, 1980).

17.5.2.1. Esfuerzos *in situ*

Son el producto de eventos geológicos del pasado. Varían espacialmente (pueden ser diferentes de un punto a otro en el mismo macizo rocoso) y temporalmente (cambian con el tiempo por causa de eventos tectónicos, meteorización, erosión, etc.). Voight (1971), citado por Amadei (1997), dijo que:

En cualquier caso, parece claro que es imposible conocer todos los eventos en suficiente detalle para acertar en el estado de esfuerzos in situ a partir del conocimiento de la geología.

17.5.2.1.1. Estado de esfuerzos

El estado de esfuerzos es la magnitud y dirección u orientación en la que actúan los esfuerzos en el terreno. El concepto de

“estado de esfuerzos virgen” también se le conoce en la literatura como “estado de esfuerzos natural” o “estado de esfuerzos original”.

Como expresa Amadei (1997), cuando las tres componentes de esfuerzo principal son iguales a ($\sigma_v = \gamma * z$), el estado de esfuerzos es litostático.

17.5.2.1.2. Factores que afectan el estado de esfuerzos del macizo rocoso y que permiten estimar la dirección relativa de los esfuerzos que actúan en él

- Procesos geológicos pasados.
- Esfuerzos tectónicos.
- Estratificación.
- Erosión.
- Deformaciones laterales.
- Anisotropía.
- Glaciación.
- Topografía.
- Curvatura de la Tierra.
- Otros.

Las formas del terreno, la geometría de planos de estratificación o discontinuidad y factores topográficos y otros, permiten inferir la dirección de los esfuerzos actuantes en la masa en consideración.

Todas estas consideraciones deben ser parte de la interpretación, estimación y determinación del estado de esfuerzos de las diferentes secciones del macizo rocoso.

17.5.2.1.3. Redistribución de esfuerzos

El estado de esfuerzos natural del macizo rocoso es perturbado cuando se genera una excavación. Esta aseveración se puede observar mejor en la Ilustración 57 (pág. 283)

en la que se observa que en las inmediaciones de la excavación los esfuerzos no son verticales ni horizontales.

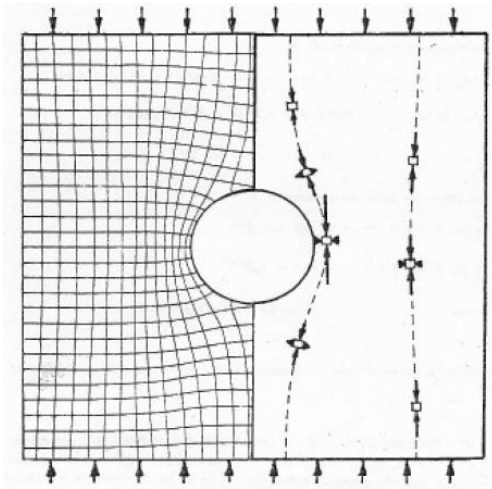


Ilustración 57. Trayectorias de esfuerzos principales mayor y menor en el material que rodea una excavación circular en una placa elástica con compresión uniaxial.

Fuente: Hoek & Brown (1980).

Es importante recordar que la redistribución de esfuerzos generada por la excavación crea zonas de tensión y de compresión en el túnel dependiendo de la relación de esfuerzos (K). Adicional, la configuración de esfuerzos depende de la forma del túnel como se presenta en Hoek & Brown (1980).

17.5.2.2. Estimación de los esfuerzos in situ

Se *estiman* los esfuerzos para las fases de diseño de prefactibilidad y factibilidad. En el caso de la fase de diseños definitivos es necesarios *determinarlos* por medio de *mediciones* en campo, lo cual se verá más adelante en este apartado.

17.5.2.2.1. Suposiciones y simplificaciones típicas para la estimación de esfuerzos *in situ* del macizo rocoso

Para estimar el estado de esfuerzos de un macizo rocoso se parte de hacer una serie de suposiciones y simplificaciones:

Primero: En una partícula infinitesimal cúbica actúan nueve componentes de esfuerzo: seis de cortante y tres compresionales, es decir, dos cortantes y una normal en cada cara.

Segundo: Los esfuerzos cortantes de las caras adyacentes son iguales y, por lo tanto, se reducen a tres componentes de cortante y tres compresionales, es decir, un total de seis componentes de esfuerzo actuando en la partícula. Un cortante y un compresional por cara.

Tercero: Si se gira la partícula de tal forma que sus caras quedan en planos principales, los cortantes son despreciables, y quedan actuando tres componentes en la partícula que corresponden a los tres compresionales. Un compresional por cara.

Cuarto: Si se supone que la orientación de la acción de la fuerza de la gravedad es una dirección principal, es decir, la vertical se considera como principal, el esfuerzo vertical ($\sigma_v = \gamma \cdot z$), que es uno de los tres componentes compresionales, sería un esfuerzo principal. Este esfuerzo no necesariamente es el esfuerzo principal mayor de las tres componentes de esfuerzo compresional.

Por lo anterior, los otros dos esfuerzos compresionales estarían ubicados en planos horizontales ya que inicialmente los tres son ortogonales entre sí. Esos dos serían el

horizontal mayor y el horizontal menor, en términos de esfuerzo serían el esfuerzo principal horizontal mayor (σ_H) y el esfuerzo principal horizontal menor (σ_h).

Quinto: Se asume que los esfuerzos horizontales son función del esfuerzo vertical: $\sigma_H=f(\sigma_v)$, $\sigma_h=f(\sigma_v)$.

El medio que comúnmente se emplea para relacionar el esfuerzo horizontal y el vertical es el coeficiente de presión lateral de tierras, K .

17.5.2.2.2. Esfuerzos verticales

Se atribuye los esfuerzos verticales al incremento del peso de la masa con la profundidad. Hoek y Brown (1980) presentan una gráfica con varias medidas de esfuerzo vertical en diferentes partes del mundo que se presenta aquí como Gráfica 30 (pág. 285). De esta, se concluye que la suposición de que los esfuerzos verticales dependen del peso de la masa con la profundidad, es válida, aunque no absoluta.

En algunos casos los esfuerzos verticales pueden ser diferentes de los litostáticos, es decir, no ser exclusivamente función del peso de la masa.

17.5.2.2.3. Esfuerzos horizontales

Se pueden estimar, inicialmente, a partir de la gráfica presentada por Hoek y Brown en 1980 (Gráfica 31, pág. 285). Esa gráfica fue construida con datos en lugares específicos por lo que se debe tener precaución al hacer uso de ella.

Como segunda instancia, puede ser estimado a partir de algunas expresiones disponibles en la literatura, tales como:

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

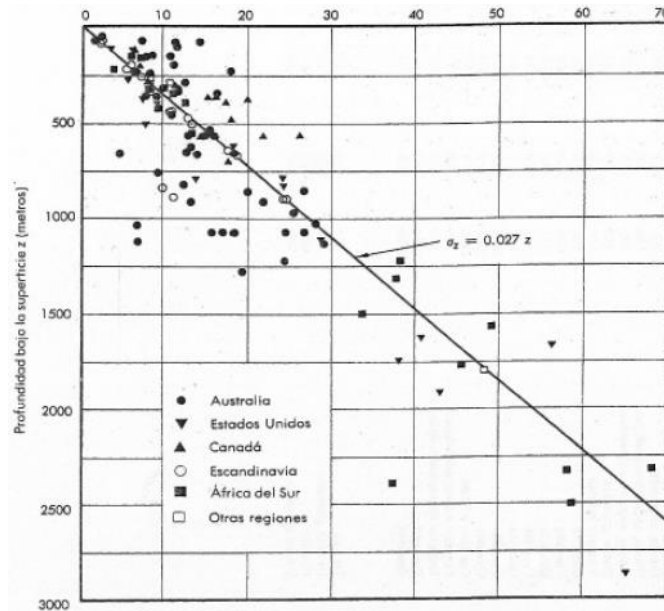
Amadei (1997) menciona que:

Esta expresión asume que, el macizo rocoso es un semi espacio ideal, homogéneo, linealmente isotrópico con superficie horizontal; el macizo está bajo fuerzas de gravedad solamente con desplazamientos que se desvanecen; la historia de cargas no tiene influencia en cómo se acumulan los esfuerzos (Traducido de Amadei, 1997).

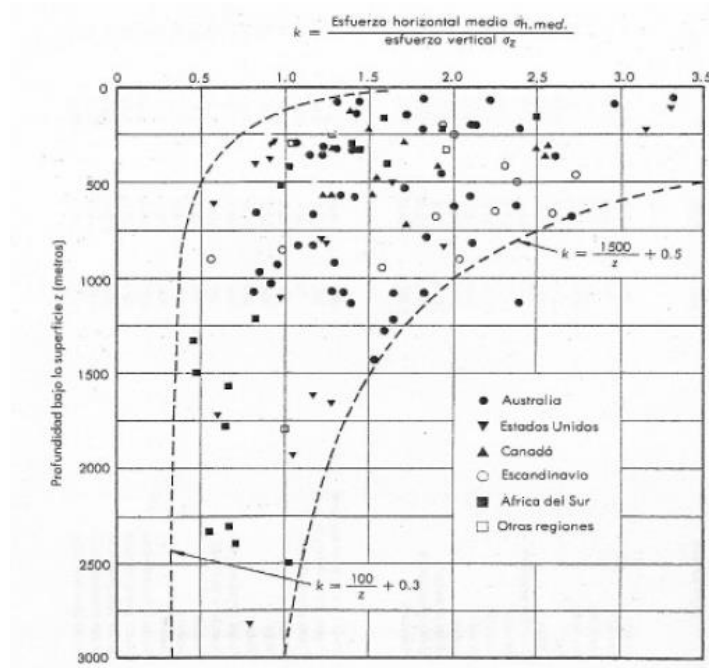
No es adecuado asumir que $K=1$ o que $K=K_0$ y que el K es uniforme en el plano horizontal si se compara con mediciones en campo actuales (Hast, 1958).

En la mayor parte del mundo se ha encontrado que los esfuerzos horizontales son no uniformes. Li (1986) reportó que en China el setenta por ciento de los esfuerzos medidos muestran una relación de esfuerzo horizontal máximo y mínimo entre 1.4 y 3.3.

El autor también presenta un resumen de relaciones de componentes de esfuerzo horizontal con la profundidad, componentes de esfuerzo vertical con la profundidad, y variación de componentes de esfuerzos principales con la profundidad (Tabla 110 pág. 286, Tabla 111 pág. 287 y Tabla 112 pág. 287). Estas deben ser usadas con precaución debido a que los esfuerzos pueden variar localmente por efectos de topografía, estratificación, estructura geológica, etc., como indica el mismo autor. Esta y otra información valiosa sobre el estado de esfuerzos se puede encontrar en su libro “Rock Stress and Its Measurement”.



Gráfica 30. Variación del esfuerzo vertical (MPa) con la profundidad (m).
Fuente: Hoek & Brown (1980).



Gráfica 31. Variación de la relación del esfuerzo horizontal medio al esfuerzo vertical con la profundidad
Fuente: Hoek & Brown (1980).

17.5.2.2.4. Cálculo de esfuerzos

Como lo indica Hoek & Brown (1980), para calcular esfuerzos y deformaciones en el material del macizo rocoso que son inducidos

por una excavación, se hace uso de la teoría de la elasticidad propuesta por Kirsch en 1898 para distribución bidimensional de esfuerzos en profundidades mayores a 10 veces el diámetro del túnel.

Tabla 110. Variación de las componentes de esfuerzo horizontal con la profundidad.

Referencias	Variación de σ_H , σ_h , σ_{Ha} (MPa) y K con la profundidad z (m)	Localización y rango de profundidad (m)
Voigh (1966) a Herget (1974) Van Heerden (1976) Worotnicki and Denham (1976) Haimson (1977)	$\sigma_{Ha} = 8,0 + 0,043z$ $\sigma_{Ha} = (8,3 \pm 0,5) + (0,0407 \pm 0,0023)z$ $KHa = 0,448 + 248/z$ ($r=0,85$) $\sigma_{Ha} = 7,7 + (0,021 \pm 0,002)z$ ($r=0,85$) $\sigma_H = 4,6 + 0,025z$ $\sigma_h = 1,4 + 0,018z$ ($r=0,95$)	World data (0-1000) World data (0-800) Southern Africa (0-2500) Australia (0-1500) Michigan Basin (0-5000)
Linder y Halpern (1977) Brown y Hoek (1978) Aytmatov (1986)	$\sigma_{Ha} = (4,36 \pm 0,815) + (0,039 \pm 0,0072)z$ KHa varía entre $0,3 + 100/z$ y $0,5 + 1500/z$ ($\sigma_H + \sigma_h$) entre $9,5 + 0,075z$ y $5,0 + 0,058z$	North America (0-1500) World data (0-3000) World data (mostly former USSR) (0-1000) China (0-500)
Li (1986) Rummel (1986) Herget (1987)	$\sigma_{Ha} = 0,72 + 0,041z$; KHa entre $0,3 + 100/z$ y $0,5 + 440/z$ $KH = 0,98 + 250/z$; $Kh = 0,65 + 150/z$ $\sigma_{Ha} = 9,86 + 0,0371z$ $\sigma_{Ha} = 33,41 + 0,0111z$ $KHa = 1,25 + 267/z$ $KH = 1,46 + 357/z$ $Kh = 1,10 + 167/z$	World data (500-3000) Canadian Shield (0-900 (900-2200) (0-2200)
Pine y Kwakwa (1989) Aejang (1989)	$\sigma_H = 15 + 0,028z$ $\sigma_h = 6 + 0,012z$ $\sigma_H = 8,8 + 0,0422z$ $\sigma_h = 3,64 + 0,0276z$ $\sigma_{Ha} = 5,91 + 0,0349z$	Carmenellis granite Cornwall, UK (0-2000) Canadian Shield (0-2000)
Baumgartner et al. (1993) Sugawara y Obara (1993) Hast in Stephansson, 1993) Stephansson (1993)	$\sigma_H = 30,4 + 0,023z$; $\sigma_h = 16,0 + 0,011z$ $\sigma_h = 1,75 + 0,0133z$ $\sigma_{Ha} = 2,5 + 0,013z$ $\sigma_H = 9,1 + 0,0724z$ ($r = 0,78$) $\sigma_h = 5,3 + 0,542z$ ($r = 0,83$) $\sigma_H = 10,4 + 0,0446z$ ($r = 0,61$) $\sigma_h = 5 + 0,0286z$ ($r = 0,58$) $\sigma_H = 6,7 + 0,0444z$ ($r = 0,61$) $\sigma_h = 0,8 + 0,0329z$ ($r = 0,91$) $\sigma_H = 2,8 + 0,0399z$ ($r = 0,79$) $\sigma_h = 2,2 + 0,0240z$ ($r = 0,81$) $\sigma_H = 16,83 + 0,0302z$ $\sigma_h = 6,52 + 0,01572z$	KTB pilot hole (800-3000) Cajon Pass hole (800-3000) Japanese Islands (0-1200) Fennoscandia overcoring (0-1000) Fennoscandia Leeman - Hiltcher Overcoring (0-700) Leeman -type Overcoring (0-1000) Hydraulic fracturing (0-1000) KTB hole (0-9000)
Te Kamp, Rummel y Zoback (1995) Lim y Lee (1995)	$\sigma_{Ha} = 1,858 + 0,018z$ ($r = 0,869$) $\sigma_{Ha} = 2,657 + 0,032z$ ($r = 0,606$)	South Korea overcoring (0-850) Hydraulic fracturing (0-250)

Tabla 111. Variación de la componente de esfuerzo vertical con la profundidad.

Referencias	Variación del esfuerzo vertical σ_v (MPa) con la profundidad z (m)	Localización y rango de profundidad (m)
Herget (1974)	$(1,9 \pm 1,26) + (0,0266 \pm 0,0028)z$	World data (0-2400)
Lindener and Halpern (1977)	$(0,942 \pm 1,31) + (0,0339 \pm 0,0067)z$	North America (0-1500)
Brown and Hoek (1978)	$0,027z$	World data (0-3000)
McGarr and Gay (1978)	$0,0265z$	World data (100-3000)
Herget (1987)	$0,026z - 0,0324z$	Canadian Shield (0-2200)
Arjang (1989)	$(0,0266 \pm 0,008)z$	Canadian Shield (0-2000)
Baumgartner et al. (1993)	$(0,0275 - 0,0284)z$	KTB pilot hole (800-3000)
Herget (1993)	$0,0285z$	Canadian Shield (0-2300)
Sugawara and Obara (1993)	$0,027z$	Japanese Island (0-1200)
Te Kamp, Rummel and Zoback (1995)	$(0,0275-0,0284)z$	KTB hole (0-9000)
Lim and Lee (1995)	$0,233 + 0,024z$	South Korea (0-850)

Tabla 112. Variación de las componentes de esfuerzo principal mayor, intermedio y menor con la profundidad.

Referencias	Variación de σ_1, σ_2 y σ_3 (MPa) con la profundidad z (m)	Localización y rango de profundidad (m)
Herget (1993)	$\sigma_1 = 12,1 + (0,0403 \pm 0,002)z$ ($r = 0,84$) $\sigma_2 = 6,4 + (0,0293 \pm 0,0019)z$ ($r = 0,77$) $\sigma_3 = 1,4 + (0,0225 \pm 0,0015)z$ ($r = 0,75$)	Canadian Shield (0-2300)
Stephansson (1993)	$\sigma_1 = 10,8 + 0,037z$ ($r = 0,68$) $\sigma_2 = 5,1 + 0,029z$ ($r = 0,72$) $\sigma_3 = 0,8 + 0,020z$ ($r = 0,75$)	Sweden (0-1000)

a. Esfuerzos en el límite de una excavación circular

Se parte de asumir que los esfuerzos radiales son cero en la periferia de la excavación mientras que los tangenciales son diferentes de cero.

Para calcular estos esfuerzos se hace uso de las siguientes expresiones:

- ✓ Esfuerzos tangenciales en el techo del túnel:

$$\sigma_\theta = \sigma_v(3k - 1) \quad [148]$$

- ✓ Esfuerzos tangenciales en las paredes del túnel:

$$\sigma_\theta = \sigma_v(3 - k) \quad [149]$$

Siendo K la relación de esfuerzos y σ_v el esfuerzo vertical.

- ✓ Esfuerzos tangenciales en zonas diferentes al techo y las paredes del túnel:

$$\sigma_\theta = \sigma_v[(1 + k) - 2(1 - k) \cos 2\theta] \quad [150]$$

b. Esfuerzos en zonas alejadas del límite de una excavación circular

Para calcular estos esfuerzos se hace uso de las siguientes expresiones:

- ✓ Esfuerzos radiales:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_v}{2} * \left[(1+k) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad [151]$$

- ✓ Esfuerzos tangenciales:

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_v}{2} \left[(1+k) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad [152]$$

- ✓ Esfuerzo cortante:

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_v}{2} \left[-(1-k) * \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \right] \quad [153]$$

Donde,

a: Radio de la excavación.

r: Distancia hasta el punto de análisis.

θ : Ángulo en sentido contrario al de las manecillas del reloj.

- ✓ Esfuerzos principales:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \left[(\sigma_r + \sigma_\theta) + \left(\frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right)^{0.5} \right] \quad [154]$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{2} \left[(\sigma_r + \sigma_\theta) - \left(\frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right)^{0.5} \right] \quad [155]$$

c. Esfuerzos en la periferia de excavaciones no circulares

Los esfuerzos en las paredes y techo del túnel para secciones no circulares se pueden estimar con base en las siguientes expresiones:

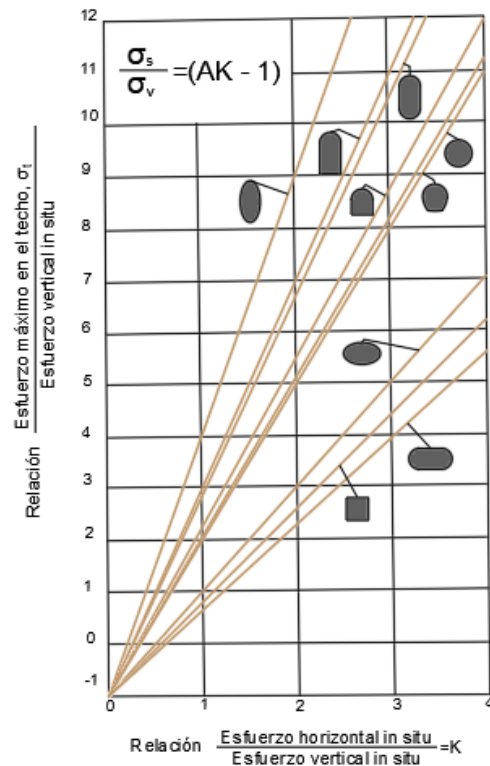
- ✓ Esfuerzo máximo (tangencial) en las paredes del túnel:

$$\sigma_s = \sigma_v (B - K) \quad [156]$$

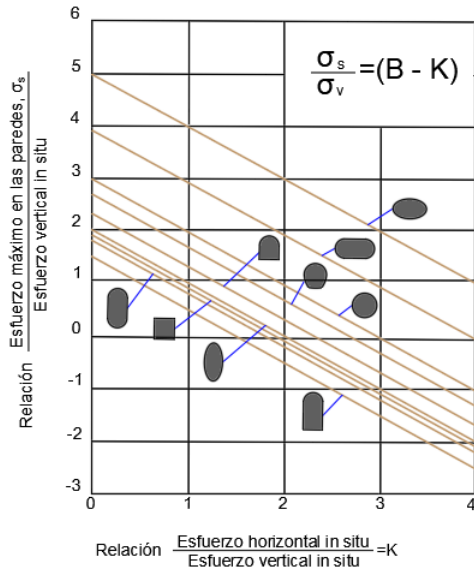
- ✓ Esfuerzo máximo (tangencial) en el techo del túnel:

$$\sigma_t = \sigma_v (AK - 1) \quad [157]$$

Donde A y B son constantes que dependen de la forma del túnel (Gráfica 32, pág. 289).



a. En el techo.



b. En las paredes.

A	5,0	4,0	3,9
B	2,0	1,5	1,8
A	3,2	3,1	3,0
B	2,3	2,7	3,0
A	2,0	1,9	1,8
B	5,0	1,9	3,9

c. Constantes A y B.

Gráfica 32. Influencia de la forma de la excavación y de la relación de los esfuerzos aplicados sobre el esfuerzo máximo de la periferia de la excavación: a. En las paredes, b. En el techo, c. Constantes A y B.

Fuente: Adaptado de Hoek & Brown (1980).

d. Comentarios sobre el cálculo de esfuerzos

A medida que se aumenta la distancia r desde la periferia de la excavación hacia adentro del macizo, la influencia de la excavación en el estado de esfuerzos natural del macizo

disminuye. Generalmente a $3r$ se cree que no hay influencia de la excavación y, por lo tanto, el esfuerzo a partir de esa distancia, es similar al esfuerzo vertical a esa profundidad.

Los esfuerzos inducidos por la excavación son independientes del tamaño del túnel. Sin embargo, como comenta Hoek & Brown (1980), la estabilidad del túnel si puede variar con el incremento de sección por aspectos estructurales y efectos de escala.

Los esfuerzos alrededor de una excavación subterránea dependen de la geometría del túnel y esfuerzos aplicados.

17.5.2.3. Medición de esfuerzos in situ

Las mediciones se pueden hacer por overcoring o métodos hidráulicos.

El overcoring prácticamente es la medición del esfuerzo *in situ* con base en la relajación de esfuerzos alrededor de la perforación, asume que el terreno medido es homogéneo e isotrópico. Dentro de este, se incluyen ensayos como el triaxial CSIRO y el Doorstopper.

17.5.2.3.1. Gato Plano Simple

- ✓ **Siglas en inglés:** Flat Jack
- ✓ **Objetivo:** Medir el estado de esfuerzo uniaxial superficial en roca, es decir, mide la componente de esfuerzo normal que actúa en dirección ortogonal al gato plano.



Imagen 83. Equipo gato plano en forma circular y rectangular.

Fuente: <https://www.controls-group.com/usa/ndt-structural-inspection-and-monitoring/flat-jacks.php>



Imagen 84. Ejemplo de ensayo de gato plano.

Fuente: <https://tinyurl.com/4u9umdbx>

- ✓ **Ejecución:** Se hace una ranura en la zona donde se quiere realizar el análisis, se introduce el equipo y se observa la deformación de las paredes de la ranura. Luego, se aplica presión al gato plano hasta que la deformación de las paredes sea cancelada. Estas medidas se toman en diferentes posiciones para obtener un estado de esfuerzos completos.
- ✓ **Equipo:** Aparato de ensayo con dos placas de acero, de forma circular o cuadrada, soldadas en la periferia, con dimensiones de 400x200x4 mm y espesor de las láminas de acero de 8 mm. Como lo describe Sisgeo, consiste en una almohadilla de presión de acero lleno de aceite equipado con dos tubos de acero, uno para la conexión de la bomba y otro

para vincular otro pad o para montar un transductor de presión.

17.5.2.3.2. Overcoring

a. CSIRO Triaxial Hi-Cell

Objetivo: Medir el estado de esfuerzos natural en el macizo. Este ensayo toma mediciones puntuales del tensor de esfuerzos tridimensional.



Imagen 85. Equipo CSIRO Triaxial.

Fuente: <https://tinyurl.com/4jb8bsu7>

- ✓ **Ejecución:** La máxima profundidad del ensayo es de hasta 30 m. La roca debe ser poco fracturada. El sondeo donde va la celda puede tener inclinación horizontal hasta vertical hacia arriba.
- ✓ **Especificaciones:** Las siguientes, son especificaciones tomadas de *esands* (esands.com): Medición de tensiones triaxiales en roca u hormigón, diseñado para la monitorización durante aplicaciones de sobre perforación (overcoring), monitorización a corto o largo plazo de la tensión triaxial, tensor de tensiones 3D completo a partir de una medición, gama de lechadas para

temperaturas de aplicación específicas.

- ✓ **Ventaja:** Permite tomar tres lecturas de deformación es tres ejes perpendiculares en un sondeo.

b. Doorstopper

- ✓ **Término en español:** Tope de puerta.

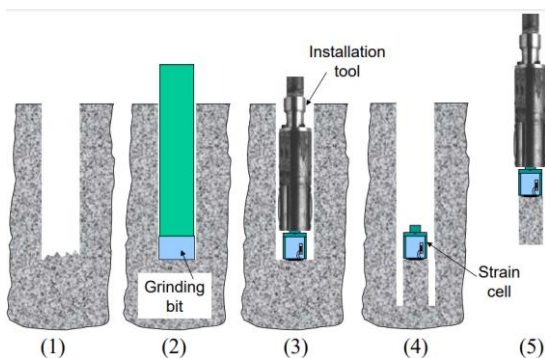


Ilustración 58. Procedimiento Doorstopper.

Fuente: <https://tinyurl.com/ynccfp7a>

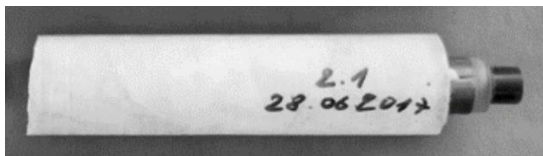


Imagen 86. Testigo de núcleo de mármol ensayado por Doorstopper.

Fuente: *Practice of the Doorstopper stress measurement method during the last 30 years in Italy* por S Guido, R Acerbis y G Sossi (2021).

- ✓ **Objetivo:** Medir el estado de esfuerzos bidimensional en un punto del macizo rocoso a profundidad de hasta 10 m en el fondo de la perforación, es decir, mide el cambio deformacional en el fondo de la perforación.

- ✓ **Ejecución:** Hydrofrac.com describe el procedimiento así: 1). Se perfora un orificio (de 60 mm a 76 mm) hasta la profundidad deseada. 2). El fondo del orificio se rectifica con una broca para aplicar la roseta de deformación. 3). La célula de deformación se baja hasta el fondo de la perforación fijada a la herramienta de instalación. La roseta de deformación se cementa en el fondo de la perforación. Se miden las deformaciones iniciales. 4). Se amplía la perforación para aliviar la tensión que rodea al testigo. 5). Se extrae el testigo con la célula de deformación para medir los cambios en las deformaciones y las propiedades de los materiales de la roca. Inversión de los cambios de deformación en tensión in situ.

- ✓ **Equipo:** Como lo describe Ramírez Oyanguren & Alejano Monge (2004), es una roseta de tres bandas extensométricas, dos perpendiculares entre sí y una tercera formando un ángulo de 45° con las anteriores, situadas en la base de una cápsula de silicona que protege los contactos eléctricos, en el fondo del barreno. Las salidas de la roseta están conectadas a cuatro bornes de cobre de un estuche asilado.

- ✓ **Limitación:** Se requieren tres perforaciones perpendiculares entre sí para medir el estado de esfuerzos completos, lo cual es complejo y costoso.

- ✓ **Comentario:** Algunos equipos si bien pueden realizar ensayos hasta los 10 m, la confiabilidad de las

lecturas es mayor si la profundidad de ensayo se limita hasta los 5 m.

1000 metros con las adecuaciones que corresponden.

17.5.2.3.3. Métodos hidráulicos

a. Fractura hidráulica

- ✓ **Siglas en inglés:** HF.
- ✓ **Objetivo:** Medir el estado de esfuerzos natural del macizo rocoso y la permeabilidad de zonas fracturadas.



Imagen 87. Equipo para ejecución de fractura hidráulica.

Fuente: <https://tinyurl.com/4fxt8sfm>

- ✓ **Variantes:** Hidrogateo y Ensayo hidráulico de fracturas preexistentes: HJ y HTPF, por sus siglas en inglés, respectivamente.
- ✓ **Ejecución:** Básicamente consiste en inyectar un fluido a presión en una perforación hecha en el macizo rocoso, y medir la presión necesaria para generar, propagar y mantener fracturas por tracción. Se toman varias lecturas cíclicas en un mismo punto. Este ensayo mide esfuerzos horizontales. Este ensayo puede hacerse a profundidades de más de

17.5.2.3.4. Monitoreo de esfuerzos por celdas de esfuerzo



Imagen 88. Vibrating Wire Stressmeter.

Fuente: www.indiamart.com

- ✓ **Siglas en inglés:** Stress-meter.
- ✓ **Objetivo:** Medir la variación del tensor de esfuerzos indirectamente por medio de la medición de deformación del sondeo.
- ✓ **Ejecución:** A menudo, los stress-meter se instalan después de una medición de esfuerzo, en el mismo pozo utilizado para un ensayo Doorstopper o CSIRO como lo indica Sialtec.
- ✓ **Equipo:** Pueden ser uniaxiales, biaxiales o triaxiales. Un ejemplo de un equipo que mide la variación uniaxial de esfuerzos es el Vibrating Wire Stressmeter que se muestra en la Imagen 88 (pág. 292).

Una vez se cuenta con la información requerida, es posible llevar a cabo evaluaciones de comportamientos del macizo rocoso bajo las condiciones particulares del proyecto como se presenta a continuación.

MECANISMOS DE FALLA: MÉTODOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE OCURRENCIA

Hasta aquí, se desarrolló en las secciones anteriores los tópicos de cobertura y nivel de esfuerzos. El segundo de los tópicos que falta por desarrollar, como se mencionó en el apartado 17.5 (pág. 280), es el de mecanismos de falla. Luego de esto, se presenta el tópico de clasificación por tipos de terreno.

Los mecanismos de falla fueron descritos brevemente en el título XVI (pág., 150) de este manual. A continuación, se presentan los métodos para evaluar el potencial de ocurrencia de esos mecanismos de falla haciendo énfasis en túneles más que en portales. Estos métodos se evalúan para el túnel a sección completa sin considerar sostenimientos, secuencias de excavación, métodos constructivos, etc.

17.5.3. Portales

La zona de portales de túneles se caracteriza por ser, generalmente, problema de taludes. Si el macizo está muy fracturado el problema se vuelve asunto de mecánica de suelos, si por el contrario el macizo conserva su carácter de roca el problema es de mecánica de rocas.

Los mecanismos de falla que se pueden presentar son:

a. En suelo

- ✓ Falla rotacional
- ✓ Falla traslacional
- ✓ Fallas compuestas

Estos se pueden analizar por modelos como el de Fellenius, Bishop, Bishop simplificado, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, etc.

b. En rocas

- ✓ Falla planar
- ✓ Falla en cuña
- ✓ Falla por volcamiento
- ✓ Caída de bloques

Estas pueden analizarse por medio de modelos como el de Dips, RockPlane, Swedge, Keyblock (ver pág. 304), Proyección estereográfica (pág. 297).

17.5.4. Túneles

Recapitulando del título XVI (pág. 150) de este manual, los mecanismos de falla son inducidos por la excavación del túnel o no inducidos por la excavación del túnel. A continuación, se presenta el primero de ellos, luego a partir de la página 311 se presenta los métodos de valoración de los mecanismos de falla no inducidos por la excavación del túnel.

Mecanismos de falla inducidos por la excavación y características del túnel: MÉTODOS DE VALORACIÓN

Esta sección se apoya, en parte, en el trabajo de Rodríguez Gutiérrez (2017).

17.5.4.1. Empujes de Montaña (squeezing ground)

Los métodos para predecir y valorar el squeezing ground son:

a. Métodos empíricos:

✓ **Singh et al. (1992)**

Método creado con 17 datos del sistema Q de Barton (1974), y 24 datos de túneles en el Himalaya (Basnet, 2013). La expresión que se usa para definir el comportamiento del terreno con empujes y sin empujes es:

$$H = 350 * Q^{1/3} \quad [158]$$

De aquí, si la sobrecarga o cobertura del túnel (H) es: $H \gg 350 * Q^{1/3}$, entonces existe condiciones de squeezing. Por el contrario, si $H \ll 350 * Q^{1/3}$, no hay condiciones de squeezing. Tener especial cuidado con la elección del parámetro SRF en el Q de Barton porque resulta muy sensible para este método.

✓ **Goel et al. (1995)**

Basado en clasificaciones geomecánicas de 99 túneles en Escandinavia, Reino Unido, y la India. Las condiciones de squeezing se presentan si:

$$H \gg (275N^{0.33}) * B^{-0.1} \text{ (m)}$$

Por el contrario, para descartar una condición de squeezing:

$$H \ll (275N^{0.33}) * B^{-0.1} \text{ (m)}$$

Con los valores de los dos métodos anteriores, es posible definir grados de squeezing, así:

Tabla 113. Grados de squeezing en función de la convergencia (Singh y Goel, 1999).

Grado squeezing	Convergencia
Bajo	1-3 % diámetro del túnel.
Moderado	3-5 % diámetro del túnel.
Alto	> 5 % diámetro del túnel.

Fuente: Barla (2001), citado por Rodríguez Gutiérrez (2017).

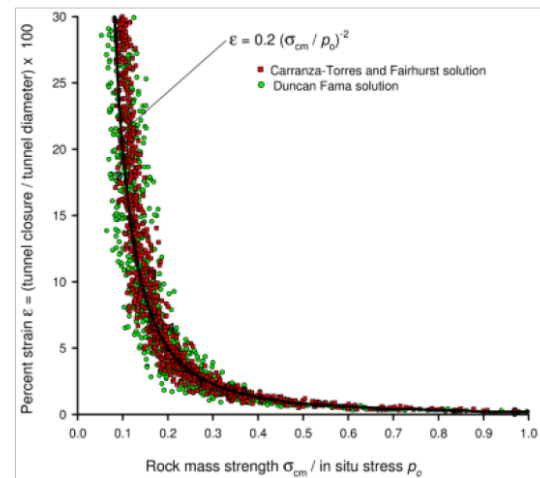
b. Métodos semi-empíricos:

✓ **Aydan et al. (1996)**

Surge de construcción de túneles en Japón. No se expone este método aquí por lo extenso que resulta.

✓ **Hoek y Marinos (2000)**

Este criterio surge a partir de simulaciones de Monte Carlo a partir de dos mil iteraciones suponiendo una distribución uniforme con el fin de determinar la deformación en los túneles para una amplia gama de condiciones que se pueden consultar en Rodríguez Gutiérrez (2017). Como resultado mostraron que la ecuación de la Gráfica 33 presenta una buena tendencia con relación a los túneles estudiados por autores como Duncan Fama (1993), y Carranza-Torres y Fairhurst (1999).



Gráfica 33. Convergencia versus relación de la resistencia del macizo entre el esfuerzo in-situ, para el caso de un túnel no soportado.

Fuente: Hoek & Marinos (2000).

Para clasificar el terreno por la magnitud del squeezing presentan la siguiente gráfica construida para túneles sin soporte:

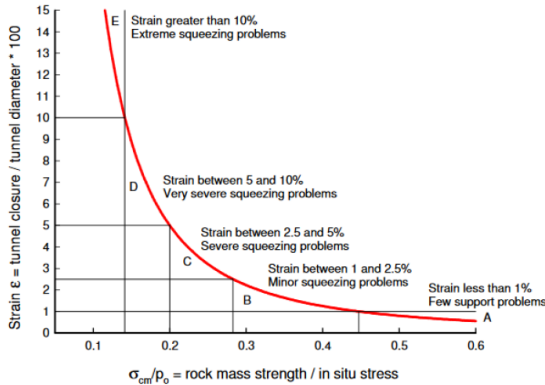


Figura 8-13. Clasificación del comportamiento de Squeezing según Hoek (2000); Nota: tener en cuenta que esta curva es para túneles sin soporte. Fuente: (Evert Hoek & Marino, 2000).

Gráfica 34. Clasificación del comportamiento de squeezing según Hoek (2000).
Fuente: Hoek y Marino, (2000).

17.5.4.2. Estallido de rocas (Rockburst) / desprendimientos localizados (popping)

Para estimar la localización y magnitud del estallido de rocas existen los métodos que se presentan a continuación. No se desarrollan estos métodos en este manual por lo extenso que resultaría, sin embargo, se dejan a conocimiento del lector para que tenga un punto de partida en la investigación de este mecanismo de falla.

a. Métodos empíricos:

- ✓ Potencial de peligro de estallido de rocas BHP (Diederichs, 2018).
- ✓ Riesgo y severidad de spalling (Diederichs y Martín, 2010).
- ✓ Riesgo de spalling (Kusui, 2016).

b. Métodos analíticos:

- ✓ Potencial de estallido de rocas según densidad de energía de deformación (Kwasniewski, 2000).

- ✓ Profundidad de falla (Diederichs, 2007).
- ✓ Potencial de ruptura Dinámica-DRP (Diederichs, 2018).

c. Métodos numéricos:

- ✓ Enfoque DISL (Diederichs, 2007).

En el documento “Metodología para la evaluación del potencial de estallidos de roca y diseño de soporte dinámico en túneles mediante modelamiento numérico”, L. Aguilera Tiznado, S. Villalobos Cifuentes y F. Villalobos Jara (2018) se fundamentan en un estudio de Ruiz (2015) para mencionar que la metodología de Rusenses (1974) es de las más certeras para predecir este mecanismo de falla y consiste en la siguiente relación:

$$Ts = \frac{\sigma_{\theta}}{\sigma_c} \quad [159]$$

Donde,

σ_{θ} : Resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

σ_c : Tensión tangencial máxima.

Con base en el valor Ts obtenido, se estima el potencial de Rockburst mediante la Tabla 114 (pág. 295).

Tabla 114. Potencial de estallido de rocas según Rusenses (1974)

Valores de Ts	Potencial de Rockburst
< 0.2	No
0.20-0.30	Bajo
0.30-0.55	Moderado
> 0.55	Violento

Fuente: Rusenses (1974), citado en el documento “Metodología para la evaluación del potencial de estallidos de roca y diseño de soporte dinámico en túneles mediante modelamiento numérico”, L. Aguilera Tiznado, S. Villalobos Cifuentes y F. Villalobos Jara (2018).

17.5.4.3. Hinchamiento (swelling)

La forma como se puede medir el hinchamiento de un material es por medio del odómetro y sus tres variantes:

- ✓ **Método A:** Primero se inunda el espécimen y se permite la expansión, y luego se le aplica carga.
- ✓ **Método B:** Se carga el material y luego se permite el paso de agua.
- ✓ **Método C:** Se restringe la expansión por medio de carga.

Un procedimiento de diseño de análisis de esta condición de rocas lo propusieron Einstein y Bischof (1975), que resumido es:

- ✓ Estado inicial de esfuerzos.
- ✓ Determinación de zonas expandidas alrededor de la excavación basado en el estado inicial de esfuerzos y en el cambio de los esfuerzos causados por la excavación.
- ✓ Ensayos en el odómetro.
- ✓ Derivación del hinchamiento-desplazamientos para diferentes esfuerzos entre el estado inicial de esfuerzos y el estado de esfuerzos después de la excavación.
- ✓ Cálculos expansión-tiempo.
- ✓ Mediciones in-situ de hinchamiento-desplazamientos y presiones de hinchamiento.

17.5.4.4. Terreno que fluye

Se presenta cuando hay niveles freáticos de gran columna, gradientes hidráulicos, materiales permeables y sueltos, cambios de material impermeable a permeable en el alineamiento del túnel, acuíferos confinados.

17.5.4.5. Terreno que rueda

Este mecanismo se presenta más que todo en materiales no cohesivos y sueltos cuando se descomprimen.

17.5.4.6. Expulsión de gases

Producto de la excavación del túnel el macizo rocoso puede liberar gases confinados que afectarán al personal de campo dependiendo de las concentraciones y tipo de gas como se presentó en el título XIII (pág. 150).

Para sospechar la existencia de gases confinados en el macizo rocoso se parte de conocer las condiciones bajo las cuales es posible que esto ocurra, algunas de ellas son:

- ✓ Cuando hay materia orgánica confinada en depósitos sedimentarios.
- ✓ Cuando hay descomposición del carbono.
- ✓ Oxidación de sulfuros.

17.5.4.7. Cuñas de roca y desprendimiento de bloques

Este mecanismo de falla se identifica por medio de análisis de la estructura del macizo rocoso con respecto al trazado del túnel. Para la evaluación de la ocurrencia de cuñas y bloques se hace uso de métodos cinemáticos como análisis estereográficos y Keyblock.

Este tipo de análisis hace uso de la información de campo adquirida en la etapa de *Colección de información en campo* (pág. 200) que corresponde a caracterización de sistemas estructurales (discontinuidades, fallas, diques, pliegues, etc.) para determinar cuñas en el túnel.

Como indica la Austrian Society for Geomechanics (2010), el análisis cinemático permite evaluar la posibilidad de que el terreno y la excavación generen cuñas con las condiciones necesarias para que caigan dentro del túnel, así como fracturas controladas por discontinuidades.

Para ello se puede hacer uso de la teoría de bloques (Keyblock) y proyecciones estereográficas. Estas dos técnicas son extensas y no se pretende abordar la totalidad de su contenido aquí, o por lo menos no en esta versión del manual. Sin embargo, se presenta un resumen de su uso y algunos comentarios clave.

17.5.4.7.1. Proyección estereográfica ecuatorial

Esta técnica es también usada para determinar bloques críticos de una excavación, y definir cuñas de falla.

a. Tipos de proyección

Dentro de esta técnica, es posible encontrar las siguientes proyecciones:

- Proyección ortográfica: Proyección ortográfica de relaciones angulares.
- Proyección oblicua.
- Proyección perspectiva.
- Proyección de igual área.
- Proyección estereográfica.

b. Estereonet

Con frecuencia se puede hacer uso de dos redes estereográficas: la equi-areal o de Schmidt (los círculos máximos y menores son realmente circulares) y la equiangular o de

Wulff que se emplea más que todo para determinar ángulos de cristales.

La red que típicamente se usa para representación de datos geoestructurales es la equi-areal (Ilustración 59, pág. 298).

c. Datos geoestructurales

Los datos tomados en la etapa de *Colección de información en campo* (pág. 200) y que corresponde a caracterización de sistemas estructurales (discontinuidades, fallas, diques, pliegues, etc.), se representan por medio de buzamiento y dirección de buzamiento (Dip/Dip Direction), así:

130/47SE

El primer número es la dirección de buzamiento medida como azimut, es decir, se cuenta 130° a partir del norte en el sentido de las manecillas del reloj. El segundo número representa el buzamiento del plano.

Otra forma de escribir la orientación del plano es por **Trend/Plunge**. El Trend muestra el azimut del polo del plano. Si el plano apunta al cuadrante NE o SE, se suma 180 a la dirección de buzamiento y se obtiene el Trend. Si, por el contrario, el plano apunta al cuadrante NW o SW, se resta 180 a la dirección de buzamiento. El Plunge es el buzamiento contado de adentro del estereonet hacia afuera, por lo tanto, para calcularlo se resta el buzamiento a 90.

Para el caso del ejemplo con el que venimos, es decir, el plano con orientación 130/47SE, el Trend es $130+180=310^\circ$ y el Plunge es $90-47=43^\circ$. En la siguiente ilustración se presenta el resultado en Dips.

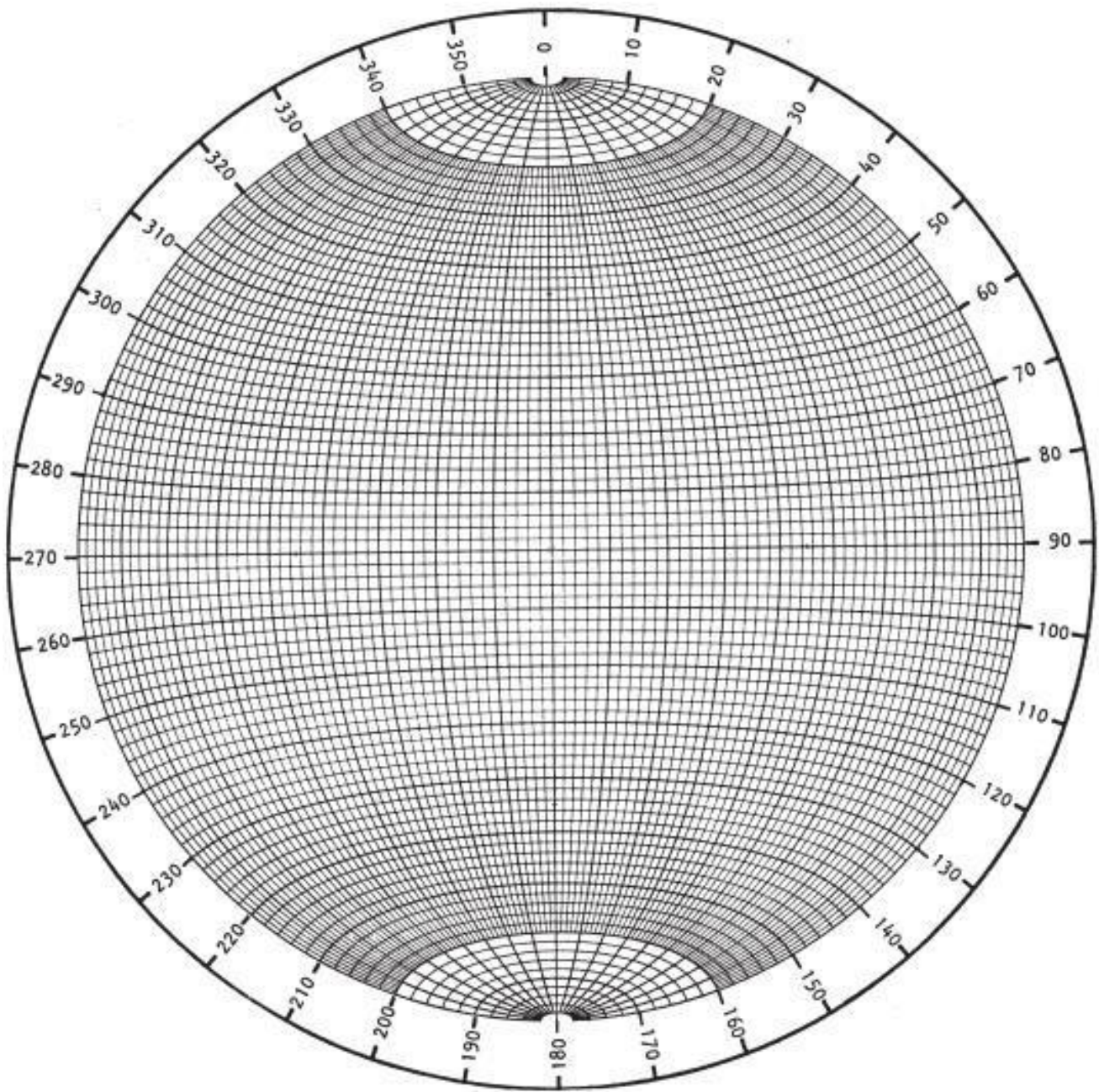


Ilustración 59. Red estereográfica equi-areal.
Fuente: Hoek & Brown (1980).

Las letras “SE” es la dirección en la que apunta el plano, es decir, la dirección de buzamiento.

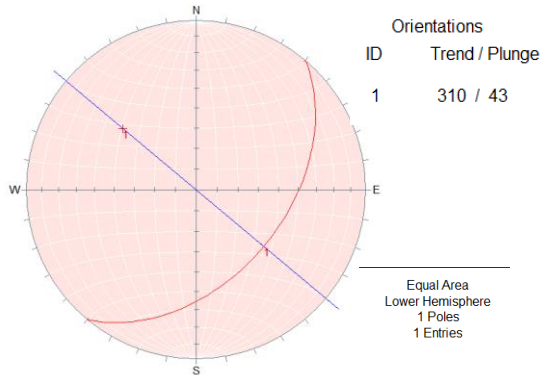
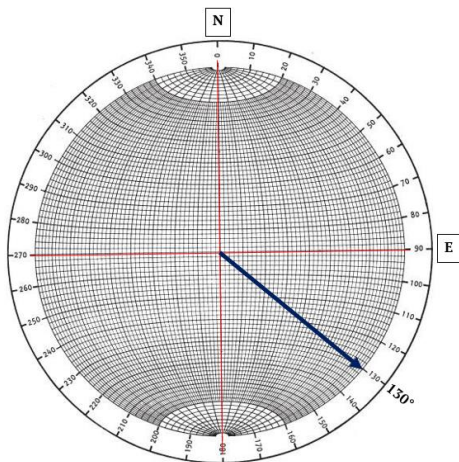


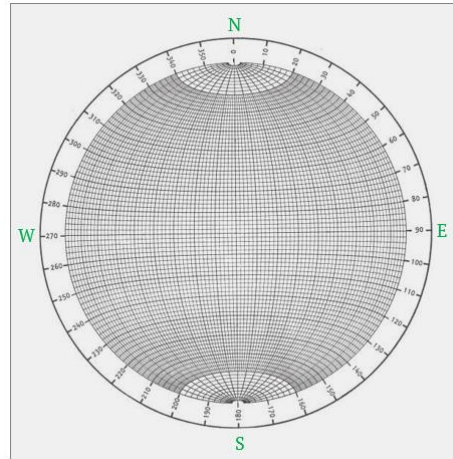
Ilustración 60. Ejemplo del uso de Trend/Plunge.
Fuente: Dips vr 5.103.

d. Representación de datos geoestructurales en la red estereográfica

Para la representación de datos estructurales se siguen los pasos que se muestran a continuación. Estos pasos se hacen con un ejemplo que consiste en representar el plano 130/47SE, es decir, el plano debe apuntar hacia los 130° de azimut en la red estereográfica en dirección sureste (SE) como lo muestra la flecha en la siguiente imagen:



Paso 1. Colocar un papel calcante (recuadro gris en la imagen) encima de la plantilla de la Ilustración 59 (pág. 298) y dibujar el contorno del círculo junto con las marcas de los puntos cardinales (N, S, E y W).



Paso 2. Se coloca un chinche o un alfiler de tal forma que atraviese el centro de la plantilla y la hoja calcante.

Paso 3. Se determinan los valores de dirección de buzamiento (X) que se van a localizar en la red y con los cuales se va a construir la representación del plano que en este caso tiene orientación de 130/47SE.

Para ello, lo primero es identificar el cuadrante en el que el plano apunta. Los cuadrantes en la red son cuatro: NE, SE, SW y NW (Ilustración 61, pág. 300).

En el caso del ejemplo (130/47SE), el cuadrante al que el plano apunta es el SE. Lo segundo es hacer una “conversión” de la dirección de buzamiento. Esa conversión se determina según el caso correspondiente.

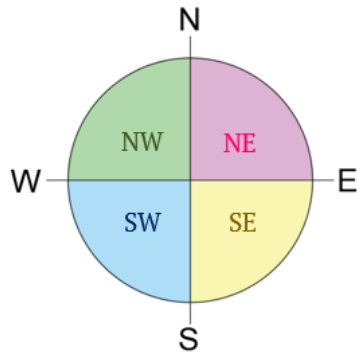
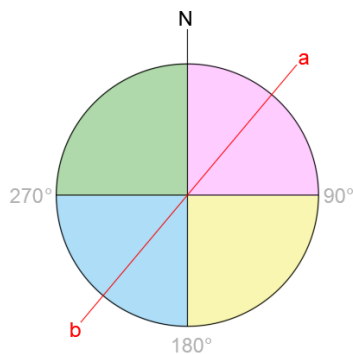


Ilustración 61. Cuadrantes en el estereonet.

Antes de presentar los casos, la siguiente ilustración muestra el estereonet con una línea roja conformada por dos puntos a y b .



El punto a es la dirección de buzamiento convertida, mientras que el punto b es igual al punto $a + 180^\circ$. El método consiste, inicialmente, en determinar esos puntos y marcarlos en el estereonet.

Los casos que se presentan a continuación, son los que permitirán determinar el punto a .

Caso I. El plano apunta en el cuadrante

NE: La dirección de buzamiento no requiere ser convertida, se localiza tal cual en la red. Es decir, si el plano tiene una orientación $<90^\circ \leq 90^\circ$, entonces se cuenta el valor (que es $<90^\circ$) en el sentido de las manecillas del reloj a partir del norte y se coloca una marca en la hoja calcante.

Caso II. El plano apunta en el cuadrante

SE y la dirección de buzamiento es mayor a 90° : En este caso, la dirección de buzamiento será $X-90^\circ$, siendo X la dirección de buzamiento con la que se cuenta. Para el ejemplo de este apartado, el plano apunta al cuadrante SE y, por lo tanto, la dirección de buzamiento se convierte así: $130-90=40^\circ$. Ese valor de 40° se marca a partir del norte en sentido de las manecillas del reloj como se muestra en la imagen del paso 4.

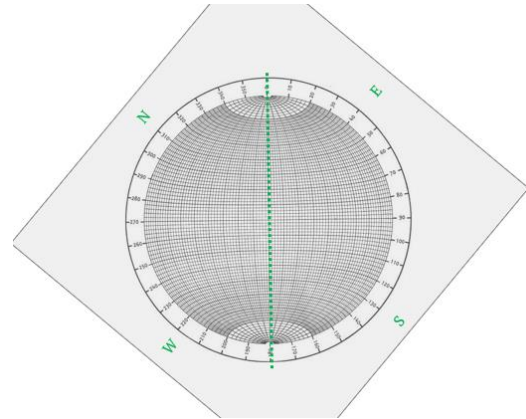
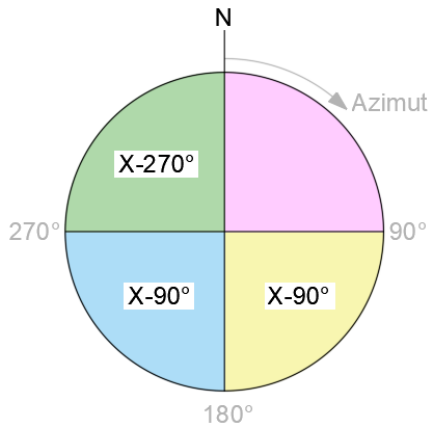
Caso III. El plano apunta en el cuadrante

SW: En este caso, la dirección de buzamiento convertida será igualmente $X-90^\circ$, siendo X la dirección de buzamiento con la que se cuenta y que será mayor a 180° y menor a 270° , o $180^\circ < X < 270^\circ$. El valor de la dirección de buzamiento convertida que se obtiene de esa resta se marca a partir del norte en sentido de las manecillas del reloj.

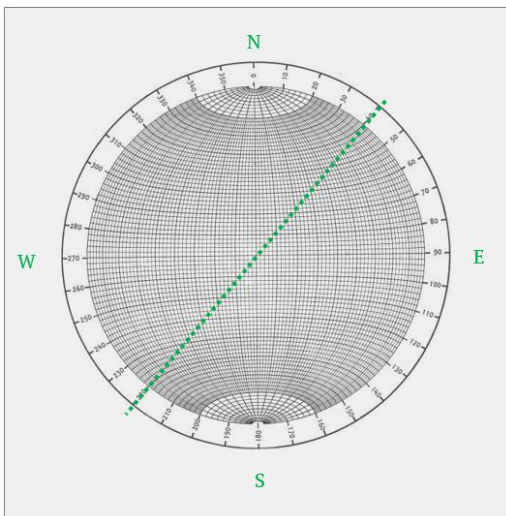
Caso IV. El plano apunta en el cuadrante

NW: En este caso, la dirección de buzamiento convertida será igual a $X-270^\circ$, siendo X la dirección de buzamiento con la que se cuenta y que será mayor a 270° y menor a 360° , o $270^\circ < X < 360^\circ$. El valor de la dirección de buzamiento convertida que se obtiene de esa resta se marca a partir del norte en sentido de las manecillas del reloj.

Un resumen de los casos anteriores para determinar el punto a se presenta a continuación:



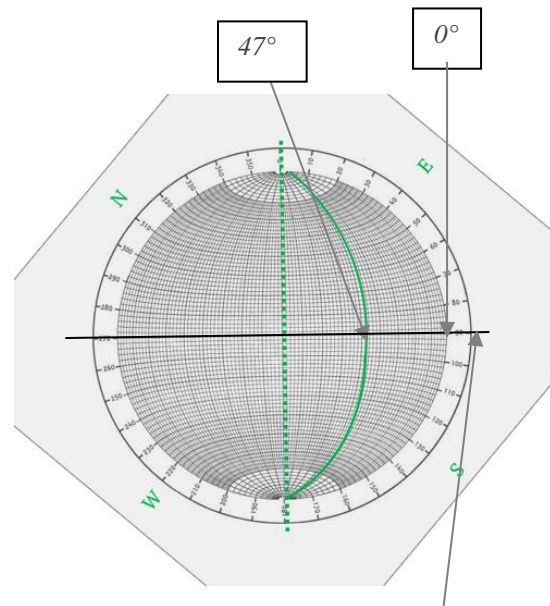
Paso 4. Se marca encima de la hoja calcante el valor de a y b , y se traza la línea recta que une esos dos puntos. En este caso, el punto a es de 40° y el punto b es $40+180=220^\circ$.



Paso 5. Se gira el papel calcante hacia la derecha o izquierda, dependiendo del cuadrante en el que debe quedar la dirección del plano a representar, hasta que la línea ab coincida con el eje vertical del estereonet fijo. Si el plano apunta hacia los cuadrantes NE o SE, se gira el papel calcante hacia la izquierda. Si el plano apunta hacia los cuadrantes SW o NW, se gira el papel calcante hacia la derecha.

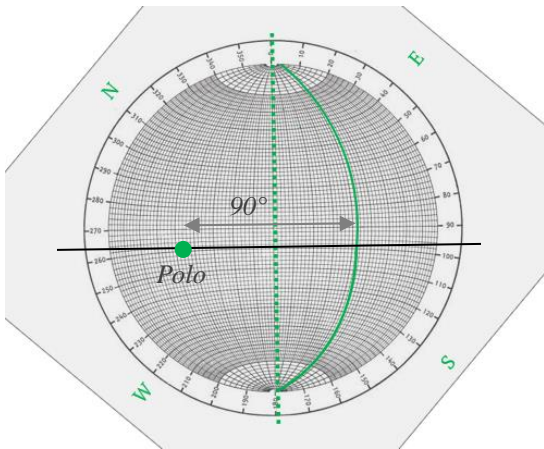
Paso 6. Si el plano apunta al cuadrante NE o SE, se cuenta desde el extremo derecho hacia el izquierdo el valor del buzamiento sobre el eje horizontal. Si el plano apunta al cuadrante SW o NW, se cuenta desde el extremo izquierdo hacia el derecho el valor del buzamiento sobre el eje horizontal. Luego se marca un punto y se marca la curva que contiene ese punto.

Así, se cuenta 47° de derecha a izquierda sobre el eje horizontal y se dibuja el círculo mayor que contiene el punto medido:

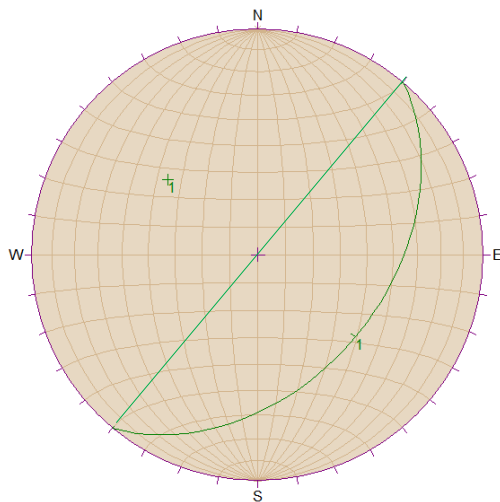


Eje horizontal. Para el ejemplo se cuenta de derecha a izquierda 47° .

Paso 7. Se dibuja el polo del plano contando 90° a partir de la curva dibujada.



Paso 8. Se regresa a su posición original el papel calcante haciendo coincidir el norte con el norte. El resultado digitalizado de la representación de un plano con orientación 130/47SE y su polo, es este:



e. Representación por medio del programa Dips de la casa Rockscience.

Dips es un programa que permite hacer los pasos anteriores de forma más precisa además

de otras funciones que se mencionarán más adelante. El programa requiere de datos estructurales con la nomenclatura que se vio aquí. Se pueden enlistar así:

ID	Dip	Dip Direction
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		

Siendo *Dip* el buzamiento y *Dip Direction* la dirección de buzamiento en forma de azimut, aunque, es posible modificar el sistema de entrada de datos. Una vez se introducen los datos, el programa los representa en forma de polos, sistemas de discontinuidades, etc. A parte de representar datos, es posible hacer análisis cinemáticos, determinar espaciamiento de juntas, RQD, frecuencias.

f. Determinación de cuñas por redes estereográficas

Es posible determinar el buzamiento y dirección de buzamiento de la intersección de dos o más planos y comparar con el ángulo de fricción para determinar su posibilidad de fallo teniendo en cuenta la orientación del túnel.

Para encontrar el buzamiento y dirección de buzamiento de dos planos que se intersecan basta con hacer coincidir la intersección de los dos planos con el eje horizontal del estereonet y contar desde el extremo hacia adentro la cantidad de grados hasta que llegue a la intersección y ese será el buzamiento de la intersección.

Luego, se gira el papel calcante de tal forma que los ejes norte coincidan, se traza una línea desde el centro de la red que pase por la intersección de los planos hasta que llegue al borde externo del estereonet y se miden los grados de azimut. Ese valor corresponderá a la dirección de buzamiento de la intersección de los dos planos.

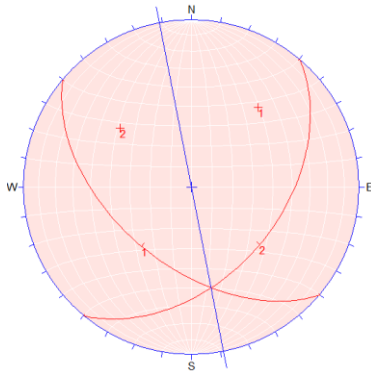


Ilustración 62. Ejemplo de intersección de dos planos.

Fuente: *Dips* versión 5.103.

En el ejemplo de la Ilustración 62 (pág. 303) se cuenta con dos planos que se intersecan. La intersección tiene una dirección de buzamiento de 169° y 38° de buzamiento.

Las proyecciones estereográficas son muy extensas para abordarlas por completo aquí, o por lo menos en la versión uno de este manual. Temas como la determinación del buzamiento aparente y verdadero, y otros temas relacionados con la representación estereográfica como el análisis de las mediciones de campo, dibujos isométricos de planos geoestructurales, cálculo de cuñas con respecto al alineamiento del túnel, etc., se pueden consultar en (Hoek & Brown, 1980) y a (Lisle & Lesión, 2004).

Un ejemplo de determinación de cuñas en un alineamiento de túnel se presenta gráficamente en la Ilustración 63 (pág. 303).

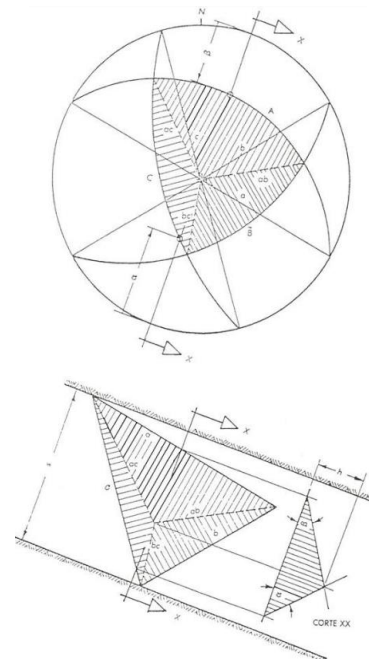
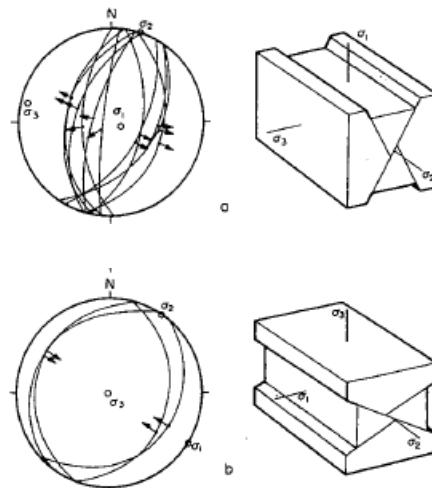


Ilustración 63. Proyección estereográfica para determinar forma y volumen de una cuña en el techo de un túnel.

Fuente: *Hoek & Brown* (1980).

g. Estructuras geológicas en sistemas estereográficos

Las estructuras geológicas también se pueden identificar por proyecciones estereográficas como se muestra en la Ilustración 64 (pág. 304).



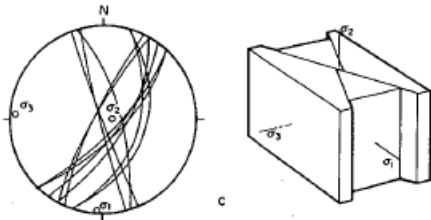


Ilustración 64. Tipos de fallas: normal o directa, inversa y de desgarre o direccional y sus proyecciones estereográficas.

Fuente: López Jimeno, et al (1997).

h. Evaluación de mecanismos de falla en zona de portales por redes estereográficas

En zona de portales, es posible identificar mecanismos de falla por medio de las proyecciones estereográficas como se presenta en la Ilustración 65 (pág. 304).

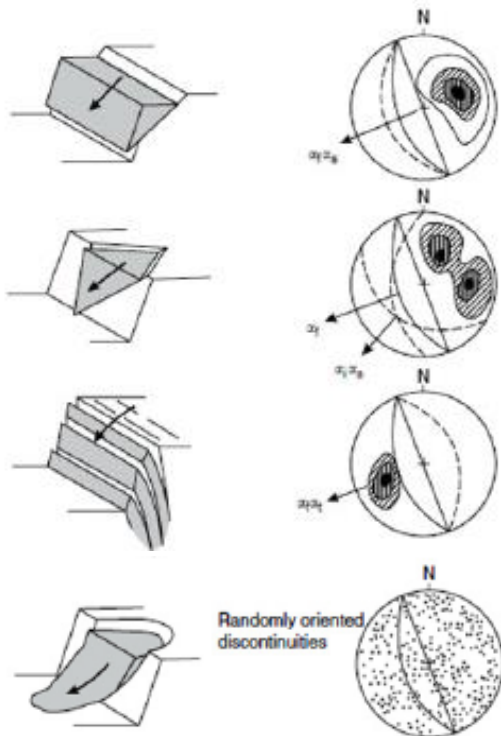


Ilustración 65. Mecanismos de falla en portales mediante proyección estereográfica.

17.5.4.7.2. Bloque clave o bloque crítico (Keyblock)

La teoría de bloque clave es extensa y tiene variantes importantes que se recomienda que sean estudiadas detalladamente por el lector. Aquí se presenta un resumen del método gráfico con fines orientativos.

a. Objetivo

Encontrar y describir los bloques de roca más críticos alrededor de una excavación Goodman (1985).

Un bloque crítico es aquel que cuando es movilizado, desencadena el movimiento de otros bloques.

b. Hipótesis

En resumen, las hipótesis del método son:

- La caída del bloque clave provoca un desprendimiento retrogesivo de otros bloques o materiales que están inicialmente contenidos por él.
- Las superficies de las discontinuidades son planares.
- Las superficies de las discontinuidades se extienden enteramente a través del volumen de interés.
- Las caras de las discontinuidades del sistema se asumen como rígidas, es decir, no se considera la deformación y distorsión del bloque analizado.
- La teoría de bloque se desarrolla con base en información geométrica derivada de la geología estructural y cálculos de equilibrio usando estática simple.

c. Método de vectores

Permite la solución de problemas básicos de teoría de bloques a nivel computacional. En este manual no se incluye la descripción de este método.

d. Teoría de bloque para túneles

La cantidad de bloques que puedan desprenderse depende de la orientación del túnel con relación a la orientación de las familias o sistemas de discontinuidades, del estado de esfuerzos existente e inducido, del tamaño del túnel y su forma.

Esta teoría permite, además, ser insumo para estimar cargas y distribución de cargas en el revestimiento, así como volúmenes de material removible.

e. Tipos de bloques

Los bloques pueden ser finitos o infinitos. Los infinitos son los que se extienden dentro del macizo a gran longitud. Los finitos son *no removibles* cuando presentan algún obstáculo para su movilización como por ejemplo otro bloque o material del macizo.

Por otro lado, los finitos son bloques que pueden tener alguna de las siguientes tres condiciones: estables sin necesidad de que exista fricción en las caras de los planos que lo conforman, estables con fricción o inestables sin soporte. La finalidad del método de bloque crítico (Keyblock) es servir de herramienta para identificar los bloques finitos inestables sin soporte de las secciones de análisis establecidas, es decir, bloques potencialmente inestables.

f. Pasos para el análisis de bloques críticos:

Con la información del levantamiento de discontinuidades a detalle (pág. 200), parámetros de resistencia de las discontinuidades (pág. 210) y factores que afectan la estabilidad de bloques (redistribución de esfuerzos, agua, vibraciones, etc.), es posible seguir los siguientes pasos para determinar bloques críticos en túneles.

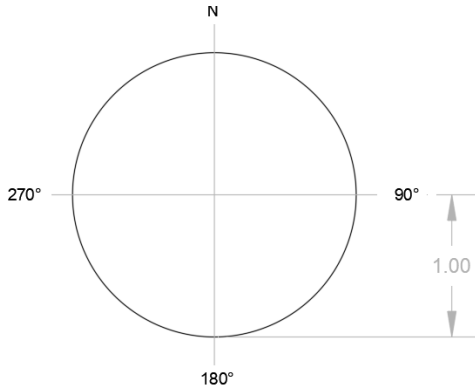
Los pasos que se presentan a continuación, son acompañados de un ejemplo de identificación de bloques críticos a partir de un sistema de tres discontinuidades (Tabla 115, pág. 305). En el ejemplo se omite el análisis completo que requiere parámetros de resistencia en los planos de las discontinuidades, efectos de la redistribución de esfuerzos, condiciones de agua, etc., ya que se pretende mostrar meramente la aplicación del método.

El ejercicio de análisis se puede seguir por medio de programas CAD o herramientas de Excel.

Tabla 115. Sistemas de discontinuidades en el ejemplo de aplicación del Keyblock.

Sistema	Dirección de buzamiento	Buzamiento
S1	314	76
S2	12	67
S3	240	24

Paso 1. Dibujar un círculo unitario (radio = 1) con ejes coordenados referenciados a los puntos cardinales. Ese círculo unitario también se le conoce como círculo de referencia o círculo base.



Paso 2. Desde el origen del círculo unitario dibujar una línea orientada con la dirección de buzamiento del plano o sistema de planos que se quiere representar. La longitud de esa línea se calcula por medio de la siguiente expresión para cada plano:

$$OC = R * \tan A$$

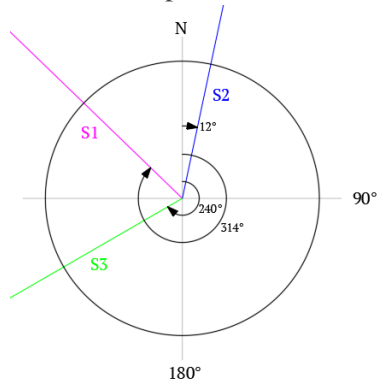
Donde,

OC: Longitud de la línea.

R: Diámetro del círculo unitario, es decir, uno (1).

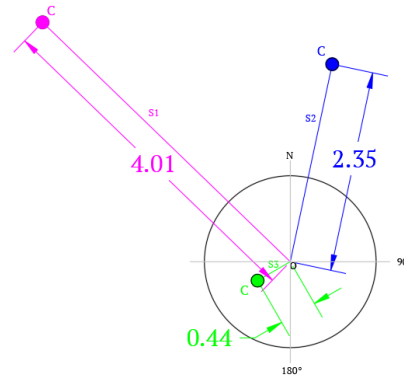
A: Buzamiento en grados.

Siguiendo con el ejemplo, se toman los datos de la Tabla 115 (pág. 305) y se dibuja las líneas orientadas respectivamente, así:



Cada una de esas líneas tendrá una longitud OC calculada con la expresión anterior

quedando el diagrama, para este caso particular, de la siguiente forma:



Paso 3. Dibujar los círculos que representan a cada plano o sistema de planos. Los círculos tienen un radio r que se calcula por medio de la siguiente expresión que involucra las variables definidas en el paso 2:

$$r = \frac{R}{\cos A}$$

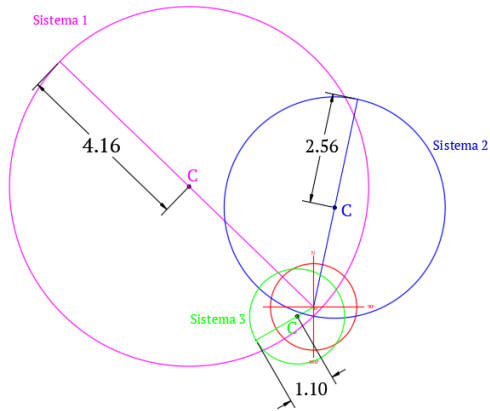
Para el ejemplo los planos que se quieren representar son los sistemas S1, S2 y S3, cuyos radios calculados con la expresión anterior son:

S1: 4.16

S2: 2.56

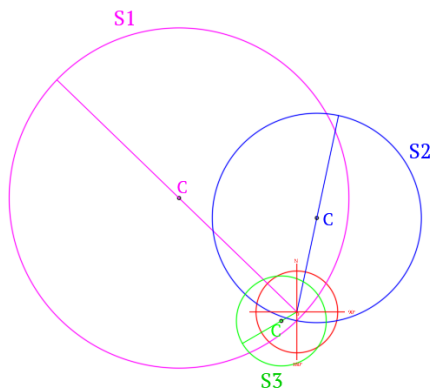
S3: 1.10

Los círculos tienen su centro en el punto C de cada línea definida en el paso 2, es decir, a partir del punto C se genera el radio calculado para cada plano y se traza el círculo respectivo. El círculo de referencia se pintó de rojo para poderlo diferenciar más fácilmente del resto. El diagrama queda entonces así:

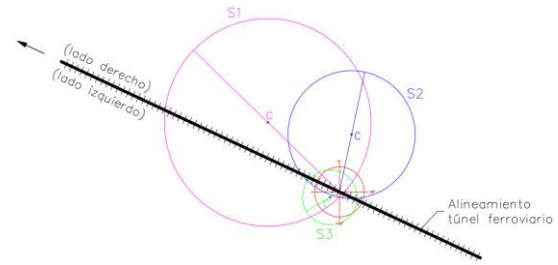


Paso 4. Identificar cada círculo con un nombre (codificación).

En el caso de ejemplo, los círculos se identifican como S1, S2 y S3, o simplemente 1, 2 y 3, así:

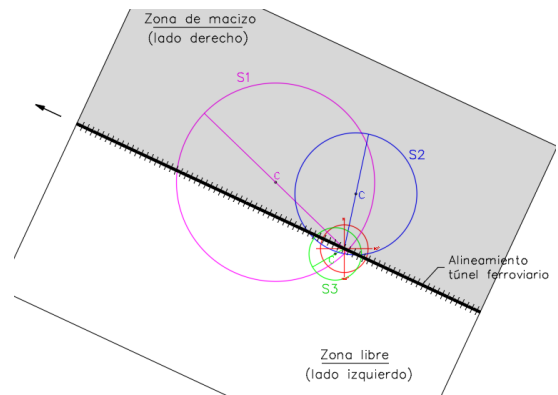


Paso 5. Localizar el alineamiento del túnel incluyendo la dirección de avance. La ilustración anterior, para un alineamiento de túnel arbitrario en el que se pretende analizar el hastial derecho de un túnel en herradura, queda de la siguiente forma:

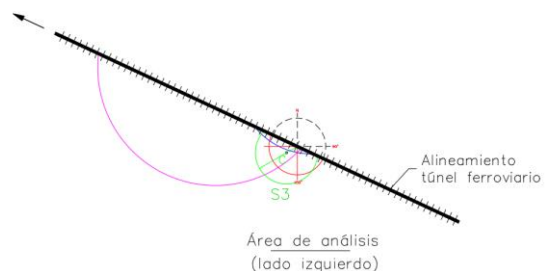


El alineamiento del túnel (línea negra) y el sentido de avance tienen una orientación de $N65^{\circ}W$.

Paso 6. Definir el costado del túnel al que se le quiere hacer el análisis de cuñas. Para el ejemplo se ha elegido analizar el hastial o pared derecha del túnel. Es decir, en el diagrama el costado derecho del alineamiento del túnel hace parte del macizo rocoso y el costado izquierdo es la cara de la pared o lado libre de análisis. El diagrama queda así:



Si aislamos el costado que se quiere analizar quedaría lo siguiente:



Nota sobre el área de análisis

Si el plano que se quiere analizar es vertical (p. ej., la pared izquierda y derecha de un túnel en herradura), se traza una línea que pase por el origen del círculo unitario, esa línea realmente es un segmento de un círculo de radio infinito ya que, al reemplazar en la expresión de r , A sería igual a 90° y, por lo tanto, r tiende a infinito. Si el plano es inclinado (p. ej., un talud inclinado o una pared del túnel inclinada) se dibuja un círculo que represente el plano inclinado como se indica en los pasos 2 al 5. Si el plano es completamente horizontal, el círculo de ese plano sería igual al círculo unitario.

El techo de un túnel se analiza como plano horizontal al igual que en la solera del túnel en caso de sección en herradura.

Paso 7. Identificar y codificar las intersecciones entre círculos al costado de análisis excluyendo el círculo de referencia. Los códigos se colocan como $I-XY$ siendo I la inicial del término intersección, X es el nombre de uno de los círculos que se intersecan y Y es el nombre del otro círculo con el que se interseca o corta el círculo X .

Adicional, se debe identificar y codificar el extremo más lejano de cada círculo a partir del círculo de referencia.

Para el ejemplo se han marcado con círculos pequeños las intersecciones y los extremos más lejanos de cada círculo “S”. También se

colocó la codificación en cada punto (Ilustración 66, pág. 309). Los códigos de las intersecciones, para el área de análisis seleccionada en este caso de ejemplo, son:

I-23: Intersección del círculo S2 y S3.

I-13: Intersección del círculo S1 y S3.

I-3: Extremo más lejano del círculo S3 con relación al centro del círculo de referencia.

Paso 8. Asignar a cada bloque el código binario que corresponde a los planos del diagrama teniendo en cuenta que para un bloque que se encuentra dentro de un plano X , el valor asignado es 0. Cuando el bloque está por fuera del plano X , el valor que se asigna es el 1.

Con el fin de facilitar la comprensión del ejercicio, se han coloreado los bloques en el diagrama y se les ha asignado el código binario que le corresponde. Como ejercicio, se presenta la descripción de tres códigos que se pusieron en el diagrama:

011: Este bloque magenta se encuentra dentro del círculo S1 (0), fuera del S2 (1) y fuera del S3 (1).

010: Este bloque verde claro se encuentra dentro del círculo S1 (0), fuera del S2 (1) y dentro del S3 (0).

000: Este bloque azul se encuentra dentro del círculo S1 (0), dentro del S2 (0) y dentro del S3 (0).

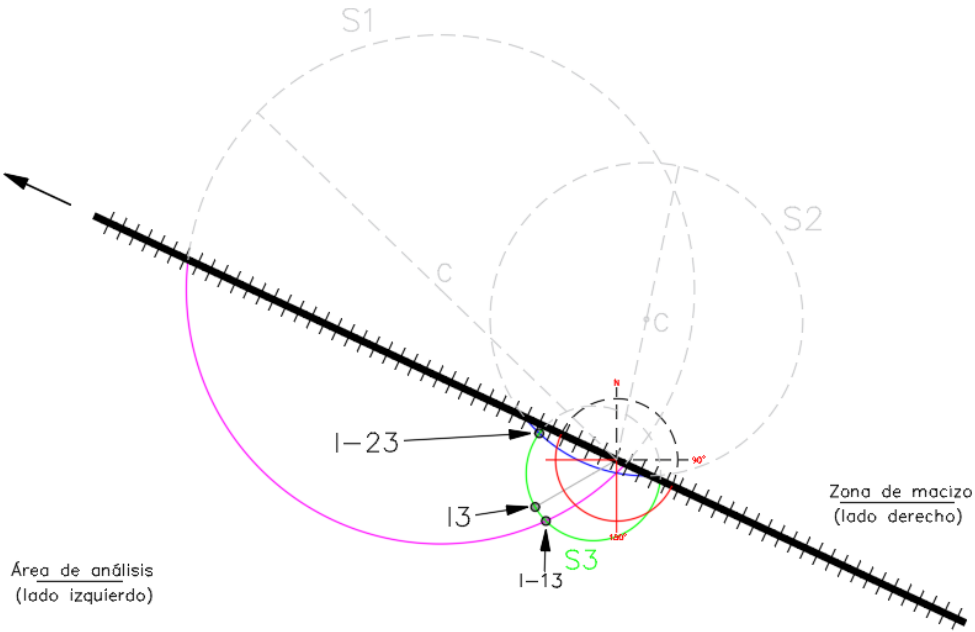
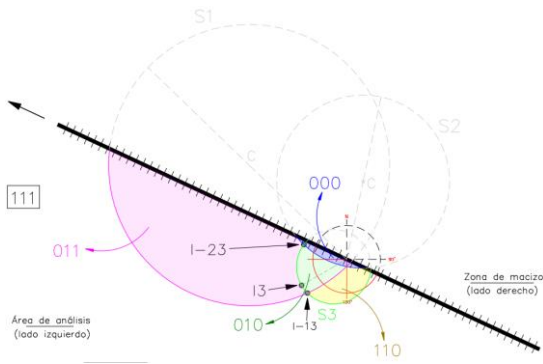


Ilustración 66. Intersección de planos-Metodología del Keyblock.

El bloque **111** que aparece en la ilustración del paso 8 es un bloque que siempre existe y que es externo a los tres círculos.



Paso 9. Hacer una lista con los nombres de los planos o círculos y definir el mecanismo de falla de cada bloque (ver tabla del paso 10).

En un plano pueden existir varios mecanismos de falla. Como primera aproximación, se puede decir que el mecanismo más representativo es el que está más alejado del origen del círculo unitario.

Entre más alejado del círculo se encuentre un punto de intersección, más inclinado está el sistema de discontinuidad. Si por el contrario se encuentra más cercano del círculo unitario, más horizontal estará dicho sistema y, por lo tanto, probablemente más estable por fricción.

Nota: No puede haber dos códigos binarios iguales, tampoco dos bloques pueden tener el mismo código de mecanismo de falla. El bloque que se encuentra por fuera de todos los planos representados en el diagrama es un bloque que tiende a caer por gravedad, es decir, su azimut es 180°.

Paso 10. Definir la dirección de cada mecanismo de falla, es decir, su azimut. Para el caso del ejemplo, se define de la siguiente manera:

Bloque	Modo	Dirección (°)
010	I-13	240

Paso 12. En el espacio dentro del círculo del plano que representa los lados del túnel se

Mecanismos de falla No inducidos por la excavación del túnel:

MÉTODOS DE VALORACIÓN

17.5.4.8. Aguas agresivas

Se pueden determinar por medio de ensayos de laboratorio como los que se presentaron en la

Tabla 67 (pág. 209).

17.5.4.9. Generación e incremento de oquedades

Se pueden caracterizar por métodos visuales, geofísica, uso de georadares como el que se presenta en la Ilustración 110 (pág. 417), topografía, entre otras.

17.5.4.10. Relación de los mecanismos de falla y elementos de sostenimiento

Las siguientes (Tabla 116, pág. 311 y Tabla 117, pág. 312) son recomendaciones de referencia en la selección de sostenimiento con base en los criterios de falla vistos. En el apartado 17.6 se aborda más a detalle el concepto constructivo.

Tabla 116. Típicos soportes iniciales y revestimientos usados en la práctica actual (TRB, 2006)

Terreno	Pernos	Pernos con malla	Pernos con concreto lanzado	Arcos metálicos y lattice girder con concreto lanzado	Concreto puesto en obra	Segmentos de concreto
Roca fuerte	X	X				
		X				
Roca media		X	X			
			X	X		
Roca blanda			X	X	X	
				X	X	X
Suelo				X	X	X
				X	X	X

Fuente: Traducido de Federal Highway Administration (2015).

TIPOS DE TERRENO

El último ítem que falta por desarrollar de lo mencionado en el apartado 17.5 (pág. 280) corresponde a los tipos de terreno que se definen con base en lo visto en las secciones anteriores sobre la cobertura, estados de esfuerzos y mecanismos de falla.

Los tipos de terreno son clasificaciones del terreno con base en criterios de calidad del macizo rocoso. Algunos criterios para clasificar por tipos de terreno son:

- ✓ RMR (1973).
- ✓ Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México (2016) (véase Ilustración 67, pág. 314).
- ✓ NATM.

A continuación, a partir de la Tabla 118 (pág. 312) hasta la Tabla 120 (pág. 313) se presentan la clasificación por tipos de terreno de los criterios mencionados.

Tabla 117. Sugerencias de sostenimiento para algunos problemas en roca.

Mecanismo de falla	Recomendaciones															
	Sostenimiento									Métodos constructivos						
	Concreto lanzado	Arcos metálicos	Arcos autodeslizantes	Ventanas	Enfilajes	Pernos	Pernos de fibra de vidrio en el frente	Inyecciones	Jet grouting	Congelamiento	Drenaje	Sección curva	Avances cortos	NATM	ADECO	Ventilación
Empujes o squeezing	X	X		X	X	X	X				X	X		X		
Cuñas	X		X	X	X	X			X	X	X					
Gases																X
Terreno que fluye	X				X	X		X		X	X					
Terreno que rueda	X				X	X		X			X					
Rocas expansivas								X				X				
Carsticidad								X			X					
Rocas agresivas* ¹⁴											X					
Brecha de falla o milonita	X	X			X	X		X	X		X		X			

* Como método para mitigar los efectos de las aguas agresivas se puede hacer uso de resinas, epóxicas, aditivos en el concreto y otros elementos que evitan el contacto directo de la sustancia agresivo y el revestimiento definitivo.

Fuente: Modificado de Ramírez (2014).

17.5.4.11. Tipos de terreno según el RMR

Tabla 118. Tipos de terreno según el sistema de clasificación geomecánica RMR

Tipo de terreno	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Fuente: Bieniawski (1973).

17.5.4.12. Tipos de terreno según la Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México (2016)

Tabla 119. Relación entre condiciones geotécnicas y clasificación de macizos rocosos

Condición geotécnica	RMR (Bieniawski, 1989)	Q (Barton et al., 1974)	GSI (Marinos & Hoek, 2004)
A	≥81 Roca muy buena	≥45 Roca muy buena	76 a 95
B	61 a 80 Roca buena	6 a 45 Roca regular a buena	56 a 75
C	41 a 60 Roca regular a buena	1 a 6 Roca mala a regular	36 a 55
D	21 a 40 Roca mala a regular	0,1 a 1,0 Roca muy mala	20 a 35
E	≤20 Roca muy mala	0,01 a 0,1 Roca extremad. mala	5 a 20

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transporte (2016).

¹⁴ Comentario (*) agregado por el autor de este manual.

Tabla 120. Tipos de terreno y descripción de las condiciones geotécnicas definidas en la Tabla 119

Condición geotécnica	Tipo Terreno	Descripción por la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (2016)
A	I	Macizos rocosos masivos, resistentes, sanos y de muy buena calidad. Tienen hasta 3 familias de discontinuidades, forman grandes bloques bien trabados entre sí. Fracturas sanas, cerradas o selladas, rugosas y secas, separación no menor a 1.5 m.
B	II	Macizos rocosos resistentes, sanos y de muy buena calidad. Tienen hasta 3 familias de discontinuidades ligeramente oxidadas o alteradas, caras onduladas y/o rugosas, forman bloques grandes bien entrelazados.
C	III	Macizos rocosos fracturados. Contiene 4 o 5 familias de discontinuidades poco rugosas, ligeramente abiertas y/o alteradas. Se generan bloques con espaciamientos de 0.60 a 0.80 m en presencia de matriz rocosa dura (p. ej., calizas, basaltos, areniscas, tobas, granitos, andesitas y riolitas).
D	IV	Macizos rocosos generados por la génesis de una roca matriz medianamente débil a débil, el espaciamiento entre discontinuidades es pequeño y/o se tienen estratos muy delgados. Las juntas de las discontinuidades no tienen rugosidad (son lisas), se encuentran abiertas en condiciones alteradas y en ocasiones llenas de suelo fino (arcilla) y húmedas.
E	V	Macizo rocoso con parámetros de resistencia muy bajos, condición muy alterada. Se considera que el macizo se comporta como un suelo y no como una roca. A lo largo del macizo, se puede detectar depósitos compuestos por matriz arenosa o limosa, complementados por bolos o bloques de roca.

Nota de La Secretaría de Comunicaciones y Transporte (2016):

En la condición geotécnica B (terreno tipo II) se debe considerar que ninguna familia tenga un buzamiento muy desfavorable hacia el frente de la excavación y que no exista agua que fluya hacia el interior del túnel.

En el tipo de macizo de la condición geotécnica C¹⁵ la trabazón entre bloques duros contribuye en gran medida a la auto estabilización de la bóveda. alguna(s) familia(s) puede buzarse de forma medianamente desfavorable a la excavación. Puede tratarse también de macizos de buena calidad, pero con zonas individuales de debilidad como fallas o zonas de material triturado que afecten la estabilidad de la excavación. Puede existir humedad dentro de la excavación o una cierta afluencia, no muy considerable.

Cuando en la condición geotécnica D la roca matriz es débil, existe una mayor tendencia a generar zonas de material plastificado o en estado de rotura de mayor extensión, o a crear zonas de aflojamiento en la clave de mayores dimensiones. En estas rocas prácticamente no hay trabazón entre bloques. Ejemplo de estos macizos son las formaciones de lutitas, pizarras, esquistos, margas, brechas y conglomerados.

Fuente: Adaptado de Secretaría de Comunicaciones y Transporte (2016). Tabla construida a partir de Triana Cortés (2019).

¹⁵ Esta condición corresponde al terreno tipo III.

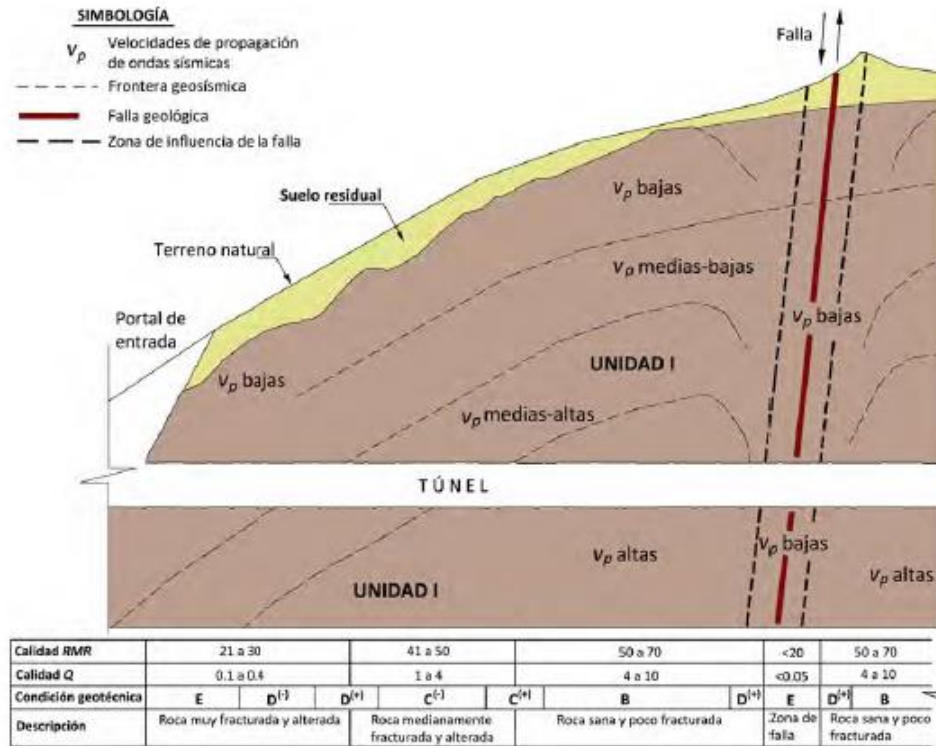


Ilustración 67. Ejemplo de uso del sistema de clasificación de tipos de terreno de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte de México.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transporte (2016).

17.5.4.13. Tipos de terreno según el NATM

Es conocido en la literatura por sus siglas en inglés que traducen: Nuevo Método de Tunnelleo Austriaco (New Austrian Tunneling Method), es un método de construcción de túneles que se desarrolla en las páginas 362 y 318 de esta manual.

Este método propone que el macizo rocoso puede categorizarse por tipos de terreno del I al VI con base en los parámetros y características que se presenta en la Tabla 122 (pág. 315) y Tabla 121 (pág. 314316).

17.5.5. Relación de los tipos de terreno y los mecanismos de falla

A continuación, en la Tabla 121 se presenta una relación entre los mecanismos de falla

(MF) y los tipos de terreno. En esta tabla se puede asociar para cada mecanismo de falla el tipo de terreno en el que este podría ocurrir. Es una tabla para tomarse como referencia y punto de partida en este análisis.

Tabla 121. Tipos de terreno y mecanismos de falla

M.F.	Tipos de terreno					
	I	II	III	IV	V	VI
SQ		X	X	X	X	X
RB	X	X				
SW		X	X	X		
TF			X	X	X	X
TR			X	X		
G	X	X	X	X	X	X
CR	X	X	X	X	X	
CP			X	X	X	X
GT	X	X	X	X	X	X
AG	X	X	X	X	X	X

Convenciones de la Tabla 121:

SQ: Squeezing ground.
 RB: Rockburst.
 SW: Swelling.
 TF: Terreno que fluye.

TR: Terreno que rueda.
 G: Gases.
 CR: Cuñas de roca.
 CP: Creep.
 GT: Gradiente de temperatura.
 AG: Aguas agresivas.

Tabla 122. Tipos de terreno según el NATM.

Clasificación del macizo rocoso en túneles				
Tipo de terreno		Tipo de terreno excavado	Comportamiento geomecánico	Efecto del agua
ID	Descripción			
I	DURA Puede llegar a ser ligeramente frágil con el tiempo.	Densos, trazas de discontinuidad inciertos.	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca es mayor que el esfuerzo tangencial en la pared de la excavación del túnel. I: Continua estable (precaución con desprendimiento de rocas en el frente - Rockburst).	Ninguno.
II	FRÁGIL Puede llegar a ser muy frágil con el tiempo.	Ciertas discontinuidades debido a la estratificación y juntas, relleno arcilloso en la zona de juntas.	II. Continua estable con el soporte en la berma.	Insignificante.
III	FRIABLE	Trituración extensa y efectiva, fracturación, zonas milonitas en todas las direcciones, rellenos arcillosos.	El esfuerzo tangencial en la pared de la excavación es mayor o igual a la resistencia de la roca. Abrir o cerrar el arco portante es necesario.	Muy eficaz en el relleno de juntas.
IV	SQUEEZING	Triturado, zonas gruesas dobladas de milonitas, muy bien deformado, suelo cohesivo.	Debido a que el esfuerzo tangencial en la pared de la excavación es mayor que la capacidad portante de la roca, esta se comporta plásticamente.	Sumamente efectivo en relleno de juntas y la calidad del macizo rocoso.
V	a	Alto potencial de squeezing a swelling.	Deformando hacia la cavidad: IV: Tasa lenta y menor. V: Tasa rápida y eficaz.	Muy alto. Ablandamiento.
	b	Squeezing bajo suelo cohesivo.	Se espera esfuerzos horizontales y levantamiento del piso. El arco portante debe ser instalado inmediatamente después de la excavación.	
VI	Especial (Fluye).	No cohesivo, el suelo fluye.	Similar a la clase V y es necesario tener precauciones especiales.	Extremadamente alto.

Fuente: Traducido y adaptado de Cosar (2004).

Tabla 123. Comportamientos del macizo rocoso con base en el NATM.
(Geoconsult, 1993 y ÖNORM B 2203, 1994).

Clase de macizo	Comportamiento del macizo rocoso		Aclaraciones
	ONORM B 2203 Después de oct. 1994	ONORM B 2203 Ante de oct. 1994	
A	A1 Estable.	A1 Estable.	El macizo rocoso se comporta elásticamente. Las deformaciones son pequeñas y decrecen rápidamente. No hay tendencia a la sobreexcavación tras el descascamiento de las porciones de roca alteradas por la voladura. El macizo permanece estable sin soporte.
	A2 Ligeramente fracturada.	A2 Ligeramente fracturada.	El macizo rocoso se comporta elásticamente. Las deformaciones son pequeñas y decrecen rápidamente. Una ligera tendencia a los desprendimientos poco profundos en el techo del túnel y en la parte superior de las paredes laterales causada por discontinuidades y el peso muerto de la masa de roca existente.
B	B1 Friable.	B1 Friable.	La mayor parte del macizo se comporta elásticamente. Las deformaciones son pequeñas y decrecen rápidamente. La baja resistencia del macizo y los tiempos muertos limitados relacionados con el patrón de discontinuidad predominante producen rupturas excesivas y aflojamiento de los estratos rocosos en el techo del túnel y la parte superior de las paredes laterales si los soportes no se instalan a tiempo.
	B2 Muy friable.	B2 muy friable.	Este tipo de macizo es caracterizado por grandes áreas de zonas no elásticas que se extienden lejos en la masa rocosa circundante. La instalación inmediata del soporte del túnel asegurará que las deformaciones se pueden mantener pequeñas y cesar rápidamente. En caso de retrasar la instalación o en caso de cantidad insuficiente de elementos de soporte, la baja resistencia del macizo rocoso provocará un profundo desprendimiento y carga del soporte inicial. El tiempo muerto y longitud no soportada son cortos. El potencial de falla profunda y repentina del techo, paredes laterales y frente es alto.
	B3 Rolling.		
C	C1 Estallido de rocas.	C1 Empujes de montaña (squeezing).	C1 se caracteriza por zonas plásticas que se extienden en el macizo circundante y mecanismos de falla como spalling, buckling, corte y ruptura de la estructura de la roca, por comportamiento de empujes de montaña o por tendencia de estallido de rocas. El macizo rocoso muestra un moderado, pero distinto comportamiento de empuje de montaña tiempo dependiente; las deformaciones bajan lentamente excepto en caso de estallido de rocas. La magnitud y velocidad de deformaciones en el contorno de la cavidad son moderados.
	C2 Empujes de montaña (squeezing).		
	C3 Grandes empujes de montaña.	C2 Grandes empujes de montaña.	C2 es caracterizado por el desarrollo de zonas de falla profundas y un movimiento rápido y significativo del macizo en la cavidad y deformaciones que decrecen muy lentamente. Los elementos de soporte pueden ser frecuentemente sobreesforzados.
	C4 Flujo.	L1 Estable-corto-plazo con cohesión alta.	Por la limitación de la longitud del claro no soportado en arco y frente, el macizo permanece estable por un tiempo limitado.
	C5. Hinchamiento.	L2 Estable-corto-plazo con baja cohesión.	No hay tiempo de claro no soportado sin apoyo mediante la instalación previa de forepolling o forepiling y el sellado con concreto lanzado de las caras simultáneamente con la excavación. La baja cohesión requiere un número de subdivisiones.

Fuente: Traducido y adaptado de Cosar (2004).

17.5.6. Comentarios sobre los tipos de terreno

La Sociedad Austriaca de Geomecánica (2010) define el concepto de *Tipo de Terreno* como un volumen de terreno geotécnicamente relevante que incluye matriz, discontinuidades y estructuras tectónicas.

Adicional, menciona que:

Diferentes Tipos de Terreno tienen diferentes parámetros que influyen su comportamiento mecánico. [...]. Diferentes masas de terreno con combinaciones similares de parámetros relevantes se constituyen como un Tipo de Terreno.

El número de Tipos de Terreno es específico de cada proyecto y depende de la fase de diseño, así como de la complejidad geológica de la zona de estudio.

En las fases de diseño iniciales, se hace una categorización rústica de los Tipos de Terreno. A medida que se avanza en las fases de diseño, se van detallando los Tipos de Terreno.

17.5.7. Comentarios sobre la evaluación de comportamientos del terreno

La Sociedad Austriaca menciona que:

Cuando no se puede determinar los factores que influyen el comportamiento del terreno con suficiente precisión, se debe hacer un estudio paramétrico que considere la dispersión de los parámetros.

Adicionalmente, indica que:

Cuando un comportamiento puede hacer parte de más de una categoría se le debe asignar sub tipos, por ejemplo, un tipo de comportamiento puede tener una categoría de comportamiento 2/1, o 2/2 para un terreno con diferente potencial de fracturamiento para diferentes combinaciones de familias de discontinuidades u orientaciones.

Otras consideraciones que hace la Sociedad Austriaca con relación a los tipos de comportamiento del terreno, que se hacen de vital importancia mencionar aquí, son:

Si se identifican combinaciones de comportamientos en la misma sección, deben mostrarse todos los comportamientos. La asignación a las categorías generales se realiza en función del tipo de comportamiento considerado dominante.

Los terrenos con características de resistencia y deformación que cambian con frecuencia, como los que pueden encontrarse en zonas de falla, se asignan a la categoría general de comportamiento II. Las características y comportamientos deben describirse específicamente en el proyecto.

17.6. Concepto constructivo: Mejoramiento del terreno, soportes, cargas, excavaciones, métodos constructivos

Con base en el resultado de la evaluación del comportamiento del terreno por lo métodos expuestos anteriormente, es posible generar un concepto constructivo por medio de la

selección de técnicas de mejoramiento del terreno o de mitigación de los efectos de esos comportamientos definidos (Tabla 42, pág. 153) para cada sección de análisis.

Adicionalmente, es posible sugerir, para cada tipo de comportamiento, los métodos de soporte más adecuados, así como métodos de excavación, secuencias de excavación, métodos de drenaje.

Dentro de la etapa del proceso constructivo es importante definir la filosofía que se va a emplear para la construcción del túnel. Las filosofías de diseño y construcción son, generalmente, dos:

- Nuevo Método de Tüneleo Austriaco.
- Análisis de Deformaciones Controladas.

Cada una de estas plantea una forma distinta de comportamiento del macizo y propone formas de estabilización. A continuación, se desarrolla cada una de estas filosofías de diseño y construcción. Luego, se presenta métodos de mejoramiento del terreno, soportes, y por último, excavación de túneles.

FILOSOFÍAS DE CONSTRUCCIÓN

17.6.1. Métodos o técnicas de construcción

17.6.1.1. Nuevo Método de Tüneleo Austriaco

Es conocido en la literatura por sus siglas en inglés: NATM (New Austrian Tunneling Method). Fue propuesto entre el año 1957 y 1965 por Pacher y Rabcewicz, inicialmente tenía el nombre de Método de Revestimiento con Concreto Lanzado.

Consiste básicamente en instalar, inmediatamente después de la excavación, una estructura de soporte hecha con concreto lanzado y complementada, cuando se requiere, con enfilajes, cerchas y pernos (Palmstrom, 1993).

17.6.1.1.1. Esencia o filosofía del método

La esencia de este método es hacer que el macizo rocoso sea en sí mismo un elemento más que contribuya a la estabilidad.

Esa contribución que aporta el macizo consiste en que parte de la deformación por redistribución de esfuerzos que experimenta el terreno sea tomada por la resistencia de la roca y discontinuidades, cosa que no pasa en los métodos convencionales puesto que no dejan deformar el macizo y toda la carga la deben tomar los soportes o revestimiento.

Cuando la roca y discontinuidades toman parte de esa carga, experimentan deformaciones que son elásticas inicialmente, luego deformaciones plásticas que no inducen al colapso y, por último, deformaciones plásticas que conducen al colapso (ver Gráfica 64 en pág. 387). La idea del NATM es dejar que el macizo llegue a un punto de deformación plástica que no induzca el colapso (o asentamientos no deseables) y que la carga restante (la que no tomó la roca) la asuma el sostenimiento.

En cuanto al sostenimiento, el método contempla sostenimiento primario y sostenimiento final (ver pág. 319).

17.6.1.1.2. Criterios de diseño del método

Los criterios del método se resumen en la Ilustración 68 (pág. 320) de forma concisa y no requiere mayor explicación.

17.6.1.1.3. Principios del método

Rabcewicz *et al* (1964, 1965) citado por (Triana Cortés, 2019) manifiesta que las funciones del NATM son:

- Permitir deformaciones limitadas para evitar el desprendimiento del macizo rocoso. Para el efecto, se recomienda la instalación de soportes durante los tiempos muertos para evitar deformaciones. Dichas deformaciones deberán ser monitoreadas constantemente con el fin de verificar el buen comportamiento del soporte y de ser el caso optimizarlo o implementar soportes adicionales.
- Durante la construcción, este sistema de soporte permite cambios en función del monitoreo de las deformaciones. En dado caso, el espaciado de los arcos de acero se ajusta para adaptarse a las condiciones contractuales del macizo rocoso.
- La excavación se efectúa en dos etapas: excavación superior y excavación inferior. La primera se realiza en secciones grandes iniciando por el centro para que las maquinas tengan espacio para su movilización. La segunda se efectúa a medida que se instalada el sostenimiento.

Con base en lo anterior, Singh & Goel (2006) citado por (Triana Cortés, 2019) resumen los principios de la siguiente forma:

- Movilización de la resistencia de la masa rocosa.
- Protección del concreto lanzado para preservar la capacidad de carga del macizo rocoso.
- Monitoreo de la deformación del macizo rocoso expuesto.
- Proporcionar soportes flexibles pero activos.
- Cierre del tramo de túnel excavado para formar un anillo de soporte de carga y así controlar la deformación del macizo rocoso.

17.6.1.1.4. Diseño del soporte primario y final

Con base en el trabajo de Contreras Carrillo (2019), el diseño de soportes por el método NATM contempla los siguientes objetivos y comentarios:

- Determinar la curva de interacción soporte-terreno: Relación de la curva del terreno (pág. 386) y la curva del soporte (pág. 345).
- Tener en cuenta las aguas subterráneas, ya sea para diseñar un adecuado drenaje o en caso de sellado, para considerar la presión del agua sobre el revestimiento.
- La resistencia del concreto lanzado se puede mejorar instalando elementos complementarios como pernos, mallas electrosoldadas de acero, enfilajes y cerchas.
- Prever el monitoreo de los esfuerzos y deformaciones sobre el revestimiento.

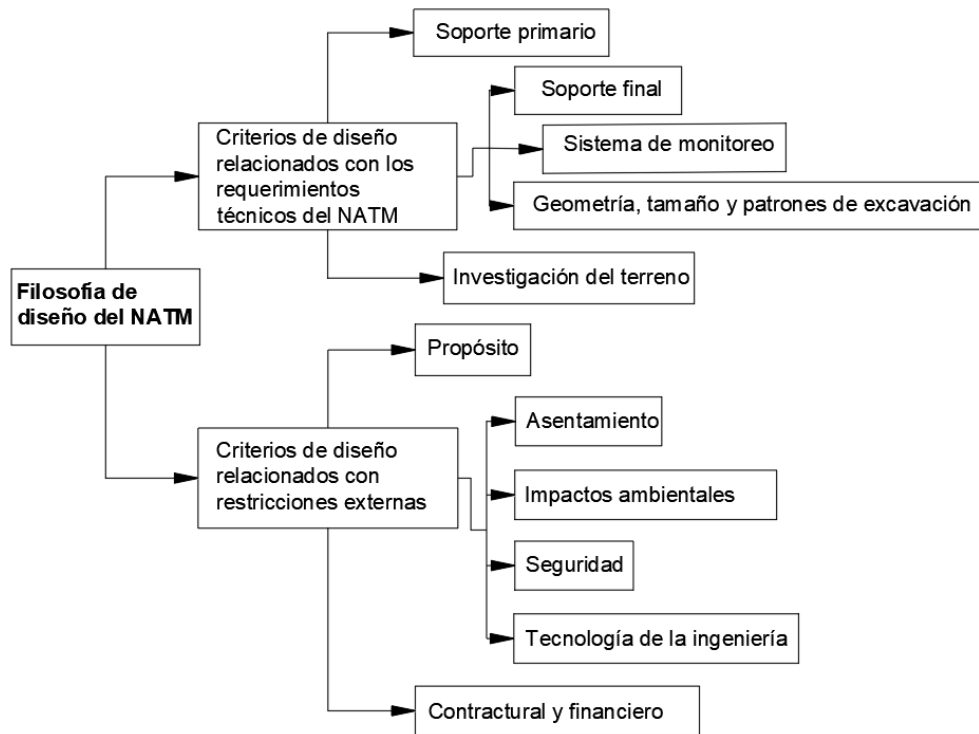


Ilustración 68. Criterios de diseño del método NATM.

Fuente: Adaptado de Karakus & Fowell (2004).

- El diseño preliminar se puede realizar por métodos empíricos, métodos computacionales y/o modelos físicos de pequeña o gran escala. La función del revestimiento primario es estabilizar las rocas durante la etapa de excavación.
- El revestimiento secundario (soporte final) se coloca cuando las deformaciones del soporte inicial alcanzan valores aceptables y decrecientes. Generalmente consta de elementos de concreto prefabricado.

17.6.1.1.5. Ventajas del método

- Posibilidad de subdividir la excavación en frentes parciales.
- Control de los esfuerzos en el terreno.
- Control de los esfuerzos en los elementos de sostenimiento.

17.6.1.1.6. Limitaciones del método

Las principales limitaciones, expresa Lunardi (2008) añadiendo que: lo hacen obsoleto e incompatible con las tendencias actuales, son:

- Es imposible desarrollar un diseño preliminar de construcción con este método en suficiente detalle que permita estimar tiempos y costos de construcción que sean lo suficientemente confiables.
- Es inadecuado para terreno y condiciones de esfuerzo-deformación más difíciles, lo cual erróneamente presume que puede ser abordado por medio de avances parciales en el frente.
- La aplicación práctica adolece de demasiada subjetividad, resultado de basarse en parámetros esencialmente cualitativos.

17.6.1.1.7. Instrumentación

El método exige el monitoreo de deformaciones para verificación de premisas de diseño, prevenir problemas graves, hacer retro análisis y ajustar el diseño de tramos posteriores, ajustar curva de reacción del terreno, entre otros.

17.6.1.2. Análisis de Deformación Controlada en Rocas y Suelos (ADECO-RS)

El método fue propuesto en 1985 por el Lunardi.

17.6.1.2.1. Esencia del método

La deformación del núcleo del frente de la excavación gobierna la respuesta de deformación del medio rocoso cuando este es excavado.

17.6.1.2.2. Premisas del método

Lunardi (2008) resume lo fundamental del método como se presenta a continuación, adicional, proporciona una imagen que permite tener mayor claridad de su propuesta (Ilustración 69, pág. 321):

- La respuesta de deformación del medio puede ser controlada.
- El núcleo es un instrumento eficaz y adecuado para utilizar.
- La respuesta de deformación tiene tres componentes: **Extrusión** (deformación del frente o cara de la excavación hacia dentro del túnel), **Preconvergencia** (Convergencia del perfil teórico del túnel detrás del frente de excavación) y **Convergencia** (Decremento en el tamaño de la sección teórica de la

excavación después del paso de la cara de la excavación).

- La Preconvergencia y Convergencia son una consecuencia de la Extrusión que es el componente más importante de la respuesta de deformación.
- Sí se controla la extrusión, automáticamente se controla la preconvergencia y la convergencia.
- El control de la extrusión es logrado modificando la rigidez y, por lo tanto, la resistencia y deformabilidad del núcleo de la excavación.
- Existen instrumentos (protección y refuerzo) para controlar la rigidez del núcleo-frente.

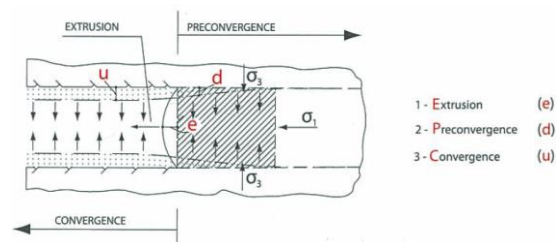


Ilustración 69. Respuesta de deformación del medio según el método ADECO.

Fuente: Lunardi (2008).

17.6.1.2.3. Etapas de diseño según el método ADECO-RS

Lunardi (2008) manifiesta que el correcto diseño de obras subterráneas contiene las siguientes etapas:

- **Etapas 1:** Tener conocimiento detallado del medio en el cual se va a trabajar, con atención particular a sus propiedades de resistencia y deformación.
- **Etapas 2:** Estudio preliminar de comportamiento esfuerzo-deformación (respuesta

deformacional) del medio sin considerar medidas de estabilización. Se sectoriza el alineamiento del túnel en tramos de comportamiento similar, y se clasifican según las categorías A, B y C definidas en la página 322.

- **Etapa 3:** Definir la acción de confinamiento o preconfinamiento requerida para regular y controlar la respuesta de deformación del medio a excavar.
- **Etapa 4:** Seleccionar el tipo de estabilización con base en las tecnologías disponibles y la capacidad que pueden ofrecer.
- **Etapa 5:** Diseñar tipos de sección de túnel con base a la respuesta de deformación predicha definiendo no solo las medidas de estabilización más adecuadas para el contexto en el cual se espera operar, sino también etapas de construcción, ciclos y tiempos con los cuales se deberán implementar.
- **Etapa 6:** Usar cálculos matemáticos para determinar las dimensiones de la intervención seleccionada, con el fin de obtener la respuesta deseada del medio a excavar y el coeficiente de seguridad necesario para los trabajos y evaluar esa intervención.

Nótese que estas etapas de diseño no se alejan de las descritas aquí en la página 72, sin embargo, se recalca que el enfoque o la esencia del diseño del método ADECO se centra o tiene su núcleo y vitalidad en analizar y controlar deformaciones. El control de deformaciones hace parte de la etapa de construcción y por medio de la medición de

deformaciones se comprueba el diseño y, en caso tal, se afina y ajusta a medida que se construye.

El autor del método agrupa las etapas de diseño en cuatro fases: **Investigación** (etapa 1), **diagnóstico** (etapa 2), **terapia** (etapa 4, 5 y 6) y **monitoreo** (etapa de construcción).

17.6.1.2.4. Categorías de comportamiento del terreno

El método ADECO propone tres categorías de comportamiento del terreno:

Categoría A: Núcleo-frente estable (régimen elástico).

Categoría B: Núcleo-frente estable a corto plazo (régimen elastoplástico).

Categoría C: Núcleo-frente inestable (régimen de rotura).

Estas categorías se representan en la Ilustración 70 (pág. 322).

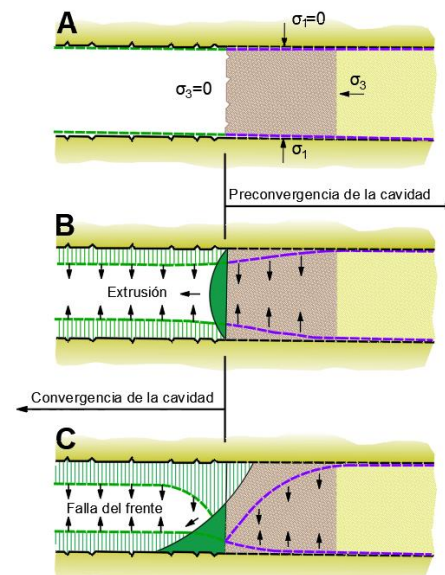


Ilustración 70. Categorías de comportamiento del terreno según el método ADECO.

Fuente: Adecuado de Lunardi (2008).

De la ilustración anterior:

- A. Frente estable.
- B. Frente estable a corto plazo.
- C. Frente inestable.

(reducir el esfuerzo principal mayor).
Minimizar deformaciones.

17.6.1.2.5. Fase de terapia

Esta fase comprende métodos de excavación y secuencias de excavación, e intervención de preconfinamiento, de confinamiento y pre soportes. Esta sección trata de las últimas tres ya que los métodos y secuencias de excavación se tratan aquí desde la página 352.



Imagen 89. Enfilajes.

Fuente: <https://tinyurl.com/4ekbmn3x>

Lunardi (2008) resume las técnicas de estabilización y su aplicabilidad en un cuadro resumen que aquí se presenta como Tabla 124 (pág. 324). Adicionalmente, en la Tabla 125.

(pág. 325) se presenta el efecto ejercido por los instrumentos de estabilización en uso por categorías de comportamiento (A, B y C).

17.6.1.2.6. Estabilidad del frente de excavación

Esta parte tiene como referencia el trabajo de (Contreras Carrillo, 2019).

17.6.1.2.6.1. Sistemas de pre refuerzo del frente de una excavación

Los sistemas que se pueden usar son: Enfilajes, pernos en fibra de vidrio e inyecciones.

a. Enfilajes:

- ✓ **Uso:** Para terrenos malos, macizos de muy mala calidad.
- ✓ **Objetivo:** Sostener el terreno por encima del frente de excavación

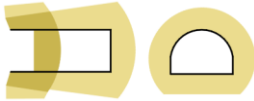


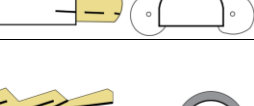

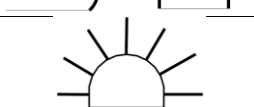
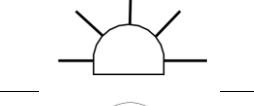
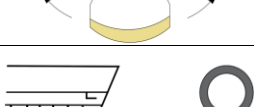
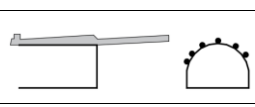



- ✓ **Tipos:** Elementos de acero (ligeros, pesados y de jet-grouting) y tubos rígidos de PVC.

- ✓ **Enfilajes ligeros:** Varillas confinadas por lechada en perforaciones. Se usan para macizos con $35 < RMR < 40$, diámetro perforación recomendado de 1.5 a 2.5 pulgadas, diámetro de varilla de 25 a 32 mm, longitudes (L) de 6 a 9 m, traslapos usuales de L/3, separación entre perforaciones de 0.30 a 0.50 m.

- ✓ **Enfilajes pesados:** Para suelos o roca de mala o muy mala calidad. Son micropilotes de acero estructural ranurado con interior de lechada, diámetro externo de entre 50 y 140 mm, longitud entre 10 y 20 m, espaciamiento de 0.40 a 0.50 m. Diámetro de perforación ≥ 1.5 diámetro externo del tubo.

- ✓ **Enfilajes de jet-grouting:** También llamados paraguas. Es una inyección de lechada al terreno, se recomienda incluir acero. Se usa en suelo de baja cohesión, rocas alteradas o de baja cementación. Longitud de 12 y 20 m,

Tabla 125. Tipo de efecto ejercido por los instrumentos de estabilización en uso. (Fase de terapia).

Acción en la cavidad	Instrumentos para estabilización		Técnicas de trabajo sobre		Agua bajo presión		
			c, ϕ	σ_3			
Preconfinamiento	Mejoramiento del terreno detrás del frente.	Inyecciones tradicionales.		•	•	•	
		Congelamiento.			•	•	
		Jet-grouting sub horizontal.			•		
		Precorte mecánico.			•		
		Tubos de drenaje.		•		•	
		Refuerzo del terreno alrededor de la cavidad y del frente usando elementos estructurales de fibra de vidrio.				•	
Confinamiento	Concreto lanzado				•		
	Mejoramiento radial del terreno	Pernos de techo completamente adheridos.		•			
		Pernos de techo anclados en los extremos.			•		
	Invertido				•		
	Frente abierto				•		
Presoporte	Paraguas						

Fuente: Traducido y adaptado de Lunardi (2008).

espaciado tal que exista contacto tangencial entre lechadas, se usa el jet 1 (inyecciones radiales a presión).

b. Pernos en fibra de vidrio:

✓ **Primer uso:** Túnel ferroviario entre Roma y Florencia en Italia.

✓ **ID:** También llamados elementos VTR.

✓ **Objetivo:** Aumentar el esfuerzo principal menor ya que en la excavación se hace cero.

✓ **Características generales:** Son lisos, corrugados, canalizados, de diferentes secciones geométricas, diámetro externo entre 28 y 76 mm,

tensión de falla de entre 450 y 950 N/mm^2 .



Imagen 90. Inserción de perno en fibra de vidrio.

Fuente: <https://tinyurl.com/52t6e3e5>



Imagen 91. Elementos VTR lisos de sección circular.

Fuente: <https://tinyurl.com/52t6e3e5>

c. Inyecciones:

- ✓ **Inyección de impermeabilización:**
Para evitar pérdidas de agua (que traen como consecuencia subsidencias, por ejemplo), reducir caudal de infiltración.
- ✓ **Inyección de consolidación:**
Mejorar las propiedades de resistencia del terreno en el frente de excavación.

17.6.1.2.6.2. Diseño de enfilajes

Este es el procedimiento que presenta el Ministerio de Fomento (2005).

a. Premisas de diseño

- Longitud de micropilotes <25 m.
- Inclinación con respecto a la horizontal $\leq 15^\circ$.
- Traslapo de dos micropilotes mínimo de 3 m.
- Separación entre ejes de micropilotes entre 0.30 y 0.60 m.

b. Longitud del micropilote (L_d):

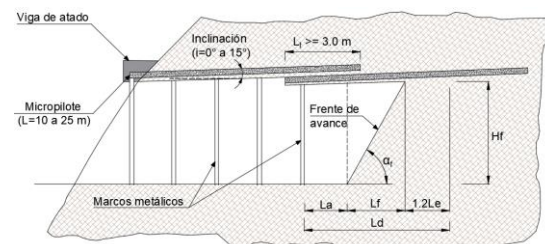


Ilustración 71. Avance típico de un paraguas de micropilotes.

Fuente: Adaptado de Secretaría de Comunicaciones y Transporte (2016).

$$L_d = L_a + L_f + 1.2L_e \quad [160]$$

$$L_f = \frac{H_f}{\tan \alpha_f} \quad [161]$$

$$L_e = \left(\frac{3EI_p}{E_m} \right)^{1/4} \quad [162]$$

Para micropilotes inyectados:

$$EI_p = EI_c + EI_s \quad [163]$$

Donde,

- L_d : Longitud de cálculo del micropilote.
- L_a : Longitud de avance de la excavación (separación entre arcos metálicos).
- L_f : Longitud en planta del frente de excavación cuando lleva una inclinación.

- L_e**: Longitud elástica del micropilote.
H_f: Altura del frente de excavación.
α_f: Ángulo de inclinación del frente con respecto a la horizontal.
EI_p: Rigidez a flexión del micropilote.
n: Módulo de elasticidad del terreno.
EI_s: Rigidez del tubo de acero.
EI_c: Rigidez de la lechada.

c. Carga sobre cada micropilote:

$$q = \gamma_{\text{terreno}} * h * s \quad [164]$$

Donde,

- γ**: Peso específico aparente del terreno.
h: Altura del terreno que gravita sobre el micropilote.
s: Separación entre ejes de micropilotes.

Para los casos donde el paraguas se utilice como sostenimiento temporal y no se tenga información precisa, la altura h puede estimarse entre 0.5 y 1.0 veces el diámetro del túnel (DT). Ministerio de Fomento (2005).

d. Momento flector (M_{ed}) y esfuerzo cortante (V_{ed})

$$M_{ed} = \frac{q_d(L_d)^2}{10} \quad [165]$$

$$V_{ed} = \frac{q_d * L_d}{2} \quad [166]$$

Donde,

- q_d**: Carga del terreno q, mayorada.

17.6.1.2.6.3. Diseño de pernos en fibra de vidrio

a. Premisas de diseño

- El diámetro de la perforación es del orden de 100 o 115 mm.
- La longitud mínima activa del elemento depende de las dimensiones de la sección del túnel y equivale aproximadamente al 50% de la altura de la sección excavada.

b. Presión de confinamiento (P_e)

Número de estabilidad para túneles poco profundos (Peck) y terrenos con desarrollo de cohesión:

$$N = \frac{P_o - P_e}{c} \quad [167]$$

$$P_o = \gamma(H + R_o) \quad [168]$$

Donde,

- P_o**: Carga vertical que actúa sobre el túnel.
P_e: Presión horizontal interna actuando en el frente de excavación.
c: Cohesión del terreno.
H: Altura desde la corona del túnel a la superficie del terreno.
R_o: Radio del túnel.

Para túneles más profundos la carga vertical es (Terzaghi):

$$P_o = \gamma H_p \quad [169]$$

$$H_p = \alpha (B_t + H_t) \quad [170]$$

Donde,

α : Coeficiente de carga de Terzaghi.

B_t : Ancho del túnel.

H_t : Alto del túnel.

Para la estabilidad del frente de excavación, el número de estabilidad no debe ser mayor a 5. Es decir, $FS=5/N$.

$$P_e = P_o - \frac{5c}{FS} \quad [171]$$

c. Carga unitaria por perno de fibra de vidrio

✓ **Capacidad del elemento vidrio-resina**

Depende de la resistencia a la tracción del elemento vidrio-resina (σ_t) y del área del elemento (A):

$$T = \sigma_t * A \quad [172]$$

✓ **Capacidad (T_{v-c}) entre vidrio-resina y el concreto**

Depende de la resistencia unitaria al corte entre el vidrio-resina y el concreto (t_{v-c}), el perímetro del elemento (P) y la longitud mínima activa del elemento (L).

$$T_{v-c} = t_{v-c} * P * L \quad [173]$$

✓ **Capacidad (T_{c-t}) entre el concreto y el terreno**

Depende de la resistencia unitaria al corte entre el concreto y el terreno, sobre la superficie de contacto entre los dos (t_{c-t}) y diámetro de la perforación o cilindro del mortero cementante (D).

$$T_{c-t} = t_{c-t} * \pi * D * L \quad [174]$$

d. Número de pernos en fibra de vidrio

En la siguiente expresión, A es el área de la sección transversal del túnel a excavar.

$$\#pernos = \frac{P_e A}{\text{Carga unitaria de cada elemento } (T; T_{v-c})} \quad [175]$$

17.6.1.2.6.4. Diseño de elementos de pre refuerzo por métodos numéricos

Es posible diseñar estos elementos haciendo usos de los programas presentados en la página 392 de este manual.

17.6.1.2.7. Funcionalidad del método ADECO

El método permite excavar por secciones parciales o sección completa. Cuando es por sección parcial se busca:

- Colocar los soportes de forma gradual.
- Controlar las deformaciones por medio de secciones pequeñas.
- Usar soportes flexibles.
- Cerrar el anillo de soporte y hacer solera curva en caso de que se requiera.

Cuando la sección es completa se busca:

- Hacer pre refuerzo del frente de excavación o de la bóveda para reducir deformaciones.
- Colocar soportes flexibles.

- Cerrar el anillo de soporte y hacer solera curva en caso de que se requiera.

TÉCNICAS DE MEJORAMIENTO DEL TERRENO

Continuando con los tópicos de concepto constructivo mencionados en el apartado 17.6 (pág. 317), continuamos con las técnicas de mejoramiento del terreno. Luego, se presenta el tópico de soportes y, finalmente, la excavación de túneles.

17.6.2. Métodos de mejoramiento del terreno

Para reducir, controlar o contrarrestar el efecto negativo del comportamiento del terreno cuando se excava un túnel, es posible emplear técnicas de soporte como las siguientes:

- Concreto lanzado (con fibras o sin fibras).
- Pernos.
- Mallas.
- Anclajes.
- Arcos metálicos.
- Drenajes.
- Contrabóveda o solera curva.
- Enfilajes.

Adicional, la Tabla 134 (pág. 345) sugiere técnicas de mejoramiento de acuerdo a las categorías de comportamiento del terreno (pág. 345).

Las técnicas de mejoramiento del terreno se emplearán de acuerdo a las condiciones específicas del proyecto conforme los análisis de las condiciones geológicas del terreno, condición y nivel de esfuerzos, mecanismos

de falla, tipos de terreno, tipos de comportamiento, y tipos de sollicitaciones.

SOPORTES

Una vez mencionado las técnicas de mejoramiento del terreno que comúnmente se usan para estabilizar la excavación, se continúa con los tópicos de concepto constructivo mencionados en el apartado 17.6 (pág. 317), en este caso con los soportes. Luego, se presenta el tópico de excavación de túneles.

17.6.3. Soportes

Celada Tamames & Bieniawsky Von Preinl (2020) expresan que, antes de hacer la modelación geomecánica del terreno con soportes, es importante conocer las características de los soportes para estabilizar la excavación.

En esta etapa de concepto constructivo, se pretende seleccionar el sostenimiento o soporte con base en métodos empíricos, experiencia y casos históricos.

17.6.3.1. Métodos empíricos

Los métodos empíricos hacen referencia a las clasificaciones geomecánicas (ver pág. 238). Estas asignan valores a características de los elementos que conforman el macizo rocoso (roca intacta y discontinuidades) y a los factores naturales como el agua y la meteorización, para luego definir la calidad del macizo.

Ese valor de calidad del macizo rocoso obtenido se puede emplear para dos propósitos que son: la estimación de parámetros de resistencia (ver pág. 238) y la

asignación de sistemas de soporte. En esta sección del manual nos enfocaremos en esta última.

Los métodos empíricos tienen un objetivo: **predecir** el sostenimiento que se requiere en una sección de túnel determinada con base en la evaluación de los parámetros que cada método involucra para estimar la calidad del macizo rocoso.

17.6.3.2. Recomendaciones de sostenimiento por métodos empíricos

Esta sección, se basa en el trabajo realizado por Gavilanes J. & Andrade Haro (2004).

17.6.3.2.1. RQD (pág. 242)

Meritt (1972), citado por Gavilanes J. & Andrade Haro (2004), comparó sostenimientos para túneles de 6 m de ancho en roca dura con base en el valor de RQD, esta relación se presenta en la Tabla 126 (pág. 331). Adicional, en la Gráfica 35 (pág. 331), se presenta la propuesta del mismo autor para definir la necesidad de sostenimiento considerando el ancho del túnel.

17.6.3.2.2. RMR (pág. 258)

Esta clasificación permite, por medio del valor RMR, obtener recomendaciones de soporte y longitudes de avance sin sostenimiento, es decir, la longitud de avance de excavación máxima que se puede lograr sin necesidad de colocar soportes (Tabla 127, pág. 331).

Gavilanes J. & Andrade Haro (2004) hacen la siguiente advertencia:

La guía de sostenimiento¹⁶ es aplicable para túneles de ingeniería civil, que tengan un ancho de aproximadamente 10 m y que se excaven en roca con el sistema de perforación y voladura a profundidades menores de 900 metros bajo terreno natural, es decir, con una tensión vertical < 25 MPa. Nótese que el significado de estas recomendaciones representa el sostenimiento permanente y no el preliminar.

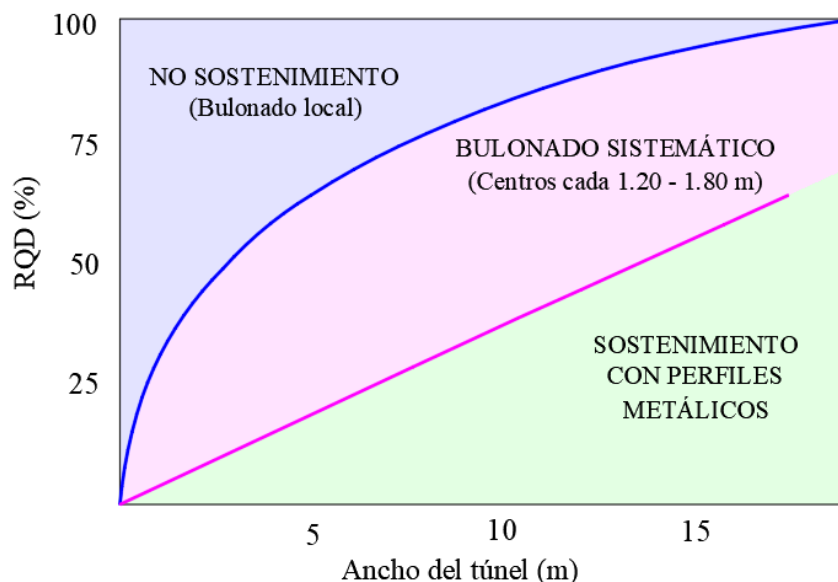
Cabe mencionar que estas recomendaciones de soporte, además de lo mencionado anteriormente, aplican para túneles de sección en herradura.

17.6.3.2.3. Sistema Q (pág. 260)

Las categorías de sostenimiento para el sistema Q de la Gráfica 36 (pág. 332) son:

1. No requiere sostenimiento.
2. Pernos puntuales.
3. Pernos sistemáticos.
4. Pernos sistemáticos con concreto lanzado de 40 a 100 mm de espesor.
5. Concreto lanzado reforzado con fibras, de espesor entre 50 a 90 mm; y pernos.
6. Concreto lanzado reforzado con fibras, de espesor entre 90 a 120 mm; y pernos.
7. Concreto lanzado reforzado con fibras, de espesor entre 120 a 150 mm; y pernos.
8. Concreto lanzado reforzado con fibras, de espesor mayor a 150 mm; pernos, y arcos armados reforzados con concreto lanzado.
9. Revestimiento de concreto.

¹⁶ Corresponde a la Tabla 127 (pág., 342).



Gráfica 35. Relación RQD-Luz Túnel-Tipo de sostenimiento.

Fuente: Merritt (1972). Gráfica adaptada de Hoek & Brown (1980).

Tabla 126. Comparación del valor de RQD y el sostenimiento para túneles de 6 m de ancho.

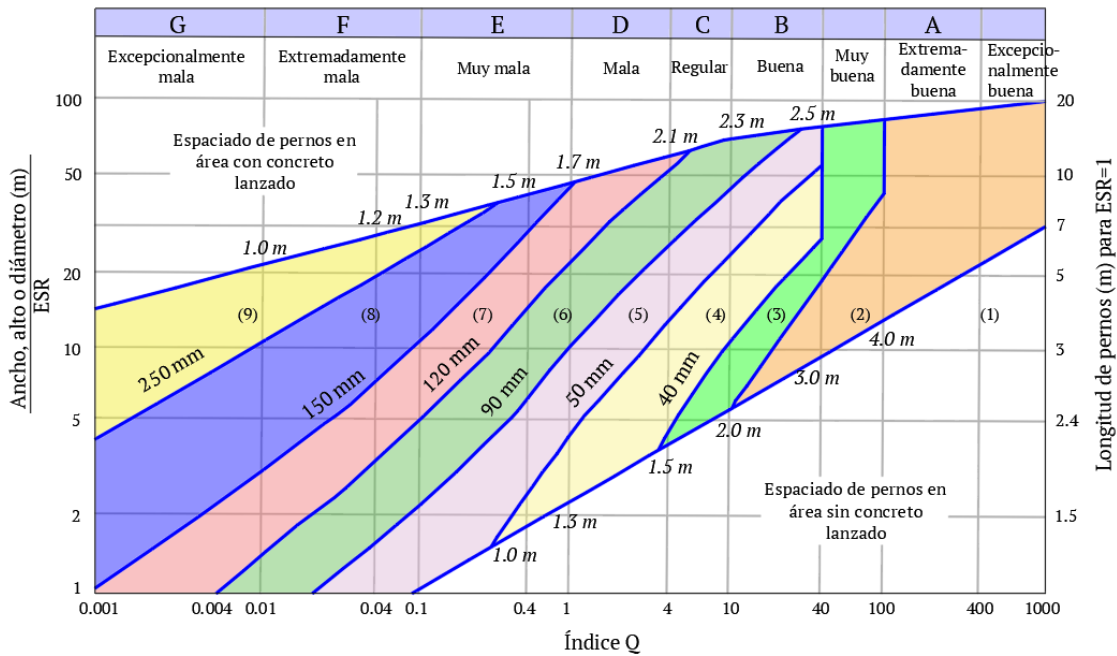
Autor	No necesita sostenimiento, o pernos localizados	Diseño de pernos	Marcos de acero
Deere 1970	RQD 75 a 100	RQD 50 a 75. Espaciado de 1,5 a 1,8 m.	RQD 50 a 75, marcos ligeros, espaciado de 1,5 a 1,8 m, alternativa de pernos.
		RQD 25 a 50. Espaciado de 0,90 a 1,5 m.	RQD 25 a 50, marcos ligeros a medianos, espaciados de 0,90 a 1,50 m, alternativa de pernos.
			RQD 0 a 25, marcos medianos a pesados circulares, espaciados de 0,60 a 0,90 m.
Cecil 1970	RQD 82 a 100	RQD 52 a 82, alternativamente concreto lanzado de 40 a 60 mm de espesor.	RQD 0 a 52, marcos reforzados con concreto lanzado.
Meritt 1972	RQD 72 a 100	RQD 23 a 72, espaciados de 1,20 a 1,80 m.	RQD 0 a 23.

Fuente: Gavilanes J. & Andrade Haro (2004).

Tabla 127. Guía de sostenimiento con base en el RMR.

Clase de macizo rocoso	Excavación	Sostenimiento		
		Pernos (ϕ 20 mm, adhesión total)	Concreto lanzado	Arcos metálicos
Roca muy buena (I) RMR: 81-100	Avances de 3 m a sección completa.	Generalmente no se necesita sostenimiento, excepto algunas anclas para refuerzo local.		
Roca muy buena (II) RMR: 81-100	Avances de 1,0 a 1,5 m a sección completa. Sostenimiento total a 20 m del frente.	Pernos locales en el techo, 3 m de largo y espaciado de 2,5 con malla ocasional.	50 mm en el techo donde fuera necesario.	No

Clase de macizo rocoso	Excavación	Sostenimiento		
		Pernos (ϕ 20 mm, adhesión total)	Concreto lanzado	Arcos metálicos
Roca muy buena (III) RMR: 81-100	Media sección y banqueo, progresiones de 1,50 a 3,0 m en la media sección. Sostenimiento primario después de cada voladura. Sostenimiento completo a 10 m del frente.	Empernado sistemático de 4 m de largo; espaciado de 1,5 a 2 m en el techo y paredes con malla en el techo.	50 - 100 mm en el techo. 30 mm en las paredes.	No
Roca muy buena (IV) RMR: 81-100	Media sección y banqueo, progresiones de 1,0 a 1,5 m en la media sección. Hay que instalar los refuerzos conforme el avance, a 10 m del frente.	Empernado sistemático de 4 a 5 m de largo con espaciado de 1 a 1,5 m en el techo y paredes con malla.	100 a 150 mm en el techo y 100 mm en las paredes.	Arcos ligeros a medianos separados 1,5 m, donde haga falta.
Roca muy buena (V) RMR: 81-100	Etapas múltiples. A veces de 0,5 a 1,5 m en la media sección. Instalación del sostenimiento a medida que se excava. Concreto lanzado con la mayor brevedad después de las voladuras.	Empernado sistemático de 5 a 6 m de largo, espaciado 1-1,5 m en la clave y paredes con malla. Instalación de pernos en el piso o contrabóveda.	150 a 200 mm en el techo. 100 mm en las paredes y 50 mm en el frente.	Arcos medianos a pesados espaciados a 0,75 m con tablestacado donde se necesite.



Gráfica 36. Recomendaciones de sostenimiento según el sistema Q en la versión del año 1994.

17.6.3.2.4. GSI modificado (pág. 260)

Esta se usa más con énfasis en obras subterráneas para minas, pero se presenta aquí a modo de conocimiento.

C. Vallejo (2013) en el Ciclo de Titulación por Actualización de Conocimientos en Perú, presenta la tabla de sostenimiento denominada Diseño de Sostenimiento en Labores Mineras Subterráneas (SPM) que se muestra aquí como Tabla 128 (pág. 334). Esta tabla, menciona, *es ajustada en cuanto a la densidad de pernos, volúmenes de concreto lanzado y uso de cimbras que se incluyen en el soporte NTM, tomando en cuenta que en una mina la vida útil de las labores es menor que en los túneles.*

En la Tabla 128 (pág. 334) se entra con GSI modificado, valor ESR del sistema Q, índice Q' e índice RMR'. En la misma tabla se presentan algunas indicaciones sobre esto.

17.6.3.2.5. RSR (pág. 260)

El refuerzo teórico requerido en cuanto a tamaño y espaciado de arcos metálicos es posible determinarlo por medio del valor *RR* (Rib Ratio). Como indica Gavilanes J. & Andrade Haro (2004), cuando un *RR*, por ejemplo, equivale a 46 significa que en la sección del túnel se requiere el 46% de sostenimiento. Un *RR* igual a cero significa que la sección no requiere sostenimiento. Las expresiones para determinar *RR* son:

$$(RR + 80)(RSR + 30) = 8800 \quad [176]$$

ó,

$$(RR + 70)(RSR + 8) = 6000 \quad [177]$$

El sostenimiento también es posible determinarlo por medio de algunas gráficas

propuestas por los autores del método para diámetros de túneles de 3, 6, 7 y 10 metros.

En la Gráfica 38 (pág. 334) y Gráfica 39 (pág. 335) se presentan dos gráficas que corresponden a túneles de diámetros de 4.27, y 7.3 m, respectivamente.

17.6.3.2.6. Lauffer (1958)

En función del tipo de roca (A: Roca muy buena, G: Roca muy mala), el autor propone una guía de sostenimiento que se muestra aquí en la Tabla 129 (pág. 335).

17.6.3.3. Cálculo de sostenimiento por métodos empíricos

17.6.3.3.1. Sistema Q (pág. 246)

Este sistema propone tres casos:

a. Sostenimiento de concreto:

La siguiente, es una expresión para dimensionamiento por flexión según Gavilanes J. & Andrade Haro (2004).

$$t = \frac{P * R}{\sigma_{c,c}} \quad [178]$$

Donde,

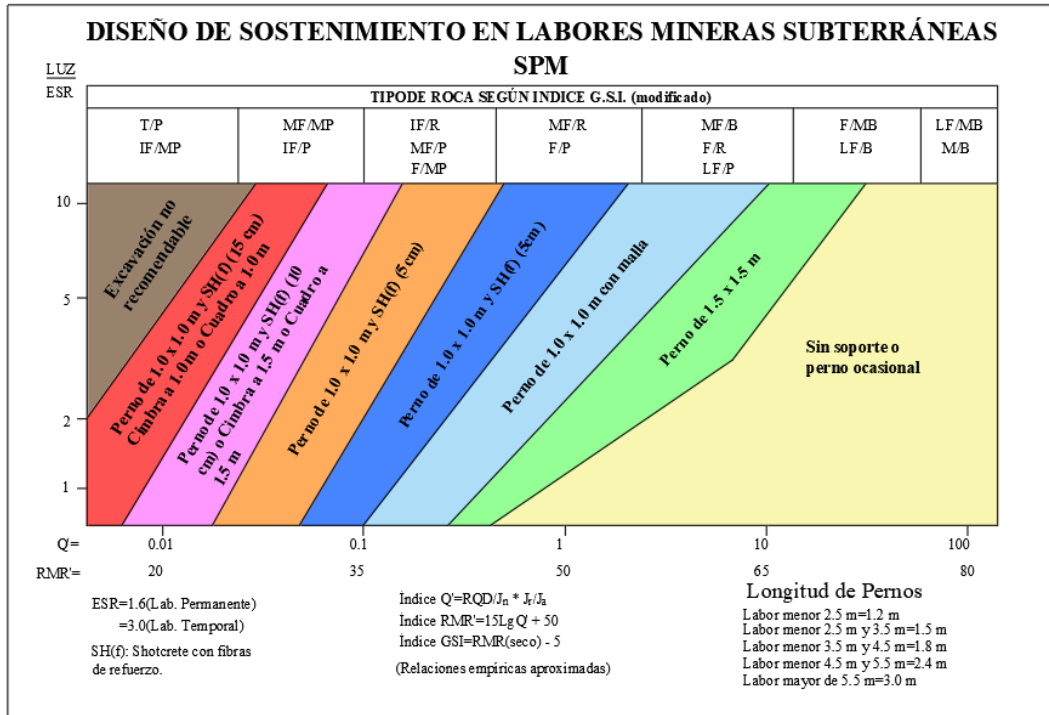
t: Espesor del concreto de revestimiento (cm).

P: Presión aplicada (kg/cm²). (pág. 332).

R: Radio interior del revestimiento (cm).

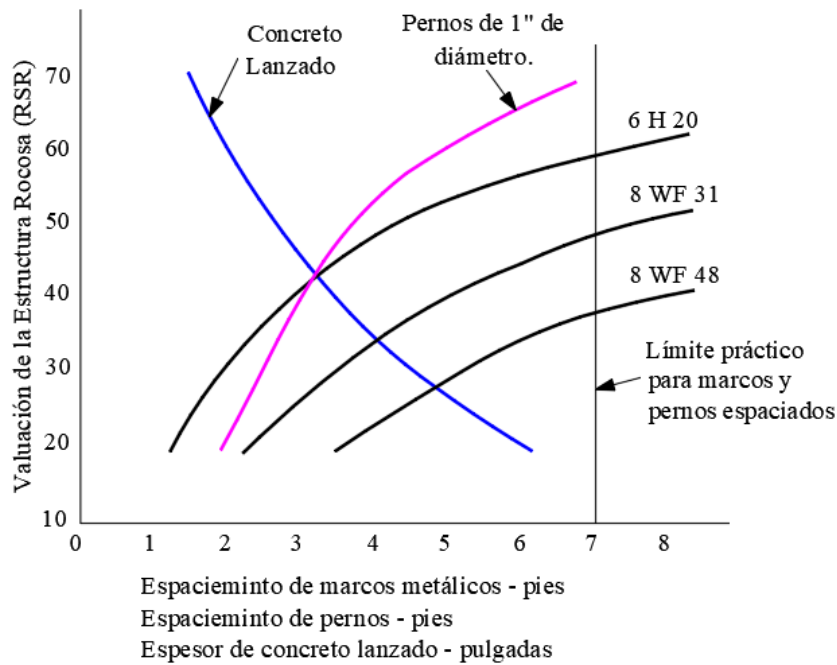
σ_{c, c}: Resistencia a la compresión uniaxial del hormigón (kg/cm²).

Tabla 128. Diseño de sostenimiento en labores mineras por medio del valor de GSI modificado (pág. 260).



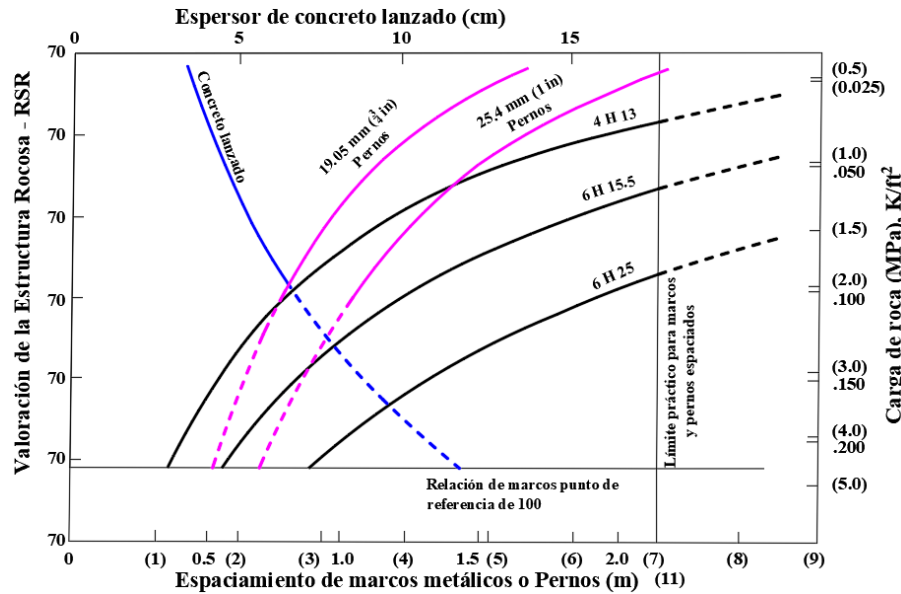
Gráfica 37. Diseño de sostenimiento en labores mineras subterráneas -SPM.

Fuente: Adaptado de C. Vallejo (2011).



Gráfica 38. Sostenimiento con base en el RSR para un túnel de diámetro de 7.3 m. Nótese que el concreto lanzado y el concreto se usan generalmente juntos.

Fuente: Adaptado de Gavilanes J. & Andrade Haro (2004)



Gráfica 39. Sostenimiento con base en el valor RSR para un túnel de 4.27 m de diámetro.

Fuente: Traducido y adaptado del documento: *El sostenimiento de túneles con base en clasificaciones geomecánicas*, Universidad Nacional de Juliaca, 2011.

Tabla 129. Tipos de roca y sostenimiento según Lauffer (1958)

Tipo de roca	Necesidad de sostenimiento
A	No necesita sostenimiento.
B	2 a 3 cm de concreto lanzado o pernos separados de 1,0 a 2,0 m, eventualmente refuerzo en la bóveda únicamente.
C	3 a 5 cm de concreto lanzado o pernos separados de 1,0 a 1,5 m, eventualmente refuerzo en la bóveda.
D	5 a 7 cm de concreto lanzado con mallas o pernos separados de 0,7 a 1,0 m y 3 cm de concreto lanzado.
E	7 a 15 cm de concreto lanzado, a veces pernos separados de 0,5 a 1,2 m y de 3 a 5 cm de concreto lanzado, alternativamente cerchas y blindaje.
F	15 a 20 cm de concreto lanzado con cerchas y malla o cerchas con blindaje y concreto lanzado posterior.
G	Concreto lanzado, cerchas reforzadas y blindaje.

Fuente: Gavilanes J. & Andrade Haro (2004).

b. Espaciado de pernos:

Donde,

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR}; \text{ para el techo} \quad [179]$$

L: Longitud del perno (m).

B: Ancho de la excavación (m).

H: Altura de la excavación (m).

$$L = \frac{2 + 0.15H}{ESR}; \text{ para las paredes} \quad [180]$$

ESR: Relación de sostenimiento de la excavación.

En el caso de anclajes en la bóveda, se usan las siguientes expresiones para el espaciamiento:

$$L = 0.4 * \frac{B}{ESR} \quad [181]$$

$$L = 0.35 * \frac{H}{ESR}; \text{ para las paredes} \quad [182]$$

c. Concreto lanzado:

Como mencionan Gavilanes J. & Andrade Haro (2004):

Se considera que el concreto lanzado se coloca en pequeñas capas de 2 a 5 cm de espesor, y su función es evitar la meteorización de la roca, especialmente en las diaclasas; no se debe utilizar para el cálculo la expresión utilizada para el concreto [caso 1: sostenimiento de concreto], ya que hay que recurrir a un dimensionamiento de rotura por cizallamiento y no por flexión como supone esa expresión.

17.6.3.3.2. RSR (pág. 260)

Con las expresiones que se muestran a continuación, manifiesta Wickham *et al* (1972) citado por Gavilanes J. & Andrade Haro (2004), se debe tener presente lo siguiente:

La estimación de los requerimientos de anclaje fue hecha teniendo en cuenta la carga de la roca con respecto a la fuerza tensora del perno lo cual es algo muy general debido a lo siguiente:

Se asume que el anclaje es adecuado y que todos los pernos actúan solo bajo tensión, no permite tampoco la interacción entre bloques adyacentes o para la suposición del arco pretensado formado por los pernos. En adición a esto, la carga de la roca fue desarrollada para sostenimiento de acero en túneles.

Para pernos de 25 mm de diámetro con una tensión de 24.000 lb y una carga de roca (W) en 1.000 lb/pie², el espacido, según este método, puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\text{Espacido en pies} = \frac{24}{W} \quad [183]$$

De la misma forma, el espesor de concreto lanzado (t) en pulgadas, para un diámetro de sección de túnel D, sugiere el método, se puede estimar así:

$$t = 1 + \frac{w}{25} \quad [184]$$

$$t = D * \frac{65 - RSR}{150} \quad [185]$$

17.6.3.4. Cálculo de la presión del terreno sobre el sostenimiento

17.6.3.4.1. RMR

Expresión de Unal (1983):

$$P = \frac{100 - RMR}{100} * \gamma B \quad [186]$$

Donde,

P: Carga para el sostenimiento (kN).

B: Ancho del túnel (m).

γ : Peso unitario de la roca (kg/m³).

17.6.3.4.2. SISTEMA Q

Gavilanes J. & Andrade Haro (2004) manifiestan que, las siguientes expresiones deben ser usadas con cautela debido a que son sobredimensionadas según el reporte de Einstein *et al* (1979).

a. En el techo del túnel:

$$P = \frac{2}{3} * \sqrt{J_n} * J_r^{-1} * Q^{-1/3} \quad [187]$$

Para tres familias o sets de discontinuidades, la expresión anterior se convierte en:

$$P = \frac{2.0}{J_r} * Q^{-1/3} \quad [188]$$

b. En las paredes o hastiales del túnel:

Se emplea la expresión anterior con el ajuste de Q que se expone a continuación.

Si se considera que las paredes son generalmente más estables que el techo de un túnel, se precisa aumentar la calidad del macizo como sigue:

- Para $Q > 10$, se emplea el valor de $5Q$
- Para $0.1 < Q < 10$, se emplea el valor $2.5Q$
- Para $Q < 0.1$, se emplea el valor Q

17.6.3.4.3. TERZAGHI

Específicamente se usa para el cálculo de la presión del terreno sobre arcos metálicos.

El diagrama simplificado del concepto de Terzaghi para determinar la carga de material

sobre arcos metálicos se presenta en la Ilustración 72 (pág. 337). En esta, H_t es la altura del arco metálico, B el ancho del túnel, H es la distancia entre la corona del arco y la superficie, y H_p es la altura de la zona de debilitamiento medida desde la corona del arco.

Alrededor de la excavación del túnel se genera una zona de debilitamiento que hace que el material contenido en esa zona tienda a caer dentro del túnel. Esa zona está demarcada por los límites ac y bd de la Ilustración 72 (pág. 337). Encima de esa zona existe una zona de material con peso W_1 que genera carga adicional a la del material que tiende a caer dentro del túnel. Esa carga es resistida y transmitida por la fricción de los planos delimitados por los puntos ac y bd hacia la roca de los lados del túnel. Por lo tanto, al techo y lados de los arcos metálicos llega, en teoría, únicamente lo que corresponde a una carga de altura H_p .

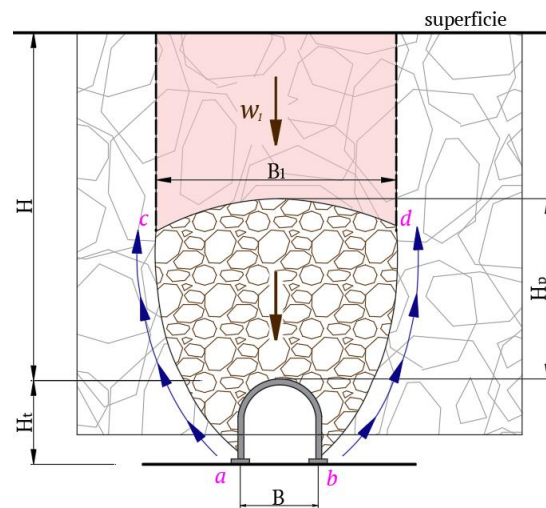


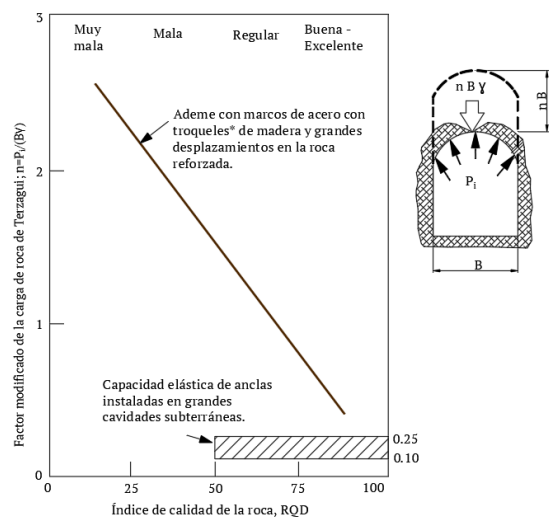
Ilustración 72. Movimiento de roca hacia un túnel y la transferencia de la carga a la roca circundante. Fuente: Terzaghi (1946). Ilustración adaptada de Hoek & Brown (1980).

En la

Tabla 130 (pág. 339), se presenta las expresiones para determinar la carga de altura H_p en función del tipo de macizo rocoso propuesta por Terzaghi (1946) y, citada por Hoek & Brown (1980). Las notas debajo de la tabla son tomadas textualmente de esta última referencia.

17.6.3.4.4. Celada Tamames & Bieniawsky Von Preinl (2020) indican que, de acuerdo a la teoría de RQD

La propuesta de Cording, Hendron y Deere, citados por Hoek & Brown (1980), sugiere que hay una relación entre el factor de carga de Terzaghi y el valor de RQD para excavaciones con ademes de acero. Esta relación desaparece cuando la excavación es reforzada con anclas, indica Hoek & Brown. La relación aproximada entre el factor de carga de Terzaghi y el RQD se presenta en la Gráfica 40 (pág. 338).



Gráfica 40. Relación aproximada entre el factor de carga de Terzaghi y el RQD.

Fuente: Cording, Hendron y Deere, citados por Hoek & Brown (1980).

Terzaghi y Protodyakonov, las cargas en los elementos de soporte son proporcionales al ancho de la excavación.

17.6.3.5. Cálculo del esfuerzo que ofrecen o aportan los diferentes tipos de sostenimiento

Las siguientes, son expresiones extraídas de Hoek & Brown (1980a), y Brady & Brown (1985).

17.6.3.5.1. Concreto lanzado

$$P_{sc \text{ máx.}} = \frac{\sigma_c}{2} * \left(1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right) \quad [189]$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 + \nu_c)r_i} * \frac{r_i^2 - (r_i - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c) * r_i^2 + (r_i - t_c)^2} \quad [190]$$

$$U_{ic \text{ máx.}} = \frac{r_i * P_{s \text{ máx.}}}{K_c} \quad [191]$$

Siendo,

$P_{sc \text{ máx.}}$: Presión máxima de soporte del cascarón del concreto lanzado (MPa).

σ_c : Resistencia a la compresión del concreto (MPa).

r_i : Radio de la excavación (m).

t_c : Espesor del cascarón de concreto lanzado (m).

K_c : Rigidez del cascarón de concreto lanzado (MPa).

E_c : Módulo de elasticidad del cascarón de concreto lanzado (MPa).

ν_c : Relación de Poisson del cascarón de concreto lanzado.

$U_{ic \text{ máx.}}$: Deformación máxima del concreto lanzado.

Tabla 130. Clasificación de Terzaghi para carga de roca en túneles con arcos metálicos.

Condición de la roca	Carga de roca	Notas
1. Dura e intacta.	0	Recubrimiento ligero, sólo si ocurre spalling o popping.
2. Estratificada dura o esquistosa. **	0 a 0,5 B	Soporte ligero. La carga puede variar erráticamente de punto a punto.
3. Masiva, moderadamente diaclasada.	0 a 0,25 B	
4. Moderadamente en bloques y plegada.	0,25 B a 0,35 (B + H _t)	Sin presión lateral.
5. Muy blocosa y plegada.	(0,35 a 1,10) (B + H _t)	Presión lateral pequeña o inexistente.
6. Completamente fracturada pero químicamente intacta.	1,10 (B + H _t)	Presión lateral considerable. Efecto de ablandamiento por filtraciones hacia el fondo del túnel requiere: soporte continuo para extremos inferiores de las costillas o costillas circulares.
7. Roca con squeezing, moderadamente profunda.	(1,10 a 2,10) (B + H _t)	Presión lateral alta, requiere puntales invertidos. Soportes circulares son recomendadas.
8. Roca con squeezing, a gran profundidad.	(2,10 a 4,50) (B + H _t)	
9. Roca expansiva.	Hasta 250 pies. Independiente de (B + H _t)	Soportes circulares requeridos. En casos extremos utilizar soportes cedentes.

Notas:

Carga de roca H_p en pies de roca sobre el techo del túnel con ancho B (pies) y altura H_t (en pies) a una profundidad superior de más de $1.5(B+H_t)$ *.

* Se supone que el techo del túnel se encuentra abajo del nivel freático. Si se localiza permanentemente arriba del nivel freático, los valores que se indican de 4 a 6 podrán disminuirse en un cincuenta por ciento.

** Algunas de las formaciones rocosas más comunes contienen capas de lutita***. Cuando no está meteorizada, la lutita verdadera no está peor que otras rocas estratificadas. Sin embargo, la palabra pizarra se aplica muchas veces a sedimentos arcillosos muy compactos que todavía no adquieren las propiedades de la roca. Esta mal llamada lutita puede comportarse en un túnel como una roca comprimida¹⁷ y aún expansiva.

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

*** El término inglés shale se ha traducido como pizarra arcillosa, pero se prefiere usar el de lutita para roca sedimentaria y el de pizarra (slate) para la metamórfica, a fin de evitar confusiones al principiante. (N. del R.T.).

¹⁷ Lo que se denominó squeezing en la tabla.

17.6.3.5.2. Pernos de anclaje

$$P_p = \frac{T_b}{S_L S_T} \quad [192]$$

$$T_b = a_s * f_y * 0.6P_p = \frac{T_b}{S_L S_T} \quad [193]$$

$$K_p = \frac{P_p}{U_s} \quad [194]$$

$$\frac{1}{K_p} = S_L S_T \left(\frac{4L}{\pi * d_b^2 * E_s} + Q \right) \quad [195]$$

Siendo,

P_p: Presión máxima que puede aportar el sistema de pernos (MPa).

T_b: Presión máxima que soporta el perno de roca.

a_s: Área transversal del perno.

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero del perno.

S_L y S_T: Espaciamiento longitudinal y transversal, respectivamente.

K_p: Rigidez del perno.

L: Longitud del perno (m).

d_b: Diámetro del perno (m).

E_s: Módulo de elasticidad del acero del perno (MPa).

Q: Constante de carga-deformación para el perno y la cabeza. Este valor, se puede estimar con base en la Tabla 131 (pág. 340).

Tabla 131. Presiones máximas (T_b) y constante Q para diferentes diámetros y longitudes de pernos.

Db (mm)	L (m)	T _{bf} (MN)	Q (m/MN)
16	1,83	0,058	0,241
19	1,83	0,089	0,024
22	3	0,196	0,042
25	1,83	0,254	0,143

Fuente: Hoek & Brown (1985).

17.6.3.5.3. Arcos metálicos

Las siguientes son metodologías extraídas de la literatura de túneles. Se recomienda al lector investigar la aplicación de cada una según sea el caso del proyecto.

a. Proctor & White (1946)

$$M_t = T \cdot h \quad [196]$$

$$M_{m\acute{a}x.} = 0.86 \cdot M_1 \quad [197]$$

$$M_{m\acute{a}x.} = 0.67 \cdot M_1 \quad [198]$$

$$f_r = \frac{T}{A} + \frac{M_{m\acute{a}x.}}{S} \leq \sigma_y \quad [199]$$

Donde,

T: Carga total combinada resultante uniforme del arco.

h: Separación entre bloques.

M₁: Momento que está soportando el arco.

S: Módulo de sección del arco.

b. Biron *et al.* (1980)

✓ Carga en el techo del túnel

$$q_t = \alpha \cdot L \cdot \gamma \cdot a \quad [200]$$

Donde,

q_t: Carga uniforme en el techo del túnel (t/m).

α: Factor de carga que depende del tipo de material.

L: Ancho o diámetro del túnel (m).

γ: Peso unitario del material (t/m³).

a: Espaciamiento entre arcos (m).

✓ **Esfuerzos y momentos máximos**

$$A_y = B_y = \frac{(0.785h' + 0.666r) \cdot q_t \cdot r^3}{0.666 \cdot h^3 + \pi r h'^2 + 4h' r^2 + 1.57r^3} \quad [201]$$

para $0 \leq \alpha \leq \pi$ [202]

$$M = -A_y x; \text{ para } 0 \leq x \leq h' \quad [203]$$

$$N = -q_t \cdot r \cdot \cos^2 \alpha - A_y \sin \alpha; \quad [204]$$

Donde,

- A_y = B_y**: Reacción de los apoyos (ton).
- h**: Altura del arco metálico (m).
- r**: Radio de la excavación (m).
- q_t**: Carga uniforme en el techo.
- α**: Ángulo con respecto a la horizontal (°).
- M**: Momento (ton.m)
- N**: Fuerza axial en el perfil (ton).

✓ **Esfuerzo a flexo-compresión**

$$\sigma = \frac{q_t \cdot r}{A} + \frac{A_y \left(h' + \frac{0.5A_y}{q_t} \right)}{W} \leq \sigma_{SF} \quad [205]$$

Donde,

- A**: Área de la sección del perfil (m²).
- W**: Módulo de sección del perfil (m³).
- σ_{SF}**: Esfuerzo permisible del acero (t/m²).

c. Hoek *et al.* (1980)

$$P_{SA \text{ máx.}} = \frac{3}{2} * \frac{\sigma_{ys}}{S \cdot r_i \cdot \theta} = \frac{A_s \cdot I_s}{3I_s + DA_s[r_i - (t_b + 0.5D)](1 - \cos\theta)} \quad [206]$$

$$\frac{1}{K_A} = \frac{S \cdot r_i^2}{E_s A_s} + \frac{S \cdot r_i^4}{E_s I_s} \left[\frac{\theta(\theta + \text{sen}\theta \cos\theta)}{2\text{sen}^2\theta} - 1 \right] + \frac{2S \cdot \theta \cdot t_b \cdot r_i}{E_b \cdot B^2} \quad [207]$$

Donde,

- P_{SA máx.}**: Presión máxima de soporte que aportan las cerchas circulares (MPa).
- σ_{ys}**: Resistencia a la tracción del acero (MPa).
- S**: Espaciamiento entre cerchas en dirección longitudinal (m).
- r_i**: Radio del túnel (m).
- θ**: Mitad del ángulo entre bloques de madera (en radianes). Para concreto lanzado de asume un valor bajo como 0,05.
- A_s**: Área de la sección de la cerca (m²).
- I_s**: Momento de inercia de la sección de la cerca (m⁴).
- D**: Ancho del perfil metálico.
- t_b**: Espesor del bloque de apoyo de madera. Es igual al espesor de la capa primaria de concreto lanzado (m).
- K_A**: Rigidez del sistema de cerchas.
- E_s**: Módulo de elasticidad del acero (MPa).
- B**: Ancho de cada bloque (m).

Los términos arcos y cerchas son semejantes. El método no es muy usado actualmente en proyectos subterráneos ya que está pensado para secciones circulares y usa bloques de madera como apoyo.

17.6.3.5.4. Arcos cedentes (arcos TH)

a. Presión radial sobre el sostenimiento

$$P_i = (1 - \sin \phi) \cdot \sigma_x \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^{f(\phi)-1} \quad [208]$$

Donde,

P_i: Presión radial uniforme sobre el sostenimiento.

φ: Ángulo de fricción interno de la roca.

σ_x: Presión de terreno equivalente a γ*z.

a: Radio final estimado.

b: Radio de la zona fracturada asumido.

f_(φ): Valores en función del ángulo de fricción de la roca (ver pág. 219).

Tabla 132. Valores de f(φ).

φ	Tan φ	f(φ)
20	0.36	2.0
26	0.47	2.5
30	0.57	3.0
37	0.75	4.0
42	0.90	5.0
46	1.03	6.0
49	1.15	7.0
51	1.23	8.0
55	1.43	10.0

Fuente: Manual de túneles y obras subterráneas, Universidad Politécnica de Madrid (2001).

b. Carga en arcos cedentes

$$F = P_i \cdot \alpha \cdot s \quad [209]$$

Donde,

F: Carga en cada poste de la excavación.

S: Espaciamiento entre cuadros.

✓ Radio final estimado

$$\alpha^2 = b^2 - K \cdot (b^2 - R^2) \quad [210]$$

Donde,

K: Coeficiente del volumen de expansión de la roca.

17.6.3.5.5. Expresiones simplificadas

Hoek & Brown (1980), y Brady & Brown (1985), presentan expresiones simplificadas que se han traducido aquí y que se presentan en la Tabla 133 (pág. 343).

17.6.3.6. Avance de excavación máximo y autosoporte

La distancia libre de sostenimiento máxima que sugieren los métodos por clasificaciones geomecánicas son:

17.6.3.6.1. RMR y Sistema Q

Propuesta por Bieniawski en 1989. En la Gráfica 41 (pág. 344), el autor incluye los valores de RMR y sistema Q siendo este último determinado por medio de la expresión $RMR=50+15\log Q$.

La gráfica contiene dos ejes principales que son el vertical que hace referencia al ancho del túnel o del techo del túnel sin soporte (roof span), y al horizontal que permite obtener el tiempo estimado (en horas) en el que la excavación puede permanecer sin sostenimiento.

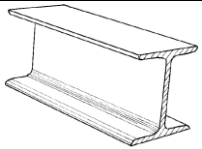
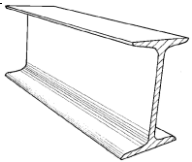
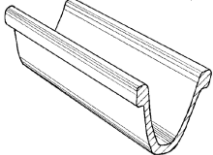
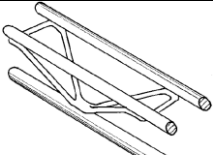
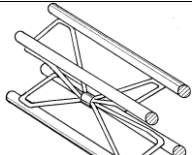
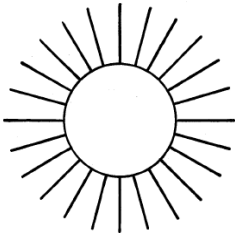
17.6.3.6.2. Sistema Q

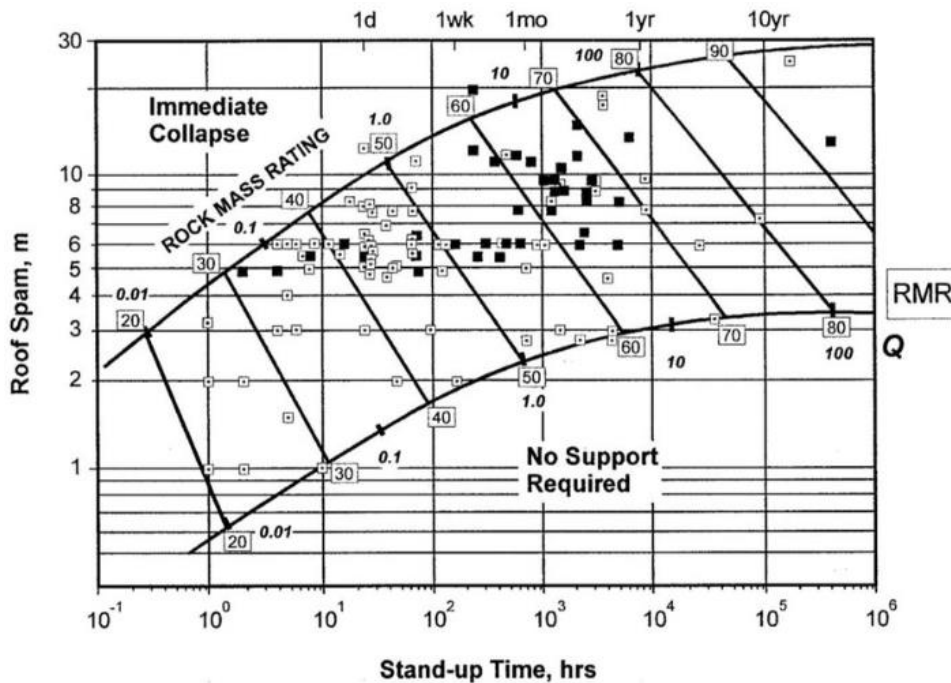
El método propone la siguiente expresión para determinar la distancia de avance máxima en la excavación del túnel:

$$F = 2 * Q^{0.66} \quad [211]$$

Donde,

Tabla 133. Expresiones simplificadas de la presión máxima de soporte.

Tipo de soporte	Ancho de la aleta (mm)	Profundidad de sección (mm)	Peso (kg/m)	Número de curva	Presión máxima de soporte $P_{i\text{máx}}$ (MPa) para un túnel de diámetro D (m) y espaciamiento entre ejes de s (m).
 Perfil de aleta ancha	305	305	97	1	$P_{i\text{máx.}}=19,9D^{-1,23}/s$
	203	203	67	2	$P_{i\text{máx.}}=13,2D^{-1,3}/s$
	150	150	32	3	$P_{i\text{máx.}}=7,0D^{-1,4}/s$
 Sección en I	203	254	82	4	$P_{i\text{máx.}}=17,6D^{-1,29}/s$
	152	203	52	5	$P_{i\text{máx.}}=11,1D^{-1,33}/s$
 Sección TH	171	138	38	6	$P_{i\text{máx.}}=15,5D^{-1,24}/s$
	124	108	21	7	$P_{i\text{máx.}}=8,8D^{-1,27}/s$
 Cercha de 3 barras	220	190	19	8	$P_{i\text{máx.}}=8,6D^{-1,03}/s$
	140	130	18		
 Cercha de 4 barras	220	280	29	9	$P_{i\text{máx.}}=18,3D^{-1,02}/s$
	140	200	26		
 Pernos o cables espaciados en una grilla de $S \times S$ metros.	Pernos de 34 mm		10	$P_{i\text{máx.}}=0,354/s^2$	
	Pernos de 25 mm		11	$P_{i\text{máx.}}=0,267/s^2$	
	Pernos de 19 mm		12	$P_{i\text{máx.}}=0,184/s^2$	
	Pernos de 17 mm		13	$P_{i\text{máx.}}=0,10/s^2$	
	SS39 Split set		14	$P_{i\text{máx.}}=0,05/s^2$	
	EXX Swellex		15	$P_{i\text{máx.}}=0,11/s^2$	
	20mm rebar		16	$P_{i\text{máx.}}=0,17/s^2$	
	22mm fibreglass		17	$P_{i\text{máx.}}=0,26/s^2$	
	Plain cable		18	$P_{i\text{máx.}}=0,15/s^2$	
Birdcage cable		19	$P_{i\text{máx.}}=0,30/s^2$		



Gráfica 41. Tiempo de autoapoyo con base en valores de RMR (Bieniawski, 1984).

F: Distancia de avance sin revestir (m).

Q: Índice Q (pág. 246).

17.6.3.6.3. Stini y Lauffer

Lauffer propuso que el claro activo (S) y el tiempo de sostén están en función de la calidad de la roca cuyo rango va desde roca muy buena (A) hasta roca muy mala (G) (véase Gráfica 42, pág. 345).

Los autores de la propuesta aclaran los términos anteriores así:

Tiempo de sostén: Lapso de tiempo durante el cual una excavación puede permanecer estable sin sostenimiento.

Claro activo: Es el espacio (también llamado claro) más grande que se puede dejar entre el frente de la excavación y el último sostenimiento colocado.

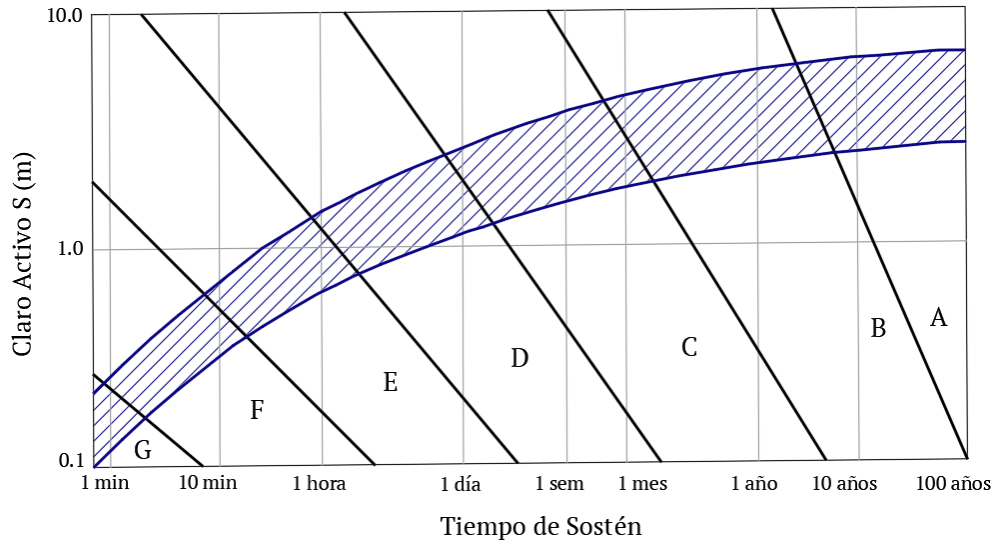
A esta propuesta es necesario complementar que el tiempo de sostenimiento depende, además, de la orientación del túnel con respecto al sistema estructural del macizo rocoso, la forma de la sección, el método de excavación y el tipo de sostenimiento como lo aclaran Gavilanes J. & Andrade Haro (2004).

17.6.3.7. Recomendaciones de soporte según Perri (2012)

El autor presenta una tabla con parámetros similares a los de Russo (1998). Aquí se muestra en la Tabla 134 (pág. 345).

17.6.3.8. Recomendaciones de soporte según el NATM

Las recomendaciones de excavación y soporte por este método se presentan en la Tabla 135 (pág. 346).



Gráfica 42. Relación entre el claro activo (S) y el tiempo de sostén para diferentes tipos de roca.
 Fuente: Gavilanes J. & Andrade Haro (2004).

Tabla 134. Clases de comportamiento del terreno y preselección del soporte según Perri (2012).

Clase	Comportamiento	Cobertura		Preselección del soporte
		Alta IC	Baja GSI	
A	Estabilidad al frente. Estabilidad en la cavidad. Eventuales inestabilidades (Cinematismos de bloques). FSf > 2,5 FSc > 2,5 $\epsilon < 1\%$ $\epsilon_0 < 0,5\%$ (Rp/Ro = 1)	>0,45	>60	Concreto Lanzado (5-10 cm) + Pernos L = 4 m (Eventuales)
B	Estabilidad al frente. Cavidad algo inestable. FSf ≈ 2 FSc ≈ 1 1% < ϵ < 2,5% $\epsilon_0 < 0,5\%$ (1 < Rp/Ro < 2)	0,3-0,45	40 - 60	Concreto Lanzado (10-15 cm) + Pernos (L = 4-6 m) (densidad 0,25/m ²) o, Costillas livianas @ 1,5 m.
C	Frente próximo al equilibrio. Cavidad inestable. FSf ≈ 1 FSc < 1 2,5% < ϵ < 5% 0,5% < ϵ_0 < 1% (2 < Rp/Ro < 4)	0,2-0,3	30 - 50	Concreto Lanzado (15-20 cm) + Pernos (L = 6 m) (densidad 0,5/m ²) o, Costillas livianas @ 1 m + Refuerzo del frente (eventual).
D	Frente inestable. Cavidad inestable (grandes deformaciones). FSf < 1 FSc << 1 5% < ϵ < 10% $\epsilon_0 > 1\%$ (Rp/Ro > 4)	0,15-0,2	20-40	Concreto Lanzado (20-25 cm) + Costillas pesadas @ 1 m o, Pernos (L = 6 - 9 m) (densidad 1/m ²) + Refuerzo del frente y extradós + Pernos de integración (eventuales).
E	Inestabilidad generalizada (macizo muy débil y/o zona de fallas) FSf << 1 FSc << 1 $\epsilon > 10\%$ $\epsilon_0 >> 1\%$ (Rp/Ro >> 4)	<0,15	<20	Concreto Lanzado (20-30 cm) + Costillas muy pesadas @ 1 m + Refuerzo del frente y extradós + Pernos de integración + Presoporte (eventual).

Fuente: Modificado de Perri (2012).

Tabla 135. Secuencias de excavación y soporte según el NATM

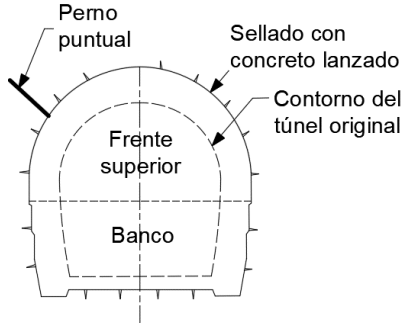
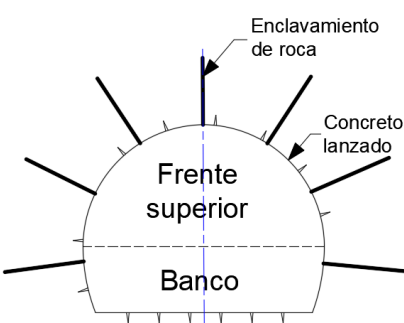
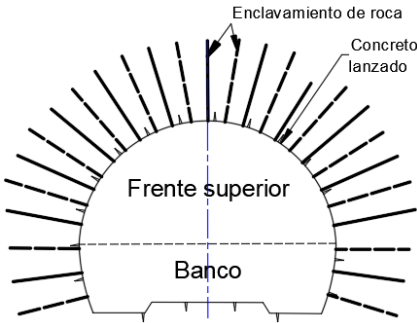
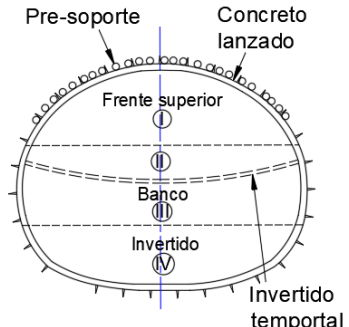
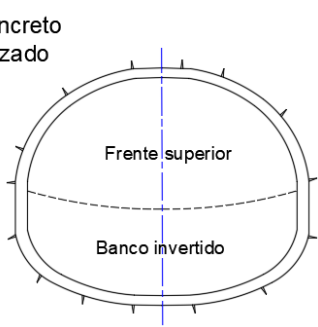
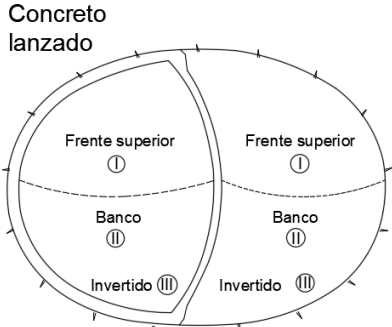
Descripción de categoría	Roca intacta	Roca estratificada	Roca fracturada
Sección transversal	 <p>Perno puntual</p> <p>Sellado con concreto lanzado</p> <p>Contorno del túnel original</p> <p>Frente superior</p> <p>Banco</p>	 <p>Enclavamiento de roca</p> <p>Concreto lanzado</p> <p>Frente superior</p> <p>Banco</p>	 <p>Enclavamiento de roca</p> <p>Concreto lanzado</p> <p>Frente superior</p> <p>Banco</p>
Tipo de sostenimiento	<ul style="list-style-type: none"> - Bulonado o pernado puntual. - Sellado ocasional de concreto lanzado. - Excavación a sección completa o parte superior de la galería de avance/berma. 	<ul style="list-style-type: none"> - Enclavamiento sistemático en la roca. - Revestimiento inicial de concreto lanzado sistemático. - Excavación en la parte superior hacia la galería de avance. - Excavación en los bancos de forma distante. 	<ul style="list-style-type: none"> - Enclavamiento sistemático en la roca. - Revestimiento inicial sistemático de concreto lanzado. - Excavación en la parte superior hacia la galería de avance. - Excavación en el banco resulta en cualquier momento.

Tabla 150. Secuencias de excavación y soporte según el NATM. (Continuación).

Descripción de categoría	Terreno blando-cobertura superficial	Terreno blando-nivel profundo	Terreno blando-nivel profundo
<p>Sección transversal</p>			
<p>Tipo de sostenimiento</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Presoporte sistemático. - Revestimiento inicial sistemático de concreto lanzado con el soporte temprano al cierre del anillo. - Excavación en la parte superior hacia la galería de avance (con solera invertida temporal), excavación de banco y solera invertida. 	<ul style="list-style-type: none"> - Revestimiento inicial sistemático de concreto lanzado con el soporte inmediato al cierre del anillo. - Excavación en la parte superior hacia la galería de avance, seguido de excavación de banco/solera. 	<ul style="list-style-type: none"> - Soporte sistemático de concreto lanzado con el cierre del anillo inmediato. - Subdivisión por secciones en la pared lateral. - Excavación en la parte superior hacia la galería de avance, seguido por excavación de banco y solera.

Fuente: Traducido, modificado y adaptado de *Excavation and support categories of NATM* (ŞEKER, 2012).

Tabla 136. Secuencias de excavación y sostenimiento propuestas por Rabcewicz.

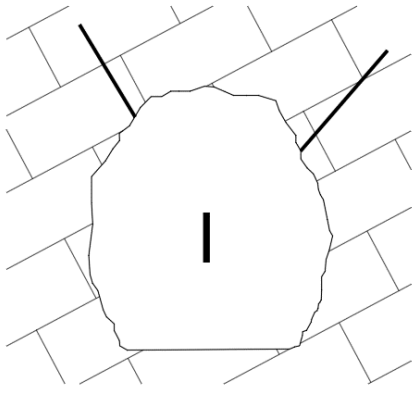
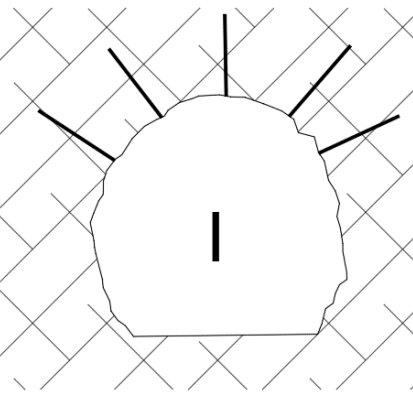
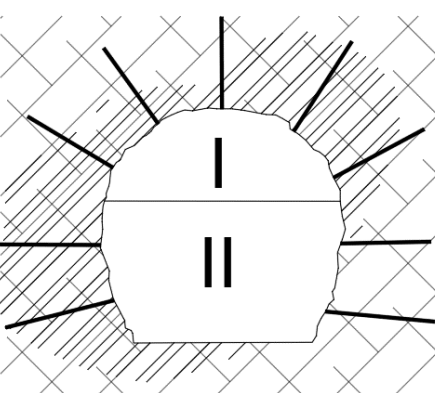
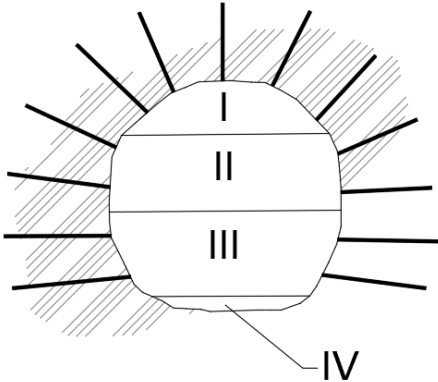
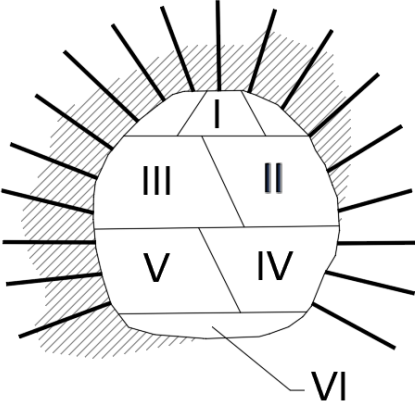
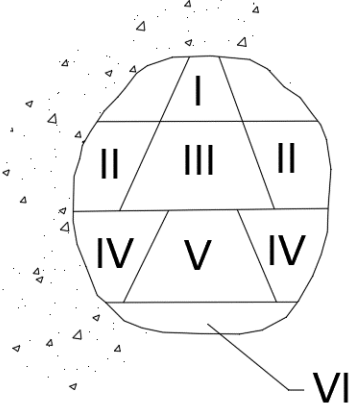
Tipo de macizo rocoso	Tipo I	Tipo II	Tipo III
Clase de terreno excavado	Roca estable o poco fracturada	Roca algo fracturada	Roca friable a muy friable
Fases de ejecución. Esquema			
Tipo de sostenimiento	Pernos aislados donde lo requiera el terreno.	Concreto lanzado, pernos, sostenimientos sistemáticos en la bóveda, y cuando se requiera concreto lanzado en los hastiales.	Sostenimiento sistemático en bóveda y hastiales. Concreto lanzado, pernos y mallas.

Tabla 151. Secuencias de excavación y sostenimiento propuestas por Rabcewicz. (Continuación).

Tipo de macizo rocoso	Tipo IV	Tipo Va	Tipo Vb
Clase de terreno excavado	Roca de empuje inmediato	Roca de empuje inmediato fuerte	Roca sin cohesión alguna
Fases de ejecución. Esquema			
Tipo de sostenimiento	Sostenimiento sistemático en toda la sección. Concreto lanzado + pernos + mallas.	Sostenimiento sistemático en toda la sección en dos alternativas: - Concreto lanzado + pernos + mallas. - Concreto lanzado + cerchas metálicas + arcos invertidos (proporciona soporte lateral) metálicos o concreto.	

Fuente: Traducido, modificado y adaptado de *Excavation and support categories of NATM*, (ŞEKER, 2012).

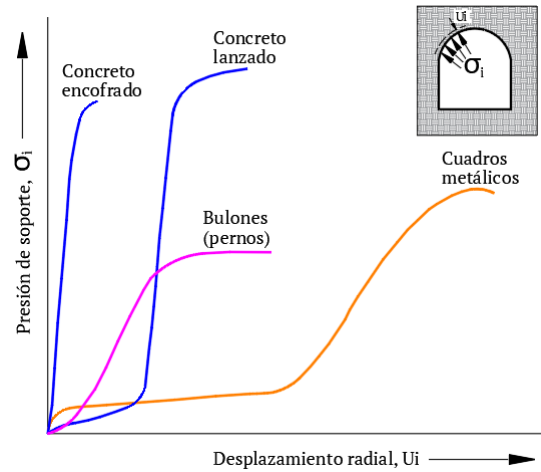
Nota a la Tabla 134: Los términos usados en la Tabla 134 son: FS: Factor de Seguridad entre resistencia del material y solicitaciones por esfuerzos de la excavación, ϵ : deformación radial libre de la cavidad (relación porcentual entre el desplazamiento radial y el radio de la galería- R_o), ϵ_o : deformación radial al frente, R_p : Radio plástico, R_p/R_o : Plastificación, IC: índice de competencia de la excavación, FS_f : Factor de seguridad en el frente, FS_c : Factor de seguridad en el contorno.

17.6.3.9. Recomendaciones de soporte según Rabcewicz

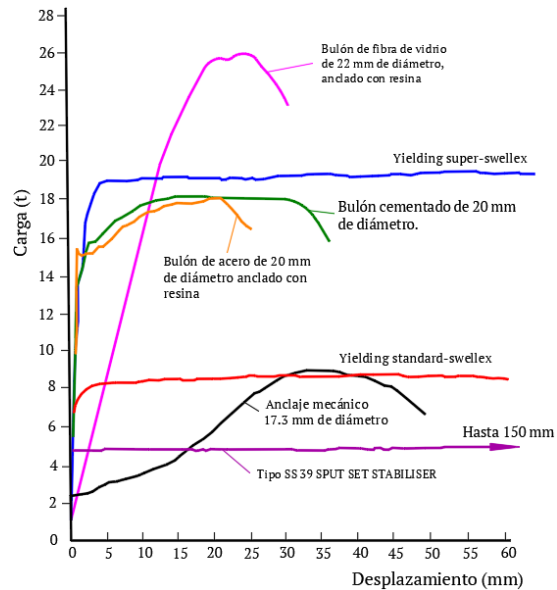
Las recomendaciones de excavación y soporte de la propuesta de Rabcewicz se presentan en la Tabla 136 (pág. 348).

17.6.3.10. Comportamiento de los soportes: Curva de reacción

A nivel de esfuerzo-deformación, los soportes tienen una tendencia de comportamiento que va a ser útil conocer para el momento de generar la interacción con la curva característica del terreno (ver pág. 386). Con base en la curva esfuerzo-deformación de los soportes se puede inferir si su comportamiento es dúctil (grandes deformaciones antes de la falla) o frágil (poca deformación antes de la falla). En la Gráfica 43 (pág. 350), se presenta la curva de reacción de algunos soportes como concreto encofrado, concreto lanzado, pernos y cuadros metálicos. Así mismo, en la Gráfica 43 (pág. 350) y Gráfica 44 (pág. 350) se presenta algunos tipos de bulones o pernos y sus curvas de comportamiento.



Gráfica 43. Curva característica de soportes.
Fuente: Adaptado de Hoek (1980)



Gráfica 44. Curva característica para diferentes tipos de bulones.
Fuente: Adaptado de Stillborg (1990).

17.6.3.11. Ejemplos gráficos de soportes

17.6.3.11.1. Mallas



Imagen 92. Mallas metálicas.

Fuente: <https://tinyurl.com/kz4hvezct>



Imagen 93. Instalación de mallas-Túnel Base Brenner entre Australia e Italia, 2025.

Fuente: Recuperado de <https://tinyurl.com/5n9bcm2j>

17.6.3.11.2. Arcos cedentes

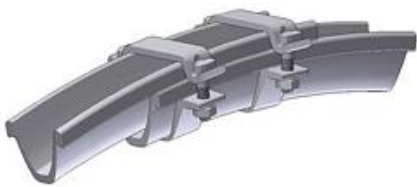


Imagen 94. Arcos cedentes.

Fuente: <https://tinyurl.com/c8uxdt48>



Imagen 95. Arcos cedentes en bodega.

Fuente: <https://www.bulteck.com/arcos/>

17.6.3.11.3. Concreto lanzado



Imagen 96. Concreto lanzado.

Fuente: <https://tinyurl.com/ybp7rwyz>

17.6.3.11.4. Arcos metálicos o Marcos de acero



Imagen 97. Ejemplo de uso de arcos.

17.6.3.11.5. Pernos de anclaje



Imagen 98. Pernos de anclaje.

Fuente: <https://tinyurl.com/45ezk5sf>

17.6.3.11.6. Lattice girder

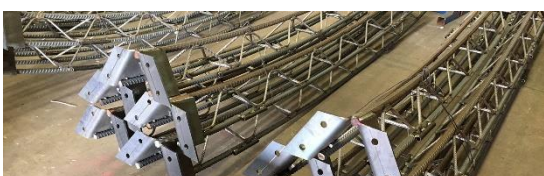


Imagen 99. Lattice Girder.

Fuente: <https://tinyurl.com/382jzub2>

17.6.3.12. Afectación de resistencia de los soportes por sustancias agresivas

Tabla 137. Reducción de resistencia de los materiales de soporte por contacto con sustancias agresivas.

Sustancia	Bajo	Medio	Alto	Severo
Valor de PH	6.5-5.5	5.5-4.5	4.5-4.0	<4.0
Sales (%)	1.0-4.3	4.3-7.5	7.5-12.5	>12.5
CO ₂ (mg/l)	15-30	30-60	60-100	>100
Nitratos y Amonio (mg/l)	15-30	31-60	60-100	>100
Óxido de magnesio (mg/l)	100-300	300-1500	1500-3000	>3000
Cloruro (mg/l)	100-300	300-1500	1500-3000	>3000

Sustancia	Bajo	Medio	Alto	Severo
Sulfatos (mg/l)	200-600	300-3000	3000-6000	>6000
% de reducción de la resistencia	10	20	35	50

Fuente: Instituto Nacional de Vías (2020).

EXCAVACIÓN DE TÚNELES

En las secciones anteriores, se desarrollaron los tópicos de filosofías de diseño y construcción de túneles (pág., 318), técnicas de mejoramiento del terreno (pág., 329), y soportes (pág., 329). Resta presentar el tópico de excavación de túneles según se mencionó en el apartado 17.6 (pág. 317). A continuación, se desarrolla este tópico.

17.6.4. Excavación de túneles

17.6.4.1. Programa de excavación

La excavación de un túnel es la remoción de material del macizo rocoso de tal forma que se logre la forma y dimensiones de la sección establecida, así como su estabilidad y aspectos de comportamiento previstos en el diseño.

La definición de un programa de excavación (maquinaria a usar, rendimientos, tipos de avance, etc.) de un túnel exige contar con la siguiente información para su construcción:

- Propiedades del macizo rocoso (abrasividad, dureza, resistencia a la compresión y tracción, estructura geológica) (ver pág. 157).
- Tiempos de autoaporte.

- Soportes definidos por cada tipo de terreno incluyendo manejo de aguas.

Un programa de excavación se construye a partir de la información mencionada y define lo siguiente:

- Método de excavación.
- Secuencias de excavación.
- Avances o rendimientos.
- Maquinaria a usar.
- Rendimientos de los equipos.

A continuación, se desarrolla cada uno de los aspectos que define el programa de excavación luego de presentar una introducción sobre la excavabilidad del terreno.

17.6.4.2. Excavabilidad del terreno

La excavabilidad hace referencia a la facilidad con la que puede ser excavado el terreno. Para ello, se requiere conocer propiedades como la abrasividad, dureza, resistencia, estructura, textura, entre otras propiedades que se definen desde la etapa de identificación y caracterización de materiales y macizo rocoso (pág. 157). Nótese que la excavabilidad del terreno a lo largo del alineamiento del túnel puede ser variable y, por lo tanto, la elección del método de excavación puede no ser única en todo el trazado.

El término *ripabilidad*, es la facilidad con la que el macizo es fracturado por medios mecánicos como el Ripper o escarificador (no se usan voladuras). Por otro lado, se puede encontrar también que el término *excavabilidad* en ocasiones hace referencia, en la literatura, al terreno que puede ser excavado por métodos manuales (pala, pica, excavadoras, etc.). En este manual, el término

excavabilidad hace referencia a la facilidad con la que puede ser excavado el material o al proceso de avance por entre el macizo rocoso.

Algunos métodos para determinar la excavabilidad de macizos rocosos se presentan a continuación con base en López Jimeno, *et al* (1997).

17.6.4.2.1. Método de Weaver (1975)

Evalúa seis propiedades del macizo rocoso en la que se le asigna un valor a cada una y al final, con la suma de los valores, se determina la valoración de la ripabilidad. Para lo anterior, el método sugiere el uso de la Tabla 138 (pág. 354).

17.6.4.2.2. Método de Kirsten (1982)

Se evalúa la facilidad de ripabilidad del macizo con base en el índice N:

$$N = M_s \frac{RQD}{J_n} * J_s * \frac{J_r}{J_a} \quad [212]$$

Donde,

M_s: Resistencia a la compresión de las rocas (MPa).

RQD: Designación de la calidad de la roca (%).

J_n, J_r: Parámetros del sistema de clasificación Q de Barton.

J_s: Valor de la disposición relativa de los bloques inclinados según la dirección de arranque. Para material intacto, J_s=1.0

J_a: Factor de alteración de la junta.

Una vez se obtiene el valor de N, se clasifica al macizo rocoso dentro de la categoría que corresponde:

Tabla 138. Clasificación de excavabilidad de macizos rocosos por el método de Weaver (1975).

VALUACIÓN DE PARÁMETROS					
Clase de Roca	I	II	III	IV	V
Descripción de la roca	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Velocidad sísmica (m/s)	>2150	2150-1850	1850-1500	1500- 1200	1200-450
Valoración A	26	24	20	12	5
Dureza Roca	Extremadamente roca	Muy dura	Dura	Blanda	Muy blanda
Valoración B	10	5	2	1	0
Alteración	Sana	Ligeramente alterada	Alterada	Muy alterada	Completamente alterada
Valoración C	10	5	2	1	0
Espaciado de juntas (mm)	>3000	3000-1000	1000-300	300-50	<50
Valoración D	10	5	2	1	0
Continuidad de las juntas	Discontinuas	Poco continuas	Continuas sin relleno	Continuas con algún relleno	Continua con relleno
Valoración E	10	5	2	1	0
Relleno en las juntas	Cerradas	Algo separadas	Separación <1 mm	Relleno < 5 mm	Relleno > 5 mm
Valoración F	5	5	4	3	1
Orientación de dirección y buzamiento	Muy desfavorable	Desfavorable	Poco desfavorable	Favorable	Muy favorable
Valoración G	15	13	10	5	3
CLASIFICACIÓN					
Valoración Total (A+B+C+D+E+F+G)	100 - 90	90 - 70*	70 - 50	50 - 25	<25
Valoración de la Ripabilidad	Voladura	Extremadamente difícil de repar. Voladura	Muy difícil de repar.	Difícil de repar.	Fácilmente ripable.
Selección de maquinaria	--	DD9G/D9G	D9/D8	D8/D7	D7
Potencia (CV)	--	770/385	385/270	270/180	180
kW	--	575/290	290/200	200/135	135

* La puntuación por encima de 75 se considera como no ripable sin prevoladura.

Fuente: Modificado de López Jimeno, et al (1997).

Tabla 139. Categoría de ripabilidad con base en el valor N-Método de Kirsten

Valor de N	Categoría
1 < N < 10	Fácilmente ripable
10 < N < 100	Ripado duro
100 < N < 1000	Ripado muy duro
1000 < N < 10000	Ripado extremadamente duro/voladura
N > 10000	Voladura

17.6.4.2.3. Método de Scoble y Muftuoglu (1984)

En este método se evalúan cuatro características del macizo rocoso para determinar un índice de excavabilidad (IE), estas son: Alteración (W), resistencia a la compresión simple de la roca (S), separación entre diaclasas (J) y potencia de estratos (B). El índice de excavabilidad, se obtiene con la suma de los parámetros así:

$$IE = W + S + J + B \quad [213]$$

Los valores que se le asignan a cada parámetro, así como la clasificación del macizo, se presentan en la

Tabla 142 (pág. 356) y Tabla 143 (pág. 356).

17.6.4.2.4. Método de Hadjigeorgiou y Scoble (1988)

Al igual que el método anterior, se evalúan cuatro parámetros: Resistencia a Carga Puntual (I_s), tamaño del bloque (B_s), alteración (W), y disposición estructural relativa (J_s). Al sumar la valoración que se le asigna a cada parámetro, se obtiene un índice de excavabilidad (IE) actualizado con relación al método anterior que se determina por medio de la siguiente expresión:

$$IE = (I_s + B_s) * W * J_s \quad [214]$$

Con el valor de IE , es posible clasificar al macizo rocoso según corresponda (Tabla 140, pág. 356):

Tabla 140. Clasificación del macizo rocoso con base en el Índice de Excavabilidad

Índice de Excavabilidad	Clase	Facilidad de excavación
<20	1	Muy fácil
20-30	2	Fácil
30-45	3	Difícil
45-55	4	Muy difícil
>55	5	Voladura

En la Tabla 144 (pág. 357), se presenta la valuación de los parámetros para determina el IE .

17.6.4.2.5. Método de Singh (1989)

El método es para estimar el Índice de Ripabilidad (IP) para evaluar la facilidad del arranque mecánico con tractores de oruga de tipo convencional como lo indica López Jimeno, *et al* (1997). Se evalúan los siguientes parámetros: Espaciamiento entre discontinuidades, medido mediante registro lineal; resistencia a la tracción, estimada a partir del ensayo de carga puntual o ensayo brasileño; grado meteorización, por observación visual; grado de abrasividad, determinado por el índice de Cerchar.

A cada uno de esos parámetros se les asigna un valor, se suman y, con base en el resultado, se clasifica el macizo así:

Tabla 141. Clasificación de ripabilidad según el Método de Singh

IR	Ripabilidad
<22	Fácilmente ripables.
22-44	Moderadamente ripables.
44-66	Difícilmente ripables.
66-88	Ripabilidad marginal.
>88	Fragmentación con voladuras.

La valuación de cada parámetro se presenta en la Tabla 145 (pág. 357).

17.6.4.3. Métodos de excavación y construcción de túneles

Los métodos de excavación hacen referencia a la forma en cómo se va a remover el material del macizo rocoso para formar el túnel (ver ejemplo en Imagen 100, pág. 358). Es decir, definen las zonas a excavar y los equipos a usar. De lo anterior, se infiere que los métodos de excavación se componen de dos elementos principales:

- Secuencias de excavación y,
- Medios para excavación del macizo rocoso.

Tabla 142. Valuación de parámetros del método de Scoble y Muftuoglu (1984).

Parámetros	Clases de macizos rocosos				
	1	2	3	4	5
Alteración	Intensa	Alta	Moderada	Ligera	Nula
Valoración (W)	<0	5	15	20	25
Resistencia de la roca (MPa)	<20	20-60	40-60	60-100	>100
Compresión simple (MPa) $I_{s(50)}$	<0,5	0,5-1,5	1,5-2,0	2-3,5	>3,5
Valoración (S)	0	10	15	20	25
Separación entre diaclasas (m)	0,3	0,6-1,5	0,6-1,5	1,5-2	>2
Valoración (J)	5	15	30	45	50
Potencia de estratos (m)	<0,1	0,1-0,3	0,3-0,6	0,6-1,5	>1,5
Valoración (B)	0	5	10	20	30

Tabla 143. Clasificación de excavabilidad de macizos rocosos por el método de Scoble y Muftuoglu (1984).

Índice (W+S+J+B)	Clase	Facilidad de excavación	Equipo de excavación	Modelos de equipos empleados
<40	1	Muy fácil	Tractores de ripado Dragalinas Excavadoras	A. Tractor (Cat. D8) B. Dragalina >5 m ² (Lima 2400) C. Excavadora de cables >3 m ³ (Ruston Bucyrus 71 RB)
40-50	2	Fácil		A. Tractor (Cat. D9) B. Dragalina >8 m ² (Marion 195) C. Excavadora de cables >5 m ³ (Ruston Bucyrus 150 RB)
50-60	3	Moderadamente difícil	Dragalinas	A. Tractor - Excavadora - Pala Cargadora (Cat. D9) B. Excavadora hidráulica >3 m ³ (Cat. 245)
60-70	4	Difícil	Excavadoras	A. Tractor - Excavadora - Pala Cargadora (Cat. D10) B. Excavadora hidráulica >3 m ³ (Cat. 245 ò O&K RH40)
70-95	5	Muy difícil	Excavadoras	Excavadora hidráulica >3 m ³ (Cat. 245 ò O&K RH40)
95-100	6	Extremadamente difícil		Demag H111 Excavadoras Poclairn 1000 CK hidráulicas P&H 1200 > 7 m ³ R H 75
>100	7	Marginal sin voladura		Demag H185 Excavadoras Demag H 241 hidráulicas. O&K RH300 >10 m ³

Tabla 144. Valuación de parámetros del método de Hadjigeorgiou y Scoble (1988).

Clase	1	2	3	4	5
Resistencia bajo carga puntual: $I_{s(50)}$	0,5	0,5-1,5	1,5-2,0	2,0- 3,4	>3,5
Valoración (I_s)	0	10	15	20	25
Tamaño de bloque	Muy pequeño	Pequeño	Medio	Grande	Muy grande
J_v (Juntas/m ³)	30	10-30	3-10	1 - 3	1
Valoración (B_s)	5	15	30	45	50
Alteración					
Valoración (W)	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Disposición estructural relativa	Muy favorable	Favorable	Ligeramente favorable	Desfavorable	Muy desfavorable
Valoración (J_s)	0,5	0,7	1,0	1,3	1,5

Tabla 145. Valuación de parámetros del método de Singh (1989).

VALUACIÓN DE PARÁMETROS					
Parámetros	Clases de macizos rocosos				
	I	II	III	IV	V
Resistencia a la tracción	<2	2 - 6	6 - 10	10 - 15	>15
Valoración	0-4	4-8	8-12	12-16	16-20
Grado de alteración	Completo	Alto	Moderado	Ligero	Nulo
Valoración	0-4	4-8	8-12	12-16	16-20
Grado de abrasividad	Muy bajo	Bajo	Moderado	Alto	Extremo
Valoración	0-4	4-8	8-12	12-16	16-20
Espaciamiento entre discontinuidades (m)	<0,06	0,06-0,3	0,3-1	1-2	>2
Valoración	0 - 10	10 - 20	20 - 30	30 - 40	40 - 50
CLASIFICACIÓN					
Valoración Total	<22	22-44	44-66	66-88	>88
Ripabilidad	Fácil	Moderado	Difícil	Marginal	Voladuras
Tractor recomendado	Ninguno - Clase 1 Ligero	Clase 2 Medio	Clase 3 Pesado	Clase 5 Muy pesado	Clase 5 ---
Potencia (kW)	<150	150-250	250-350	>350	---
Peso (t)	<25	25-35	35-55	>55	---



Imagen 100. Ejemplo de excavación de túneles-Túnel Base Brenner entre Australia e Italia, 2025.

Fuente: Recuperado de <https://tinyurl.com/5n9bcm2j>

Las secuencias de excavación integran, a su vez, secuencias de construcción de métodos de estabilización y revestimiento.

17.6.4.3.1. Secuencias de excavación y construcción

Un túnel puede ser construido excavando la sección completa del frente o por partes (secciones parciales).

Para definir si un tramo se va a excavar por secciones parciales o completa hace falta conocer las propiedades de resistencia y características litológicas y estructurales del macizo rocoso, condiciones de agua en el medio, redistribución de esfuerzos, disponibilidad de equipos, geometría y dimensiones de la sección, etc.

Kolymbas (2005) sugiere que para secciones transversales de más de 30 a 50 m² en rocas débiles el frente debe ser reforzado o excavado en partes.

Los métodos que sugieren secuencias de excavación e instalación de sostenimientos son:

- Métodos convencionales.
- Secuencias de excavación del Nuevo Método Austriaco de Tünelo.

17.6.4.3.1.1. Métodos convencionales

Estos métodos establecen, mediante numeración, las secciones del túnel que serán excavadas en un orden lógico numérico, así como la secuencia de instalación de soportes.

Los métodos convencionales son:

a. Método Inglés

Como se observa en la Ilustración 73, inicia por el centro de la zona de la bóveda, se amplía hacia el costado derecho e izquierdo, y luego desciende hasta la solera con avances verticales de ancho completo.

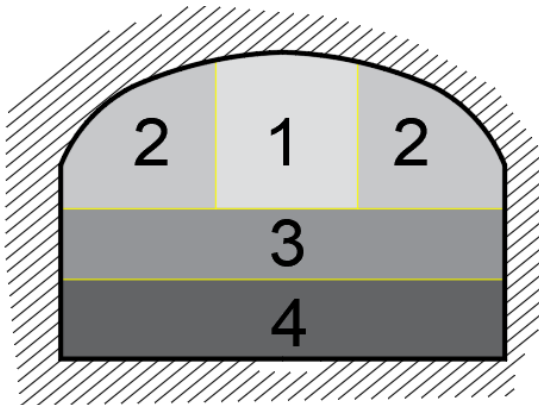


Ilustración 73. Secuencia de excavación del Método Inglés.

Este método se aplicó en Inglaterra, lugar que cuenta con terrenos más que todo de arcillas y areniscas indica Yepes (2016) por medio de la página web de la Universidad Politécnica de Valencia, quien, además, expresa que:

Este método se aplica a túneles de pequeña sección, con un diámetro no mayor a 15 m², lo que permite corregir cualquier imprevisto durante la excavación.

Aprovechando la Ilustración 73 (pág. 359), se recuerda que la excavación de las secciones 3 y 4 se le conoce como destroza, es decir, la excavación desde el nivel de la bóveda al nivel de la solera o contrabóveda.

b. Método Belga

Este es conocido también como: Método Clásico de Madrid o Método de Galería de

Clave. La Ilustración 74 muestra la secuencia típica de este método.

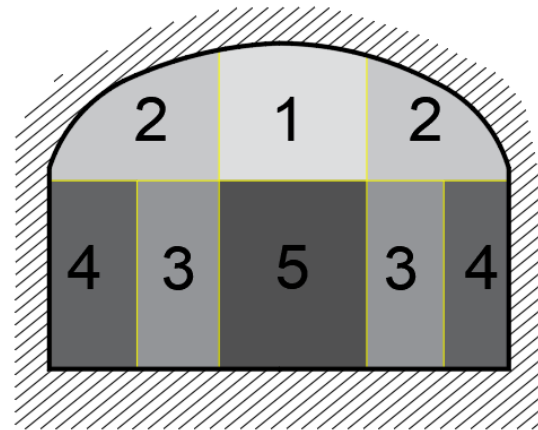


Ilustración 74. Secuencia de excavación del Método Belga.

El proceso de excavación y colocación de soportes es:

- Excavación de la bóveda (secciones 1 y 2 de la Ilustración 74).
- Revestimiento en concreto de la bóveda.
- Excavación y entibación de paredes (secciones 3 y 4, incluyendo parte de la sección 5).
- Revestimiento en concreto de las paredes.
- Construcción de la solera.

Contreras Carrillo (2019), expresa, con relación a este método, que:

Es considerado como uno de los métodos de excavación más seguros, ya que se caracteriza por trabajar con secciones de avance muy pequeñas inferiores a 3m². Esta característica permite que el método sea aplicable para todo tipo de terreno, en especial para terrenos blandos o suelos de baja estabilidad.

Yepes (2013), mediante la página web de la Universidad Politécnica de Valencia, expresa que:

Este método es adecuado para túneles con una anchura máxima de 11 m, incluyendo un espacio máximo de 8 m de ancho y 3 m de ambos hastiales.

c. Método Alemán

Se emplea cuando:

El terreno es muy malo y resulta peligroso descalzar parte de la bóveda para ejecutar los hastiales, como es el caso del método belga. (Yepes, 2016).

Adicional, indica que:

Con este procedimiento se puede reaccionar con mayor rapidez que el método belga en el caso de aparecer agua, en terrenos sueltos o capas arenosas. Además, permite reducir los posibles asentamientos diferenciales que producirían grietas en la bóveda y asentamientos en superficie. [...] Este procedimiento permite la construcción de grandes secciones de túnel sin que el frente abierto supere los 3 a 5 m².

El proceso de excavación e instalación de soporte es:

- Excavación de dos galerías (sección 1 de la Ilustración 75). Generalmente las secciones se hacen de 25 a 30 m de longitud.
- Excavación de las galerías que corresponden a la sección 2.
- Excavación de la galería central (sección 3) y ensanchamiento lateral (sección 4).

- Apuntalamiento y revestimiento del arco superior.
- Excavación sección 5.

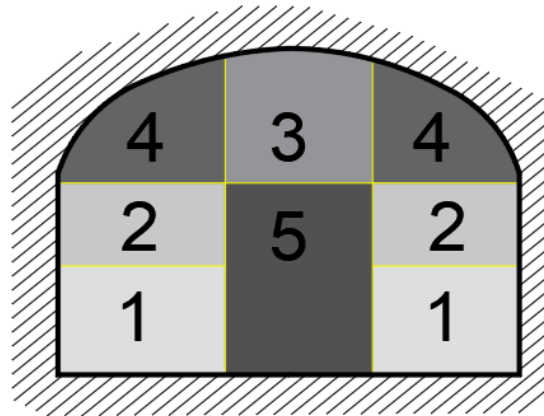


Ilustración 75. Secuencia de excavación del Método Alemán.

d. Método Austriaco

La secuencia de excavación de este método es (Ilustración 76, pág. 360).

Contreras Carrillo (2019) expresa que:

En este método el frente puede ser excavado a sección completa, lo que implica un alto riesgo de inestabilidad y desplome del frente de excavación. Esta característica limita su utilización en materiales de baja resistencia o suelos blandos.

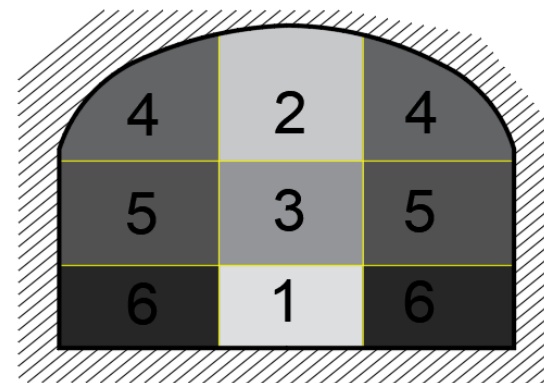


Ilustración 76. Secuencias de excavación del Método Austriaco.

17.6.4.3.1.2. Conclusión sobre los métodos convencionales

- Son métodos con rendimientos variables.
- La estabilidad progresiva en la secuencia de excavación depende del material y condiciones de agua, esfuerzos, etc., por lo que no se pueden aplicar apresuradamente.
- Filosofía de excavación y construcción de los métodos convencionales: No dejar deformar el

macizo, soportes muy rígidos y rústicos que lidien con la carga del terreno generada desde las deformaciones elásticas en adelante, revestimientos de gran espesor.

17.6.4.3.1.3. Antiguo Método Austriaco de Tünelo

La Ilustración 77 (pág. 361) e Ilustración 78 (pág. 361) muestran la secuencia de excavación de este método.

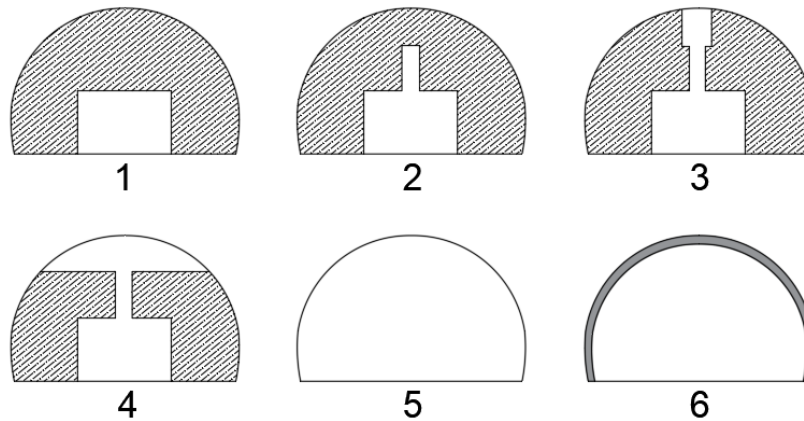


Ilustración 77. Secuencia de excavación del Antiguo Método Austriaco de Tünelo. Fuente: Kolymbas (2005).

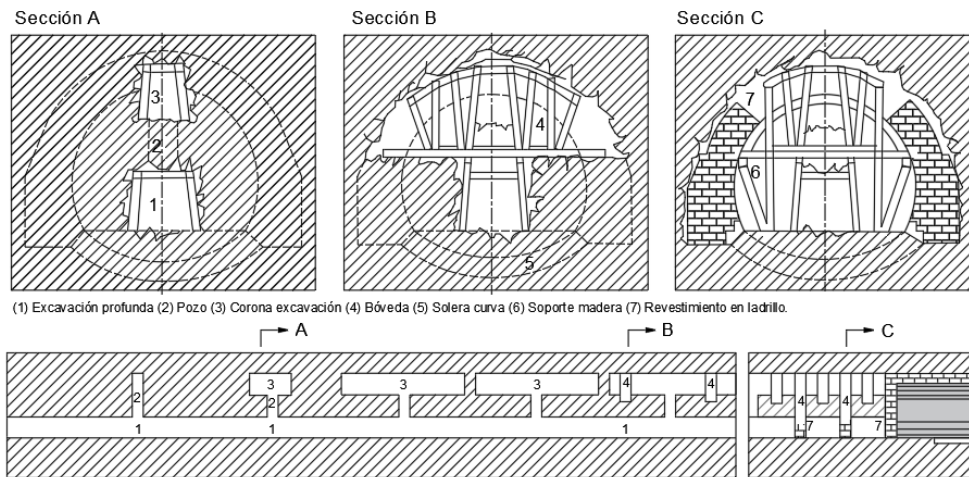


Ilustración 78. Antiguo Método Austriaco de Tünelo, donde se es instalado el soporte rígido en el túnel paso a paso en varios tramos del perfil del túnel. (Después Braun, 1980).

Fuente: Adaptado de Palmstron (1993).

17.6.4.3.1.4. Nuevo Método Austriaco de Tüneleo (NATM)

Este método hace parte de una las técnicas de construcción disponibles para túneles, se desarrolla en la página 318 de este manual.

El autor del método, Rabcewicz (1965), propuso un esquema secuencial de excavación (Ilustración 79, pág. 362) que hace parte del NATM y que se presentó en la Tabla 136 (pág. 348) con macizo rocoso tipo Vb. Esta secuencia se describe a continuación:

- Excavación de la zona perimetral de la bóveda (zona I de la Ilustración 79, pág. 362) y cubrimiento inmediato con concreto lanzado (II).
- Remoción del material de la zona III.
- Excavación de las zonas IV, y colocación de concreto lanzado y estructuras de refuerzo adicional (V)

- Excavación de la zona VI.
- Construcción del arco invertido (VII), instalación de membrana aislante (VIII) y, construcción de revestimiento exterior (IX).



Imagen 101. Excavación sugerida por el NATM en terreno con squeezing o terrenos sueltos.

Adicional, el método sugiere las siguientes secuencias dependiendo de la clase de roca como se presentó en la Tabla 135 (pág. 346).

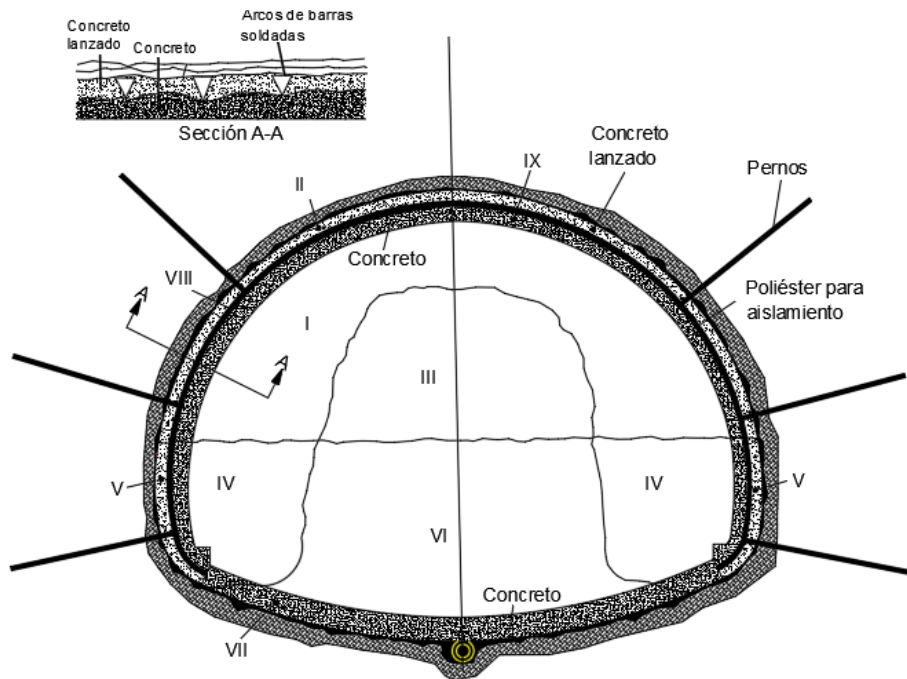


Ilustración 79. Procedimiento de excavación y soportes del método NATM.

Fuente: Adaptado y modificado de Karakus & Fowell (2004).

17.6.4.3.1.5. Clasificaciones geomecánicas

La clasificación geomecánica RMR (pág. 258) contiene, para cada tipo de roca en función de la valoración de sus características mecánicas, recomendaciones de excavación que se presentaron en la página 330 de este manual.

17.6.4.3.1.6. Otros métodos de secciones parciales

Las siguientes son otras secuencias de excavación que se emplean en la construcción de túneles actuales, en ellas se excava e instala soporte consecutivamente:

- Secuencia de excavación de la bóveda primero (Top heading).
- Secuencia de excavación de galerías laterales primero (sidewall drift). (Figura 4 de la Ilustración 80, pág. 363).

Kolymbas (2005) expresa que el método de excavar las galerías laterales primero es aproximadamente 50% más costosas y más lentas que el de la excavación de la bóveda primero por lo que se prefiere ejecutar en suelos o roca de baja resistencia.

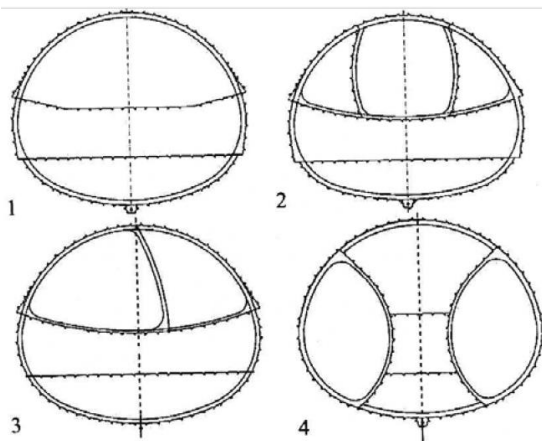


Ilustración 80. Varios tipos de excavación por secciones parciales. Las secciones excavadas son soportadas consecutivamente.

17.6.4.3.1.7. Juntas constructivas en el revestimiento

Cuando la excavación se ejecuta en secciones parciales se va construyendo el revestimiento por partes (p. ej., primero revestimiento de hastiales, excavación de bóveda, y finalmente revestimiento de bóveda), lo que genera juntas de discontinuidad en el revestimiento que deben ser atendidas minuciosamente para evitar infiltraciones, zonas de debilidad en la transmisión de esfuerzos, deformaciones no contempladas, etc.

17.6.4.3.2. Medios para excavación del macizo rocoso

Estos medios hacen referencia a la forma en cómo el material del macizo será removido para generar la geometría y estabilización de la sección del túnel. De esta forma, el material puede ser removido por medios mecanizados, o por perforación y voladura.

17.6.4.3.2.1. Mecanizados

La maquinaria disponible para remoción de material en un macizo rocoso es:

- Martillos neumáticos.
- Excavadoras.
- Roadheaders.
- Máquina Perforadora de Túneles.

a. Martillos neumáticos e hidráulicos

Usados principalmente para rocas débiles, es decir, rocas fracturadas y/o blandas. Su rendimiento con base en la resistencia a la compresión confinada de la roca es aproximadamente la presentada por Kolymbas (2005):

Tabla 146. Rendimiento aproximado de martillos neumáticos e hidráulicos

Resistencia a la compresión (MPa)	Capacidad de excavación (m ³ /h)
40-50	40
70-80	26
80-100	20

Su uso puede limitarse a rocas de hasta 20 o 30 MPa de resistencia a la compresión simple.

Un ejemplo de martillo hidráulico se presenta en la Imagen 102 (pág. 366).

b. Excavadoras

Esta maquinaria (Imagen 103, pág. 366) se emplea para rocas débiles, la ripabilidad de la roca puede ser lograda si $30 < \text{RMR} < 60$ o si la velocidad de ondas P se encuentran entre 1 y 2 km/s. (Kolymbas, 2005). Las excavadoras no deben ser confundidas con retroexcavadoras para trabajos convencionales en obras superficiales, las que se usan para túneles contienen especificaciones diferentes.

c. Roadheaders

Usados para rocas de resistencia moderada, roca estratificada o fracturada. (Imagen 104, pág. 367). También conocidas como rozadoras o minadoras. La reacción viene dada por su peso. Se puede limitar su uso hasta rocas de 40 MPa de resistencia a la compresión simple, y con contenido de sílice de menos de 75%.

Los tipos de rozadoras son: de brazo, de tambor, de cadenas, de sección plena, de superficie.

d. Tuneladoras

Son conocidas más usualmente como TBM, siglas en inglés que hacen referencia a Tunnel Boring Machine.

Kolymbas (2005) expresa que, su uso aplica cuando la roca no es muy abrasiva y su resistencia es entre media a alta, es decir, $50 < q_u < 300 \text{ MN/m}^2$. Adicional, menciona que para su uso requiere que el alineamiento del túnel tenga mínimo un radio de curvatura de 40 a 80 m, aunque con el equipo trasero el radio mínimo requerido es de 150 a 450 m para su uso. La Imagen 105 (pág. 367) presenta un ejemplo de TBM.

Los tipos de TBM son: tipo Kelly, con viga principal, de escudo simple, de doble escudo.

- **Evaluación de la aplicabilidad de TBMs**

Según D.R. Brox (2017) para evaluar si es posible excavar un túnel con TBM se requiere conocer la siguiente información:

- Longitud del túnel.
- Disponibilidad de acceso al lugar.
- Espacio y ubicación del portal del túnel.
- Disponibilidad de energía eléctrica.
- Experiencia.
- La naturaleza de las condiciones geológico-geotécnicas.
- Condiciones hidrogeológicas.
- Resistencia de la roca.
- Abrasividad.
- Durabilidad.
- Número, naturaleza, extensión, y ubicación de fallas geológicas a lo largo del alineamiento del túnel.

Además, menciona que bajo las siguientes condiciones, puede ser considerado técnicamente viable el uso de TBM:

- Túneles largos que no contengan curvas pronunciadas.
- Baja pendiente de alineamiento vertical ($< 4\%$). Aunque se podría usar con más pendiente, pero tocaría con equipo adicional.
- Espacio adecuado en el portal para el ensamble del equipo.
- Espacio adecuado en el portal para el sistema de transporte de material excavado.
- No hay accesos intermedios disponibles debido a las dificultades de acceso al terreno o a las limitaciones del entorno.
- La mayoría de rocas son clasificadas como pobres o de calidad buena con roca moderadamente fracturada para facilitar el corte.
- La mayoría de las rocas son caracterizadas por resistencias altas a muy altas (75 a 250 MPa) para limitar sobreesfuerzos y squeezing, y abrasivas a muy abrasivas ($1 < CAI < 4$) para limitar el desgaste excesivo de las herramientas de corte.
- Condiciones limitadas de roca de mala calidad (p. ej., fallas), típicamente menores al 20% del total del alineamiento y que sean localizadas, es decir, no que sean distribuidas en el alineamiento o con cierta regularidad.
- Condiciones de roca homogénea en relación a la resistencia y abrasividad, variabilidad limitada para condiciones del frente combinadas para prevenir empujes irregulares y desgastes irregulares de corte.
- Compartimentos de aguas subterráneas limitados, de gran presión y volumen para evitar inundaciones, irrupción de aguas subterráneas corrientes, necesidad de inyecciones de gran envergadura que afecten el avance, y prevenir buen relleno trasero si se utilizan segmentos.
- Suministro de energía eléctrica de la red o de una central independiente cercana.
- Buena experiencia local con TBMs.

17.6.4.3.2.2. Imágenes de equipos para excavación de túneles

En las siguientes imágenes se presentan ejemplos de equipos para excavación de túneles que generalmente se usan en esta labor.

a. Martillos neumáticos e hidráulicos



Imagen 102. Martillo neumático.

b. Excavadoras



Imagen 103. Excavadora.

Fuente: <https://tinyurl.com/4t48x5ka>

c. Roadheaders



Imagen 104. Roadheaders o rozadoras.
Fuente: <https://tinyurl.com/2p8c3h68>

d. Máquina Perforadora de Túneles (Tunnel Boring Machine-TBM).



Imagen 105. TBM.
Fuente: <https://tinyurl.com/3rv5wtvj>



Imagen 106. Tuneladoras usadas en la construcción del túnel Base de San Gotardo.

Fuente: Imagen tomada de <https://tinyurl.com/ezp3tymf>

17.6.4.3.2.3. Perforación y voladura



Imagen 107. Perforación y voladura-Túnel Base Brenner entre Australia e Italia, 2025.

Fuente: Recuperado de:
<https://tinyurl.com/5n9bcm2j>

Este método aplica para rocas cuya resistencia va desde los 80 MPa en adelante. Kolymbas (2005) menciona que este método es adecuado para:

- Túneles cortos.
- Roca muy dura.
- Secciones no circulares.

a. Procedimiento

El procedimiento de este método es:

- Topografía en el frente del túnel para pasmar el diagrama de disparos.
- Perforación.
- Cargue de explosivos y detonadores.
- Voladura.
- Ventilación.
- Cargue de escombros.
- Saneamiento de hastiales y bóveda.
- Perfilación de la sección.
- Sostenimiento.

- Replanteo de la nueva voladura.

En la Ilustración 81 (pág. 369) se resume el procedimiento.

b. Mecanismos de rotura de la roca al usar explosivos

Cuando se detona los explosivos, la roca experimenta alguno o varios de los siguientes mecanismos de rotura:

- Trituración.
- Fracturación por agrietamiento radial.
- Rotura por reflexión de la onda de choque.
- Extensión y apertura de las grietas radiales.
- Rotura por flexión.
- Fracturación por liberación de carga.
- Fracturación por cizallamiento.
- Rotura por colisión.

c. Zonas del frente de excavación en voladuras

Las zonas en el frente de excavación para el uso de voladura son las que se presentan en la Ilustración 82 (pág. 370) e Ilustración 83 (pág. 370), que son:

- Cuele.
- Contracuele.
- Destroza.
- Zapatera.
- Contorno.

El objetivo es generar una cavidad por medio del cuele y contracuele para que el material de alrededor tienda a caer ahí. La cavidad tiende a tener 1 a 2 m², aunque con diámetros de perforación grandes se pueden alcanzar hasta 4 m², expresa el Instituto Geológico y Minero de España (1994).

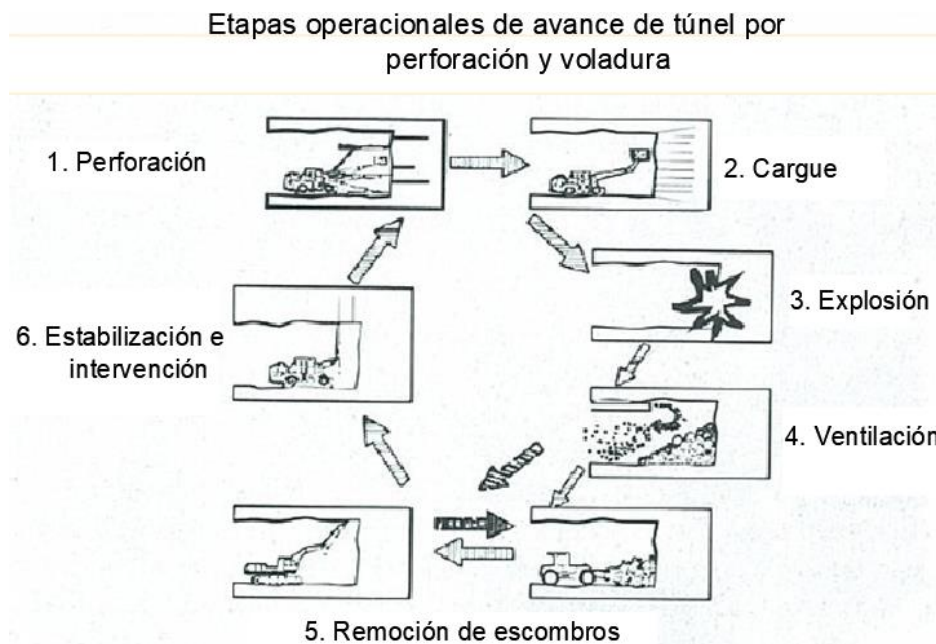


Ilustración 81. Etapas operacionales de avance de túnel por perforación y voladura.

Fuente: Lunardi (2008).

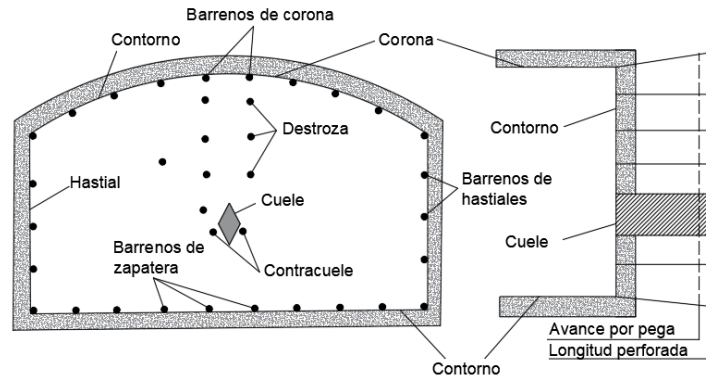
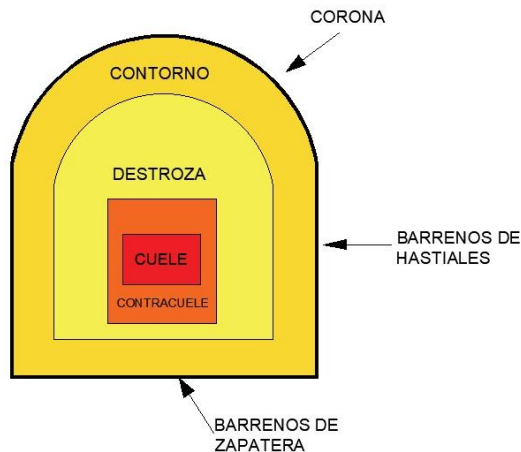


Ilustración 82. Zonas de voladura.

Fuente: López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

Ilustración 83. Diferentes zonas en la voladura de un túnel.

Fuente: Adaptado de López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).



Las zonas del frente de excavación para voladuras se describen a continuación:

Cuele: Perforaciones en el punto central del frente que, al explotar, genera un espacio para que el material del resto de la sección tienda a caer ahí. La perforación del centro generalmente es vacía (se les llama barrenos de expansión) y está rodeada por barrenos con explosivo (llamados comúnmente barrenos cargados). Se resalta que existen diferentes tipos de cuele (abanico, en V, etc.).

Destroza: Es la parte central de la voladura.

Zapatera: Zona de la base de la sección. Generalmente los de mayor carga explosiva.

Contorno: Explosivos que definen la geometría de la sección. El Instituto Geológico y Minero de España (1994) expresa que se disponen en espaciamiento reducido y orientados hacia el interior del macizo para dejar hueco a las perforadoras en el emboquille y avance.

Para cada una de esas divisiones del frente se diseña el sistema de voladura.

d. Secuencia de encendido y fases de arranque

En la Ilustración 84 (pág. 371) se presenta un ejemplo de secuencia de detonación.

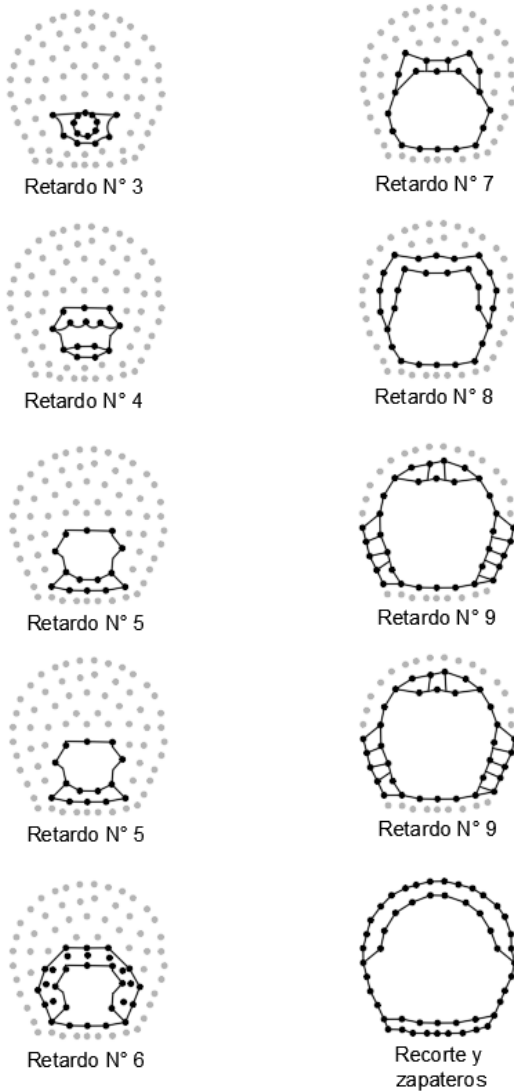


Ilustración 84. Secuencia de encendido y fases de arranque.

Fuente: Adaptado de <https://tinyurl.com/2s4bn8ub>.

e. Equipos para perforación y voladura

Para la ejecución de los barrenos, es habitual el uso del Jumbo, estas máquinas son también conocidas como *boomers* en la literatura de túneles (Imagen 108, pág. 372), aunque también se puede hacer uso de la maquinaria descrita en la página 363.

f. Diseño de la voladura

En esta sección se presentan algunas gráficas de interés para el diseño por voladura de forma general. Asuntos como la ventilación, tipos de detonadores, sistemas de retiros de rezagas, diseño detallado, tiempos fijos de ciclo, etc., se pueden consultar en la literatura especializada.

g. Variables controlables en el diseño de voladuras

El Instituto Geológico y Minero de España (1994) presenta una clasificación de las variables controlables de las voladuras en tres grupos grandes:

- ✓ **Geométricas:** Diámetro, longitud de carga, piedra, espaciamiento, etc.
- ✓ **Químico-físicas o del explosivo:** tipos de explosivo, potencia, energía, sistemas de cebado, etc.
- ✓ **De tiempo:** Tiempos de retardo y secuencia de iniciación.



Imagen 108. Jumbo.

Fuente: <https://tinyurl.com/ucc7t5w9>

En general, las variables que resume el autor son (Ilustración 85, pág. 372):

- H:** Altura de banco.
- D:** Diámetro del barreno: Depende
- L:** Longitud del barreno.
- d:** Diámetro de la carga.
- B:** Piedra nominal.
- S:** Espaciamiento nominal.
- LV:** Longitud de la voladura.
- AV:** Anchura de la voladura.
- B_e:** Piedra efectiva.
- S_e:** Espaciamiento efectivo.
- T:** Retacado.
- J:** Sobreperforación.
- l:** Longitud de carga.
- Θ:** Ángulo de salida.
- v/w:** Grado de equilibrio.
- t_r:** Tiempo de retardo.

La piedra nominal es la distancia mínima desde el eje de un barreno hasta el frente libre.

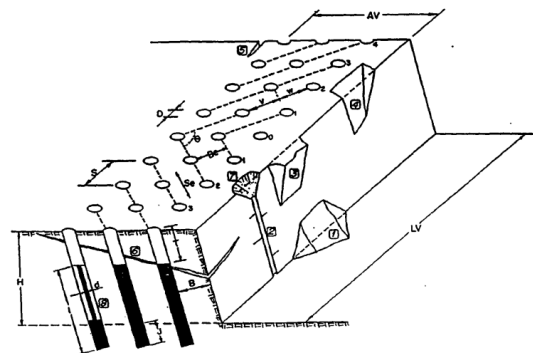


Figura 19.1. Esquema de una voladura en banco.

Ilustración 85. Esquema que muestra las variables de una voladura en banco.

Fuente: Instituto Geológico y Minero de España (1994).

h. Criterios de diseño general

Este apartado es una recopilación sucinta del trabajo del Instituto Geológico y Minero de España (1994). Aquí se presenta textualmente algunos de los criterios de diseño allí contenidos:

✓ **Diámetro de los barrenos (D), longitud de retacado y longitud de carga (l)**

Diámetros pequeños inducen altos costos en la perforación, el cebado y la iniciación; en las operaciones de carga, retacado y conexión se invertirá mucho tiempo y mano de obra. La única ventaja es que se mejora la distribución del explosivo y el consumo será menor en consecuencia.

Diámetros grandes elevan la velocidad de detonación, disminuyen el coste global de perforación y voladura, posibilita la mecanización de la carga de explosivo, mejora el rendimiento de perforación (m^3 volados/ml perforado), aumenta el rendimiento de la excavadora como consecuencia de la reducción de zonas de baja productividad (volumen de material removible por excavadora). Por otra parte, los diámetros grandes generan peor distribución de cargas en el macizo rocoso.

La longitud de retacado (T) aumenta con el diámetro de perforación, pudiendo constituir la parte alta del barreno una fuente potencial de formación de bloques.

En rocas masivas, cuando la longitud de carga (l) y el diámetro presentan relaciones $l/D < 60$, un incremento de este último parámetro tiende a aumentar la fragmentación.

Cuando $l/D > 60$, un incremento de D obliga a elevar el consumo específico si se quiere mantener la fragmentación.

✓ **Retacado (T)**

Es la longitud de barreno que en la parte superior se rellena con un material inerte

cuyo objetivo es confinar y retener los gases producidos en la explosión para permitir que se desarrolle por completo el proceso de fragmentación de la roca.

Un retacado insuficiente genera escape de gases prematuro a la atmósfera. Por el contrario, un retacado excesivo sugiere grandes bloques y niveles de vibración alta.

El retacado más eficiente, indica el autor, se alcanza para tamaños de partícula entre $1/17 D$ y $1/25 D$.

Además, indica que las longitudes óptimas de retacado aumentan conforme disminuye la competencia y calidad de la roca, variando entre $20 D$ y $60 D$. Siempre que sea posible debe mantenerse una longitud de retacado de $25 D$ para evitar problemas de onda aérea, proyecciones, cortes y sobre-excavaciones.

Con barrenos largos el retacado intermedio entre las cargas espaciadas y secuenciadas se dimensionará para evitar la iniciación simultánea por simpatía y la desensibilización por compresión, manteniendo un grado de fragmentación de la roca que no dificulte la carga.

✓ **Piedra (B) y espaciamiento**

La piedra (B) es la distancia mínima desde el eje de un barreno al frente libre.

i. Criterios de diseño del cuele

El barreno de expansión debe tener un volumen suficiente para albergar el material fragmentado de los barrenos cargados y un 80% adicional para asegurar una buena expulsión de escombros (López Jimeno, *et al*, 1997).

Lo anterior, es representado en la Ilustración 86 (pág. 374).

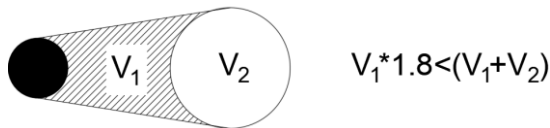


Ilustración 86. Configuración de un cuele.
Fuente: López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

✓ **Distancia entre el barreno de expansión y los barrenos cargados**

La distancia entre el barreno cargado y el barreno de expansión no debe ser mayor a 1.7 veces el diámetro del barreno de expansión, para así lograr una buena fragmentación y salida de la roca (López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez, Manual de Voladuras en Túneles, 2010).

Adicional, el autor indica que:

Se recomienda que las distancias se calculen bajo una base de 1.5 veces el diámetro del barreno de expansión (D_2).

La Gráfica 45 (pág. 374) representa la relación que existe entre el diámetro del barreno de expansión (D_2), y la distancia entre el barreno cargado y el barreno de expansión (B). Adicional, la Gráfica 46 (pág. 374) presenta una gráfica que permite estimar el valor de la piedra (B) con base en la anchura básica (A).

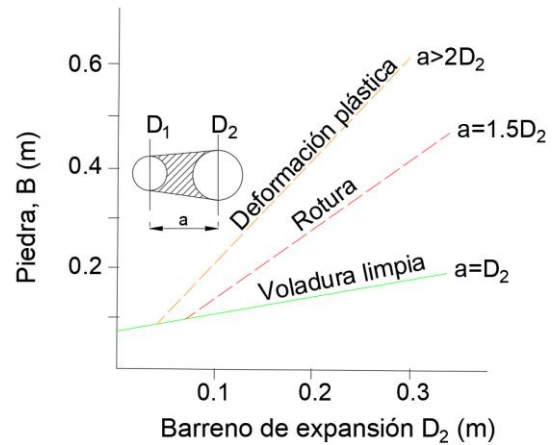
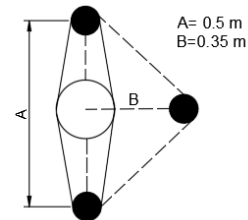
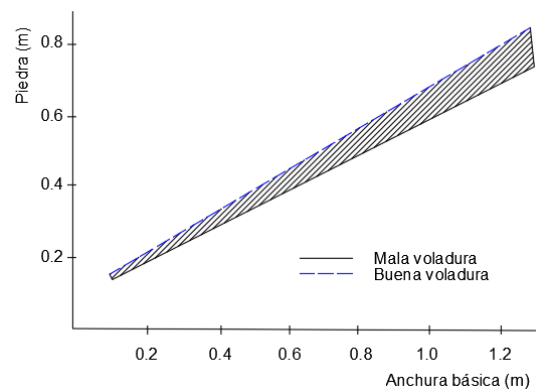


Ilustración 5 - 28: Resultados de las voladuras para diferentes distancias de los barrenos cargados a los vacíos y diámetros de estos. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

Gráfica 45. Resultado de las voladuras para diferentes distancias de los barrenos cargados a los vacíos y diámetros de estos.

Fuente: Adaptado de López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

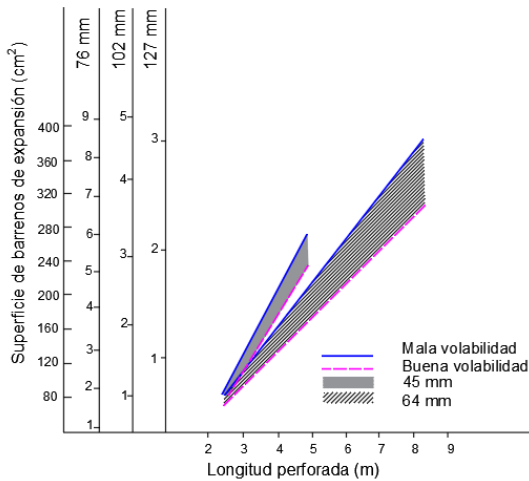


Gráfica 46. Estimación de la piedra a partir del ancho abierto.

Fuente: Adaptado de López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

✓ **Área de la sección de los barrenos de expansión**

La Gráfica 47 (pág. 375) presenta una relación que permite estimar la cantidad y el área necesaria de barrenos de expansión a partir del diámetro y la longitud perforada.



Gráfica 47. Área de los barrenos de expansión necesaria y número de estos.

Fuente: López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

✓ **Carga de los barrenos más próximos al barreno de expansión**

Triana Cortés (2019) indica que:

La cantidad de explosivo que se debe emplear en los barrenos de carga deber ser precisa, con el fin de generar una voladura exitosa. Una baja cantidad de explosivo puede no desarrollar fracturamiento en la roca, y una alta cantidad puede generar un peligroso estallido de fragmentos de roca.

La expresión que se puede usar para estimar la concentración lineal de carga, citada por el autor mencionado, es:

$$q_l = 55D_1 \left(\frac{\alpha}{D_2}\right)^{1.5} * \left(\alpha - \frac{D_2}{2}\right) * \left(\frac{c}{PRF_{ANFO}}\right) \quad [215]$$

Donde,

q_l: Concentración lineal de carga (kg/m).

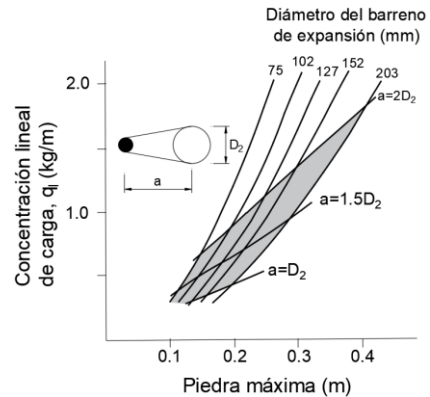
D₁: Diámetro de perforación (m).

D₂: Diámetro del barreno de expansión (m).

α: Distancia entre barrenos (m).

c: Constante de la roca.

PRF_{ANFO}: Potencia relativa en peso del explosivo referida al ANFO.



Gráfica 48. Relación entre la concentración lineal de carga y piedra máxima para diferentes diámetros de expansión.

Fuente: Adaptado de López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

✓ **Avance por pega**

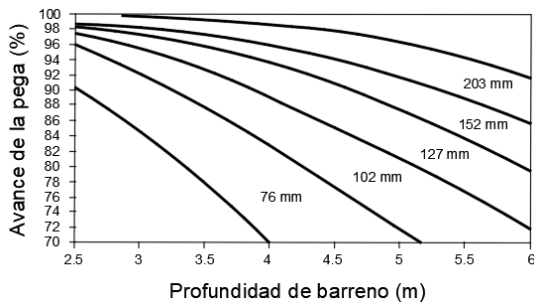
Depende de la longitud y diámetro del barreno. La profundidad de los barrenos se puede determinar por medio de la siguiente expresión:

$$L = 0.15 + 34.1D_2 - 39.4D_2^2 \quad [216]$$

Donde,

D₂: Diámetro del barreno vacío (m), siempre que se cumpla $0.05 \leq D_2 \leq 0.25$ m.

La relación entre el avance y el diámetro de los barrenos de expansión se presenta en la Gráfica 49 (pág. 376). De allí se observa que a mayores diámetros de expansión los avances son más largos.



Gráfica 49. Relación entre la profundidad o longitud de avance y los diámetros de los barrenos de expansión.

Fuente: Adaptado de López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

j. Criterios de diseño para voladuras de contorno

✓ Propiedades de los explosivos

López Jimeno *et al* (2010) proporcionan una serie de expresiones para determinar la presión generada en las paredes del taladro por la expansión de los gases de detonación, también llamada como presión del barreno (PB):

$$PB = 228 * 10^{-6} * \frac{\rho VD^2}{1 + 0.8\rho} \quad [217]$$

Donde,

ρ: Densidad del explosivo (g/cm³).

VD: Velocidad de detonación (m/s).

Otra expresión es:

$$PB = 1.25 * 10^{-4} * \rho * VD^2 \quad [218]$$

Cuando se expanden los gases en la cámara de aire, la presión del barreno se limita y se calcula así:

$$PB_{cr} = PB \left[\sqrt{C} * \frac{d}{D} \right]^{1.4} \quad [219]$$

Donde,

d: Diámetro de la carga.

D: Diámetro del barreno.

C: Cociente entre la longitud de la carga y la longitud del barreno (C=1, para cargas continuas).

Cuando se empleen explosivos encartuchados, el espaciamiento que debe existir entre estos a lo largo de la longitud del barreno se puede calcular así:

$$S_c = \left[\frac{4Q_c}{\pi \rho D^2 R_c} \right] - L \quad [220]$$

Donde,

Q_c: Masa de cada cartucho (kg).

ρ: Densidad del explosivo encartuchado (g/cm³).

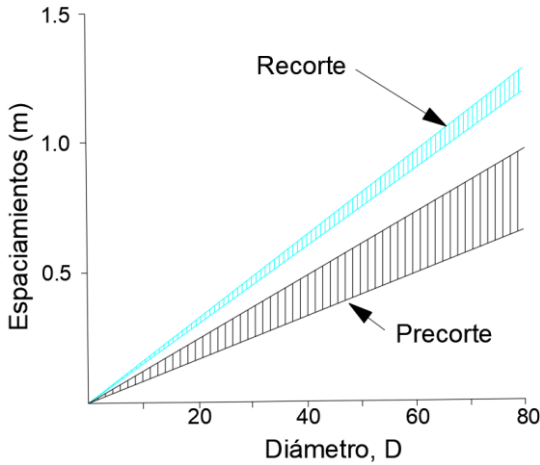
D: Diámetro del barreno (m).

L: Longitud del cartucho (m).

R_c: Ratio de acoplamiento deseado.

✓ Espaciamiento entre barrenos

Con el diámetro de perforación para precorte y recorte, es posible estimar el espaciamiento entre barrenos como se observa en la Gráfica 50 (pág. 377).



Gráfica 50. Valores recomendados del espaciamiento en función del diámetro de perforación para precorte y recorte.

Fuente: Adaptado de López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

k. Voladura de destroza

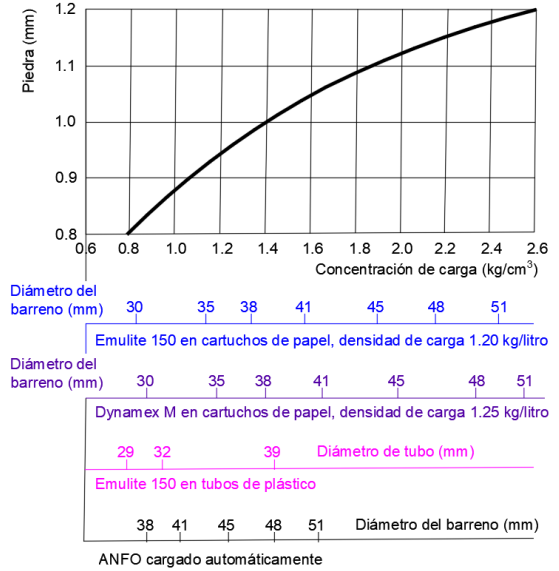
Está compuesta por:

- Barrenos de techo.
- Barrenos de hastiales.
- Barrenos de piso o zapateras.
- Barrenos de destroza con rotura hacia arriba y horizontales.
- Barrenos de destroza con rotura hacia abajo.

Es posible usar la Gráfica 51 (pág. 377) para estimar la voladura de destroza.

Con relación al método:

Cabe resaltar que, para efectuar la voladura del frente de excavación, se debe tener en cuenta el tiempo que tarda el personal en salir del túnel, así como el tiempo que tarda en desplazar los equipos que se encuentran trabajando, afuera del túnel o a una zona segura.



Gráfica 51. Cálculo de piedra (B) a partir de diferentes concentraciones de carga de fondo para distintos diámetros de barrenos y tipos de explosivos.

Fuente: Adaptado de López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez (2010).

1. Propiedades de los explosivos

Sin entrar en detalle en cada una de ellas, las propiedades de los explosivos se resumen del Instituto Geológico y Minero de España (1994), así:

- Potencia y energía.
- Velocidad de detonación.
- Densidad del encartuchado.
- Presión de detonación.
- Estabilidad.
- Resistencia al agua.
- Sensibilidad/aptitud a la detonación.
- Transmisión de la detonación.
- Desensibilización.
- Resistencia a las bajas temperaturas.
- Cantidad de humo.

m. Tipos de explosivos

Los tipos de explosivos, según su composición y potencia de detonación, son:

- **Explosivos sensibilizados con nitroglicerina:** Buena resistencia al agua, trabaja bien en rocas muy duras.
- **ANFO:** Baja resistencia al agua, funciona bien en rocas blandas o muy fracturadas.
- **Hidrogeles:** No permite agua hacia su interior.
- **Emulsiones:** Eficientes en condiciones húmedas, trabajan bien ante la acción del agua.

n. Cálculo de rendimiento

Ejemplos de cálculo y guías de rendimiento se puede consultar en (Triana Cortés, 2019).

17.6.4.3.2.4. Comentarios sobre los medios para excavación del macizo rocoso

El método de perforación y voladura tiene la ventaja de que no tiene una limitación específica de resistencia de la roca, se ajusta a los cambios no previstos de la geología. Ahora bien, la desventaja del método es la perturbación que genera en el macizo.

La desventaja del uso de maquinaria es el desgaste por abrasión de las herramientas de corte y los rangos de resistencia de roca en la cual se pueden usar.

Las rozadoras tienen limitación en cuanto al área que puede cubrir.

17.6.4.4. Rendimientos en maquinaria para excavación de túneles

17.6.4.4.1. Factores que influyen en la velocidad de penetración

Los factores que afectan la velocidad de penetración son:

- Características geomecánicas, mineralógicas y de abrasividad de las rocas.
- Potencia de perforación de las perforadoras.
- Diámetros de los barrenos.
- Empujes sobre las rocas.
- Longitudes de perforación.
- Limpieza del fondo de los barrenos.
- Diseño de los equipos y condiciones de trabajo.
- Eficiencia de la operación.

17.6.4.4.2. Predicción de la velocidad de perforación

Se puede predecir de tres formas: extrapolando los datos de otro proyecto bajo condiciones similares, usando ecuaciones empíricas o, por ensayos de laboratorio.

a. Extrapolación de datos

Si se conoce la velocidad de perforación (F) de una máquina, y el diámetro (D_1), es posible estimar la velocidad (V) de avance de esa misma máquina para un diámetro diferente (D_2) por medio de la siguiente expresión:

$$V = F * \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{1.5} \quad [221]$$

Nota: Esta ecuación es modificada del trabajo de los autores ya que en el ejemplo que se presenta en su documento la forma de la

ecuación no concuerda con la que muestran que es $F=(D_1/D_2)^{1.5}$.

$$ICR = \frac{1739}{UCS^{1.13}} \quad [224]$$

b. Ecuaciones empíricas

Estas ecuaciones se desarrollan para condiciones específicas del tipo de roca.

En una roca granito Barre de Vermont de Estados Unidos, la velocidad de perforación se puede estimar a partir de la potencia cinética disponible en el martillo hidráulico (POT) en unidades de kW, y del diámetro del barreno (D) en mm, así:

$$V_p(m/min) = 31 * \left(\frac{POT}{D^{1.4}}\right) \quad [222]$$

17.6.4.4.3. Rozadoras

17.6.4.4.3.1. Cálculo de rendimiento de rozado

A continuación, se presenta algunas de las expresiones de los métodos para estimar el rendimiento de rozado sin entrar en detalle sobre el desarrollo de cada método, sus hipótesis, etc.

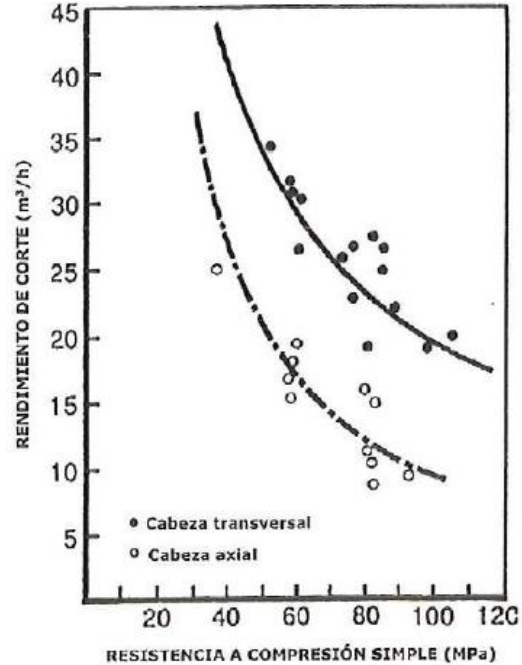
a. Método de Gehring (1989)

Rendimiento de corte instantáneo (ICR por sus siglas en inglés) para cabeza de corte transversal:

$$ICR = \frac{719}{UCS^{0.78}} \quad [223]$$

Para cabeza de corte axial:

Rendimiento:



Gráfica 52. Campo de aplicación de sistemas de excavación mecánica.

Fuente: Carlos López, Jimeno et al (2012).

b. Método de Bilgin et al (1996)

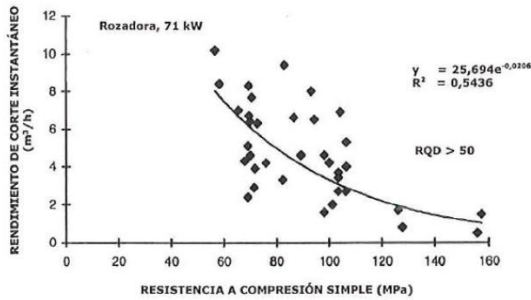
Regresiones exponenciales de datos de túneles de Turquía para $RQD > 50$ y $RQD < 50$, respectivamente:

Índice de Cortabilidad del Macizo Rocoso (RMCI por sus siglas en inglés):

$$RMCI = UCS(MPa) * \frac{RQD^{2/3}}{100} \quad [225]$$

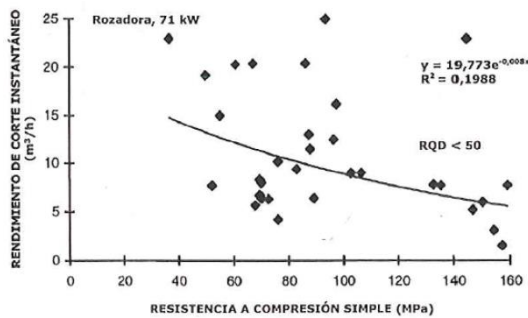
Rendimiento de Corte Instantáneo con base en la potencia de la rozadora (HP):

$$ICR = 0.28 * HP * 0.974^{RMCI} \quad [226]$$



Gráfica 53. Variación del ICR con relación a la resistencia a la compresión simple, para RQD > 50.

Fuente: Carlos López, Jimeno et al (2012).



Gráfica 54. Variación del ICR con relación a la resistencia a la compresión simple, para RQD < 50.

Fuente: Carlos López, Jimeno et al (2012).

c. Método de Copur, Ozdemir y Rostami (1998)

Rendimiento de Corte Instantáneo:

$$ICR = 27.511 * e^{0.0023 * RPI} \quad [227]$$

$$RPI = P * \frac{W}{UCS} \quad [228]$$

Donde,

RPI: Índice de Penetración de la Rozadora.

W: Peso de la rozadora (ton).

P: Potencia de la cabeza de corte (kW).

d. Método de Fowell y McFeat-Smith (1976, 1977)

Rendimiento de Corte Instantáneo: Ecuación modificada asumiendo que la dureza de la indentación cónica y la dureza Shore muestran una relación lineal con la resistencia a la compresión simple (Atkinson et al, 1986):

$$ICR = \frac{HP}{SE} * \frac{1}{CTF} \quad [229]$$

$$SE = -4.38 + 0.14 *$$

$$(0.0377UCS + 0.254)^2 + 3.3UCS^{\frac{1}{3}} + 0.000018(0.441UCS - 8.73)^3 + 0.0057CC^3 \quad [230]$$

Donde,

CI: Dureza de la indentación cónica.

SH: Dureza Shore.

CC: Coeficiente de cementación basado en la descripción.

CTF: Entre 0.65 y 0.85 con operadores experimentados, para recortes finales se puede bajar hasta 0.3. Los valores globales de arranque y perfilado pueden variar entre 0.45 a 0.65.

e. Método de Neil et al (1994)

Rendimiento de Corte Instantáneo:

$$ICR = P_n * RPM * C * (D - f)^2 \quad [231]$$

$$f = 1 - 0.06(R - 7) - 0.5 \left[\frac{RQD - 25}{25} \right]^{B1} - \left[\frac{UCS - 5000}{5000} \right]^{B2} \quad [232]$$

Donde,

R: Relación entre la resistencia a la compresión y tracción de la roca.

B1 y B2: Constantes con valores de 0.4 y 2, respectivamente.

UCS: Resistencia a la compresión simple (lb/in²).

D: Diámetro de la cabeza de corte.

Pn: Penetración nominal (P_n=10f).

C: Factor de conversión de unidades.

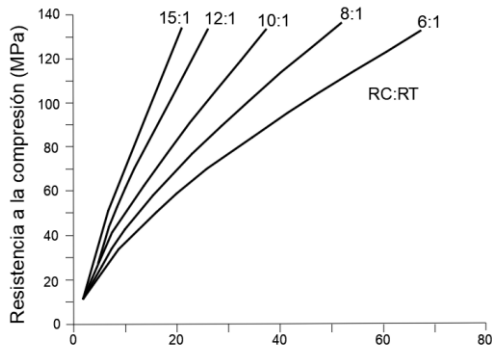
f: Sí el factor es igual a 1, refleja que la cabeza de corte es capaz de penetrar completamente su diámetro en la roca. En el caso que el factor sea inferior a 1, significa que la cabeza de corte tiene una menor penetración.

f. Método de Schneider (1988)

Rendimiento de Corte Instantáneo:

$$ICR(m^3/h) = \frac{\text{Potencia instalada del brazo de corte}}{\text{Energía de corte específica (kWh)}} \quad [23]$$

g. Método de Alpine-Westfalia (1988)



Gráfica 55. Relación entre la resistencia a la compresión simple y la energía específica para diversos grados de tenacidad.

Fuente: Adaptado de Carlos López, Jimeno et al (2012).

La tenacidad es la relación de resistencia a la compresión (RC) y la resistencia a la tracción (RT).

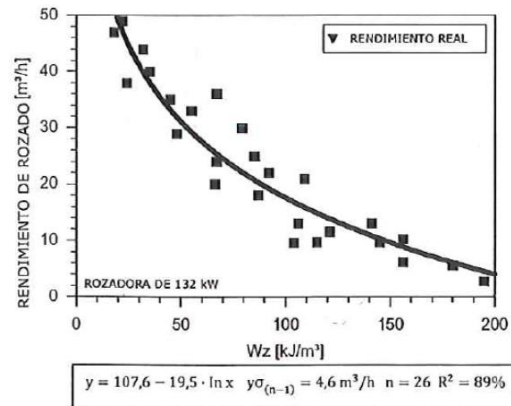
La energía específica es la energía de rotura dividido la resistencia a la compresión simple.

h. Método de Thuro y Plinninger (1998)

$$ICR\left(\frac{m^3}{h}\right) = 107.6 - 19.5 \ln[W_z] \quad [234]$$

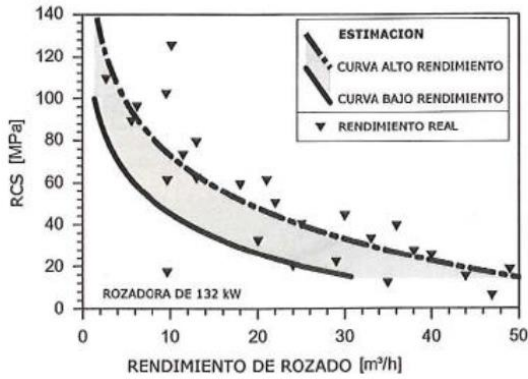
Donde,

W_z: Trabajo de Destrucción Específica (KJ/m³).

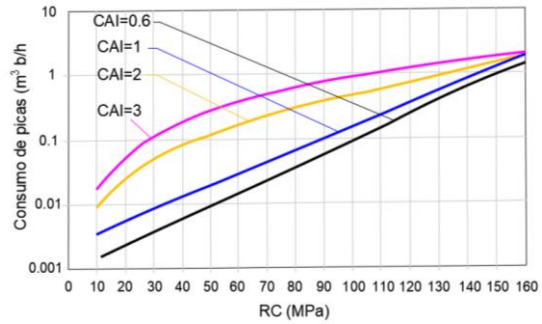


Gráfica 56. Rendimientos de rozado correlacionados con los resultados del ensayo de trabajo de destrucción sobre muestras de pizarras arcillosas y cuarcitas.

Fuente: Carlos López, Jimeno et al (2012).



Gráfica 57. Rendimiento de una rozadora de 132 kW, en función del resultado de UCS.
Fuente: Carlos López, Jimeno et al (2012).



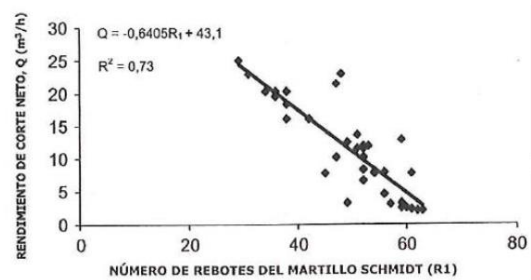
Gráfica 58. Rendimiento de corte y consumo de picas para diferentes valores de resistencia a la compresión simple e índice de abrasividad (CAI).
Fuente: Adaptado de Carlos López, Jimeno et al (2012).

i. Método de Sandvik (2002-2010)

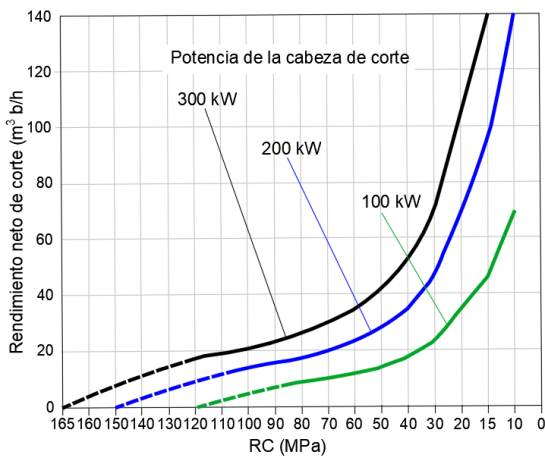
La Gráfica 58 (pág. 382) presenta este método que relaciona el rendimiento de corte y consumo de picas para diferentes valores de resistencia a la compresión simple e índice de abrasividad (CAI). En este método las premisas son:

- Las rozadoras son de cabeza de corte transversal.
- Picas de alta calidad con insertos de carburo de tungsteno de 22 mm.
- Operadores con experiencia.

j. Método de Góktan y Gunes (2004)



Gráfica 59. Rendimientos de rozado correlacionados con los resultados del ensayo de trabajo de destrucción sobre muestras de pizarras arcillosas y cuarcitas.
Fuente: Carlos López, Jimeno et al (2012).



17.6.4.4.3.2. Cálculo de consumo de picas

La siguiente información se basa en el trabajo de Carlos López Jimeno et al (2012).

a. Tablas de cálculo

Tabla 147. Rendimiento por contenido de minerales abrasivos

RCS (MPa)	TRABAJO NECESARIO PARA ARRANCAR LA ROCA (kWh/m3)		
	CONTENIDO DE MINERALES ABRASIVOS (%)		
	< 10	10-30	>30
10	0,2	0,8	1,7
20	0,4	1,6	3,1
30	0,7	2,7	4,5
40	1,5	3,7	6
50	2,3	4,8	7,5
60	3,4	6	9,2
70	4,5	7,5	11
80	6	9,3	12,8
90	7,5	11	16
100	9,5	12,8	
110	11,5	16	
120	13,8		
130	16,5		

Tabla 148. Consumo específico de picas con base en el contenido de minerales abrasivos y del trabajo necesario para el corte.

Trabajo necesario para el corte (KwH/m3)	Consumo específico de picas (picas/m3)		
	Contenido de minerales abrasivos (%)		
	< 10	10-30	>30
1	0,01	0,02	0,03
2	0,02	0,03	0,05
3	0,03	0,05	0,08
4	0,04	0,07	0,1
5	0,05	0,09	0,13
6	0,06	0,11	0,17
7	0,08	0,13	0,2
8	0,09	0,14	0,23
9	0,11	0,17	0,26
10	0,12	0,19	0,28
11	0,13	0,21	0,32
12	0,14	0,24	0,36
13	0,15	0,26	0,39
14	0,17	0,28	0,43
15	0,19	0,31	0,47
16	0,21	0,33	0,51

Los valores por metro cúbico se basan en la utilización de las picas con un diámetro de

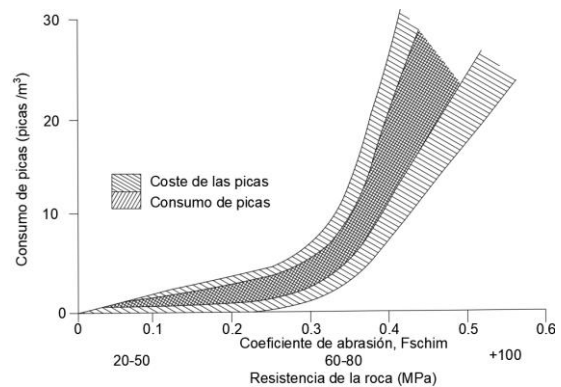
carburo de 22 mm. Para obtener una estimación del consumo de picas de carburo de tungsteno con diámetro de 17.5 mm, se deberá multiplicar por 1.3 los datos obtenidos en la tabla anterior.

Tabla 149. Consumo de picas según el nivel de abrasividad de la roca

Abrasividad	Consumo específico de picas (Picas/m3)
Muy baja	< 0,01
Baja	0,01-0,05
Media	0,05-0,15
Alta	0,15-0,30
Muy alta	0,3-0,5
Extremadamente alta	> 0,5

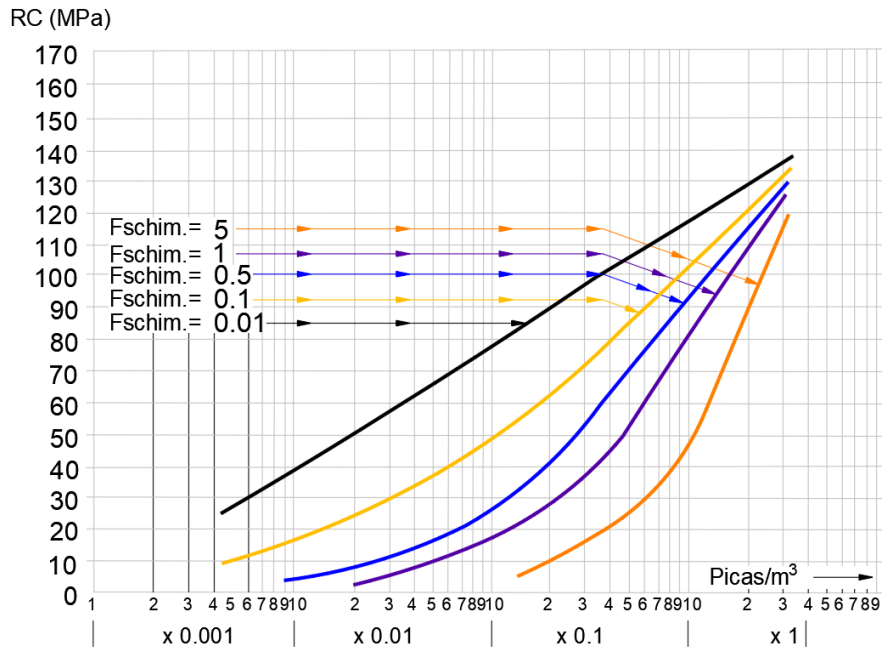
b. Ábacos de cálculo

A continuación, se presentan los ábacos desde la Gráfica 60 (pág. 383) hasta la Gráfica 61 (pág. 384).



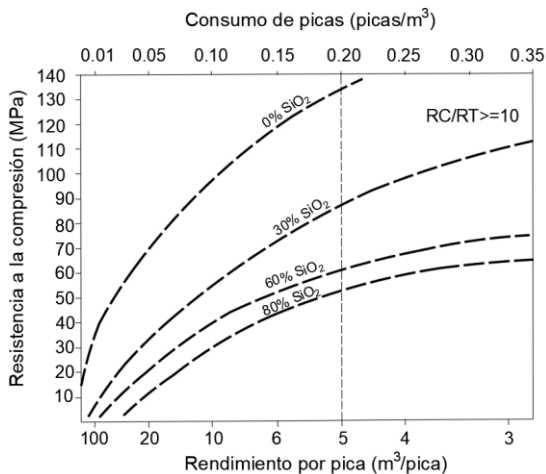
Gráfica 60. Muestra del consumo de picas en función del coeficiente de abrasión y de la resistencia de la roca.

Fuente: Adaptado de Carlos López, Jimeno et al (2012).



Gráfica 61. Estimación del consumo de picas a partir del coeficiente de abrasividad de Schimazek ($F_{schim.}$) y de la resistencia de la roca.

Fuente: Adaptado de Carlos López et al (2012).

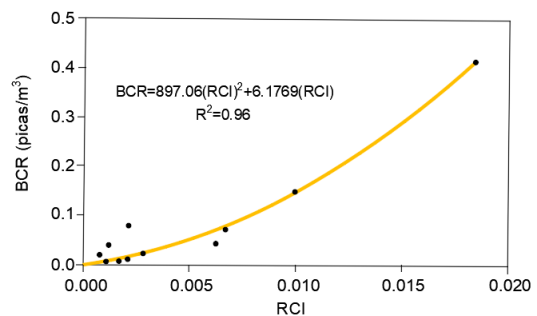


Gráfica 62. Estimación del consumo de picas a partir del coeficiente de abrasividad y de la resistencia de la roca.

Fuente: Adaptado de Carlos López, Jimeno et al (2012).

c. Método de Copur, Ozdemir y Rostami (1998)

El método ofrece las siguientes expresiones (Gráfica 63, pág. 384) para estimar el consumo de picas con base en el ritmo de consumo de picas (BCR) en picas/m³, índice de consumo de corte de la rozadora (RCI), resistencia a la compresión simple (UCS) en MPa, potencia de la cabeza de corte (P) en kW, peso de la rozadora (W) en toneladas y diámetro de la cabeza de corte (CHD) en metros:



Gráfica 63. Correlación entre BCR y RCI para rocas sedimentarias y cabeza de corte transversal. Fuente: Adaptado de Carlos López et al (2012).

$$BCR = 897.06(RCI)^2 + 6.1769(RCI) \quad [235]$$

$$RCI = \frac{UCS}{P * W * CHD} \quad [236]$$

Las anteriores, expresan los autores del método, son aplicables a rocas sedimentarias poco abrasivas y relativamente blandas.

17.6.4.4.4. Tuneladoras (TBM)

D.R. Brox (2017) presenta la siguiente guía de rendimientos esperados en túneles de diámetros menores de 6 m.

Tabla 150. Rendimiento esperado de una TBM para túneles de diámetro menores a 6 m.

Tipo de TBM	Tasa de producción típica con TBM, m/día	
	Límite inferior	Límite superior
Escudo simple	8	18
Doble escudo	12	20

Fuente: D.R. Brox (2017).

17.6.4.5. Recomendaciones de utilización de herramientas de excavación

17.6.4.5.1. Topos o tuneladoras

Romana (1993), citado por (López, *et al*, 1997), por medio de la evaluación de tres parámetros (resistencia a la compresión simple, RQD y escala de abrasividad), permite determinar la escala de utilización de topos en roca compacta (RQD>90%) incluyendo la fuerza máxima por cortador (Fn) como se muestra en la Tabla 151 (pág. 385), así como la aplicabilidad de los topos en función de la necesidad de sostenimiento del macizo excavado (Tabla 152, pág. 385).

Tabla 151. Escala de utilización de topos en roca compacta (RQD>90%)

Rc (MPa)	Condiciones de excavación	Fn (t)
6-12	Posible. Problemas de apoyo.	Cualquiera
12-20	Posible. Muy adecuado.	Cualquiera
20-60	Posible. Muy adecuado.	>15
60-150	Posible. Problemas de empuje.	>25
150-200	¿Posible? Dificultades de corte.	>25
>200	Inviabile.	-

Tabla 152. Escala de utilización de topos en función de la necesidad de sostenimiento

RMR		RQD	Condiciones de utilización de tuneladoras sin escudo en función del sostenimiento
Valor	Clase		
80-100	I	>90	Excelente. Rendimientos récord.
60-80	II	70-90	Buenos. Rendimientos altos.
50-60	III a	50-70	Adecuados. Rendimientos reducidos.
40-50	III b	40-50	Poco adecuados.
20-40	IV	25-40	Tolerables sólo en tramos muy cortos.
0-20	V	<25	Totalmente inadecuados.

17.6.4.5.2. Rozadoras

El mismo autor mencionado anteriormente, indica que:

La escala de utilización de las rozadoras se establece por medio del peso de la máquina y de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa¹⁸, cuando el RQD >90%.

Lo anterior, se presenta en la Tabla 153 (pág. 386).

¹⁸ Se usa Rc para denominar la resistencia a la compresión simple de la roca en la Tabla 153.

Tabla 153. Escala de utilización de las rozadoras en roca compacta (RQD>90%)

Rc (MPa)	Condiciones de excavación	Peso de rozadoras (t)		
		30-50	50-80	>80
2-6	Problemas de apoyo	Adecuado	Posible	-
6-12	Problemas de apoyo	Adecuado	Adecuado	Posible
12-20	Normales	Posible	Adecuado	Adecuado
20-60	Normales	-	Adecuado	Adecuado
60-120	Inviabile económicamente	-	-	¿Posible?
> 120	Imposible	-	-	-

17.7. Comportamiento del terreno aplicando conceptos constructivos

Hasta este punto, ya se ha realizado un análisis de comportamientos del terreno en el alineamiento del túnel ferroviario y se definieron tipos de comportamiento. Adicional, se han planteado secuencias de excavación, y se han seleccionado y calculado elementos de sostenimiento para cada tipo de comportamiento.

En lo que sigue, se evalúa el comportamiento del túnel implementando los métodos de excavación definidos preliminarmente (secuencias y medios de excavación). Esto se hace generalmente por medio de métodos analíticos y numéricos.

ANÁLISIS DE EXCAVACIONES

17.7.1. Evaluación de comportamientos del terreno por métodos analíticos

Evaluar el comportamiento del terreno en esta etapa por medio de la curva característica permite definir:

- Presión crítica del terreno.

- Curva de presión interna versus deformación en rango elástico y plástico.
- Radio de plastificación (o fracturación) de la roca como resultado de la redistribución de esfuerzos (pág. 282) inducidos por la excavación sin colocar soportes.
- Deformaciones radiales.

17.7.1.1. Curva de reacción del terreno

A continuación, se presenta algunas características e hipótesis de la curva de reacción del terreno:

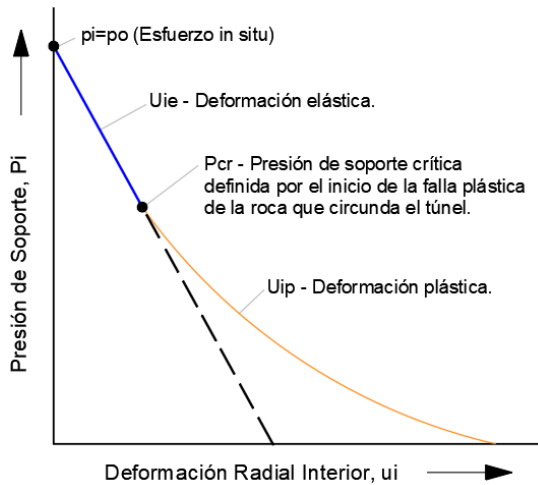
- Describe la interacción entre los soportes y el terreno circundante.
- Relaciona la presión interna de apoyo con la convergencia de la pared del túnel.
- La sección del túnel es circular.
- El estado tensional es hidrostático.
- El criterio de rotura para definir la transición de elástico a plástico es Mohr-Coulomb.

17.7.1.1.1. Construcción de la curva de reacción del terreno

La curva de reacción del terreno está conformada por la presión de soporte o presión interna (P_i) en las ordenadas que se determina como un porcentaje del esfuerzo vertical en el punto de análisis (pág. 284), y

la deformación radial (u_i) en las abscisas (Gráfica 64, pág. 387).

La curva describe dos comportamientos: elástico y plástico. El punto de inflexión de la curva, es decir, el cambio de comportamiento elástico a plástico está descrito por la presión crítica de soporte (P_{cr}) que se determina por medio de la siguiente expresión:



Gráfica 64. Curva de reacción del terreno.

$$P_{cr} = \frac{2P_o - \sigma_{cm}}{1 + k}; k = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad [237]$$

Donde,

P_{cr} : Presión de soporte crítica en MPa.

P_o : Esfuerzo vertical en t/m^3 .

σ_{cm} : Resistencia a la compresión uniaxial (o simple) del macizo rocoso en MPa.

ϕ : Ángulo de fricción del macizo rocoso en grados.

La deformación en el rango elástico y plástico se calcula como sigue:

• **Deformación elástica (U_{ie}):**

$$U_{ie} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E_m}(P_o - P_i) ; P_i > P_{cr} \quad [238]$$

• **Deformación plástica (U_{ip}):**

$$U_{ie} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E} \left[2(1 - \nu)(P_o - P_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1 - 2\nu)(P_o - P_i) \right] ; P_i < P_{cr} \quad [239]$$

Donde,

r_o : Radio de excavación en m.

ν : Relación de Poisson.

E_m : Módulo de deformación del macizo rocoso en MPa.

r_p : Radio de plastificación en m.

El radio en el cual la deformación elástica o plástica tendrá incidencia se determina como:

$$r_p = r_o \left[\frac{2(P_o(k - 1) + \sigma_{cm})}{(1 + k)((k - 1)P_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}} \quad [240]$$

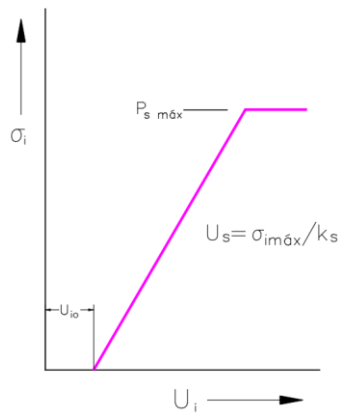
Donde,

σ_{cm} : Resistencia a la compresión del macizo rocoso en MPa.

Más allá de r_p , el macizo rocoso no sufre perturbación por causa de la excavación.

17.7.1.2. Curva de reacción del soporte

Como se presentó en el apartado 0 (pág. 350), los soportes tienen una tendencia de comportamiento que es útil conocer para definir la interacción con la curva característica del terreno (Gráfica 65, pág. 388).



Gráfica 65. Curva de reacción de un soporte.
Fuente: Modificado y adaptado de López, et al (1997).

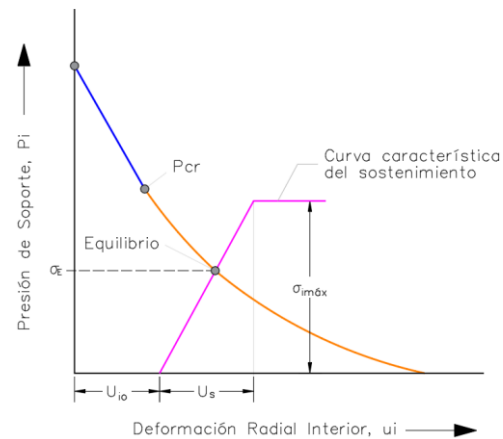
Con base en la curva esfuerzo-deformación de los soportes se puede inferir si su comportamiento es dúctil (grandes deformaciones antes de la falla) o frágil (poca deformación antes de la falla). Algunas curvas características de sostenimientos se presentaron en la Gráfica 43 (pág. 350) y Gráfica 44 (pág. 350).

17.7.1.3. Cálculos del método analítico

Este método integra el comportamiento del terreno con el comportamiento del soporte por medio de la relación de sus curvas características. Las desventajas de estos métodos es que no pueden representar condiciones complejas in situ y de geometría, casos en los que se usan métodos numéricos (pág. 391). Sin embargo, los métodos analíticos son un complemento importante en el diseño.

El principio general de este método es, en esencia, lo que sugiere el NATM (pág. 318): hacer que el terreno sea parte de los elementos de sostenimiento (permitiendo que se deforme controladamente) para evitar soportes muy robustos, muy rígidos y, por lo tanto, muy costosos y de difícil construcción.

Es decir, el método analítico pretende dejar que el macizo se deforme y en el momento justo hacer que el soporte imponga resistencia. Ese “momento o tiempo justo” permite lograr el punto de equilibrio que muestra en la Gráfica 66 (pág. 388).



Gráfica 66. Relación de curvas características.

La deformación (U_{i0}) del terreno en la cual se va a colocar los elementos de soporte se puede estimar definiendo la longitud de avance sin sostenimiento en la excavación. Con esa longitud, se entra a la Gráfica 69 (pág. 390) y se determina la deformación en el eje de las ordenadas. Esa deformación se localiza en la Gráfica 66 (pág. 388) y con las propiedades mecánicas del soporte (módulos) se construye la curva del soporte (curva rosada en la Gráfica 66).

Para el cálculo de deformaciones del túnel (convergencia) se requiere la curva característica del terreno, y la curva característica del soporte o los soportes seleccionados. Estas curvas se presentaron en la Gráfica 43 (pág. 350) y la Gráfica 44 (pág. 350) de este manual.

De la Gráfica 66 (pág. 388), U_{i0} es el desplazamiento radial de la excavación que debe ocurrir para que el sostenimiento empiece a aportar resistencia, U_s es el

desplazamiento máximo permitido por el sostenimiento, $\sigma_{i \text{ máx.}}$, es el esfuerzo máximo que el soporte puede aportar; σ_E es la presión de soporte que corresponde al punto de equilibrio; P_{cr} es el punto en el que el terreno pasa de deformarse elásticamente a deformarse plásticamente. La pendiente de la curva característica del sostenimiento es su rigidez (k_s).

$$k_s = \frac{\sigma_{i \text{ máx.}}}{U_s} \quad [241]$$

Donde,

$\sigma_{i \text{ máx.}}$: Esfuerzo máximo del sostenimiento.

U_s : Desplazamiento máximo que puede admitir el sostenimiento.

En la Tabla 154 (pág. 389) se presenta el cálculo de rigidez de los soportes que puede determinarse por expresiones como la siguiente:

17.7.1.4. Cálculo de convergencia

La convergencia es la deformación de la sección del túnel. Con relación a este

Tabla 154. Expresiones para determinar la rigidez del sostenimiento

Soporte	Rigidez del sostenimiento	Definición de variables
Bulones	$\frac{1}{k_s} = S_L * S_T \left(\frac{4L}{\pi db^2 E_s} + Q \right)$	<p>S_L: Espaciamiento longitudinal en metros. S_T: Espaciamiento transversal en metros. L: Longitud del perno en metros. Q: Constante de carga-deformación para el perno y la cabeza (aproximadamente 0.143m/MN) E_s: Módulo de elasticidad del acero del perno en MPa.</p>
Concreto lanzado	$k_s = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)r_i} * \frac{r_i^2 - (r_i - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2}$	<p>E_c: Módulo de elasticidad del concreto lanzado. ν_c: Relación de Poisson del concreto lanzado.</p>
Arcos metálicos	<p>Hoek & Brown:</p> $\frac{1}{k_s} = \frac{SR^2}{E_s A_s} + \frac{SR^4}{E_s I_s} \left[\frac{\theta(\theta + \sin \theta \cos \theta)}{2 \sin^2 \theta} - 1 \right] + \frac{2S\theta t_b R}{E_B B^2}$	<p>I_s: Momento de inercia de la sección del arco en cm^4. E_s: Módulo elasticidad del acero, MPa. E_B: Módulo elasticidad del material de bloques o concreto lanzado. B: Ancho del alma y/o longitud lateral de bloques en m. S: Espaciamiento entre arcos.</p>
	<p>Brady & Hoek:</p> $\frac{1}{k_s} = \frac{S * r_i}{E_s * A_s} + \frac{d}{E_c * r_i}$	<p>d: Espacio del relleno con concreto lanzado. E_c: Módulo de deformación del concreto lanzado en t/m^2. E_s: Módulo de deformación del acero en t/m^2. U_s: $P_s \text{ máx.}/ks$</p>

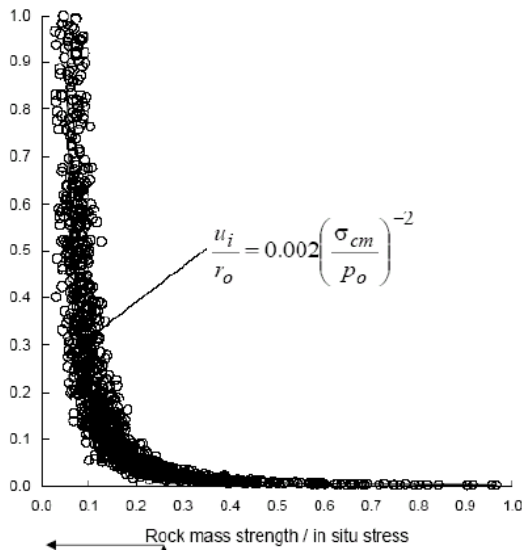
concepto López *et al* (1997) comentan que:

La convergencia total es igual al doble del desplazamiento radial. Recuérdese que, de ésta, normalmente, sólo se puede medir una fracción durante el proceso de construcción de un túnel.

La deformación del túnel para una presión de soporte diferente de cero se puede determinar de varias formas como se presenta a continuación (luego de la

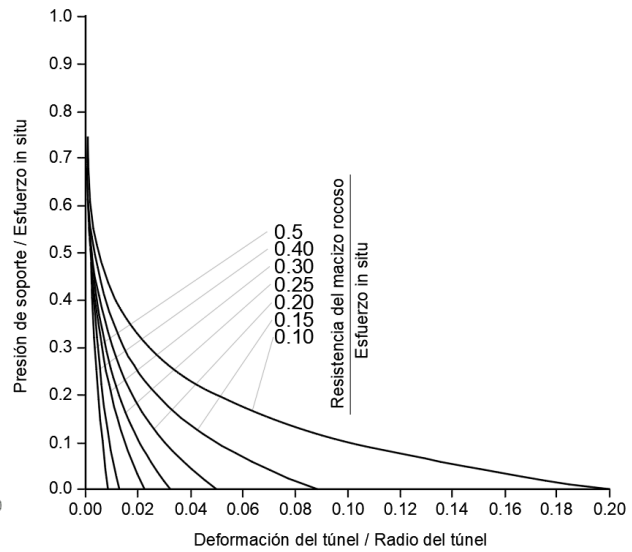
Tabla 154) por medio de relaciones gráficas y algunas expresiones.

- Relación U_i/r_o versus σ_{cm}/P_o



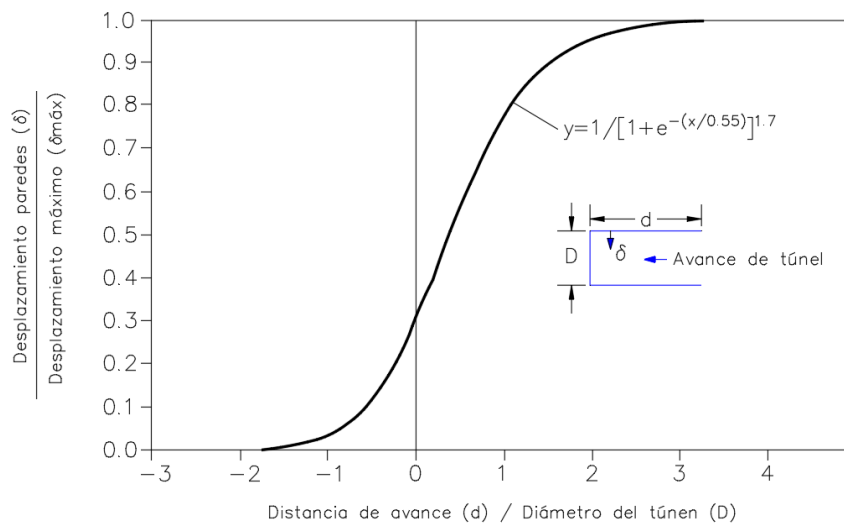
Gráfica 68. Relación $U_i/r_o / \sigma_{cm}/P_o$

- Relación P_i/P_o versus U_i/r_o



Gráfica 67. P_i/P_o versus U_i/r_o

- Deformación del túnel en función del avance:



Gráfica 69. Deformación del túnel en función del avance.

Fuente: Hoek (1999).

- **Deformación del túnel para una presión de soporte igual a cero**

$$U_{io} = \frac{1}{\left[1 + e^{-\left(\frac{x}{0.55}\right)^{1.7}}\right]} * U_{ip}(\text{Para } P_i=0) \quad [242]$$

Donde,

x: Relación avance de excavación en metros / diámetro del túnel en metros, es decir, d/B.

U_i: Deformación plástica en metros.

17.7.1.4.1. Modificación de la curva característica del terreno por efectos de drenaje

Al respecto el lector puede remitirse al documento “*Drenaje e Impermeabilización durante la construcción y explotación de túneles*” de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, y la literatura allí referenciada.

17.7.1.4.2. Factor de seguridad

El factor de seguridad se puede estimar con base en el esfuerzo de equilibrio (σ_E), así:

$$FS = \frac{\sigma_i \text{ máx.}}{\sigma_E} \quad [243]$$

17.7.2. Métodos Numéricos

Las principales ventajas de los métodos numéricos son:

- Determinar el estado de esfuerzos y deformaciones del macizo rocoso en cualquier punto alrededor del túnel, y en la superficie del terreno.
- Se puede modelar etapas constructivas.
- Se puede hacer análisis con una gran variedad de modelos constitutivos.

17.7.2.1. Tipos de métodos numéricos

a. Métodos continuos:

Pretenden representar el macizo rocoso como un medio continuo, es decir, no existen discontinuidades físicas. Cuentan con información de entrada igual en todas las direcciones en cuanto a propiedades de resistencia y deformación, de acuerdo a un modelo constitutivo dado: lineal-elástico, no lineal-elástico, elastoplástico, visco-plástico, etc. En ocasiones el macizo está tan fracturado que puede considerarse como continuo o continuo equivalente.

Los principales enfoques de los métodos continuos son tres:

- Método de Diferencias Finitas (FDM)
- Método de Elementos Finitos (FEM)
- Método de Elementos de Contorno (BEM)

Un ejemplo de medio continuo equivalente se presenta en la Ilustración 87.

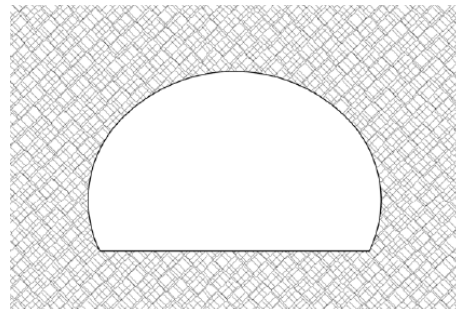


Ilustración 87. Modelo continuo equivalente.

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2016) de México.

b. Métodos discontinuos (discretos):

- Métodos de Elementos Discretos (DEM):

- Red de Fracturas Discretas (DFN):
- Análisis de Deformación Discontinua (DDA):
- Método de Flujo de Partícula (PFC):

La Ilustración 88 (pág. 392) presenta un ejemplo de malla por elementos discretos en una caverna en roca con bloques.

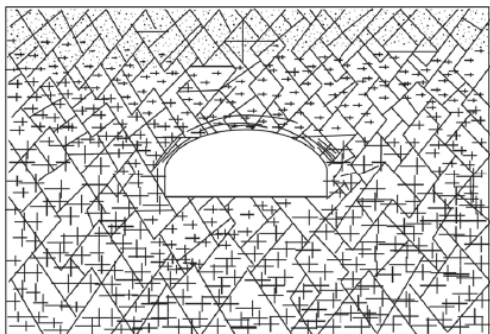


Ilustración 88. Malla de elementos discretos en una gran caverna en roca blocosa.

Fuente: Barton (1995) citado por La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2016) de México.

17.7.2.2. Comentarios sobre los métodos análisis numéricos

Celada Tamames & Bieniawsky Von Preinl (2020) presentan los siguientes comentarios sobre los métodos de análisis numéricos:

- Los software que usan algoritmos de elementos de contorno (BEM) proporcionan resultados muy limitados y solo deben ser usados en estudios preliminares de un proyecto.
- Los software que usan algoritmos de elementos finitos (FEM) pueden ser usados, en cualquier fase del proyecto, para trabajos subterráneos en terrenos que pueden ser considerados como medios continuos, aunque algunos software pueden incluir familias de discontinuidades

en el modelo y su campo de aplicación se extiende a terrenos con $RMR < 65$.

- Los software que usan algoritmos de elementos finitos (FEM) no son adecuados para resolver problemas con gran fluencia, por lo que se recomienda usarlos en áreas con $ICE > 15$ (ICE: Índice de Comportamiento Elástico).
- Los software que usan algoritmos de diferencias finitas (FDM) pueden representar cualquier tipo de fenómeno yielding en terrenos con un comportamiento continuo o con set de discontinuidades y se aplican en terrenos con $RMR < 65$.
- Los software que aplican algoritmos de elementos discretos (DEM) son complicados para usar, particularmente el 3-DEC, y debe ser usado solo para análisis esfuerzo-deformación en terrenos claramente discontinuos con $40 < RMR < 85$.

17.7.2.3. Selección del modelo numérico adecuado

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2016) de México expresa que:

Cada problema en particular tiene sus requerimientos de modelización, que parten de la teoría que se adecua más a su solución. En cuanto a la selección entre el uso de la mecánica del medio continuo o del discontinuo, según varios autores, no existen realmente lineamientos específicos que determinen el método a utilizar y en muchas ocasiones se torna en una decisión un tanto subjetiva que tiene que ver con el tamaño del dominio, así como con la escala y densidad de las discontinuidades respecto a éste.

Así mismo, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2016) de México cita la Ilustración 89 (pág. 393) para dar una

referencia o guía en la elección del método citando el trabajo de Barton (1996).

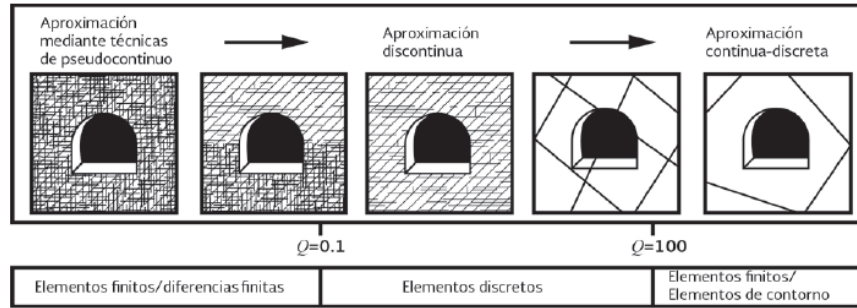


Ilustración 89. Rango de aplicación de métodos numéricos.

Fuente: Barton (1996) citado por La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2016) de México.

17.7.2.4. Programas de cómputo para análisis numéricos

Distintos análisis numéricos para evaluar comportamientos del terreno están disponibles en los siguientes softwares.

- Flac 2D y 3D.

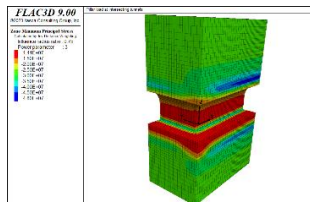


Ilustración 90. Esquema en Flac 3D.

Fuente: <https://tinyurl.com/38kvfjvy>

- Phase (RS2 y RS3)

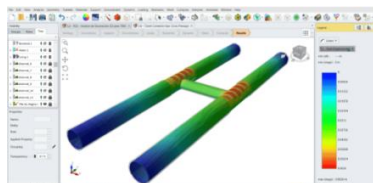


Ilustración 91. Esquema en Phase.

Fuente: <https://tinyurl.com/ckwyw26w>

- Plaxis 3D Tunnel

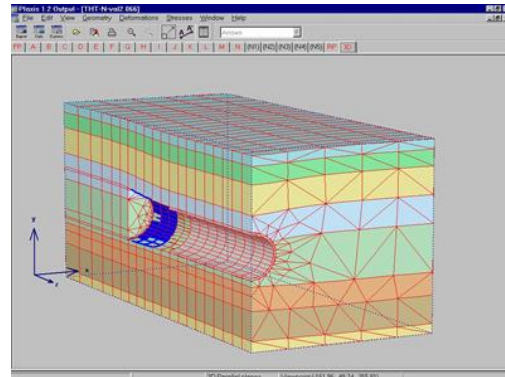


Ilustración 92. Esquema en Phase 3D Tunnel.

Fuente: <https://tinyurl.com/3kmfm8nr>

- Midas.

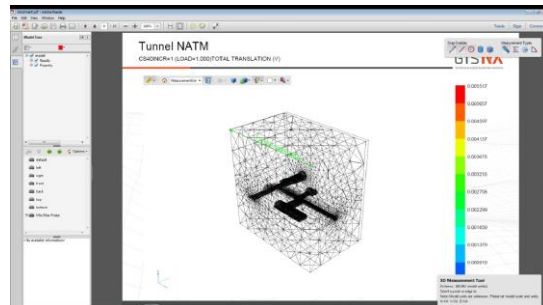


Ilustración 93. Esquema en Midas.

Fuente: <https://tinyurl.com/3vu48su>

- Examine 2D y 3D.

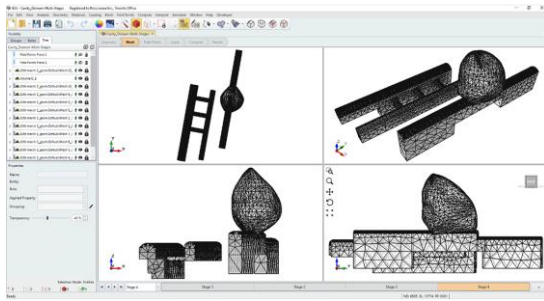


Ilustración 94. Esquema en Examine 3D.

Fuente: <https://tinyurl.com/s5w44nd3>

- Ansys-Civil FEM.

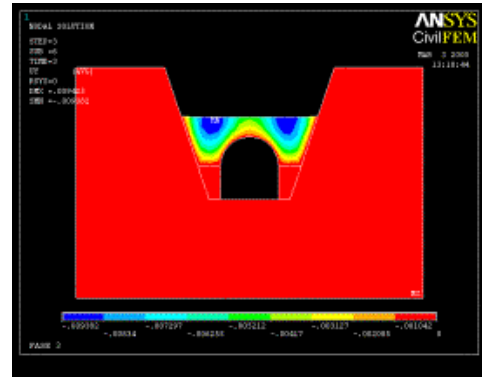


Ilustración 97. Esquema en Ansys-Civil FEM.

Fuente: <https://tinyurl.com/5hav6h39>

- Abaqus.

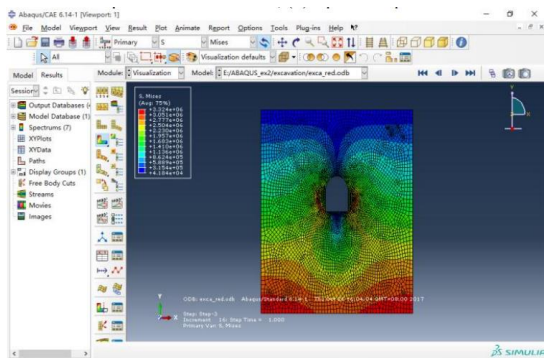


Ilustración 95. Esquema en Abaqus.

Fuente: *Simulation of Construction Process and stability analysis of surrounding rocks at the underground waterway tunnel based on ABAQUS.* Chol-Gyong K., et al (2018).

- UDEC 2D y 3D.

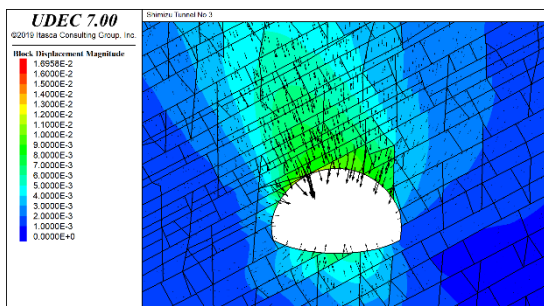


Ilustración 96. Esquema en UDEC 2D.

Fuente: <https://tinyurl.com/ysk2wvp3>

17.7.2.5. Modelos constitutivos disponibles en los programas de análisis numérico

Celada Tamames & Bieniawsky Von Preinl (2020) presentan algunos de los modelos constitutivos disponibles para el análisis del comportamiento del terreno que se resumen a continuación, dejando en la cabeza de la lista los más usados:

- Mohr Coulomb: Uso general.
- Hoek y Brown: Uso general en macizos rocosos.
- Hoek y Brown modificado: Caracterización de deformaciones plásticas a través de la dilatación.
- Cam Clay modificado: Terrenos con cambio significativo de volumen durante el proceso de carga. Se creó para reproducir el comportamiento de terrenos con alta relación de vacíos.
- Elástico-Isotrópico: Terrenos elásticos y homogéneos.
- Elástico-Ortotrópico: Terrenos elásticos con tres planos ortogonales de simetría.
- Elástico-Transversalmente isotrópico: Terrenos estratificado con diferentes

propiedades en dirección paralela y normal a la estratificación.

- Drucker-Prager: Arcillas blandas con bajos ángulos de fricción.
- Entre otros.

Para evaluación de Creep, Celada Tamames & Bieniawsky Von Preinl (2020) mencionan que:

Uno de los modelos más ampliamente usados para simular creep es el modelo unidimensional visco-elástico, desarrollado por Rousset (1988).

Como complemento a lo anterior, otros modelos constitutivos disponibles son:

- Hardening soil.
- Hardening soil small deformation.
- Duncan-Chang.

17.7.2.6. Relación de los tipos de modelos, programas de cómputo y fases de diseño

Celada Tamames & Bieniawsky Von Preinl (2020), presentan una tabla con las características de los software más usados para análisis de esfuerzo-deformación que se presenta aquí en la Tabla 156 (pág. 396).

El uso de programas de análisis será representativo en la medida en la que la información de la que se alimenta, su interpretación y el criterio de ingeniería lo sean (ver pág. 73).

Los autores de la Tabla 114 mencionan que el programa de análisis FLAC permite crear modelos constitutivos que no están en su biblioteca a través de lenguaje FISH.

17.7.2.7. Tiempos de cálculo con métodos numéricos

Celada Tamames & Bieniawsky Von Preinl (2020) presentan la siguiente tabla en la que se estiman tiempos de modelación de problemas frecuentes de esfuerzo-deformación con un computador de procesador Intel Core I7 4960 x 3.66 GHz.

Tabla 155. Tiempos de cálculo en modelaciones de esfuerzo-deformación con un computador IntelCoreI7 4960x3.66 GHz.

Tipo de modelo	Nº de elementos	Tiempo estimado de cálculo (horas)
Modelo bidimensional	5,000 / 10,000	0,5
Modelo no secuencial tridimensional	40,000 / 400,000	1 a 4
Modelo secuencial tridimensional	10,0000 / 1,000,000	24 a 240
Modelo tridimensional en medio discontinuo	50,000 / 500,000	48 a 480

Fuente: Celada Tamames & Bieniawsky Von Preinl (2020).

17.8. Revestimiento definitivo en túneles ferroviarios

El revestimiento definitivo en túneles ferroviarios puede tener diferentes propósitos:

- Estético.
- Operacional.
- Impermeabilización.
- Reducción de rugosidad por efectos aerodinámicos.
- Iluminación y ventilación.
- Sostenimiento complementario.

Tabla 156. Características de los softwares más usados para hacer análisis de esfuerzo-deformación

Algoritmo de cálculo	Software comercial	Campo de aplicación		
		Fase de proyecto	Calidad del Macizo Rocoso	Comportamiento de la excavación
Elementos de Contorno	Examine 2D	Estudios preliminares	RMR>75	ICE>130
	Examine 3D	Factibilidad		
Elementos Finitos	RS2	Ingeniería detallada	RMR<65	ICE>15
	RS3			
	Plaxis			
	Abaqus			
	Midas			
	Ansys-Civil FEM			
Diferencias Finitas	Flac	Factibilidad	40<RMR<85	Cualquier tipo de yielding.
	Flac 3D	Ingeniería detallada		
Elementos Distintos	U DEC	Factibilidad	40<RMR<85	Cualquier tipo de yielding.
	3 DEC	Ingeniería detallada		

Fuente: Celada Tamames & Bieniawsky (2020).

Este último aplica solo para casos muy particulares en los que se requiere ayudar en la estabilización, por ejemplo en casos de squeezing ground severos es probable que exista la necesidad de usar el revestimiento como complemento al sostenimiento.

El acabado del revestimiento puede ser:

- El mismo macizo rocoso.
- Concreto reforzado.
- Concreto reforzado con fibras.
- Concreto sin refuerzo.
- Elementos prefabricados.
- Paneles prefabricados.
- Concreto lanzado.

Este último no es recomendado en túneles ferroviarios de alta velocidad por criterios de aerodinámica presentados aquí en el título XII (pág. 111).

El Indian Railways Institute of Civil Engineering (2018) expresa que:

El revestimiento prefabricado es adecuado en metros subterráneos para varias condiciones en roca, a excepción de zonas con squeezing ground y zonas con potencial de terreno que fluye.

17.8.1. Consideraciones de diseño y construcción de revestimientos definitivos

Dentro de los aspectos importantes a tener presentes en el diseño y construcción de revestimientos definitivos en túneles ferroviarios se encuentra:

- Calidad de los materiales.
- Resistencia frente a agentes agresivos propios del macizo rocoso (corrosión de aceros, degradación de concretos): Se puede hacer uso de aditivos en el concreto, resinas o pinturas especiales en elementos metálicos,
- Resistencia a agentes agresivos externos: Tales como aceites, químicos, gases derivados de la combustión, etc.

- Resistencia al fuego.
- Juntas de construcción: Se deben generar de tal forma que se evite fisuraciones.

17.8.2. Métodos de diseño

El revestimiento del túnel se simula generalmente como una estructura enterrada sometida a deformaciones del terreno bajo una condición de deformación plana bidimensional (Yu, Yuan, & Bobet, 2017).

Los métodos de diseño empleados comúnmente para revestimiento son:

- Métodos hiperestáticos.
- Métodos numéricos: FEM.

17.8.2.1. Métodos hiperestáticos

Se determinan las cargas en el techo y los hastiales. Las cargas son cargas de roca o cargas hidrostáticas.

Las cargas de roca, como se vio a lo largo del título XV, se pueden determinar por métodos empíricos (p. ej., método de Terzaghi, pág. 337) o analíticos. La Federal Highway Administration (2015) recomienda que:

El revestimiento permanente sea diseñado con base en cargas uniformes (techo y hastiales) y se verifique el caso de cargas excéntricas.

Un ejemplo de esto se presenta en la Ilustración 98 (pág. 397).

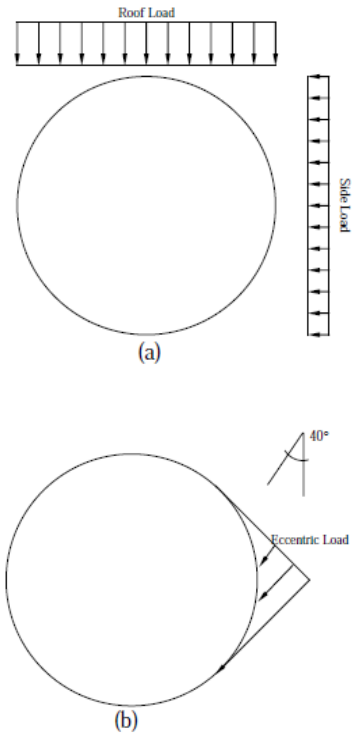
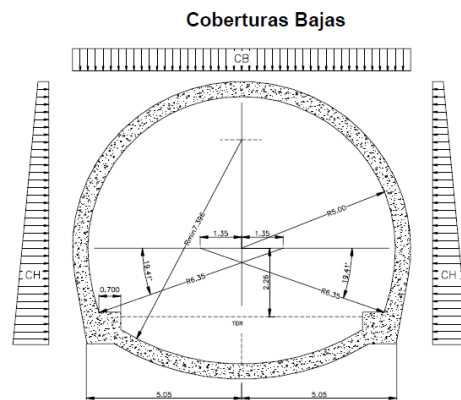


Ilustración 98. Cargas de roca para revestimiento permanente: a. Cargas uniformes en techo y hastiales; b. cargas excéntricas.

Fuente: Federal Highway Administration (2015).

Perri (2012) hace mención de dos esquemas de cargas: uno para coberturas bajas y otro para coberturas altas.



Coberturas Altas

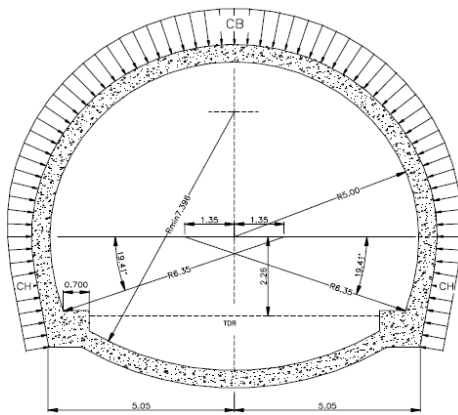


Ilustración 99. Esquemas de Cargas a Baja cobertura y a Alta cobertura.

Fuente: Perri (2012).

La Federal Highway Administration (2015) también menciona lo siguiente con relación a las cargas:

El tipo de cargas a usar para el diseño del revestimiento plantea un desafío interesante y puede presentarse tres casos:

1. Si el soporte o soportes iniciales se instalan a tiempo y correctamente, puede demostrarse que no se deteriorarán durante la vida útil prevista de la estructura y, si la abertura es estable, no será necesario un revestimiento final estructural.
2. Si los apoyos iniciales se instalan pronto y correctamente, la abertura es estable (sin aflojamientos continuos), pero no puede demostrarse que los apoyos iniciales seguirán siendo completamente eficaces durante la vida de diseño de la estructura, entonces la carga o cargas sobre el revestimiento final pueden ser esencialmente iguales a las del apoyo inicial. Un ejemplo de esta situación es el túnel H-3 de Hawái, en el que el sostenimiento inicial se realiza mediante

pernos de roca de 14 pies y se supuso que la carga sobre el revestimiento final era de 14 pies de roca, analizada de tres maneras:

- Carga uniforme en toda la anchura del túnel.
 - Carga uniforme en la mitad de la anchura del túnel.
 - Carga triangular en toda la anchura del túnel con el máximo en la línea central.
3. Si el soporte o soportes iniciales proporcionan una abertura aparentemente estable, pero se sabe que es necesario un soporte adicional para la estabilidad a largo plazo, entonces dicho soporte debe ser proporcionado por el revestimiento final. Un ejemplo de esta situación es el Superconducting Super Collider donde los túneles de creta se estabilizaron inicialmente con bulones de roca en la corona y bulones puntuales en otros lugares. Meses más tarde, sin embargo, el desconchamiento (y quizá la fluencia) provocó que cuñas lineales (con dimensiones de hasta aproximadamente un tercio del diámetro del túnel) "trabajaran" y a veces cayeran en túneles hincados y sostenidos meses antes. Para que fueran estables a largo plazo, habría sido necesario un revestimiento o pernos de roca permanentes adicionales capaces de soportar estas cuñas o bloques.

Las cargas hidrostáticas por métodos empíricos que se emplean en Nueva York se muestran en la Ilustración 100 (pág. 399). Este método fue construido con información empírica.

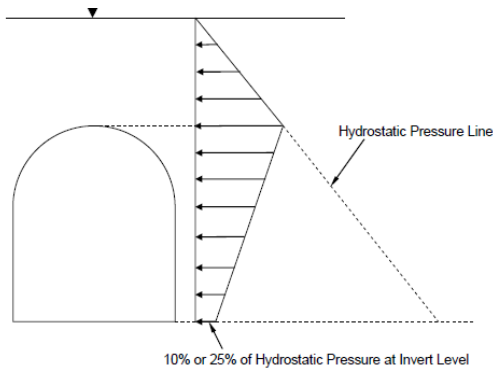


Ilustración 100. Cargas hidrostáticas empíricas sobre estructuras subterráneas.

Fuente: Federal Highway Administration (2015).

Según La Federal Highway Administration (2015), este método asume que:

El sistema de drenaje debe estar compuesto por una capa de drenaje en la pared (tela filtrante), tubos colectores de drenaje en el inverso colocados detrás de la pared y debajo del piso de la caverna, y una manta de drenaje desarrollada cubriendo todo el inverso con una capa de grava.

Además, con relación a los porcentajes de carga indican que:

La carga de agua en el nivel invertido se reduce al 10% de la presión hidrostática del agua en el nivel invertido con un lecho de drenaje de grava bien dimensionado y diseñado, y tuberías de drenaje en el nivel invertido (incluidas las disposiciones y acciones de seguimiento adecuadas para el mantenimiento a largo plazo).

En otras circunstancias, se recomienda el 25% de la presión hidrostática del agua en el nivel de inversión. Las cargas empíricas son probablemente conservadoras, pero responden a la preocupación de que las aguas subterráneas que se filtren a través de la roca del muro con el tiempo puedan obstruir la capa de drenaje (tejido) colocada fuera del muro de hormigón,

provocando una acumulación de la presión de las aguas subterráneas superior a la supuesta en el supuesto de que la gruesa manta de drenaje del inverso y los drenajes colectores sigan funcionando.

17.8.2.2. Métodos numéricos

Estos métodos permiten evaluar la capacidad estructural de elementos de soporte y/o de revestimiento. Tiene la ventaja de que se puede evaluar, por ejemplo, la capacidad estructural del concreto lanzado al día de haberse colocado cuando se requiere, teniendo en cuenta la longitud y tiempo de autoporte del macizo excavado. Es decir, si el tiempo de autoporte sugiere que el macizo rocoso permite máximo un día sin sostenimiento y en ese día se coloca concreto lanzado en la sección del túnel, es pertinente evaluar su capacidad estructural luego de un día teniendo presente que para que este elemento desarrolle completamente su resistencia se requiere más de un día en condiciones normales sin aditivos o acelerantes.

Códigos estructurales como el de la ACI son usualmente consultados para el diseño de elementos de revestimiento. Ahora bien, Hoek, Carranza-Torres, Diederichs, & Corkum (2008) cita lo expresado en la Guía para el Diseño de Revestimiento por el Comité Técnico de Diseño de Revestimiento de Túneles del Consejo de Investigación Tecnológica Subterránea:

Los códigos estructurales deben utilizarse con precaución. La mayoría de los códigos se han redactado para estructuras sobre el terreno basándose en suposiciones que no tienen en cuenta la interacción entre el terreno y el revestimiento. En consecuencia, es probable que la aplicación ciega de los

códigos de diseño estructural produzca límites en la capacidad de los revestimientos que no están justificados a la luz de las contribuciones sustanciales del terreno y la importante influencia del método de construcción tanto en la capacidad como en el coste de los revestimientos. En estas directrices no se recomiendan factores de carga específicos. Las condiciones de carga deben evaluarse mediante una revisión cuidadosa y sistemática de las influencias geológicas y de construcción. Es importante que la evaluación de las cargas del terreno y los detalles estructurales se coordinen para seleccionar un factor de seguridad.

Para la construcción de modelos numéricos generalmente se trabaja con Modelos de Elementos Finitos (FEM) y SAP2000 para determinar diagramas de capacidad de soporte estructural como los que se muestran en la Ilustración 101 (pág. 400). Estos diagramas se componen de la relación de momentos versus empujes axiales y fuerzas de corte que experimenta los elementos del revestimiento como el concreto lanzado, cerchas, etc.

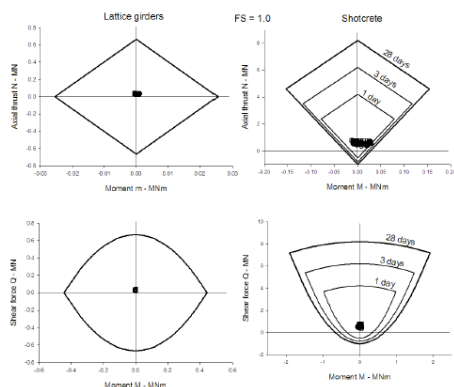


Ilustración 101. Diagrama de capacidad de soporte estructural para un revestimiento de 20 cm de concreto lanzado con 3 barras de lattice girder, colocadas en una excavación superior de techo curvo con piso plano.

Fuente: Contreras Carrillo (2019).

Cuando los datos obtenidos caen dentro de los diagramas el elemento de revestimiento o soporte no falla, de lo contrario se requiere reforzar o revisar el diseño.

Hoek, Carranza-Torres, Diederichs, & Corkum (2008) indica que los diagramas de capacidad estructural se basan en análisis elásticos de los elementos de soporte, esto implica que ninguna grieta por tracción o fracturamiento compresivo de los elementos de concreto es aceptable.

Programas como Abaqus para el análisis de revestimientos también es reportado por Perri (2012) (Ilustración 102, pág. 400). Otros programas como RS2 (2D) y RS3 (3D) de Rockscience también pueden ser utilizados para diseño de soportes y/o revestimientos.

Detalles estructurales de diseño de revestimientos se puede consultar en el Manual Técnico para el Diseño y Construcción de Túneles de Carretera-Elementos Civiles de la Federal Highway Administration (2009).

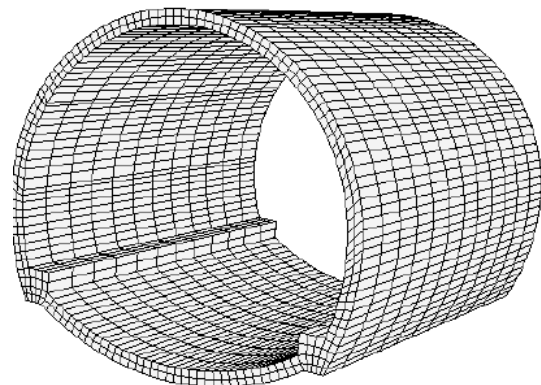


Ilustración 102. Malla tridimensional de 3072 elementos en Abaqus para análisis de revestimiento.

Fuente: Perri (2012).

17.8.3. Incidencia de los sismos en el sistema de revestimiento

La Federal Highway Administration (2009) indica que, entre los elementos del diseño, la construcción y el estado de los túneles que pueden influir en su comportamiento sísmico se incluyen:

- Si las cargas y el comportamiento sísmico se han tenido en cuenta explícitamente en el diseño del túnel.
- La naturaleza del revestimiento del túnel y del sistema de apoyo (por ejemplo, tipo de revestimiento, grado de contacto entre el revestimiento/sistemas de apoyo y el material geológico, uso de pernos de roca y espigas).
- Las conexiones de los túneles con otras estructuras. Uniones de los túneles con otras estructuras.
- Historial de rendimiento estático del túnel en términos de fallos y agrietamiento o distorsión del sistema de revestimiento/soporte.
- Estado actual del sistema de revestimiento/soporte, como grado de agrietamiento del hormigón y deterioro de los materiales de hormigón o acero con el paso del tiempo.

17.8.4. Riesgo en túneles por eventos sísmicos

La Federal Highway Administration (2009) expresa que:

Hay ciertas condiciones que indicarían claramente un riesgo sísmico potencialmente significativo para un túnel perforado, un falso túnel o un tubo sumergido y que, por tanto, requieren evaluaciones más detalladas.

Estas condiciones incluyen:

- *Una falla activa que atraviese el túnel.*
- *Un deslizamiento de tierras que atraviese el túnel, esté o no activo.*
- *Suelos licuables adyacentes al túnel.*
- *Antecedentes de deterioro estático del túnel (por ejemplo, derrumbes locales, grandes deformaciones, agrietamiento o desconchamiento del revestimiento debido a movimientos de tierra), a menos que se hayan tomado medidas de retroadaptación para estabilizar el túnel.*

Con relación a los túneles ferroviarios específicamente, mencionan que:

Los túneles de tránsito de las áreas metropolitanas suelen considerarse estructuras críticas o vitales y, por lo tanto, justifican evaluaciones sísmicas detalladas.

17.8.4.1. Tipos de ondas generadas por movimientos tectónicos

Uno de los efectos más notorios del movimiento de placas son los sismos que son la propagación de ondas en la superficie que generan movimiento.

Cuando se genera un choque de placas o un movimiento entre rocas al interior del planeta, se generan ondas que se propagan hasta llegar a la superficie. El punto donde se genera el choque y, por lo tanto, una liberación de energía en forma de ondas se llama

hipocentro. Si trazamos una vertical desde el hipocentro hasta la superficie, encontraremos el epicentro.

Los tipos de ondas que se generan como consecuencia de la liberación de energía son internas y externas o superficiales. Dentro de las internas están las primarias y secundarias que, como su nombre lo indica, se propagan al interior del planeta. Las ondas externas son las Rayleigh y las Love que se propagan en superficie. A continuación, se presenta un esquema de los tipos de onda:

Ondas Primarias: Frecuentemente se le conoce como onda P (de primarias) y son las que se propagan con mayor velocidad. Estas ondas se transmiten por el planeta generando un efecto de compresión y descompresión en el medio en el que se propaga (p. ej., rocas)

Ondas Secundarias: También conocidas como ondas S (de secundarias) y son las segundas más veloces. Estas se propagan de forma perpendicular al sentido de propagación.

Ondas Rayleigh: Son propagadas de una forma similar a las ondas del agua cuando se le lanza una piedra.

Ondas Love: Si vemos el terreno en planta, las ondas se propagan horizontalmente de un lado a otro. Estas son las que generan mayor daño a las estructuras.

Cabe resaltar que las ondas S no se ven afectadas por la saturación de los materiales, mientras que las ondas P si se ven afectadas por la saturación del material ya que pueden propagarse con mayor velocidad por el agua (Bhawani & Rajnish K., 2006).

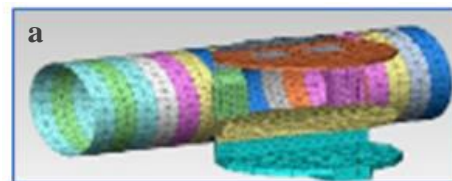
17.8.4.2. Daños por sismo en túneles

Eventos como el Kobe Earthquake en Japón (1995), el Duzce Earthquake en Turquía (1999), el Chi-Chi Earthquake en Taiwán (1999), el Bam Earthquake en Irán (2003) and el Wenchuan Earthquake en China (2008) han mostrado que los túneles son susceptibles a daños irreparables debido a cargas sísmicas (Yu, Chen, Yuan, & Zhao, 2016; Yu, Yuan, Liu, Li, & Ji, 2013) [...].

Las causas que generan daños en los túneles con relación a eventos sísmicos son las zonas de falla, fallas del terreno (squeezing, licuefacción, deslizamientos, subsidencias, daño mecánico y calidad del suelo) y movimientos sísmicos (resulta de la deformación del terreno por la propagación de ondas sísmicas).

En los siguientes casos es necesario considerar los efectos sísmicos (Ilustración 103, pág. 403):

- Conexiones entre túneles y estaciones o pozos de ventilación. (Ilustración 103 -a).
- Revestimiento incluyendo curvas pronunciadas. (Ilustración 103 -b).
- Cambios drásticos de rigidez estructural o condiciones del terreno. (Ilustración 103 -c)
- Intersección de túneles de diferente material estructural. (Ilustración 103 -d).



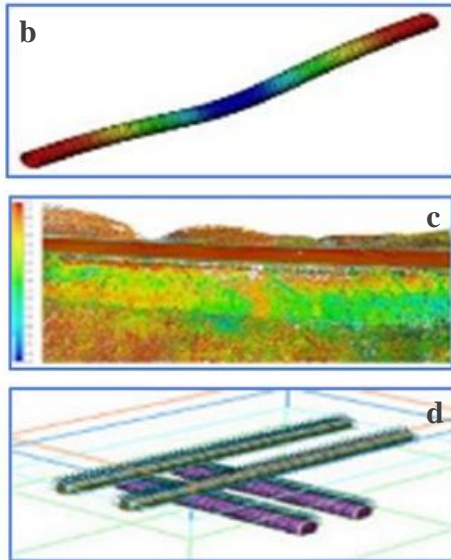


Ilustración 103. Condiciones para considerar el análisis por sismo.

Fuente: Elgamal & Elfaris (2022).

17.8.4.3. Desempeño sísmico de estructuras subterráneas

Este apartado se basa fundamentalmente en el trabajo Hashasha, Hooka, Schmidtb, & Yao (2001).

Los autores exponen una serie de comentarios sobre el desempeño de estructuras subterráneas en eventos sísmicos que se presentan a continuación:

1. *Se genera considerablemente menos daño en estructuras subterráneas que en superficiales.*
2. *Los daños reportados disminuyen conforme la cobertura es mayor. Los túneles más profundos tienden a ser más seguros y menos vulnerable a movimientos sísmicos que los túneles más superficiales.*
3. *Las facilidades subterráneas construidas en suelos pueden sufrir*

más daños que aquellas construidas en rocas.

4. *Los túneles revestidos y con lechada son más seguros que los túneles en roca sin revestimiento. Los daños causados por las sacudidas pueden reducirse estabilizando el suelo alrededor del túnel y mejorando el contacto entre el revestimiento y el suelo circundante a través de la lechada.*
5. *Los túneles son más estables bajo una carga simétrica lo que mejora la interacción entre el suelo y el revestimiento. Mejorar el revestimiento del túnel colocando secciones más gruesas y rígidas sin estabilizar el terreno circundante puede dar lugar a un exceso de fuerzas sísmicas en el revestimiento. El relleno con material no movable cíclicamente y las medidas de estabilización de la roca pueden mejorar la seguridad y la estabilidad de los túneles poco profundos.*
6. *Los daños pueden estar relacionados con la aceleración máxima del terreno y la velocidad en función de la magnitud y la distancia epicentral del terremoto.*
7. *La duración de las sacudidas fuertes durante terremotos es de suma importancia porque puede provocar fallos por fatiga y, por tanto, grandes deformaciones.*
8. *Los movimientos de alta frecuencia pueden inducir desprendimientos de la roca o del hormigón a lo largo de planos de debilidad. Estas*

frecuencias, que se atenúan rápidamente con la distancia, pueden esperarse principalmente a pequeñas distancias de la falla causante.

9. *El movimiento del suelo puede amplificarse al incidir con un túnel si las longitudes de onda están entre una y cuatro veces el diámetro del túnel.*

10. *Los daños en las bocas de los túneles y en sus proximidades pueden ser importantes debido a la inestabilidad de los taludes.*

Algunas formas de deformación de túneles ocasionados por ondas sísmicas se presentan en la

Ilustración 104 (pág. 405), también citada por la Federal Highway Administration (2009) quienes presentan procedimientos para evaluar la respuesta de deformación del túnel con relación al tipo de deformación de la sección de la

Ilustración 104, incluyendo métodos numéricos. Además, procedimientos de evaluación sísmica de efectos en terrenos con zonas de falla incluyendo:

- Evaluación de ruptura de la falla.
- Evaluación de detonación de deslizamientos y licuefacción en vecindades al túnel.

17.8.4.4. Análisis sísmico de túneles largos

El título de este apartado corresponde al del documento de Yu, Yuan, & Bobet (2017). A continuación, se resumen aspectos generalizados del análisis sísmico de túneles largos.

Se presentan dos métodos de análisis sísmico de túneles largos:

- ✓ Método simplificado
- ✓ Método unificado

17.8.4.4.1. Método simplificado

Es un método comúnmente usado por los proyectistas para evaluar la respuesta general del terreno frente a cargas sísmicas. Se exponen dos modelos: modelo masa-resorte-viga y modelo viga-resorte.

Permiten identificar fácilmente las variables que controlan la magnitud de las distorsiones y, por tanto, proporcionan una visión del comportamiento de la estructura.

Se basa en los supuestos de que 1) el período natural del suelo no está influenciado por la existencia de un túnel, y 2) el movimiento del suelo es inducido por la vibración de corte de los estratos del suelo y sólo se tiene en cuenta el modo fundamental.

El método simplificado puede no ser capaz de capturar la respuesta y el daño en los detalles estructurales, en los elementos o en los lugares de posible fallo, debido a las suposiciones simplificadas que se toman para incluir la estructura del túnel y la interacción suelo-túnel.

Por lo anterior, se hace uso del modelo multiescala que pertenece al método unificado para tener presente estos detalles.

17.8.4.4.2. Método unificado

El método unificado se basa en un marco multiescala para túneles largos, con mallas de elementos finitos gruesos y refinados o

con el método de elementos discretos y el método de diferencias finitas para calcular

la respuesta sísmica global del túnel al

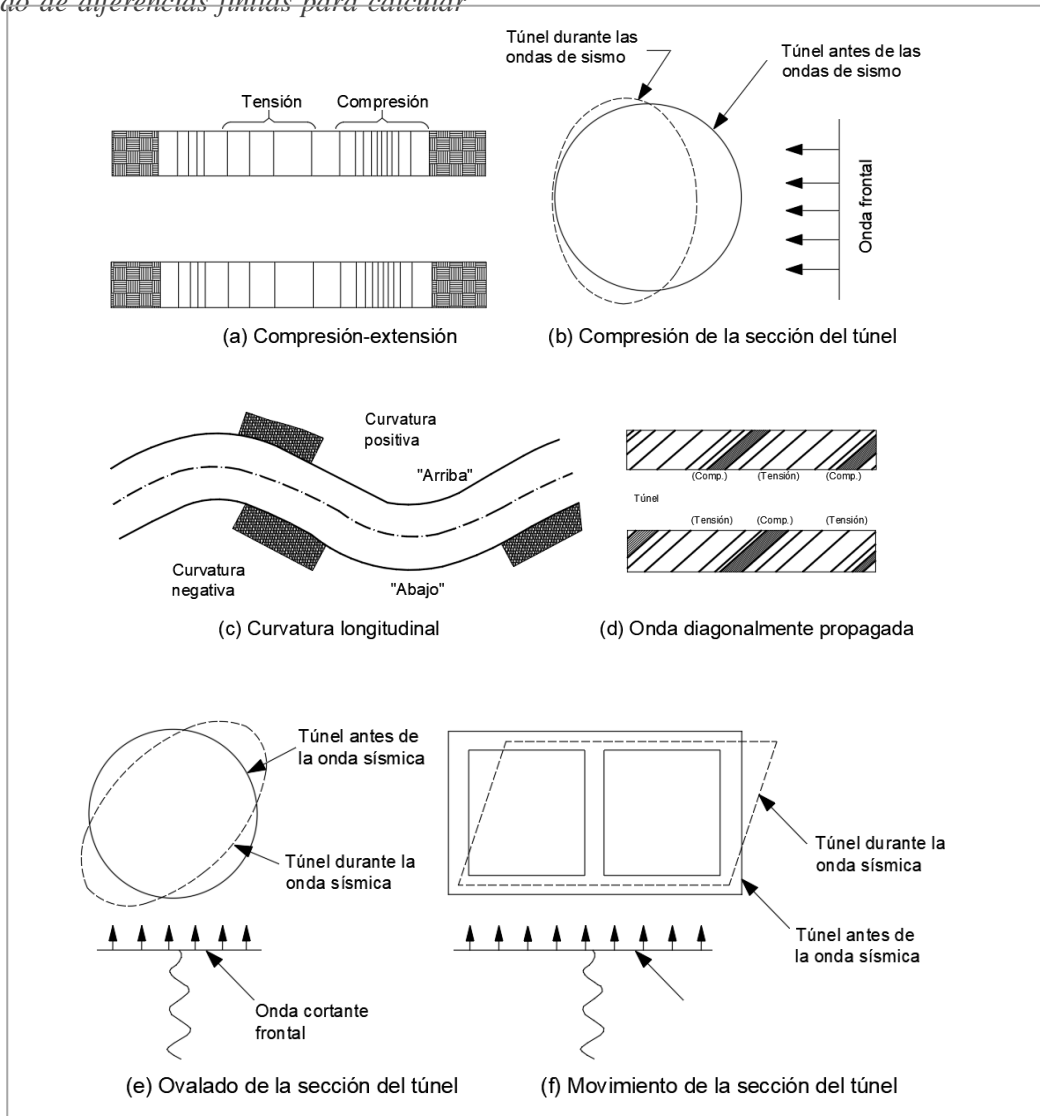


Ilustración 104. Modos de deformación de túneles por eventos sísmicos.
Fuente: Traducido y adaptado de Hashasha, Hooka, Schmidtb, & Yao (2001).

tiempo que incluye la respuesta dinámica detallada en posiciones de daño potencial o de interés.

La ventaja del enfoque multiescala continuo-discreto es que permite modelar los fenómenos físicos locales que se producen que ocurren en las mesoescalas o microescalas de sistemas muy grandes.

17.8.4.4.3. Criterios de diseño

Con relación a este tema, Hashasha, Hooka, Schmidtb, & Yao (2001) expresan que:

Un análisis de riesgo sísmico suele caracterizar el potencial de fuertes movimientos de tierra examinando la de las fallas activas en una región, el potencial de

movimiento de la falla, y la frecuencia con la que las fallas liberan la energía almacenada. Este examen puede ser difícil en algunas regiones, como el este de EE.UU., donde las fallas no son fácilmente detectables.

Hay dos métodos de análisis: a. el análisis de riesgo sísmico determinista (DSHA por sus siglas en inglés) y b. el análisis de riesgo sísmico probabilístico (PSHA por sus siglas en inglés). Un análisis determinista de la amenaza sísmica desarrolla uno o más movimientos sísmicos para el lugar de interés.

El más reciente análisis probabilístico, que cuantifica explícitamente las incertidumbres en el análisis, desarrolla un rango de movimientos del terreno esperados y sus probabilidades de ocurrencia. Estas probabilidades pueden utilizarse para determinar el nivel de protección sísmica en un diseño.

El criterio de carga de diseño sísmico se basa en adicionar la carga que corresponde a la inducida por el movimiento del terreno.

Cuando se determinan los parámetros de movimiento del terreno para el sismo máximo de diseño y operación, se lleva a cabo el criterio de carga usando el método de diseño de factor de carga.

Dos criterios de carga de diseño sísmico presentan los autores:

- ✓ Criterio MDE para túneles perforados circulares.
- ✓ Criterio ODE.

Para más detalle sobre estos métodos y otros aspectos de diseño se puede consultar el trabajo de Hashasha, Hooka, Schmidt, & Yao (2001) quienes, además, compilan el análisis sísmico de estructuras subterráneas y procedimiento de diseño que se muestra aquí en la Gráfica 70 pág. 407).

17.8.5. Análisis numérico de túneles bajo cargas de sismo

En el documento “*Seismic load considerations in the design of underground structures for hydropower projects in the Himalayan region*”, Sivarajan (2016) presenta un análisis numérico para casos particulares cuyos aspectos generales se resumen aquí con el fin de evidenciar la influencia de las cargas sísmicas en el diseño de túneles en roca.

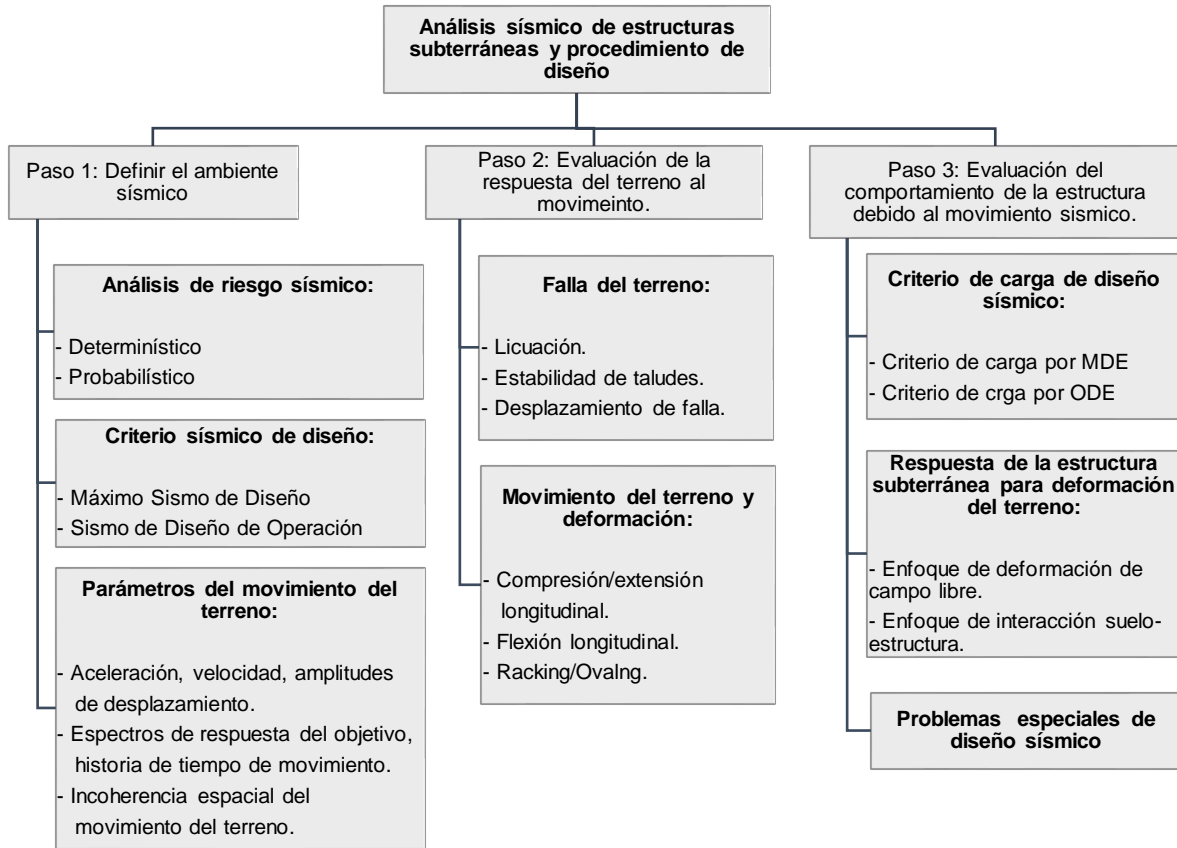
17.8.5.1. Caso I

17.8.5.1.1. Datos del sistema:

- Túnel circular, 10 m de diámetro, cobertura de 70 m.
- Macizo rocoso competente y de baja calidad.

Se hace uso del programa Phase2 para análisis dinámicos con cargas sísmicas a través de un procedimiento pseudo-estático.

Se evalúa un túnel con coeficiente sísmico horizontal de 0,3 y un coeficiente sísmico vertical descendente de -0,2 (negativo para la dirección descendente). El esfuerzo in situ (carga estática) adoptado es hidrostático debido a la gravedad.



Gráfica 70. Análisis sísmico de estructuras subterráneas y procedimiento de diseño.

Fuente: Adaptada y traducida de Hashasha, Hooka, Schmidtb, & Yao (2001).

Caso II

17.8.5.1.2. Datos del sistema:

- Túnel circular, 8m de diámetro y cobertura de 70m.
- Resistencia a la compresión de la roca de 100MPa
- Coeficiente de aceleración sísmica horizontal de 0.3 y de -0.2 en la vertical.
- Q de 0.55 (roca pobre)
- Q de 25 (roca de buena calidad)
- Otros parámetros que asumió el autor se presentan en la siguiente tabla:

Parámetros del macizo rocoso	Roca muy pobre Q=0,55	Roca buena Q=25
Módulo de deformación, E (GPa)	8,19	29,24
Relación de Poisson, ν	0,25	0,25
Resistencia a la tensión (MPa)	0,02	0,02
Ángulo de fricción pico, ϕ (°)	15	40
Cohesión pico, C_p (MPa)	1,0	3,5
Ángulo de dilatación (°)	0	0
Ángulo de fricción residual, ϕ_r (°)	15	30
Cohesión residual, C_r (MPa)	0,1	0,1

17.8.5.2. Resultados

Los resultados obtenidos obedecen al caso particular estudiado con parámetros asumidos y son meramente orientativos. Esta advertencia también la reitera el autor.

Bajo carga sísmica, la fuerza axial máxima desarrollada en el revestimiento de concreto lanzado aumenta aproximadamente un 37% (de la carga estática) para el macizo rocoso elástico, mientras que para el macizo rocoso elástico-perfectamente aumenta en un 51%.

Los estudios realizados para examinar la influencia de tamaño de los túneles en la fuerza generada en el revestimiento debido a sismo, muestran que no hay una variación significativa en el porcentaje de aumento de la fuerza axial máxima en el caso de la roca elástica, cuando el diámetro del túnel aumenta de 5,0m a 10,0m. Sin embargo, para la roca elástica-perfectamente plástica, hay un aumento del 44% al 51% en la máxima fuerza axial, cuando el diámetro del túnel se incrementa de 5.0m a 10.0m.

El aumento de la fuerza axial en el soporte de roca / revestimiento debido a las cargas sísmicas coincide con la aproximación: $Q(\text{sísmico}) = (1/2) \times Q(\text{estático})$ como sugirió Nick Barton, en el documento publicado en 1984 para el diseño del soporte de roca con base en el sistema Q.

17.8.5.3. Conclusiones

- Las rocas menos competentes son más susceptibles de daños por sobrecargas generadas por eventos sísmicos.
- El tamaño del diámetro del túnel afecta para rocas de baja calidad más

que para las de roca competente en este caso con las condiciones del estudio referido.

El análisis sísmico en túneles con diferentes combinaciones de coeficientes sísmicos horizontales y verticales muestra que las tensiones máximas se producen en la periferia del túnel cuando el coeficiente sísmico vertical actúa hacia abajo en la misma dirección que la fuerza gravitatoria.

Cabe mencionar que el estudio anterior fue desarrollado para una cobertura baja (70m) por lo que se esperaba que el efecto del sismo disminuya con la profundidad.

17.8.6. Afectación del sostenimiento por eventos sísmicos

Este apartado se basa en contenidos de clase y experiencia del ingeniero Ramiro Gutiérrez (2019).

Rowe (1992) expresa que túneles en roca de resistencia media a alta son menos susceptibles de daños por eventos sísmicos. Adicional menciona que no es frecuente que se presenten colapsos con aceleraciones sísmicas menores a 0,5 g. Con lo anterior se deduce que la afectación disminuye con conforme aumenta la profundidad del túnel.

El riesgo ante eventos sísmicos corresponde con la posibilidad de que se presente fisuramiento del concreto lanzado, y/o desprendimientos.

17.8.6.1. Vulnerabilidad del soporte frente a actividad sísmica

Los criterios de diseño sísmico son establecidos en la práctica para túneles rectos

de sección circular por ST. John (1987); Hashash (2001). Los métodos de análisis considerados son los siguientes:

- Deformación de campo libre.
- Interacción suelo-estructura.

Con estos se calculan las deformaciones axiales y de flexión (curvatura) máximas producidas por diferentes tipos de ondas sísmicas, así como la fuerza axial, el momento flexionante, y la fuerza cortante de diseño.

La seguridad sísmica de túneles se demuestra en términos de la capacidad del soporte o revestimiento en hormigón para resistir tres tipos de deformaciones, a saber: a) axial, b) de curvatura y c) de ovalamiento.

En túneles rectos se desarrollan deformaciones axiales y de curvatura (véase Ilustración 105, pág. 409) cuando las ondas sísmicas se propagan en forma paralela u oblicuamente a su eje. En estos casos, el comportamiento general del túnel es similar al de una viga elástica sujeta a las deformaciones impuestas por el suelo circundante. Las consideraciones de diseño para este tipo de deformaciones son aplicables en la dirección longitudinal.

Las deformaciones de ovalamiento es la otra forma de revisar el comportamiento de la estructura en hormigón. Este comportamiento puede desarrollarse cuando las ondas sísmicas se propagan de manera perpendicular al eje del túnel (véase

Ilustración 104, pág. 405) resultando en una distorsión de la sección transversal en condición de deformación plana. En general, la propagación vertical de ondas cortantes produce la deformación crítica de ovalamiento. Las consideraciones de diseño

para este tipo de deformación son aplicables en la dirección transversal.

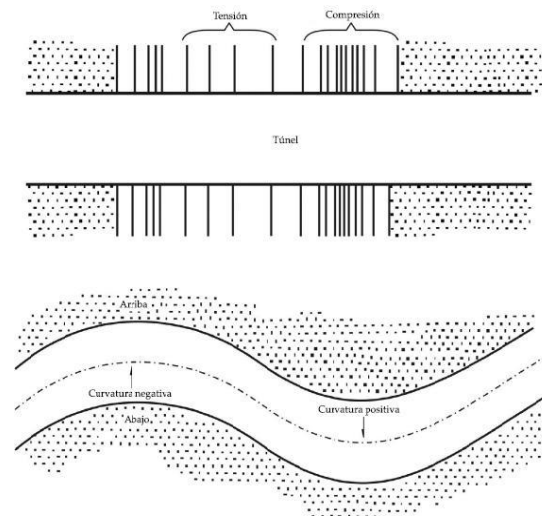


Ilustración 105. Deformaciones axial y flexionante a lo largo del eje del túnel.

Fuente: Hashash et al (2001).

17.8.6.1.1. Método de deformación de campo libre

La deformación de campo libre se refiere a la deformación del terreno causada por el paso de ondas sísmicas en ausencia del túnel o la excavación. Esta deformación ignora la interacción suelo-túnel, pero en algunos casos puede representar una buena aproximación a la deformación estructural esperada. Este enfoque se basa en los conceptos emitidos por la (ITA/ATES -Hashash Y, 2001), así como en el *Manual de Diseño por Sismo* (MDS-CFE. Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas, 2008).

17.8.6.1.2. Método de interacción suelo-estructura

La presencia del túnel modifica las deformaciones de campo libre, especialmente

en suelos y/o materiales blandos. El análisis de interacción suelo-estructura considera la rigidez tanto del terreno como del túnel. El sistema acoplado se modela como una viga sobre cimentación elástica sujeta a ondas de cortante, ignorando los efectos inerciales.

Cuando el túnel se somete a deformaciones axial y flexionante causadas por las ondas propagándose a lo largo de su eje, la sección transversal experimenta los siguientes elementos mecánicos: 1) fuerza axial Q , y 2) momentos flexionantes M y fuerzas cortantes V .

Para la aplicación de la verificación, los análisis se pueden realizar para soportes del túnel como concreto lanzado, y para los diferentes tipos de litología que atraviesa el túnel excavados en rocas y zonas de cizalla o falla.

17.8.6.2. Procedimiento de análisis mediante el método analítico

17.8.6.2.1. Revisión de las deformaciones axial y flexionante

Para realizar el análisis mediante el método de interacción roca - soporte, se realizan varios pasos cuyas formulaciones son presentadas por la referencia (MDS-CFE. Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas, 2008):

Se estima la longitud de onda dominante, aplicando la siguiente ecuación:

$$L_s = C_s T_s \quad [244]$$

Donde,

Cs: Velocidad efectiva de propagación en el suelo.

Ts: Periodo dominante de vibración.

Por otra parte, se deduce el desplazamiento máximo del terreno, tal que las deformaciones asociadas pudieran ser comparables con las calculadas mediante el método de deformación de campo libre. El propósito de esta suposición es verificar claramente el efecto de la interacción de la masa de roca-túnel. Las siguientes ecuaciones son utilizadas para estimar las deformaciones axiales y flexionantes:

- **Deformación axial:**

$$D_s = (L_s V_s) / (2\pi * C_e * C_s) \quad [245]$$

Donde,

Vs: relación de Poisson del macizo.

Cs: Velocidad efectiva de ondas de propagación.

Ls y Vs son definidas en la Ecuación 261.

- **Deformación flexionante:**

$$D D_s = L_s^2 * A_s / (C_k * C_s)^2 \quad [246]$$

Donde,

As: Aceleración máxima del terreno.

Ck: Coeficiente adimensional.

Ls, Cs son definidos en la Ecuación 262.

Coefficientes de deformación y curvatura se definen de acuerdo con el tipo de ondas sísmicas según lo indicado en la Tabla 157. Coeficientes de deformación y curvatura-Tabla 157 (pág. 411), tomada de la referencia (MDS-CFE. Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas. 2008).

Tabla 157. Coeficientes de deformación y curvatura- Pérez *et al* (2013).

Tipo de coeficiente	Ondas S	Ondas P	Ondas Rayleigh
C _g	2(Θ=45°)	1(Θ=0)	1(Θ=0)
C _K	1(Θ=0)	1,6(Θ=35°)	1(Θ=0)

Para los análisis se pueden adoptar las ondas de corte por ser las más críticas de acuerdo con lo indicado por (MDS-CFE. Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas, 2008).

Se estiman las rigideces axial y lateral del material rocoso, por unidad de longitud de túnel.

$$ka = kl = (16\pi Gs(1 - vs) * d)/(3 - 4 vs) * Ls \quad [247]$$

Donde,

Gs: Módulo de cortante del macizo.

D: Diámetro del túnel.

vs y Ls se pueden definir en la Ecuación 261 y Ecuación 262.

Los valores de rigidez axial y lateral del terreno para cada material se determinan así:

- **Se calculan las máximas fuerzas axiales y la correspondiente deformación longitudinal**

Para esto se utiliza las siguientes ecuaciones:

$$Q_{m\acute{a}x.} = \frac{\frac{K_a L_a}{2\pi}}{1 + 2 \frac{K_a}{E_c A_c} \left(\frac{L_s}{2\pi}\right)^2} * D_s \quad [248]$$

$$\epsilon_{axial} = \frac{Q_{m\acute{a}x.}}{E_c A_c} \quad [249]$$

Donde,

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

A_c: Área de revestimiento por unidad de ancho.

Los demás parámetros son definidos en las ecuaciones ya mostradas.

- **Se calcula el máximo momento flexionante y la correspondiente deformación longitudinal**

Para esta parte se pueden usar las ecuaciones siguientes:

$$M_{m\acute{a}x.} = \frac{K_l \left(\frac{L_s}{2\pi}\right)^2}{1 + \frac{K_l}{E_c I_c} \left(\frac{L_s}{2\pi}\right)^4} * D_s \quad [250]$$

$$\epsilon_{axial} = \frac{r * M_{m\acute{a}x.}}{E_c I_c} \quad [251]$$

Donde,

K_l: Rigidez lateral del suelo circundante, por unidad de longitud de túnel.

L_s: Longitud de onda dominante.

D_s: Desplazamiento máximo del terreno.

E_c: Módulo de elasticidad del revestimiento.

I_c: Momento de inercia de la sección transversal del túnel.

Los demás parámetros se presentan en las ecuaciones anteriores.

Los valores obtenidos de momento flexionante máximo y de la deformación longitudinal son los siguientes:

- Se compara la deformación combinada axial y de flexión con la deformación máxima permisible del

revestimiento en hormigón proyectado.

- Se determina la máxima fuerza cortante debida a la curvatura por flexión.

Para determinar la fuerza máxima cortante se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_{m\acute{a}x.} = \frac{2\pi}{L_s} * M_{m\acute{a}x.} \quad [252]$$

Donde,

M_{máx.}: Momento flector máximo

L_s: Definido en la Ecuación 44

17.8.6.2.2. Revisión de la deformación de ovalamiento

Para analizar esta parte se realizan los siguientes aspectos:

1. Se obtiene el módulo de deformación de la masa de roca aplicando los criterios ya establecidos según (Hoek, 2006).
2. Se determinan los coeficientes de compresibilidad y flexibilidad del sistema túnel-masa de roca. (MDS-CFE. Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas., 2008). Para esto se aplican las siguientes ecuaciones:

$$C = \frac{E_s(1 - \nu_c^2)r}{E_c t(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \quad [253]$$

$$F = \frac{E_s(1 - \nu_c^2)r^3}{6E_c I'_c(1 + \nu_s)} \quad [254]$$

Donde,

E_s: Módulo de elasticidad del suelo o terreno.

ν_s: Relación de Poisson del terreno.

E_c: Módulo de elasticidad del revestimiento en hormigón.

ν_c: relación de Poisson del revestimiento en hormigón.

t: Espesor del revestimiento en hormigón.

r: Radio del túnel.

I'_c: Momento de inercia del revestimiento en hormigón por unidad de ancho.

El coeficiente *C* mide la rigidez radial del sistema túnel-suelo, mientras que el coeficiente *F* mide su rigidez de ovalamiento.

3. Se determinan los coeficientes de respuesta del sistema.

Para esta parte se aplican las siguientes ecuaciones:

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_s)}{2F + 5 - 6\nu_s} \quad [255]$$

$$K_2 = 1 + \frac{F(1 - 2\nu_s)(1 - C) - (1 - 2\nu_s)^2/2 + 2}{F[(1 - 2\nu_s)(1 + C) + 2] + C(2.5 - 8\nu_s + 6\nu_s^2) + 6 - 8\nu_s} \quad [256]$$

Donde,

F: Coeficiente de flexibilidad

C: Coeficiente de compresibilidad

ν_s: Relación de Poisson del suelo o material del terreno

4. Se calcula la deformación de ovalamiento que debe soportar el

túnel en condición monolítica, y la máxima deformación de cortante.

$$\gamma_{m\acute{a}x.} = \frac{V_s}{C_s} \quad [257]$$

Donde,

V_s: Velocidad Máxima = 9,0 m/s

C_s: Velocidad de ondas de corte

El máximo cambio diametral por ovalamiento se puede estimar con la siguiente ecuaci3n:

$$\Delta d = \frac{1}{3} K_l \gamma_{m\acute{a}x.} d \quad [258]$$

5. Se calcula la máxima fuerza normal y el máximo momento flexionante circunferencial en el soporte del túnel.

Para estimar la fuerza máxima axial y el momento flexionante máximo circunferencial se pueden aplicar las siguientes expresiones:

$$N_{m\acute{a}x.} = \frac{1}{2} K_2 \frac{E_s}{(1 + \nu_s)} r \gamma_{m\acute{a}x.} \quad [259]$$

$$M_{m\acute{a}x.} = \frac{1}{6} K_l \frac{E_s}{(1 + \nu_s)} r^2 \gamma_{m\acute{a}x.} \quad [260]$$

6. Posteriormente se determina el esfuerzo y la deformaci3n circunferencial que resultan del efecto combinado de las fuerzas axiales $N_{m\acute{a}x}$ y el momento flector $M_{m\acute{a}x}$ (máximos).

Para analizar el esfuerzo y la deformaci3n circunferencial por los efectos combinados de axial y momento se pueden aplicar las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{tot} = \frac{N_{m\acute{a}x.}}{A'_c} + \frac{M_{m\acute{a}x.} t}{2I'_c} \quad [261]$$

$$\epsilon_{tot} = \frac{\sigma_{tot}}{E_s} \quad [262]$$

La deformaci3n unitaria se compara con el esfuerzo admisible del revestimiento en concreto. Si el concreto del revestimiento no cumple con esa comparaci3n de parámetros, se disena espesores mayores o aceros de refuerzo.

17.8.7. Aspectos constructivos del revestimiento

Se hace uso de carros de encofrado que se ajustan a la forma de la secci3n del túnel cuidando de cumplir con el espacio mínimo requerido para la instalaci3n de los sistemas de soporte y guiado, iluminaci3n, ventilaci3n, etc.

Algunos ejemplos de estos carros de encofrado para fundir revestimiento definitivo se presentan en la Imagen 109 (pág. 413) e Imagen 110 (pág. 414).



Imagen 109. Carro de encofrado utilizado para el túnel de la Autopista del Pacífico en Ballina, Australia.

Fuente: <https://tinyurl.com/2p9693pa>



Imagen 110. Carro de encofrado utilizado para túneles Brasil.

Fuente: <https://tinyurl.com/2p9693pa>

17.9. Drenaje

El agua es una de las tres mayores causas del fallo de túneles según lo presentado en la Gráfica 7 (pág. 154), por lo tanto, el drenaje constituye uno de los análisis más importantes en el diseño del túnel, y a su vez, de los más críticos en cuanto a su estabilidad y daños operativos.

El drenaje en un túnel puede ser diseñado para dos etapas en el proyecto de túneles ferroviarios: en construcción y en operación.

En construcción se hace para evitar inundaciones del túnel, daño de personal y equipos, retrasos de obra, costos, reducir presiones, etc. En operación se diseña el drenaje para evitar infiltraciones al sistema del túnel que, en el caso de los túneles ferroviarios, es crítico ya que incrementaría la humedad interna del túnel reduciendo la adherencia del mecanismo de soporte y guiado de los vehículos con relación a la superestructura (Ilustración 4, pág. 43) aumentando el peligro de daño del sistema eléctrico, magnético o neumático del sistema ferroviario (sección 10.3, pág. 45). Adicional, aunque no es el caso de Colombia, es válido

mencionar que, la acumulación de agua en el sistema del túnel puede inducir esfuerzos en los elementos de la vía ferroviaria, el revestimiento y el sostenimiento en caso de que se congele.

El diseño del drenaje en un túnel se basa en las condiciones hidrogeológicas esperadas en la fase de construcción y operación del túnel. Además, se debe considerar las afectaciones ambientales por el efecto del drenaje, así como la zona de disposición de las aguas captadas.

Los tipos de drenaje que generalmente se diseñan en túneles son radiales y longitudinales.

17.9.1. Importancia del drenaje con el resto del diseño del proyecto de túneles, y problemas asociados

La Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, en su documento “*Drenaje e Impermeabilización durante la construcción y explotación de túneles*”, menciona que, el drenaje tiende a ser criticado (o infravalorado) en un proyecto de túneles si se hace un balance como el que se presenta en la Ilustración 106 (pág. 415).

Los problemas asociados, aparte de los técnicos, son los de coste. La Escuela de Barcelona en mención, presenta la siguiente tabla para el caso de algunas cavernas de almacenamiento en la que el agua incrementó los costos del proyecto y en las que la solución final consistió en mantener equipos de drenaje en disposición de operar en el momento que se requiera.

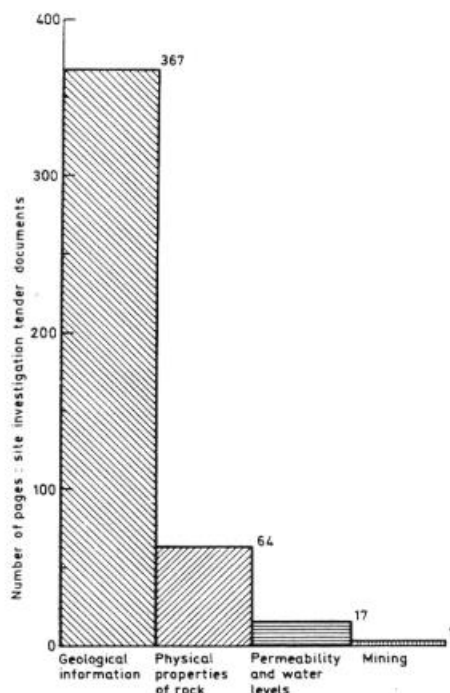


Ilustración 106. Relación de informes dedicados a distintos ámbitos.

Fuente: Muir Wood & Kirkland (1985), citado por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (2003).

Tabla 158. Problemas asociados al agua en algunas cavernas de almacenamiento

Parámetro	Lonkoping	Lavera	Vexin
Tipo de roca	Granito	Caliza	Creta
Volumen excavado (m3)	96000	150000	180000
Volumen de almacenamiento (m3)	90000	123000	130000
Profundidad por debajo del N.F.	40	100	120
Caudal de infiltración máximo (m3/hora)	20	300	470
Filtración permanente	65	15	80
Permeabilidad media, 10-7 (m/s)	1	1,2	3,5
Perforación para inyección (m)	3000	17000	34000

Parámetro	Lonkoping	Lavera	Vexin
Inyección (Ton.)	300	1350	3500
Incremento de coste debido a problemas relacionados con el agua (% del total)	25	35	60

Fuente: G. Jansson (1979), citado por la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (2003).

Problemas a nivel de estabilidad del túnel se pueden presentar por un inadecuado manejo de aguas. Algunos de esos problemas son, el incremento en el esfuerzo que soporta el sostenimiento, ablandamiento del terreno y reducción de cohesión, deterioro de elementos de soporte, entre otros.

17.9.2. Elementos de drenaje

Dentro de la instalación de drenajes se incluyen los siguientes elementos:

- Geotextiles de protección de membranas drenantes.
- Impermeabilizante.
- Tubos drenantes.
- Filtros.
- Rellenos granulares.
- Concreto con aditivos para reducir su permeabilidad.
- Túneles de drenaje: En ocasiones se puede hacer uso de la construcción de túneles de drenaje, estos modifican la distribución de presiones de agua en el túnel principal dependiendo de su cercanía hacia este.

Un ejemplo de disposición de esos elementos se muestra en la Ilustración 107 (pág. 416).

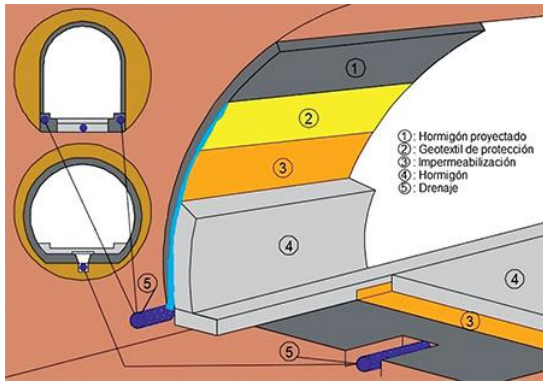


Ilustración 107. Ejemplo de disposición de elementos de drenaje en un túnel.

Fuente: Revista EMB Construcción, disponible en: <https://tinyurl.com/45y2vrw2>



Imagen 111. Sistema de impermeabilización con geosintéticos.

Fuente: <https://tinyurl.com/228xwnks>

Otro esquema de drenaje se presenta en la Ilustración 108 (pág. 416).

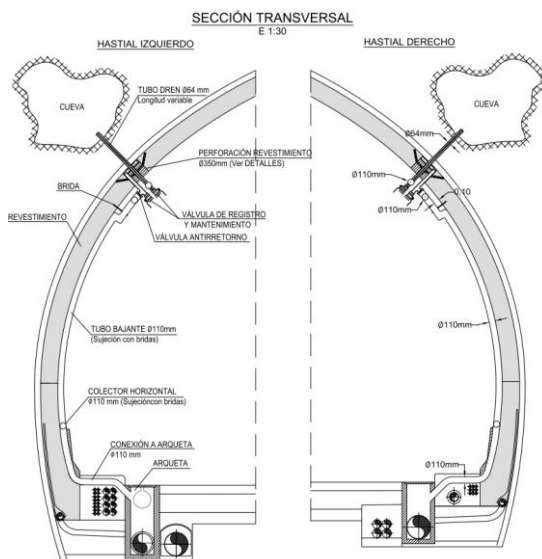


Ilustración 108. Ejemplo de esquema de drenaje.

Fuente: *Drenaje del trasdós del revestimiento de túneles en terrenos kársticos* (2018).

En cuanto a geosintéticos la Imagen 111 (pág. 416) presenta un ejemplo de instalación.

17.9.3. Localización de huecos o acumulación de agua detrás del revestimiento

Para hacer la inspección del túnel detrás del revestimiento y localizar zonas de acumulación de agua y huecos (por karsticidad, por ejemplo) se puede hacer mapeo por georradar y monitorización piezométrica como lo indica el documento “*Drenaje del trasdós del revestimiento de túneles en terrenos kársticos*” del año 2018.

En este documento, se indica que:

Los registros de huecos en los radargramas muestran una anomalía de forma parabólica, que debe su forma a registro continuo del rebote de la señal.

Adicional, presentan un ejemplo de lectura con georradar en el que se identifica la cavidad detrás del revestimiento de un túnel existente (Ilustración 109 e Ilustración 110, pág. 417):

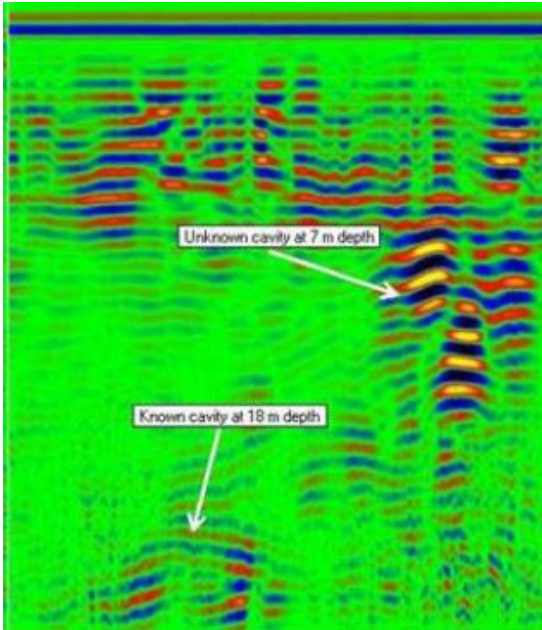


Ilustración 109. Mapeo con georadar de antena de 75 MHz, detrás de un revestimiento de túnel.
Fuente: *Drenaje del trasdós del revestimiento de túneles en terrenos kársticos (2018)*.

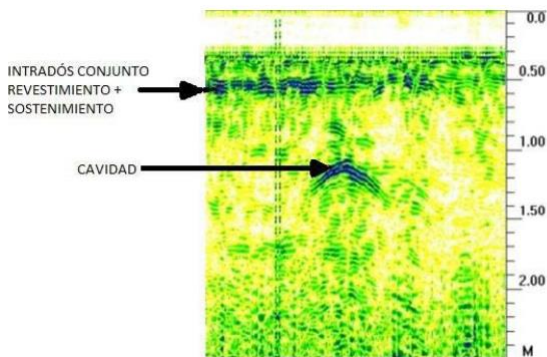


Ilustración 110. Lectura con georadar de antena de 500 MHz, detrás de un revestimiento de túnel.
Fuente: *Drenaje del trasdós del revestimiento de túneles en terrenos kársticos (2018)*.

17.9.4. Cálculo de caudales filtrados al interior de túneles por métodos analíticos

La Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (2003) presenta un resumen de algunos

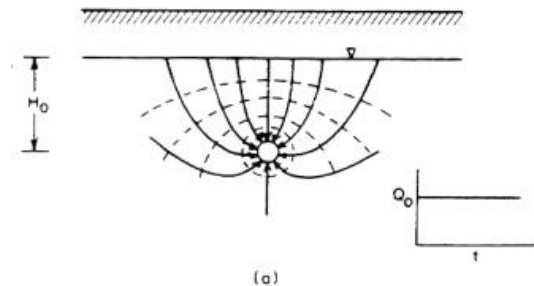
métodos de cálculo de los cuales se muestran dos a continuación.

Adicional, menciona que:

En general las soluciones analíticas cubren un número escaso de situaciones. El rebajamiento de los niveles piezométricos con superficies de saturación variables en el tiempo plantea las mayores dificultades. Una valoración de los métodos numéricos disponibles para analizar los problemas de filtración con superficie libre ha sido hecha recientemente por Gioda y Desideri (1988).

Con relación al cálculo de caudales en túneles se puede consultar el libro “Hidrología Subterránea” escrito por Custodio E. y Llamas M. en 1976 bajo el amparo de la Universidad Politécnica de Barcelona, para mayor información y detalle de las metodologías de cálculo.

17.9.4.1. Régimen estacionario



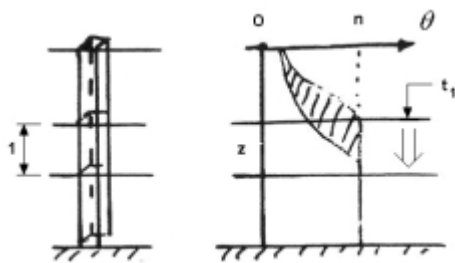
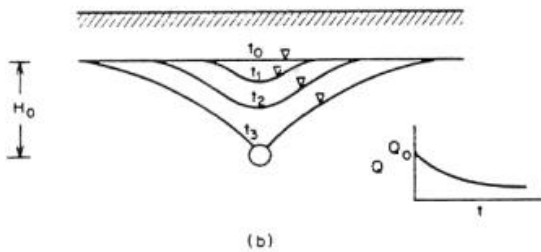
Red de flujo para túnel de radio r (Goodman *et al*, 1965):

$$Q_o = \frac{2\pi K H_o}{2.3 \log\left(\frac{2H_o}{r}\right)} \quad [263]$$

17.9.4.2. Régimen transitorio

Hipótesis:

- Parábolas.
- Dupuit.
- $t > t_3$



$$Q(t) = \left(\frac{8C}{3} * K * H_0^3 * S_y * t \right)^{0.5} \quad [264]$$

Donde,

S_y : Almacenamiento específico.

C : Constante:

0.5 (Dupuit)

0.75 (Modelos)

17.9.5. Distribución de esfuerzos del agua sobre el túnel

Se puede estimar por medio de redes de flujo. Un ejemplo de esquema de redes de flujo para un túnel que cuenta con un túnel de drenaje se muestra en la Ilustración 111 (pág. 418).

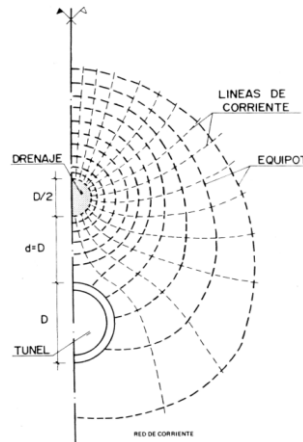


Fig. 10. Red de corriente con proximidad de un túnel de drenaje (Oteo, 1982)

Ilustración 111. Red de flujo con proximidad de un túnel de drenaje.

Fuente: Oteo (1982), citado por Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (2003).

Es importante recalcar que las cargas totales sobre un revestimiento de túnel al que no le entra agua (agua en reposo), y las cargas totales sobre el revestimiento de un túnel al que le entra agua (flujo de agua hacia su interior) son iguales. Esto es debido a, menciona la Escuela Técnica Superior de Barcelona en el documento en el que se basa esta sección:

Las fuerzas de masa inducidas por la filtración (en el caso de túnel drenado) equivalen a la presión hidrostática de agua (en el caso de túnel estanco). Una consecuencia de este análisis es que no se reduce la carga sobre un revestimiento por hacerle drenante.

El análisis de flujo en un túnel es complejo y no se aborda con detalle en esta versión del manual. Por lo anterior, se sugiere al lector consultar literatura especializada. Un buen comienzo podría ser el documento de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (2003).

17.9.6. Software para análisis numérico de flujo

Los análisis de flujo en túneles se pueden desarrollar por medio de software como Phase para infiltración, y Modflow para análisis 3D.

17.9.7. Aspectos constructivos del drenaje en túneles existentes

Cuando se identifica filtraciones en túneles existentes se puede hacer drenajes por medio de tubería instalada con perforaciones del revestimiento. Ahora bien, algunos problemas asociados con esta actividad son:

- Fisuración del revestimiento, y posiblemente de elementos de sostenimiento, inducida por las herramientas de corte.
- Se puede perforar la capa de impermeabilización que tenga el túnel e inducir daños peores.
- Mala reparación de fisuras que generan grietas o caída de material por desprendimiento del concreto.

17.10. Instrumentación Geotécnica de Túneles

Independiente del método o técnica de construcción, la instrumentación es parte fundamental del éxito a corto, mediano y largo plazo de un proyecto de obras subterráneas porque permite ajustar el diseño mientras se construye, predecir y evitar problemas graves (y, por lo tanto, sobre costos, tiempos adicionales), verificar deformaciones, aplicar medidas preventivas y correctivas, entre otras.

Las actividades que se realizan para llevar el control y monitoreo del comportamiento del macizo rocoso en las vecindades del túnel se enmarcan en el concepto de “auscultación”.

17.10.1. Objetivo

Informar. La instrumentación informa, por medio de lecturas, cómo se están comportando los elementos de sostenimiento, qué nivel de eficiencia están desarrollando, qué tan bien quedaron los aspectos constructivos, qué nivel de precisión se alcanzó en las predicciones de diseño, necesidades de reforzamiento adicional, vibraciones en el entorno, asentamientos o subsidencias en desarrollo, influencia en el terreno fuera del túnel, etc.

17.10.2. Parámetros a monitorear en túneles

En un proyecto de túneles es posible monitorear los siguientes parámetros:

- Convergencia.
- Asentamiento de la corona.
- Levantamiento del suelo.
- Carga en bulones/anclajes.
- Esfuerzos en el hormigón proyectado.
- Presión del agua subterránea.
- Presión del agua sobre el revestimiento.
- Asentamiento de la superficie.
- Deformación vertical y horizontal de edificios y otras estructuras.
- Deformación vertical y horizontal del suelo en profundidad.

17.10.3. Zonas para instrumentar y equipos

La Federal Highway Administration (2009) y la Indian Railways Institute of Civil Engineering (2018) presentan diferentes escenarios para hacer monitoreo de comportamientos, los cuales son:

- Movimientos del terreno en superficie.
- Movimiento de estructuras para aquellas ubicadas en la zona de influencia.
- Movimiento del túnel en construcción o de tubos adyacentes.
- Movimiento dinámico del terreno por perforación y voladura.
- Movimiento del agua subterránea y presiones debido al cambio en la trayectoria de percolación.

Los equipos que se usan para los anteriores incluyen:

- Puntos de referencia profundos.
- Puntos de referencia superficiales: mojones.
- Extensómetros de sondeo.
- Extensómetros de sondeo fijos, medidos desde la superficie o durante el avance del túnel.
- Extensómetros largos.
- Cintas extensométricas: También llamadas “cintas de convergencia”.
- Instalación de anclajes cuya función es similar a la de los extensómetros.
- Monitores de techo.
- Medidores de oscilación.
- Sismógrafos para ingeniería.
- 3D optical targets: Usa reflectores ópticos 3D para medir deformaciones en el túnel.

- Deflectómetro: Para medir movimientos laterales al eje del sondeo.
- Shotcrete Strain Meter.
- Piezómetros.
- Equipo manual para medición de caudales de infiltración.
- Georadares.
- Celdas de tensión en el perímetro, instaladas radial y tangencialmente, para realizar seguimiento a la tensión original del terreno.
- Celdas de presión.

17.10.4. Ejemplos gráficos de algunos equipos para instrumentación

A continuación, se presenta ejemplos en imagen de algunos de los equipos para instrumentación mencionados anteriormente haciendo especial énfasis en la medición de convergencias.

Instrumentos para medición de esfuerzos se pueden consultar en el apartado 17.5.2.3 (pág. 289) de este manual.

a. Cintas extensométricas:



Imagen 112. Cintas de convergencia.

Fuente: <https://tinyurl.com/n8mr3pbs>

- b. Configuración de colocación de cintas extensométricas en la sección de un túnel:

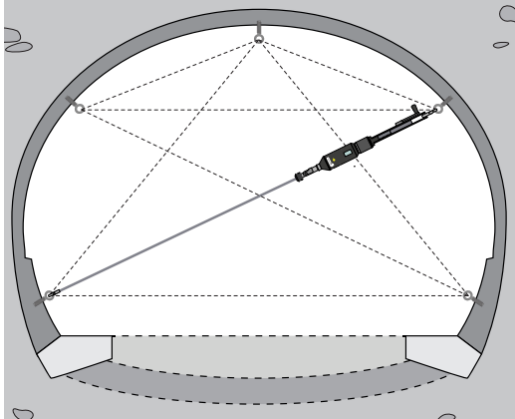


Imagen 113. Ubicación de cintas extensométricas.

Fuente: Sisgeo.com

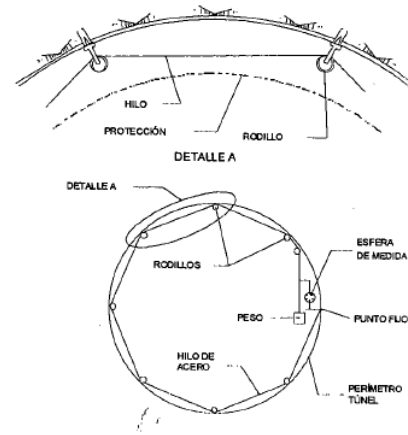


Ilustración 113. Configuración de dispositivos para medidas perimetrales.

Fuente: López, et al (1997).

- c. Extensómetros largos para medir el desplazamiento del terreno:

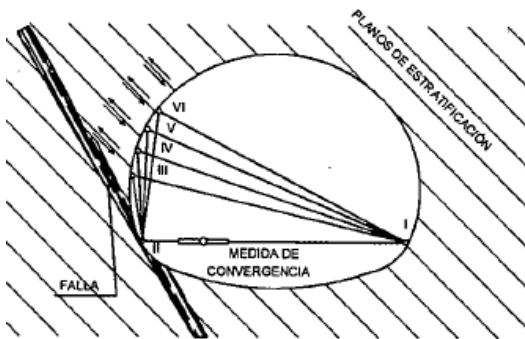
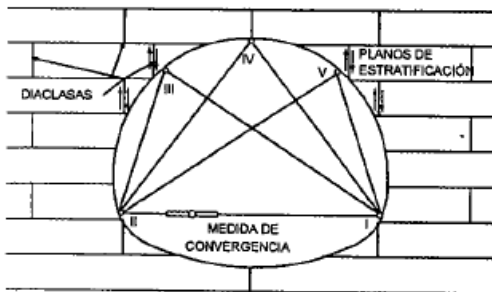


Ilustración 112. Configuración de dispositivos para tomar medidas diametrales: General y roca estratificada horizontalmente (imagen superior), roca con buzamiento (imagen inferior).

Fuente: López, et al (1997).



Imagen 114. Extensómetro de Varilla para controlar los desplazamientos a distinta profundidad.

Fuente: <https://tinyurl.com/32njcydz>

- d. Extensómetros en segmentos de revestimiento:



Ilustración 114. Instrumentación de segmentos con extensómetros VW

Fuente: <https://tinyurl.com/yeykfrk6>

e. Extensómetros en arcos metálicos:



Ilustración 115. Extensómetros en arcos metálicos
Fuente: <https://tinyurl.com/2p8k56e4>

f. Inclínómetros:



Imagen 115. Inclínómetro.
Fuente: <https://tinyurl.com/4juccf2>

g. Deformímetros:



Imagen 116. Deformímetro de hilo.
Fuente: <https://tinyurl.com/y77cdfk2>

h. Piezómetros:

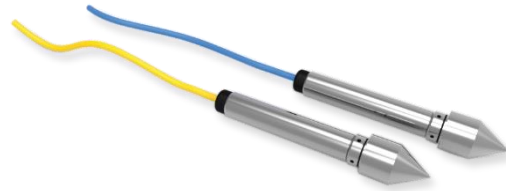


Imagen 117. Piezómetro Drive in.
Fuente: <https://tinyurl.com/n9t39w7p>

i. Deflectómetros:



Imagen 118. Deflectómetro.
Fuente: <https://tinyurl.com/mr38ccca>

17.10.5. Programa de instrumentación geotécnica

La instrumentación geotécnica es un procedimiento que consta de las siguientes fases. Este apartado se basa en el trabajo de López *et al* (1997), y la Federal Highway Administration (2009).

- Definición del comportamiento esperado del macizo rocoso.

- Selección de parámetros a auscultar. La medición de esos parámetros debe reflejar el comportamiento del macizo rocoso.
- Selección de los instrumentos adecuados para medir magnitudes esperadas de deformación o esfuerzos.
- Obtención e instalación de los instrumentos seleccionados.
- Lectura, mantenimiento y protección de los instrumentos.
- Presentación y análisis de los datos obtenidos, comparando los resultados reales con los previstos en la fase de diseño.
- Establecer los niveles de alerta para cada parámetro a medir.

López, *et al* (1997) hacen la siguiente anotación con relación a la instrumentación excesiva:

Un uso excesivo de la misma¹⁹ tiende a incrementar el número de programas de instrumentación, con aporte poco útil en algunos casos, por lo que dicho programa debe estar en estrecha relación con los parámetros efectivos de diseño y los problemas de construcción [...].

El criterio de selección de equipos de instrumentación no debe ser el económico sino el de confiabilidad, expresa la Indian Railways Institute of Civil Engineering (2018). Adicional, menciona que para su elección, se debería hacer una comparación del costo global de contratación, calibración, instalación, mantenimiento, lectura y procesamiento de la información.

¹⁹ Hace referencia a la instrumentación.

17.10.6. Errores en los programas de instrumentación

Lane, K. S., en el documento “*Field Test sections save cost in tunnel support*”, publicada por ASCE (1975), citada por López Jimeno *et al* (1997) presenta una lista con los errores más comunes en los programas de instrumentación:

- Poca planificación sistemática: Desconocimiento de variables y condiciones geológico-geotécnicas a monitorear.
- Las características iniciales del comportamiento no están bien definidas.
- Inexperiencia del personal de instalación y control.
- La evaluación e interpretación no se hacen inmediatamente en el campo.
- Instrumentos dañados debido a actividades de construcción.
- No están bien definidas las responsabilidades del contratista.
- Instrumentos inadecuados.
- Pérdida de los resultados cuando la dirección de obra empieza a reducir los costes.

17.11. Reporte geotécnico

La Sociedad Austriaca de Geomecánica (2010), sugiere los siguientes entregables de diseño geotécnico de túneles:

- Resumen de resultados de investigaciones geológicas y geotécnicas, y la interpretación de resultados.
- Descripción de los tipos de terreno y parámetros asociados.

- Descripción de los tipos de comportamiento del terreno, factores de influencia relevantes, análisis ejecutados, y los modelos geotécnicos usados para la determinación de los comportamientos.
- Reporte del criterio de elección del método de excavación y soporte para el comportamiento del sistema en el área de excavación.
- Descripción de las clases de tuneleo (soporte y secuencias de excavación, distribuciones, etc.) a lo largo del alineamiento.
- Criterio para la determinación de las medidas de construcción en sitio con respecto al sistema de comportamiento en el área de excavación.
- Excavación fijada y tipos de soporte (secuencias de excavación, sobreexcavación, calidad y cantidad de soportes, etc.).
- Medidas a ser determinadas en sitio (soportes en el frente y atrás del frente, mejoramientos del terreno, drenajes, etc.).
- Descripción de los sistemas de comportamientos esperados en secciones con sostenimiento (características de deformaciones, utilización de soportes, etc.).
- Criterio de peligro y niveles, así como medidas de mitigación de acuerdo al plan de gestión de seguridad.

Adicional, menciona el contenido del plan marco de diseño que consta de:

- Modelo geológico con distribución esperada de los tipos de terreno en una sección longitudinal.
- Sistema de comportamiento esperado en el área de excavación para los respectivos tipos de terreno y factores que lo influyen (p. ej., cobertura, orientación entre discontinuidades y estructura).

Conclusiones

El Manual de Diseño Técnico de Túneles Ferroviarios en Colombia:

- Contextualiza al lector sobre aspectos ferroviarios en materia de normativas actuales, historia, túneles ferroviarios, y sistemas férreos.
- Presenta especificaciones técnicas y recomendaciones de diseño geométrico de trazado de túneles ferroviarios usadas en varios países.
- Establece criterios técnicos de diseño y construcción de túneles ferroviarios para el caso Colombia.
- Provee una guía para el diseño de túneles ferroviarios.
- Incentiva la investigación en materia de obras subterráneas ferroviarias en Colombia.
- Aporta a la normalización oficial de especificaciones de diseño de obras subterráneas con enfoque ferroviario en Colombia.
- Motiva la gestión de proyectos subterráneos ferroviarios con miras al desarrollo del país, apuntando a proyectos de alta velocidad que compitan internacionalmente.

Luego de la extensa revisión bibliográfica que se hizo para la construcción de este manual, es evidente que aún quedan bastantes temáticas por abordar en investigación para diseño de obras subterráneas que pueden ser abordadas en otros trabajos de investigación. Algunos temas de investigación se presentan a continuación:

- Manual de diseño para Túneles-Metro aplicable a los suelos de la Formación Sabana en Bogotá.
- Complementos al Manual de esta tesis en cuanto a riesgo geológico, operación, mantenimiento, sistemas electromecánicos, etc.
- Interacción revestimiento-macizo.
- Respuesta de revestimientos y elementos de soporte frente a eventos sísmicos.
- Nuevos métodos para estimar cargas en soportes.
- Correlaciones derivadas de métodos de exploración por TV geo-estructural de alta definición en barreno.
- Sistemas de monitoreo y auscultación para obras subterráneas acoplados a sistemas de recopilación e interpretación de datos en tiempo real.

Referencias Bibliográficas

- Ali Zakeri, J., & Ali Mosayebi, S. (2015). Study of ballast layer stiffness. *Gradevinar*, 8.
- Ardila Rueda, J. E. (2012). *Los Túneles en el Antiguo Ferrocarril de Caldas*. Bogotá.
- Austrian Society for Geomechanics. (2010). *Guideline for the Geotechnical Design of Underground Structures with Conventional Excavations*. Slazburg: Austrian Society for Geomechanics.
- Beltrán Montero, A. (2011). *Contribución al estudio de los túneles ferroviarios de gran longitud*. Catalunya: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Bernhard, M., Thewes, M., & Ulrich, M. (2014). *Handbook of Tunnel Engineering II – Basics and Additional Services for Design and Construction. First English Edition*. Alemania: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.
- Bhawani, S., & Rajnish K., G. (2006). *Tunneling in Weak Rocks*. Reino Unido: Elsevier Ltd.
- Bickel, J., Kuesel, T., & King, E. (1996). *Tunnel Engineering Handbook*.
- Bickel, J., Thomas, K., & Elwyn, K. (2004). *Tunnel Engineering Handbook*. Boston/Dordrecht/London: Kluwer Academic Publishers.
- Bieniawski von Preinl, R. (2011). *Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección*. Madrid, España: Bieniawski Design Enterprises, USA.
- Bieniawski von Preinl, R. Z. (2011). *Errores en la aplicación de las clasificaciones geomecánicas y su corrección*. Madrid, España: Bieniawski Design Enterprises, USA.
- Cadenas, I., & Martínez López del Castillo, W. (s.f.). *Tendencias actuales en el diseño geométrico de vías férreas*.
- Camacho Tauta, J. F., Reyes-Ortiz, O. J., Nieto Leal, A., Millán Montejo, S., & Rincón Morantes, F. (2009). Resistencia al corte en discontinuidades con diferentes grados de rugosidad. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 55-70.
- Celada Tamames, B., & Bieniawsky Von Preinl, Z. (2020). *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*. New York: CRC Press.

- Claudio Mena, I. Y., & García Arrunátegui, J. E. (2019). *Actualización de criterios de diseño geométrico de vías férreas del Perú para mejorar el reglamento nacional de ferrocarriles*. Lima, Perú: Universidad Ricardo Palma.
- Contreras Carrillo, D. (2019). *Sistemas de pre-refuerzo en frentes de excavación de túneles en suelo y roca*. Bogotá: Escuela Colombia de Ingeniería Julio Garavito - Universidad.
- Correa R, J. S. (2012). Modelos de contratación férrea en Colombia: el Ferrocarril del Cauca en el siglo xix. 24.
- Cosar, S. (2004). *Application of Rock Mass Classification Systems for Future Support Design of the Dím Tunnel Near Alanya*. Turquía: Middle East Technical University.
- D.R. Brox. (2017). *Practical Guide to Rock Tunneling*. Londres: Taylor & Francis Group, London, UK.
- DNP. (2018-2022). *Plan Maestro Ferroviario*. Bogotá.
- Elgamal, A., & Elfaris, N. (2022). Adverse Impact of Earthquake Seismic Loading on Angular Offset Tunnels and Effects of Isolation Grout. *Infrastructures*, 17.
- Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. (2003). Drenaje e impermeabilización durante la construcción y explotación de túneles. En C. y. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, *Ingeniería Geológica. Excavaciones Subterráneas*. (pág. 37). España: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.
- Federal Highway Administration. (2015). *Tunnel Operation, Maintenance, Inspection, and Evaluation (TOMIE) Manual*. Washington: U.S. Department of Transportation.
- Federal Railroad Administration. (2022). *Aerodynamic Assessment and Mitigation - Design Considerations for High-Speed Rail*. Washington: U.S. Department of Transportation.
- Florit Serrate, C. (2015). *La tangibilidad de la Historia*. Ecuador.
- G. Carrieri, A. P. (2013). *Important design aspects of the Railway Tunnel T-74R*. Suiza.
- Galvis Aponte, L. (2001). *La Topografía Económica de Colombia*. Cartagena de Indias.

- García Gonzales, E. (1992). Algunos efectos aerodinámicos y los túneles de la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla. *Informes de la Construcción*, Vol. 44 n° 420.
- Gavilanes J., H., & Andrade Haro, B. (2004). *Introducción a la Ingeniería de Túneles*. Quito: Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador (A.I.M.E).
- Gonzales de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación, S.A.
- Goodman, R. E. (1985). *Block Theory and its application to Rock Engineering*. 1985: Richard E. Goodman.
- Gutiérrez, R. (2019). *Materiales de clase: Maestría en Ingeniería Civil*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito-Universidad.
- Hashasha, Y., Hooka, J., Schmidt, B., & Yao, J.-C. (2001). *Seismic design and analysis of underground structures*. San Francisco, CA, USA.
- Hernández Mahecha, S. R. (2016). *Evaluación de los anchos de trocha para la modernización y estructuración de las vías férreas*. Bogotá.
- Hoek, E. (2006). *Practical Rock Engineering*. North Vancouver: Rocscience.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and Tunnelling International*. Part 1 November 2000, Part 2 December 2000.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M., & Corkum, B. (2008). *Integration of geotechnical and structural design in tunneling*. Minnesota.
- IMD - International Institute for Management Development. (Junio de 2021). *IMD - International Institute for Management Development*. Obtenido de <https://www.imd.org/news/updates/2021-world-competitiveness-ranking/>
- Indian Railways Institute of Civil Engineering. (2018). *Railway Tunnels*. Koregaon Park: Indian Railways Institute of Civil Engg.

- Indraratna, B., & Salim, W. (2005). *Mechanics of Ballasted Rail Tracks: A geotechnical perspective*. London: Taylor & Francis Group plc.
- Instituto Geológico y Minero de España. (1994). *Manual de Perforación y Voladura de Rocas*. España: Instituto Geológico y Minero de España.
- Instituto Nacional de Vías. (2020). *Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera*. Bogotá: INVIAS.
- Instituto Tecnológico Geominero. (1991). *Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea*. España: Instituto Tecnológico Geominero.
- International Society for Rock Mechanics. (1978). Suggested Methods for the Quantitative description of Discontinuities in Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 319-368.
- Kohon, J., Champin, J., Rodríguez, M., & Cortés, R. (2016). *Desafíos del transporte ferroviario de carga en Colombia*.
- Kolymbas, D. (2005). *Tunelling and Tunnel Mechanics - A rational Approach To Tunnelling*. Germany: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Lisle, R. J., & Lesión, P. R. (2004). *Técnicas de Proyección Estereográfica para Geólogos e Ingenieros Civiles*. Cambridge: CAMBRIDGE UNIVERSITY PRESS.
- Loon Lim, W. (2004). *Mechanics of Railway Ballast Behaviour*. Nottingham.
- López Escobar, C. M. (2019). *Análisis del estado actual de la normatividad general en el sector ferroviario en Colombia*. Santa Marta.
- López Jimeno, C., Aduvire Pataca, O., Almiralli Belido, J., Aparicio Muñoz, M., Aznar Salinero, J., Castells Fernández, E., . . . Díaz Méndez, B. (1997). *Manual de túneles y obras subterráneas*. Madrid, España.
- López Jimeno, C., Arnaiz de Guezala, R., López Jimeno, E., & García Bermúdez, P. (2013). *Manual de Perforación en Túneles*. Madrid: E.T.S.I. Minas - Universidad Politécnica de Madrid.
- López Jimeno, C., López Jimeno, E., & García Bermúdez, P. (2010). *Manual de Voladuras en Túneles*. Madrid: E.T.S.I. Minas - Universidad Politécnica de Madrid.

- López Jimeno, C., López Jimeno, E., Ramirez Ortega, A., & Toledo Santos, J. M. (2000). *Manual de sondeos - Tecnología de perforación*. Madrid.
- Lunardi, P. (2008). *Design and Construction of Tunnels*. Italia: Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2008.
- Mayor Mora, A. (1945). *Banrepcultural*. Obtenido de Red cultural de Banco de la República: <https://www.banrepcultural.org/biblioteca-virtual/credencial-historia/numero-116/tunel-de-la-quiebra>
- Midepla-Sectra. (2003). *Recomendaciones de diseño para proyectos de infraestructura ferroviaria*. Santiago de Chile.
- Ministerio de Fomento. (2001). *Recomendaciones para dimensionar túneles ferroviarios por efectos aerodinámicos de presión sobre viajeros*. Madrid, España: Ministerio de Fomento.
- Ministerio de Transporte. (2013). *Manual de Normatividad Férrea - Parte I*. Bogotá.
- Ministerio de Transporte. (2013). *Manual de normatividad férrea Parte I*. Bogotá.
- Ministerio de Transporte. (2013). *Manual de normatividad férrea parte II*. Bogotá.
- Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana. (2019). *Estudio Informativo de la Variante Sur Ferroviaria de Bilbao. Fase I*. España: Ministerio de Transporte, Movilidad y Agenda Urbana.
- Moreno, J. (Reedicipon, 2018). *Prehistoria del Ferrocarril*. España.
- Muro, A. (2009). *Vibraciones en las Vías del Ferrocarril*. Catalunya: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Ngo, T., Indraratna, B., & Rujikiatkamjorn, C. (2016). Simulation Ballasted Track Behavior: Numerical Treatment and Field Application. *Geomech*, 12.
- Niño Murcia, C. (1996). Los ferrocarriles en Colombia: Genealogía de un fracaso. *Ensayos: Historia y Teoría del Arte*, 198-220.
- Oliveros R, F., Rodríguez M., M., & Megía P, M. (s.f.). *Tratado de Ferrocarriles II*.
- Oliveros Rives, F., Rodríguez Mendez, M., & Megía Puente, M. (1980). *Tratado de Ferrocarriles II - Ingeniería Civil e Instalaciones*. Madrid, España: Rueda.

- Ortega, A. (1923). *FERROCARRILES COLOMBIANOS resumen histórico*. Bogotá.
- Perri, G. (2012). *Tópicos de Ingeniería de Túneles*. Caracas.
- Peter Reinke, S. (2004). *TWIN-TUBE, SINGLE-TRACK HIGH-SPEED RAIL TUNNELS AND CONSEQUENCES FOR AERODYNAMICS, CLIMATE, EQUIPMENT AND VENTILATION*. Suiza: HBI Haerter Ltd.
- Pleshko, M., Voinov, I., & Revyakin, A. (2017). *Assessment of the impact of railway tunnel lining defects with a long working lifespan on its carrying capacity*. Rusia: EDP Sciences.
- Porter, G. (1999). *Los Ferrocarriles en los Estados Unidos: Mitos y Realidades*. Delaware.
- Porter, G. (1999). *Los Ferrocarriles en los Estados Unidos: Mitos y Realidades*. Wilmington, Delaware.
- Pradilla Landazábal, O. L. (2012). *El ferrocarril de Cúcuta 1876-1960: expresión de unos cambios regionales*. Bogotá: Universidad Javeriana.
- Pyeon, J.-H. (2016). *Trend Analysis of Long Tunnels Worldwide*. California: Mineta Transportation Institute.
- Ramírez, V. (2014). *INCIDENCIA DE LAS ZONAS DE FALLA EN LOS TÚNELES EN ROCA DE COLOMBIA*. Bogotá.
- Ramírez Criollo, N. (2013). *Análisis del transporte de carga en Colombia, para crear estrategias que permitan alcanzar estándares de competitividad e infraestructura internacional*. Bogotá.
- Ramírez Oyanguren, P., & Alejano Monge, L. (2004). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de Taludes*. Madrid.
- Ricketts, J. T., Loftin, M. K., & Merritt, F. S. (2004). *Standard Handbook for Civil Engineers*. Florida, United States: McGraw Hill Professional, 2003.
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2014). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. California: Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Rodríguez Gutiérrez, M. (2017). *Criterios de Análisis y Validación del Comportamiento de los Túneles con Squeezing en Rocas*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

- Romero Zaragüeta, F. (2010). *Análisis de una vía con traviesas cuadro*. Catalunya: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Sadeghi, J., & Barati, P. (2010). Evaluation of conventional methods in Analysis and Design of Railway Track System. *International Journal of Civil Engineering* , 13.
- Sanei, M., Lohrasb, F., & Bijan, D. (2014). Evaluation of Rock Discontinuity Shear Strength Criteria Based on the Laboratory Direct Shear Tests. *Malaysian Journal of Civil Engineering*, 283-306.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2016). *Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera*. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- Sivarajan, T. (2016). *Seismic load considerations in the design of underground structures for hydropower projects in the Himalayan region*. India: Atlantis Press.
- Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles. (2018). *Standard specifications for tunneling-2016: Mountain Tunnels*. Japón: Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles.
- Suárez-Burgoa, L. O. (2013). Estimación de la variabilidad mecánica de placas de roca por ensayos no-destructivos. *Ingeniería y Ciencia*, 221-246.
- Triana Cortés, D. A. (2019). *Análisis de rendimientos para varios sistemas de excavación de túneles en roca*. Bogotá: Universidad-Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Valencia Giraldo, A. (2001). El gran músculo mecánico: la máquina de vapor. *Facultad de Ingeniería*, 20.
- Yu, H., Yuan, Y., & Bobet, A. (2017). Seismic analysis of long tunnels: A review of simplified and unified methods. *Underground Space*, 73-87.
- Zhang, L. (2006). *Engineering Properties of Rocks*. Arizona: Elsevier Ltd.
- Zhang, L. (2006). *Engineering Properties of Rocks*. Arizona.