



PROYECTO FINAL

“Proyecto y diseño de túnel para tren subterráneo en la Ciudad de Salta de transporte de pasajeros, con orientación de circulación este-oeste.”

PROFESOR GUÍA:

- Ing. Albarracín Fernando Javier
- Dra. Ing. Orosco Segura Lía Elizabet

INTEGRANTES:

- Estrada, Cristian Ariel
- Flores Romano, Jesús Gabriel

CARRERA: Ingeniería Civil.

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SALTA

2022

PROYECTO FINAL

“Proyecto y diseño de túnel para tren subterráneo en la Ciudad de Salta de transporte de pasajeros, con orientación de circulación este-oeste.”

.....

Estrada Cristian Ariel

.....

Flores Romano, Jesús Gabriel

.....

Ing. Albaracín Fernando Javier

.....

Ing. Orosco Segura Lía Elizabet

.....

Tribunal Evaluador

.....

Tribunal Evaluador

.....

Tribunal Evaluador

Fecha de Entrega: Octubre del 2022

Agradecimientos:

A nuestros profesores guías, al Ing. Albarracín Fernando Javier y a la Ing. Orosco Segura Lía Elizabet, por su apoyo a lo largo de este proyecto.

Al Ing. Gianfranco Perri, por su Curso en Tunelación que fue un puntapié importante para encaminarnos en este proyecto, y su predisposición frente a nuestras consultas como así también a material bibliográfico o memorias de cálculo que facilitaron nuestro entender.

A la empresa Dlubal, por la licencia gratuita del Software RFEM5, y en especial al señor Cristian Repetto, que en todo momento estuvo a disposición para nuestras consultas.

A nuestros profesores, que durante nuestra carrera han sabido motivarnos y salvar nuestras dudas, poniendo todo su tiempo a nuestra disposición y nuestro aprendizaje.

Y a cada persona que trabaja en la Universidad Católica, que hace posible que cada año surjan nuevos profesionales.

Acknowledgments

Albarracín Fernando Javier and Eng. Orosco Segura Lía Elizabet, for their support throughout this project.

To Eng. Gianfranco Perri, for his course in Tunneling, which was an important impulse to get us on the way to this project, and his predisposition to our consultations as well as to the bibliographic material or calculation memories that facilitated our understanding.

To the company Dlubal, for the student license of the RFEM5 software, and especially to the man who was always available for our queries.

To our professors, who during our career have been able to motivate us and solve our doubts, putting all their time at our disposal and our learning.

And to each person who works at the Universidad Católica, who makes it possible for new professionals to emerge every year.

Dedicatorias:

Estrada Cristian Ariel:

Agradecerles a mis padres, que han trabajado todos estos años en formar la persona que soy hoy en día, siendo un gran ejemplo para mí, y mi más grande orgullo.

A mis hermanos, que siempre me han apoyado y han confiado en mí, empujándome a lograr este gran logro.

A mi novia, que me apoyo y me dio fuerza en cada momento que lo necesite, para motivarme y levantarme, y que supo entender mi ausencia.

A mis amigos, que han estado a mi lado desde siempre y supieron entender durante todos estos años mis ausencias.

¡Muchas gracias!

Romano, Jesús Gabriel Flores

Mi gratitud a la Universidad Católica de Salta por guiarme en la formación profesional.

A mis padres y familiares que me ayudaron emocional y económicamente en cada momento de mi carrera hasta este último proyecto.

A todos los profesionales que nos dedicaron sus consejos en los momentos críticos e incluso en los momentos de incertidumbre para hacerle frente a los problemas y encontrar soluciones.

A mis amigos por su comprensión ante mi ausencia en eventos.

A mi pareja por su apoyo moral en cada momento a lo largo de toda mi carrera universitaria y de la vida.

INDICE DE CONTENIDO

SECCION I: INTRODUCCION	1
1 DESCRIPCIÓN E IMPORTANCIA DEL TEMA	1
SECCION II: DISEÑO DEL TUNEL.....	2
1 ESTUDIOS PRELIMINARES	2
1.1 Análisis Demográfico en la Ciudad de Salta.....	2
1.1.1 Proyección Demográfica por Ajuste Lineal-Tendencia Histórica	3
1.1.2 Proyección Demográfica por Tasa Geométrica Decreciente:	3
1.1.3 Proyección Demográfica Por Curva Logística.....	4
1.1.4 Comparación de los Resultados Obtenidos	4
1.2 Parque Automotor en la Ciudad de Salta	5
1.3 Sistema de Transporte de Pasajeros en la Ciudad de Salta	6
1.4 Crecimiento de la Ciudad de Salta	8
2 TRAZA DEL TÚNEL.....	12
2.1 Análisis de los Estudios Preliminares	12
2.2 Diseño Geometrico de la Traza del Tunel.....	12
2.2.1 Traza del tunel	12
3 CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL.....	15
3.1 Introducción.....	15
3.2 Elección del sostenimiento.....	15
3.3 Ancho de la Excavación	15
3.4 Características geométricas	16
3.4.1 Número de dovelas en cada anillo.....	16
3.4.2 Longitud y espesor de los anillos de revestimiento.....	18
3.5 Unión de dovelas: tornillos y barras guiado	19
4 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL ANILLO.....	21
4.1 Procedimiento de calculo	21
4.2 Normativa, materiales y coeficientes de seguridad	21
4.2.1 Materiales	21
4.3 Determinación de esfuerzos	22
4.3.1 Esfuerzos de la interacción dovela-terreno	22
4.3.2 Geología y geotecnia.....	22
4.3.3 Elaboración del Modelo 3D	24
4.3.4 Determinación de las Tensiones en el Suelo	29
4.3.4.1 Tensiones Determinadas mediante el Software RFEM5.....	29

4.3.4.2 Tensiones en el Suelo Determinadas por el Método de Terzagui.....	33
4.3.4.3 Análisis de los resultados.....	35
4.3.5 Verificación de las tensiones en el suelo – Teoría de Falla de Mohr Coulomb	36
4.3.5.1 Verificación de las tensiones de suelo con Software RFEM5	36
4.3.5.2 Verificación de las tensiones de suelo Método de Mohr-Coulomb.....	36
4.3.6 Tensiones sobre el Anillo de sostenimiento	39
4.3.7 Esfuerzos de desmoldeo y manipulación.....	46
4.3.8 Esfuerzos de acopio	47
5 DIMENSIONADO DE LA ARMADURA DE LA DOVELA	50
5.1 Armadura básica transversal (circunferencial)	50
5.1.1 Condición de Armadura Mínima	52
5.1.2 Verificación de los Estados Limites Últimos	53
5.1.3 Verificación Estado Limite de Servicio - Verificación según CIRSOC-201	54
5.1.3.1 Control de Fisuración.....	54
5.1.3.2 Desplazamientos del Suelo y la Estructura.....	55
5.2 Armadura básica longitudinal (radial)	56
5.2.1 Condición de Armadura Mínima	57
5.2.2 Verificación de ELU	57
5.3 Verificación al corte.....	58
SECCION III: MARCO TEÓRICO	63
1 TIPOS DE EXCAVACIONES	63
1.1 Historia.....	63
1.2 Tipología de Excavaciones Subterráneas.....	63
1.2.1 Microtúneles.....	63
1.2.2 Túneles	63
1.2.2.1 Túneles hidráulicos	63
1.2.2.2 Túneles mineros	63
1.2.2.3 Túneles ferroviarios.....	64
1.3 Aspectos Básicos del Diseño de Túneles	64
1.3.1 Estabilización de túneles	64
1.3.2 Macizo rocoso y roca intacta.....	69
1.3.3 Evaluación del comportamiento elástico del suelo	70
1.3.4 Efecto del agua durante la construcción del túnel.....	71
1.3.4.1 Infiltración de agua en el túnel.....	71
1.3.4.2 Degradación de la roca por el agua	72

2 METODOLOGIAS DEL DISEÑO DE TUNELES	74
2.1 Introducción.....	74
2.2 Metodologías de Diseño en la Ingeniería de Túneles.....	74
2.3 Práctica de Diseño de Túneles.....	76
2.3.1 Primeros desarrollos	76
2.3.1.1 Los métodos de Protodyakonov y Terzaghi	76
2.3.1.2 Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles.....	79
2.3.1.3 Método de las curvas características de convergencia-confinamiento.....	80
2.3.2 Análisis tensión-deformación.....	84
2.3.3 Otros enfoques de diseño	84
2.3.3.1 Recomendaciones empíricas basadas en el índice Q.....	84
2.3.3.2 Recomendaciones empíricas basadas en el ICE.....	85
2.3.3.3 Recomendaciones empíricas basadas en Rock Mass Rating.....	86
2.3.4 Diseño Estructural Interactivo.....	87
3 INVESTIGACIONES EN SITIO	90
3.1 Introducción.....	90
3.2 Planificación de Investigaciones de Suelo	90
3.3 Estudios Preliminares	91
3.3.1 Revisión de los datos disponibles.....	91
3.3.2 Interpretación de fotografías	91
3.3.3 Estaciones geomecánicas	91
3.4 Levantamientos Geofísicos	94
3.4.1 Geofísica de superficie	95
3.4.1.1 Refracción sísmica	95
3.4.1.2 Reflexión sísmica	96
3.4.1.3 Sísmica pasiva	96
3.4.1.4 Tomografía eléctrica.....	97
3.4.2 Geofísica cross-hole	99
3.4.2.1 Tomografía sísmica de pozos cruzados.....	99
3.4.2.2 Tomografía eléctrica cross-hole	100
3.5 Perforaciones De Sonda	100
3.5.1 Muestreo.....	101
3.5.2 Disposición de los sondeos.....	101
3.6 Pruebas de Campo e In Situ	102
3.6.1 Pruebas de penetración en el suelo.....	102

3.6.1.1 Ensayos de penetración dinámica	102
3.6.1.2 Pruebas de penetración estática	103
3.6.2 Ensayos de campo para estimar la resistencia del terreno	104
3.6.2.1 Ensayo de carga puntual	104
3.6.2.2 Pruebas con el martillo Schmidt	105
3.6.2.3 Ensayos de cortante in situ.....	105
3.6.3 Pruebas para determinar el módulo de deformación.....	106
3.6.3.1 Ensayos de placas portantes.....	106
3.6.3.2 Ensayo con presiómetro/dilatómetro	107
3.6.4 Prueba para determinar la permeabilidad	109
3.6.4.1 Medida de permeabilidad en sondeos	109
3.6.4.2 Estimación de la lechada.....	109
3.6.4.3 Pruebas de bombeo	111
3.7 Caracterización del Agua.....	111
3.8 Intensidad de la Campaña de Exploración del Sitio	112
3.8.1 Recomendaciones específicas	112
3.8.1.1 Túneles urbanos	113
4 ESTADOS TENSIONALES EN EL SITIO	114
4.1 Introducción	114
4.2 Estado de Tensiones Original In Situ	114
4.3 Factores que Influyen en el Estado de Tensiones In Situ	116
4.3.1 Efectos tectónicos	116
4.3.2 Efecto de la topografía.....	117
4.3.3 Erosión y efecto de deshielo	118
4.3.4 Heterogeneidad del suelo.....	118
4.4 Medición del Estado de Tensiones In Situ.....	118
4.4.1 Overcoring	118
4.4.2 Fracturación hidráulica	120
4.4.3 Mediciones a gran profundidad	122
4.4.3.1 Ensayos de fracturamiento hidráulico a profundidades superiores a 500 m.....	122
4.4.3.2 Overcoring a profundidades superiores a 500 m	123
4.5 Estimación del Estado de Tensión In Situ	124
4.5.1 World Stress Map	124
4.5.2 Variación con la profundidad de k_0	125
4.5.3 Estimación general de k_0	126

5 PRUEBAS DE LABORATORIO	127
5.1 Introducción.....	127
5.2 Pruebas de compresión uniaxial	128
5.2.1 Influencia del contenido de agua.....	128
5.2.2 Influencia del tamaño de la muestra.....	128
5.2.3 Influencia de la anisotropía	129
5.2.4 Pruebas posteriores a la falla	130
5.3 Ensayos de compresión triaxial.....	131
5.4 Ensayos de tracción	133
5.5 Ensayos de corte.....	135
5.5.1 Ensayos de cortante en discontinuidades	135
5.5.2 Pruebas de corte en muestras de suelo	135
5.6 Pruebas relacionadas con la excavabilidad	136
5.6.1 Índice de abrasividad de Cerchar	136
5.6.2 Índice de tasa de perforación.....	136
5.6.3 Índice de vida útil del cortador.....	138
5.7 Ensayos no convencionales	139
5.7.1 Ensayos de alterabilidad.....	139
5.7.1.1 Ensayo de durabilidad en reposo.....	139
5.7.1.2 Inmersión en etilenglicol	139
5.7.2 Pruebas de hinchamiento.....	140
5.7.2.1 Hinchamiento de rocas y suelos arcillosos.....	140
5.7.2.2 Expansión de las anhidritas	141
5.7.3 Pruebas de fluencia.....	142
5.7.4 Ensayos dinámicos con cargas cíclicas	143
6 CLASIFICACION DE MACIZOS ROCOSOS	145
6.1 Conceptos generales	145
6.2 Clasificación en la ingeniería de túneles	145
6.2.1 Sistema de clasificación RMR	146
6.2.1.1 Modificación para calificar el RQD y el espaciamiento de las discontinuidades combinadas.....	148
6.2.1.2 Actualización del RMR en 2014	149
6.2.2 Sistema Q	152
6.2.2.1 Estructura del sistema Q.....	152
6.2.3 Correlaciones entre el RMR y Q	154

6.3 Estimación de los parámetros tensión-deformación del macizo rocoso	155
6.3.1 Determinación de la resistencia a la compresión uniaxial	155
6.4 Excavabilidad de masa roca con máquinas perforadoras	156
6.4.1 Índice de excavabilidad del macizo rocoso	156
6.4.2 QTBM.....	160
6.4.3 Energía específica de excavación	161
6.5 Perfil geomecánico	163
7 METODOS DE CONSTRUCCION DE TUNELES	164
7.1 Historia.....	164
7.2 Métodos de construcción subterránea con mecanización parcial	164
7.2.1 Excavaciones con comportamiento elástico	165
7.2.1.1 Excavación de sección completa	165
7.2.1.2 Excavaciones subterráneas con secciones grandes	165
7.2.2 Excavaciones en terrenos en fluencia	165
7.2.2.1 Método clásico de encabezamiento y escalonamiento.....	166
7.2.2.2 Enfilajes colocados antes de la excavación	167
7.2.2.3 Invertidas	167
7.2.2.4 Bóveda auto soportada.....	168
7.2.3 Construcción de túneles en terrenos con fluencias intensas	169
7.2.3.1 División vertical y horizontal de la sección a excavar.....	170
7.2.3.1.1 Método de galerías laterales	170
7.2.3.1.2 Método de galerías de cimentación	170
7.2.3.2 Refuerzo del frente del túnel.....	171
7.3 Construcción subterránea con mecanización completa	172
7.3.1 Cuestiones básicas con el uso de TBMs	173
7.3.1.1 Investigación del terreno en túneles construidos por TBMs.....	173
7.3.1.2 Tiempo que requiere una tuneladora para comenzar a trabajar	174
7.3.1.3 Costo de los túneles construidos con TBM	174
7.3.2 TBMs para frentes de túneles estables.....	175
7.3.2.1 TBMs abiertas.....	175
7.3.2.2 Escudos	177
7.3.2.3 Escudos dobles.....	178
7.3.2.4 Campos de aplicación de TBMs en frentes de túneles estables.....	179
7.3.3 Pronóstico de las tasas de avance de TBMs en frentes de túneles estables	180
7.3.3.1 Índice de tasa de penetración de la Escuela de Minas de Colorado.....	180

7.3.3.2 Método QTBM.....	182
7.3.3.3 Metodología RME.....	183
7.3.4 Escudos presurizados	183
7.3.4.1 Escudos EPB	184
7.3.4.2 Hidroescudos	186
7.3.4.3 Observaciones sobre las presiones en la cámara de excavación	188
7.3.5 Escudos híbridos.....	188
7.3.5.1 Escudos bimodales	189
7.3.5.2 Escudos multimodales	190
7.3.6 Observaciones sobre la elección de la tuneladora	190
7.4 Métodos de construcción a cielo abierto	191
7.4.1 Método de corte y cobertura.....	191
7.4.2 Excavación entre pantallas	191
8 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA CARACTERIZAR EL COMPORTAMIENTO DEL SUELO.....	193
8.1 Conceptos generales	193
8.2 El Objetivo de un Modelo Constitutivo	193
8.3 Selección de un Modelo Constitutivo	193
8.3.1 Mecanismos de estabilidad en excavaciones subterráneas.....	193
8.3.2 Principales modelos constitutivos	194
8.4 Modelos Constitutivos para la Roca Intacta y el Macizo Rocoso.....	195
8.5 Modelos constitutivos más usados	196
8.5.1 Modelos constitutivos formulados sobre esfuerzos.....	196
8.5.1.1 Modelo de Mohr-Coulomb.....	196
8.5.1.2 Modelo de Mohr-Coulomb mejorado.....	197
8.5.1.3 Modelo de Hoek-Brown.....	198
8.5.1.4 Modelo Cam-Clay	199
8.5.2 Modelos constitutivos formulados sobre deformaciones	200
8.6 Modelos dependientes del tiempo	201
8.6.1 Modelo constitutivo del fenómeno de fluencia	201
8.6.2 Modelo constitutivo para el hinchamiento de anhidrita	202
9 TIPOS DE SOPORTE DE TUNELES.....	203
9.1 Introducción.....	203
9.2 Hormigón proyectado.....	203
9.2.1 Componentes básicos del hormigón proyectado	203

9.2.1.1 Áridos.....	203
9.2.1.2 Cemento	204
9.2.1.2.1 Agua.....	204
9.2.2 Aditivos.....	204
9.2.2.1 Superplastificantes	205
9.2.2.2 Aditivos retardantes del fraguado	205
9.2.2.3 Aditivos aceleradores de fraguado.....	205
9.2.2.4 Aumento de la compacidad.....	206
9.2.2.5 Aumento de la ductilidad	207
9.2.3 Proyección de Hormigón	207
9.2.4 Campo de aplicaciones del hormigón proyectado	208
9.2.4.1 Sellado con hormigón proyectado	208
9.2.4.2 Revestimiento primario de hormigón proyectado	209
9.2.4.3 Revestimiento secundario de hormigón proyectado	209
9.2.5 Especificaciones de diseño del hormigón proyectado	209
9.2.6 Control de hormigón proyectado	210
9.2.6.1 Ensayo de equivalente de arena	210
9.2.6.2 Resistencia a una edad temprana	210
9.2.6.3 Resistencia estándar del hormigón proyectado.....	210
9.2.6.4 Resistencia a la tracción del hormigón proyectado reforzado con fibras	211
9.2.6.5 Control del espesor del hormigón proyectado	211
9.3 Micropilotes (forepoling).....	211
9.3.1 Paraguas de apoyo temporal	212
9.3.2 Apuntalamiento.....	213
9.3.3 Diseño de las sombrillas de micropilotes	213
9.4 Apoyos compresibles	214
9.4.1 Cilindros coaxiales compresibles.....	215
9.4.2 Conglomerados compresibles	215
9.4.3 Tubos compresibles entre placas de acero	215
9.5 Anillos segmentales	215
9.5.1 Características geométricas.....	216
9.5.1.1 Longitud y espesor de los anillos de revestimiento	216
9.5.1.2 Geometría de los segmentos	217
9.5.1.2.1 Anillos con caras transversales paralelas y segmentos rectangulares.....	217
9.5.1.2.2 Anillos de caras transversales paralelas y segmentos paralelogramo.....	217

9.5.1.2.3 Anillos de caras transversales paralelas y segmentos trapezoidales	218
9.5.1.3 Anillos para trazar curvas.....	218
9.5.1.3.1 Anillos convencionales.....	219
9.5.1.3.2 Anillos universales	220
9.5.1.4 Número de dovelas en cada anillo.....	221
9.5.2 Terminación de las dovelas	221
9.5.2.1 Junta de estanqueidad.....	221
9.5.2.2 Elementos de conexión.....	222
9.5.2.2.1 Pasador hembra	222
9.5.2.2.2 Conectores longitudinales	222
9.5.2.2.3 Pernos de encaje	222
9.5.2.3 Elementos compresibles	223
9.5.3 Fabricación, manipulación y almacenamiento de las dovelas de revestimiento	224
9.5.4 Diseño de las dovelas	225
9.5.4.1 Cargas durante el proceso de desmoldeo y almacenamiento	225
9.5.4.2 Cargas generadas por el empuje de los cilindros de escudo.....	226
9.6 El comportamiento de los diferentes tipos de soporte.....	227
10 ANÁLISIS DE TENSIÓN – DEFORMACIÓN.....	229
10.1 Concepto del análisis tensión-deformación.....	229
10.1.1 Resolviendo los algoritmos	229
10.1.1.1 Elementos de contorno	229
10.1.1.2 Elementos finitos.....	230
10.1.1.3 Diferencias finitas.....	232
10.1.1.4 Elementos distintos.....	233
10.1.2 Modelado del suelo	233
10.1.3 Softwares de cálculo más comunes	233
10.2 Requisitos básicos en análisis de tensión-deformación.....	234
10.2.1 Recopilación de datos del terreno	234
10.2.2 Representatividad de los datos del suelo.....	235
10.2.3 Identificación del proceso de construcción	235
10.2.4 Caracterización del soporte	236
10.3 Proceso de modelado tensión-deformación.....	236
10.3.1 Actividades previas al modelado.....	237
10.3.1.1 Sección representativa del túnel y perfil geomecánico	237
10.3.1.2 Selección del proceso constructivo	237

10.3.1.3 Definición inicial de las secciones de apoyo del túnel	238
10.3.2 Elaboración del modelo geomecánico	239
10.3.2.1 Tamaño del modelo	240
10.3.2.2 Modelo bidimensional en medio continuo.....	241
10.3.2.3 Modelos tridimensionales en medio continuo	243
10.3.2.4 Modelos en medio discontinuo	243
10.3.3 Cálculo de los modelos geomecánicos	243
10.3.3.1 Condiciones de contorno.....	243
10.3.3.2 Distribución de las tensiones en el modelo antes del calculo	243
10.3.3.3 Cálculo de las etapas de construcción.....	244
10.3.3.4 Tiempo de cálculo.....	244
10.3.4 Análisis de los resultados.....	245
10.3.4.1 Estabilización de la excavación	245
10.3.4.1.1 Elementos cedidos	245
10.3.4.1.2 Incrementos en la deformación por corte.....	245
10.3.4.2 Desplazamientos del terreno	246
10.3.4.3 Cargas sobre los elementos de apoyo	248
10.4 Cálculo tensión-deformación en obras subterráneas por debajo del nivel freático	248
10.4.1 Modelo sin interacción hidromecánica	249
10.4.2 Interacción hidromecánica sin flujo de agua	249
10.4.3 Interacción hidromecánica con el flujo de agua	249
10.5 Factor de seguridad del suelo.....	249
SECCION IV: ANALISIS DE LOS RESULTADOS.....	250
1 CONCLUSIONES	250

BIBLIOGRAFÍA

PLANOS 1 Y 2 DE DOVELA DE H°A ° SE ANEXAN.

INDICE DE FIGURAS

SECCION I: INTRODUCCION	1
Figura I.1.1 Ciudad de Salta.....	1
SECCION II: DISEÑO DEL TUNEL	2
Figura II.1.1 Proyección demográfica de la Ciudad de Salta por Ajuste Lineal.	3
Figura II.1.2 Proyección demográfica de la Ciudad de Salta por Tasa Geométrica Decreciente.	3
Figura II.1.3 Proyección demográfica de la Ciudad de Salta por Tasa Geométrica Decreciente.	4
Figura II.1.4 Curva de Comparación: Estimación de la Población en la Ciudad de Salta.	5
Figura II.1.5 Parque Automotor en la Provincia de Salta – Año 2017	5
Figura II.1.6 Aproximación Parque Automotor.....	6
Figura II.1.7 Pasajero por año – SAETA.....	7
Figura II.1.8 Ciudad de Salta- Año 1984.....	8
Figura II.1.9 Ciudad de Salta- Año 1989 - La ciudad crece, pero casi únicamente en el norte y sur.....	9
Figura II.1.10 Ciudad de Salta- Año 1994 - Primeros indicios de desarrollo en la zona sudeste. Sigue creciendo el norte hasta llegar casi a los márgenes del río Vaqueros.....	9
Figura II.1.11 Ciudad de Salta- Año 2004 El norte detiene su expansión contra el río Vaqueros. Comienza la expansión hacia el oeste, zona del Grand Bourg. Fuente: Google Earth.....	9
Figura II.1.12 Ciudad de Salta- Año 2009 - Incorporación de terrenos que eran del Ejército. Circunvalación Oeste (importante vía de comunicación en la ciudad).....	10
Figura II.1.13 Ciudad de Salta- Año 2014 - Zona Sudeste súper poblada y en constante crecimiento. En el Norte, B° El Huaico y alrededores muy desarrollados. La ruta 28 y el propio San Lorenzo consolidados. San Luis y todo el sudoeste registra una enorme expansión urbana. También hacia el Sur se desarrollan nuevos emprendimientos.	10
Figura II.1.14 Ciudad de Salta- Año 2020.....	10
Figura II.2.1 Traza Túnel Subterráneo.....	13
Figura II.2.2 Traza del Túnel – Ciudad de Salta.....	14
Figura II.3.1 Secuencia de armado de anillo con dovelas trapezoidales.	16
Figura II.3.2 Anillos de dovelas en acopio.	17
Figura II.3.3 Esquema representativo 3D de los anillos	18
Figura II.3.4 Determinación de la relación espesor – diámetro interno.	18
Figura II.3.5 Plano esquemático de elementos en juntas en llaves (conectores / barra de	

guiado).....	19
Figura II.3.6 Plano esquemático de elementos en juntas en dovelas (conectores / barra de guiado).....	20
Figura II.4.1 Propiedades del Hormigón H40.....	21
Figura II.4.2 Biblioteca de Suelos – RFEM5.....	22
Figura II.4.3 Suelo Orgánico Limoso (OM).....	23
Figura II.4.4 Suelo de Limo (ML).....	23
Figura II.4.5 Suelo de Grava limosa (GM).	23
Figura II.4.6 Suelo de Arcilla limosa (CM).	23
Figura II.4.7 Perfil del suelo en la sección analizada.....	24
Figura II.4.8 Modelado del Túnel en la región estudiada – Elemento Finitos.....	26
Figura II.4.9 Modelado del Túnel en la región estudiada – Elemento Finitos 3D.....	27
Figura II.4.10 Modelado del Túnel en la región estudiada – Elemento Finitos 3D.....	28
Figura II.4.11 Isobandas del Solido Suelo OM – σ_z	29
Figura II.4.12 Isobandas del Solido Suelo ML – σ_z	30
Figura II.4.13 Isobandas del Solido Suelo GM – σ_z	30
Figura II.4.14 Isobandas del Solido Suelo OM – σ_x	31
Figura II.4.15 Isobandas del Solido Suelo ML – σ_x	31
Figura II.4.16 Isobandas del Solido Suelo GM – σ_x	32
Figura II.4.17 Valor de σ_x y σ_z en los puntos 78 y 22 del modelo.....	32
Figura II.4.18 Arqueo del suelo - Teoría de Terzaghi.....	33
Figura II.4.19 Cálculo de las tensiones del suelo – Punto 22.....	34
Figura II.4.20 Cálculo de las tensiones del suelo – Punto 78.....	35
Figura II.4.21 Circulo de Mohr y Envolvente de falla - Suelo Orgánico Limoso OM.....	38
Figura II.4.22 Circulo de Mohr y Línea de falla - Suelo Orgánico Limoso ML.....	38
Figura II.4.23 Diagramas de Tensión σ_x en el solido.....	39
Figura II.4.24 Diagramas de Tensión σ_y en el solido.....	39
Figura II.4.25 Diagramas de Tensión σ_z en el solido.....	40
Figura II.4.26 Diagramas de Deformación Especifica ε_x en el solido.....	40
Figura II.4.27 Diagramas de Deformación Especifica ε_y en el solido.....	41
Figura II.4.28 Diagramas de Deformación Especifica ε_z en el solido.....	41
Figura II.4.29 Herramienta para generar una viga de resultados.	42
Figura II.4.30 Sección Transversal Media – Diagrama de Momento M_y	43
Figura II.4.31 Sección Transversal Media – Diagrama de Corte V_z	43
Figura II.4.32 Sección Transversal Media – Diagrama de Normal N	44

Figura II.4.33 Esquema conservador para contemplar los esfuerzos de desmoldeo y manipulación.....	46
Figura II.4.34 Acopio Real de Dovelas de Hormigón prefabricadas.....	47
Figura II.4.35 Modelo de calculo para las dovelas en acopio.....	48
Figura II.4.36 Cálculo del momento máximo producido por el acopio de dovelas.....	49
Figura II.5.1 Plano Dovela – Armadura Vista Superior	50
Figura II.5.2 Plano Dovela – Armadura Sección Transversal – Dirección Longitudinal.....	50
Figura II.5.3 Plano Dovela – Armadura Vista Inferior	51
Figura II.5.4 Plano Dovela – Armadura Sección Transversal – Dirección Longitudinal.....	51
Figura II.5.5 Plano Llave – Armadura Vista Superior.....	51
Figura II.5.6 Plano Llave – Armadura Sección Transversal – Dirección Longitudinal	51
Figura II.5.7 Plano Dovela – Armadura Vista Inferior.....	52
Figura II.5.8 Plano Dovela – Armadura Sección Transversal – Dirección Longitudinal.....	52
Figura II.5.9 Verificación de la Condición de Armadura Mínima	53
Figura II.5.10 Verificación de la Sección de la Dovela mediante Diagrama de Interacción.	54
Figura II.5.11 S_{max} de la armadura de Flexión	55
Figura II.5.12 Separación de la armadura Adoptada y Verificación con Norma	55
Figura II.5.13 Desplazamientos u_z en la estructura del túnel.....	55
Figura II.5.14 Desplazamientos u_z en el suelo	56
Figura II.5.15 Verificación de la Armadura mínima longitudinal.....	57
Figura II.5.16 Verificación de la Sección Longitudinal de la Dovela mediante Diagrama de Interacción.	58
Figura II.5.17 Determinación de la Resistencia al Corte Vs suministrada por la Armadura Transversal.....	59
SECCION III: MARCO TEÓRICO	63
Figura III.1.2 Distribución de tensiones alrededor del túnel circular, en un medio elástico sin soporte y $K_0=1$	66
Figura III.1.3 Estado de Compresión uniaxial sobre el perímetro del túnel en un medio elástico.	67
Figura III.1.4 Distribución de tensiones alrededor del túnel circular, excavados en un suelo plástico y sujeto a tensión hidrostática.	68
Figura III.1.5 Roca Intacta – Macizo Rocoso	69
Figura III.1.6 Frente de excavación del Túnel de La Breña	71
Figura III.1.7 Resistencia a la compresión uniaxial en función del contenido de	

humedad.....	73
Figura III.2.1 Definición de arco de roca – Protodyakonov.....	76
Figura III.2.2 Modelo de Terzaghi – Túneles de Poca Profundidad	77
Figura III.2.3 Modelo de Terzaghi – Túneles Profundos	78
Figura III.2.4 Clasificación de Secciones.....	79
Figura III.2.5 Curva característica de una excavación	80
Figura III.2.6 Curva característica de un apoyo del túnel.....	81
Figura III.2.7 Equilibrio al colocar los elementos de apoyo	81
Figura III.2.8 Tipos de curvas características.....	82
Figura III.2.9 Efecto de la rigidez del soporte del túnel.....	83
Figura III.2.10 Efecto de retrasar el apoyo del túnel con respecto al frente de excavación. 83	
Figura III.2.11 Recomendaciones para los soportes de túneles basados en Q y RMR	85
Figura III.2.12 Longitud de los pernos de roca y espesor del concreto proyectado en función del ancho de la excavación y la RMR	86
Figura III.2.13 Incertidumbre del comportamiento del suelo en función del tiempo	88
Figura III.3.1 Relación entre el costo relativo de la investigación de terreno con el nivel geológico-geotécnico de conocimiento adquirido, para cada fase de diseño del túnel.....	90
Figura III.3.2 Orientación de la discontinuidad	91
Figura III.3.3 Histograma de separación de juntas en Lutites (Tipo de Roca Sedimentaria)	92
Figura III.3.4 Definiciones de la ISRM para la apertura de junta y el espesor de relleno ...	92
Figura III.3.5 Diferentes escalas de rugosidad de juntas.....	93
Figura III.3.6 Perfilómetro de Barton.....	93
Figura III.3.7 Sismo Refracción	95
Figura III.3.8 Perfil del suelo interpretado a partir de una prueba MAM	97
Figura III.3.9 Esquema de un test de tomografía eléctrica.....	98
Figura III.3.10 Ejemplo de una tomografía eléctrica en 3D.....	99
Figura III.3.11 Cross-hole tomografía sísmica.....	100
Figura III.3.12 Perfil con dos tomografías eléctricas desarrolladas entre tres perforaciones	100
Figura III.3.13 Ejemplo de un mal diseño de pozo	101
Figura III.3.14 Ejemplo de optimización del diseño de pozo	102
Figura III.3.15 Registro obtenido en un ensayo CPTU.....	104
Figura III.3.16 Orientación de la carga respecto a la anisotropía del suelo.	104
Figura III.3.17 Dispositivo para realizar el ensayo de corte en suelos o rocas blandas	106

Figura III.3.18 Esquema del ensayo de placas portantes	106
Figura III.3.19 Curva típica obtenida en el ensayo de placas portantes	107
Figura III.3.20 Funcionamiento del presiómetro de Menard.	107
Figura III.3.21 Curva típica obtenida por el ensayo del presiómetro de Menard.	108
Figura III.3.22 Curva obtenida en un ensayo de presiómetro perfecto.....	108
Figura III.3.23 Ensayo Lugeon	110
Figura III.3.24 Esquema de prueba de bombeo	111
Figura III.3.25 Comparación entre la longitud acumulada del pozo y la desviación presupuestaria en el diseño	112
FIGURA III.4.1 ESTADO TENSIONAL.....	114
Figura III.4.2 Componentes de tensión referida a los ejes principales	114
Figura III.4.3 Variación de la tensión vertical in situ con respecto a la profundidad.....	115
Figura III.4.4 Estado de tensión en una falla normal.....	116
Figura III.4.5 Estado de tensión en una falla inversa.....	117
Figura III.4.6 Estado tensional en una falla de rumbo.....	117
Figura III.4.7 Influencia de la topografía en el estado de tensión	118
Figura III.4.8 Efecto de la erosión en el estado de tensión.....	118
Figura III.4.9 Ubicación del pozo para medir las tensiones in situ	119
Figura III.4.10 Transductor (medidor de tensión) instalación y overcoring.....	119
Figura III.4.11 Equipamiento necesario para el ensayo de fracturación hidráulica	120
Figura III.4.12 Registro de un ensayo de fractura hidráulica	121
Figura III.4.13 Resultado de un ensayo de fractura hidráulica.....	122
Figura III.4.14 Empacadores de alta presión	123
Figura III.4.15 Principio de funcionamiento de la sonda borre	123
Figura III.4.16 Relación de tensión de campo principal (k_0) con la profundidad.....	125
Figura III.4.17 Variación de K_0 con la profundidad	126
Figura III.5.1 Resistencia a la compresión uniaxial en función del diámetro de la muestra	129
Figura III.5.2 Influencia de la esquistosidad sobre la resistencia uniaxial.	129
Figura III.5.3 Gráfico obtenido en un ensayo de compresión uniaxial en post-rotura.	130
Figura III.5.4 Esquema de tensiones de un ensayo triaxial simplificado.	131
Figura III.5.5 Distribución de las tensiones Axiales (I) y las deformaciones (II) en un ensayo triaxial	132
Figura III.5.6 Resultados de ensayos triaxiales sobre gravas de Santiago de Chile.....	132
Figura III.5.7 Ensayo de compresión diametral (I) – Distribución de Tensiones (II)	133

Figura III.5.8 Variación de la resistencia a tracción en función del diámetro del espécimen	134
Figura III.5.9 Resultados del Ensayo de Corte.....	135
Figura III.5.10 Dispositivo para determinar el índice SJ	136
Figura III.5.11 Dispositivo para determinar el índice S_{20}	137
Figura III.5.12 Abaco para la determinación del Índice DRI.....	137
Figura III.5.13 Procedimiento para determinar el AVS	138
Figura III.5.14 Resultado de una prueba de Lambe	140
Figura III.5.15 caja para realizar prueba de presión de hinchamiento e hinchamiento libre	141
Figura III.5.16 Resultados obtenidos de una prueba de Huder-Amberg.....	142
Figura III.5.17 Distribución de deformaciones típica de los fenómenos de fluencia por carga constante.....	143
Figura III.6.1 Gráficos para evaluar la RMR, Parámetros de entrada: resistencia a compresión uniaxial, RQD y espaciamiento de las discontinuidades.....	147
Figura III.6.2 Situaciones creadas al excavar perpendicularmente al rumbo de buzamiento de las capas.....	148
Figura III.6.3 Correlación entre RQD y las discontinuidades.....	149
Figura III.6.4 Clasificación continua del numero de discontinuidades por metro.	149
Figura III.6.5 Evaluación del factor F_e	152
Figura III.6.6 Evaluación del factor F_s	152
Figura III.6.7 Categorías de refuerzo en función del índice Q de Barton.	153
Figura III.6.8 Correlación entre Q y la RMR.	154
Figura III.6.9 Representación de las correlaciones propuestas por Barton y Bieniawski (2008).	154
Figura III.6.10 Correlación entre Q y RMR_{14}	155
Figura III.6.11 Correlación entre la RMR y la resistencia a la compresión del macizo rocoso.	156
Figura III.6.12 Clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.	157
Figura III.6.13 Calificación de la DRI.	158
Figura III.6.14 Valoración de la homogeneidad del frente del túnel.	158
Figura III.6.15 Evaluación del número de juntas en el frente del túnel.	159
Figura III.6.16 Evaluación del ICE desde el frente del túnel.	159
Figura III.6.17 Evaluación del caudal de agua en el frente del túnel.	160

Figura III.6.18 PR como una función de Q_{TBM}	161
Figura III.6.19 Correlación entre SE_{Rr} y RMR_{89}	162
Figura III.7.1 "Patas de elefante" a los lados de la excavación del frente superior de un túnel de 14 m de ancho.	166
Figura III.7.2 Sección diseñada con invertida	167
Figura III.7.3 Túnel de 17 m de ancho diseñado con el método de bóveda auto soportada.	168
Figura III.7.4 Detalle de la viga de arriostamiento longitudinal.	168
Figura III.7.5 Método de bóveda auto soportada utilizado en la construcción de la Estación Los Leones.	169
Figura III.7.6 Fases de un tramo de túnel construido por el método de galerías de cimentación.	170
Figura III.7.7 Detalle de la losa de fondo en la galería de cimentación.	171
Figura III.7.8 Esfuerzos y desplazamientos cerca del frente del túnel. I. Estado de tensiones delante del frente del túnel. II. Desplazamiento del terreno alrededor del túnel.	171
Figura III.7.9 Detalle de la galería piloto excavada manualmente delante de una de las TBMS que trabajaban en la construcción del Túnel de Pinglin.	173
Figura III.7.10 Galería de evacuación bajo la calzada de la Calle 30 Variante Sur de Madrid.	174
Figura III.7.11 Cabezal de corte de una tuneladora abierta.	176
Figura III.7.12 Pinza de una tuneladora abierta.	176
Figura III.7.13 Estructura de una tuneladora abierta fabricada por Herrenknecht AG (Alemania).	177
Figura III.7.14 Ejemplo de perforación delante de una tuneladora abierta, fabricada por Herrenknecht (Alemania), para mejorar el terreno a excavar.	177
Figura III.7.15 Correlación entre el RME y el ARA_T , para tramos de túnel excavados en roca con $\sigma_{ci} < 45$ MPa.	179
Figura III.7.16 Correlación entre el RME y el $ARAT$, para tramos de túnel excavados en roca con $\sigma_{ci} > 45$ MPa.	180
Figura III.7.17 Efecto producido por la muesca de un solo cortador.	181
Figura III.7.18 Indentación de dos cortadores adyacentes.	181
Figura III.7.19 Clasificación de valores AR.	183
Figura III.7.20 Sección longitudinal de un escudo EPB fabricado por Herrenknecht AG.	184
Figura III.7.21 Acciones para modificar las presiones generadas por el estiércol en un escudo	

EPB.....	184
Figura III.7.22 Acondicionamiento del suelo cuando se excava un túnel con EPB-Shields.	185
Figura III.7.23 Vista longitudinal de un Hidroescudos fabricado por Herrenknecht AG.	186
Figura III.7.24 Áreas para la aplicación de hidroescudos.	187
Figura III.7.25 Modelo propuesto por Anagnostou-Kovari.	188
Figura III.7.26 Concepto de TBMS híbrido.	189
Figura III.7.27 Túnel construido con el método de corte y cubierta.	191
Figura III.7.28 Excavación entre muros pantalla.	191
Figura III.7.29 Sifones transversales para evitar el efecto presa tras la construcción del túnel entre pantallas.....	192
Figura III.8.1 Mecanismos de estabilidad para excavaciones subterráneas.	193
Figura III.8.2 Tipos de fallas en rocas.....	194
Figura III.8.3 Relación tensión-deformación en fractura dúctil con reblandecimiento. ...	195
Figura III.8.4 Criterios de falla para la roca intacta y el macizo rocoso.	195
Figura III.8.5 Esfuerzos desarrollados en una probeta ensayada a compresión triaxial, según Mohr-Coulomb.....	196
Figura III.8.6 Determinación de la envolvente de falla Mohr-Coulomb.....	197
Figura III.8.7 Comparación entre la envolvente de falla Mohr-Coulomb y la envolvente de falla real.....	198
Figura III.8.8 Mejora del modelo de Mohr-Coulomb, limitando las tensiones a tracción y estimando c y ϕ	198
Figura III.8.9 Criterio de falla de Hoek-Brown.....	199
Figura III.8.10 Sobreestimación de la resistencia del suelo.	200
Figura III.8.11 Definición de parámetros para un modelo de ablandamiento por deformación.	200
Figura III.8.12 Convergencias por fluencia en una galería de investigación medidas durante 6.910 días.	201
Figura III.8.13 Modelo de Rousset (1988).	201
Figura III.9.1 Curva Granulométrica para agregados de hormigón proyectado.	204
Figura III.9.2 Efecto de las fibras de acero sobre el comportamiento del hormigón después de la falla.	207
Figura III.9.3 Esquema y realización de la prueba de Barcelona. I. Esquema de la prueba. 2. Muestra lista para ser analizada.	211
Figura III.9.4 Sección longitudinal del túnel con paraguas de micropilotes.....	212

Figura III.9.5 Apuntalamiento de micropilotes de un soporte de túnel.	213
Figura III.9.6 El concepto de estabilización de un suelo de muy mala calidad en un túnel profundo.	214
Figura III.9.7 Cilindros compresibles LSC.	215
Figura III.9.8 Relación entre el espesor de la dovela y el diámetro interior del túnel (%).	216
Figura III.9.9 Anillo con caras transversales paralelas y segmentos rectangulares.	217
Figura III.9.10 Anillos con caras transversales paralelas y segmentos de paralelogramo.	217
Figura III.9.11 Anillos con caras transversales paralelas y segmentos trapezoidales.	218
Figura III.9.12 Segmento cónico.	218
Figura III.9.13 Curva descrita por un túnel construido con segmentos cónicos simétricos.	219
Figura III.9.14 Anillo convencional con el segmento inferior preparado para acomodar las pistas temporales.	219
Figura III.9.15 Detalle de las 13 combinaciones posibles de un anillo universal de siete segmentos.	220
Figura III.9.16 Anillo universal con pieza de hormigón para alojar las vías provisionales.	220
Figura III.9.17 Revestimiento impermeable de hormigón armado adosado al anillo.	221
Figura III.9.18 Elementos de un conector longitudinal.	222
Figura III.9.19 Perno de encaje entre dos segmentos. I. Perno de encaje. II. Montaje de un perno de encaje.	223
Figura III.9.20 Elementos Stress Controller fijados al anillo.	223
Figura III.9.21 Deformación de un mortero Compex en compresión.	224
Figura III.9.22 Planta de hormigón, con horno, para la fabricación de dovelas de revestimiento.	224
Figura III.9.23 Roturas en los bordes de las dovelas reforzadas con barras de acero convencionales. I. Por compresión entre dos segmentos. II. Por la compresión que producen los gatos de empuje.	225
Figura III.9.24 Modelo para calcular los esfuerzos generados durante el apilamiento de las dovelas	225
Figura III.9.25 Distribución de los esfuerzos de tracción en la dovela por la succión aplicada para desmoldarla. I. Desmoldeo. II. Modelo del proceso de desmoldeo. III. Distribución de los esfuerzos de tracción durante el desmoldeo.	226
Figura III.9.26 Distribución de los esfuerzos de tracción en un segmento debido a los	

empujes excéntricos. I. Detalle del apoyo excéntrico de los cilindros de empuje sobre las dovelas. II. Modelado del apoyo excéntrico de los cilindros de empuje sobre las dovelas. III. Esfuerzos de tracción generados por el empuje excéntrico sobre las dovelas.	227
Figura III.9.27 Comportamiento tensión-deformación de tipos de apoyo comunes. Los símbolos K son la rigidez equivalente de los soportes mostrados.	227
Figura III.9.28 resistencia de los diferentes tipos de apoyo	228
Figura III.10.1 Hipótesis básica. I. Estado tensional antes de la excavación. II. Estado tensional tras la excavación.	229
Figura III.10.2 Determinación del estado tensional tras una excavación según el algoritmo de elementos de contorno. I. Estado tensional inicial. II. Aplicación de $-\sigma_r$ y $-\tau$. III. Estado tensional tras la excavación.	229
Figura III.10.3 Fuerzas ficticias en el límite de la excavación.	230
Figura III.10.4 Términos que definen el trabajo virtual de un elemento.	231
Figura III.10.5 Cálculo de la tensión en función de la deformación.	232
Figura III.10.6 Análisis tensión-deformación.	236
Figura III.10.7 Curva característica de una excavación subterránea obtenida a partir del modelo geomecánico.	237
Figura III.10.8 Curva característica de una excavación subterránea obtenida a partir del modelo geomecánico.	238
Figura III.10.9 Estimación del apoyo necesario utilizando la curva característica de la Figura III.10.8.	238
Figura III.10.10 Modelo bidimensional con simetría en el plano.	240
Figura III.10.11 Modelo geomecánico tridimensional de un túnel.	240
Figura III.10.12 Secciones de interés en la zona próxima al frente del túnel.	241
Figura III.10.13 Contribución del efecto de liberación de tensiones en un túnel, según diferentes estimaciones.	242
Figura III.10.14 Aumento de las deformaciones de corte	246
Figura III.10.15 Distribución de los desplazamientos del suelo en la sección transversal de un túnel.	247
Figura III.10.16 Convergencia que se puede medir en un túnel.	247

INDICE DE TABLAS

SECCION II: DISEÑO DEL TUNEL	2
Tabla II.1.1 Población de la Ciudad de Salta.....	2
Tabla II.1.2 Variación Demográfica.....	4
Tabla II.4.1 Tensiones Principales y Tensión Cortante Máxima en Suelo OM	36
Tabla II.4.2 Tensiones Principales y Tensión Cortante Máxima en Suelo ML.....	37
Tabla II.4.3 Valores de Esfuerzos en la Sección Media	44
Tabla II.4.4 Valores de Esfuerzos en la Sección Media	45
Tabla II.4.5 Valores de Esfuerzos en la Sección Media	45
Tabla II.4.6 Determinación del Momento y Corte por el Desmolde y Manipulación	47
Tabla II.5.1 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.....	59
Tabla II.5.2 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.....	60
Tabla II.5.3 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.....	60
Tabla II.5.4 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.....	61
Tabla II.5.5 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.....	61
Tabla II.5.6 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.....	62
SECCION III: MARCO TEÓRICO	63
Tabla III.1.1 Túneles ferroviarios más largos.....	64
Tabla III.1.2 Comportamiento de las tensiones luego de la excavación.....	71
Tabla III.2.1 Caracterización del suelo y análisis estructural para el diseño de túneles.....	85
Tabla III.2.2 recomendaciones sobre el proceso de construcción y el soporte del túnel a utilizar en túneles de 14m de ancho	86
Tabla III.2.3 Guía Original para el soporte de túneles de roca basados en el sistema RMR	87
Tabla III.3.1 Descripción de la continuidad de juntas	92
Tabla III.3.2 Clasificación de aperturas de junta	93
Tabla III.3.3 Grado de meteorización de las rocas	94
Tabla III.3.4 Estimación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca	94
Tabla III.3.5 Métodos Geofísicos	94
Tabla III.3.6 Clasificación del suelo en función de las ondas del suelo	96
Tabla III.3.7 Ejemplos de diferentes diseños y profundidades alcanzadas.....	98
Tabla III.3.8 pruebas de penetración en suelos más comunes	102
Tabla III.3.9 Correlación de diferentes parámetros obtenidos con el ensayo SPT	103
Tabla III.3.10 Presiones aplicadas en cada etapa de inyección	110
Tabla III.3.11 Relación entre el índice de Lugeon con la lechada, la permeabilidad y las aberturas de juntas	111

Tabla III.3.12 Criterios para evaluar la agresividad del agua.	111
Tabla III.4.1 Acciones tectónicas y los efectos residuales que modifican las acciones del estado de tensión in situ.....	116
Tabla III.5.1 Disminución de la resistencia en pruebas con muestras saturadas.....	128
Tabla III.5.2 Criterios utilizados para estimar la abrasividad en función del CAI.....	136
Tabla III.5.3 Estimar la perforabilidad de la roca a partir del DRI.	137
Tabla III.5.4 abrasividad del suelo en función del AVS	138
Tabla III.5.5 Estimación de la durabilidad de la roca en presencia de agua con el ensayo SDT	139
Tabla III.5.6 Criterios de alterabilidad de Piaggio	140
Tabla III.5.7 Ensayos dinámicos mas comunes en suelos.....	143
Tabla III.6.1 Clasificación del suelo en función del RQD.	145
Tabla III.6.2 Ajuste del RMR básico en función de la orientación del eje del túnel con respecto a la orientación del conjunto principal de juntas.....	146
Tabla III.6.3 Criterios para calcular el RME ₈₉	146
Tabla III.6.4 Clasificar los macizos rocosos usando RMR.	148
Tabla III.6.5 Valoración del número de discontinuidades por metro.....	149
Tabla III.6.6 Criterio para evaluar la fuerza de las discontinuidades.....	150
Tabla III.6.7 Criterio para evaluar la fuerza de las discontinuidades.....	151
Tabla III.6.8 Formas de calcular el RMR14b.....	151
Tabla III.6.9 Valores típicos de DRI.	157
Tabla III.6.10 Valoración del efecto de las discontinuidades en el frente del túnel.	158
Tabla III.6.11 Excavabilidad del suelo.....	160
Tabla III.7.1 Clasificación de los métodos de construcción.....	164
Tabla III.7.2 Actividades necesarias para comprar y montar una tuneladora.	174
Tabla III.7.3 Duración en la cual los costos de construcción usando TBMS y métodos convencionales alcanzan el punto de equilibrio.	175
Tabla III.7.4 Tipos de acondicionamiento del suelo.	185
Tabla III.8.1 Tensiones principales en varios ensayos.....	197
Tabla III.10.1 Clasificación de los terrenos según sus discontinuidades	233
Tabla III.10.2 Características de los softwares de cálculo más utilizados para el análisis tensión-deformación.....	234
Tabla III.10.3 Tiempos de cálculo estimados para resolver los modelos tensión-deformación más frecuentes, utilizando un procesador Core 17 4960x3.66 Ghz.	244

SECCIÓN I: INTRODUCCIÓN

1 DESCRIPCIÓN E IMPORTANCIA DEL TEMA

El constante crecimiento de la población en la ciudad de Salta y consecuentemente el aumento exponencial del parque automotor, ha llevado a la inevitable congestión del tránsito en las principales calles de la ciudad, incrementando considerablemente los tiempos de transporte, los accidentes de tránsito y dificultando la conexión de los diferentes puntos estratégicos y de interés en la Capital.

La proyección de un Túnel Subterráneo Ferroviario no solo disminuiría considerablemente las problemáticas antes expuestas, sino que agilizaría el traslado de personas y sería un progreso considerable para una ciudad con tendencia a crecimiento urbano lineal sentido Norte-Sur por las limitaciones geográficas existentes.

Se presenta el proyecto de túnel de 9.282,34 metros lineales de longitud. El proyecto del soporte primario del túnel, partiendo de las condiciones geológicas-geotécnicas-geofísicas que caracterizan a los terrenos, pasa por la determinación de las cargas que deben ser soportadas por los sostenimientos y finalmente concluye con la selección de la tipología adecuada para el soporte y con el consecuente dimensionado estructural consistente con los criterios de seguridad, eficiencia y economía de la obra. Sin embargo, cabe aclarar que el mismo estará sujeto a los ajustes y modificaciones que las condiciones y los comportamientos reales de las excavaciones a efectuar, sugieran o impongan en el curso de las obras.

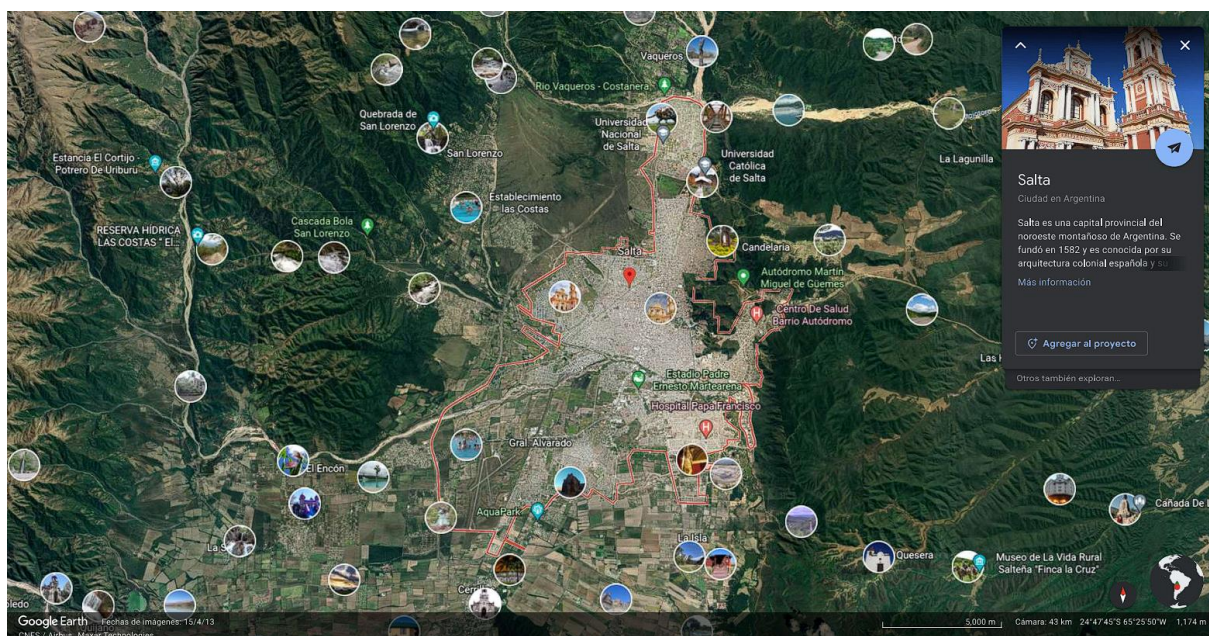


Figura I.1.1 Ciudad de Salta.
Fuente: Google Earth.

SECCION II: DISEÑO DEL TÚNEL

1 ESTUDIOS PRELIMINARES

1.1 ANÁLISIS DEMOGRÁFICO EN LA CIUDAD DE SALTA

Todo proyecto lleva un estudio profundo interdisciplinario más allá del cálculo y la fundamentación teórica analizada en un marco ingenieril, considerándose además factores económicos, sociales, ambientales, entre otros.

Una obra de gran envergadura, como ser el proyecto de un túnel subterráneo, requiere de una planificación y proyección a futuro, debido al gran sacrificio económico y social que implica, haciéndose injustificable un proyecto de tal talla, si no se tiene en cuenta el crecimiento demográfico de nuestra ciudad que conlleva necesariamente al aumento en el parque automotor. Un estudio del crecimiento demográfico de una región abarca infinidad de análisis que van más allá de aproximaciones estadísticas y modelos de tendencia, obviando otros factores no menos importantes como ser aspectos socioeconómicos, políticos, entorno y desarrollo, políticas migratorias, entre otros. Sin embargo, para la estimación del crecimiento poblacional en la Ciudad se utilizarán diferentes métodos basados en modelos matemáticos de crecimiento y aproximación, cuyos resultados se consideran suficientemente satisfactorios, sin necesidad de abordar demasiado en el estudio estadístico que se aleja de los objetivos de esta tesis.

Según los últimos censos en el país, y teniendo en cuenta la población en la Ciudad de Salta, se obtuvo de la "Dirección General de Estadísticas" la siguiente información:

Departamento	Censos Nacionales									
	1869	1895	1914	1947	1960	1970	1980	1991	2001	2010*
Capital	16.877	20.361	33.636	76.552	123.172	182.535	265.995	373.586	472.971	536.113

(1) - Hasta 1947 Campo Santo, posteriormente Gral. Martín de Güemes.

(2) - Excluye el pueblo de San Antonio de los Cobres que pertenecía a La Poma y pasó a la entonces Gobernación de Los Andes.

(3) - Población de los departamentos San Antonio de los Cobres y Pastos Grandes que serían anexados a Salta en 1943, procedentes de la ex-gobernación de los Andes.

(4) - Hasta 1947 Orán; posteriormente Orán y Gral. J. De San Martín.

(*) la población incluye a las personas viviendo en la calle.

Fuente: INDEC. Censo Nacional de Población y Vivienda, 1980 y 1991.

Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas 2001 y 2010

*Tabla II.1.1 Población de la Ciudad de Salta.
Fuente: Dirección General de Estadísticas.*

Mediante diferentes métodos de proyección de población, se estimó la población de la Ciudad de Salta para el año 2041.

1.1.1 Proyección Demográfica por Ajuste Lineal-Tendencia Histórica

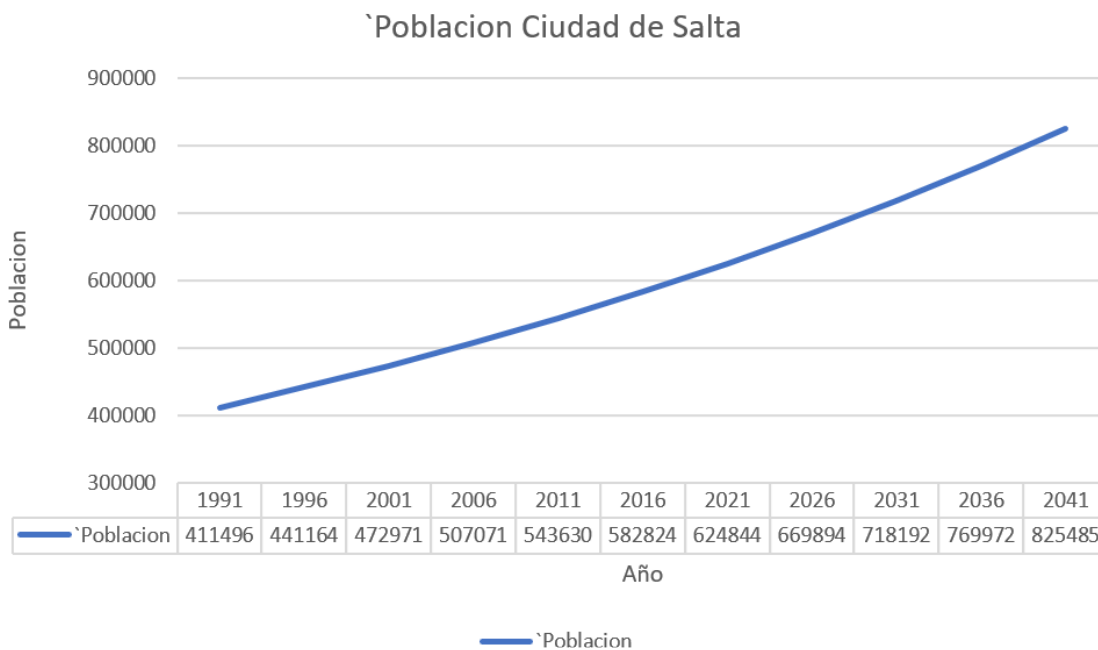
Población en la Ciudad de Salta (Año 2041): 806.934 habitantes



*Figura II.1.1 Proyección demográfica de la Ciudad de Salta por Ajuste Lineal.
 Fuente: Elaboración Propia.*

1.1.2 Proyección Demográfica por Tasa Geométrica Decreciente:

Población en la Ciudad de Salta (Año 2041): 825.485 habitante



*Figura II.1.2 Proyección demográfica de la Ciudad de Salta por Tasa Geométrica Decreciente.
 Fuente: Elaboración Propia.*

1.1.3 Proyección Demográfica Por Curva Logística

Población en la Ciudad de Salta (Año 2041): 616.301 habitantes

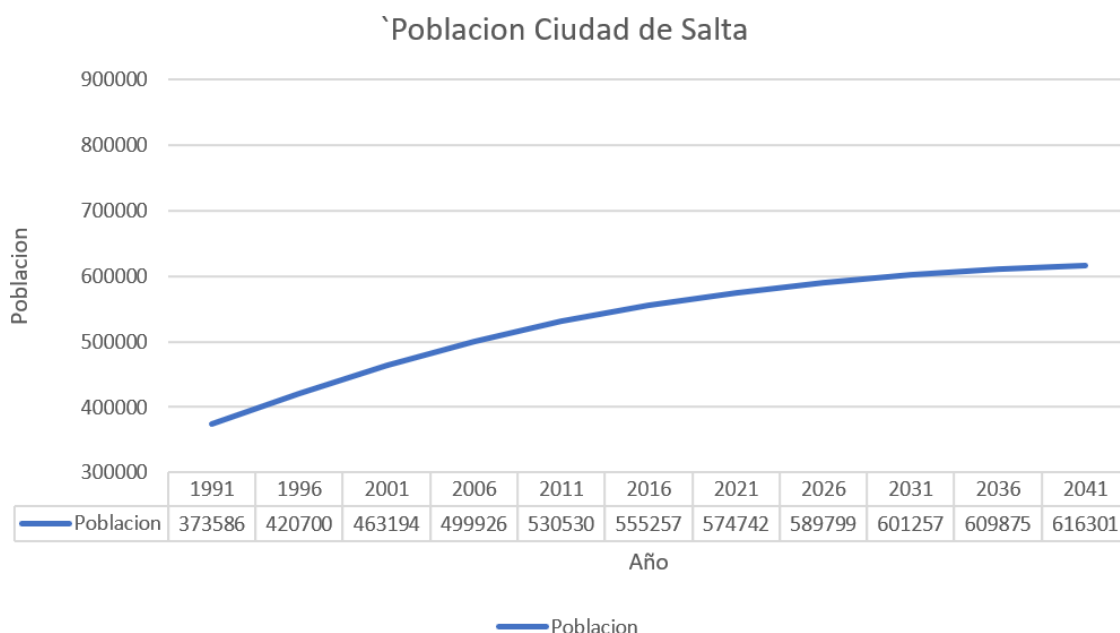


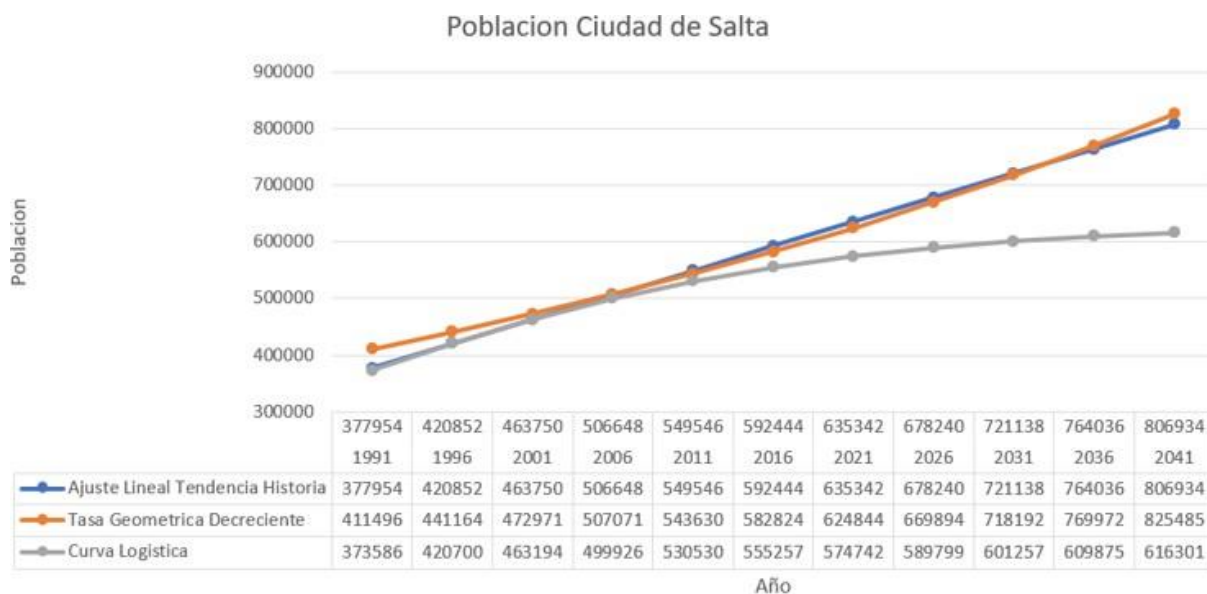
Figura II.1.3 Proyección demográfica de la Ciudad de Salta por Tasa Geométrica Decreciente.
Fuente: Elaboración Propia.

1.1.4 Comparación de los Resultados Obtenidos

Los resultados analizados permiten evidenciar un crecimiento poblacional estimado por los métodos descritos con anterioridad, relativamente cercanos en cuanto a los obtenidos por los métodos “Proyección Demográfica por Ajuste Lineal-Tendencia Histórica” y “Proyección Demográfica por Tasa Geométrica Decreciente”, variando solo en un 2.25% los resultados arrojados para el año 2041 mientras que el último método “Proyección Demográfica Por Curva Logística” presenta una desviación considerable del 23,62% y 25.34% respectivamente, lo cual se evidencia en la Figura II.1.4 y en la Tabla II.1.2

Año	Ajuste Lineal	Tasa Geométrica	Curva Logistica
1991	377954	411496	373586
1996	420852	441164	420700
2001	463750	472971	463194
2006	506648	507071	499926
2011	549546	543630	530530
2016	592444	582824	555257
2021	635342	624844	574742
2026	678240	669894	589799
2031	721138	718192	601257
2036	764036	769972	609875
2041	806934	825485	616301

Tabla II.1.2 Variación Demográfica.
Fuente: Elaboración Propia.



*Figura II.1.4 Curva de Comparación: Estimación de la Población en la Ciudad de Salta.
Fuente: Elaboración Propia.*

Si bien, como ya se mencionó anteriormente, estos métodos permiten dar valores muy estimativos sin considerar la infinidad de parámetros que intervienen en la variación demográfica de una región, a fin de los objetivos de esta tesis, se considera que la **“Proyección Demográfica por Tasa Geométrica Decreciente”** es el método que refleja de mejor manera la tendencia de crecimiento de nuestra Ciudad, mostrando una tendencia demográfica creciente y arrojando valores conservadores.

1.2 PARQUE AUTOMOTOR EN LA CIUDAD DE SALTA

Según los informes realizados por la Dirección General de Estadísticas de la Provincia de Salta, en el año 2017 en la capital, el parque automotor ascendía a 296.896 vehículos que contemplaban los seis grupos clasificados por la investigación, representando un número de 260 vehículos cada mil habitantes en la Ciudad.

Parque Automotor en municipios, por grupos de categorías (Provincia de Salta. Año 2017)							
Municipios	Total	G. I	G. II	G. III	G. IV	G. V	G. VI
Capital	296896	160404	26353	2879	1945	94	105221

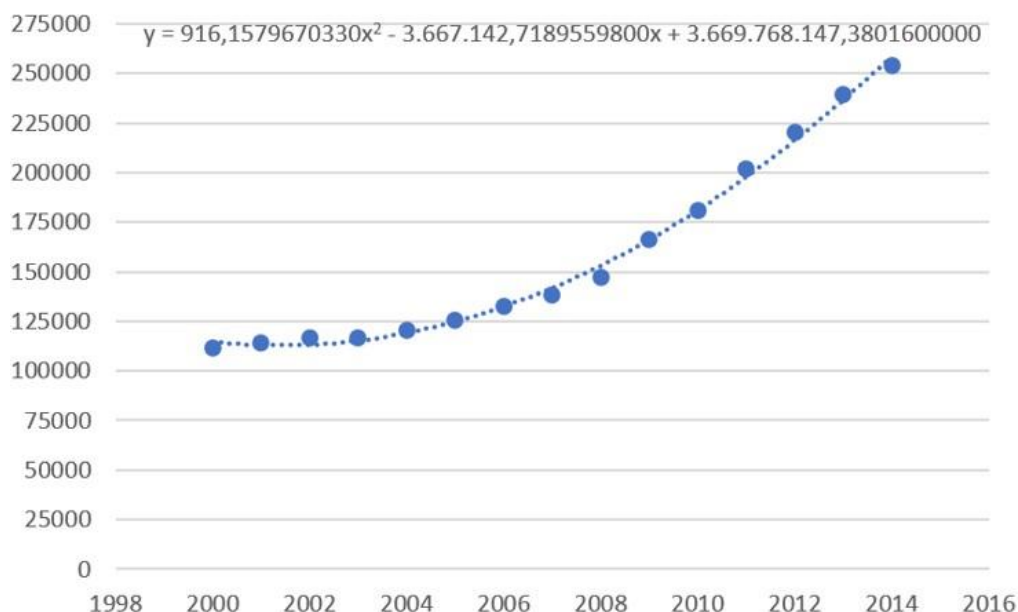
Observaciones:

- G. I incluye: automóviles, rurales, estancieras, jeeps, 4x4.
- G. II incluye: camiones, camionetas, furgones, pick up, ambulancias, carrozas fúnebres.
- G. III incluye: taxi, ómnibus, micro ómnibus, transporte escolar, remises y similares.
- G. IV: incluye tráiler, acoplados y semiremolques.
- G. V incluye: casas rodantes.
- G. VI incluye: motonetas, motocicletas, motocargas.

*Figura II.1.5 Parque Automotor en la Provincia de Salta – Año 2017
Fuente: Dirección General de Estadísticas de la Provincia*

Se puede observar una tendencia de crecimiento del parque automotor, en coincidencia con el aumento demográfico, mediante información obtenida de la Dirección General de Estadísticas de la Provincia del parque automotor por año en la Ciudad de Salta.

Mediante una Aproximación Polinómica de Grado 2 se obtuvo la ecuación que representa el parque automotor en función del año, siendo posible una aproximación del crecimiento del mismo, para evaluar la situación del transporte en la ciudad en la vida útil del proyecto.



Año	Grupo I-V	Grupo VI	Total	Aprox
2000	89556	21813	111369	114578
2001	91775	22170	113945	112983
2002	93789	22596	116385	113221
2003	94268	22613	116881	115290
2004	97364	23094	120458	119193
2005	101926	23590	125516	124927
2006	107036	25233	132269	132494
2007	111549	26541	138090	141893
2008	117297	30072	147369	153125
2009	132233	34019	166252	166189
2010	135575	45263	180838	181085
2011	145771	55938	201709	197813
2012	155303	65222	220525	216374
2013	165281	74122	239403	236767
2014	173146	80770	253916	258993

Figura II.1.6 Aproximación Parque Automotor
Fuente: Dirección General de Estadísticas de la Provincia

1.3 SISTEMA DE TRANSPORTE DE PASAJEROS EN LA CIUDAD DE SALTA

Actualmente, el transporte de pasajeros en el área metropolitana de Salta, se encuentra a cargo de **SAETA** (Sociedad Anónima de Transporte Automotor). Entre las 600 unidades *que prestan* el servicio en el área metropolitana se destaca el modelo Mercedes Benz Metalpar Tronador, que permite llevar a pasajeros con movilidad reducida. La gran mayoría de las unidades cuentan con una antigüedad que va desde un mes a 2 años.

La importancia del transporte de personas en nuestra Ciudad se ve reflejada en el impactante número de pasajeros que abordan los colectivos en Salta, con datos recopilados por el “Informe

de Gestión del Transporte Público” desde 2011 hasta la fecha, que reflejan en el año 2019 un total de 162.781.766 de usuarios entre las distintas categorías.

A fin de analizar la tendencia en el uso del sistema de transporte, se tomó los valores de pasajeros que utilizaron el servicio, sin discriminar el tipo de boleto utilizado, para poder visualizar la situación en nuestra Ciudad:

Año	Pasajeros
2011	133806999
2012	144585330
2013	148463034
2014	165864320
2015	178487787
2016	182959619
2017	179675863
2018	167392033
2019	162781766
2020	42294406

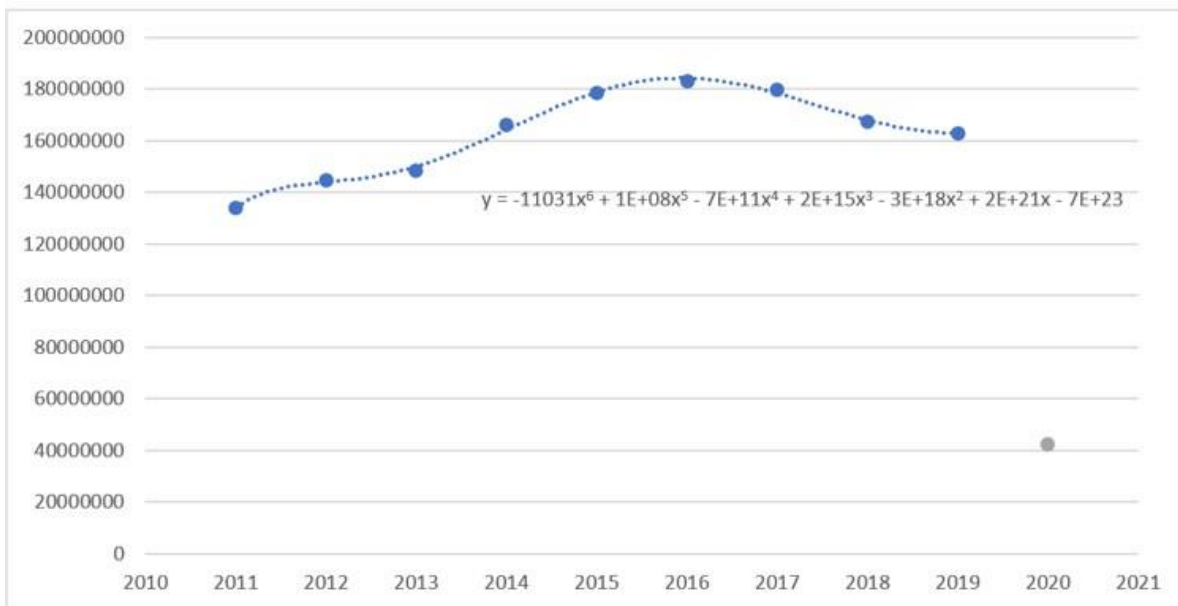


Figura II.1.7 Pasajero por año – SAETA
 Fuente: Sociedad Anónima de Transporte Automotor

El gráfico realizado en base a la información del “Informe de Gestión del Transporte Público” nos muestra claramente una tendencia fluctuante, de periodos de crecimiento y decrecimiento, sin embargo, los grandes números de pasajeros por año muestran innegablemente un sistema de transporte saturado, con tendencia creciente en la demanda de su uso.

Considerando el periodo correspondiente al año 2020 un punto alejado, producto a que los datos reflejan una caída importante en consecuencia del “Aislamiento Social Preventivo y Obligatorio” debido a la pandemia mundial y que no representa la tendencia en la demanda del servicio, la “Aproximación Polinómica de Grado Seis” fue realizada con los datos obtenidos en el periodo 2011-2019, obviando el año mencionado anteriormente para evitar datos erróneos

que generen tendencias irreales.

Cabe mencionar que los colectivos utilizados por parte de SAETA claramente representan uno de las causas más determinantes de congestión de las calles de la Ciudad, especialmente en las zonas y horas más transitadas, contribuyendo de manera negativa a las problemáticas descriptas.

1.4 CRECIMIENTO DE LA CIUDAD DE SALTA

El crecimiento no solo se ve reflejado en el número de habitantes de la Ciudad en los datos recopilados en los Censos de nuestro país, sino que consecuentemente trae una expansión de la Ciudad, con una tendencia de crecimiento lineal, producto a las limitaciones geográficas existentes. La ciudad crece en muchos aspectos de manera poco ordenada que afectan o inciden en la calidad de vida de sus ciudadanos.

La evolución de la zona urbana de la Ciudad se ve claramente influenciada por el medio físico que lo rodea, conformado por un conjunto de unidades de relieve, caso de las serranías, piedemonte, cursos fluviales y otras geformas típicas que la conforman.

Para contemplar la tendencia de crecimiento de nuestra Ciudad, se recopilaron imágenes satelitales de la Capital, para poder observar su crecimiento y expansión a lo largo de los años. Esta investigación dio como resultado las fotografías satelitales que se muestran en la Figura II.1.8, Figura II.1.9, Figura II.1.10, Figura II.1.11, Figura II.1.12, Figura II.1.13 y Figura II.1.14, ordenadas cronológicamente desde el año 1984 hasta la actualidad, donde se puede evidenciar un crecimiento con tendencia lineal, debido a las limitaciones geológicas que presenta la topografía de nuestra Ciudad.



*Figura II.1.8 Ciudad de Salta- Año 1984
Fuente: Google Earth.*



Figura II.1.9 Ciudad de Salta- Año 1989 - La ciudad crece, pero casi únicamente en el norte y sur.
Fuente: Google Earth.



Figura II.1.10 Ciudad de Salta- Año 1994 - Primeros indicios de desarrollo en la zona sudeste. Sigue creciendo el norte hasta llegar casi a los márgenes del río Vaqueros.
Fuente: Google Earth.



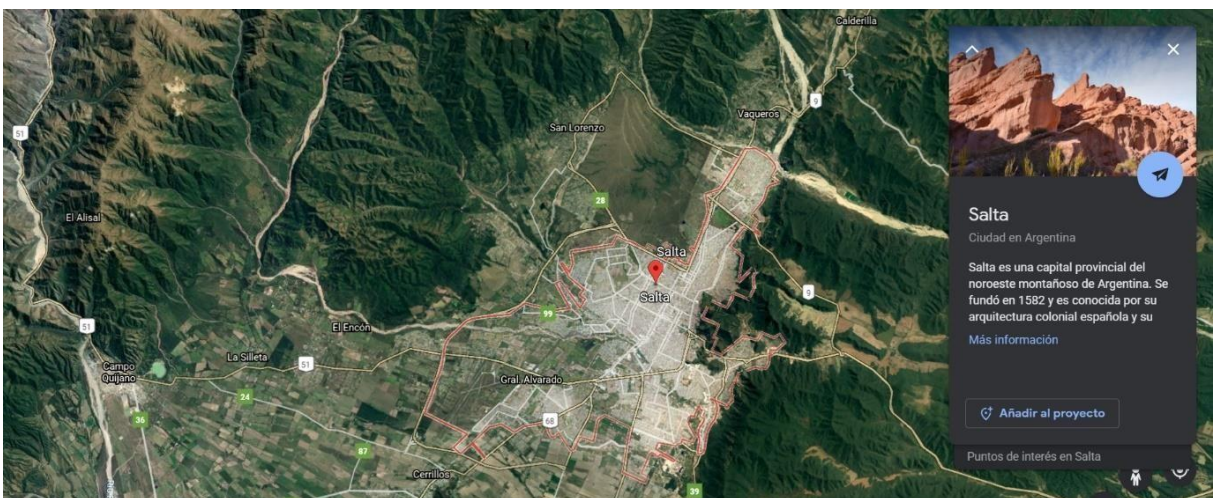
Figura II.1.11 Ciudad de Salta- Año 2004 El norte detiene su expansión contra el río Vaqueros. Comienza la expansión hacia el oeste, zona del Grand Bourg.
Fuente: Google Earth.



*Figura II.1.12 Ciudad de Salta- Año 2009 - Incorporación de terrenos que eran del Ejército. Circunvalación Oeste (importante vía de comunicación en la ciudad)
Fuente: Google Earth.*



*Figura II.1.13 Ciudad de Salta- Año 2014 - Zona Sudeste súper poblada y en constante crecimiento. En el Norte, B° El Huaico y alrededores muy desarrollados. La ruta 28 y el propio San Lorenzo consolidados. San Luis y todo el sudoeste registra una enorme expansión urbana. También hacia el Sur se desarrollan nuevos emprendimientos.
Fuente: Google Earth.*



*Figura II.1.14 Ciudad de Salta- Año 2020
Fuente: Google Earth.*

En consecuencia, debido al crecimiento lineal de la ciudad, se magnificarán las problemáticas, encontrándose cada vez más desconectados los diferentes puntos de la ciudad, teniendo grandes tiempos de traslado por parte de las personas, manifestando una cobertura ineficiente en el sistema de transporte en una ciudad en continuo crecimiento, tanto urbano como demográfico, lo que solicitaría la expansión de la flota de colectivos e incremento de vehículos personales, sin embargo esto sería contraproducente con lo que respecta al parque automotor, accidentes vehiculares y congestión del tráfico.

2 TRAZA DEL TÚNEL

2.1 ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS PRELIMINARES

Las proyecciones demográficas muestran indudablemente un crecimiento de la población en la Ciudad, que conlleva sin lugar a duda un aumento en el parque automotor y la demanda de la utilización de los servicios de transporte disponibles en la Ciudad, que se pueden observar en las líneas de tendencia creciente de la Sección II.1.1.4 respectivamente.

Además, el desarrollo de la construcción en altura en el micro y macro centro de Salta incrementan la problemática generando zonas críticas para el tráfico.

Una solución viable a las problemáticas que se asemejan cada vez más y parecen ser inevitables, sería la construcción de un túnel subterráneo de transporte de pasajeros que conecte la ciudad, permitiendo descomprimir estas zonas críticas y posibilitando un traslado eficiente y veloz de personas, descongestionando y evitando la saturación del sistema de transporte en la Ciudad.

El mismo buscara dar solución a las problemáticas expuestas, sin perder de vista que una obra de tal envergadura, en una ciudad con potencial turístico, no solo debe ser un sistema de transporte de pasajeros, sino también una interconexión de los puntos de interés más importantes de la Ciudad.

2.2 DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA TRAZA DEL TÚNEL

2.2.1 Traza del túnel

El diseño de la traza de un túnel ferroviario para transporte de pasajeros en la Ciudad requiere de un estudio profundo de los distintos puntos de interés, tendencia de crecimiento urbano, proyecciones a futuro, entre otros.

Los aspectos más relevantes para la justificación de una obra de tal envergadura fueron expuestos en los capítulos anteriores, sin embargo, la traza del mismo se verá altamente influenciada por los puntos de importancia en la Capital.

Además, se debe tener en cuenta el gran impacto del turismo, debiendo indiscutiblemente pasar dicha traza por la zona del microcentro de la Ciudad, conectando con los distintos puntos de interés en la Capital, como ser:

Paseo Güemes: se fue transformando en estos últimos años en una de las zonas más pujantes y pintorescas en materia de gastronomía dentro de la ciudad de Salta, con propuestas ya instaladas que cuentan con planteos innovadores, fusionando sabores regionales con las nuevas tendencias.

Monumento Güemes: es una construcción de 25 m de altura de la ciudad de Salta. Está ubicado al final del Paseo Güemes a los pies del Cerro San Bernardo donde el general cayó por primera vez de su caballo mientras cabalgaba herido de bala a la cañada de la Horqueta, donde murió unos días después. Fue construido desde 1920 hasta 1931 con rocas de más de 75 kg que fueron

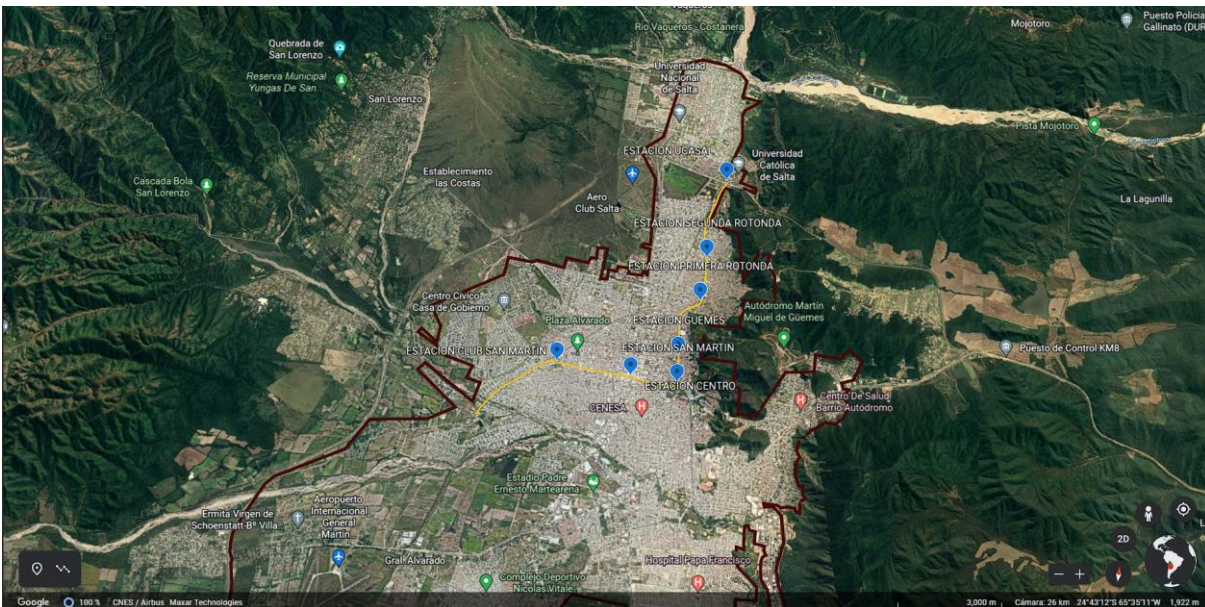
extraídas del cerro San Bernardo.

Terminal de Salta: Punto estratégico, especialmente considerando la gran importancia del Turismo en la Ciudad.

Parque San Martín: El Parque San Martín con una gran arboleda y un hermoso lago, invita a un agradable y delicioso paseo. El lago ubicado próximo a la Terminal es un divertido paseo para turistas y salteños: Árboles añosos, palmeras, lago artificial con fuente de aguas danzantes, botes entre otras atracciones.

Universidad Católica: es una institución Argentina de educación superior universitaria, de gestión privada, confesional católica, sin fines de lucro, con autonomía que otorga la legislación vigente en el sistema universitario argentino. Actualmente consta de alrededor de 26.000 alumnos inscriptos representando gran parte del flujo de personas y utilización del Transporte en la Ciudad.

Así la Traza del Túnel representada a Eje, con diámetro de sección a definir se puede observar en la Figura II.2.1



*Figura II.2.1 Traza Túnel Subterráneo.
Fuente: Elaboración Propia - Google Earth.*



Figura II.2.2 Traza del Túnel – Ciudad de Salta.
Fuente: Elaboración propia - AutoCAD

3 CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DEL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo, se enfocará en el diseño del sostenimiento del Túnel, basado en bibliografía recomendada a nivel mundial, como así también las normativas vigentes que gobiernan este tipo de estructuras.

3.2 ELECCIÓN DEL SOSTENIMIENTO

Como se detalla en la Sección III.7.3 las tuneladoras (TBM) han tomado una ventaja considerable frente a las otras alternativas, debido a grandes factores:

- Permiten mecanizar todas las operaciones necesarias en la construcción de túneles y por ello se consideran una opción especial para el diseño y construcción.
- Amplia variedad de condiciones geológicas, con grandes dimensiones y alcanzando velocidades de avance superiores a los métodos parcialmente mecanizados.
- Mejores condiciones de seguridad de los operadores que construyen el túnel ante posibles inestabilidades en el frente del túnel.
- Se logran tasas de avance impresionantes, que son inalcanzables con métodos parcialmente mecanizados.
- Recomendadas en zonas urbanas.

Debido a los factores mencionados anteriormente, y considerando los antecedentes de la utilización de estos equipos en el país, como ser el Túnel Maldonado, se opta por esta alternativa.

Además, las TBM corren con la ventaja de permitir la colocación del revestimiento de dovelas de hormigón prefabricado a medida que se avanza en la excavación, colocando el mismo cerca del frente, mitigando las deformaciones iniciales que se producen debido a la redistribución de esfuerzos y estabilización del suelo.

Como se analiza en la Sección III existen un sinnúmero de posibles elecciones del revestimiento que se pueden adoptar y sus diferentes combinaciones, sin embargo, debido a los criterios de velocidad, seguridad, economía y antecedentes, hemos adoptado como mejor alternativa, la utilización de dovelas de hormigón prefabricado para lograr la estabilidad del suelo alterado por la excavación, evitando por su rápida colocación, deformaciones y asentamientos iniciales, que puedan afectar las estructuras existentes sobre la traza del túnel.

3.3 ANCHO DE LA EXCAVACIÓN

Para la elección del ancho de la excavación, factor fundamental en el diseño de túneles, tanto en el aspecto de estabilidad, como la funcionalidad y disposición de los equipos requeridos para su construcción.

Teniendo en cuenta la bibliografía de referencia, según lo estipulado en la Sección III.1.2.2.3, para túneles ferroviarios de dos vías, como en nuestro caso, se establece un rango de superficie de secciones transversales de 60 m² y 70 m² que han dado resultados favorables tanto en lo económico como así también en la mitigación de los efectos dinámicos sobre la estructura, debido a las velocidades que alcanzan este tipo de transporte.

Al haber adoptado TBM y sostenimiento de dovelas de Hormigón Prefabricado anteriormente, consecuentemente dispondremos de una sección circular, por lo tanto:

$$A_{adoptada} := 70 \cdot m^2$$

$$d := \sqrt[2]{\frac{4 \cdot A_{adoptada}}{\pi}} = 9.441 \text{ m}$$

$$\text{Ancho.de.Excavacion} := 9.55 \text{ m}$$

3.4 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Se propone un anillo de tipo universal, o sea un anillo que con una única geometría como se describió anteriormente, que permite al túnel describir trayectorias curvas tanto en horizontal como en vertical, solamente variando la posición de la dovela clave de un anillo respecto al otro tal como aparece indicado en la Figura II.3.1.

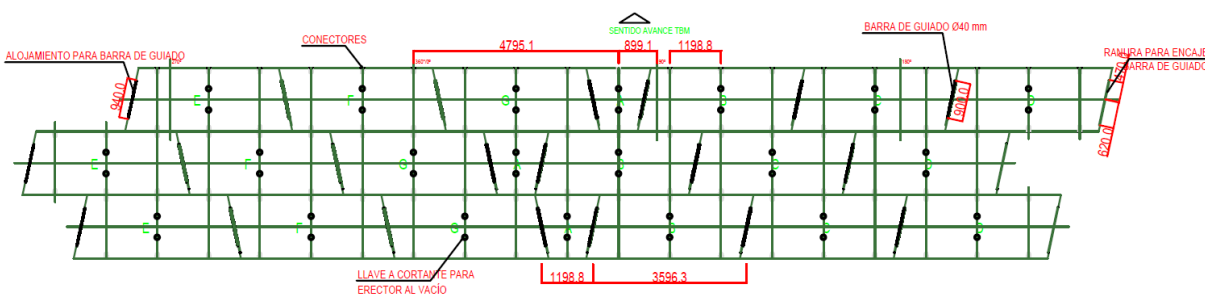


Figura II.3.1 Secuencia de armado de anillo con dovelas trapecoidales.
Fuente: Curso Tunelación Ing. Perri -AutoCAD.

3.4.1 Número de dovelas en cada anillo

Según lo estipulado en la Sección III.9.7.1.4 el número mínimo de dovelas por anillo es de siete a nueve en aquellos túneles cuyo diámetro se encuentre entre 8 y 12 m, como es nuestro caso. Los dos criterios básicos para determinar el número de segmentos en un anillo son facilitar el montaje del anillo y evitar dañar los segmentos durante su almacenamiento y manipulación. Por lo tanto, se adopta para su posterior verificación y cálculo de armadura, un anillo compuesto de 7 dovelas trapecoidales, con un espesor de 0.45 m que nos da como resultado un diámetro interno de:

$$\text{Diametro Interno} = \text{Diametro Externo} - 2 (0.45\text{m}) = 9.55 \text{ m} - 2 (0.45 \text{ m}) = 8.65 \text{ m}$$

El despiece que se utilizará tendrá en cuenta los criterios pertinentes para lograr un tamaño de dovelas manejable, optimizando el tiempo de armado del anillo y minimizando el número de juntas de sellado, con las ventajas para la estanqueidad final del túnel que esto supone.

El montaje del anillo es más preciso y rápido, cada dovela encaja en la anterior debido a la presencia de la junta inclinada. Relacionado también con la mayor facilidad de montaje, se producen menores deformaciones de los sellos, evitando el fenómeno de arrastre y fricción entre las juntas.

La mejor instalación presenta también ventajas estructurales que evitan esfuerzos concentrados que pueden dar lugar a fisuración y roturas de esquinas y aristas.

A modo ilustrativo, la Figura II.3.2 muestra el acopio de las dovelas prefabricadas, que es un estado de carga determinante en el estado previo a su colocación, el cual se calculara más adelante. Además, se pueden observar las barras de guiado para la vinculación de las dovelas en el sentido transversal.



*Figura II.3.2 Anillos de dovelas en acopio.
Fuente: Curso de Tunelación – Ing. Perri.*

Para una mejor visualización de la configuración de un anillo completo, materializado con seis dovelas de igual tamaño y una clave o llave de menor dimensión, se ilustra en la Figura II.3.3 un esquema representativo en Modelado 3D realizado en AutoCAD 3D, que nos permite un mejor entendimiento de la distribución de las dovelas y su vinculación.

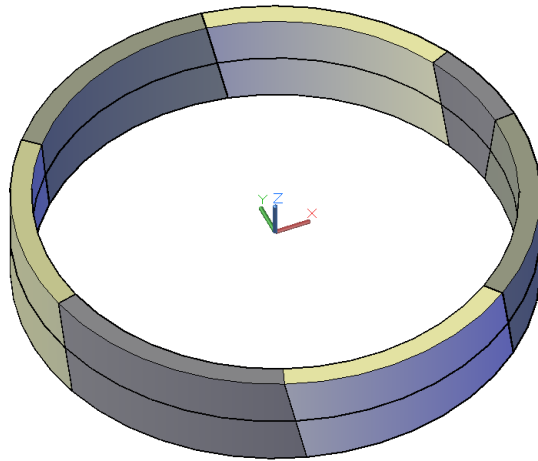


Figura II.3.3 Esquema representativo 3D de los anillos
Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD 2020.

3.4.2 Longitud y espesor de los anillos de revestimiento

Según la Sección III.9.7.1., para diámetros interiores que se encuentran entre 8 y 10 metros los anillos tienen una longitud de 1,5m m. Por lo tanto, siendo que el diámetro interno adoptado alcanza el valor de 8.65 m, entonces se toma este valor de referencia en lo que respecta a la geometría de la dovela.

Para determinar el espesor, el cual depende del diámetro del túnel principalmente, vamos a hacer uso de las curvas dadas en la Sección III.9.7.1.1 las cuales se obtuvieron aproximando mediante una curva, los espesores de múltiples túneles realizados, que han dado resultados aceptados, en función del diámetro interno. Por lo tanto, para un diámetro interno de 8.65 m se obtuvo una relación aproximada del 3% como se muestra en la figura II.3.4.

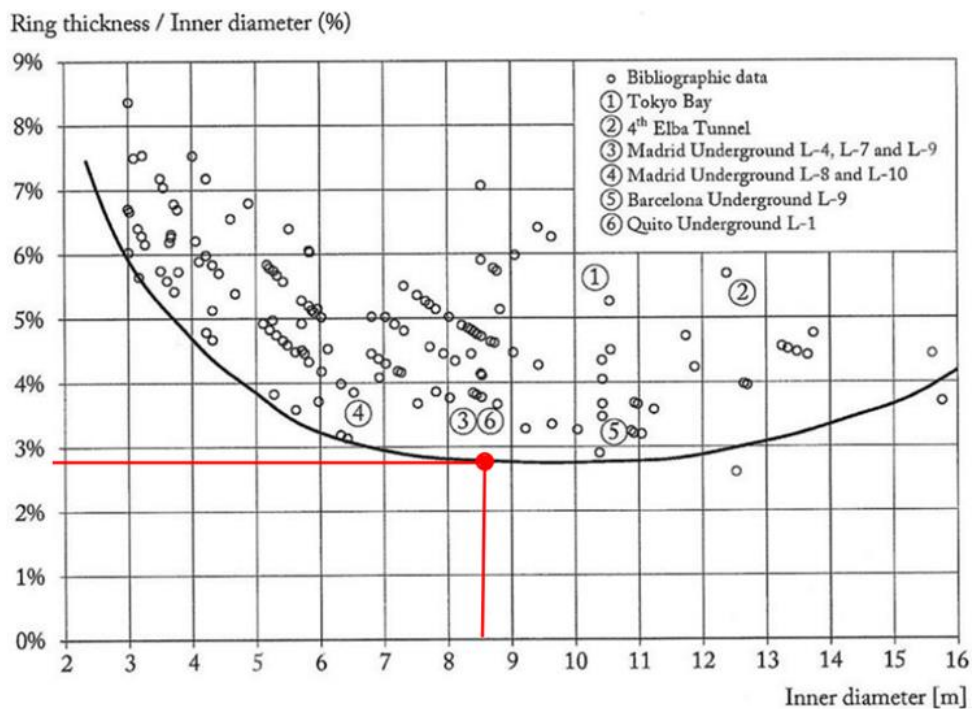


Figura II.3.4 Determinación de la relación espesor – diámetro interno.
Fuente: Elaboración Propia

Sin embargo, debido a la incertidumbre del comportamiento del estrato frente a la deformabilidad del mismo, como así también la falta de datos del terreno sobre la traza del túnel, se concluyó en la adopción de una relación del 5%, valores que dieron resultados favorables en otros proyectos ya realizados y estudiados.

$$\text{Diametro Interno} \times 5\% = 8.65 \text{ m} \times 5\% = 0.4325 \text{ m}$$

Entendemos que se podría perfectamente plantear una dovela de 45 cm de espesor, que implicaría una relación del 5%, ampliamente aceptable y de garantía suficiente para asegurar la elevada calidad estructural que debe caracterizar la obra de referencia.

3.5 UNIÓN DE DOVELAS: TORNILLOS Y BARRAS GUIADO

Las superficies de contacto entre piezas, tanto en las juntas circunferenciales entre anillos como en las juntas radiales entre dovelas, se han diseñado planas.

Las 7 dovelas trapezoidales que constituyen el anillo universal estarán unidas mediante 19 conectores longitudinales entre anillos (tres conectores por dovela tipo y uno en la clave). En las juntas radiales las piezas estarán equipadas con barras de guiado entre dovelas de diámetro 40 mm dispuestas en unas acanaladuras generadas en las caras radiales de la pieza, eliminando así por completo la necesidad de utilizar bulones tanto entre dovelas como entre anillos.

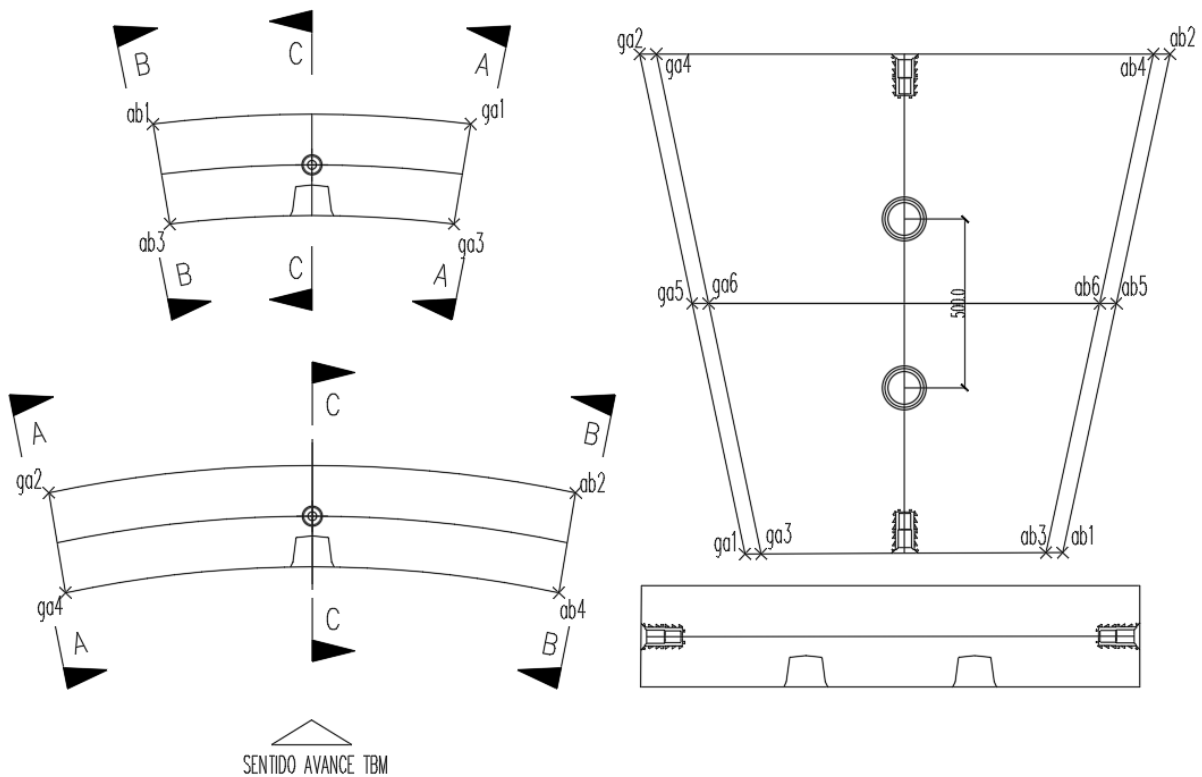


Figura II.3.5 Plano esquemático de elementos en juntas en llaves (conectores / barra de guiado).
Fuente: Curso de Tunelacion – Ing. Perri.

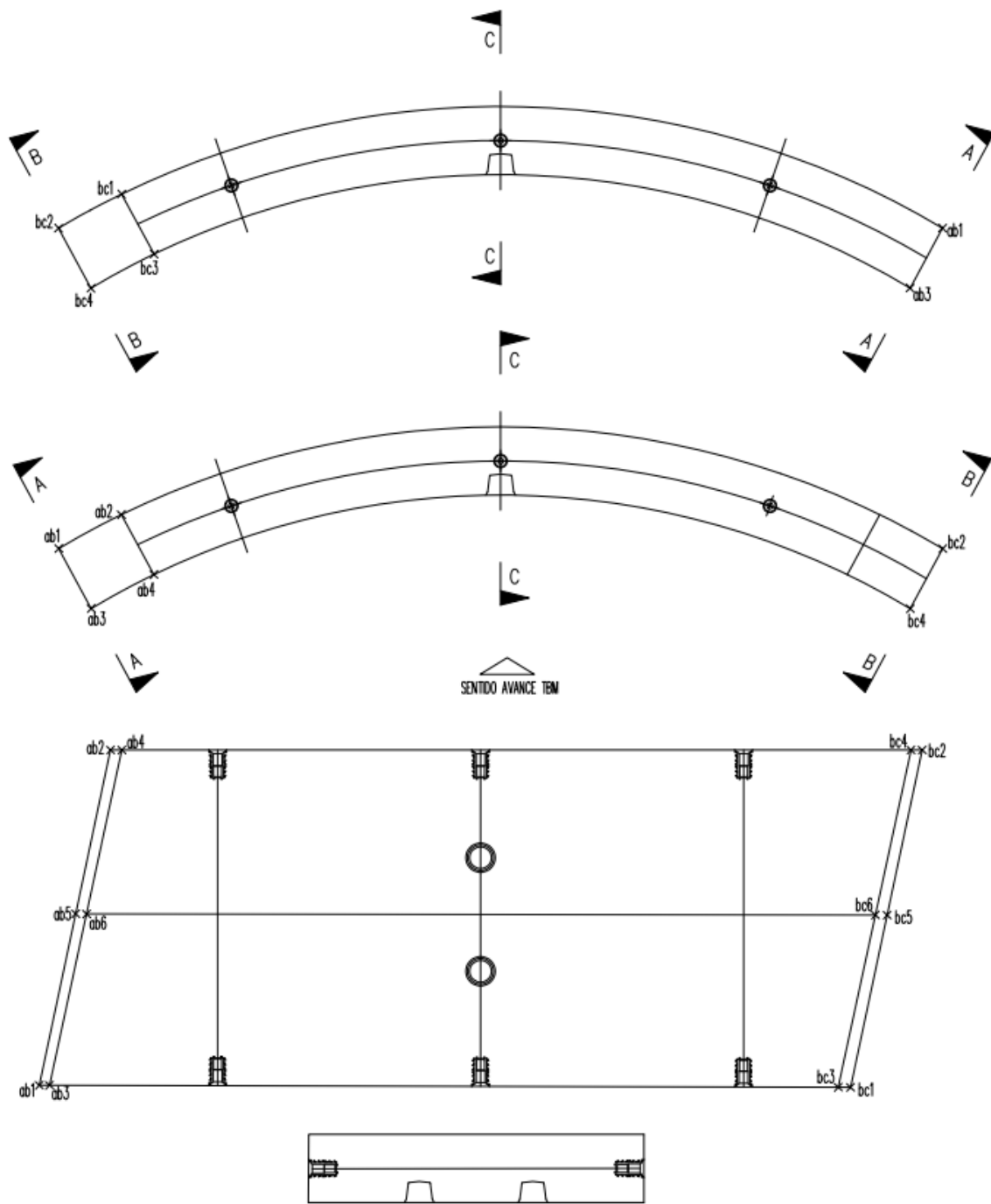


Figura II.3.6 Plano esquemático de elementos en juntas en dovelas (conectores / barra de guiado).
Fuente: Curso de Tunelacion – Ing. Perri.

4 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL ANILLO

4.1 PROCEDIMIENTO DE CALCULO

En este apartado se desarrollará todo aquello relativo al dimensionado y validación estructural del anillo de dovelas. Para ello se deberá realizar un repaso al ciclo de trabajo del elemento, a su ciclo de vida funcional, que será lo que permita establecer las acciones a las que se verá sometido y que condicionarán su dimensionado, tanto en fases constructivas como de servicio.

4.2 NORMATIVA, MATERIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

Debido a que en nuestro país no existe una normativa específica para la construcción de túneles, tomamos como normativa estructural de referencia el Euro código 2 UNE-ENV-1992 “Proyecto de estructuras de Hormigón”, el cual se tomó para el túnel Maldonado, realizado en nuestro país y a lo referido al Hormigón Armado, se respetaron las recomendaciones del Reglamento Argentino CIRSOC 201: “Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”.

4.2.1 Materiales

El cálculo de los elementos estructurales se realizará con el programa RFEM 5, cuya licencia fue suministrada por la empresa alemana con sucursal en Latinoamérica, “Dlupal Latinoamérica” en busca de fomentar el conocimiento e interacción con sus productos.

Este software consta con un gran abanico de materiales con sus respectivas propiedades, la cuales claramente se deberán garantizar en la etapa constructiva.

Los materiales adoptados son:

Hormigón H40:

Propiedades del material		Concrete f _c = 6000 psi ACI 318-19	
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades principales			
<input type="checkbox"/> Módulo de elasticidad	E	3044.17	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Módulo de cortante	G	1268.41	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Coeficiente de Poisson	ν	0.200	
<input type="checkbox"/> Peso específico	γ	22.62	kN/m ³
<input type="checkbox"/> Coeficiente de dilatación térmica	α	9.9000E-06	1/°C
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades adicionales			
<input type="checkbox"/> Resistencia a compresión del hormigón	f _c	4.14	kN/cm ²

Figura II.4.1 Propiedades del Hormigón H40

Fuente: Software RFEM 5

Acero: se utilizará la armadura ADN 420s, con una tensión de fluencia equivalente a 420 MPa, con aptitud de soldabilidad, permitiendo así una mejor vinculación de la armadura.

Los diámetros a utilizar se adoptarán según la resistencia requerida de la sección, en busca de un panorama que favorezca a la logística y construcción de la obra, disminuyendo los costos como así también los tiempos de trabajo.

4.3 DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS

4.3.1 Esfuerzos de la interacción dovela-terreno

Tal como ya se ha comentado, sin duda los esfuerzos que actúan sobre la dovela fruto de su interacción con el terreno y sus condiciones son los más complejos de evaluar. Para ello se necesitaría realizar un estudio profundo de las características del terreno a lo largo de la traza, como un sinfín de ensayos tanto en la etapa del proyecto como en su respectiva ejecución, sin embargo, debido a la falta de datos del suelo en la ciudad de Salta, como así también a los alcances de esta tesis, nos limitaremos a utilizar la información disponible de un sondeo realizado para un pozo de agua en el parque San Martín, ubicación favorable para nuestros objetivos, debido a que la traza definida pasa por dicha zona.

4.3.2 Geología y geotecnia

Se buscó en diferentes fuentes información relevante a estudios de suelos en la ciudad, preferentemente en zonas cercanas a la traza, correspondientes a edificios o pozos de agua, debido a que los mismos presentaban profundidades importantes. De dicha investigación se obtuvo el estudio de Suelos realizado para el Pozo AS0482 cuya profundidad llega aproximadamente a 130 m. Además, el mismo fue comparado con un estudio de MAM por los profesionales a cargo del proyecto de investigación “Determinación del parámetro VS_{30} para la ciudad de Salta aplicando Método MAM”.

El Software RFEM5 posee una amplia biblioteca de materiales donde podemos encontrar los diferentes tipos de suelos de acuerdo a la clasificación de la Norma DIN 18196:2011 – 05, que nos permitió obtener las propiedades mecánicas y geotécnicas de cada estrato.

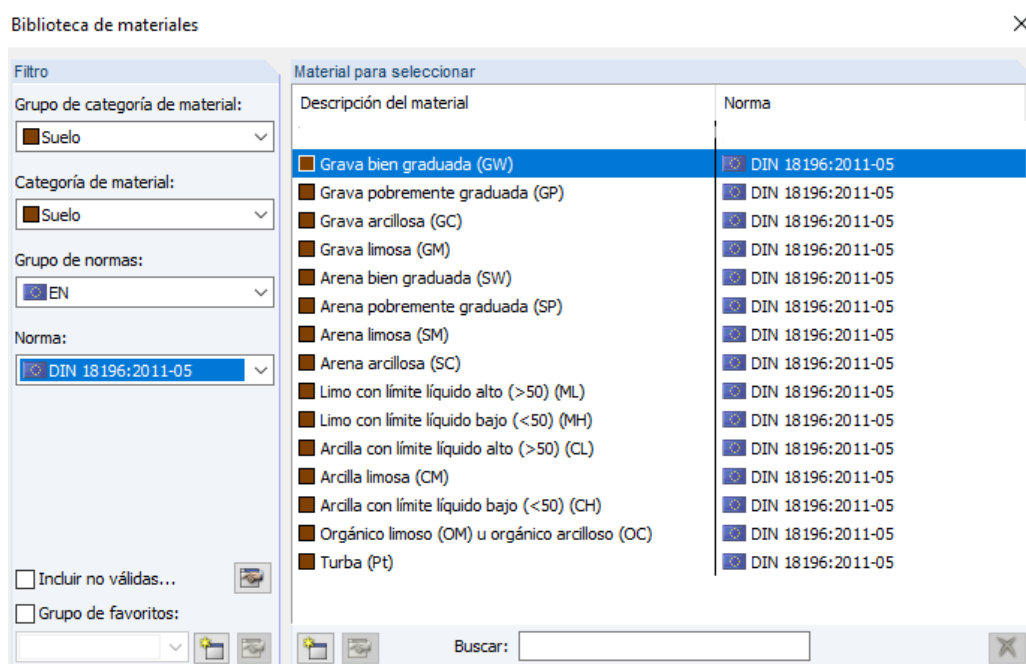


Figura II.4.2 Biblioteca de Suelos – RFEM5
Fuente: Software RFEM 5.

Propiedades del material		Orgánico limoso (OM) u orgánico arcilloso (OC) DIN 18196:2011-05	
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades principales			
<input type="checkbox"/> Módulo de elasticidad	E	0.10	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Módulo de cortante	G	0.04	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Coeficiente de Poisson	ν	0.400	
<input type="checkbox"/> Peso específico	γ	15.50	kN/m ³
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades adicionales			
<input type="checkbox"/> Coeficiente	m	0.100	
<input type="checkbox"/> Cohesión	c_k	3.5000E-03	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Ángulo de fricción	ϕ_k	20	°
<input type="checkbox"/> Cohesión total	c_{uk}	3.7000E-03	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Peso unitario del suelo saturado	γ_{sat}	15.50	kN/m ³
<input type="checkbox"/> Módulo de deformación del subsuelo	E_{def}	0.10	kN/cm ²

Figura II.4.3 Suelo Orgánico Limoso (OM).
Fuente: Software RFEM 5.

Propiedades del material		Limo con límite líquido alto (>50) (ML) DIN 18196:2011-05	
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades principales			
<input type="checkbox"/> Módulo de elasticidad	E	0.20	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Módulo de cortante	G	0.07	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Coeficiente de Poisson	ν	0.400	
<input type="checkbox"/> Peso específico	γ	17.50	kN/m ³
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades adicionales			
<input type="checkbox"/> Coeficiente	m	0.100	
<input type="checkbox"/> Cohesión	c_k	1.0000E-03	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Ángulo de fricción	ϕ_k	28	°
<input type="checkbox"/> Cohesión total	c_{uk}	1.5000E-03	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Peso unitario del suelo saturado	γ_{sat}	19.50	kN/m ³
<input type="checkbox"/> Módulo de deformación del subsuelo	E_{def}	0.20	kN/cm ²

Figura II.4.4 Suelo de Limo (ML).
Fuente: Software RFEM 5.

Propiedades del material		Grava limosa (GM) DIN 18196:2011-05	
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades principales			
<input type="checkbox"/> Módulo de elasticidad	E	6.00	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Módulo de cortante	G	2.50	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Coeficiente de Poisson	ν	0.200	
<input type="checkbox"/> Peso específico	γ	20.00	kN/m ³
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades adicionales			
<input type="checkbox"/> Coeficiente	m	0.300	
<input type="checkbox"/> Cohesión	c_k	1.5000E-03	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Ángulo de fricción	ϕ_k	28	°
<input type="checkbox"/> Cohesión total	c_{uk}	2.0000E-03	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Peso unitario del suelo saturado	γ_{sat}	20.50	kN/m ³
<input type="checkbox"/> Módulo de deformación del subsuelo	E_{def}	6.00	kN/cm ²

Figura II.4.5 Suelo de Grava limosa (GM).
Fuente: Software RFEM 5.

Propiedades del material		Arcilla limosa (CM) DIN 18196:2011-05	
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades principales			
<input type="checkbox"/> Módulo de elasticidad	E	0.10	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Módulo de cortante	G	0.04	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Coeficiente de Poisson	ν	0.400	
<input type="checkbox"/> Peso específico	γ	18.00	kN/m ³
<input checked="" type="checkbox"/> Propiedades adicionales			
<input type="checkbox"/> Coeficiente	m	0.100	
<input type="checkbox"/> Cohesión	c_k	4.5000E-03	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Ángulo de fricción	ϕ_k	25	°
<input type="checkbox"/> Cohesión total	c_{uk}	4.8000E-03	kN/cm ²
<input type="checkbox"/> Peso unitario del suelo saturado	γ_{sat}	18.50	kN/m ³
<input type="checkbox"/> Módulo de deformación del subsuelo	E_{def}	0.10	kN/cm ²

Figura II.4.6 Suelo de Arcilla limosa (CM).
Fuente: Software RFEM 5.

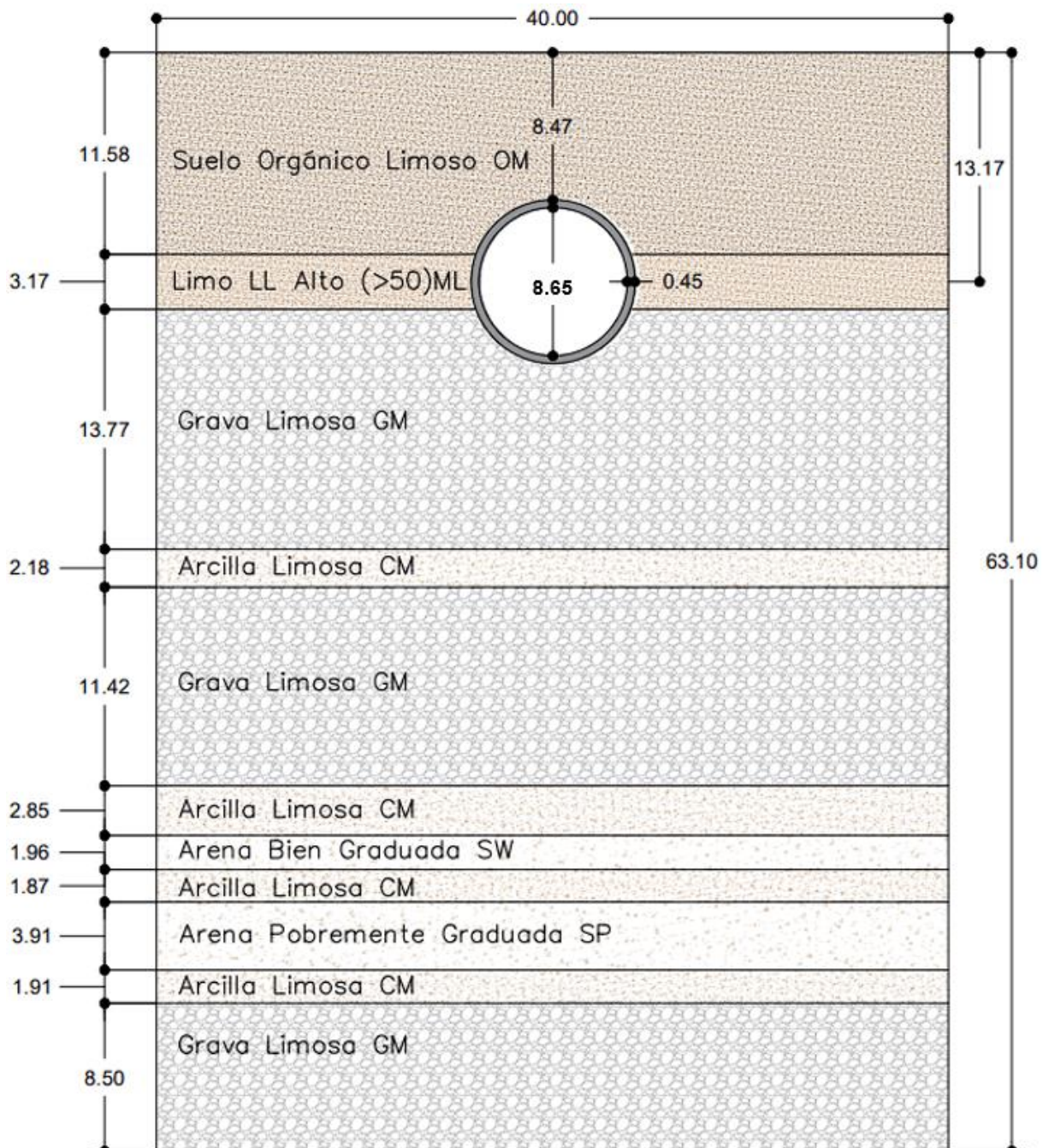


Figura II.4.7 Perfil del suelo en la sección analizada.
 Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020.

4.3.3 Elaboración del Modelo 3D

El Software utilizado posee una gran potencia de cálculo, y está diseñado y programado para este tipo de obras de ingeniería de gran magnitud, pero por consiguiente demanda ordenadores de última tecnología.

Teniendo en cuenta que en un proyecto real se disponen de grandes presupuestos que no están a nuestro alcance, se realizaron hipótesis simplificativas, siempre buscando representar de la mejor manera posible el fenómeno físico en busca de obtener los resultados que más se acerquen a la realidad, para agilizar y disminuir los tiempos de trabajo de los procesadores que

disponemos.

Se cargó el sólido “suelo”, siguiendo las recomendaciones dadas en la sección anterior, representando así el sólido a modelar. Para ello, se utilizó la clasificación de suelos de la Normativa DIN 18196:2011 – 05 fundamentándonos en el estudio de suelo disponible y las cotas de profundidad de cada estrato de suelo. Además, el sólido representativo de cada estrato, se adoptó de manera tal que las superficies perimetrales se encuentren lo suficientemente alejados de la zona de perturbación, adoptando un valor de 4 veces el ancho de excavación de manera tal que los efectos sobre las mismas se vean disminuidos, y así suponer como hipótesis, que la superficie se encuentra sustentada mediante un apoyo móvil en la dirección de la gravedad. Esto está fundamentado gracias a las recomendaciones dadas por la bibliografía de referencia y que se puede encontrar en la Sección III.10.3.2 “Elaboración del Modelo Geomecánico”.

Teniendo en cuenta un ancho de modelado de 40 m, suponer una sobrecarga variable a lo largo de dicha dimensión en función al flujo vehicular y las edificaciones existentes hubiese arrojado los valores más representativos, sin embargo, representaría un análisis de carga complejo que se aleja de los objetivos de esta tesis, por lo tanto, se tomó en la zona central, correspondiente al flujo vehicular, una sobrecarga de 10 kN/m^2 , valor utilizado en numerosos proyectos de igual magnitud. Para el caso de la sobrecarga en la superficie correspondiente a las edificaciones, se decidió adoptar una sobrecarga de 30 kN/m^2 . Si bien este valor de referencia fue utilizado en otros proyectos de tunelación, en donde las edificaciones representaban una carga importante a comparación de nuestra Ciudad, el inminente crecimiento de la Capital inclino la balanza a adoptar este valor, para tener en cuenta una proyección de crecimiento a futuro.

El estudio del comportamiento sísmico de la estructura, se realizó por medio del Software, que dentro del gran abanico de normativas que contempla, se encuentra el “CIRSOC 103 – Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes”, el cual aplicaría para este proyecto.

Adoptando la Norma ACI para las combinaciones de carga, y generando un mallado de elementos finitos, intensificado en las zonas de interés (Estructura del sostenimiento y el suelo circundante) e aumentando las dimensiones de los elementos en las zonas de menor relevancia (Suelo alejado de la zona de interés), se obtuvieron los diagramas de tensiones actuantes, tanto en el suelo como en la estructura de sostenimiento.

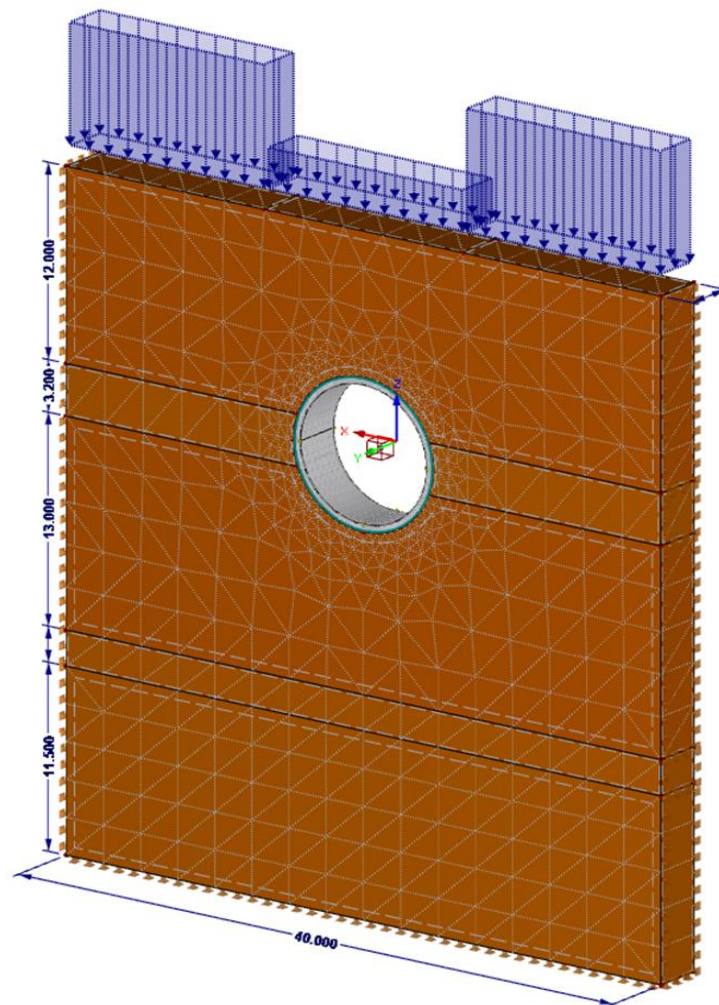
Sin embargo, debido a todas las limitaciones descriptas anteriormente, el proceso de cálculo del ordenador, conllevó un tiempo de aproximadamente 3 horas para arrojar los resultados, justificando lo que describimos anteriormente.

Es por ello, que se decidió adoptar hipótesis simplificadoras, en busca de disminuir los tiempos

de trabajo sobre el ordenador:

- En primer lugar, observando los resultados que arrojó el Software, las deformaciones del suelo por debajo del coronamiento, ya eran insignificantes a una profundidad de 25 metros por debajo del mismo, por lo tanto, modelar el suelo debajo de esta cota significaba solo un aumento de la exigencia del procesador sin resultados significativos para el análisis desarrollado y, por lo tanto, se modeló el suelo solo hasta la cota mencionada.
- Por otro lugar, en un principio, se realizó un mallado de elementos triangulares de 1 metro de lado y un refinamiento del mallado de 0.40m en la zona de interés, sin embargo, en busca de disminuir los tiempos de trabajo, se adoptó un nuevo mallado, de 2.5m de lado y un refinamiento de mallado de 1 m en la zona de interés. Entendemos que, a fines de esta tesis, nos arroja resultados aceptados y nos reduce el tiempo de cálculo considerablemente a 30 minutos, permitiendo así mejorar el diseño y verificar las deformaciones del túnel.

A continuación, se muestra una captura con el modelado descrito anteriormente:



*Figura II.4.8 Modelado del Túnel en la región estudiada – Elemento Finitos.
Fuente: Elaboración Propia – RFEM*

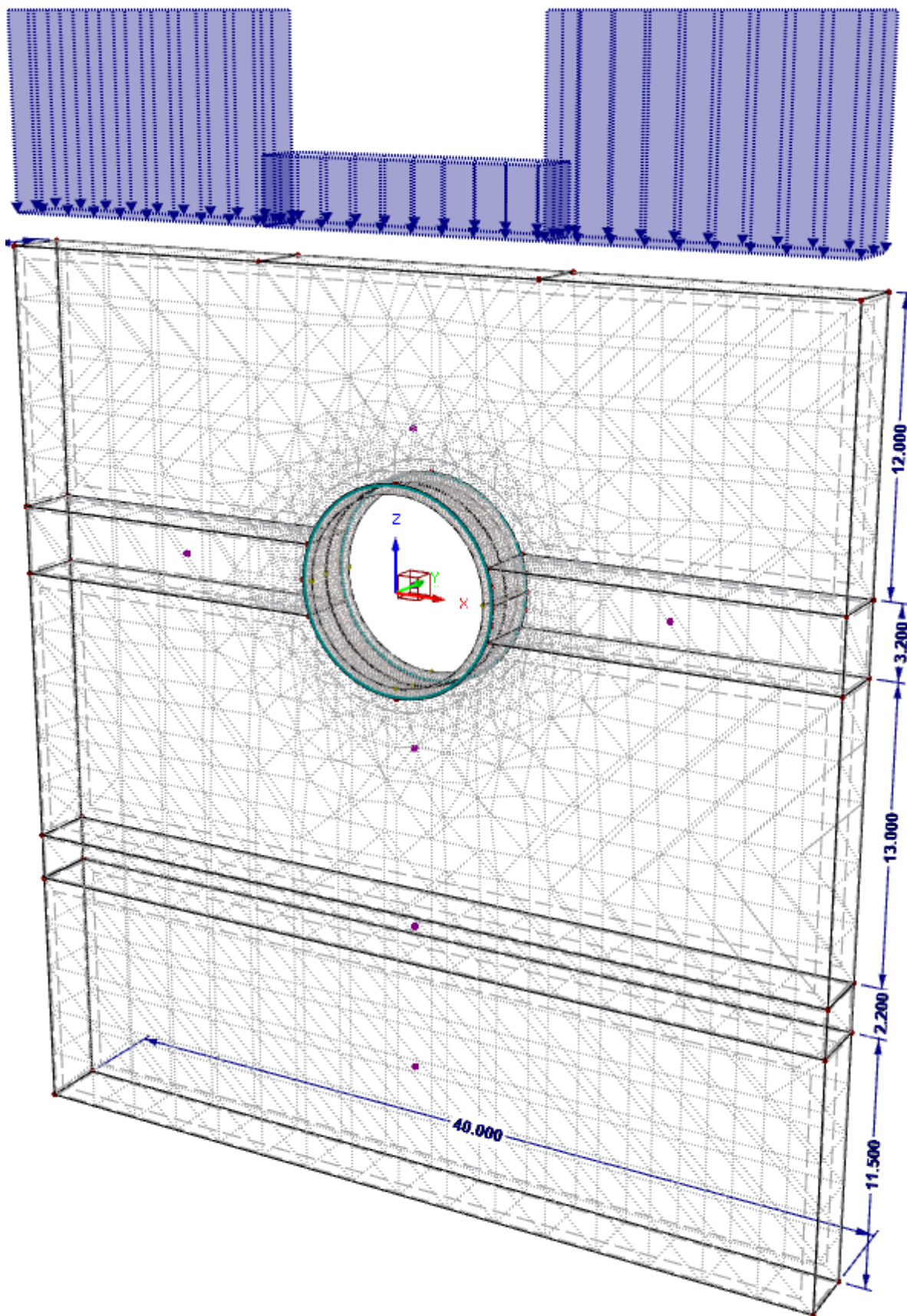


Figura II.4.9 Modelado del Túnel en la región estudiada – Elemento Finitos 3D
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

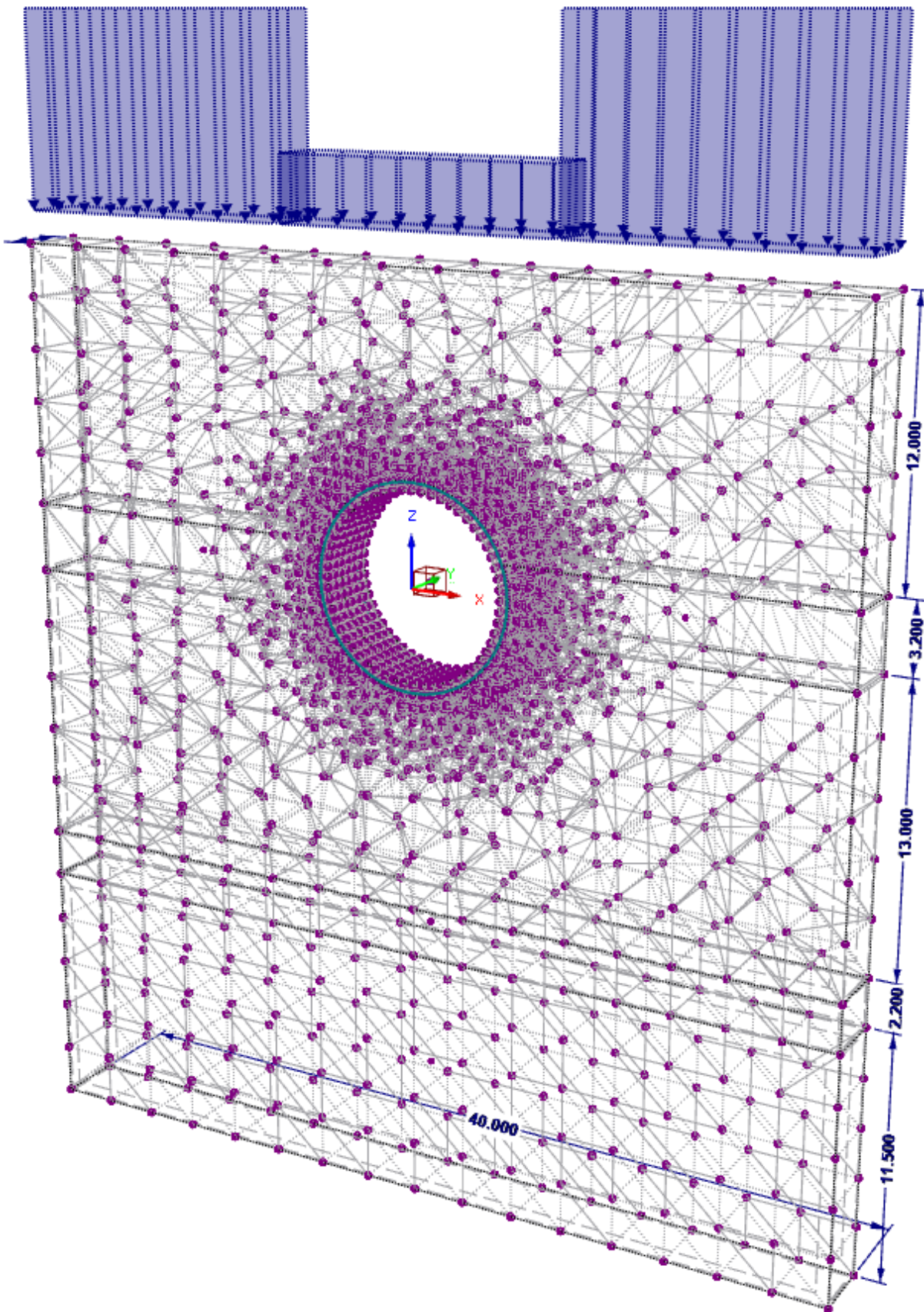


Figura II.4.10 Modelado del Túnel en la región estudiada – Elemento Finitos 3D
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

Para modelar las dovelas, se trabajó con el AutoCAD 3D, que nos permitió obtener la sección característica adoptada en un principio, bajo las consideraciones dadas en la Sección II y luego, mediante la herramienta de importación, se transfirió al programa RFEM5 gracias a su metodología BIM de trabajo.

En primera instancia, cargamos el material de la dovela con las características que mencionamos anteriormente, que se encontraba dentro de la biblioteca que posee el Software. Debido a la importancia de la determinación de los esfuerzos sobre dicha estructura, se realizó un refinamiento del mallado de elementos finitos sobre el sólido representativo del anillo de sostenimiento, para lograr resultados representativos de la situación en estudio.

4.3.4 Determinación de las Tensiones en el Suelo

Las tensiones en el suelo se determinarán mediante un análisis de elementos finitos que desarrolla el software utilizado. Sin embargo, a fin de realizar un análisis de los métodos tradicionales de determinación de tensiones y su comparativa, se utilizará el método de Terzagui para determinar las tensiones, comparando dichos resultados con los obtuvimos mediante RFEM5, para posteriormente verificar dichas tensiones utilizando el mecanismo de falla de Mohr Coulomb.

4.3.4.1 Tensiones Determinadas mediante el Software RFEM5

Las tensiones principales que actúan en cada estrato del suelo, se ven representadas mediante isobandas en cada sólido representativo de su respectivo estrato de suelo. Estos gráficos, como su tabla respectiva de valores se muestran a continuación:

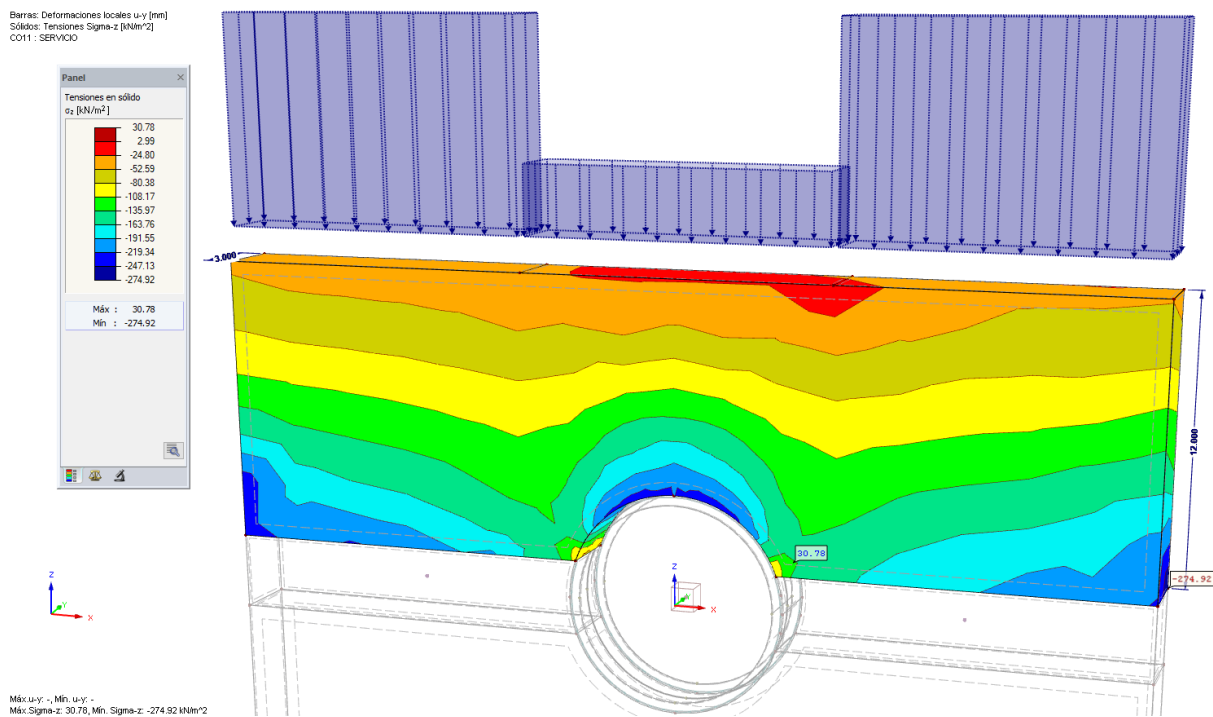
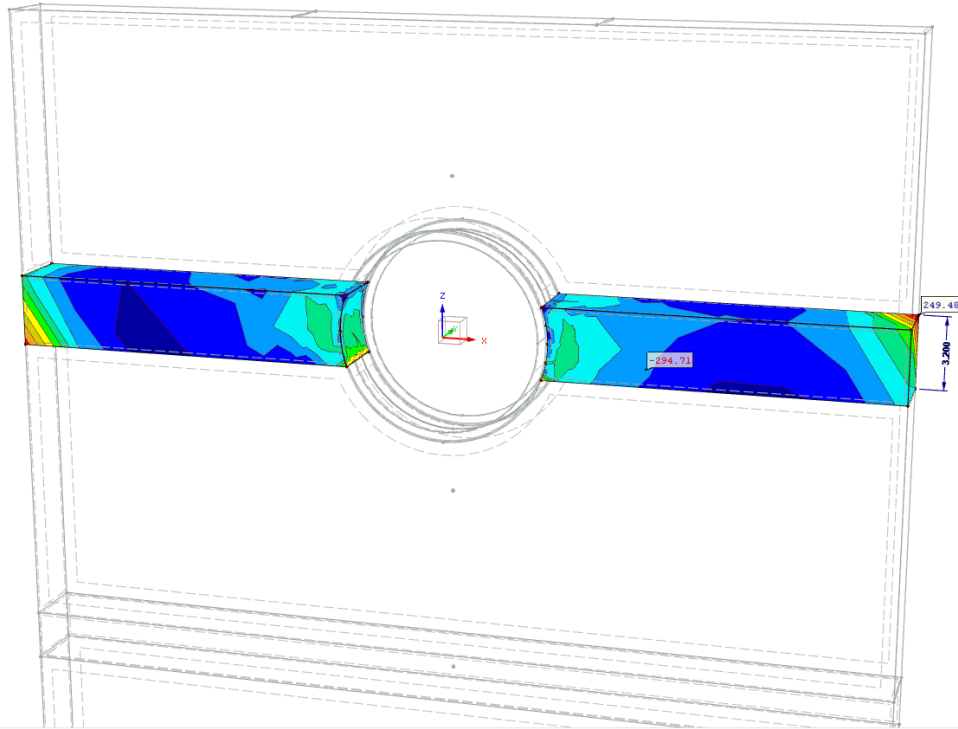
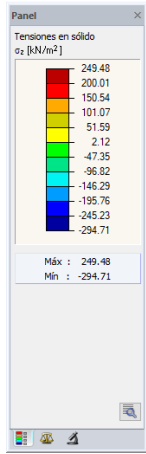


Figura II.4.11 Isobandas del Sólido Suelo OM – σ_z
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

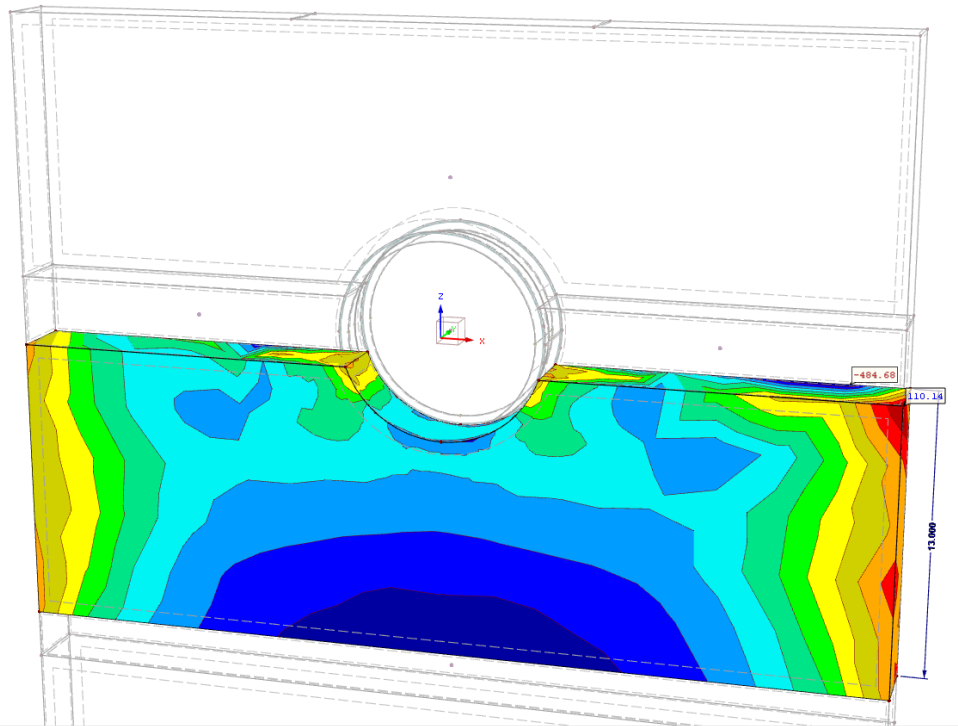
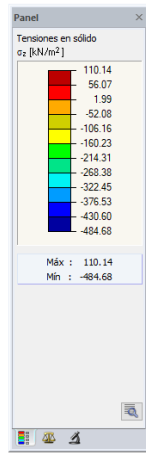
Modo de visibilidad - generado
 Barras: Deformaciones locales u-y [mm]
 Sólidos: Tensiones Sigma-z [kNm²]
 CO11 : SERVICIO



Máx u-y : - , Mín u-y : -
 Máx Sigma-z : 249.48, Mín Sigma-z : -294.71 kNm²

Figura II.4.12 Isobandas del Sólido Suelo ML – σ_z
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

Modo de visibilidad - generado
 Barras: Deformaciones locales u-y [mm]
 Sólidos: Tensiones Sigma-z [kNm²]
 CO11 : SERVICIO



Máx u-y : - , Mín u-y : -
 Máx Sigma-z : 110.14, Mín Sigma-z : -484.68 kNm²

Figura II.4.13 Isobandas del Sólido Suelo GM – σ_z
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

La Figura II.4.11, Figura II.4.12 y Figura II.4.13 representan las isobandas para cada tipo de suelo correspondiente a las tensiones en la dirección de análisis “z”.

A continuación, se realiza el mismo análisis en la dirección de análisis “x”.

Modo de visibilidad - generado
 Barras: Deformaciones locales u-y [mm]
 Sólidos: Tensiones Sigma-x [kN/m²]
 CO11 : SERVICIO

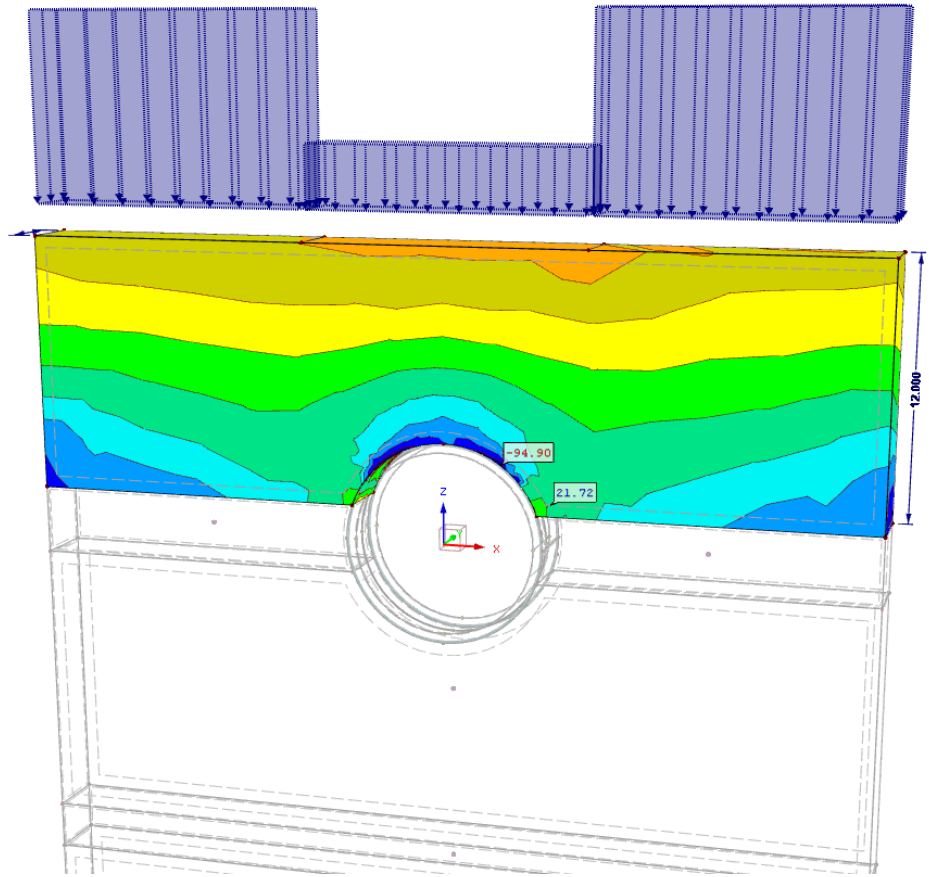
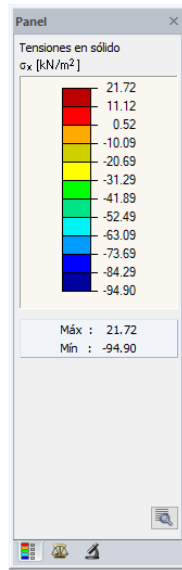


Figura II.4.14 Isobandas del Sólido Suelo OM – σ_x
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

Modo de visibilidad - generado
 Barras: Deformaciones locales u-y [mm]
 Sólidos: Tensiones Sigma-x [kN/m²]
 CO11 : SERVICIO

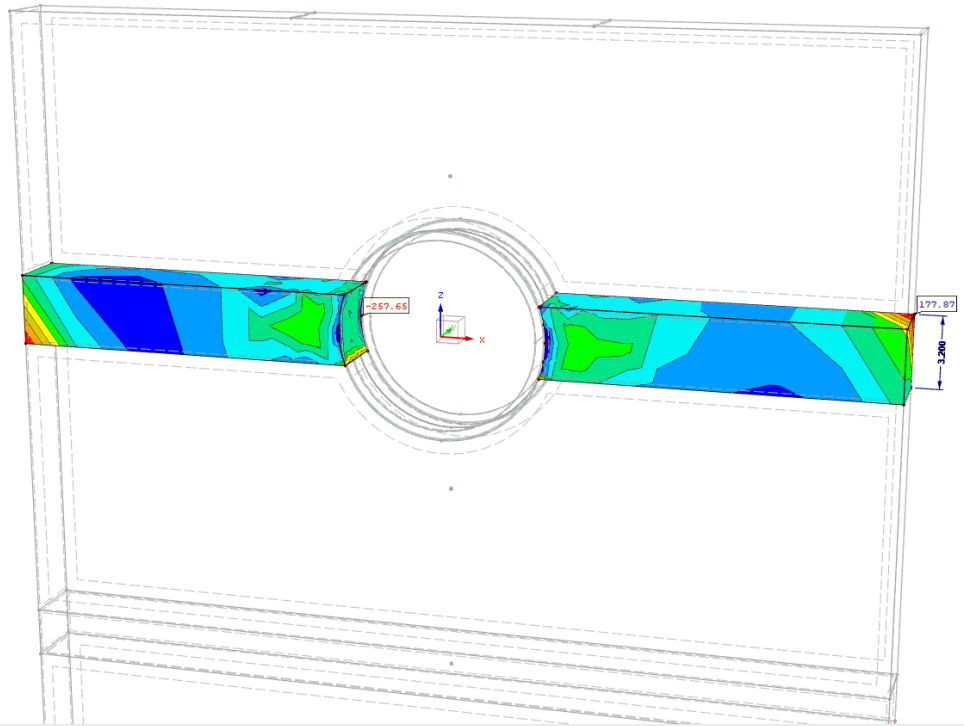
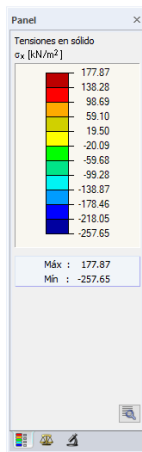
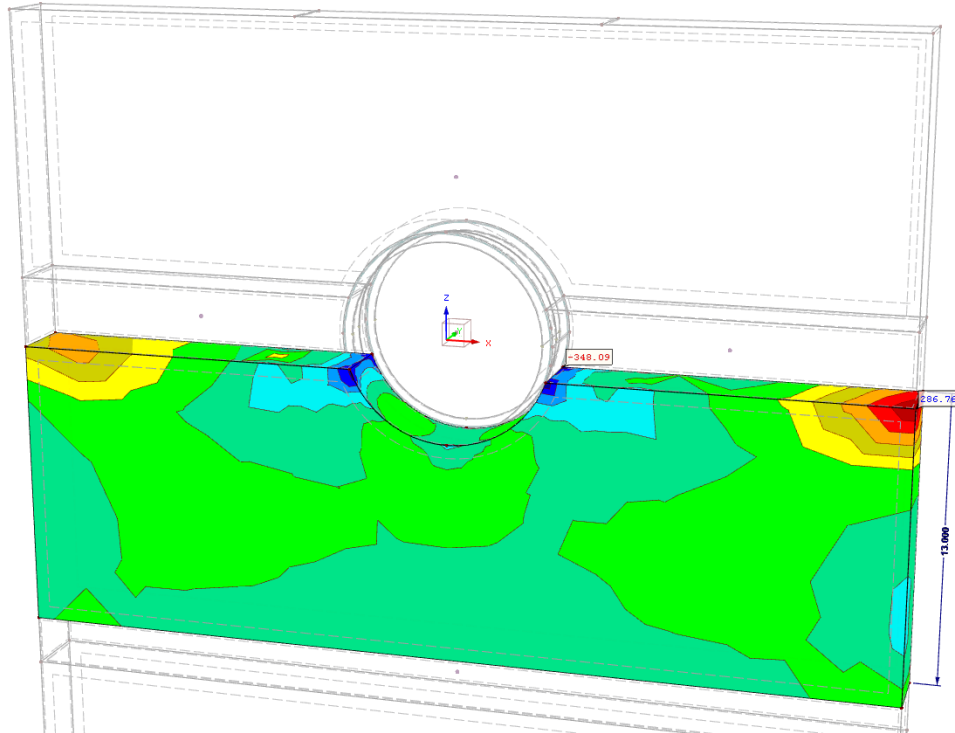
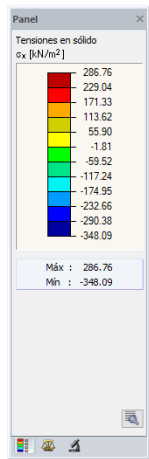


Figura II.4.15 Isobandas del Sólido Suelo ML – σ_x
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

Modo de visibilidad - generado
 Barras: Deformaciones locales u-y [mm]
 Sólidos: Tensiones Sigma-x [kN/m²]
 CO11: SERVICIO



Máx. u-y : -, Mín. u-y : -
 Máx. Sigma-x : 286.76, Mín. Sigma-x : -348.09 kN/m²

Figura II.4.16 Isobandas del Sólido Suelo GM – σ_x
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

A fines comparativos, se extraen los datos numéricos de los gráficos mostrados anteriormente, en dos puntos significativos para su posterior comparación con los resultados arrojados por el Método de Terzagui.

Sólido núm.	Punto de rejilla	Coordenadas del punto de rejilla [m]			Tensiones normales [kN/m ²]	
		X	Y	Z	σ_x	σ_z
	78	0,000	0,000	4,700	-74,35	-218,72
	22	-4,700	0,000	0,000	-213,69	-145,77

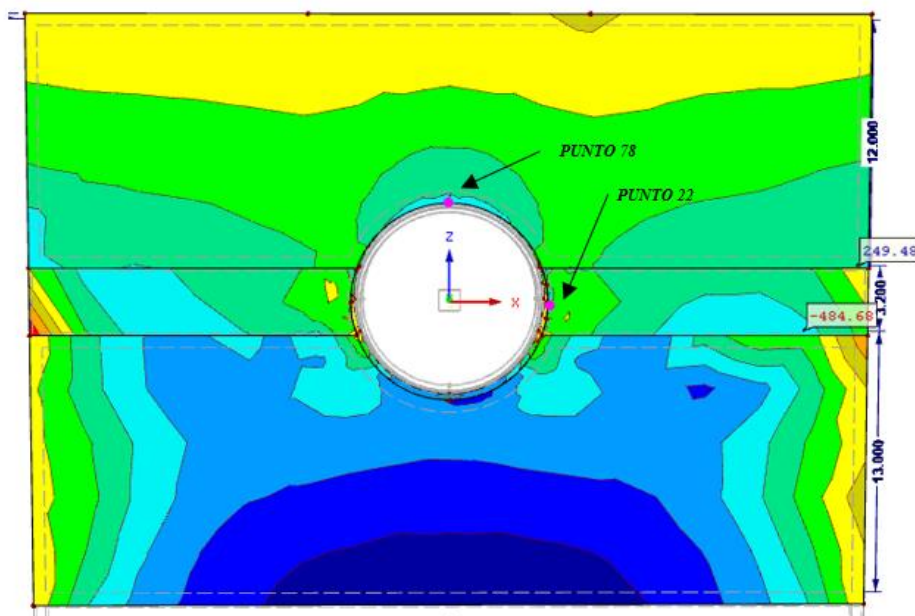


Figura II.4.17 Valor de σ_x y σ_z en los puntos 78 y 22 del modelo.
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM5 – Microsoft Excel.

4.3.4.2 Tensiones en el Suelo Determinadas por el Método de Terzagui.

Una de las teorías expuestas por Terzaghi en la Sección III.2.4.1.1 desarrolla el fenómeno de arqueado del suelo, donde supone que las secciones verticales, que pasan por los extremos de la “faja de cedencia” son superficies de deslizamiento y que la presión sobre la frontera cedente es igual a la diferencia entre el peso total de la masa de suelo colocada sobre esa frontera y la resistencia friccionante desarrollada a lo largo de la superficie de fluencia.

Se considera también inicialmente que en la superficie del terreno considerado actúa una sobrecarga q cuya intensidad fue fijada en la Sección II.4.3.4.1.

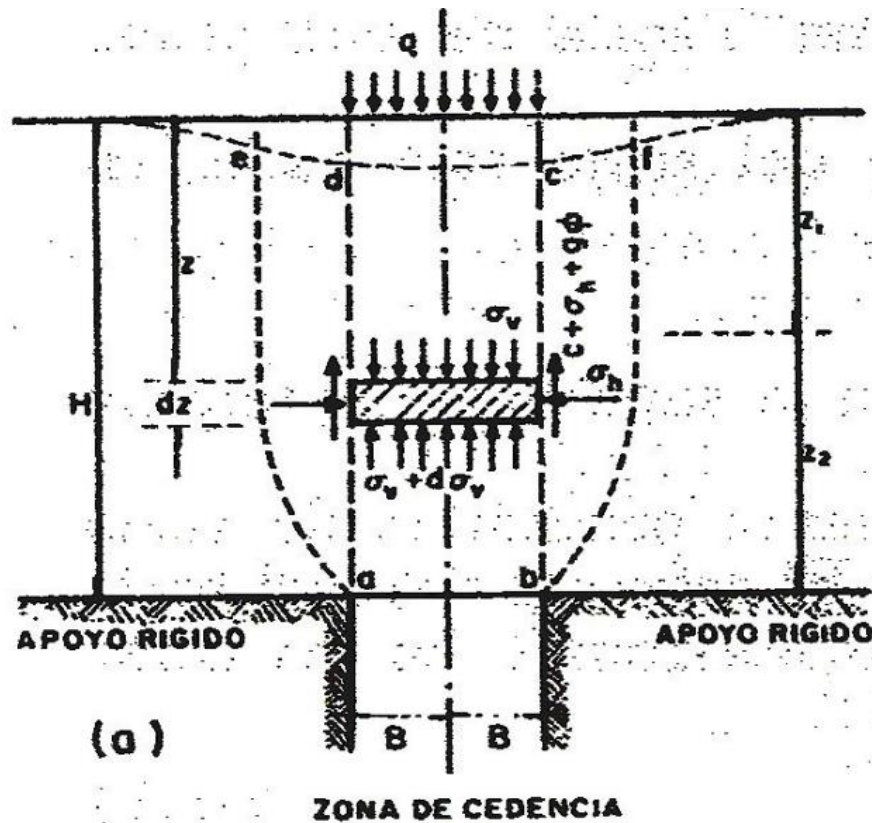


Figura II.4.18 Arqueo del suelo - Teoría de Terzaghi
 Fuente: Soil Mechanics in Engineering Practice – Terzaghi (1948).

Según esta teoría, la tensión vertical en un punto diferencial de la masa del suelo a una profundidad z y de espesor dz , donde el esfuerzo vertical en la cara superior se denomina σ_v y el esfuerzo horizontal, en las caras laterales viene dado por la siguiente expresión:

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$$

Considerando el equilibrio vertical del prisma elemental, resolviendo la ecuación diferencial y aplicando las condiciones de frontera para $z=0$, donde $\sigma_v = q$, se tiene que:

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{c}{B} \right)}{K_0 \cdot tg(\phi)} \cdot \left(1 - e^{-K_0 \cdot tg(\phi) \left(\frac{z}{B} \right)} \right) + q \cdot e^{-K_0 \cdot tg(\phi) \left(\frac{z}{B} \right)}$$

El procedimiento analítico del cálculo de las tensiones en el suelo en los puntos 78 y 22 del modelo 3D, utilizando la teoría descripta, se realizaron en el Software MathCAD y se muestran a continuación:

PUNTO DE ANALISIS: 22

$b := 9.55 \text{ m}$ Ancho de la Excavación: Diámetro de la Excavación
 $m := 9.55 \text{ m}$ Alto de la Excavación: Diámetro de la Excavación
 $\phi := 20^\circ$ Angulo de Fricción Interna: Suelo OM
 $c := 0.037 \text{ MPa}$ Cohesión: Suelo OM
 $\gamma := 15.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Peso Especifico del Suelo OM
 $z := 11.48 \text{ m}$ Profundidad del punto estudiado

El ancho de cedencia de la zona perturbada por la excavación del túnel viene dada por

$$B := 2 \cdot \left(\frac{b}{2} + m \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right) = 22.924 \text{ m}$$

Para la determinación del factor de distribución de esfuerzos horizontales se utilizo la formula empírica dada por:

$$K_o := 1 - \sin(\phi) = 0.658$$

Se considera la carga superficial de la zona mas solicitada, es decir:

$$q_{sup} := 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La presión a soportar por los elementos de apoyo se calcula:

$$\sigma_{v,estrato1} := \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{c}{B} \right)}{K_o \cdot \tan(\phi)} \cdot \left(1 - e^{-K_o \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{z}{B}} \right) + q_{sup} \cdot e^{-K_o \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{z}{B}} = 176.832193 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$b := 9.55 \text{ m}$ Ancho de la Excavación: Diámetro de la Excavación
 $m := 9.55 \text{ m}$ Alto de la Excavación: Diámetro de la Excavación
 $\phi := 28^\circ$ Angulo de Fricción Interna: Suelo ML
 $c := 0.01 \text{ MPa}$ Cohesión: Suelo ML
 $\gamma := 15.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Peso Especifico del Suelo ML
 $z := 1.585 \text{ m}$ Profundidad del punto estudiado

El ancho de cedencia de la zona perturbada por la excavación del túnel viene dada por

$$B := 2 \cdot \left(\frac{b}{2} + m \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right) = 21.026 \text{ m}$$

Para la determinación del factor de distribución de esfuerzos horizontales se utilizo:

$$K_o := 1 - \sin(\phi) = 0.531$$

La presión a soportar por los elementos de apoyo se calcula:

$$\sigma_v := \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{c}{B} \right)}{K_o \cdot \tan(\phi)} \cdot \left(1 - e^{-K_o \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{z}{B}} \right) + \sigma_{v,estrato1} \cdot e^{-K_o \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{z}{B}} = 196.673999 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_h := \sigma_v \cdot K_o = 104.34115 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Punto 78:

$$\sigma_v = 196.674 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_h = 104.341 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Figura II.4.19 Cálculo de las tensiones del suelo – Punto 22.
Fuente: Clase de Túneles – UCASAL – Ing. Fernando Albarracín.

PUNTO DE ANALISIS: 78

$b := 9.55 \text{ m}$	Ancho de la Excavación: Diámetro de la Excavación
$m := 9.55 \text{ m}$	Alto de la Excavación: Diámetro de la Excavación
$\phi := 20^\circ$	Angulo de Fricción Interna: Suelo OM
$c := 0.037 \text{ MPa}$	Cohesión: Suelo OM
$\gamma := 15.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso Especifico del Suelo OM
$z := 8.47 \text{ m}$	Profundidad del punto estudiado

El ancho de cedencia de la zona perturbada por la excavación del túnel viene dada por

$$B := 2 \cdot \left(\frac{b}{2} + m \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right) = 22.924 \text{ m}$$

Para la determinación del factor de distribución de esfuerzos horizontales se utilizo la formula empírica dada por:

$$K_o := 1 - \sin(\phi) = 0.658$$

Se considera la carga superficial de la zona mas solicitada, es decir:

$$q_{sup} := 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La presión a soportar por los elementos de apoyo se calcula:

$$\sigma_v := \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{c}{B} \right)}{K_o \cdot \tan(\phi)} \cdot \left(1 - e^{-K_o \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{z}{B}} \right) + q_{sup} \cdot e^{-K_o \cdot \tan(\phi) \cdot \frac{z}{B}} = 140.020215 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_h := \sigma_v \cdot K_o = 92.13048 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Punto 78:

$$\sigma_v = 140.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_h = 92.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Figura II.4.20 Cálculo de las tensiones del suelo – Punto 78.
Fuente: Clase de Túneles – UCASAL – Ing. Fernando Albarracín.

4.3.4.3 Análisis de los resultados

Se puede apreciar una diferencia considerable entre los valores obtenidos por el método de Terzaghi de arqueado de suelos con respecto al método de elementos finitos que se desarrolló con el Software RFEM5. Esto puede estar asociado a diferentes factores, sin embargo, los más destacables y relevantes son el incumplimiento de las hipótesis que hacen válidas las expresiones utilizadas en el método de Terzaghi.

Dentro de estas se hipótesis considera una sección plana del problema, situación que no condice con la realidad debido a que se está analizando un comportamiento en 3 direcciones, situación contemplada por el Software. Además, el terreno se considera homogéneo e isótropo, situación que tampoco refleja la realidad ya que el suelo presenta distintas propiedades según su dirección de análisis, sin embargo, debido a la falta de información sobre los suelos, se considera el suelo homogéneo en el modelo analizado.

4.3.5 Verificación de las tensiones en el suelo – Teoría de Falla de Mohr Coulomb

Según los descrito en la Sección III.8.5.1.1 “Modelo de Mohr-Coulomb”, un punto dentro del suelo fallará cuando la tensión máxima de corte supera el valor limite dado por este modelo constitutivo.

4.3.5.1 Verificación de las tensiones de suelo con Software RFEM5

Las tensiones en el suelo se ven verificadas dentro del software debido a que ningún elemento del mallado espacial adoptado se encuentra en falla, por lo tanto, se garantiza la seguridad siempre y cuando el sostenimiento adoptado cumpla tanto con las condiciones de servicio y estabilidad.

4.3.5.2 Verificación de las tensiones de suelo Método de Mohr-Coulomb

Como se dijo en la Sección II.4.3.5.1 las tensiones inducidas debido a la perturbación del medio excavado no producen la falla en el suelo, sin embargo, a modo de reflejar esta situación, se extraen las tensiones principales y la tensión cortante máxima del suelo circundante al túnel, con la herramienta de importación del Software RFEM5 y su vinculación con Microsoft Excel, para su verificación mediante la línea de falla de la Teoría de Mohr-Coulomb.

A continuación, se muestran los valores de tensiones principales y tensiones cortantes máximas en los puntos analizados:

SUELO OM							
	Coordenadas del Punto Analizado			Tensiones principales [kN/m ²]			
	x	y	z	$\zeta_{m\acute{a}x}$	σ_1	σ_2	σ_3
1	-4,50	0,00	4,60	57,39	-26,63	-49,31	-141,40
2	-4,00	0,00	4,60	64,29	-26,71	-52,28	-155,29
3	-3,50	0,00	4,60	68,78	-29,19	-55,78	-168,75
4	-3,00	0,00	4,60	72,60	-36,92	-59,49	-184,12
5	-2,50	0,00	4,60	74,16	-46,99	-61,78	-195,30
6	-2,00	0,00	4,60	74,06	-56,30	-69,87	-204,41
7	-1,50	0,00	4,60	72,82	-62,94	-74,89	-208,58
8	-1,00	0,00	4,60	70,56	-66,67	-75,18	-207,79
9	1,00	0,00	4,60	72,50	-71,64	-74,76	-216,65
10	1,50	0,00	4,60	72,46	-63,24	-74,26	-208,17
11	2,00	0,00	4,60	74,08	-55,78	-69,21	-203,95
12	2,50	0,00	4,60	74,36	-47,47	-62,67	-196,19
13	3,00	0,00	4,60	72,25	-35,55	-58,76	-183,51
14	3,50	0,00	4,60	68,67	-29,12	-55,29	-168,47
15	4,00	0,00	4,60	64,29	-26,21	-52,15	-154,79
16	4,50	0,00	4,60	57,32	-25,78	-49,22	-140,43

Tabla II.4.1 Tensiones Principales y Tensión Cortante Máxima en Suelo OM
 Fuente: Software RFEM5 – Microsoft Excel

SUELO ML							
	Coordenadas del Punto Analizado			Tensiones principales [kN/m ²]			
	x	y	z	$\zeta_{m\acute{a}x}$	σ_1	σ_2	σ_3
1	-4,42	0,00	1,60	64,89	-114,79	-166,38	-244,57
2	-4,46	0,00	1,48	68,56	-98,21	-154,37	-235,33
3	-4,59	0,00	0,99	73,33	-62,33	-122,13	-210,99
4	-4,67	0,00	0,50	69,44	-69,77	-131,28	-208,64
5	-4,70	0,00	0,00	66,63	-90,15	-140,34	-223,41
6	-4,67	0,00	-0,50	49,59	-97,86	-144,31	-197,04
7	-4,59	0,00	-0,99	36,06	-66,17	-94,52	-138,29
8	-4,46	0,00	-1,48	11,05	-14,41	-22,31	-36,51
9	4,42	0,00	1,60	67,24	-138,99	-186,41	-273,46
10	4,42	0,00	1,60	67,24	-138,99	-186,41	-273,46
12	4,52	0,00	-1,30	25,72	-85,06	-100,61	-136,51
13	4,63	0,00	-0,81	61,04	-41,94	-97,88	-178,02
14	4,69	0,00	-0,32	66,40	-112,96	-166,82	-245,77
15	4,69	0,00	0,32	69,21	-136,24	-194,04	-274,66
16	4,63	0,00	0,81	75,53	-67,88	-125,37	-218,94

Tabla II.4.2 Tensiones Principales y Tensión Cortante Máxima en Suelo ML
Fuente: Software RFEM5 – Microsoft Excel

Según el criterio de falla de Mohr Coulomb, la falla en un punto se produce cuando la tensión máxima de corte supera un valor limite, equivalente a decir que, la falla se produce cuando el círculo de Mohr corta a la línea de falla, que viene expresada por la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \tan(\varphi) \sigma$$

Con los valores de Cohesión “c” y Angulo de Fricción Interna “ φ ” para cada tipo de suelo, se grafico la Línea de Falla dada por el Criterio de Falla de Mohr Coulomb.

Tomando los valores de la Tabla II.4.1 y Tabla II.4.2 de las Tensiones Principales y Tensión de Corte Máximo en los puntos estudiados en las inmediaciones del sostenimiento, y teniendo en cuenta la ecuación paramétrica de la Circunferencia dada por:

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_o + \sin(\theta) \tau_{max} \\ \tau &= \sin(\theta) \tau_{max} \end{aligned}$$

Se grafican los Círculos de Mohr correspondiente a cada punto analizado y cada estrato de suelo estudiado, según corresponda.

Este proceso descrito anteriormente, se realizó haciendo variar el ángulo θ de 0° a 180°, con intervalos de 10°, de forma tal de encontrar el semicírculo de Mohr. El proceso matemático se sistematizo en Microsoft Excel y se muestra en las Figuras II.4.21 y Figura II.4.22.

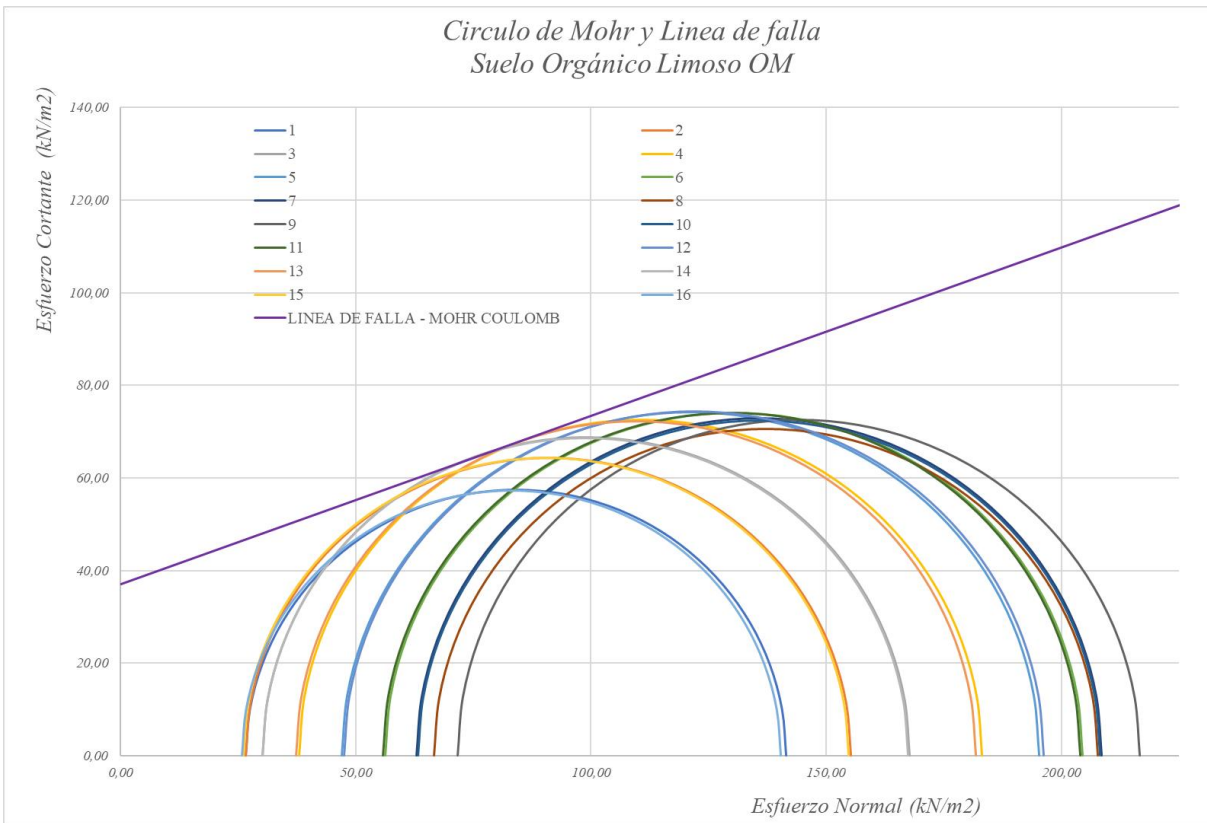


Figura II.4.21 Circulo de Mohr y Envolvente de falla - Suelo Orgánico Limoso OM
 Fuente: Elaboración Propia – Microsoft Excel

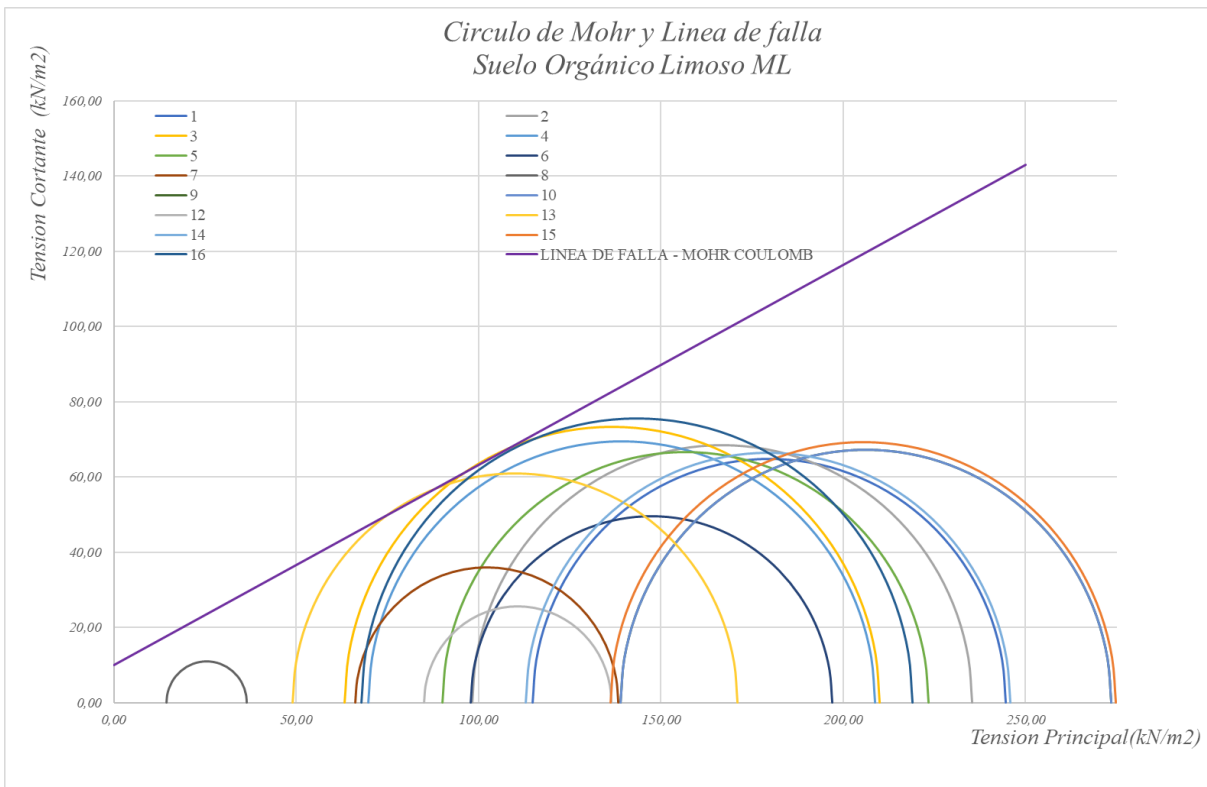


Figura II.4.22 Circulo de Mohr y Línea de falla - Suelo Orgánico Limoso ML
 Fuente: Elaboración Propia – Microsoft Excel

En estas Figuras, se puede observar que, en ningún punto analizado en las inmediaciones del sostenimiento, se ve superada la tensión máxima de corte dada por Mohr Coulomb.

4.3.6 Tensiones sobre el Anillo de sostenimiento

Los resultados arrojados por el Software, nos permiten observar las isobandas del sólido, las cuales representan mediante una escala a color, las intensidades de las tensiones actuantes en el elemento sólido, como podemos ver a continuación:

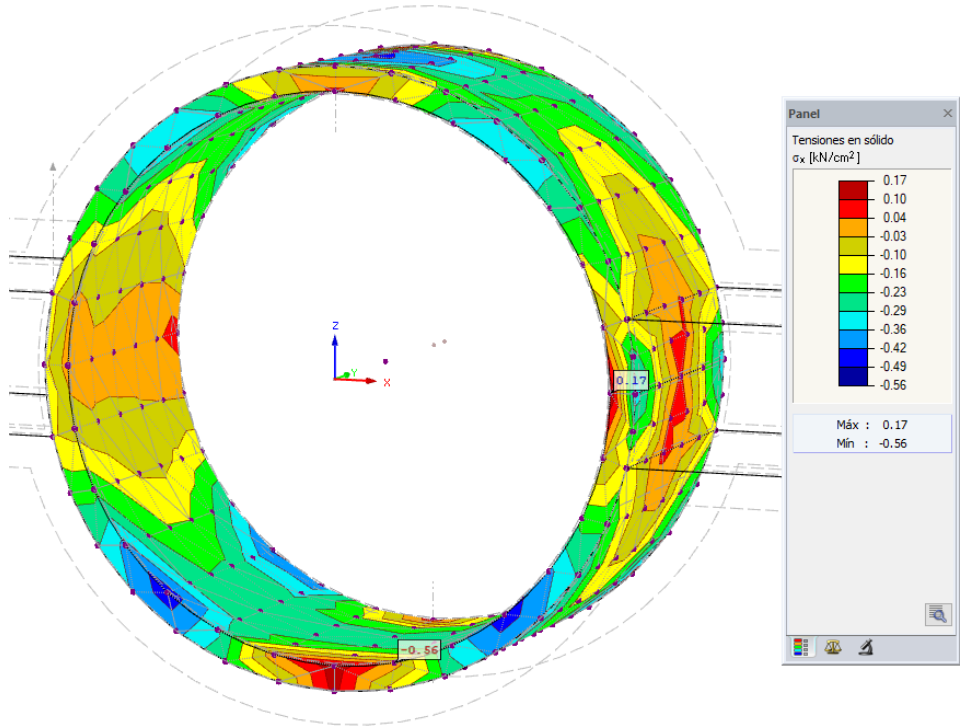


Figura II.4.23 Diagramas de Tensión σ_x en el sólido
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

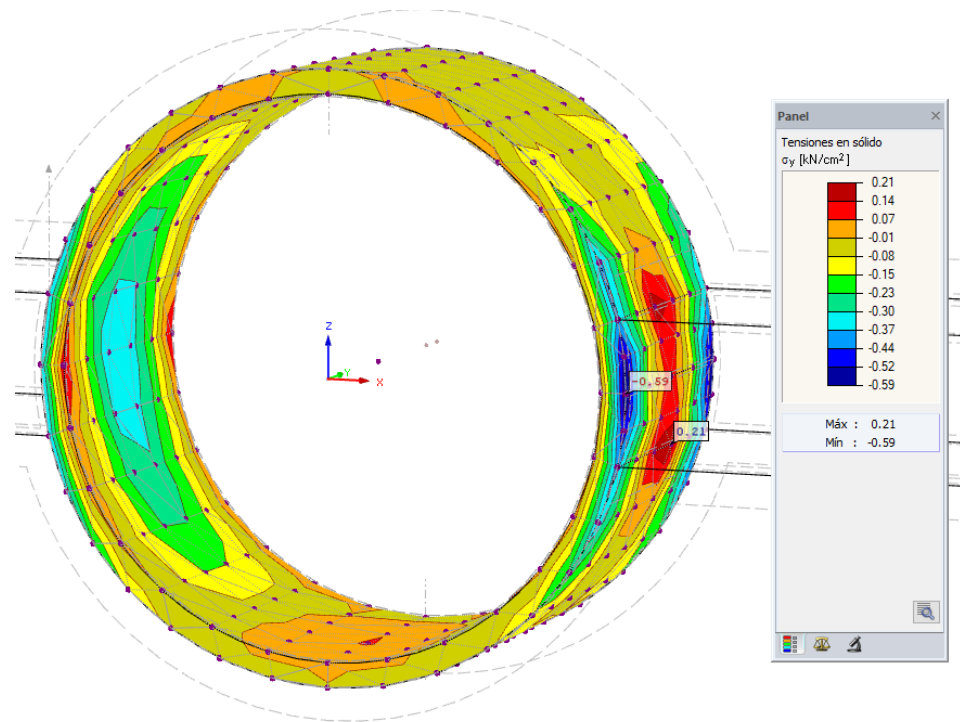


Figura II.4.24 Diagramas de Tensión σ_y en el sólido
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

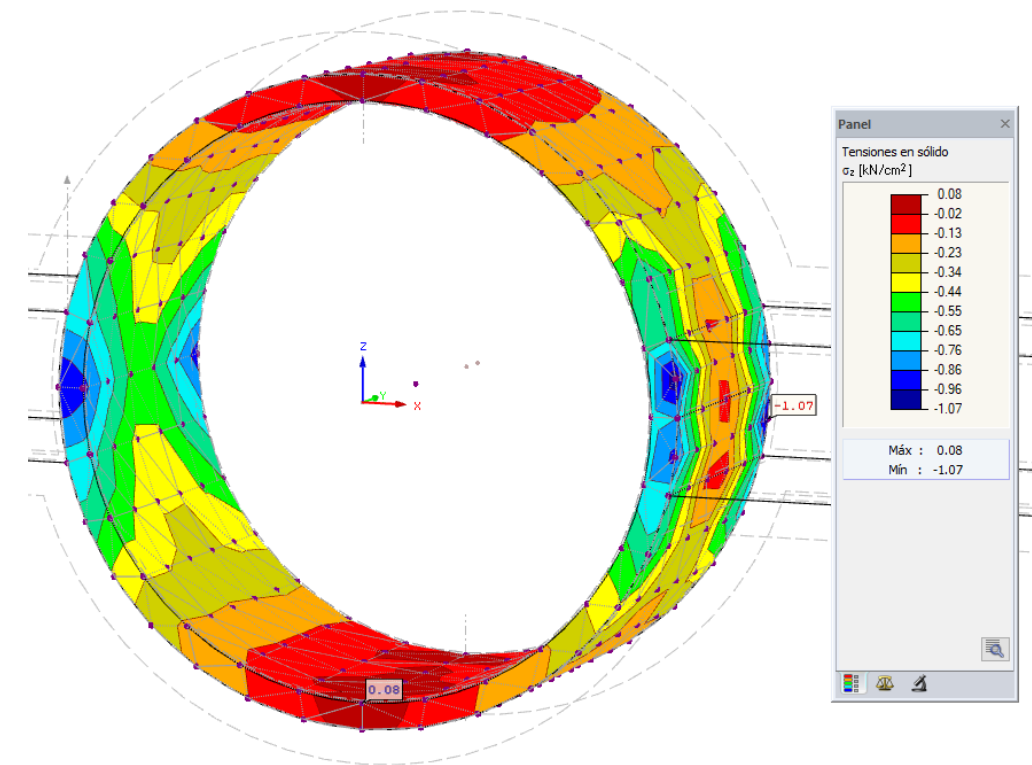


Figura II.4.25 Diagramas de Tensión σ_z en el sólido
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

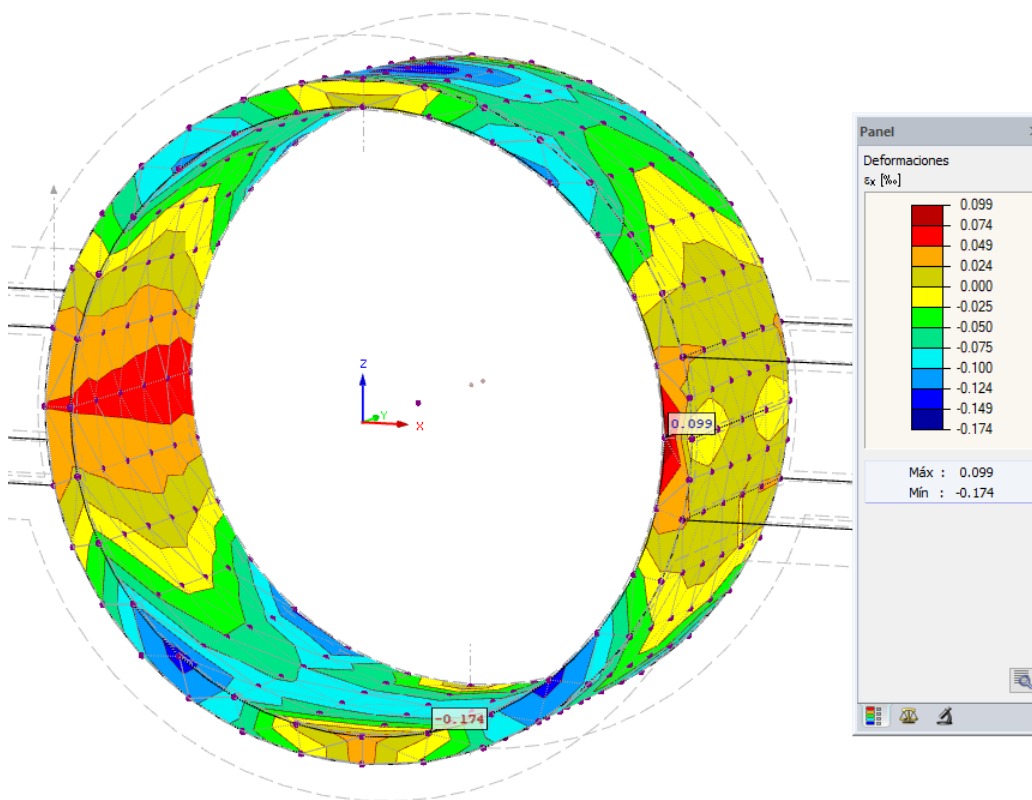


Figura II.4.26 Diagramas de Deformación Específica ϵ_x en el sólido
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

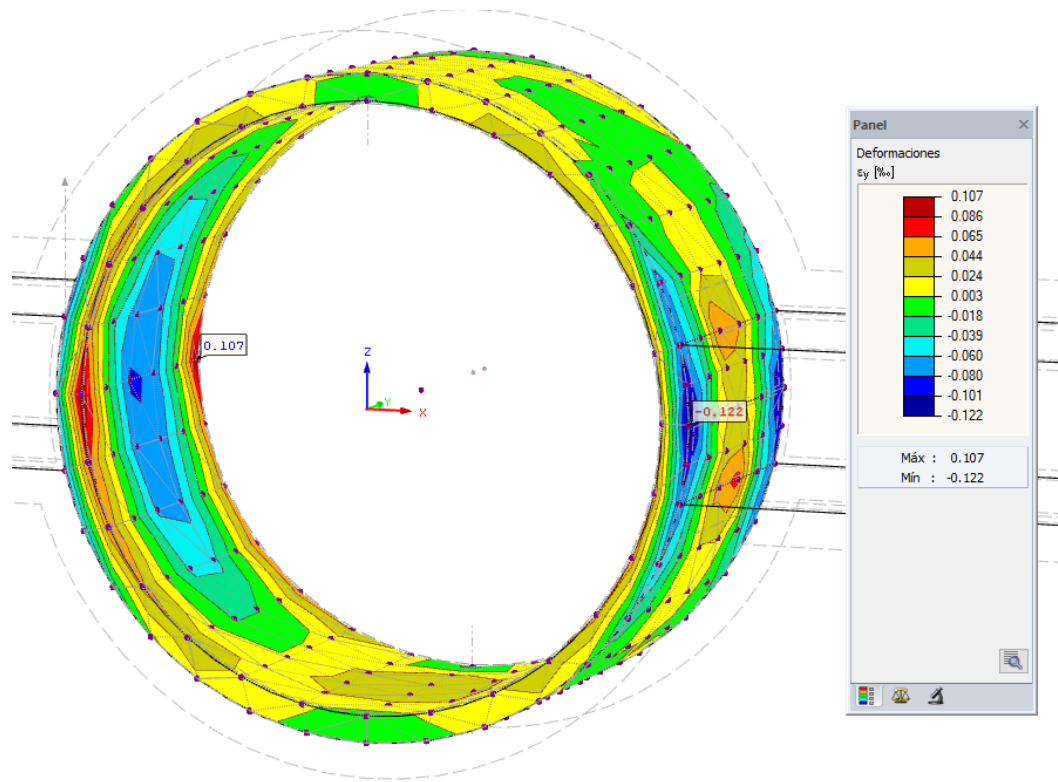


Figura II.4.27 Diagramas de Deformación Específica ϵ_y en el sólido
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

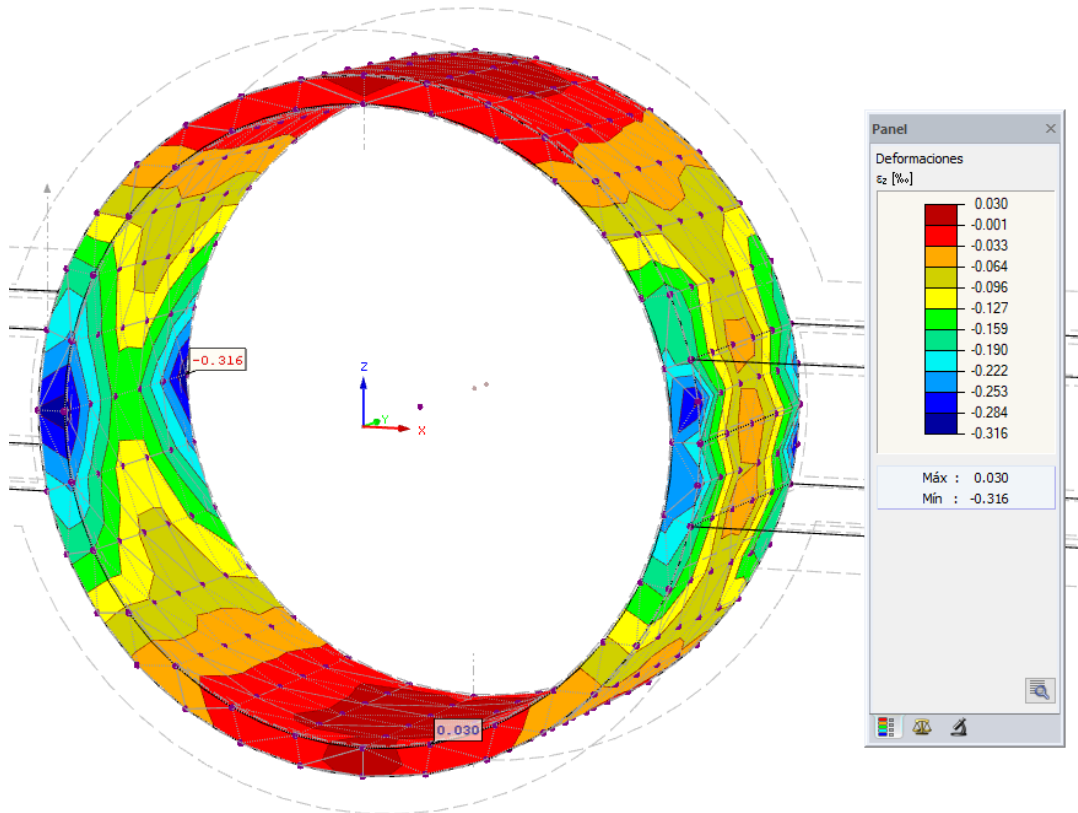


Figura II.4.28 Diagramas de Deformación Específica ϵ_z en el sólido
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

En busca de lograr una visualización simplificada del sólido, para obtener los diagramas de esfuerzos característicos para el dimensionado y verificación de las dovelas por medio de un diagrama de interacción, se utilizó una herramienta del programa RFEM5 con la cual se puede generar una viga de integración de resultados, que permite mantener las características de un análisis 3D pero nos permite visualizar los esfuerzos en una sección determinada del sólido, la cual se tomó como la sección transversal media, para representar de la mejor manera el comportamiento de la sección.

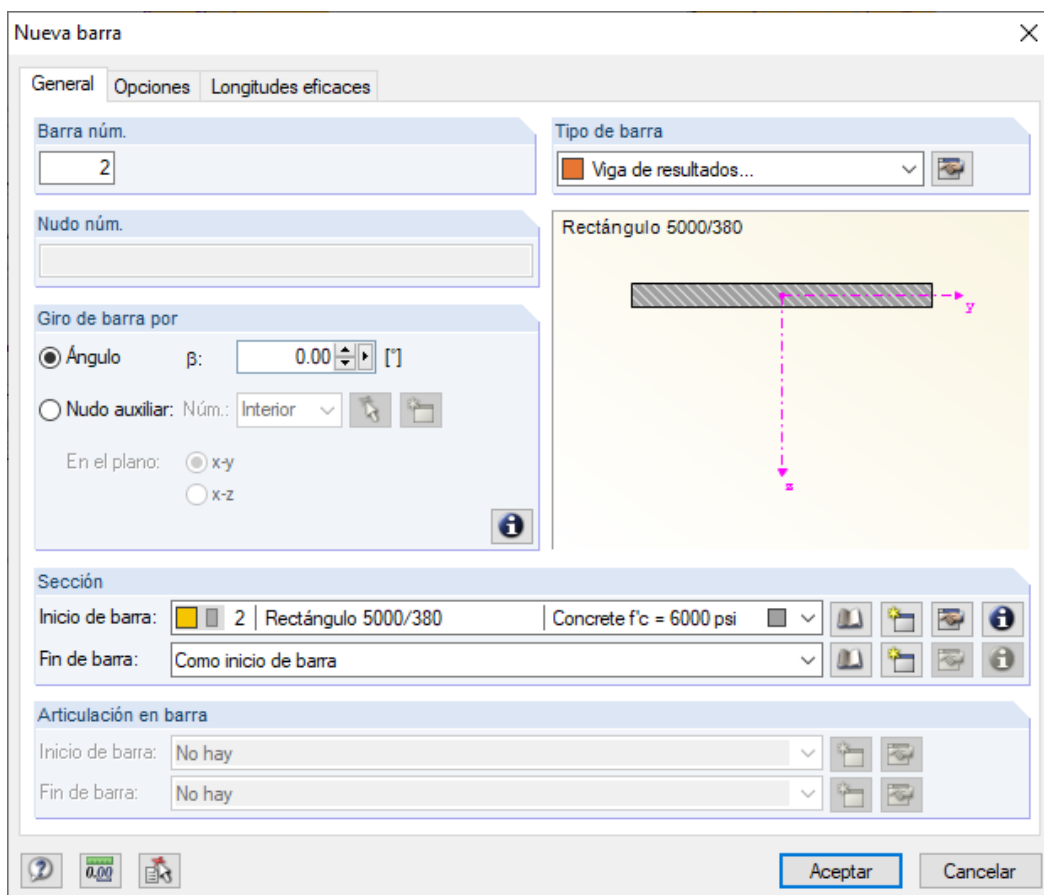


Figura II.4.29 Herramienta para generar una viga de resultados.
Fuente: Elaboración Propia – RFEM5

Analizada las Diferentes combinaciones de carga, se obtuvieron diferentes diagramas transversales de Momento, Corte y Normal para las diferentes combinaciones de carga analizadas y descriptas en la normativa ACI.

Sin embargo, a fin de evitar alargar este informe sin ningún tipo de beneficio a la hora de la determinación de los refuerzos en la sección, a modo ilustrativo, para representar la variación a lo largo de la sección, se mostrara los diagramas para una combinación de carga, correspondiente a la más desfavorable, y posteriormente, generado directamente del Software RFEM5, se obtuvo la Tabla de Resultados correspondiente a los valores de todas las combinaciones de carga, con las que posteriormente se realizara la verificación.

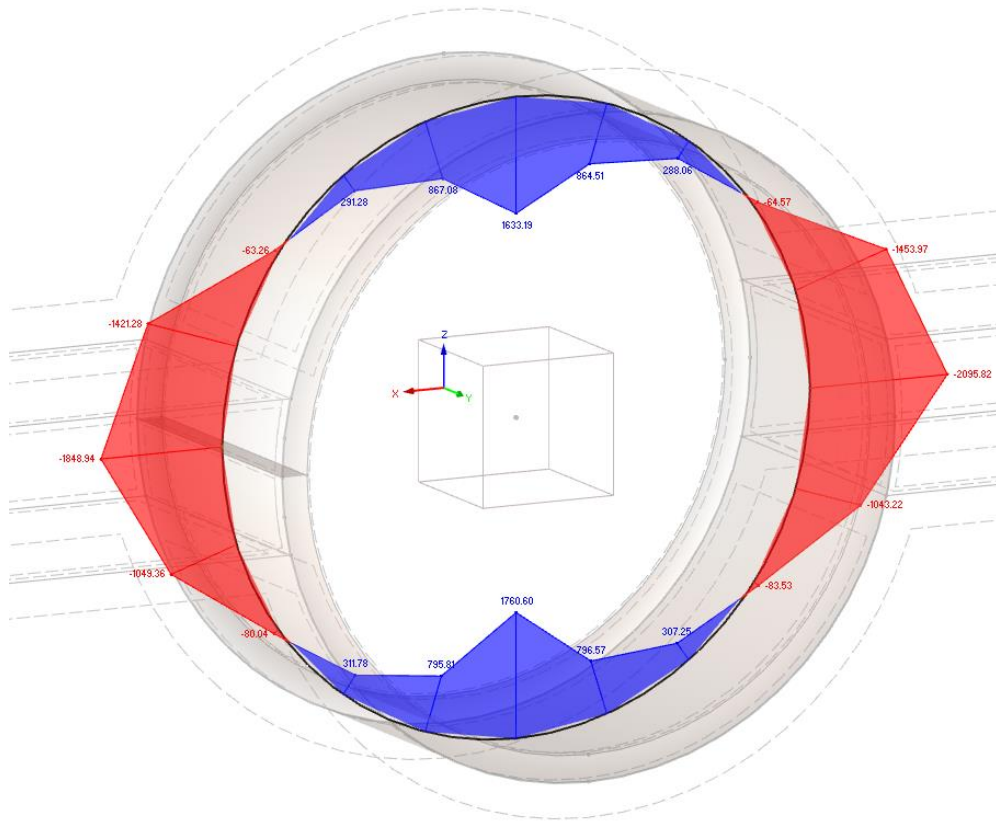


Figura II.4.30 Sección Transversal Media – Diagrama de Momento M_y
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5

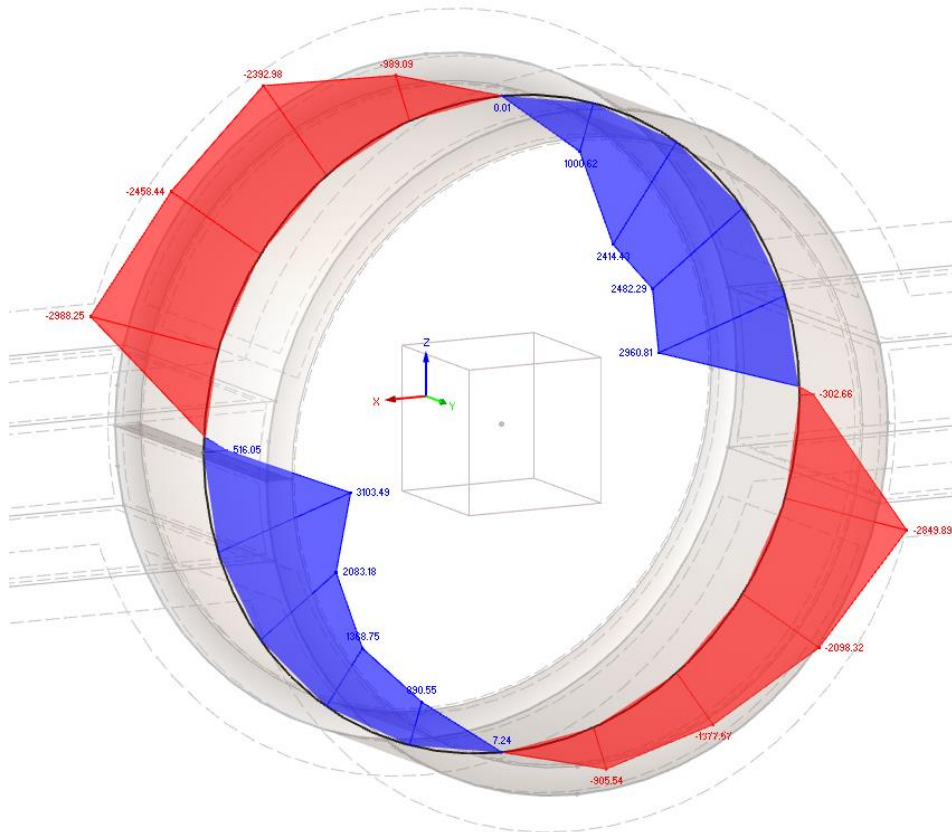


Figura II.4.31 Sección Transversal Media – Diagrama de Corte V_z
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5

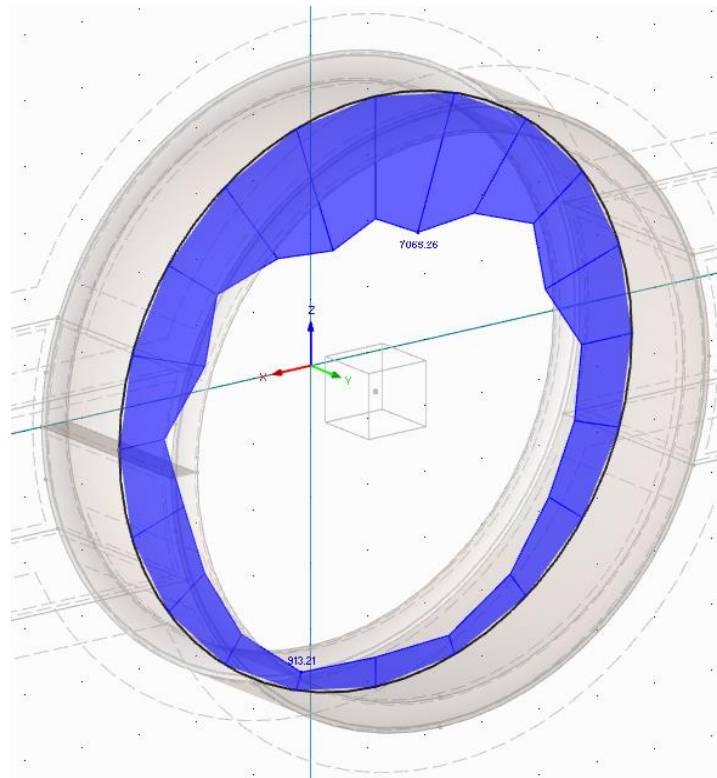


Figura II.4.32 Sección Transversal Media – Diagrama de Normal N
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5

x (m)	1,4 D			1,2 D		
	N (kN)	Vz (kN)	My (kNm)	N (kN)	Vz (kN)	My (kNm)
0,000	-2140,075	1667,460	579,152	-1832,173	1431,730	496,979
1,402	-3426,514	-586,220	913,651	-2935,261	-502,690	956,214
2,803	-2974,650	-2003,730	600,096	-2548,259	-1720,470	515,137
4,205	-1982,106	-1938,570	25,669	-1697,248	-1662,950	21,826
5,607	-1320,298	-793,180	-578,256	-1130,297	-679,880	-496,440
7,008	-1818,320	-28,180	-1032,262	-1557,738	-24,170	-885,878
8,410	-1470,707	711,170	-540,827	-1259,608	609,510	-464,289
9,812	-1942,941	1908,670	28,399	-1663,823	1637,300	24,164
11,213	-2834,034	1957,180	592,886	-2427,677	1680,490	508,942
12,615	-3010,952	565,170	896,910	-2578,499	484,630	750,432
14,017	-2557,800	-1732,430	647,563	-2190,587	-1487,530	555,646
15,418	-4158,651	-2322,730	-997,388	-3564,344	-1992,190	-855,911
16,820	-3442,992	2015,670	-806,372	-2953,517	1729,810	-692,160
18,221	-4019,855	2110,250	-94,178	-3447,661	1836,230	-80,892
19,623	-4919,418	896,870	499,450	-4218,879	769,520	428,659
21,025	-4435,942	30,260	823,655	-3803,835	25,960	707,014
22,426	-4898,215	-898,970	510,447	-4200,651	-771,320	438,088
23,828	-4064,158	-2139,450	-79,877	-3485,622	-1835,370	-68,628
25,230	-3427,123	-2045,300	-813,736	-2939,769	-1755,300	-698,516
26,631	-4129,993	2130,890	-921,361	-3539,634	1984,850	-790,622
28,033	-2140,075	1667,460	579,152	-1832,173	1431,730	496,979

Tabla II.4.3 Valores de Esfuerzos en la Sección Media
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel

x (m)	1,2 D + 1,6 L			1,2 D + L		
	N (kN)	Vz (kN)	My (kNm)	N (kN)	Vz (kN)	My (kNm)
0,000	-2616,270	1492,040	619,540	-2224,153	1469,420	555,441
1,402	-3983,480	-385,740	1093,630	-3452,811	-429,610	959,842
2,803	-3426,990	-1714,470	765,090	-2980,967	-1716,720	641,019
4,205	-2260,120	-1686,040	54,440	-1973,556	-1677,370	38,854
5,607	-1460,230	-693,890	-690,930	-1290,453	-688,630	-593,113
7,008	-2770,810	-24,290	-949,420	-1909,463	-24,240	-827,150
8,410	-1645,400	625,050	-644,950	-1447,703	619,220	-554,047
9,812	-2209,640	1659,490	57,740	-1931,515	1651,160	41,676
11,213	-3253,910	1675,660	756,530	-2834,113	1677,470	633,650
12,615	-3483,950	367,620	1055,660	-3224,972	411,520	952,983
14,017	-3083,350	-1547,700	696,330	-2635,502	-1525,130	622,957
15,418	-4975,730	-1935,260	-1120,760	-4266,380	-1956,620	-1091,375
16,820	-4077,670	1878,740	-1027,900	-3511,155	1822,870	-861,246
18,221	-4969,300	1969,450	-99,130	-4209,821	1919,480	-89,505
19,623	-6210,590	821,730	681,120	-5220,428	802,150	557,039
21,025	-5571,250	28,820	990,440	-4691,788	27,750	911,863
22,426	-6177,450	-824,700	695,340	-5194,520	-804,680	568,880
23,828	-5024,060	-1970,890	-80,780	-4256,197	-1920,060	-74,163
25,230	-4049,590	-1907,400	-1038,790	-3489,981	-1850,330	-869,933
26,631	-4936,890	1936,190	-1121,160	-4234,496	1954,440	-1008,746
28,033	-2616,270	1492,040	619,540	-2224,153	1469,420	555,441

Tabla II.4.4 Valores de Esfuerzos en la Sección Media
Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel

x (m)	1,2 D + L + 1 E			0,9 D + 1 E		
	N (kN)	Vz (kN)	My (kNm)	N (kN)	Vz (kN)	My (kNm)
0,000	-2616,620	1469,430	588,114	-1959,510	1076,600	433,390
1,402	-4062,140	-429,610	1038,059	-3342,120	-377,270	1027,160
2,803	-3507,010	-1716,730	678,726	-2727,940	-1293,740	553,150
4,205	-2321,810	-1677,410	41,121	-1815,720	-1248,730	23,080
5,607	-1518,110	-688,660	-628,029	-1208,730	-509,950	-533,190
7,008	-3128,640	-24,240	-1000,905	-1667,540	-18,150	-750,900
8,410	-1703,210	619,220	-586,647	-1348,000	457,050	-498,630
9,812	-2272,400	1651,130	44,118	-1780,180	1229,410	25,600
11,213	-3334,230	1677,440	670,923	-2598,660	1263,630	546,490
12,615	-3558,770	411,510	1020,796	-2958,940	363,700	980,970
14,017	-3100,540	-1525,140	659,592	-2344,090	-1118,590	596,280
15,418	-5019,310	-1956,640	-1155,582	-3818,630	-1495,600	-918,700
16,820	-4130,770	1822,880	-911,898	-3168,330	1299,730	-743,170
18,221	-4952,760	1919,520	-94,752	-3697,270	1378,960	-86,940
19,623	-6141,720	802,180	589,806	-4523,880	578,040	460,190
21,025	-5519,850	27,740	965,493	-4078,220	19,480	759,150
22,426	-6111,180	-804,680	602,343	-4504,190	-579,360	470,310
23,828	-5007,290	-1920,040	-78,516	-3737,910	-1378,270	-73,780
25,230	-4105,900	-1850,310	-921,078	-3153,400	-1318,920	-750,030
26,631	-4981,750	1954,480	-1068,084	-3791,880	1490,150	-848,530
28,033	-2616,620	1469,430	588,114	-1959,510	1076,600	433,390

Tabla II.4.5 Valores de Esfuerzos en la Sección Media
Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel

Una vez determinados los valores solo nos queda dimensionar y verificar la sección armada de la dovela adoptada.

4.3.7 Esfuerzos de desmoldeo y manipulación

Los esfuerzos de desmoldeo y manipulación a los que se ven sometidas las dovelas son los mismos o muy parecidos. La diferencia significativa entre las dos sollicitaciones es la edad del hormigón. Debe establecerse una resistencia mínima del hormigón para el desencofrado que en nuestro caso se fija en 15 MPa. Durante el resto de movimientos de la dovela y en concreto durante su colocación en el anillo, la dovela se verá sometida a unas sollicitaciones parecidas a las anteriores. En este caso, la resistencia del hormigón deberá haber alcanzado ya su valor característico de 40 MPa.

Distintos pueden ser los procedimientos de movimiento de las dovelas: pinzas mecánicas, agarre mediante insertos, agarre por generación de vacío y succión, etc. Para estimar los esfuerzos que todas estas operaciones originan sobre la pieza se trabaja siempre con una hipótesis conservadora: se supone que la pieza está suspendida únicamente de su punto central y actúa sobre ella solo el peso propio, como se muestra a continuación:

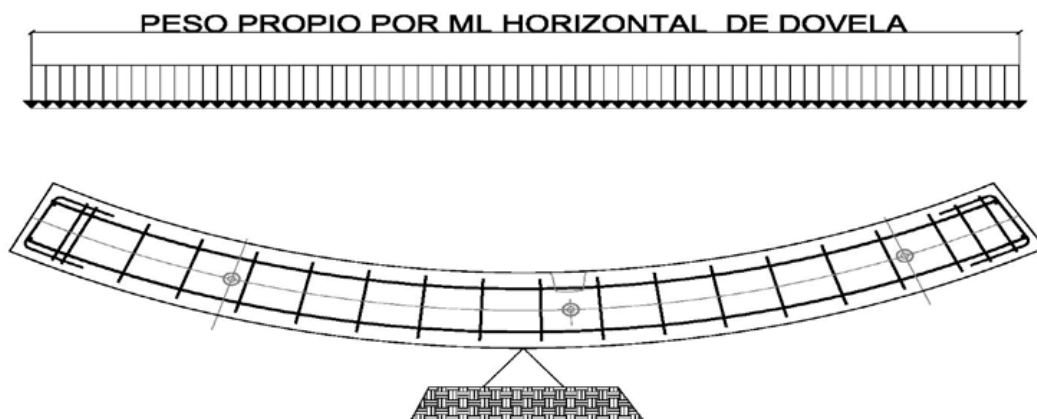


Figura II.4.33 Esquema conservador para contemplar los esfuerzos de desmoldeo y manipulación
 Fuente: Curso Tunelación Ing. Perri

Según el esquema anterior el momento flector y cortante máximo en una dovela sujeta en su punto central será:

$$M_{max} = \frac{q l^2}{4} \quad V_{max} = \frac{q l}{2}$$

q : peso propio del anillo por ml de proyección horizontal

$$l = 2 r_{med} \sin \frac{\alpha}{2}$$

Con los valores geométricos adoptados en la Sección II.3.4, se obtuvieron los siguientes parámetros representados en la Tabla II.4.6.

Radio Exterior (m)	4,78	
Radio Interior (m)	4,33	
Radio Medio (m)	4,55	
Densidad del Hormigon kN/m ³	25,00	
Tipo de Dovela	Llave	Normal
Angulo de la Dovela (°)	18,94	56,84
Angulo de la Dovela (rad)	0,33	0,99
Peso de la Dovela (kN)	25,31	73,07
Longitud de Proyeccion Horizontal (m)	1,50	4,33
q (Peso por metro lineal) (kN/m)	16,90	16,87
Momento (kN m)	9,47	79,12
Corte (Kn)	12,66	36,54

Tabla II.4.6 Determinación del Momento y Corte por el Desmolde y Manipulación
 Fuente: Elaboración Propia – Microsoft Excel

4.3.8 Esfuerzos de acopio

Los esfuerzos se obtienen a partir del esquema estático tradicional de acopio o almacenado, que busca representar la situación real de acopio, mostrada en la siguiente figura:



Figura II.4.34 Acopio Real de Dovelas de Hormigón prefabricadas
 Fuente: Curso Tunelación – Ing. Perri

Como se puede observar en la figura, las dovelas de hormigón se encuentran sobre dados de hormigón, que hacen de apoyo de las mismas y donde claramente se puede observar que la dovela más desfavorable corresponde a la inferior, que está soportando el peso de todas las dovelas que configuran un anillo.

Así, podemos suponer la dovela simplemente apoyada en los dados de hormigón y con una

sobrecarga correspondiente al peso de las dovelas que se sustentan en la misma, y por lo tanto se tiene que:

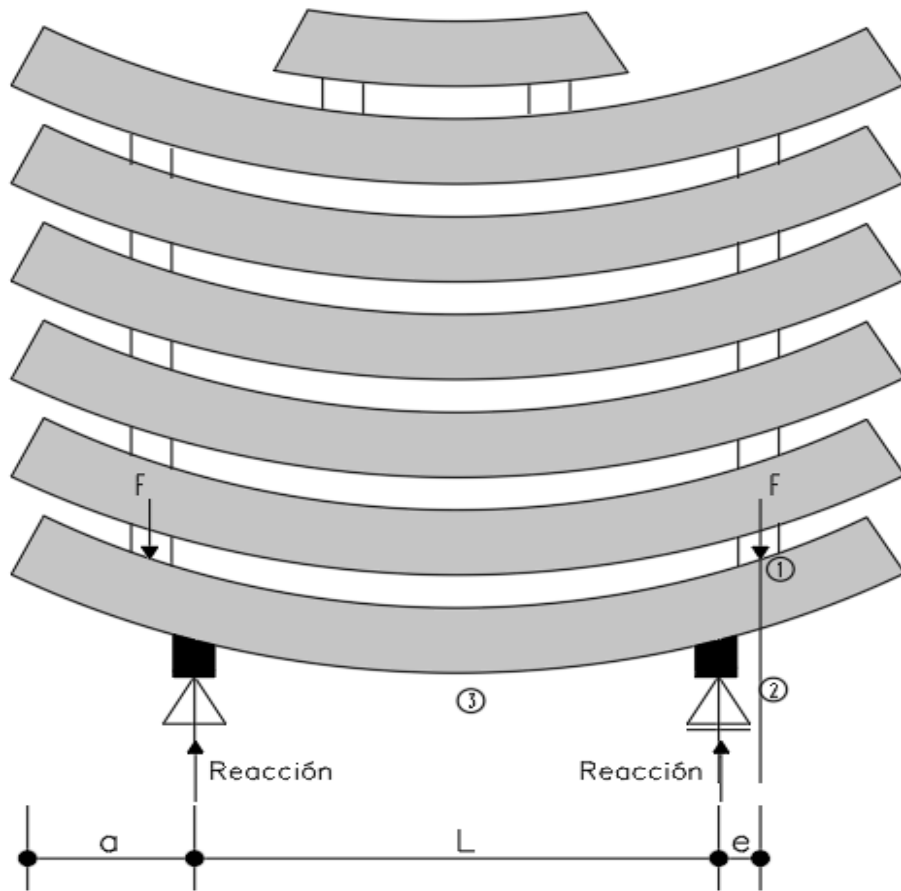


Figura II.4.35 Modelo de cálculo para las dovelas en acopio
 Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

Se obtiene el momento de sollicitación como el máximo de los momentos calculados en los 3 puntos singulares según la formulación siguiente:

$$M_1 = w \frac{(a-e)^2}{2} \quad M_2 = w \frac{(a)^2}{2} + F e \quad M_3 = w \frac{(D)^2}{2} + F \left(\frac{L}{2} + e \right) R \frac{L}{2}$$

Tomando un valor de excentricidad $e=0.20$ m que es un valor común en el acopio de dovelas que puede variar con resultados pocos significativos y adoptando un valor de $a=0.70$ m, se obtiene la sollicitación de flexión simple más desfavorable.

Se calculan los valores de Momentos en cada punto haciendo uso del Programa MathCAD, para obtener el valor más desfavorable (Momento Máximo) en la dovela más sollicitada.

Los resultados a continuación:

De la Sección II.4.3.7 "Esfuerzos de desmoldeo y manipulación" se obtienen los siguientes datos:

$$P_{\text{anillo}} := 73.07 \text{ kN} \quad P_{\text{llave}} := 25.31 \text{ kN} \quad w := 16.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Debido a que el anillo mas solicitado debe soportar el peso de 5 anillos y una llave, entonces la carga F que cae sobre el mismo viene dada por:

$$F := \frac{P_{\text{anillo}} \cdot 5 + P_{\text{llave}}}{2} = 195.33 \text{ kN}$$

Por simetría de estructura y de carga, sabemos que las reacciones serán iguales y su valor vendrá dado por:

$$R := \frac{F \cdot 2 + P_{\text{anillo}}}{2} = 231.865 \text{ kN}$$

Considerando un valor de $a := 0.70 \text{ m}$ y una excentricidad $e := 0.20 \text{ m}$, valores razonables y verificados en diferentes proyectos, se tiene que:

$$L_{\text{proy.horizontal}} := 4.38 \text{ m}$$

$$L := L_{\text{proy.horizontal}} - 2 \cdot a = 2.98 \text{ m}$$

Por lo tanto, los valores de momento en los puntos característicos, vendrán dados por:

$$M_1 := w \cdot \frac{(a - e)^2}{2} = 2.109 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := w \cdot \frac{(a)^2}{2} + F \cdot e = 43.199 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := w \cdot \frac{(L_{\text{proy.horizontal}})^2}{8} + F \cdot \left(\frac{L}{2} + e \right) - R \cdot \frac{L}{2} = 25.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto, el máximo momento solicitante debido al acopio viene dado por

$$M_{\text{max}} := M_2 = 43.199 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura II.4.36 Cálculo del momento máximo producido por el acopio de dovelas
Fuente: Elaboración Propia - MathCAD

5 DIMENSIONADO DE LA ARMADURA DE LA DOVELA

5.1 ARMADURA BÁSICA TRANSVERSAL (CIRCUNFERENCIAL)

La armadura transversal es la armadura principal de la dovela. Como criterios de diseño debe cumplir lo siguiente:

1. Verificar las cuantías de armaduras mínimas geométricas.
2. Verificar las condiciones de Estado Límite Último para los esfuerzos mayorados ocasionados por las acciones del terreno y por las solicitaciones de desmoldeo y manipulación.
3. Verificar las condiciones de Estado Límite de Servicio ante los esfuerzos característicos de las solicitaciones anteriores.

Ya se mencionó en un punto anterior que la normativa de referencia que se utilizará para el cálculo estructural será el Euro código 2 (EC2).

Se procederá a proponer una armadura transversal y luego a partir del esquema de armadura propuesta, se verificará que se satisfaga la condición 1, 2 y 3.

La armadura propuesta surge de la experiencia del profesional, por lo tanto, haciendo uso de las memorias de cálculo de proyectos reales como un proceso de prueba y error, se terminó adoptando el diseño de la armadura que se muestran en las siguientes figuras:

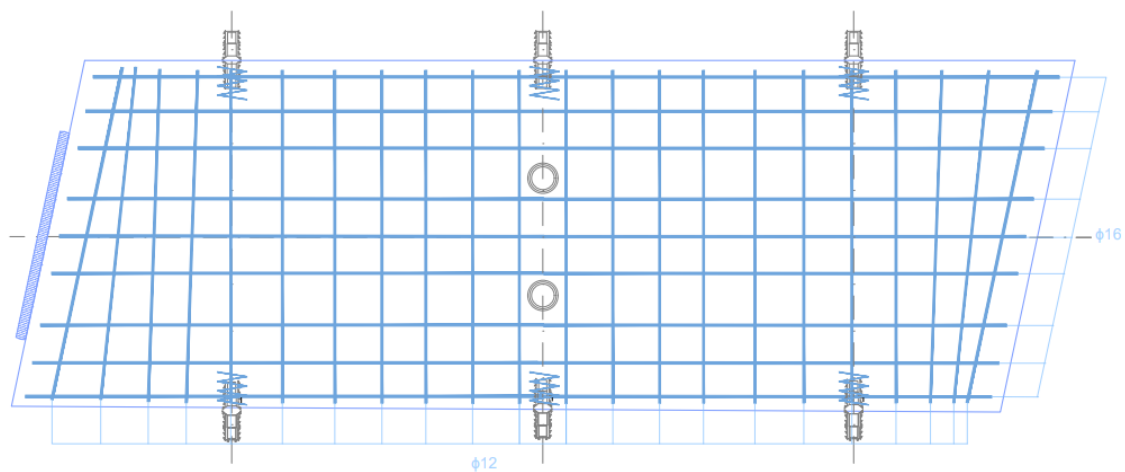


Figura II.5.1 Plano Dovela – Armadura Vista Superior
Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

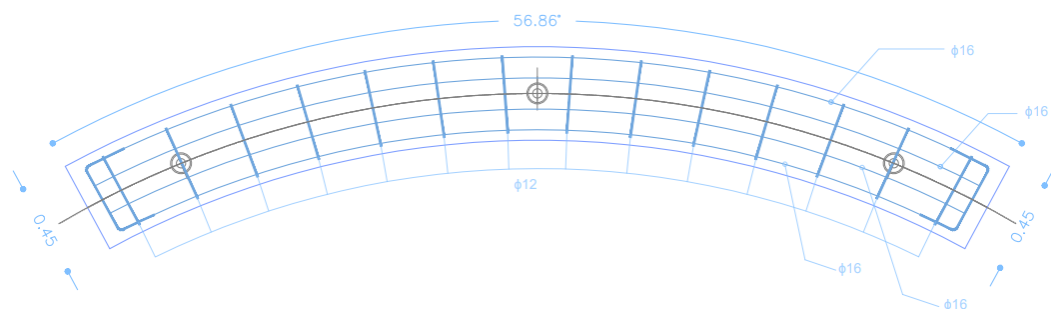


Figura II.5.2 Plano Dovela – Armadura Sección Transversal – Dirección Longitudinal
Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

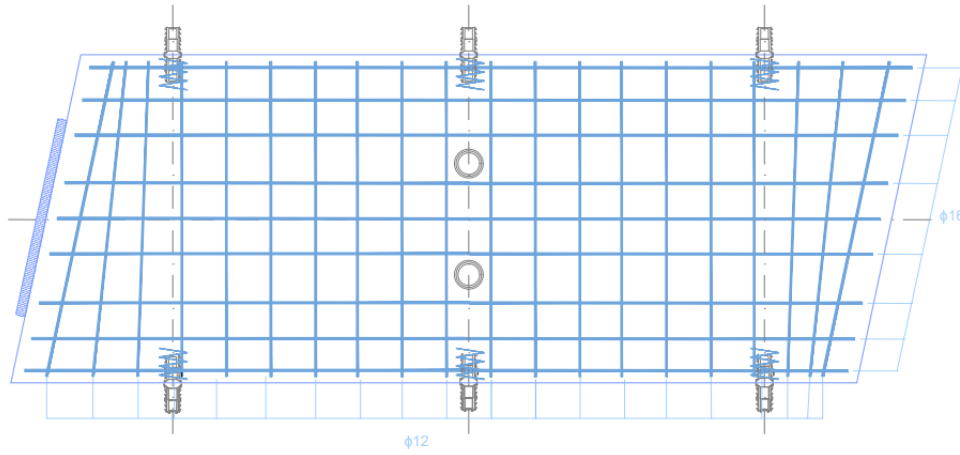


Figura II.5.3 Plano Dovela – Armadura Vista Inferior
Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

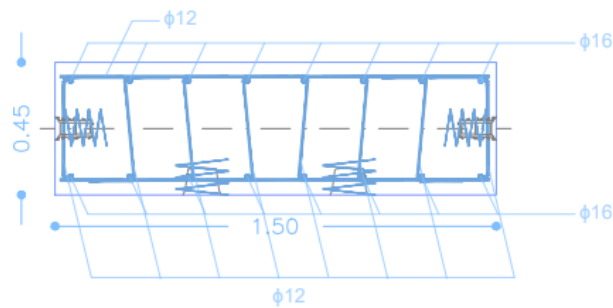


Figura II.5.4 Plano Dovela – Armadura Sección Transversal – Dirección Longitudinal
Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

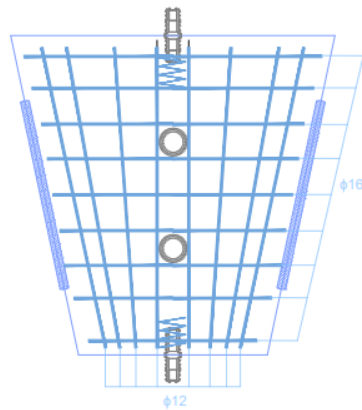


Figura II.5.5 Plano Llave – Armadura Vista Superior
Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

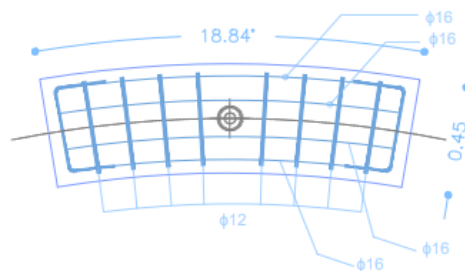


Figura II.5.6 Plano Llave – Armadura Sección Transversal – Dirección Longitudinal
Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

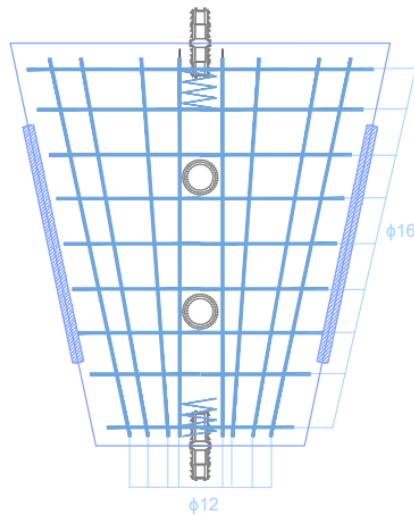


Figura II.5.7 Plano Dovela – Armadura Vista Inferior
 Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

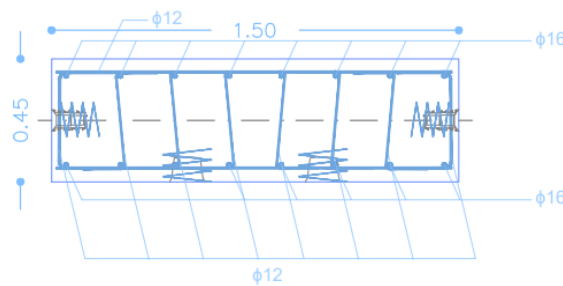


Figura II.5.8 Plano Dovela – Armadura Sección Transversal – Dirección Longitudinal
 Fuente: Elaboración Propia – AutoCAD

5.1.1 Condición de Armadura Mínima

Frente a las acciones del terreno, tal y como manifiestan los resultados de esfuerzos, la dovela actúa básicamente como un elemento comprimido. En cambio, frente a los esfuerzos de manipulación y acopio no existe esfuerzo axial.

Deberán respetarse pues las cuantías geométricas mínimas tanto de elemento comprimido como de elemento a flexión

El procedimiento de cálculo y la verificación se lo realizo en el Software MathCAD, como se muestra a continuación:

Como elemento comprimido, la sección de la dovela debe cumplir con la exigencias establecidas en el Eurocódigo. La sección de hormigón A_c viene dada por:

$$e_{dovela} := 0.45 \text{ m} \quad b_{dovela} := 1.5 \text{ m}$$

$$A_c := e_{dovela} \cdot b_{dovela} = 6750 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la armadura mínima por elemento comprimido viene dada por:

$$A_{s,min.compression} := 0.003 \cdot A_c = 20.25 \text{ cm}^2$$

Como elemento solicitado a flexión, la sección de la dovela debe cumplir con la exigencias establecidas en el Eurocódigo. La sección de hormigón A_c viene dada por:

$$e_{dovela} := 0.45 \text{ m} \quad b_{dovela} := 1.5 \text{ m}$$

$$A_c := e_{dovela} \cdot b_{dovela} = 6750 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la armadura mínima por elemento solicitado a flexión viene dada por:

$$A_{s,min,flexion} := 0.002 \cdot A_c = 13.5 \text{ cm}^2$$

Deben respetarse también las especificaciones particulares de armadura mínima dadas por:

$$A_{s,min,flexion,particular} > 5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml} \cdot \text{cara}}$$

Dado que la armadura adoptada es de 18 barras del 16 distribuidas perimetralmente, se tiene que:

$$A_{s,adoptada,compresion} := \frac{\pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{4} \cdot 18 = 36.191 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,adoptada,compresion} > A_{s,min,compresion}$$

$$A_{s,adoptada,flexion} := \frac{\pi \cdot (16 \text{ mm})^2}{4} \cdot 16 = 32.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,adoptada,flexion} > A_{s,min,flexion}$$

$$A_{s,adoptada,flexion} > A_{s,min,flexion,particular}$$

Por lo tanto, la Armadura propuesta verifica "Sección II.5.1.1 Condición de Armadura Mínima"

Figura II.5.9 Verificación de la Condición de Armadura Mínima
Fuente: Elaboración Propia - MathCAD

5.1.2 Verificación de los Estados Límites Últimos

Los esfuerzos a los cuales está sometida la sección de la dovela son:

- Combinaciones de Carga
- Esfuerzos de Manipulación y Desmoldeo
- Esfuerzos producidos por el acopio

Estos fueron determinados en la Sección II.4 y su verificación se realizará mediante un diagrama de interacción de la sección, de manera tal, que mediante un proceso iterativo se encontró la sección.

El diagrama de interacción de una columna es la región geométrica que define la zona en las que cualquier combinación de cargas de flexo-compresión pueden ser resistidas por la sección y su armado en la dirección de análisis.

Se obtuvo el mismo mediante el Software SAP2000, cargando una sección con una armadura de 16 barras de 16 milímetro de diámetro, equivalente a una sección de armadura de 32.16 cm², un valor un poco inferior que la armadura real, de manera que simplifico considerablemente su análisis en el programa, arrojándonos un diagrama de interacción del lado de la seguridad. Teniendo en cuenta los criterios descritos anteriormente, y la armadura adoptada, se obtuvo el diagrama de interacción en Microsoft Excel.

Se procede a cargar sobre el mismo, los valores correspondientes a la Tabla II.4.3, Tabla II.4.4 y Tabla II.4.5 que representan los valores de Normal y Momento, a lo largo de la sección para

diferentes valores de “x” y las diferentes combinaciones de carga obtenidas en el programa de cálculo. Además, para su verificación a Flexión Simple, se cargaron también los Momentos máximos obtenidos debido al estado de manipulación y desmoldeo y el estado de acopio de las dovelas, para su verificación.

Por lo tanto, todos los puntos representativos de los esfuerzos producidos por las combinaciones de carga a las cuales va a estar sometida la sección a lo largo de su vida útil, para su verificación, deben caer dentro de la región definida anteriormente, como se muestra en la Figura II.5.10.

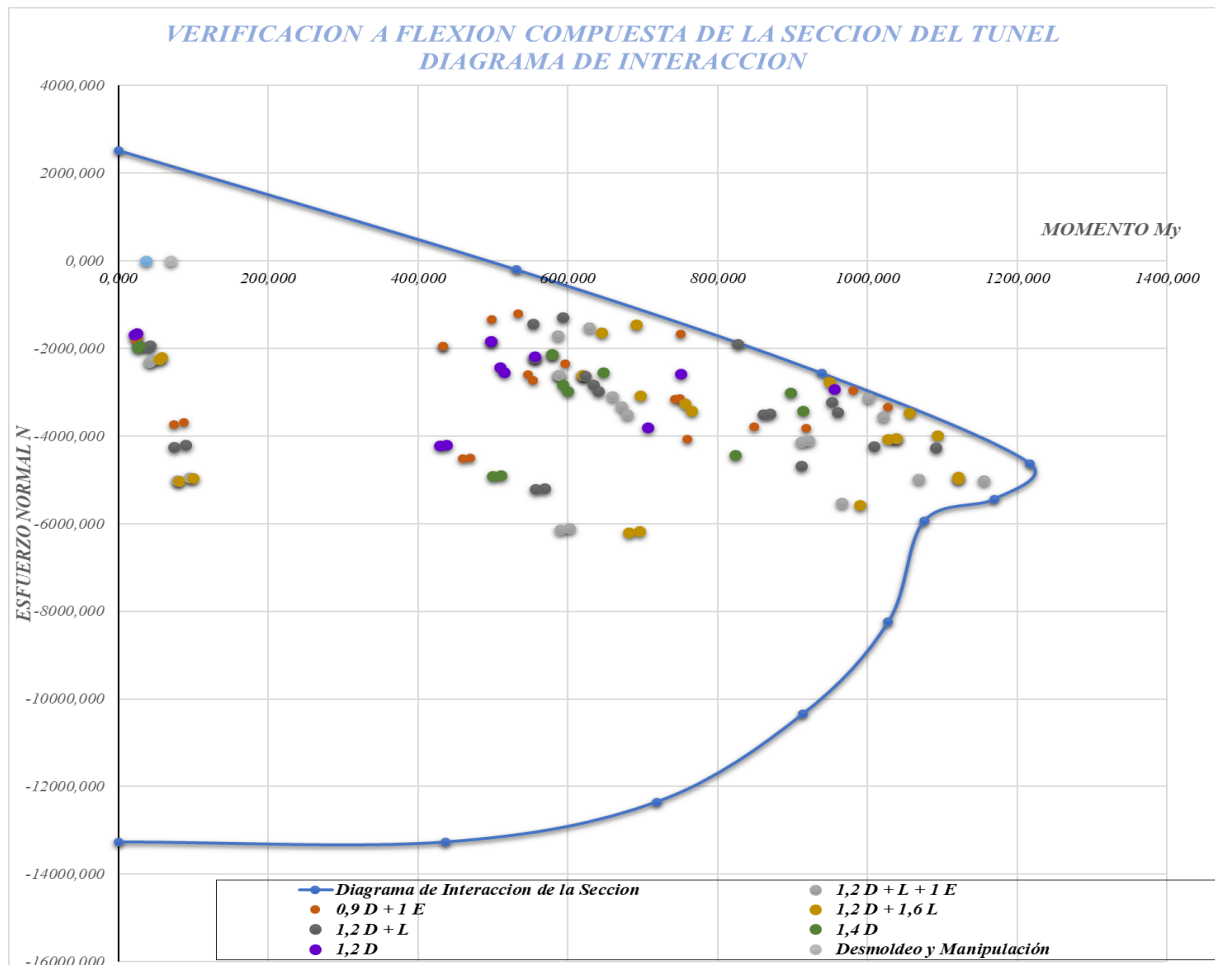


Figura II.5.10 Verificación de la Sección de la Dovela mediante Diagrama de Interacción.
 Fuente: Elaboración Propia – Microsoft Excel / SAP 2000.

5.1.3 Verificación Estado Limite de Servicio - Verificación según CIRSOC-201

5.1.3.1 Control de Fisuración

La norma argentina, igual que la ACI, en lugar de realizar cálculos sobre el ancho de fisura, mantiene que las pruebas de exposición indican que la calidad del hormigón, la compactación adecuada y un recubrimiento de hormigón apropiado, pueden ser más importantes para la protección contra la corrosión que el ancho de fisuras en la superficie del hormigón.

El mejor control de fisuración se obtiene cuando la armadura está bien distribuida en la zona de máxima tracción del hormigón. La CIRSOC-201 en su apartado 10.6.4 prescribe

limitaciones en la separación máxima de las barras, de manera que, de forma implícita, supone un control de la fisuración. En concreto indica que la separación S de la armadura de tracción debe ser igual o menor que el menor valor obtenido de las expresiones siguientes:

$$s \begin{cases} \leq 380 \cdot \frac{280}{f_s} - 2,5 \cdot Cc \\ \leq 300 \cdot \frac{280}{f_s} \end{cases} = \begin{cases} \leq 380 \cdot \frac{280}{2/3 \cdot 420} - 2,5 \cdot 35 = 292,5 \text{ mm} \\ \leq 300 \cdot \frac{280}{2/3 \cdot 420} = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

Figura II.5.11 S_{max} de la armadura de Flexión
 Fuente: CIRSOC 201

$$b := 1.5 \text{ m} \quad \text{recubrimiento} := 3.5 \text{ cm} \quad n := 12 \quad d_b := 16 \text{ mm}$$

$$S := \frac{b - 2 \cdot \text{recubrimiento} - n \cdot d_b}{n - 1} = 11.255 \text{ cm}$$

$$S < S_{max, norma}$$

Figura II.5.12 Separación de la armadura Adoptada y Verificación con Norma
 Fuente: Software MathCAD

5.1.3.2 Desplazamientos del Suelo y la Estructura

Las Deformaciones en la estructura del túnel, como los asentamientos en el suelo, fueron obtenidos mediante el Software de cálculo RFEM5 y se muestran a continuación:

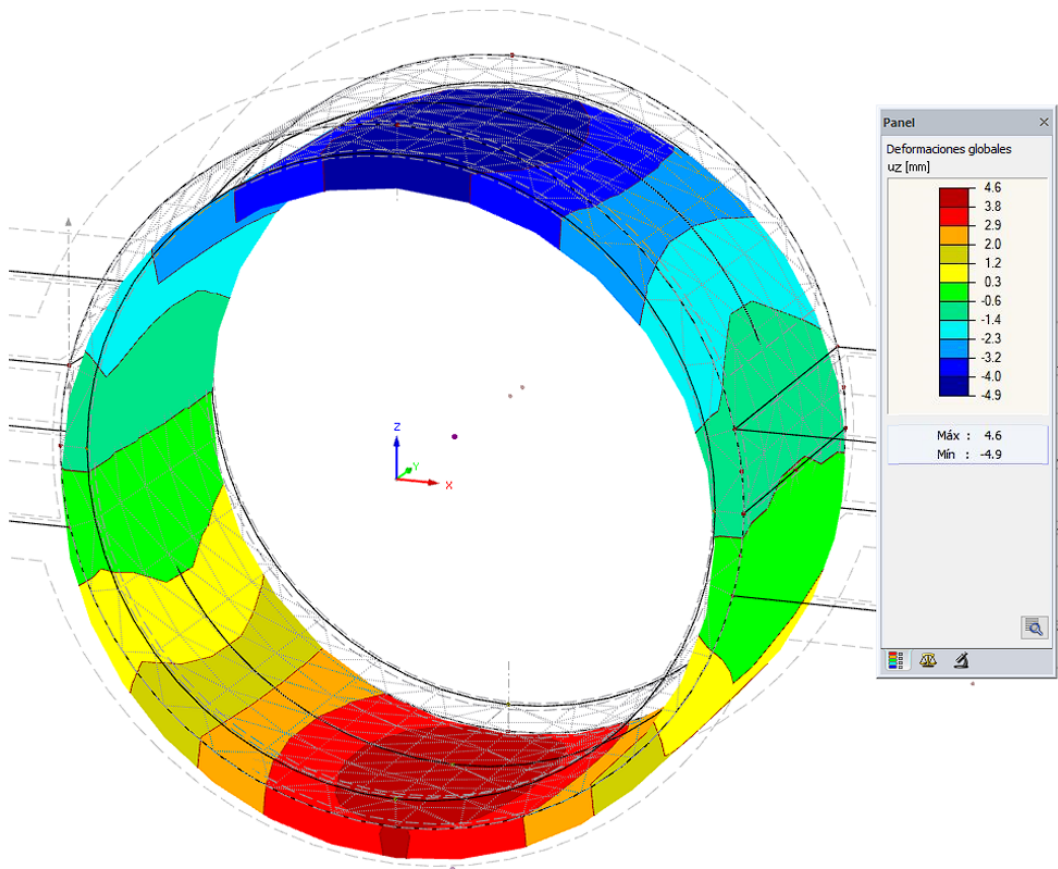


Figura II.5.13 Desplazamientos u_z en la estructura del túnel
 Fuente: Software RFEM 5

Como podemos observar, debido al gran espesor y calidad del hormigón y la importante cuantía utilizada, los desplazamientos en la estructura son leves, tomando un valor máximo de 5mm, considerándolos totalmente tolerables.

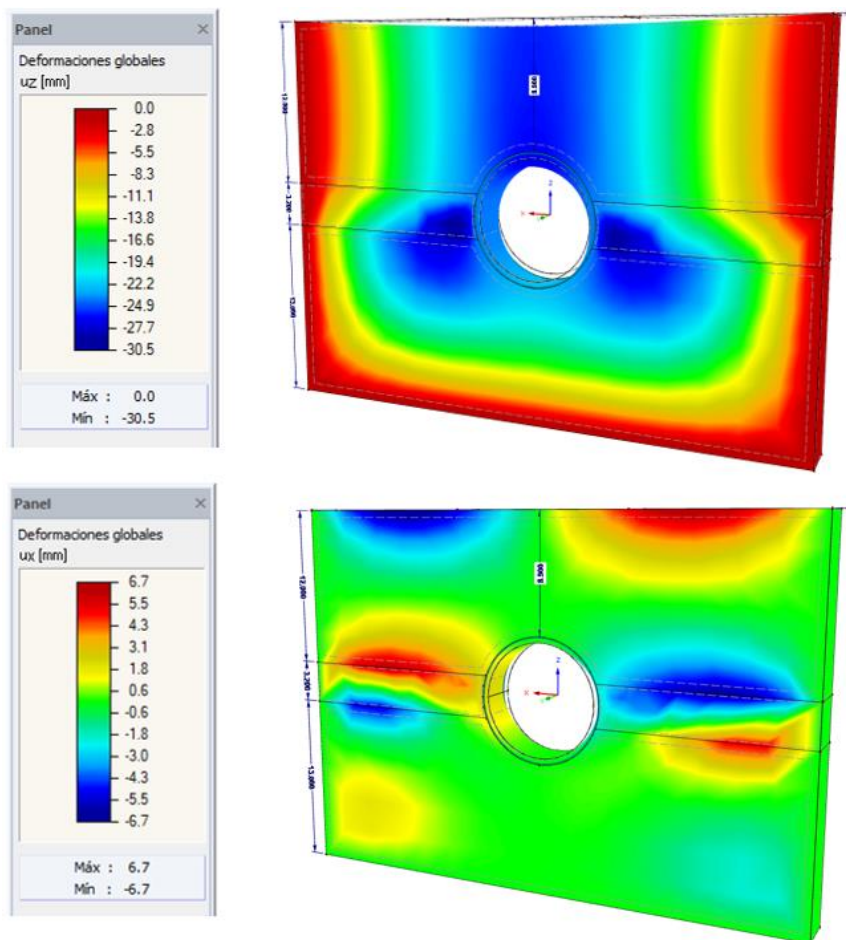


Figura II.5.14 Desplazamientos u_z y u_x en el suelo
Fuente: Software RFEM 5

Los desplazamientos del suelo son mayores, con asentamientos máximos que alcanzan los 30.5 mm, valores que podemos considerar tolerables, pero que pueden mejorarse haciendo uso de alguno de los métodos para mejorar el comportamiento del suelo, descritos en la Sección III.

5.2 ARMADURA BÁSICA LONGITUDINAL (RADIAL)

La armadura longitudinal cumple en la dovela dos funciones:

1. En estado de servicio, es la armadura de reparto transversal de la armadura principal.
2. En estado de construcción, actúa como armadura principal de la dovela ante el empuje de los gatos hidráulicos de la tuneladora en la maniobra de avance.

En función del planteamiento anterior, como criterios de diseño debe cumplir los siguientes:

1. Verificar las cuantías de armaduras mínimas geométricas.
2. Verificar las condiciones de Estado Límite Último para los esfuerzos ocasionados por los gatos.

En este caso no se verificará la fisuración porque las solicitaciones del empuje son un estado

provisional, y además claramente de compresión. En este caso se procederá proponiendo una disposición de armado que satisfaga la condición de armadura mínima y verificando posteriormente que se cumpla el punto 2.

5.2.1 Condición de Armadura Mínima

Como condición de armadura mínima de reparto indica que se disponga una cuantía no inferior al 20% de la armadura principal existente. Se realizó la verificación de la armadura propuesta en 3.1 mediante el Software MathCAD como se muestra a continuación:

Se adopto anteriormente una armadura transversal de cierre de 20 barras de 12mm, las cuales conforman la armadura longitudinal del túnel a verificar:

$$A_s := 20 \cdot \frac{\pi \cdot (12 \text{ mm})^2}{4} = 22.619 \text{ cm}^2$$
$$A_{s.min} := 20\% \cdot A_{s.adoptada.flexion} = 4.825 \text{ cm}^2$$
$$A_s > A_{s.min}$$

Por lo tanto, la armadura adoptada cumple con las exigencias de la normativa

*Figura II.5.15 Verificación de la Armadura mínima longitudinal
Fuente: Software MathCAD*

5.2.2 Verificación de ELU

Para esta comprobación se debe calcular el valor del empuje total de los gatos. El mismo depende de las características del suelo, y su cálculo se muestra a continuación:

La fuerza de empuje de los gatos hidráulicos necesaria para la penetración en los suelos presentes, se determina mediante ensayos de laboratorio, sin embargo, a fines de esta tesis, para su verificación vamos a estimar un valor de empuje del gato hidráulico en función de los tipos de suelos a penetrar y los valores referenciales de obras realizadas por el Ing. Perri en el Curso de Tunelación realizado. Para tener en cuenta esta incertidumbre, vamos a tomar un coeficiente de seguridad de 1.50, lo cual nos arroja un valor de empuje de 40000 kN.

El esfuerzo Normal por unidad de longitud viene dado por:

$$A_s := 28 \cdot \frac{\pi \cdot (12 \text{ mm})^2}{4} = 31.667 \text{ cm}^2$$
$$A_{s.min} := 20\% \cdot A_{s.adoptada.flexion} = 6.434 \text{ cm}^2$$
$$A_s > A_{s.min}$$

Durante el montaje, puede existir una excentricidad de la aplicación de la carga de empuje respecto al baricentro de la sección, lo que generaría un momento que debemos contemplar. Para ello se adopta un valor de excentricidad accidental $e=5\text{cm}$, por lo tanto:

$$M := N \cdot e = 67.494 \frac{kN \cdot m}{m}$$

En la Figura II.5.16 se puede observar el punto interior (N,M), que cae dentro del diagrama de interacción obtenido para la sección longitudinal, verificando la sección para el empuje de los gatos hidráulicos.

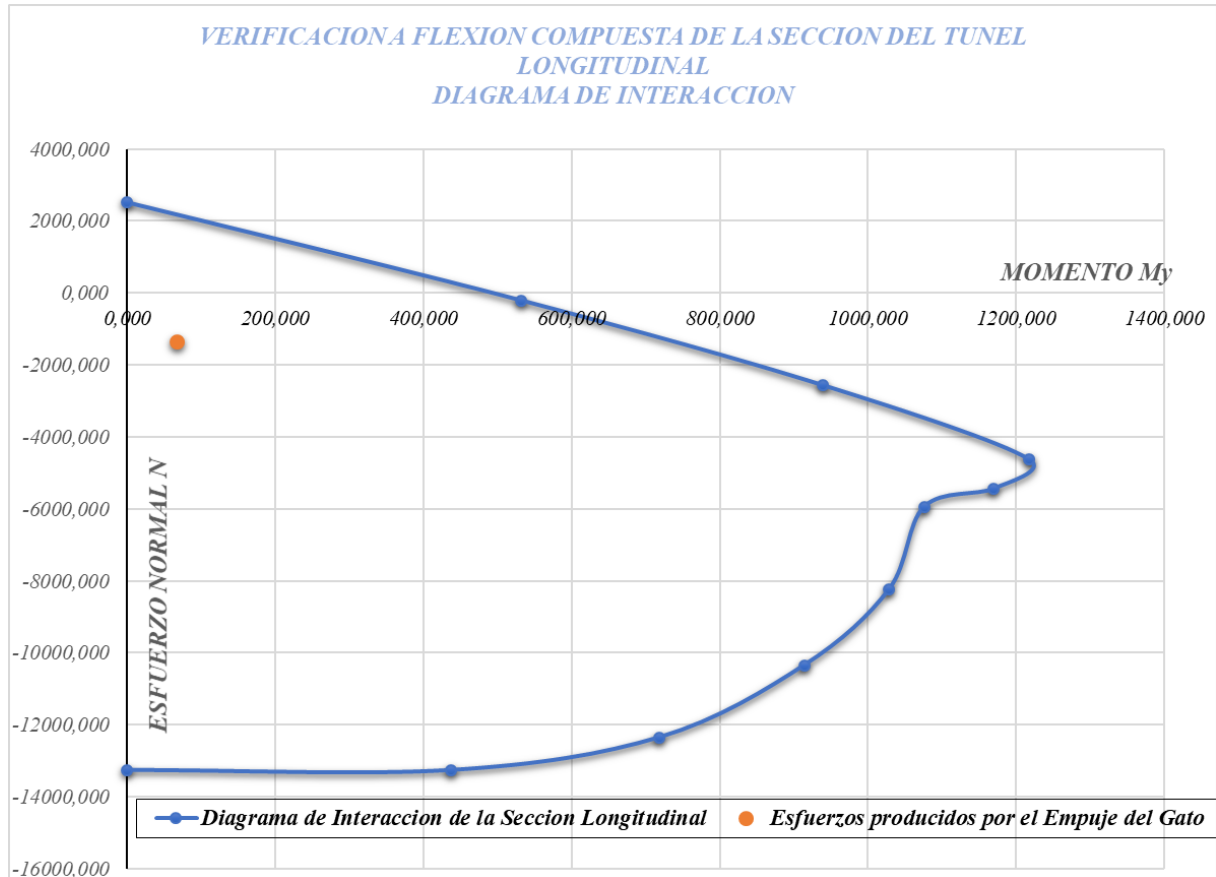


Figura II.5.16 Verificación de la Sección Longitudinal de la Dovela mediante Diagrama de Interacción.
Fuente: Elaboración Propia – Microsoft Excel / SAP2000.

5.3 VERIFICACIÓN AL CORTE

A la hora de la verificación al corte de la sección, debemos considerar que al coexistir el esfuerzo normal y además ser este de gran magnitud, genera un efecto favorable, debido a que el mismo tiende a cerrar la fisura y aumenta consecuentemente la resistencia nominal de la sección.

Sin embargo, esto significa analizar cada combinación de carga, debido a que, si bien se podría considerar el máximo corte, este puede ir acompañado con un normal fuerte, y por lo tanto no estaríamos analizando la sección más crítica del túnel para este esfuerzo.

Haciendo uso de la Norma CIRSOC 201 “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón”, se obtuvo para cada par de valores (N,V) el correspondiente valor de Esfuerzo V_c que resiste el hormigón, dado por:

$$V_c = \left(1 + \frac{N}{14 \cdot b_w \cdot d} \right) \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

Dado que adoptamos una separación de armadura transversal constante de 10 cm y una configuración de 8 ramas, entonces el V_s (Resistencia al Corte dada por la armadura transversal) es un valor constante y está dado por:

$$\begin{aligned} e_{dovela} &:= 45 \text{ cm} & A_{st} &:= \frac{\pi \cdot (12 \text{ mm})^2}{4} & S_e &:= 8 \text{ cm} \\ r &:= 5 \text{ cm} & f_y &:= 420 \text{ MPa} & \text{ramas} &:= 8 \\ d &:= e_{dovela} - r = 0.4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$V_s := \frac{\text{ramas} \cdot f_y \cdot A_e \cdot d}{S_e} = 1.9 \text{ MN}$$

Figura II.5.17 Determinación de la Resistencia al Corte V_s suministrada por la Armadura Transversal
Fuente: Elaboración Propia – Software MathCAD

Por lo tanto, la resistencia nominal al corte de la sección viene dada por la suma entre V_s y V_n reducida un 25% debido al factor de carga. Comparando los Cortes V_u a los que se encuentra sometida la sección, se tiene que:

I,2 D						
x (m)	Ny (kN)	Vy (kN)	Vc [Mpa]	Vs [Mpa]	Vn [kN]	
0,000	-1832,173	1431,730	0,7704041	1,900	2002,803	Verifica
1,402	-2935,261	-502,690	0,85345816	1,900	2065,094	Verifica
2,803	-2548,259	-1720,470	0,82431988	1,900	2043,240	Verifica
4,205	-1697,248	-1662,950	0,76024528	1,900	1995,184	Verifica
5,607	-1130,297	-679,880	0,71755822	1,900	1963,169	Verifica
7,008	-1557,738	-24,170	0,74974125	1,900	1987,306	Verifica
8,410	-1259,608	609,510	0,72729435	1,900	1970,471	Verifica
9,812	-1663,823	1637,300	0,75772863	1,900	1993,296	Verifica
11,213	-2427,677	1680,490	0,81524098	1,900	2036,431	Verifica
12,615	-2578,499	484,630	0,82659672	1,900	2044,948	Verifica
14,017	-2190,587	-1487,530	0,79738992	1,900	2023,042	Verifica
15,418	-3564,344	-1992,190	0,90082328	1,900	2100,617	Verifica
16,820	-2953,517	1729,810	0,85483269	1,900	2066,125	Verifica
18,221	-3447,661	1836,230	0,89203795	1,900	2094,028	Verifica
19,623	-4218,879	769,520	0,95010474	1,900	2137,579	Verifica
21,025	-3803,835	25,960	0,91885511	1,900	2114,141	Verifica
22,426	-4200,651	-771,320	0,94873231	1,900	2136,549	Verifica
23,828	-3485,622	-1835,370	0,89489612	1,900	2096,172	Verifica
25,230	-2939,769	-1755,300	0,85379758	1,900	2065,348	Verifica
26,631	-3539,634	1984,850	0,89896281	1,900	2099,222	Verifica
28,033	-1832,173	1431,730	0,63245553	1,900	1899,342	Verifica

Tabla II.5.1 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.
Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel.

1,4 D						
x (m)	N (kN)	Vz (kN)	Vc [Mpa]	Vs [Mpa]	Vn [kN]	
0,000	-2140,075	1667,460	0,79358675	1,900	2020,190	Verifica
1,402	-3426,514	-586,220	0,89044574	1,900	2092,834	Verifica
2,803	-2974,650	-2003,730	0,85642385	1,900	2067,318	Verifica
4,205	-1982,106	-1938,570	0,7816929	1,900	2011,270	Verifica
5,607	-1320,298	-793,180	0,73186384	1,900	1973,898	Verifica
7,008	-1818,320	-28,180	0,76936107	1,900	2002,021	Verifica
8,410	-1470,707	711,170	0,74318848	1,900	1982,391	Verifica
9,812	-1942,941	1908,670	0,77874408	1,900	2009,058	Verifica
11,213	-2834,034	1957,180	0,84583654	1,900	2059,377	Verifica
12,615	-3010,952	565,170	0,85915711	1,900	2069,368	Verifica
14,017	-2557,800	-1732,430	0,82503824	1,900	2043,779	Verifica
15,418	-4158,651	-2322,730	0,94557004	1,900	2134,178	Verifica
16,820	-3442,992	2015,670	0,89168641	1,900	2093,765	Verifica
18,221	-4019,855	2110,250	0,93511976	1,900	2126,340	Verifica
19,623	-4919,418	896,870	1,00284995	1,900	2177,137	Verifica
21,025	-4435,942	30,260	0,96644792	1,900	2149,836	Verifica
22,426	-4898,215	-898,970	1,00125353	1,900	2175,940	Verifica
23,828	-4064,158	-2139,450	0,93845544	1,900	2128,842	Verifica
25,230	-3427,123	-2045,300	0,89049159	1,900	2092,869	Verifica
26,631	-4129,993	2130,890	0,94341231	1,900	2132,559	Verifica
28,033	-2140,075	1667,460	0,79358675	1,900	2020,190	Verifica

Tabla II.5.2 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.
Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel.

1,2 D + L						
x (m)	N (kN)	Vz (kN)	Vc [Mpa]	Vs [Mpa]	Vn [kN]	
0,000	-2224,153	1469,420	0,79991715	1,900	2024,938	Verifica
1,402	-3452,811	-429,610	0,89242566	1,900	2094,319	Verifica
2,803	-2980,967	-1716,720	0,85689947	1,900	2067,675	Verifica
4,205	-1973,556	-1677,370	0,78104911	1,900	2010,787	Verifica
5,607	-1290,453	-688,630	0,72961674	1,900	1972,213	Verifica
7,008	-1909,463	-24,240	0,77622344	1,900	2007,168	Verifica
8,410	-1447,703	619,220	0,74145646	1,900	1981,092	Verifica
9,812	-1931,515	1651,160	0,77788375	1,900	2008,413	Verifica
11,213	-2834,113	1677,470	0,84584245	1,900	2059,382	Verifica
12,615	-3224,972	411,520	0,87527114	1,900	2081,453	Verifica
14,017	-2635,502	-1525,130	0,83088857	1,900	2048,166	Verifica
15,418	-4266,380	-1956,620	0,95368116	1,900	2140,261	Verifica
16,820	-3511,155	1822,870	0,89681852	1,900	2097,614	Verifica
18,221	-4209,821	1919,480	0,94942271	1,900	2137,067	Verifica
19,623	-5220,428	802,150	1,02551369	1,900	2194,135	Verifica
21,025	-4691,788	27,750	0,98571112	1,900	2164,283	Verifica
22,426	-5194,520	-804,680	1,02356302	1,900	2192,672	Verifica
23,828	-4256,197	-1920,060	0,95291446	1,900	2139,686	Verifica
25,230	-3489,981	-1850,330	0,89522432	1,900	2096,418	Verifica
26,631	-4234,496	1954,440	0,95128058	1,900	2138,460	Verifica
28,033	-2224,153	1469,420	0,79991715	1,900	2024,938	Verifica

Tabla II.5.3 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.
Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel.

1,2 D + 1,6 L						
x (m)	N (kN)	Vz (kN)	Vc [Mpa]	Vs [Mpa]	Vn [kN]	
0,000	-2616,270	1492,040	0,82944058	1,900	2047,080	Verifica
1,402	-3983,480	-385,740	0,932381	1,900	2124,286	Verifica
2,803	-3426,990	-1714,470	0,89048158	1,900	2092,861	Verifica
4,205	-2260,120	-1686,040	0,80262522	1,900	2026,969	Verifica
5,607	-1460,230	-693,890	0,74239964	1,900	1981,800	Verifica
7,008	-2770,810	-24,290	0,84107626	1,900	2055,807	Verifica
8,410	-1645,400	625,050	0,75634152	1,900	1992,256	Verifica
9,812	-2209,640	1659,490	0,79882447	1,900	2024,118	Verifica
11,213	-3253,910	1675,660	0,87744998	1,900	2083,087	Verifica
12,615	-3483,950	367,620	0,89477023	1,900	2096,078	Verifica
14,017	-3083,350	-1547,700	0,86460812	1,900	2073,456	Verifica
15,418	-4975,730	-1935,260	1,00708981	1,900	2180,317	Verifica
16,820	-4077,670	1878,740	0,93947279	1,900	2129,605	Verifica
18,221	-4969,300	1969,450	1,00660568	1,900	2179,954	Verifica
19,623	-6210,590	821,730	1,10006529	1,900	2250,049	Verifica
21,025	-5571,250	28,820	1,0519279	1,900	2213,946	Verifica
22,426	-6177,450	-824,700	1,09757011	1,900	2248,178	Verifica
23,828	-5024,060	-1970,890	1,01072869	1,900	2183,047	Verifica
25,230	-4049,590	-1907,400	0,93735858	1,900	2128,019	Verifica
26,631	-4936,890	1936,190	1,00416546	1,900	2178,124	Verifica
28,033	-2616,270	1492,040	0,82944058	1,900	2047,080	Verifica

Tabla II.5.4 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.
Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel.

0,9 D + 1 E						
x (m)	N (kN)	Vz (kN)	Vc [Mpa]	Vs [Mpa]	Vn [kN]	
0,000	-1959,510	1076,600	0,7799916	1,900	2009,994	Verifica
1,402	-3342,120	-377,270	0,88409152	1,900	2088,069	Verifica
2,803	-2727,940	-1293,740	0,83784848	1,900	2053,386	Verifica
4,205	-1815,720	-1248,730	0,76916531	1,900	2001,874	Verifica
5,607	-1208,730	-509,950	0,72346362	1,900	1967,598	Verifica
7,008	-1667,540	-18,150	0,7580085	1,900	1993,506	Verifica
8,410	-1348,000	457,050	0,73394959	1,900	1975,462	Verifica
9,812	-1780,180	1229,410	0,76648942	1,900	1999,867	Verifica
11,213	-2598,660	1263,630	0,82811469	1,900	2046,086	Verifica
12,615	-2958,940	363,700	0,855241	1,900	2066,431	Verifica
14,017	-2344,090	-1118,590	0,80894752	1,900	2031,711	Verifica
15,418	-3818,630	-1495,600	0,91996906	1,900	2114,977	Verifica
16,820	-3168,330	1299,730	0,87100646	1,900	2078,255	Verifica
18,221	-3697,270	1378,960	0,91083159	1,900	2108,124	Verifica
19,623	-4523,880	578,040	0,97306898	1,900	2154,802	Verifica
21,025	-4078,220	19,480	0,9395142	1,900	2129,636	Verifica
22,426	-4504,190	-579,360	0,97158647	1,900	2153,690	Verifica
23,828	-3737,910	-1378,270	0,91389147	1,900	2110,419	Verifica
25,230	-3153,400	-1318,920	0,86988235	1,900	2077,412	Verifica
26,631	-3791,880	1490,150	0,91795499	1,900	2113,466	Verifica
28,033	-1959,510	1076,600	0,7799916	1,900	2009,994	Verifica

Tabla II.5.5 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.
Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel.

1,2 D + L + 1 E						
x (m)	N (kN)	Vz (kN)	Vc [Mpa]	Vs [Mpa]	Vn [kN]	
0,000	-2616,620	1469,430	0,82946694	1,900	2047,100	Verifica
1,402	-4062,140	-429,610	0,9383035	1,900	2128,728	Verifica
2,803	-3507,010	-1716,730	0,89650647	1,900	2097,380	Verifica
4,205	-2321,810	-1677,410	0,80727001	1,900	2030,453	Verifica
5,607	-1518,110	-688,660	0,74675756	1,900	1985,068	Verifica
7,008	-3128,640	-24,240	0,86801811	1,900	2076,014	Verifica
8,410	-1703,210	619,220	0,76069417	1,900	1995,521	Verifica
9,812	-2272,400	1651,130	0,80354981	1,900	2027,662	Verifica
11,213	-3334,230	1677,440	0,88349746	1,900	2087,623	Verifica
12,615	-3558,770	411,510	0,9004036	1,900	2100,303	Verifica
14,017	-3100,540	-1525,140	0,8659024	1,900	2074,427	Verifica
15,418	-5019,310	-1956,640	1,01037105	1,900	2182,778	Verifica
16,820	-4130,770	1822,880	0,94347081	1,900	2132,603	Verifica
18,221	-4952,760	1919,520	1,00536035	1,900	2179,020	Verifica
19,623	-6141,720	802,180	1,09487991	1,900	2246,160	Verifica
21,025	-5519,850	27,740	1,04805787	1,900	2211,043	Verifica
22,426	-6111,180	-804,680	1,09258048	1,900	2244,435	Verifica
23,828	-5007,290	-1920,040	1,00946604	1,900	2182,100	Verifica
25,230	-4105,900	-1850,310	0,94159829	1,900	2131,199	Verifica
26,631	-4981,750	1954,480	1,00754307	1,900	2180,657	Verifica
28,033	-2616,620	1469,430	0,82946694	1,900	2047,100	Verifica

Tabla II.5.6 Valores de Esfuerzos de Corte en la Sección Media.
 Fuente: Elaboración Propia – RFEM 5/Microsoft Excel.

SECCION III: MARCO TEÓRICO

1 TIPOS DE EXCAVACIONES

1.1 HISTORIA

En 1961 Karoly Szechy publicó el libro titulado “The Art of Tunnelling” que sintetizó los conocimientos que debían aplicarse para el diseño de túneles. En el año 1964 Leopold Rabcewicz publicó la primera parte de su trabajo sobre el nuevo método austriaco de tunelización (NATM) que revolucionó los conceptos de diseño y construcción de túneles incorporando el papel relevante que tiene el comportamiento del suelo en la estabilización del túnel a diferencia de los conceptos anteriores basados en el predominio del revestimiento respecto al medio excavado.

En este capítulo buscaremos sintetizar los criterios y la metodología para el diseño de túneles en base a importantes experiencias ocurridas en las últimas décadas.

1.2 TIPOLOGÍA DE EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

El concepto de excavación subterránea implica la construcción bajo la superficie del terreno, pero, además, este concepto supone que la obra se realiza sin remover el terreno existente.

En el caso de que para su construcción fuera necesaria la remoción del suelo por encima del túnel, hay que tener en cuenta que éste pierde totalmente su capacidad resistente, por lo que el suelo no puede jugar un papel activo en la estabilización del túnel. De hecho, los túneles construidos mediante remoción del suelo a la superficie se denominan túneles de corte y cubierta, a diferencia de los túneles construidos con procedimientos convencionales.

1.2.1 Microtúneles

Son microtúneles aquellos cuyo ancho es inferior a 3 m. Este ancho determina sustancialmente los métodos de construcción que se reducen a mini tuneladoras.

1.2.2 Túneles

Los túneles son excavaciones subterráneas con un ancho de excavación inferior a 17 m y que, además, tienen una longitud mínima de varios cientos de metros, pudiéndose clasificar:

1.2.2.1 Túneles hidráulicos

Conceptualmente, la mayoría de los túneles hidráulicos son canales subterráneos y, como tales, son probablemente los túneles más antiguos construidos en el mundo. Su longitud suele superar los 1000 m y su sección transversal suele oscilar entre los 7 m² y los 40 m², aunque los valores más habituales oscilan entre los 15 m² y los 25 m².

1.2.2.2 Túneles mineros

Los túneles mineros compiten en antigüedad con los hidráulicos, pero tienen dos diferencias claras ya que estos túneles están muy limitados por las actividades mineras y a menudo tienen

una vida útil inferior a 30 años. Los túneles mineros suelen tener secciones transversales entre 15 m² y 50 m² con longitudes de varios kilómetros.

1.2.2.3 Túneles ferroviarios

Los primeros túneles ferroviarios tenían secciones moderadas, en torno a los 20 m² si se alojaba una vía, y entre 35 m² y 60 m² si se disponía de dos vías.

Los túneles para vías férreas de alta velocidad son de mayor tamaño que los convencionales, debido a que durante la operación del tren se alcanzan velocidades de hasta 300 km/h, lo que exige una ampliación de la sección transversal para mitigar los efectos dinámicos sobre los pasajeros.

La fuerte limitación de inclinación que deben superar los trenes de alta velocidad hace que este tipo de túneles sean los más largos del mundo, superando fácilmente los 20 km, como se muestra en la Tabla III.1.1.

No	Name	Country	Length (km)	Service start-up
1	Gotthard Base	Switzerland	57.1	2016
2	Seikan	Japan	53.8	1988
3	Eurotunnel	France–England	50.5	1994
4	Lötschberg	Switzerland	34.6	2007
5	Guadarrama	Spain	28.4	2007
6	Taihang	China	27.8	2007
7	Hakkoda	Japan	26.4	2005
8	Iwate Ichinohe	Japan	25.8	2002
9	Dai-Shimizu	Japan	22.2	1982
10	Wushaoling	China	21.1	2007

Tabla III.1.1 Túneles ferroviarios más largos.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Los túneles de metro tienen unas dimensiones muy limitadas ya que, si albergan una sola vía, el área excavada suele oscilar entre 35 m² y 40 m², mientras que la sección del túnel con dos vías oscila entre 60 m² y 70 m².

1.3 ASPECTOS BÁSICOS DEL DISEÑO DE TÚNELES

Habiendo introducido el alcance de las excavaciones subterráneas, se presentan los aspectos básicos relacionados con el diseño de túneles.

1.3.1 Estabilización de túneles

De forma simplificada y directa, la construcción de túneles puede sintetizarse como la sustitución de un volumen de suelo por aire y por los elementos de apoyo. Como el aire no tiene una fuerza importante, analizamos la estabilización del túnel: los elementos de apoyo o el propio terreno excavado.

Para comprender este problema, las ecuaciones establecidas por Kirsch (1898) son útiles, ya que determinan las tensiones alrededor de un orificio circular hecho en un medio elástico. En

la Figura III.1.1 se expone el enfoque de Kirsch, en coordenadas polares. Los parámetros que definen el problema de Kirsch son los siguientes:

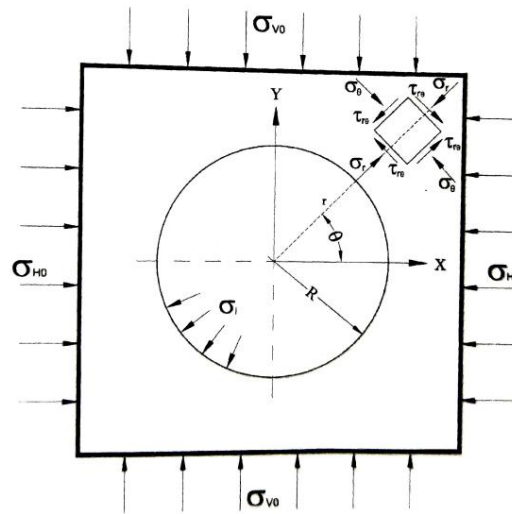


Figura III.1.1 Aproximación del problema de Kirsch.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

σ_r : Componente de tensión que actúa en dirección al centro de excavación (tensión radial).

σ_θ : Componente de tensión que actúa perpendicularmente a la del centro de excavación (tensión tangencial o circunferencial)

$\tau_{r\theta}$: Esfuerzo cortante actuando sobre la superficie

σ_{H0} : Esfuerzo horizontal actuando sobre el suelo (esfuerzo horizontal de campo)

σ_{V0} : Esfuerzo vertical actuando sobre el suelo (esfuerzo vertical de campo)

Si $K = \sigma_{H0}/\sigma_{V0}$, (coeficiente de redistribución de esfuerzos) la solución dada por Kirsch está definida por las ecuaciones:

$$\sigma_r = \sigma_0 \frac{1+K}{2} \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) - \sigma_0 \frac{1-K}{2} \left(1 - 4\frac{R^2}{r^2} + 3\frac{R^2}{r^2}\right) \cos(2\vartheta)$$

$$\sigma_\vartheta = \sigma_0 \frac{1+K}{2} \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) + \sigma_0 \frac{1-K}{2} \left(1 + 3\frac{R^2}{r^2}\right) \cos(2\vartheta)$$

$$\tau_{r\vartheta} = \sigma_0 \frac{1-K}{2} \left(1 + 2\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4}\right) \sin(2\vartheta)$$

En el perímetro de excavación, $r=R$, se obtiene:

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_\vartheta = \sigma_0 \left((1+K) + 2(1-K) \cos(2\vartheta) \right)$$

$$\tau_{r\vartheta} = 0$$

Se obtiene el valor de tensión tangencial máxima en el perímetro de excavación eligiendo $\cos(2\theta)=1$ es:

$$\sigma_{\theta max} = \sigma_0(3 - K)$$

Para mantener el suelo en régimen elástico, como se supone en el problema de Kirsch, será necesario que $\sigma_{CM} > \sigma_{\theta MAX}$, es decir:

$$\sigma_{CM} > \sigma_0(3 - K)$$

σ_{CM} : es la resistencia a la compresión uniaxial del suelo.

Un caso particular interesante, del problema resuelto por Kirsch, corresponde a un túnel sin apoyo, excavado en un suelo elástico y en estado de tensión hidrostática. Asignando $K=1$ en la Expresión se obtiene que:

$$\sigma_r = \sigma_0 \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_0 \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right)$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

La Figura III.1.2 representa los valores de σ_r y σ_{θ} en función de r , de la cual se pueden deducir algunas conclusiones importantes:

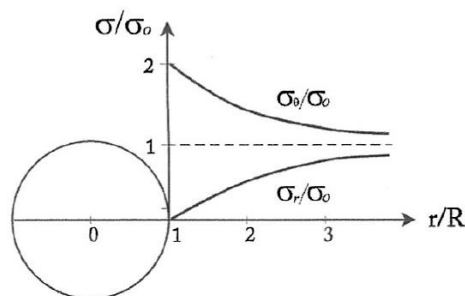


Figura III.1.2 Distribución de tensiones alrededor del túnel circular, en un medio elástico sin soporte y $K_0=1$.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

1. A una distancia lo suficientemente grande del centro de excavación, los valores σ_r y σ_{θ} , coinciden con el valor de la tensión de campo hidrostático (σ_0). En particular, para una distancia al centro del túnel de seis veces su radio, ambas tensiones solo difieren de la tensión de campo en un 2,8 %.
2. En el perímetro del túnel el valor de la tensión tangencial duplica el valor de la tensión de campo y la tensión radial es cero; esto tiene sentido ya que, por definición, no se han colocado elementos de soporte que puedan contrarrestar la tensión radial (σ_r).
3. En cualquier punto del perímetro del túnel el suelo está sometido a un esfuerzo de compresión uniaxial, cuyo valor es $2 \sigma_0$, como se ilustra en la Figura III.1.3.

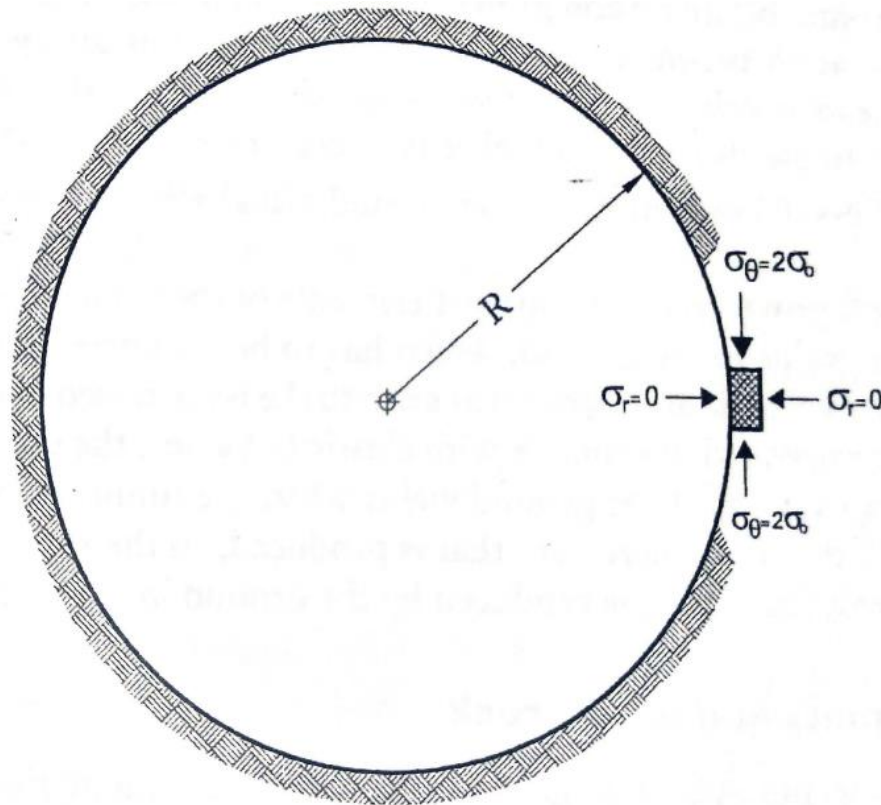


Figura III.1.3 Estado de Compresión uniaxial sobre el perímetro del túnel en un medio elástico.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

4. En un túnel circular excavado en suelo con comportamiento elástico no es necesario colocar ningún tipo de elementos de apoyo para alcanzar el equilibrio tensión-deformación.
5. El mayor valor de la tensión tangencial en una excavación con comportamiento elástico se encuentra en su perímetro.
6. La condición requerida para que el suelo que rodea un túnel circular excavado se comporte de manera elástica, exige que su resistencia a la compresión uniaxial sea mayor al doble de la tensión de campo.

De las conclusiones anteriores se puede afirmar que en un túnel circular excavado en suelo con comportamiento elástico no es necesario colocar ningún elemento de apoyo para su estabilización; esto significa que en túneles excavados en terrenos con comportamiento elástico el propio terreno asegura la estabilidad esfuerzo-deformación.

En caso de que al excavar un túnel el terreno no se mantenga en el dominio elástico y ceda, no se podrán seguir utilizando las ecuaciones de Kirsch y deberán ser sustituidas por otras que tengan en cuenta la fluencia del terreno.

En la Figura III.1.4 se representa la distribución de esfuerzos en el suelo al excavar un túnel en condiciones de fluencia y en estado de esfuerzos hidrostáticos, la cual fue obtenida por Kastner (1962).

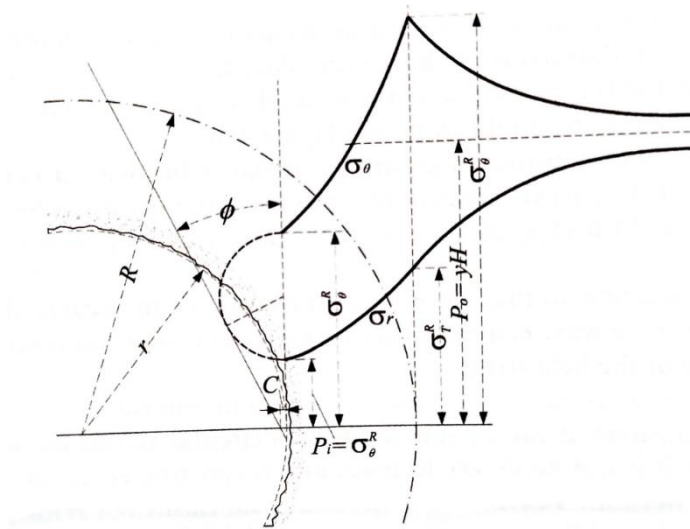


Figura III.1.4 Distribución de tensiones alrededor del túnel circular, excavados en un suelo plástico y sujeto a tensión hidrostática.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Entre las distribuciones de tensiones de las Figuras III.1.2 y III.1.4 existen dos diferencias muy importantes:

- El mayor valor de la tensión tangencial ya no está en el perímetro de la excavación. Esto es consecuencia directa de la fluencia del suelo en el perímetro de excavación, lo que provoca una disminución de su resistencia y alcanza el valor máximo de tensión tangencial en el interior del suelo excavado, en condiciones triaxiales.

De acuerdo con esto, alrededor del túnel se crea una aureola de suelo cedido, definida por el radio de cedencia (R), medido desde el centro del túnel. Entre 1960 y 1980 se utilizó el concepto de arco de presión alrededor del túnel, que puede definirse como la ubicación geométrica de los puntos, situados cerca de la corona del túnel, en los que la presión tangencial es máxima. En un túnel circular excavado en suelo homogéneo y con un campo de tensiones hidrostático, el arco de presión es un arco circular, que, en el caso de que dicho suelo quede en régimen elástico tras la excavación, coincide exactamente con el perímetro de la excavación como se ha dicho previamente.

A medida que crece la plastificación del suelo, la posición del arco de presión se aleja del perímetro de excavación y el arco de presión siempre separará aquellos suelos con comportamiento elástico de aquellos suelos que cedan tras la excavación del túnel.

- Para estabilizar el túnel es necesario que los elementos de apoyo proporcionen un esfuerzo radial (P_i) para equilibrar el valor del esfuerzo radial del terreno en el perímetro del túnel (σ_θ^r). El esfuerzo radial proporcionado por los elementos de apoyo del túnel es muy inferior al valor de la presión tangencial en el suelo, que tiene que ser soportado por el suelo. De acuerdo con lo anterior, como respuesta a la cuestión planteada al principio resulta que, en túneles excavados

en terrenos con comportamiento elástico, el terreno es el responsable del proceso de estabilización y si el terreno cede al excavar el túnel, continuara soportando la mayor parte del incremento de tensión que se produce, por lo que los elementos de apoyo deben aplicar una tensión muy inferior a la que produce el suelo en el proceso de estabilización.

1.3.2 Macizo rocoso y roca intacta

En los capítulos anteriores se utilizó el término suelo para designar el medio en el que se excava el túnel y cuya resistencia a compresión uniaxial se ha referido como el parámetro clave para saber si el túnel está excavado en un suelo con comportamiento elástico.

Esto crea un problema importante, ya que la resistencia a la compresión uniaxial del suelo natural resulta difícil de medir con precisión, debido a las grandes dimensiones que deben tener las muestras a ensayar para que, durante el ensayo se tenga en cuenta las discontinuidades presentes en el macizo rocoso. Este problema se ha solucionado realizando ensayos de laboratorio con muestras molidas sin discontinuidades, lo que corresponde a lo que se conoce como “roca intacta”.

En la Figura III.1.5 se ilustra claramente el concepto de roca intacta y macizo rocoso. En esta figura, se puede ver que la transición de la roca intacta, que no tiene discontinuidades, al macizo rocoso.

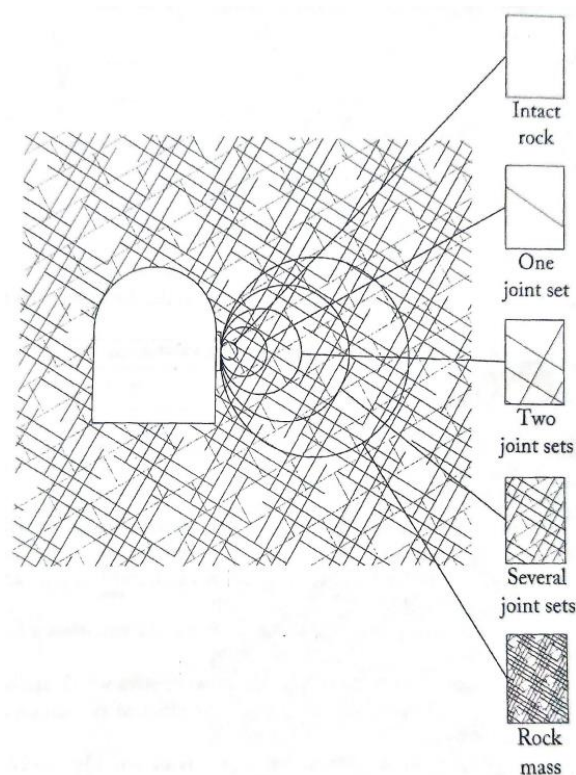


Figura III.1.5 Roca Intacta – Macizo Rocoso
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

En raras ocasiones, las pruebas in situ se llevan a cabo con muestras que tienen un volumen

superior a varios metros cúbicos, ya que tales pruebas son extremadamente costosas. Es habitual analizar muestras de roca intacta en el laboratorio que normalmente tienen un volumen de muestra de alrededor de un litro o menos.

Para estimar la resistencia del macizo rocoso, que siempre es muy inferior a la de la roca intacta, hace muchos años se dividía la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta por un parámetro que variaba de cero a diez según el grado de fractura del suelo. Posteriormente, la reducción de resistencia para tener en cuenta el efecto escala se ha tenido en cuenta utilizando el Rock Mass Rating (RMR), establecido por Bieniawski en 1973.

1.3.3 Evaluación del comportamiento elástico del suelo

En la Sección III.1.3.1 se discutió la influencia del soporte del túnel en función de si el suelo excavado continúa en el dominio elástico o cede. Para evaluar si el suelo se comporta elásticamente al excavar una estructura subterránea, el Índice de Comportamiento Elástico (ICE) fue propuesto por Celada (Bieniawski 2011) el cual resultó de gran utilidad. El ICE se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$k_0 < 1 \quad ICE = \frac{3704 \sigma_{ci} e^{\frac{RMR_C - 100}{24}}}{(3 - k_0) H}$$
$$k_0 \geq 1 \quad ICE = \frac{3704 \sigma_{ci} e^{\frac{RMR_C - 100}{24}}}{(3k_0 - 1) H}$$

k_0 : Coeficiente de distribución de tensiones naturales.

σ_{ci} : Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta (MPa).

RMR_C : Rock Mass Rating corregido en función de la orientación de las discontinuidades.

H: Sobrecarga desde la corona del túnel (m).

F: Factor de forma, que toma los siguientes valores:

- Túneles circulares de 6m de diámetro F=1,3
- Túneles circulares de 10m de diámetro F=1
- Túneles convencionales de 14m de diámetro F=0,75
- Cavernas de 25m de ancho y 60m de alto F=0,55

El ICE ha sido definido de manera que un valor de 100 corresponde al límite elastoplástico de excavación. Sin embargo, como este índice engloba parámetros conocidos con cierta incertidumbre, se considera que una excavación tendrá un comportamiento entre el límite elástico y plástico si su ICE está en el rango de 70-130.

Los criterios utilizados para clasificar la respuesta esfuerzo-deformación de un túnel en función de su ICE se muestran en la Tabla III.1.2.

ICE	Comportamiento tensión-deformación
> 130	Completamente elástico
70-130	Casi elástico
40-69	Cedencia moderada
15-39	Cedencia intensa
< 15	Cedencia muy intensa

Tabla III.1.2 Comportamiento de las tensiones luego de la excavación.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El ICE se puede calcular de forma rápida, utilizando parámetros básicos para definir el comportamiento tensión-deformación del terreno, que proporciona una estimación eficiente de las dificultades en la construcción del túnel.

1.3.4 Efecto del agua durante la construcción del túnel

La presencia de agua en el suelo siempre es una dificultad añadida durante la construcción del túnel; pero la estimación precisa, durante el diseño de detalle, del efecto que tiene la presencia de agua durante la construcción del túnel sigue siendo un tema sin resolver.

1.3.4.1 Infiltración de agua en el túnel

El flujo de agua infiltrada en el interior del túnel depende principalmente de la permeabilidad del suelo que rodea el túnel. Los suelos con una permeabilidad inferior a 10^{-6} m/s, que suele ser superior a la permeabilidad que presentan los suelos arcillosos, pueden considerarse impermeables y los túneles excavados en estos suelos no tendrán infiltraciones de agua.

Sin embargo, la situación más común cuando se construye un túnel bajo el nivel freático es que la excavación tiene un efecto de drenaje que podría capturar cantidades muy importantes de agua y crear problemas de construcción. La peor situación es la que produce la entrada de agua en el interior del túnel cuando se excava hacia abajo, ya que se necesita un sistema de bombeo para mantener el frente de excavación en buenas condiciones de funcionamiento.

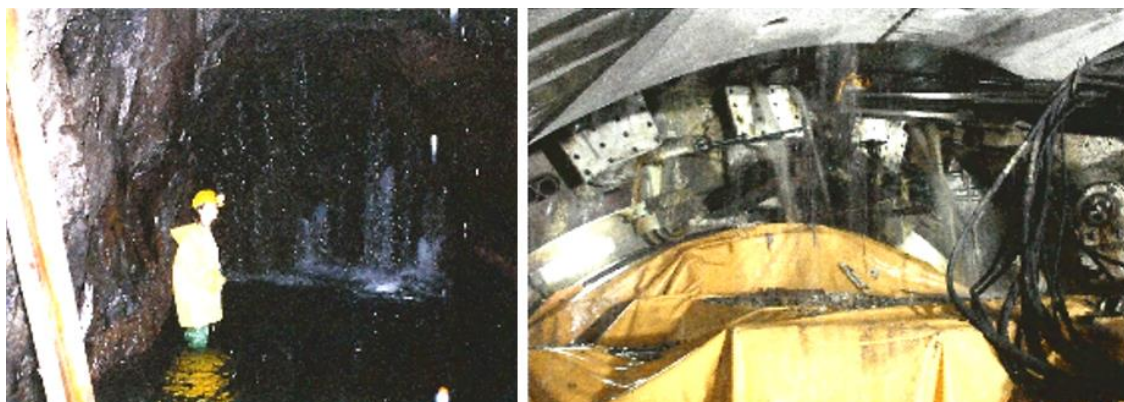


Figura III.1.6 Frente de excavación del Túnel de La Breña
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Cuando el sistema de bombeo es insuficiente o falla, no queda otro remedio que parar la construcción hasta que el frente de excavación quede libre de agua.

Cuando la construcción se hace hacia arriba, la entrada de agua dentro del túnel crea menos problemas, ya que la gravedad ayuda a que el agua fluya fuera del frente de excavación.

Cuando el túnel se coloca bajo el nivel freático hay dos situaciones que hay que prever durante la fase de construcción, por las grandes consecuencias que se pueden producir: el flujo de partículas finas y las infiltraciones con grandes caudales.

La entrada de agua por el frente de excavación del túnel con partículas finas es una situación de alta peligrosidad, ya que, si no se detiene, puede provocar el colapso de la excavación debido a los vacíos que se crean junto a ella. Para prevenir este riesgo, se debe evaluar la probabilidad de que esto suceda durante el diseño y, en caso de que sea significativo, se debe planificar una metodología para controlar la entrada de agua y mejorar el suelo antes de reanudar la excavación. La problemática descrita se resolvió perforando agujeros, de 100 mm de diámetro y alrededor de 20 m de largo, detrás de la Tuneladora, con el objetivo de recolectar el agua antes de su infiltración en el frente de excavación.

1.3.4.2 Degradación de la roca por el agua

Las rocas con alta resistencia no se ven afectadas por el agua, pero en rocas con resistencia media a baja el agua puede producir efectos indeseables, como en rocas salinas, anhidritas y, en general, rocas blandas. Las rocas salinas son totalmente solubles en agua, lo que simplemente frena la construcción de túneles en estos terrenos si durante la construcción se producen infiltraciones con flujos continuos. La excavación de túneles a través de capas de anhidrita es muy peligrosa debido a las elevadas presiones que se generan durante su hidratación. Si la anhidrita entra en contacto con el agua, se hidrata y se convierte en yeso, mediante una reacción química muy lenta que genera un importante aumento de volumen, y si está confinada, como ocurre al excavar un túnel, genera presiones de hinchamiento que alcanzan los 7 MPa, lo que se traduce en una sobrecarga a largo plazo sobre los elementos de soporte y revestimiento, que debe tenerse en cuenta a la hora de dimensionarlos, porque puede destruirlos por completo.

Mucho más común que los dos eventos anteriores es la pérdida de resistencia causada por la infiltración de agua en un túnel cuando hay contenido de humedad de roca blanda.

En la Figura III.1.7 se muestra la variación de la resistencia a la compresión uniaxial en función del contenido de humedad de la caliza arcillosa en la que se excavó el Eurotúnel. Se puede observar que la resistencia a la compresión uniaxial supera los 25 MPa para un contenido de humedad del 2%, pero disminuye a 8 MPa si la humedad aumenta al 8%.

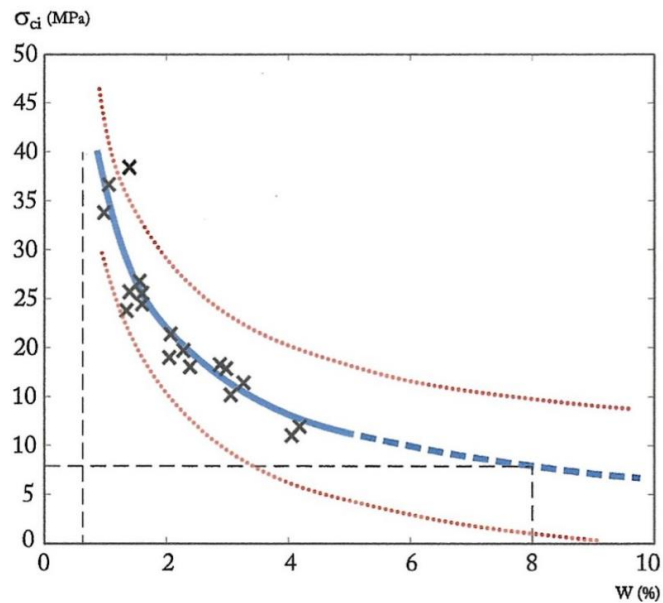


Figura III.1.7 Resistencia a la compresión uniaxial en función del contenido de humedad.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

A partir de los datos contenidos en diferentes construcciones de túneles con presencia de contenido de humedad, se estableció la siguiente correlación:

$$\sigma_{ciw} = \sigma_{ciseca} 10^{-\frac{w}{8}}$$

σ_{ciw} : Resistencia a la compresión uniaxial con contenido de humedad.

σ_{ciseca} : Resistencia a la compresión uniaxial de una muestra seca.

Con esta correlación, la resistencia a la compresión uniaxial de rocas blandas para un determinado contenido de humedad se puede calcular con bastante precisión, lo cual es muy útil para conocer la resistencia a la compresión uniaxial de rocas sensibles a las variaciones de humedad, en condiciones reales de humedad.

Siempre se usa agua cuando se perforan pozos de exploración a menos que se usen muestreadores de triple tubo, por lo tanto, las muestras obtenidas tendrán un contenido de humedad más alto que en el suelo. En estas condiciones, si no se corrige la resistencia en seco con el contenido de humedad natural, lo más probable es que se le asigne al suelo una resistencia mucho menor que la real y los diseños obtenidos no sean realistas.

2 METODOLOGÍAS DEL DISEÑO DE TÚNELES

2.1 INTRODUCCIÓN

La actividad profesional del ingeniero culmina en el diseño, palabra que proviene del latín *designare*. Puede definirse como la actividad socioeconómica en la que se aplican criterios científicos y de desempeño con habilidad, imaginación y sentido común para crear procesos, sistemas o cosas con un beneficio económico, estético y ambiental.

2.2 METODOLOGÍAS DE DISEÑO EN LA INGENIERÍA DE TÚNELES

Durante el siglo XX, el diseño de túneles ha progresado mucho más lento que otras ramas de la disciplina de la ingeniería, probablemente debido a dos dificultades específicas:

1. La verificación experimental de las soluciones a aplicar solo es posible durante la construcción del túnel.
2. La base matemática de las soluciones a aplicar es extremadamente difícil debido a la falta de datos representativos sobre el comportamiento del terreno y de herramientas de cálculo adecuadas.

Terzaghi y Peck publicaron su conocido libro “Soil Mechanics in Engineering Practice”, en el que introdujeron el método observacional, basado en sus experiencias en el Metro de Chicago, cuyo objetivo era ahorrar costes en la construcción evitando los diseños ultraconservadores.

En 1969 Peck publicó un artículo sobre las "Ventajas y Limitaciones del Método de Observación en Mecánica de Suelos Aplicada" definiendo las siguientes etapas:

1. Exploración suficiente para definir el comportamiento del suelo.
2. Estimación del comportamiento del suelo más probable y evaluación del más desfavorable.
3. Elaborar el diseño considerando el comportamiento más probable del terreno.
4. Selección de las variables a controlar durante la construcción y previsión de su alcance.
5. Recálculos del diseño realizados con los mayores comportamientos probable y considerando también el comportamiento más desfavorable del terreno, para establecer los límites del control a realizar durante la construcción.
6. Selección anticipada de las medidas a tomar durante la construcción si el comportamiento del terreno cambia de lo más probable al más desfavorable.
7. Monitorear medidas variables durante la construcción.
8. Si es necesario, modificar el diseño para adaptarlo al comportamiento real del suelo.

Poco tiempo después, Bieniawski (1984) en su libro “Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling”, propuso las siguientes etapas para el diseño:

1. Identificación de la necesidad de resolver un problema.
2. Planteamiento del problema, incluyendo la identificación de los objetivos a alcanzar en términos de estabilidad, seguridad y economía.

3. Recopilación de la información más relevante del problema.
4. Formulación conceptual, investigación sobre el método a aplicar, modelos e hipótesis.
5. Análisis de los componentes del problema, incluyendo el uso de heurísticas.
6. Resumen de soluciones alternativas.
7. Evaluación de ideas y prueba de las soluciones.
8. Optimización.
9. Especificación de la solución.
10. Implementación.

Brown (1985), siguiendo los pasos del método de observación de Peck (1969), estableció las siguientes etapas de diseño:

1. Caracterización del terreno.
2. Formulación del modelo geotécnico.
3. Diseño de la solución.
4. Monitoreo del comportamiento del terreno.
5. Análisis retrospectivo, basado en datos de monitoreo.

La International Tunneling Association (ITA) estableció el diagrama de actividad para el diseño del túnel que enfatiza la importancia de la caracterización del suelo, pero no incluye el concepto de retroalimentación en el diseño. Más recientemente, Bieniawski (1992) en su libro “Design Methodology in Rock Engineering” propuso seis principios para el diseño de túneles:

- **Claridad de los objetivos:** los objetivos de diseño deben estar claramente establecidos, en términos de seguridad, estabilidad y economía.
- **Disminución de la incertidumbre geológica:** el mejor diseño es el que se basa en las menores incertidumbres geológicas; debe haber suficientes datos geotécnicos y debe ser representativo para lograr los objetivos de diseño.
- **Simplicidad en los componentes de diseño:** la complejidad de cualquier solución de diseño se puede minimizar subdividiendo el sistema de diseño en el menor número posible de componentes.
- **Aprovechamiento del estado del arte:** el mejor diseño será el que maximice la transferencia de tecnología entre el estado del arte y la práctica industrial.
- **Optimización:** un buen diseño debe incluir una evaluación de las diferentes alternativas, incluyendo análisis de costos.
- **Constructibilidad:** el mejor diseño permite una construcción eficiente, definiendo el método de construcción adecuado, lo que también facilita un contrato de construcción eficiente.

Los principios y etapas de diseño como sugiere Bieniawski (1992), se agrupan en tres actividades estándar en ingeniería de túneles:

- 1) Estudios de prefactibilidad (estudios conceptuales o estudios de perfil, entre otros) en los que se proponen y analizan varias soluciones para seleccionar una sola.
- 2) Estudios de factibilidad, en los cuales se desarrolla la alternativa previamente seleccionada en el estudio de prefactibilidad.
- 3) Estudios de detalle o ingeniería de construcción, en los que se desarrolla el diseño final de la construcción.

2.3 PRÁCTICA DE DISEÑO DE TÚNELES

Las siguientes secciones describen los métodos y prácticas para el diseño de túneles de relevancia en el pasado y los que se utilizan en la actualidad.

2.3.1 Primeros desarrollos

Durante la primera mitad del siglo XX hubo una gran proliferación de métodos para calcular los elementos de soporte del túnel, que se basaban en modelos para calcular las cargas impuestas sobre el soporte del túnel; entre estos destacan los de Protodiakonov y Terzaghi. En la segunda mitad del siglo XX surge con fuerza el denominado Nuevo Método Austríaco de Túneles (NATM), y unos años más tarde surge el denominado método de curvas características de convergencia-confinamiento, que se considera el sustento científico del NATM.

2.3.1.1 Los métodos de Protodyakonov y Terzaghi

El método de cálculo de Protodyakonov asume la presencia, en el terreno que rodea al túnel, de un arco donde la roca se somete a compresión, concepto similar al arco de descarga de los valores máximos de σ_{θ} , presentado en la Sección III.1.3.1. Protodyakonov considera que este arco de roca comprimida se puede aproximar a través de un arco parabólico.

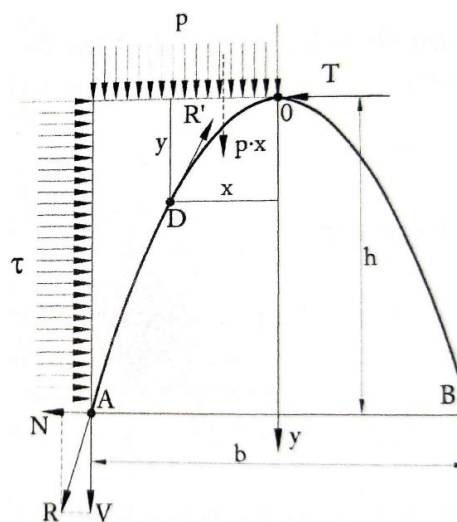


Figura III.2.1 Definición de arco de roca – Protodyakonov
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La carga a soportar por el apoyo del túnel viene dada por el peso del suelo debajo del arco parabólico de descarga, calculado como:

$$P = \frac{1}{3} \gamma \cdot \frac{b^2}{\tan\phi}$$

- γ : Peso Especifico del Suelo
- b : ancho del túnel
- ϕ : Angulo de fricción del suelo

En el caso de Terzaghi, inicialmente desarrolló su método para calcular las cargas sobre los elementos de soporte para suelos granulares; pero posteriormente este método se extendió a suelos cohesivos.

En la Figura III.2.2 se presenta el modelo asumido por Terzaghi, que asume el comportamiento de un suelo colapsable alrededor de una cavidad cuyo ancho está definido por la ecuación:

$$B = 2 \cdot \left(\frac{b}{2} + m \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right)$$

- b : ancho del túnel
- m : Alto del tunel
- ϕ : Angulo de fricción del suelo

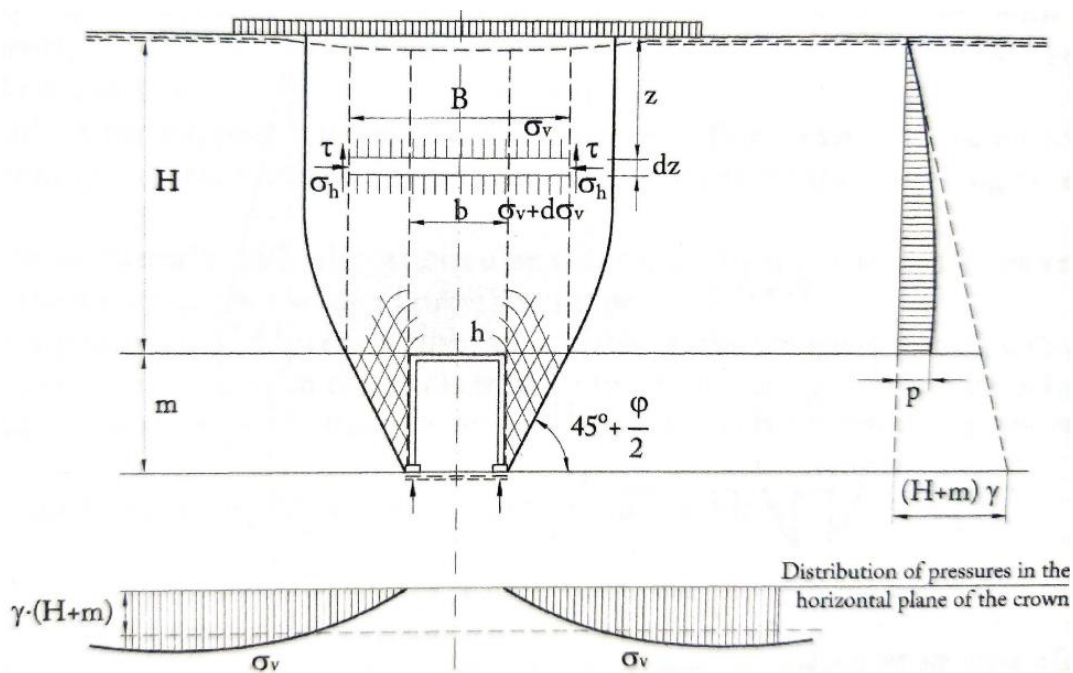


Figura III.2.2 Modelo de Terzaghi – Túneles de Poca Profundidad
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

En este caso, la presión a soportar por los elementos de apoyo se calcula:

$$p_v = \frac{B \cdot \gamma}{2 \cdot k \cdot \tan\phi} \cdot \left(1 - e^{-k \cdot \tan\phi \cdot \frac{2 \cdot H}{B}} \right)$$

- k : relación entre la presión horizontal y la vertical, empíricamente fijada entre 1,0 y 1,5
- H : abertura del suelo sobre la corona del túnel

Para túneles profundos, Terzaghi asume que el arco de descarga no puede llegar a la superficie

y el modelo de cálculo es el indicado en Figura III.2.3.

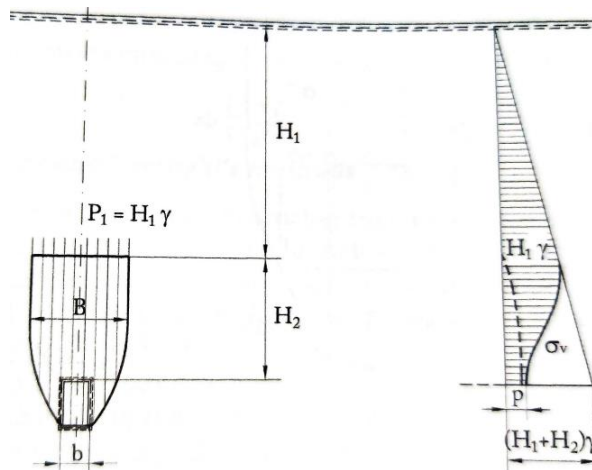


Figura III.2.3 Modelo de Terzaghi – Túneles Profundos
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La presión sobre los elementos de apoyo se calcula mediante la expresión:

$$p_v = \frac{B \cdot \gamma}{2 \cdot k \cdot \tan \phi} \cdot \left(1 - e^{-k \cdot \tan \phi \cdot \frac{2 \cdot H}{B}} \right) + \gamma \cdot H_1 \cdot e^{-k \cdot \tan \phi \cdot \frac{2 \cdot H}{B}}$$

Es interesante notar que tanto las expresiones de Protodyakonov como las de Terzaghi muestran que la presión del suelo sobre los elementos de soporte es proporcional al ancho del túnel. Esta conclusión refrenda la regla práctica de que, en terrenos de mala calidad, la mejor manera de construir un túnel es dividiendo la sección a excavar en varias fases, con un ancho menor que el ancho final del túnel.

De esta consideración también podría deducirse que cuanto más ancho sea el túnel mayor será la presión a soportar por los elementos de soporte y, por tanto, la construcción del túnel será más difícil y costosa.

Sin embargo, esta conclusión ya no es válida para segmentos de túnel con un comportamiento claramente elástico después de la excavación. Si se considera un segmento de túnel con un comportamiento totalmente elástico que tiene, por ejemplo, un ICE=250, el suelo que rodea el túnel soporta un esfuerzo cortante máximo muy por debajo de su límite elástico. En estas condiciones, si se duplica el ancho del túnel, las cargas también se duplicarán; pero como están muy por debajo de su límite elástico, es muy probable que las nuevas cargas no plastifiquen el suelo, por lo que el túnel seguirá siendo autoportante.

Los métodos de Protodyakonov y Terzaghi, como todos los basados en un modelo de fallo supuesto, conducen a diseños sobredimensionados, que sólo tienen sentido cuando el túnel plastifica fuertemente y, además la extensión real del suelo plastificado coincide con la

impuesta por el cálculo.

2.3.1.2 Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles

Ladislaus von Rabcewicz presentó las bases de lo que denominó “Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles”, conocido como NATM. Inicialmente, Rabcewicz introdujo NATM como un nuevo método en la construcción de túneles frente a los utilizados hasta entonces que tenían una característica en común: la excavación y el sostenimiento del túnel estaban totalmente disociados; una vez excavado se colocaban los elementos de sustentación, de ladrillo o mampostería, que no se cargaron hasta que el perímetro excavado se alejó lo suficiente. Este enfoque condujo, en túneles excavados en terrenos heterogéneos con desplazamientos importantes, a una distribución irregular de las cargas y su rotura mucho después. A raíz de los fallos de apoyo, Rabcewicz se propuso modificar el método tradicional:

1. *Construir túneles con secciones casi circulares, estáticamente más favorables.*
2. *Colocar un apoyo provisional lo más cerca posible del frente de excavación.*
3. *Supervisar el proceso de estabilización del túnel.*
4. *Colocar el revestimiento final del túnel, una vez lograda la estabilización.*

Un aporte relevante al NATM fue las recomendaciones para la definición de las secciones de soporte del túnel, mostradas en la Figura III.2.4, elaboradas por Lauffer (1958).


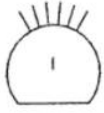
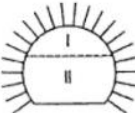
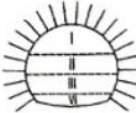
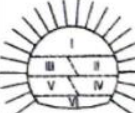

CLASES DE ROCAS	I DE ESTABLE A LIGERAMENTE FRÁGIL	II MUY FRÁGIL	III INESTABLE A MUY INESTABLE	IV APRIETE	Va MUY APRIETE	Vb MATERIALES SUELTOS
CARACTERÍSTICAS	Material compacto, fisuración leve a media.	Fuerte división en estratos y fracturas, fisuras únicas están llenas de material arcilloso; intercalaciones esquistosas	Muy fuerte división en estratos y fracturación en varios planos: fisura están llenas de material arcilloso.	Roca muy meteorizada: Plegada y esquistosa; Fallas bien consolidadas, cohesivas, material suelto.	Completamente milonitizado y meteorizado reducido a pantalla no consolidada, ligeramente cohesivo.	Materiales sueltos, no cohesivos
CARACTERÍSTICAS	La resistencia a la compresión uniaxial σ_{ed} es superior a la tensión tangencial σ_t ; condiciones de equilibrio permanentes o garantizadas por: •Medidas de protección local. •Refuerzo del anillo de carga roca portadora en la corona		La fuerza límite de la roca se alcanza y se excede alrededor de la sección transversal. los apoyos y la creación de un anillo de roca portadora son necesarios.	Los esfuerzos tangenciales superan la resistencia de la roca. El material tiene comportamiento plástico y tiende a desplazarse en la cavidad reduciendo la sección transversal; Intensidad del fenómeno: •Medio •Fuerte Empuje lateral y levantamiento del suelo. Los movimientos son soportados por el anillo de carga totalmente cerrado.	Ver clase Va	
INFLUENCIA DEL AGUA	ninguna	sin importancia	principalmente en la cavidad, de las fisuras	Justa	Incluso fuerte (el material tiende a empaparse).	
EXCAVACIÓN	cara completa 	cara completa 	tapa superior y banco 	División de cara: I-IV 	División de cara: I-VI 	División de cara: I-VI 

Figura III.2.4 Clasificación de Secciones
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

En cuanto a las críticas al NATM, cabe señalar que el propio Rabcewicz en su tercer artículo sobre el NATM (1965) afirmaba:

“El nuevo método es un poco sensible en su aplicación, especialmente en suelos por debajo del nivel freático... El diseño y dimensionamiento de los elementos de soporte provisionales y permanentes debe ser realizado exclusivamente por ingenieros no solo con experiencia en túneles, sino también con un amplio conocimiento en Mecánica de Rocas”

En definitiva, el NATM, en su planteamiento inicial, ha sido principalmente un método de diseño de túneles observacional y empírico que, debido al escaso conocimiento y herramientas de cálculo para el diseño de túneles existentes en la década de 1960, no contaba con el suficiente sustento científico para lograr su pleno desarrollo.

2.3.1.3 Método de las curvas características de convergencia-confinamiento

La curva característica del túnel se define como el lugar geométrico de infinitos estados de equilibrio que se pueden lograr limitando la relajación natural de la presión radial cuando los elementos de apoyo se colocan después de la excavación. La curva característica asumida de una excavación se muestra como una función de la presión radial en el perímetro de la excavación y la deformación unitaria que ocurre para alcanzar el equilibrio, como se ilustra en la Figura III.2.5.

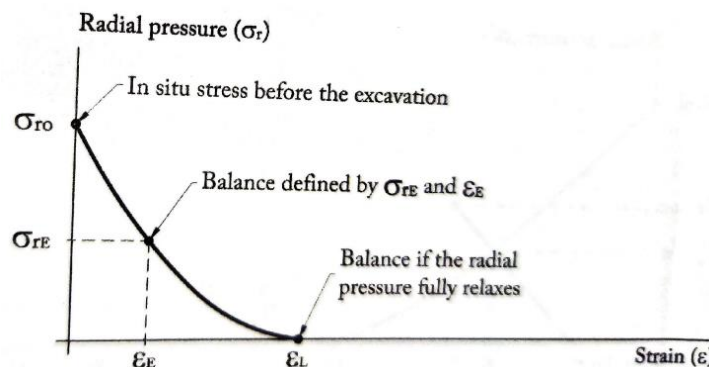


Figura III.2.5 Curva característica de una excavación
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

La curva característica de una excavación está limitada por dos puntos extremos:

- El estado tensional natural, definido por $\sigma_r = \sigma_{ro}$ y $\epsilon = 0$
- El estado de equilibrio al relajar totalmente la presión radial, donde se cumple que $\sigma_r = 0$ y $\epsilon = \epsilon_L$

La curva característica del soporte del túnel se define normalmente como la parte lineal de su curva tensión-deformación, que corresponde a una línea recta definida por la ecuación:

$$\sigma_{rs} = k_s \cdot \epsilon$$

k_{so} : la rigidez del apoyo

ϵ : la deformación unitaria del apoyo del túnel para cada paso de carga

La Figura III.2.6 ilustra la curva característica de un apoyo del túnel, que está limitada por el valor máximo de presión radial que pueden soportar el elemento de apoyo (σ_{rsmax}).

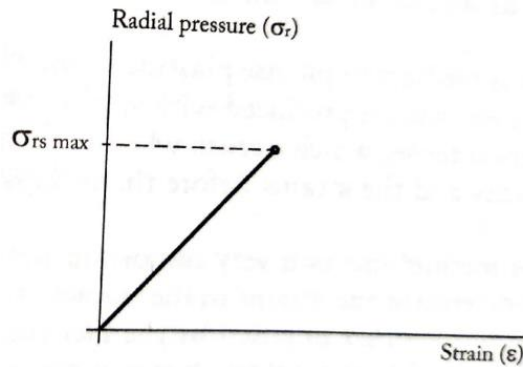


Figura III.2.6 Curva característica de un apoyo del túnel
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Para definir el estado de equilibrio que se consigue en un túnel mediante la colocación de los elementos de apoyo, se han de incluir las curvas características tanto de la excavación como del apoyo del túnel, como se ilustra en la Figura III.2.7:

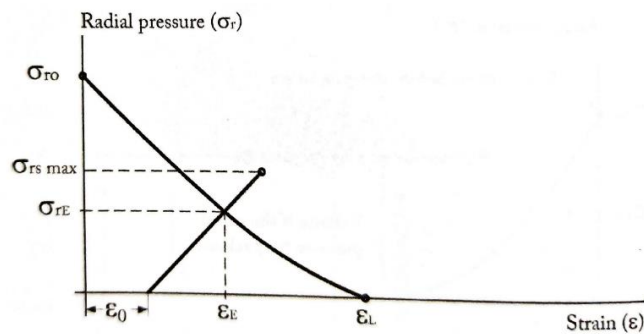


Figura III.2.7 Equilibrio al colocar los elementos de apoyo
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En el punto de equilibrio, la presión radial sobre el perímetro de excavación coincide con la presión que pueden soportar los elementos de apoyo cuando se produce una deformación unitaria en el perímetro ϵ_E .

El despliegue de las curvas características permite definir el factor de seguridad del apoyo del túnel con la siguiente relación:

$$SF = \frac{\sigma_{rsmax}}{\sigma_{rE}}$$

Las curvas características ya fueron utilizadas por Pacher (1964) como soporte científico de NATM. Desde 1984 la Association Francaise de Travaux en Souterrain (AFTES) adoptó el método de las curvas características denominándolo convergencia-confinamiento, con la colaboración de Marc Panet (1974 y 1995) como principal impulsor científico de este método. La convergencia del túnel se define como el desplazamiento relativo entre dos puntos de referencia colocados uno frente al otro en el perímetro del túnel. Según Sarukai (1997), la

deformación en el perímetro del túnel está relacionada con la convergencia mediante la expresión:

$$\varepsilon = \frac{\text{Convergencia}}{\text{Ancho.de.tunel}}$$

Las curvas características se agrupan en los tres tipos que se muestran en la Figura III.2.8.

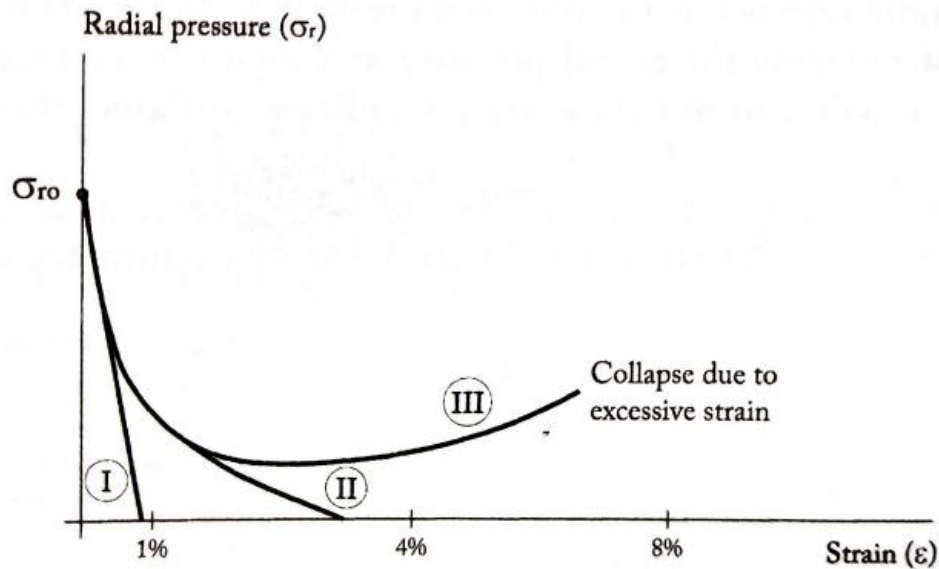


Figura III.2.8 Tipos de curvas características

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

- I.** En un segmento de túnel con comportamiento elástico, producido cuando $ICE > 130$, la curva característica es una línea recta y su deformación máxima, provocada si no se coloca revestimiento, es normalmente inferior al 1%.
- II.** Si el segmento excavado presenta una plastificación media a intensa, que se produce si $15 < ICE < 69$, se produce el equilibrio sin elementos de apoyo con deformaciones cercanas al 4%.
- III.** Cuando la plastificación es muy intensa, lo que ocurre cuando $ICE < 15$, el equilibrio no es posible sin elementos de soporte y las deformaciones antes del colapso alcanzan el 8%, según Hoek y Marinos (2000).

El método de las curvas características tiene dos limitaciones muy importantes; uno deriva de la dificultad para determinar con precisión las deformaciones en el túnel después de colocar los elementos de apoyo, y el otro impuesto por el hecho de que las curvas características solo pueden calcularse analíticamente para túneles con simetría respecto a su eje, que implica que el túnel tiene que ser circular y no puede ser poco profundo.

La dificultad para determinar la deformación del suelo después de colocar el apoyo del túnel, al menos en la fase de diseño, se puede resolver aplicando la teoría de Panet sobre el efecto del frente de excavación del túnel; pero la imposibilidad de calcular las curvas características para

secciones no circulares, solo puede superarse utilizando métodos de modelización numérica. Esta ha sido la razón principal de la obsolescencia del método de las curvas características, que actualmente es sólo de interés educativo, para explicar la interacción del soporte del túnel de tierra, como se ilustra en la Figura III.2.9.

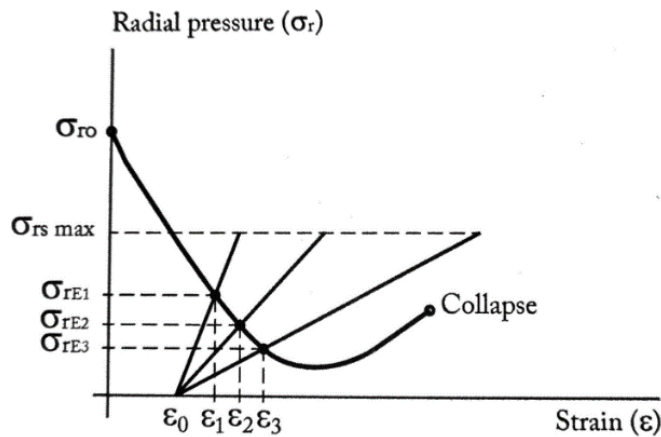


Figura III.2.9 Efecto de la rigidez del soporte del túnel.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En esta figura se puede apreciar cualitativamente el efecto derivado de colocar soportes de túnel con rigidez variable, es decir, cuanto menos rígido sea el soporte de túnel, menor será la presión necesaria para lograr el equilibrio ($\sigma_{\epsilon 1}$, $\sigma_{\epsilon 2}$ y $\sigma_{\epsilon 3}$) y mayor la deformación permitida en el perímetro del túnel. Esto apoya la idea de Rabcewicz de colocar soportes cedentes muy cerca del frente de excavación, ya que en ellos los suelos se confinan rápidamente y se pueden mantener sus propiedades resistentes durante el proceso de estabilización.

La Figura III.2.10 muestra el efecto de colocar soportes, con la misma rigidez y resistencia, a distancias crecientes del frente del túnel para las deformaciones iniciales ϵ_{01} , ϵ_{02} y ϵ_{03} .

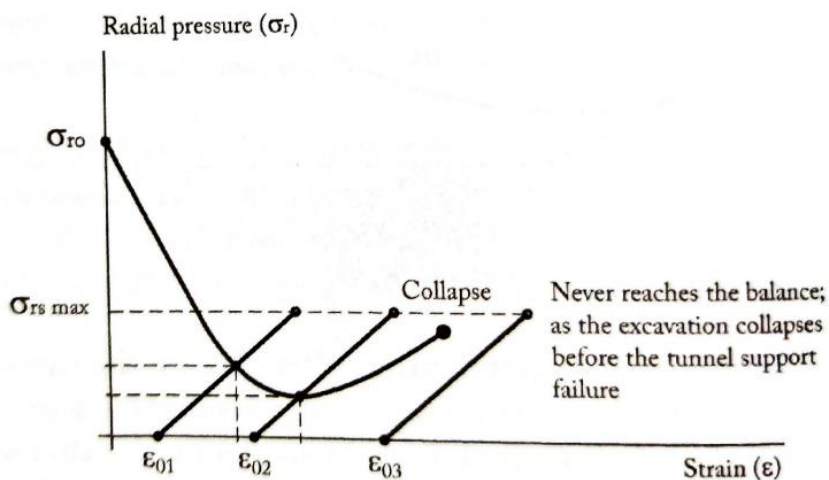


Figura III.2.10 Efecto de retrasar el apoyo del túnel con respecto al frente de excavación
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En consecuencia, en los casos en que el proceso de estabilización sea dependiente del tiempo, la mejor solución es reforzar el soporte provisional del túnel con uno más rígido, por ejemplo,

con hormigón proyectado muy acelerado.

El retraso de la instalación del soporte del túnel con respecto al frente de excavación, tiene teóricamente el beneficio de reducir la presión radial a la que se alcanza el equilibrio; pero si este retraso es excesivo conducirá al colapso de la excavación sin llegar a la carga límite del apoyo del túnel.

Teóricamente, el potencial del método de las curvas características de convergencia-confinamiento era muy alto pero la limitación de tener que aceptar la simetría con respecto al eje del túnel, impide el análisis del comportamiento de diferentes puntos del perímetro del túnel, lo que llevó a finales del siglo XX a su sustitución por los métodos de análisis tensión-deformación.

2.3.2 Análisis tensión-deformación

El enfoque del análisis tensión-deformación se basa en el despliegue de métodos de cálculo numéricos aproximados, que permiten simetrías de cualquier tipo y pequeñas restricciones geométricas. Para aplicar el análisis tensión-deformación en el diseño de túneles, se realiza un modelo numérico, incluyendo el terreno que rodea al túnel de la región a analizar y con dimensiones de seis veces el ancho del túnel. Estos modelos se dividen en elementos asegurando que su tamaño sea lo suficientemente pequeño en las partes del modelo donde se esperan cambios de tensión más bruscos. Una vez producido el modelo numérico, se definen las condiciones de contorno iniciales, que luego se modifican para que se desequilibren, simulando el proceso de construcción del túnel en el modelo, y se calculan los desplazamientos y presiones que conducen a un nuevo estado de equilibrio en el modelo. Como resultado de los cálculos se obtienen las distribuciones de tensiones y deformaciones dentro del modelo numérico, lo que proporciona una capacidad de análisis superior.

2.3.3 Otros enfoques de diseño

Otros enfoques de diseño en el diseño de túneles presentan principalmente métodos empíricos, que se basan únicamente en la experiencia previa. Proporcionan recomendaciones que son particularmente adecuadas en los estudios de prefactibilidad, pero son insuficientes en los estudios de detalle.

2.3.3.1 Recomendaciones empíricas basadas en el índice Q

El índice Q fue propuesto por Barton (1974) para clasificar el suelo en función de su calidad. Desde su presentación, el índice Q se centró claramente en la definición de los soportes del túnel que se utilizarán en excavaciones subterráneas y se definieron 38 tipos diferentes de soporte. Posteriormente Grimstad y Barton (1993) resumieron estas recomendaciones en un ábaco que, quince años después, fue actualizado por Barton y Bieniawski (2008) y se ilustra en

la Figura III.2.11.

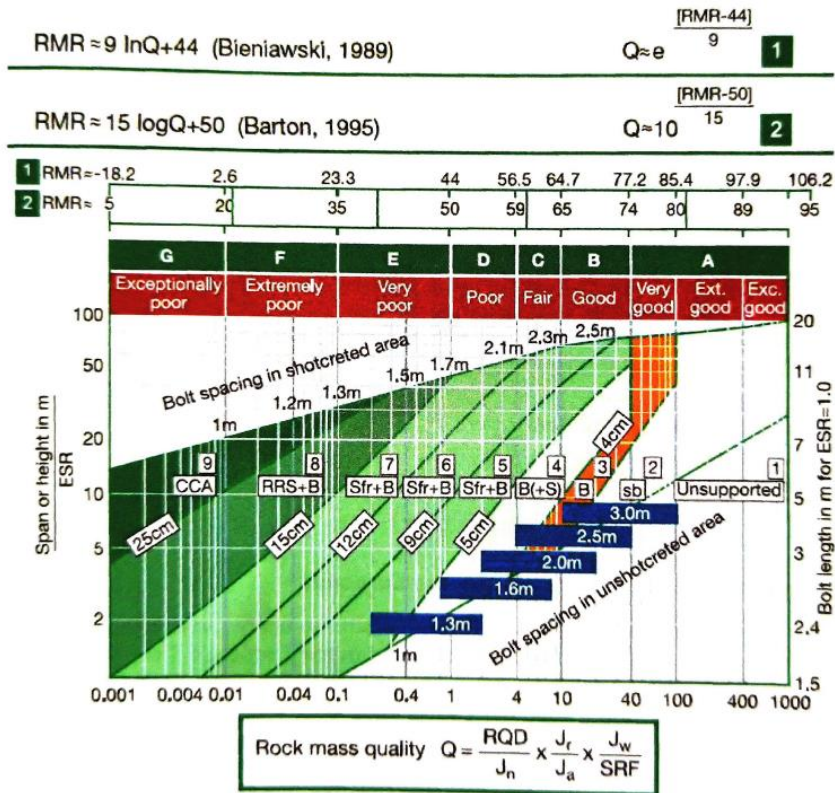


Figura III.2.11 Recomendaciones para los soportes de túneles basados en Q y RMR
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Para utilizar el ábaco, además de conocer el valor del índice Q del macizo rocoso donde se va a diseñar el túnel, se debe conocer el ancho o alto de excavación, el que sea más crítico, el cual se divide por un factor llamado relación de soporte de excavación (ESR), que depende del uso previsto de la excavación, como se muestra en la Tabla III.2.1.

Excavation type	ESR
Temporary mining excavations.	3-5
Circular vertical shafts.	2.5
Permanent mining excavations, hydraulic tunnels, pilot tunnels, inclined surfaces, large section excavations.	1.6
Storage caverns, water treatment plants, road and railway tunnels with medium section.	1.3
Hydroelectric caverns, large tunnels, military excavations, tunnel portals.	1.0
Nuclear facilities, railway stations and industrial facilities.	0.8

Tabla III.2.1 Caracterización del suelo y análisis estructural para el diseño de túneles
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Con estos datos es posible seleccionar los elementos de soporte a utilizar entre nueve tipos predefinidos que combinan hormigón proyectado, pernos y arcos de acero.

2.3.3.2 Recomendaciones empíricas basadas en el ICE

El Índice de Comportamiento Elástico [ICE], que se introdujo en la Sección III.1.3.3, permite conocer el comportamiento tensión-deformación en un túnel y también se puede utilizar para establecer recomendaciones sobre el proceso de construcción y el soporte del túnel a utilizar en

túneles de 14 m de ancho, como se presenta en la Tabla III.2.2

ICE	Comportamiento de la excavación	Sección de la excavación	Elementos de apoyo orientativos	Elementos de apoyo especiales	Revestimiento	
> 130	Totalmente elástico	Sección completa	Pernos $L=4,5m$ } $E_T = 2,5m$ $E_L = 2,5m$	Hormigón proyectado: 5cm	Ninguna	Corona y muros de hormigón hidráulico o hormigón proyectado. Losa inferior sobre suelo natural.
70-130	En el límite elastoplástico	Sección completa	Pernos $L=4,5m$ } $E_T = 2m$ $E_L = 2,5m$	Hormigón proyectado: 10cm		
40-69	Cedencia moderada		Pernos $L=4,5m$ } $E_T = 2m$ $E_L = 2m$	Hormigón proyectado: 15cm		Corona y muros de hormigón hidráulico o hormigón proyectado. Solera de hormigón con una deflexión vertical de 0,1 x ancho de excavación.
15-39	Cedencia intensa	En fases	Arcos de acero TH-29, 1 m + Hormigón proyectado: 25 cm	Pata de elefante para apoyo de los arcos de cabeza	Bóveda y paramentos de hormigón hidráulico o hormigón proyectado. Solera de hormigón con una deflexión vertical de 0,2 x ancho de excavación.	
< 15	Cedencia muy intensa	En fases	Arcos de acero HEB-180, 1 m + Hormigón proyectado > 30 cm	Pata de elefante. Paraguas pesados. Pernos en la cara de excavación. Micropilotes de apuntalamiento.	Revestimiento casi circular de hormigón armado en la solera.	

Tabla III.2.2 recomendaciones sobre el proceso de construcción y el soporte del túnel a utilizar en túneles de 14m de ancho

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

De los datos de la Tabla III.2.2 se pueden extraer recomendaciones sobre el diseño de túneles:

1. Sección completa o excavación secuencial
2. Tipo de elementos de apoyo
3. Elementos de apoyo complementarios
4. Tipos de revestimiento

2.3.3.3 Recomendaciones empíricas basadas en Rock Mass Rating

El sistema Rock Mass Rating (RMR) fue propuesto por Bieniawski (1973) y se describe en detalle en el Sección III.6. Es una clasificación de macizos rocosos, particularmente adecuada para el diseño de túneles.

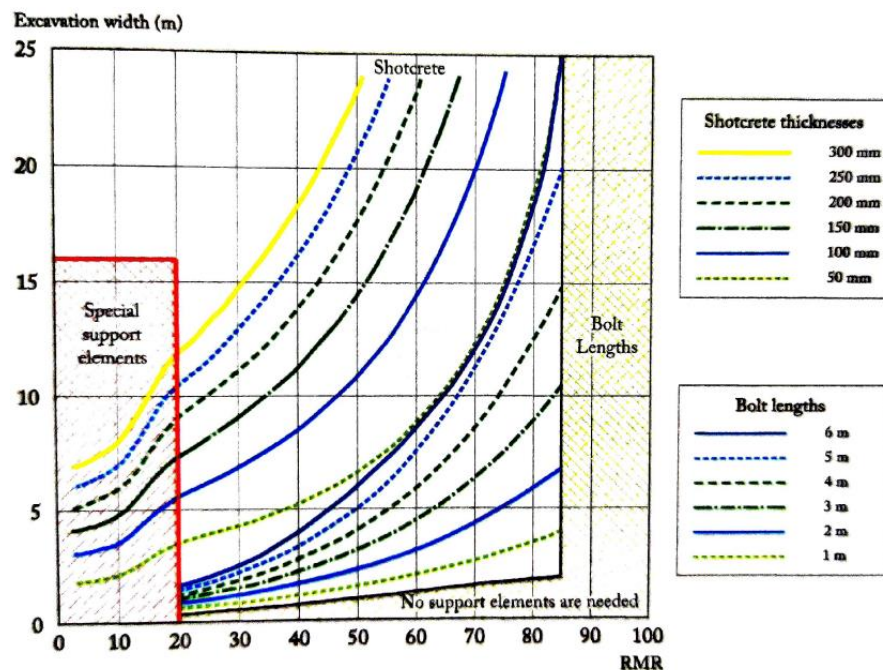


Figura III.2.12 Longitud de los pernos de roca y espesor del concreto proyectado en función del ancho de la excavación y la RMR

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Esto permite dimensionar el espesor del concreto proyectado y la longitud de los pernos en función del ancho del túnel y los valores RMR del macizo rocoso involucrado.

Como se muestra en la Tabla III.2.3, las medidas de soporte rocoso para cada calidad de macizo rocoso incluyen una combinación de varios tipos de soporte. Dado que, por ejemplo, dos métodos de soporte son aditivos hasta cierto punto, se ha determinado los requisitos de soporte para tipos individuales, como pernos de roca, hormigón proyectado y costillas de acero.

Rock mass class	Excavation	Support		
		Rock bolts (20-mm Dia, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
Very good rock I RMR: 81–100	Full face 3-m advance	Generally, no support required except for occasional spot bolting		
Good rock II RMR: 61–80	Full face 1.0–1.5-m advance. Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m, with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
Fair rock III RMR: 41–60	Top heading and bench 1.5–3-m advance in top heading. Commence support after each blast Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5–2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50–100 mm in crown and 30 mm in sides	None
Poor rock IV RMR: 21–40	Top heading and bench 1.0–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation 10 m from face	Systematic bolts 4–5 m long, spaced 1–1.5 m in crown and wall with wire mesh	100–150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
Very poor rock V RMR: <20	Multiple drifts 0.5–1.5-m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5–6 m long, spaced 1–1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150–200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and fore-poling if required. Close invert

Shape: horseshoe; width: 10 m; vertical stress: <25 MPa; construction: drilling and blasting.

Tabla III.2.3 Guía Original para el soporte de túneles de roca basados en el sistema RMR
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

2.3.4 Diseño Estructural Interactivo

El Diseño Estructural Interactivo (DEA) fue propuesto en 1997 en la primera edición del Manual de Túneles y Obras Subterráneas y fue actualizado en la segunda edición. DEA es una metodología que incluye las fases de diseño y construcción, combinando el método científico con el método observacional de retroalimentación en tres fases:

- **Fase I.** Caracterización del terreno: pretende minimizar los riesgos geológicos y evaluar, en la medida de lo posible, el comportamiento tensión-deformación del suelo.
- **Fase II.** Diseño estructural: tiene como objetivo seleccionar el método de construcción, definir las secciones de soporte del túnel, minimizar los riesgos de diseño y estimar los

desplazamientos del suelo durante la construcción.

- **Fase III. Ingeniería durante la construcción:** tiene como objetivo encontrar la solución a los problemas constructivos que se presentan durante las obras, medir los desplazamientos del terreno para comprobar la precisión de los cálculos y, en su caso, optimizar el proceso de construcción del túnel aprovechando el comportamiento del terreno excavado.

En cuanto a la caracterización de terrenos, cabe señalar que, en la actualidad, no existen problemas técnicos para caracterizar con precisión el comportamiento tensión-deformación de cualquier terreno, pero en la práctica muchas veces no se alcanza este objetivo, ya sea por falta de tiempo o por falta de medios económicos.

La Figura III.2.13 ilustra el proceso sobre la incertidumbre del comportamiento del suelo en función del tiempo, durante los 15 años que pueden transcurrir desde que se toma la decisión de hacer un túnel hasta su puesta en servicio. Se considera que cuando se inicia un estudio de prefactibilidad, la incertidumbre del comportamiento del terreno puede llegar hasta el 80%. A medida que se realizan los estudios de prefactibilidad, estudios de factibilidad e ingeniería de detalle, la incertidumbre disminuye y se estima que al inicio de la construcción la incertidumbre será del 10%.

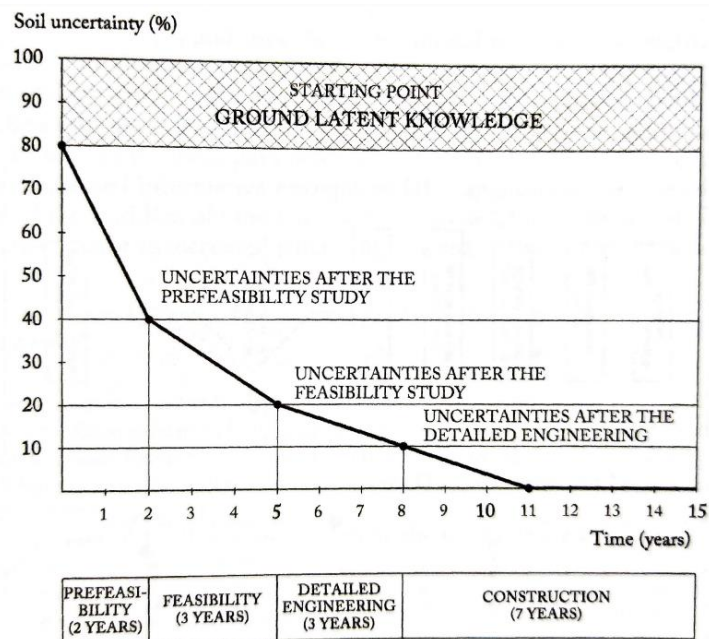


Figura III.2.13 Incertidumbre del comportamiento del suelo en función del tiempo
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Un hecho relevante derivado de la Figura III.2.13 es que el comportamiento del suelo alrededor de un túnel largo que se está excavando no se conocerá por completo hasta varios años después del inicio de su construcción.

En estas condiciones, a pesar de utilizar métodos de cálculo precisos, es obvio que los diseños tendrán cierto margen de error; lo que hace absolutamente necesario observar el

comportamiento real del terreno durante la construcción y, si es necesario, corregir el diseño inicial mediante retrocálculos.

La metodología DEA sigue el principio de observación del comportamiento del suelo durante las obras, pero, en caso de que sea necesario modificar el diseño, incluye la retroalimentación de los modelos de cálculo.

Tras varias décadas de experiencia en el seguimiento del proceso de estabilización de túneles, se ha observado que las medidas que mejor permiten controlar el proceso de estabilización son la convergencia y el movimiento de la corona del túnel, debido a que las medidas de las tensiones son muy imprecisas y tienen costos muy elevados.

En esencia, la metodología DEA utiliza el método científico para las etapas de caracterización del suelo y diseño estructural y utiliza el método de observación como un circuito de retroalimentación para el diseño estructural durante la construcción del túnel. La metodología DEA se puede adaptar a cualquier método de diseño y construcción.

3 INVESTIGACIONES EN SITIO

3.1 INTRODUCCIÓN

La caracterización del terreno es el núcleo de la metodología de diseño estructural activo, es tan importante que se cubre en cuatro secciones: la Sección III.3 trata de la investigación del sitio; la Sección III.4 cubre la determinación de tensiones in situ; la Sección III.5 está dedicado a las pruebas de laboratorio y la Sección III.6 se centra en las clasificaciones geotécnicas.

3.2 PLANIFICACIÓN DE INVESTIGACIONES DE SUELO

El objetivo general de una campaña de investigación geotécnica para el diseño de túneles es identificar y cuantificar las características del terreno. El alcance de las investigaciones a ejecutar debe corresponder a la fase del proyecto y a la cantidad y calidad de la información disponible. El desarrollo de un proyecto de túnel se estructura, desde su diseño hasta su operación, en las siguientes etapas:

- Estudios de prefactibilidad
- Estudios de factibilidad
- Diseños finitos
- Construcción
- Operación

La Figura III.3.1 muestra un gráfico que relaciona el costo relativo de la investigación de terreno con el nivel geológico-geotécnico de conocimiento adquirido, para cada fase de diseño del túnel.

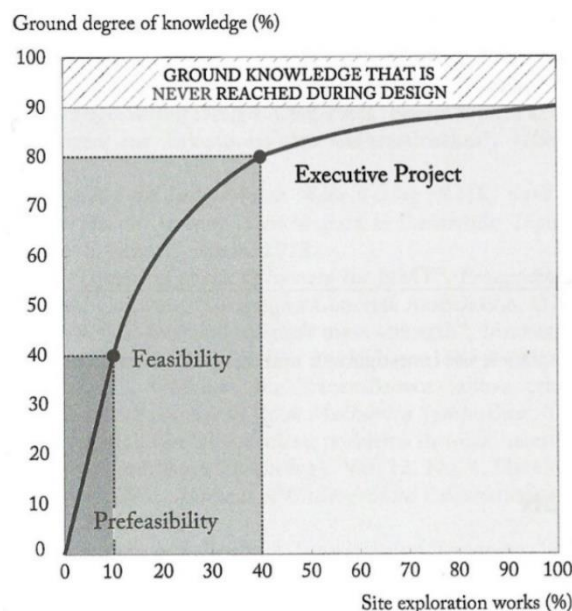


Figura III.3.1 Relación entre el costo relativo de la investigación de terreno con el nivel geológico-geotécnico de conocimiento adquirido, para cada fase de diseño del túnel.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Se puede extraer información importante de la Figura III.3.1: al final de la campaña de

investigación del sitio, el nivel de conocimiento sobre el terreno nunca será del 100%. Esto implica que, durante la construcción del túnel, existen factores que pueden variar y afectar negativamente el costo y los plazos de trabajo.

3.3 ESTUDIOS PRELIMINARES

El objetivo de los estudios preliminares es obtener la mayor información posible sobre el terreno donde se va a diseñar el túnel, utilizando técnicas elementales y de bajo costo.

3.3.1 Revisión de los datos disponibles

En muchos países existen mapas adecuados sobre aspectos geológicos, geotécnicos, hidrogeológicos, geomorfológicos y de actividades mineras, entre otros, que pueden brindar información preliminar muy interesante sobre el área donde se va a diseñar el túnel.

3.3.2 Interpretación de fotografías

La interpretación de fotografías aéreas permite la observación de las características del suelo con respecto a la morfología, la estructura geológica, la litología y la hidrología.

3.3.3 Estaciones geomecánicas

Una estación geomecánica es una inspección aérea de un afloramiento rocoso, que permite identificar los tipos de rocas que constituyen el macizo, las discontinuidades y estimar algunas propiedades de resistencia.

Para cada uno de los conjuntos de juntas identificados se establecen los siguientes parámetros:

- **Tipo de discontinuidad:** estratificación, junta, esquistosidad, falla, etc.
- **Orientación de la discontinuidad:** se obtiene midiendo el buzamiento de la discontinuidad y la dirección del buzamiento. La Figura III.3.2 muestra un esquema con el significado de estos términos.

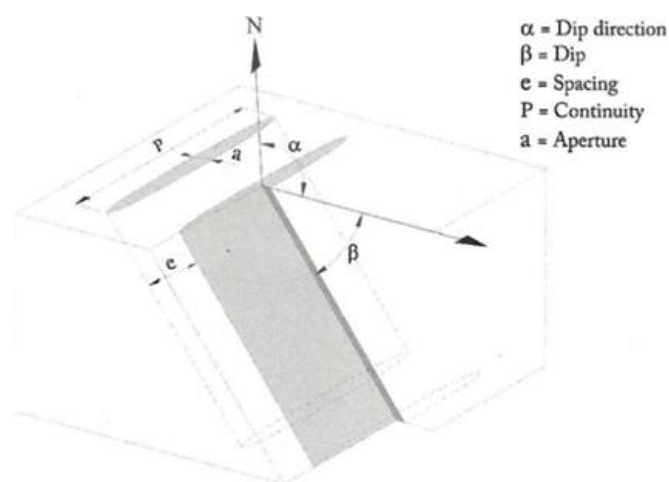


Figura III.3.2 Orientación de la discontinuidad

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

- **Espaciamiento:** es la distancia perpendicular entre discontinuidades adyacentes. Normalmente se expresa como el espaciamiento promedio del conjunto de juntas. Los

estudios realizados por Priest y Hudson (1976) indican que la función de distribución del espaciamiento sigue una distribución exponencial, como:

$$f(x) = \frac{1}{\mu} \cdot e^{-\frac{x}{\mu}}$$

μ : es el espaciamiento promedio de un número de compases suficientemente grande.

La Figura III.3.3 reproduce uno de los ejemplos presentados por Priest y Hudson (1976) sobre 1.828 medidas tomadas a lo largo de un túnel de 60 m de largo y con un espaciamiento medio de 3,3 cm.

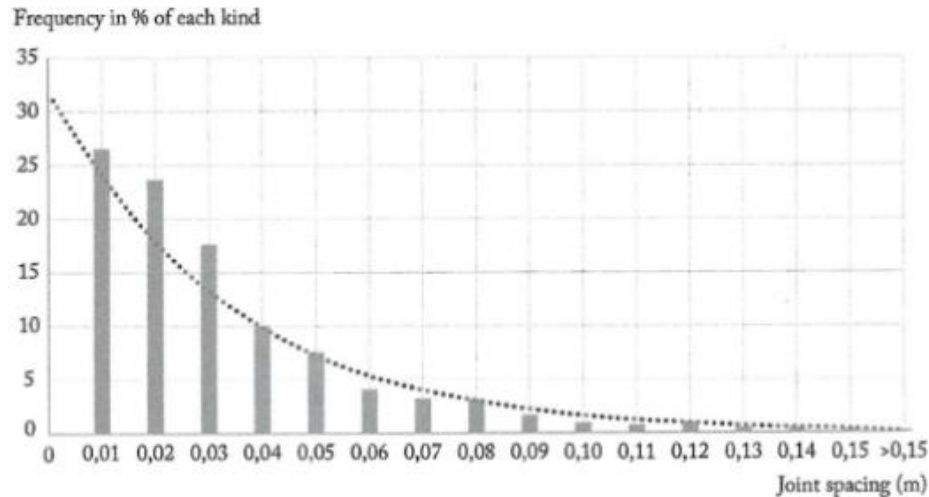


Figura III.3.3 Histograma de separación de juntas en Lutites (Tipo de Roca Sedimentaria)
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

- **Continuidad:** es la longitud máxima de la junta a lo largo de su plano. La Tabla III.3.1 muestra la clasificación de este parámetro según la ISRM (Ulusay y Hudson, 1977)

Continuity	Trace length (m)
Very low	< 1
Low	1-3
Medium	3-10
High	10-20
Very high	>20

Tabla III.3.1 Descripción de la continuidad de juntas
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

- **Apertura:** es la distancia perpendicular entre los labios de la articulación. La Figura III.3.4 ilustra el concepto de apertura de la junta y espesor de relleno, si existe.

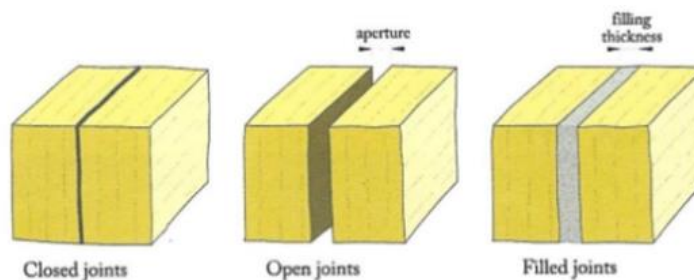


Figura III.3.4 Definiciones de la ISRM para la apertura de junta y el espesor de relleno
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

De acuerdo con la ISRM, la clasificación de este parámetro se muestra en la Tabla III.3.2.

Description	Aperture (mm)	Classification
Very closed	<0.1	Closed joints
Closed	0.1–0.25	
Partially opened	0.25–0.5	
Opened	0.5–2.5	Spaced joints
Moderately spaced	2.5–10	
Spaced	>10	
Very spaced	10–100	Open joints
Extremely spaced	100–1000	
Cavernous	>1000	

Tabla III.3.2 Clasificación de aperturas de junta
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

- **Relleno:** Los rellenos más comunes consisten en mineralizaciones (calcita, cuarzo, piritita, etc.), arcillas, limos, arenas o la propia roca descompuesta. La resistencia de una junta con relleno, salvo rellenos duros (calcita, cuarzo, etc.), es menor que la de una junta cerrada.
- **Rugosidad:** Este término se refiere a la ondulación discontinua y la rugosidad de la superficie de la junta. La rugosidad de la junta no es fácil de cuantificar, ya que este parámetro es muy sensible a la escala de medición, como se ilustra en la Figura III.3.5.

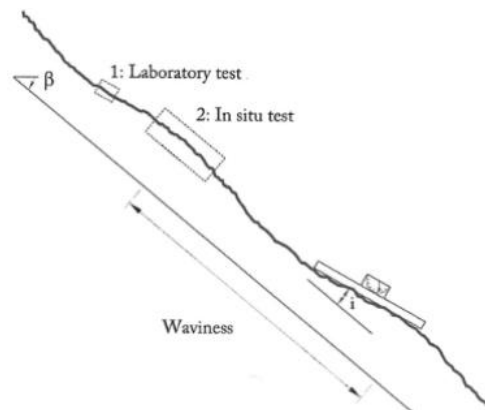


Figura III.3.5 Diferentes escalas de rugosidad de juntas
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Para permitir la evaluación del perfil de rugosidad, se utiliza un perfilómetro de Barton como se muestra en la Figura III.3.6.



Figura III.3.6 Perfilómetro de Barton
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

- **Alteración:** normalmente se expresa de acuerdo con los criterios ISRM, que se muestran en

la Tabla III.3.3.

Weathering degree	State	Description
1	Sound rock	No visible sign of rock material weathering.
2	Slightly weathered	Rock discoloration.
3	Moderately weathered	Less than half of the rock is decomposed or disintegrated to soil. The sound or discolored rock is present as a discontinuous framework.
4	Highly weathered	More than half of the rock material is decomposed or disintegrated to soil. The sound or discolored rock is present as a discontinuous framework.
5	Completely weathered	All rock material is decomposed or disintegrated to soil. The original rock mass structure is still largely intact.
6	Residual soil	All rock material is decomposed or disintegrated to soil. The original rock mass structure and material fabric are destroyed.

Tabla III.3.3 Grado de meteorización de las rocas

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

- **Presencia de agua:** La resistencia a la compresión uniaxial del material rocoso a menudo se evalúa utilizando los criterios ISRM, como se muestra en la Tabla III.3.4.

Grade	Description	Field identification	Uniaxial compressive strength (MPa)
R6	Extremely strong rock	The hammer only splinters the rock.	> 250
R5	Very strong rock	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	100–250
R4	Strong rock	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	50–100
R3	Medium strong rock	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with single firm blow of a geological hammer.	25–50
R2	Weak rock	Can be peeled by a pocket knife with difficulty, shallow indentations made by firm blow with the point of a geological hammer.	5–25
R1	Very weak rock	Crumbles under firm blows with the point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	1–5
R0	Extremely weak rock	Indented by thumbnail as soil-like.	0.25–1

Tabla III.3.4 Estimación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

3.4 LEVANTAMIENTOS GEOFÍSICOS

Las técnicas de prospección geofísica se basan en las variaciones de un parámetro físico, correlacionando estos cambios con sus características geológicas. Son técnicas no destructivas y de muy bajo coste. Por lo tanto, este tipo de levantamiento es muy útil en las primeras etapas del diseño. Los métodos se clasifican según el parámetro físico:

Methods	Specific technique	Measured physical parameter
Electrical	Electrical pits	Resistivity/Conductivity
	Vertical electrical boreholes	
	Electrical tomography	
	Spontaneous potential	
Electromagnetic	Electromagnetic boreholes	Electromagnetic field
	Georadar	
Seismic	Seismic refraction	Seismic wave velocity
	Seismic reflection	
	Passive seismic (REMi, MASW, MAM)	
Gravimetric	Gravimetry	Density
	Microgravimetry	

Tabla III.3.5 Métodos Geofísicos

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Aunque las bases teóricas de estos métodos son compartidas, se distingue entre las que se realizan en la superficie del suelo o en el interior.

3.4.1 Geofísica de superficie

Dentro de las técnicas geofísicas que se realizan en la superficie del terreno, las más utilizadas en proyectos de túneles son la sísmica de refracción, la sísmica de reflexión, la sísmica pasiva y la tomografía eléctrica.

3.4.1.1 Refracción sísmica

La refracción sísmica se basa en la medida de la velocidad de propagación de las ondas de compresión a través del suelo, que son las más rápidas entre las generadas al aplicar un impulso mecánico. Cuando las ondas de compresión se propagan en terrenos más fuertes, su velocidad aumenta, provocando refracción y reflexión que permite medir las velocidades de propagación; como se muestra en la Figura III.3.7

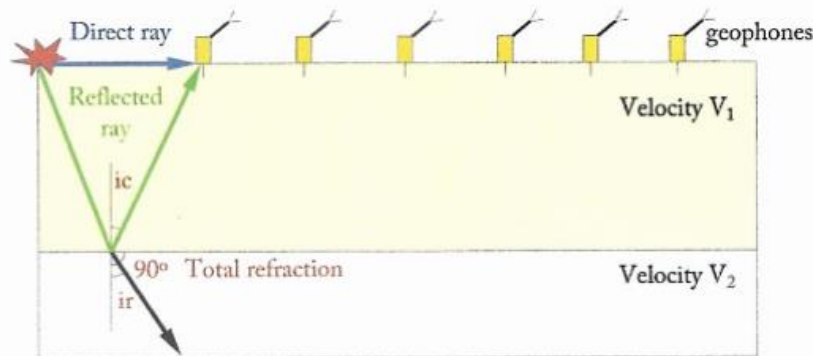


Figura III.3.7 Sismo Refracción
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La generación del impulso se logra liberando energía al suelo, generalmente utilizando un martillo, de 8 kg de peso, que golpea una placa de metal colocada en la superficie del suelo. El propio mazo está equipado con un sensor (gatillo) que detecta el momento en que se produce el golpe a partir del cual se puede calcular el tiempo de llegada de la onda a cada geófono. Los geófonos se disponen según perfiles longitudinales, igualmente espaciados y la longitud del perfil suele oscilar entre 60 m y 120 m. Para cada perfil se realizan una serie de impactos cuyo número mínimo debe ser tres, al principio, en medio y al final del perfil.

Las desventajas de este método son las siguientes:

- Su penetración es limitada, dependiendo principalmente de la fuente de energía utilizada para la generación de olas y la extensión del perfil completo. Para un perfil de 100 m de largo, a menudo se alcanza una profundidad de penetración de unos 30 m.
- Es necesario tener un incremento de la velocidad de propagación de la onda con la profundidad, ya que, si existe una capa intermedia con menor velocidad que la capa suprayacente, el método arroja valores erróneos.

- Cuando el terreno tiene estructuras muy inclinadas, la interpretación del resultado es problemática. La refracción sísmica se utiliza a menudo para determinar el espesor del suelo o el terreno alterado en los portales de los túneles.

3.4.1.2 Reflexión sísmica

En la reflexión sísmica se miden los tiempos de llegada de las ondas sísmicas a los geófonos, luego de ser reflejadas en la interfase entre distintas unidades litológicas, fallas u otro tipo de discontinuidades.

En general, cuanto mayor sea la relación entre las velocidades de propagación de ondas longitudinales de dos materiales adyacentes, mejor será detectado el reflector. Los dispositivos utilizados en la reflexión sísmica son similares a los utilizados en la refracción sísmica, pero para aumentar la energía de los impulsos y alcanzar una mayor profundidad de investigación, se sustituye el impacto por una explosión controlada.

3.4.1.3 Sísmica pasiva

La sísmica pasiva es un caso particular de la sísmica de refracción, que aprovecha el “ruido” ambiental existente en el área de estudio como fuente de energía para la generación de olas.

Actualmente, existen varias variantes de esta técnica, siendo las más comunes el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW) y las mediciones de matriz de microtremor (MAM). La prueba MASW consiste en la interpretación de las ondas superficiales (ondas de Rayleigh); obteniendo el perfil de velocidad de la onda de corte (V_s).

El método MAM consiste en monitorear las vibraciones ambientales con dispositivos similares a los anteriores y, a través del análisis de dispersión, determinar el perfil de velocidad de la onda de corte.

Ambos métodos tienen las mismas bases teóricas, ya que, en ambos, la interpretación del registro permite obtener una curva de dispersión que consiste en un gráfico que relaciona la velocidad de fase de las ondas superficiales y la frecuencia.

Dependiendo de las velocidades de corte, el tipo de terreno se puede clasificar en los grupos indicados en la Tabla III.3.6.

Group	Shear wave velocity (m/s)	Ground description
I	< 180	Soft soils
II	180–380	Medium soils
III	380–750	Resistant soils
IV	750–1500	Strongly resistant soils or soft rock
V	> 1500	Rock

Tabla III.3.6 Clasificación del suelo en función de las ondas del suelo
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La Figura II.3.8 muestra un perfil del suelo interpretado a partir de una prueba MAM.

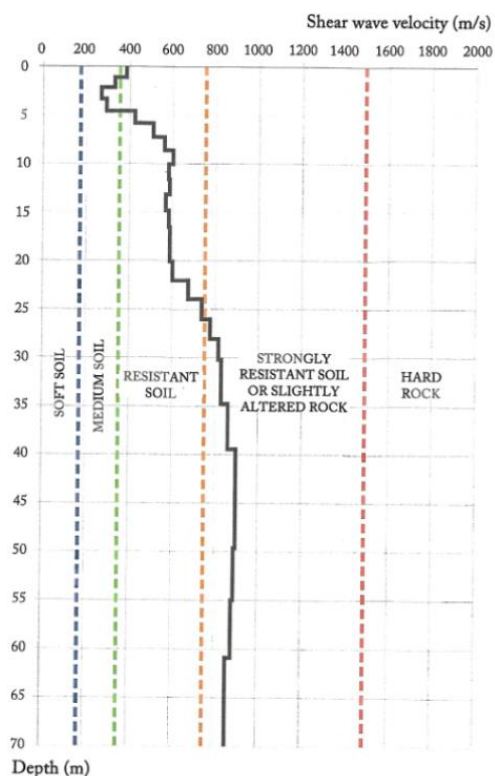


Figura III.3.8 Perfil del suelo interpretado a partir de una prueba MAM
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La principal diferencia entre ambos métodos radica en la penetración conseguida y la resolución obtenida. Así, a través del enfoque MASW, se pueden alcanzar profundidades de investigación de alrededor de 20 o 30 m.

Los microtemblores utilizados en el enfoque MAM suelen ser de baja frecuencia (1 –30 Hz), con longitudes de onda que van desde unos pocos kilómetros en fuentes naturales hasta unas pocas decenas o cientos de metros en fuentes artificiales. Esto permite obtener los perfiles de velocidad de corte hasta profundidades de 80 m. Estos métodos se utilizan ampliamente para la identificación del terreno en áreas urbanas donde, normalmente, los túneles se construyen a poca profundidad.

3.4.1.4 Tomografía eléctrica

La tomografía eléctrica se basa en la medición de la resistividad del terreno, la cual depende de varios factores como la litología, la estructura interna y, fundamentalmente, del contenido de agua. Para realizar la tomografía eléctrica se necesitan electrodos de medida de potencial y otros para medida de intensidad.

Los electrodos de medida de potencial (MN) se sitúan lateralmente a los de intensidad (AB) y se alinean con ellos. Manteniendo fijo el dipolo AB, el MN se mueve sucesivamente. Posteriormente, se repite el proceso, avanzando un paso hacia el dipolo AB. Los dispositivos existentes realizan este proceso de forma automática, por lo que no es necesario un cambio físico de los electrodos. La Figura III.3.9 ilustra un esquema de una de estas pruebas.

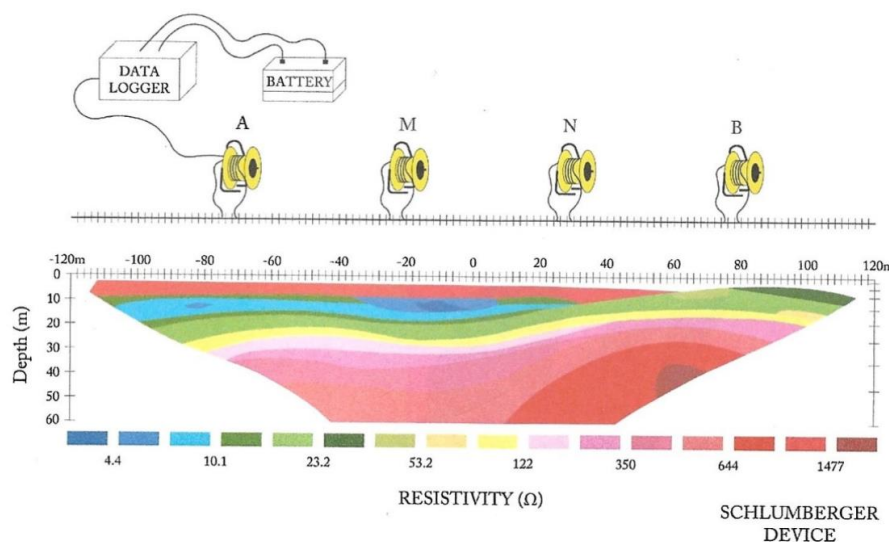


Figura III.3.9 Esquema de un test de tomografía eléctrica
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

A partir de los valores de resistividad obtenidos es posible realizar una caracterización geológica del terreno estimando los planos de falla, zonas de fractura, diques y estado de alteración o meteorización del macizo rocoso.

La profundidad a la que se puede llegar con esta técnica depende de la longitud total del perfil; sin embargo, se debe tener en cuenta que, cuanto mayor sea la distancia entre electrodos, menor será la precisión obtenida.

La Tabla III.3.7 muestra varios ejemplos de penetración, en función del trazado seleccionado.

No. of electrodes	Spacing between electrodes	Total length	Max. approximated depth
48	5 m	240 m	48 m
	10 m	480 m	96 m
72	5 m	360 m	72 m
	10 m	720 m	144 m

Tabla III.3.7 Ejemplos de diferentes diseños y profundidades alcanzadas
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

Durante los últimos años, la mejora continua en los sistemas informáticos y el software de procesamiento ha permitido un aumento sustancial en el uso de la tomografía eléctrica tridimensional.

Este método parte de los mismos principios que la tomografía bidimensional y para su extensión tridimensional existen actualmente dos tendencias: disposición de electrodos en mallas cuadradas o rectangulares y procesamiento informático de perfiles tomados según perfiles paralelos. La Figura III.3.10 muestra un ejemplo de tomografía eléctrica tridimensional.

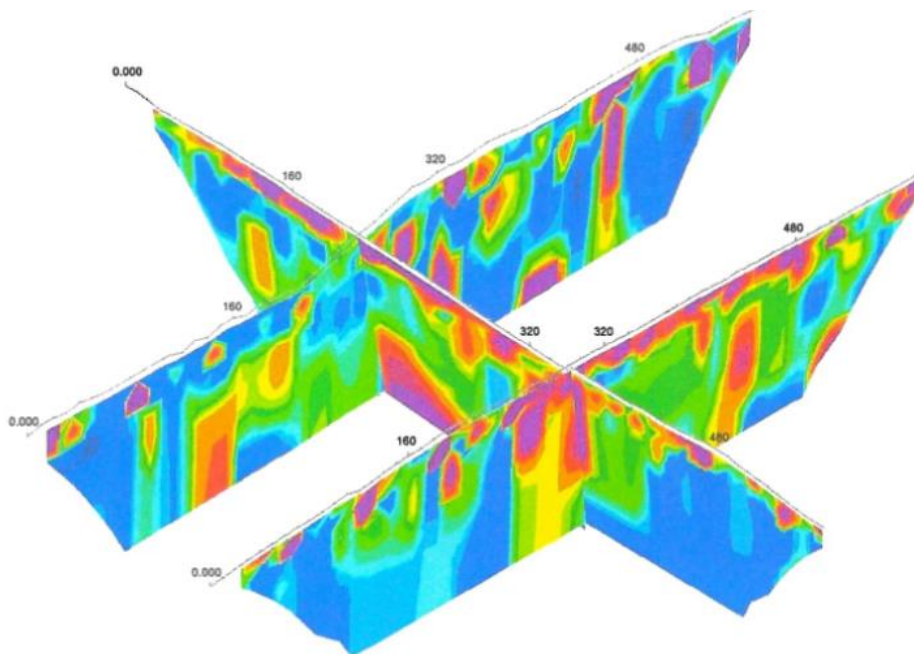


Figura III.3.10 Ejemplo de una tomografía eléctrica en 3D
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

3.4.2 Geofísica cross-hole

La aplicación de técnicas geofísicas entre pozos permitió superar la limitación de estos métodos en cuanto a su profundidad de penetración; pero, para obtener resultados eficientes, los pozos deben ser estrictamente paralelos y estar separados unos de otros por solo unas pocas decenas de metros. En proyectos de túneles, las técnicas más comunes son la sísmica entre pozos (tomografía sísmica de pozos cruzados) y la tomografía eléctrica entre pozos (tomografía eléctrica de pozos cruzados).

3.4.2.1 Tomografía sísmica de pozos cruzados

En la tomografía sísmica de pozos cruzados, se coloca una sonda triaxial dentro de uno de los pozos, previamente revestidos, para registrar los tiempos de llegada de las ondas longitudinales (P) y de corte (S) desde donde se propaga y se calculan las velocidades. En otro sondeo se coloca el instrumento que produce el impacto y genera las ondas. Los elementos que definen la resolución de esta técnica geofísica son:

- La distancia entre los sondeos de emisión y recepción. Cuanto más entre ellos, menor será la resolución obtenida.
- La distancia entre geófonos o hidrófonos y la distancia entre los puntos de impacto. Cuanto menor sea la distancia entre los receptores, mejor será la resolución del tomograma. Por otro lado, cuanto mayor sea el número de puntos de impacto, más combinaciones disponibles obtendrá la fuente-receptor y, por tanto, más datos para definir una estructura particular.

La Figura III.3.11 muestra la interpretación de “Tomografía sísmica de pozos cruzados”

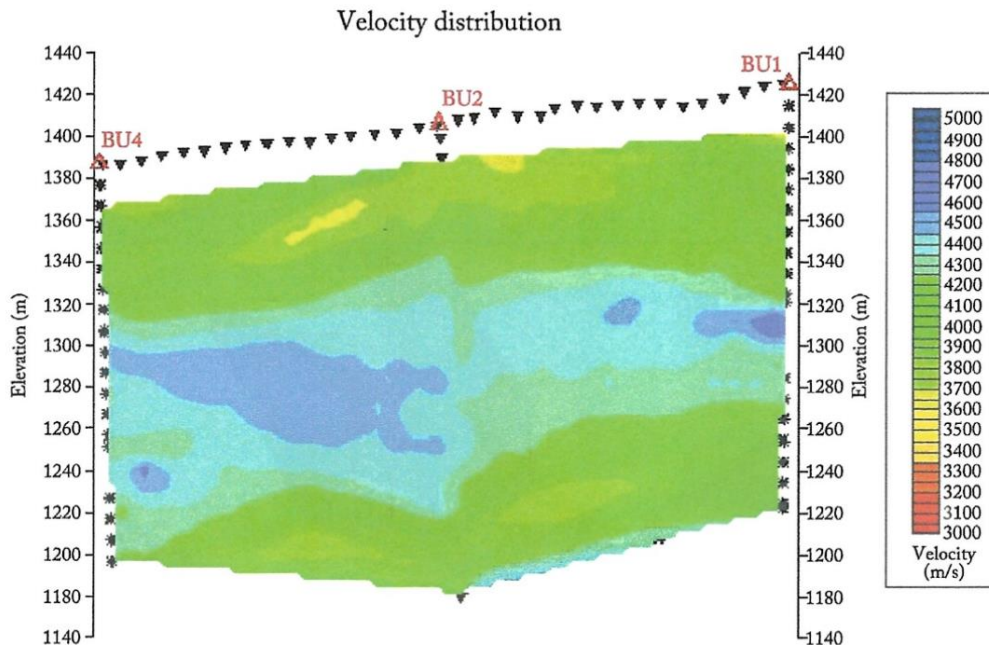


Figura III.3.11 Cross-hole tomografía sísmica
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

3.4.2.2 Tomografía eléctrica cross-hole

A través de la tomografía eléctrica cross-hole se obtienen datos sobre la distribución de resistividad existente en el volumen de roca acotado por la posición de dos sondeos adyacentes y paralelos. Para que el sistema sea operativo se deben cumplir las condiciones indicadas en el apartado anterior en cuanto a las características de los pozos requeridos.

La Figura III.3.12 muestra un ejemplo de dos tomogramas eléctricos obtenidos entre tres pozos.

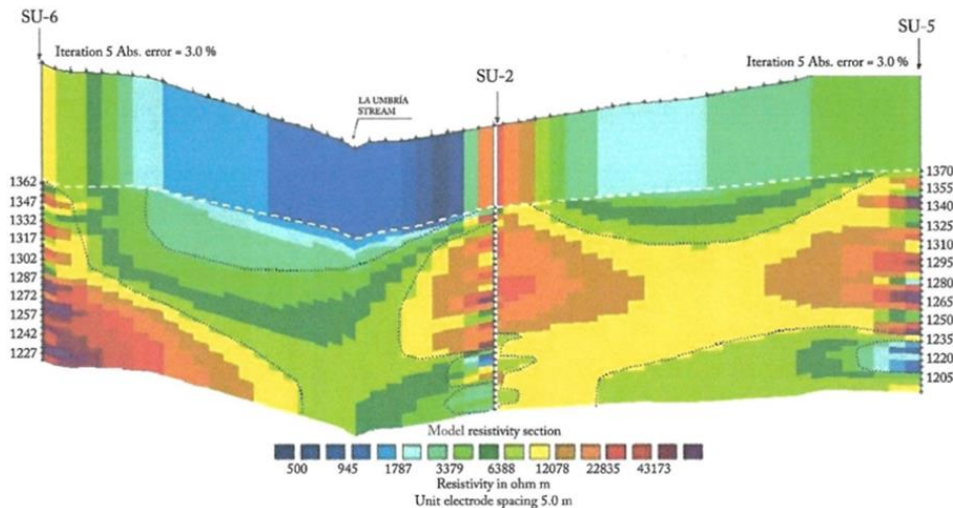


Figura III.3.12 Perfil con dos tomografías eléctricas desarrolladas entre tres perforaciones
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

3.5 PERFORACIONES DE SONDA

Las perforaciones de sonda con extracción continua de muestras son el medio más eficiente de identificación del terreno, pero también el más costoso, porque la campaña de perforación debe realizarse cuando se dispone de información geológica importante y debe planificarse en

detalle.

3.5.1 Muestreo

En el caso de sondeos que involucren recuperación de testigos, el suelo se perfora con broca de diamante lo que permite extraer testigos de roca, a medida que se avanza en la perforación.

Para facilitar la perforación, la broca se lubrica con un fluido de perforación, normalmente agua. El muestreo puede ser por tubo simple, doble o triple. En los muestreadores de un solo tubo, el fluido de perforación lava toda la superficie del núcleo, por lo que en suelos y rocas blandas existe una clara perturbación de la muestra recuperada. Para salvar en parte este efecto, se utiliza un muestreo de doble tubo, en el que el agua desciende por el contacto entre los dos tubos y el contacto del agua con el núcleo sólo se produce en su fondo. Cuando se perforan suelos especialmente desmenuzables o se requiere un cuidado especial en la recuperación de muestras, se utilizan los muestreadores de triple tubo. Estos muestreadores acomodan un tercer tubo, colocado un poco más adelante y con una broca cortante y retráctil, dentro del cual se toma la muestra o núcleo.

3.5.2 Disposición de los sondeos

El objetivo de los sondeos es proporcionar los datos necesarios para establecer un modelo geológico del terreno donde se va a diseñar el túnel y obtener muestras representativas del terreno para su ensayo en laboratorio.

En la Figura III.3.13, reproducida de Dodds (1982), se ilustra una campaña de perforación vertical que muestra un diseño ineficiente.

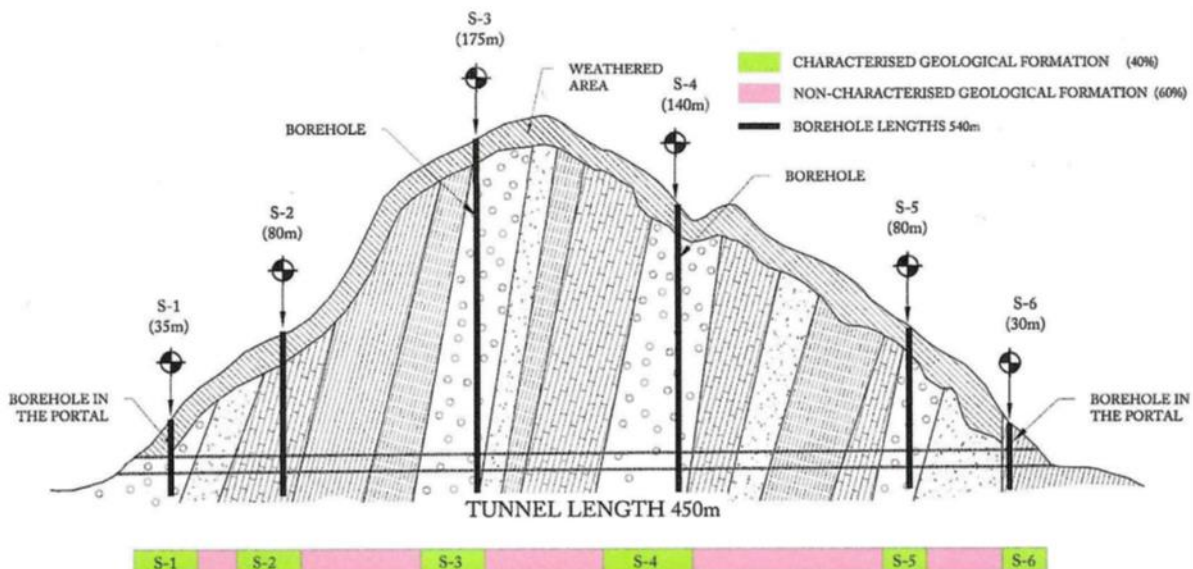


Figura III.3.13 Ejemplo de un mal diseño de pozo
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

En este caso, se han previsto seis sondeos para identificar el terreno donde se va a construir un túnel de 450 m de longitud, con una longitud total de sondeo de 540 m que representa el 120%

de la longitud del túnel. Si bien las longitudes totales de los pozos en relación con la longitud del túnel son muy altas, existen terrenos que no son identificados por los pozos.

La Figura III.3.14 ilustra una campaña alternativa, en la que la longitud acumulada del pozo es menor, pero donde todos los terrenos a excavar hayan sido previamente identificados por los sondeos.

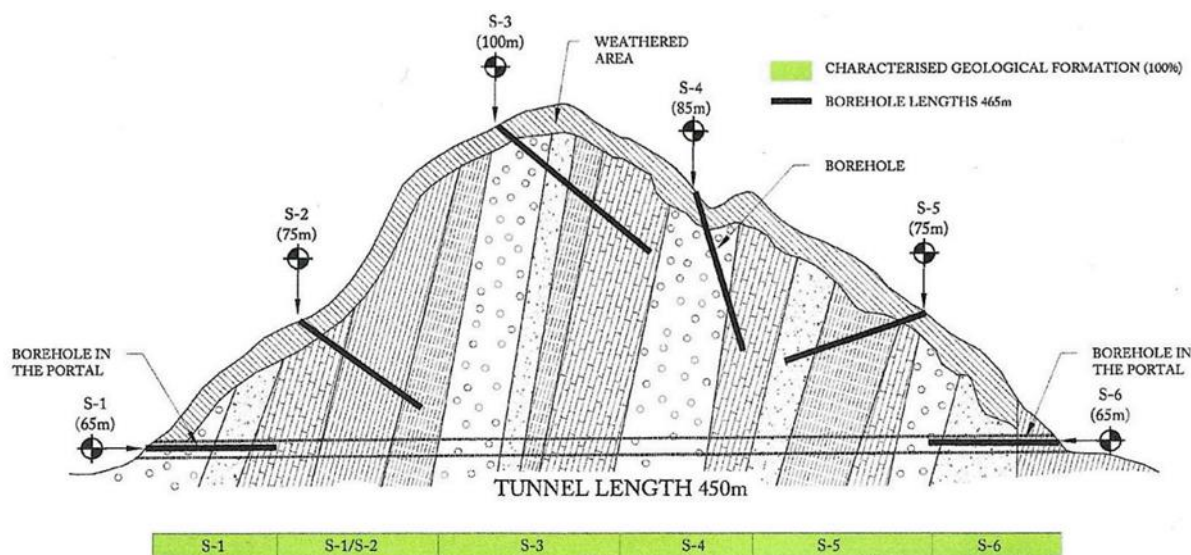


Figura III.3.14 Ejemplo de optimización del diseño de pozo

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

3.6 PRUEBAS DE CAMPO E IN SITU

3.6.1 Pruebas de penetración en el suelo

Las pruebas de penetración se basan en clavar una pieza metálica, mediante golpes, midiendo las sucesivas longitudes de penetración. La Tabla III.3.8 indica algunos ensayos de penetración en el suelo y la normativa que los rige.

Test	Abbreviation	Regulation
<i>Investigation and Geotechnical Tests. In Situ Tests.</i> Part 1: Penetration tests with the electric cone and the piezocone. (ISO 22476-1:2012)	CPT CPTU	UNE-EN ISO 22476-1:2015
<i>Investigation and Geotechnical Tests. In Situ Tests.</i> Part 2: Dynamic penetration test. (ISO 22476-2: 2005)	DPL DPM DPH DPSH	UNE-EN ISO 22476-2:2008 UNE-EN ISO 22476-2:2008/A1:2014
<i>Investigation and Geotechnical Tests. In Situ Tests.</i> Part 2: Dynamic penetration test. Modification 1. (ISO 22476-2:2005/Amd 1:2011)		
<i>Investigation and Geotechnical Tests. In Situ Tests.</i> Part 3: Standard penetration test. (ISO 22476-3:2005)	SPT	UNE-EN ISO 22476-3:2006
<i>Investigation and Geotechnical Tests. In Situ Tests.</i> Part 12: Mechanical cone penetration test (CPTM). (ISO 22476-12:2009)	CPTM	UNE-EN ISO 22479-12:2010

Tabla III.3.8 pruebas de penetración en suelos más comunes

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

3.6.1.1 Ensayos de penetración dinámica

Los ensayos de penetración dinámica consisten en clavar un tubo de acero en el suelo con un

cono de acero colocado en su extremo. El hincado se consigue mediante el golpe de una masa que se deja caer desde una altura y ritmo determinados, registrando los golpes necesarios para conseguir una profundidad de penetración establecida.

Dependiendo del peso de la masa y la altura de caída, existen varias variantes de prueba. Los más utilizados son la prueba "superpesada" y la prueba de penetración estándar.

La Prueba de Penetración Estándar (SPT) normalmente se realiza en pozos, de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- Se perfora un pozo hasta el nivel deseado y se coloca una muestra en el fondo la excavación.
- El muestreo se hinca 45 cm en el suelo en tres tandas, contando los golpes necesarios para penetrar cada 15 cm.
- El hincado se realiza con un martillo de 63,5 kg cayendo una distancia de 76 cm.
- Los primeros 15 cm se ignoran y la suma de los impactos en los 30 cm restantes constituye el parámetro N30 o la resistencia a la penetración estándar (NSPT).
- La prueba se descarta en los casos en que se aplican 50 o más golpes para avanzar en un tramo de 15 cm, anotándose el resultado como “rechazo”.

La prueba es principalmente adecuada para arenas y pierde su aplicabilidad en suelos con granulometría muy gruesa o muy fina. Existen correlaciones de diferentes parámetros geotécnicos con el valor NSPT. La tabla III.3.9 incluye algunos de ellos que, en todo caso, deben adoptarse con cautela y considerándolos siempre como una estimación.

Parameter	Correlation	Source	Observations
Internal friction angle (ϕ)	$\phi = 27.1 + 0.3 \cdot N - 0.00054 \cdot N^2$	Wolff (1989)	—
	$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{N}{12.2 + 20.3 \cdot \left(\frac{\sigma_0}{P_a} \right)^{0.34}} \right]$	Kulhawy and Mayne (1990)	σ'_0 : effective stress at the test depth P_a : reference pressure (1 MPa)
Modulus of deformation (E)	$\frac{E}{P_a} = 5 \cdot N$	Kulhawy and Mayne (1990)	Sands with silt and clay
	$\frac{E}{P_a} = 10 \cdot N$		Clean sands normally consolidated
	$\frac{E}{P_a} = 15 \cdot N$		Clean sands over-consolidated
Undrained cohesion (c_u)	$c_u \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 6 \cdot N$	Terzaghi and Peck (1967)	Clay soils
Over-consolidation ratio (OCR)	$OCR = 0.193 \cdot \left(\frac{N}{\sigma_0} \right)$	Mayne and Kemper (1988)	σ'_0 : effective stress at the test elevation MPa

Tabla III.3.9 Correlación de diferentes parámetros obtenidos con el ensayo SPT
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

3.6.1.2 Pruebas de penetración estática

La prueba de penetración estática (CPT) consiste en la penetración en el suelo, a una velocidad constante de 2 cm/s, de una punta cónica que permite medir mediante sensores, la resistencia

de penetración del cono (q_c) y la fricción del manguito (f_s) a medida que penetra el cono. Si también se mide la presión intersticial del agua (u), la prueba se llama CPTU. Las ventajas de la prueba CPTU, en comparación con la CPT, son que la CPTU distingue entre penetración drenada, parcialmente drenada y no drenada; corrige los parámetros obtenidos con el cono; evalúa las características de consolidación del suelo y permite evaluar el equilibrio hidrostático. La Figura III.3.15 muestra el registro obtenido en un ensayo CPTU realizado en arenas hasta una profundidad de 35 m.

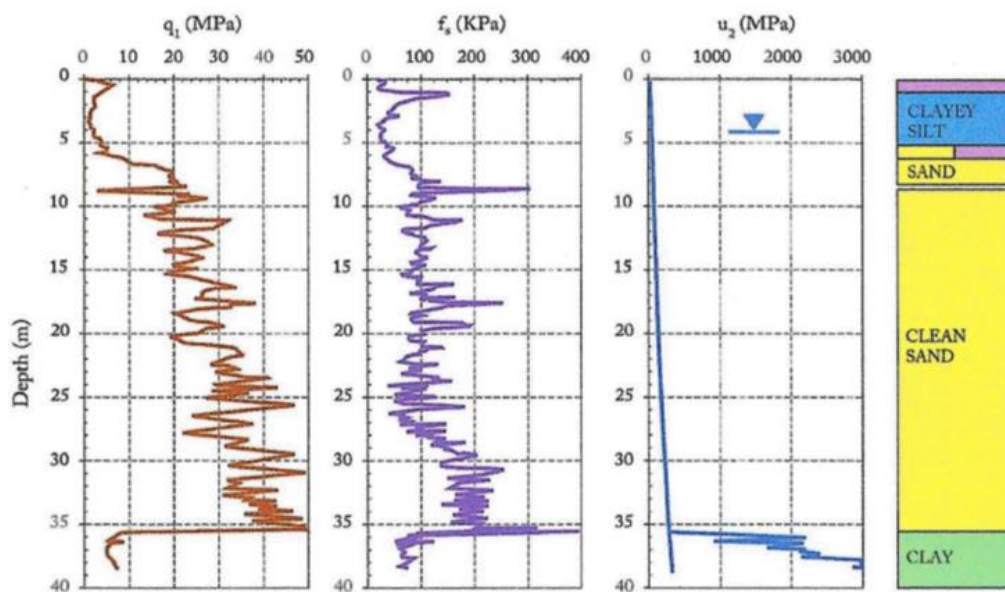


Figura III.3.15 Registro obtenido en un ensayo CPTU.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

3.6.2 Ensayos de campo para estimar la resistencia del terreno

Los ensayos in situ más utilizados para determinar la resistencia del terreno son el ensayo de carga puntual, el ensayo del martillo Schmidt y el ensayo de cortante.

3.6.2.1 Ensayo de carga puntual

El ensayo de carga puntual consiste en aplicar una fuerza de compresión entre dos puntas cónicas sobre una muestra de roca hasta su rotura. En esencia, el ensayo se suele realizar sobre núcleos cilíndricos según la dirección axial y diametral, según Figura III.3.16.

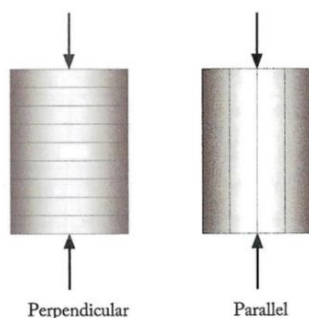


Figura III.3.16 Orientación de la carga respecto a la anisotropía del suelo.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Para comparar los resultados obtenidos de los ensayos realizados sobre muestras de diferente tamaño y forma, se ha definido el índice de carga puntual corregido (I_{s50}) que se refiere a los ensayos realizados con núcleos de roca de 50 mm de diámetro y longitud superior a 25 mm.

El I_{s50} se calcula con la expresión:

$$I_{s50}(MPa) = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \cdot \frac{1000 \cdot P}{D_e^2}$$

P : es la fuerza aplicada en la falla (kN)

D_e : es el diámetro equivalente de la muestra (mm) calculado por la expresión:

$$D_e = \frac{4 \cdot A}{\pi}$$

A (mm^2) = w (mm) \cdot D (mm): es el mínimo área de la sección transversal.

3.6.2.2 Pruebas con el martillo Schmidt

El martillo Schmidt es una prueba de campo en la que un émbolo de impacto de acero es liberado por un resorte, que a su vez rebota dependiendo de la resistencia del material sobre el que se coloca el émbolo de impacto. Inicialmente, el martillo Schmidt fue ideado para detectar la posición del acero de refuerzo en las inspecciones realizadas a estructuras de hormigón armado; pero poco a poco fue adaptado para estimar la resistencia a la compresión uniaxial de la roca

Existen varias correlaciones entre el índice de rebote de Schmidt (σ_{ci}) entre las que predominan las dos siguientes:

$$\sigma_{ci} = 0.0137 \cdot R_L^{2.2721}$$
$$\sigma_{ci} = 0.33 \cdot (R_L \cdot \gamma)^{1.35}$$

R_L : Índice de rebote obtenido con el martillo Schmidt con una energía de impacto de 0.735 N·m

γ : densidad del suelo.

El ISRM recomienda tomar 20 lecturas diferentes en cada prueba y sugiere usar el promedio de las diez lecturas con los valores más altos. En cambio, la norma ASTM recomienda tomar diez lecturas excluyendo aquellas que difieren en más de siete puntos del promedio.

3.6.2.3 Ensayos de cortante in situ

Los ensayos de cortante in situ se utilizan para determinar la resistencia al cortante del suelo, de rocas blandas y de las discontinuidades en los macizos rocosos.

Para realizar el ensayo se necesitan dos cilindros hidráulicos: uno proporciona el esfuerzo normal al plano de corte, que permanece constante durante el ensayo, y el otro aplica el esfuerzo de corte.

En estos casos, como se ilustra en la figura III.3.17, la reacción necesaria para aplicar el esfuerzo normal se proporciona con una carga muerta.

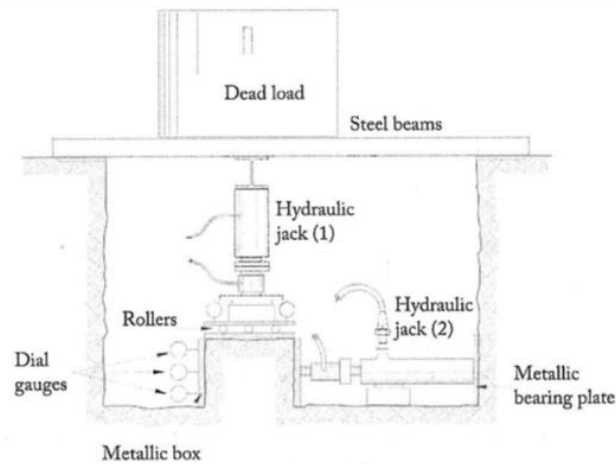


Figura III.3.17 Dispositivo para realizar el ensayo de corte en suelos o rocas blandas
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

Los ensayos de cortante in situ para la determinación de la resistencia al cortante en una discontinuidad son mucho más complejos, ya que es necesario que el cortante se produzca estrictamente en el plano de la unión a ensayar.

3.6.3 Pruebas para determinar el módulo de deformación

El conocimiento del módulo de deformación del suelo es esencial para determinar con precisión los desplazamientos del suelo. Entre las pruebas más comunes para determinar este parámetro se encuentran la prueba de soporte de placas y la prueba del presiómetro o dilatómetro.

3.6.3.1 Ensayos de placas portantes

El ensayo de placas portantes consiste en la aplicación de una presión creciente al suelo a través de una placa de acero, considerada rígida, midiendo los desplazamientos producidos. De acuerdo a su aplicación se puede determinar el módulo de deformación vertical u horizontal del suelo. La Figura III.3.18 presenta el esquema de esta prueba

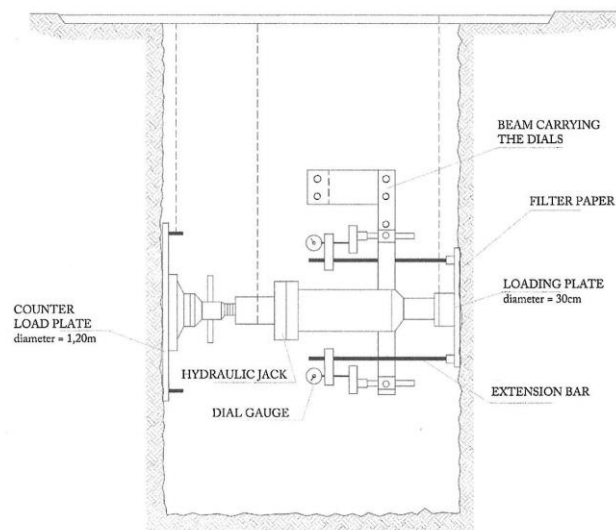


Figura III.3.18 Esquema del ensayo de placas portantes
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

Los ensayos de placas de apoyo se suelen realizar en ciclos en los que la presión aplicada aumenta, hasta alcanzar el valor máximo. La Figura III.3.19 muestra una curva típica.

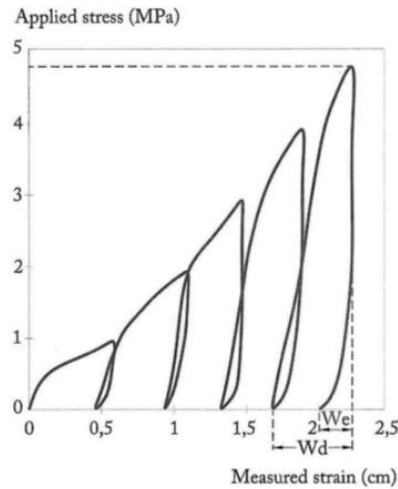


Figura III.3.19 Curva típica obtenida en el ensayo de placas portantes
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

El módulo de deformación a menudo se define como la pendiente de la línea que pasa por los puntos que representan del 30% al 70% del esfuerzo máximo alcanzado en el último ciclo.

3.6.3.2 Ensayo con presiómetro/dilatómetro

Los ensayos de placa de apoyo son poco representativos del comportamiento deformacional en profundidad. Por ello, se desarrolló el presiómetro de Menard con el cual la operación consistía en aplicar una presión creciente en una celda de caucho ubicada dentro de un pozo. La figura III.3.20 ilustra el funcionamiento del presiómetro de Menard.

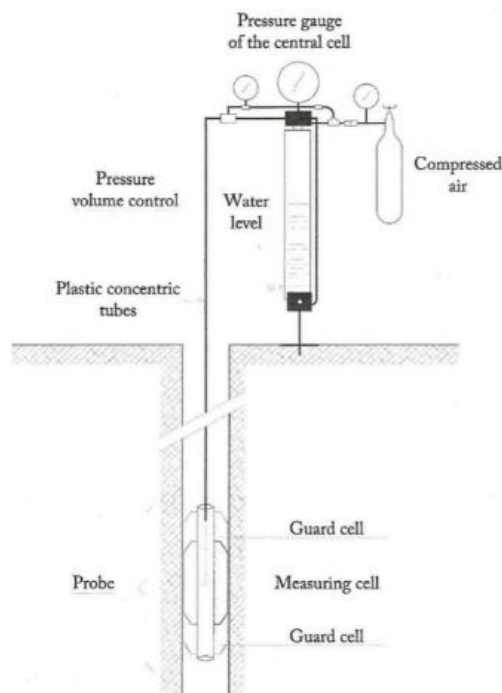


Figura III.3.20 Funcionamiento del presiómetro de Menard.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

A medida que aumenta la presión, el suelo se deforma, lo que requiere inyectar más fluido para mantener la presión. A lo largo del ensayo se obtiene una curva de los cambios de aumento de volumen en función de la presión del fluido, como se muestra en la Figura III.3.21. La parte recta permite el cálculo del módulo de deformación.

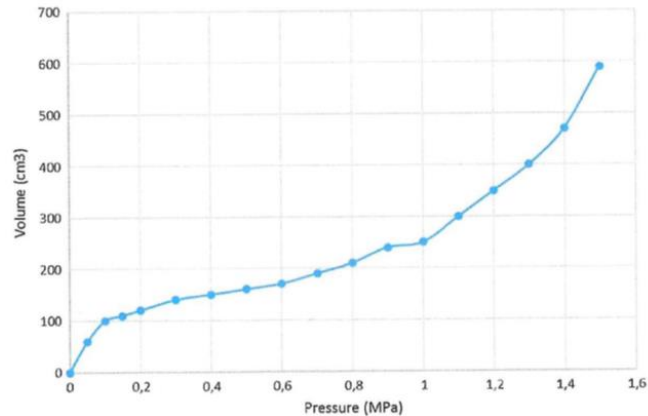


Figura III.3.21 Curva típica obtenida por el ensayo del presiómetro de Menard.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

El presiómetro de Menard solo puede alcanzar presiones de 10 MPa, por lo tanto, solo es apropiado para suelos.

Dos décadas después OYO Corporation comercializó un dispositivo que proporcionaba presiones de hasta 20 MPa, pero tenía un dispositivo de medición de desplazamiento único que era mucho menos complejo y más económico. Este dispositivo suele conocerse como presiómetro OYO y se puede utilizar tanto en suelos como en rocas.

En la Figura III.3.22 se muestra la curva obtenida en un ensayo de presiómetro perfecto, cuyas etapas son las siguientes:

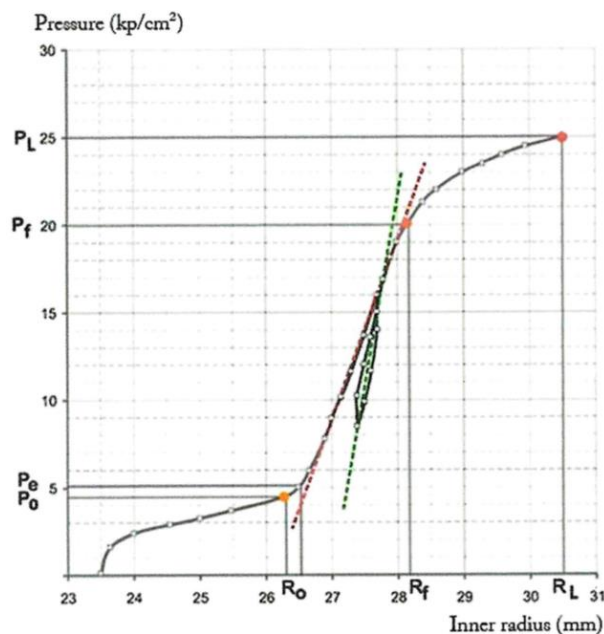


Figura III.3.22 Curva obtenida en un ensayo de presiómetro perfecto
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

- **Ajuste del casing al pozo:** R_0 es el radio en el que el casing de caucho está en pleno contacto con el suelo y P_0 es la presión correspondiente a dicha deformación.
- **Fase de deformación elástica:** entre R_0 y R_F .
- **Fase de deformación de fluencia:** R_F corresponde al radio al inicio de la cedencia del suelo y P ; es la presión de fluencia a la que el suelo deja de comportarse elásticamente.
- **Falla del suelo:** P_L es la presión a la cual el suelo se corta y no soporta más incrementos de presión y se conoce como presión límite del terreno.

El ensayo permite determinar los siguientes parámetros:

- Módulo de corte
- Presión de fluencia
- Presión límite

El módulo de deformación del suelo se calcula mediante la expresión:

$$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu)$$

G: es el módulo de cortante
 ν : es el coeficiente de Poisson

3.6.4 Prueba para determinar la permeabilidad

Las siguientes secciones describen las pruebas in situ más comunes realizadas para determinar la permeabilidad del suelo.

3.6.4.1 Medida de permeabilidad en sondeos

La medida de la permeabilidad en sondeos se realiza llenándolos de agua y controlando el caudal traspasado al suelo mediante dos metodologías diferentes:

- Ensayos a nivel constante, donde se introduce un caudal previamente conocido en el pozo para mantener constante el nivel del agua.
- Pruebas a nivel variable, en las que se introduce (o extrae) un volumen de agua del pozo, lo que provoca un aumento (o descenso) instantáneo del nivel del agua del pozo.

3.6.4.2 Estimación de la lechada

La inyección en el suelo, con productos químicos o con lechada de cemento, es una opción a tener en cuenta en el diseño de tramos de túneles que deban excavarse en terrenos de muy mala calidad, especialmente si la entrada de agua esperada es grande.

Las etapas a seguir para la realización de la prueba Lugeon son las siguientes:

- **Introducción de la tubería de inyección en el sondeo:** una vez perforado el sondeo, se coloca en su interior un tubo por el que se inyectará agua a presión. Esta tubería tiene un empacador adjunto a la profundidad apropiada, dependiendo de la sección de roca a ensayar. El empacador puede ser simple, si el ensayo se realiza en el fondo del pozo, o doble, si se coloca un empacador superior e inferior.

- **Empaquetadura del tramo a ensayar:** una vez colocados los empacadores a la profundidad de prueba, se aísla la sección de prueba mediante un mecanismo de empaque de goma
- **Realización de los ciclos de inyección:** normalmente se aplican etapas sucesivas de carga y descarga de 0, 1, 2, 5 y 10 kg/cm², aunque en ocasiones la roca se fractura antes. Por ello, la presión máxima de ensayo P_{MAX} suele definirse de forma que no se sobrepase el esfuerzo de confinamiento σ₃ y los pasos de inyección son los que se indican en la Tabla III.3.10.

Grouting stage	Grouting pressure	Grouting pressure value
First	Low	0.5 · P _{MAX}
Second	Medium	0.75 · P _{MAX}
Third	Maximum	1.0 · P _{MAX}
Fourth	Medium	0.75 · P _{MAX}
Fifth	Low	0.5 · P _{MAX}

Tabla III.3.10 Presiones aplicadas en cada etapa de inyección
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

El ensayo Lugeon se esquematiza en la Figura III.3.23

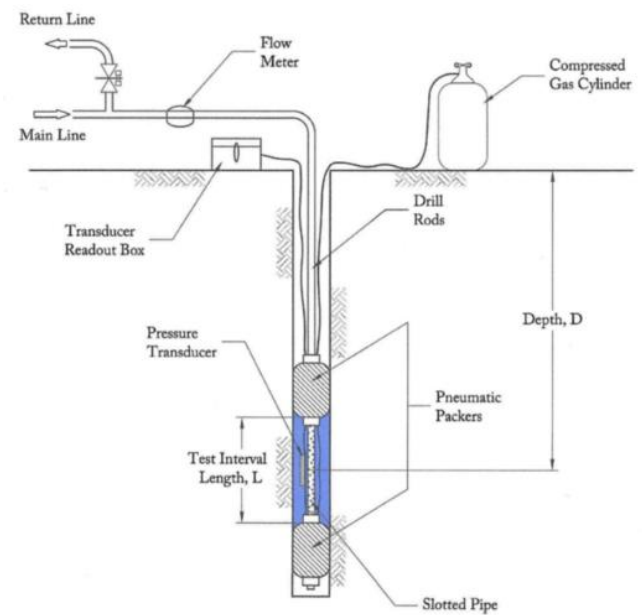


Figura III.3.23 Ensayo Lugeon
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

- **Cálculo del índice de Lugeon,** mediante la expresión:

$$\text{Índice de Lugeon} = \frac{q}{L} \cdot \frac{P_o}{P}$$

- q*: caudal inyectado a la presión máxima
- L*: longitud de la sección del pozo inyectado
- P_o* = 1 MPa: presión de referencia (*P_o*=1 MPa)
- P*: presión máxima

Un Lugeon equivale a un litro de agua inyectada en un metro de pozo a una presión de *P_o*=1MPa, que corresponde a una permeabilidad de *k*=1.3 · 10⁻⁷ m/s. La Tabla III.3.11 relaciona el índice de Lugeon con la lechada, la permeabilidad y las aberturas de juntas.

Lugeon index	Grouting classification	Permeability range (cm/s)	Joint opening
<1	Very low	$<10^{-7}$	Very tight
1-5	Low	$10^{-7}-6 \times 10^{-7}$	Tight
5-15	Moderate	$6 \times 10^{-7}-2 \times 10^{-6}$	Few partly open
15-50	Medium	$2 \times 10^{-6}-6 \times 10^{-6}$	Some open
50-100	High	$6 \times 10^{-6}-10^{-5}$	Many open
>100	Very high	$>10^{-5}$	Closely spaced or voids

Tabla III.3.11 Relación entre el índice de Lugeon con la lechada, la permeabilidad y las aberturas de juntas
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

3.6.4.3 Pruebas de bombeo

Este tipo de pruebas consiste en bombear un caudal de agua conocido a un pozo perforado, observando y registrando el descenso que provoca la bomba, tanto en el pozo de bombeo como en los piezómetros de observación a su alrededor, como se muestra en la figura III.3.24.

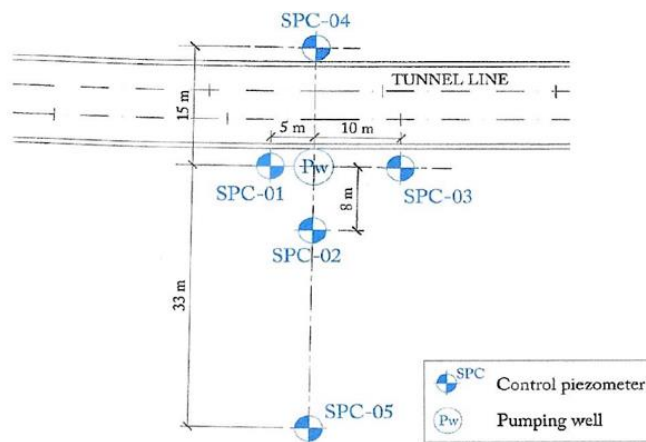


Figura III.3.24 Esquema de prueba de bombeo

Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

Tanto el pozo de bombeo como los piezómetros deben perforarse con técnicas que no modifiquen la permeabilidad natural del terreno.

3.7 CARACTERIZACIÓN DEL AGUA

Mientras se realizan los trabajos de investigación del suelo es fundamental tomar muestras del agua presente, para analizarla químicamente y evaluar su posible agresividad al hormigón. La Tabla III.3.12 muestra los criterios para evaluar la agresividad del agua

Parameter	Type of attack to concrete		
	Soft (Qa)	Medium (Qb)	High (Qc)
PH	6.5-5.5	5.5-4.5	< 4.5
Aggressive CO ₂ (mg CO ₂ /l)	15-40	40-100	> 100
Ammonium ion (mg NH ₄ ⁺ /l)	15-30	30-60	> 60
Magnesium ion (mg Mg ²⁺ /l)	300-1000	1000-3000	> 3000
Sulfate ion (mg SO ₄ ²⁻ /l)	200-600	600-3000	> 3000
Dry residue	75-150	50-75	< 50

Tabla III.3.12 Criterios para evaluar la agresividad del agua.

Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

3.8 INTENSIDAD DE LA CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN DEL SITIO

Es evidente que un conocimiento insuficiente del terreno para el diseño del túnel puede tener graves consecuencias, como retrasos en los plazos de ejecución y sobrecostos presupuestarios. Hoek y Palmieri presentaron en 1998, en el Congreso de Ingeniería Geológica de Vancouver (Canadá), un estudio en el que analizaban las desviaciones presupuestarias de un importante conjunto de obras subterráneas, correlacionando la relación entre la longitud total acumulada del pozo y la longitud del túnel con las desviaciones presupuestarias. La Figura III.3.25 muestra el resultado de este estudio:

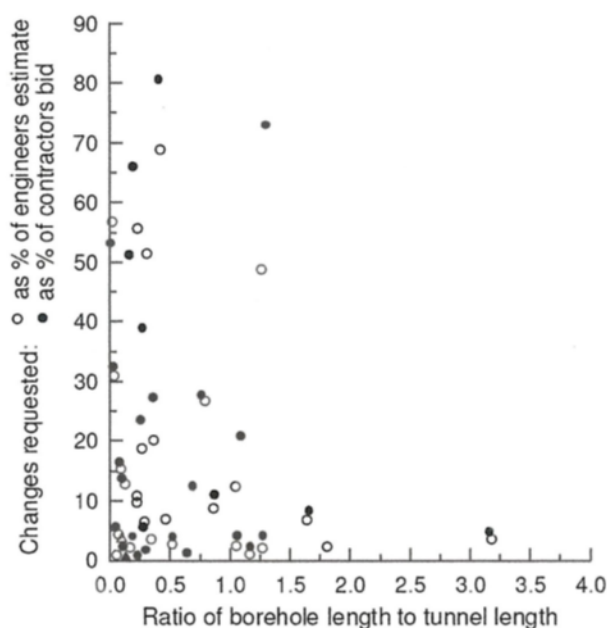


Figura III.3.25 Comparación entre la longitud acumulada del pozo y la desviación presupuestaria en el diseño
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

El análisis de esta cifra revela un hecho sorprendente: para una relación de longitud de pozo acumulada muy bajas, inferiores a 0,1, las desviaciones presupuestarias oscilan entre el 0% y el 65%. Por otro lado, no es sorprendente que para proporciones muy altas las desviaciones presupuestarias son inferiores al 10%. De estos hechos se pueden sacar dos conclusiones claras:

1. Las desviaciones presupuestarias dependen de la dificultad de construcción del túnel, lo que explica por qué se puede diseñar y construir un túnel fácil sin desviaciones presupuestarias, aunque solo se perforaron unos pocos metros de pozos durante la fase de diseño.
2. Existe una relación óptima de sondeos que asegura desviaciones presupuestarias razonables en túneles de dificultad normal.

En varias ocasiones muchos autores han intentado establecer criterios del coste adecuado de las campañas de investigación geotécnica del sitio para el diseño de túneles.

3.8.1 Recomendaciones específicas

El diseño del túnel puede verse limitado por una serie de características particulares del

proyecto, por lo que no se pueden o deben establecer reglas rígidas con respecto al costo o el alcance de la exploración del sitio geotécnico.

3.8.1.1 Túneles urbanos

En el caso de los túneles urbanos hay que tener en cuenta que casi siempre se construyen a poca profundidad y normalmente en suelos. También hay que tener en cuenta que, además de las variaciones litológicas habituales en estos suelos, se pueden encontrar variaciones provocadas por la actividad humana que alteran significativamente el comportamiento tensional-deformación del suelo. En las zonas urbanas, no es posible hacer mapas y las técnicas geofísicas pueden estar limitadas por la influencia de los cimientos de los edificios cerca de la alineación del túnel. En estos casos, la distancia entre pozos debe oscilar entre 50 y 200 m, dependiendo de la homogeneidad del terreno y del acceso existente en la superficie.

4 ESTADOS TENSIONALES EN EL SITIO

4.1 INTRODUCCIÓN

Cuando se excava un túnel hay una distribución de las tensiones in situ originales que conducen a las tensiones inducidas y, después de esta redistribución, el suelo debe resistir la tensión tangencial alrededor de la excavación mientras que el soporte del túnel tiene que resistir la tensión radial. Para calcular las tensiones tangenciales y radiales alrededor del túnel es fundamental conocer el estado de tensión original, también conocido como virgen.

4.2 ESTADO DE TENSIONES ORIGINAL IN SITU

Si un elemento infinitesimal del suelo se orienta con respecto a los ejes colocados en tres pares de superficies perpendiculares, el estado de tensión original in situ se define por las nueve componentes de tensión como se indica en la Figura III.4.1.

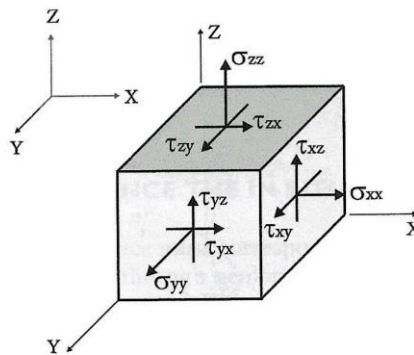


Figura III.4.1 Estado Tensional

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Si se mantiene el equilibrio rotacional del sólido infinitesimal, el esfuerzo cortante que actúa en dos lados adyacentes debe ser igual y los componentes del esfuerzo se reducen a seis:

$$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z \quad \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{zy}$$

Si se toman como ejes de referencia las direcciones principales, en las que sólo existen componentes de compresión, las componentes de tensión se reducen a tres: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, pero los tres cosenos directores que orientan los ejes también deben agregarse como incógnitas, como se ilustra en la Figura III.4.2.

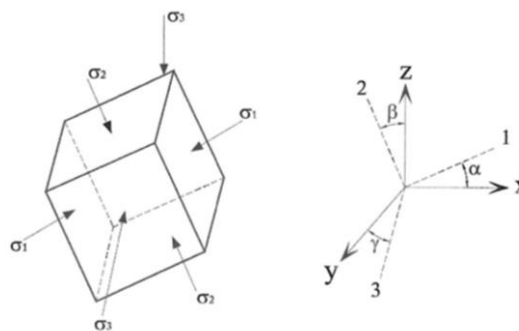


Figura III.4.2 Componentes de tensión referida a los ejes principales

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Asumiendo la hipótesis de que la dirección de la gravedad es una dirección principal, los otros dos componentes de tensión estarían en un plano horizontal. Estos componentes a menudo se denominan σ_H y σ_h , de modo que los tres componentes de tensión serán σ_v , σ_H , σ_h .

También se suele suponer que el esfuerzo σ_v , corresponde al peso del suelo que actúa en el sitio de observación, por lo que su valor vendrá dado por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot H$$

γ : peso específico del suelo

H : la profundidad del suelo en el punto en el que se va a estimar el estado tensional

La figura III.4.3 muestra los resultados de varias medidas de tensión vertical del suelo en función de la profundidad.

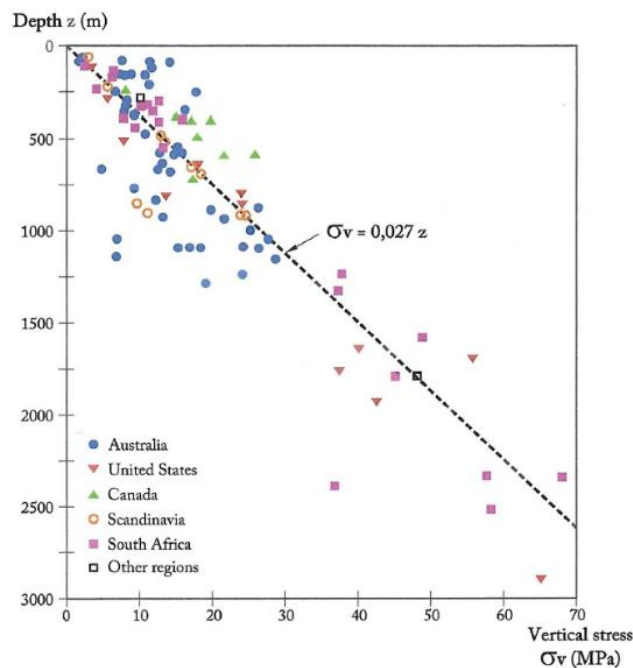


Figura III.4.3 Variación de la tensión vertical in situ con respecto a la profundidad
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Esta figura representa la línea $\sigma_v = \gamma \cdot H$ para un valor de $\gamma = 0.027 \text{ MN/m}^3$, que se ajusta relativamente bien a las medidas recopiladas, y esto valida la suposición de que el componente de tensión vertical es causado principalmente por el peso del suelo y las componentes de tensión a determinar se reducen a σ_H y σ_h , como cosenos de una dirección de los ejes X e Y, que se colocan en un plano horizontal.

Habitualmente es común expresar σ_H y σ_h , en función de σ_v , a través de las relaciones de tensiones de campo principales k_{0H} y k_{0h} , y en consecuencia se calcula el valor de las tres tensiones principales con las siguientes expresiones:

$$\sigma_v = \gamma \cdot H$$

$$\sigma_H = k_{0H} \cdot \gamma \cdot H$$

$$\sigma_h = k_{0h} \cdot \gamma \cdot H$$

4.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL ESTADO DE TENSIONES IN SITU

Idealmente, las tensiones bajo la superficie terrestre deben corresponder al efecto litostático producido por el peso litostático. Sin embargo, a lo largo de la historia geológica, los terrenos podrían haber estado expuestos a efectos tectónicos, que alteran sustancialmente el estado de estrés ideal. La Tabla III.4.1 resume las acciones tectónicas y los efectos residuales que modifican las acciones del estado de tensión in situ.

Tectonic	Active	Regional scale	Slab pull Ridge push Shear forces Suction
		Local scale	Bending Isostatic compensation Volcanism Heat flow
	Remnant	Folding Faulting Jointing	
Residual			Diagenesis Metamorphism Metasomatism Magma cooling Changes in pore pressure

Tabla III.4.1 Acciones tectónicas y los efectos residuales que modifican las acciones del estado de tensión in situ
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

4.3.1 Efectos tectónicos

Los movimientos tectónicos de la corteza terrestre modifican significativamente la disposición litostática original, provocando cambios importantes en el estado de tensión virgen, provocando esquistosidad, fallas y zonas con esfuerzos de tracción y compresión.

La Figura III.4.4 muestra las magnitudes relativas de los esfuerzos principales necesarios para generar una falla normal caracterizada por el desplazamiento hacia abajo del bloque que se mueve.

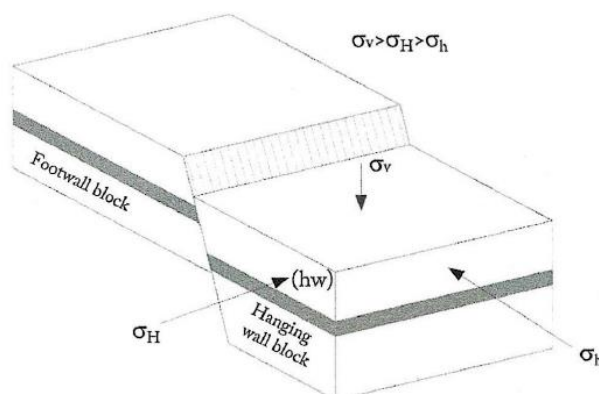


Figura III.4.4 Estado de tensión en una falla normal
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En este caso, la tensión principal es σ_v , lo que conduce a valores de k_{0H} y k_{0h} menores que la unidad.

Las fallas inversas y las fallas cabalgamiento se caracterizan por el desplazamiento hacia arriba del bloque que se mueve, situación que conduce a un estado tensional como el representado en la Figura III.4.5. En fallas inversas σ_v , es la tensión principal más pequeña que conduce a valores de k_{0H} y k_{0h} mayores que la unidad.

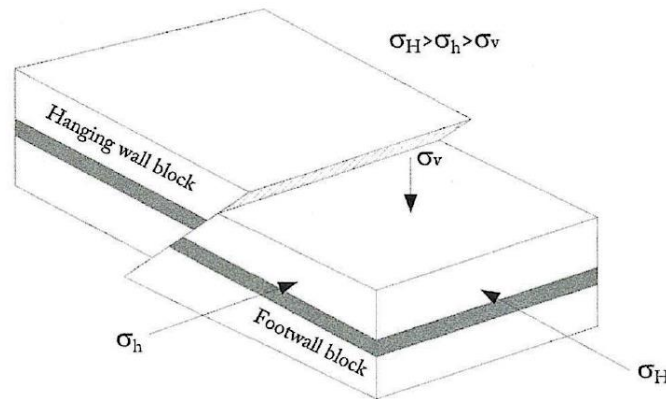


Figura III.4.5 Estado de tensión en una falla inversa
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La Figura III.4.6 muestra el estado tensional necesario para producir una falla de rumbo, caracterizada por el desplazamiento horizontal del bloque que se mueve. En este caso σ_v , es el esfuerzo principal intermedio y el esfuerzo principal mayor es σ_H que actúa en la dirección del desplazamiento. Esta situación conduce a relaciones de tensión de principal cercanas a 1.

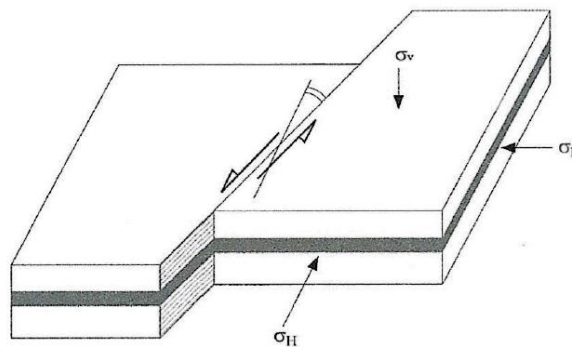


Figura III.4.6 Estado tensional en una falla de rumbo
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

4.3.2 Efecto de la topografía

En el terreno cercano a la superficie no puede haber una componente de tensión perpendicular a ella lo que significa que en un valle natural la tensión vertical es mucho menor que la tensión horizontal, como se ilustra en la Figura III.4.7 en estos casos, superior a la unidad.

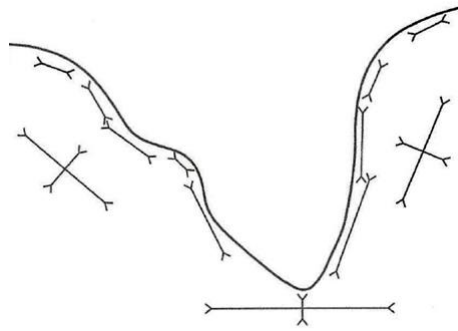


Figura III.4.7 Influencia de la topografía en el estado de tensión
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

4.3.3 Erosión y efecto de deshielo

A lo largo de la historia geológica ha habido erosiones generalizadas que a veces alcanzan cientos de metros. Un efecto similar se produce con el efecto de deshielo. La erosión generalizada conduce a una disminución de las tensiones verticales. Sin embargo, las tensiones horizontales no se disipan a la misma velocidad, lo que significa un aumento de las relaciones de tensión de campo principales. La figura III.4.10 ilustra esta situación.

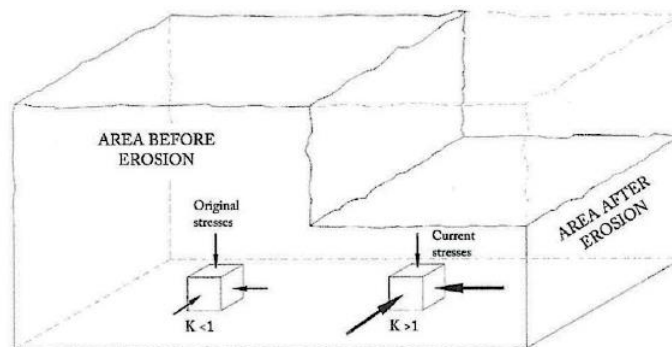


Figura III.4.8 Efecto de la erosión en el estado de tensión
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

4.3.4 Heterogeneidad del suelo

Los suelos tienen una respuesta tensión-deformación diferente en función de sus características mecánicas y, por tanto, cuando dos suelos con un fuerte contraste entre sus resistencias están en contacto, también habrá un contraste en la distribución de tensiones in situ.

4.4 MEDICIÓN DEL ESTADO DE TENSIONES IN SITU

Se describen las técnicas de overcoring y de fracturamiento hidráulico, que son las técnicas más utilizadas para medir el estado de tensiones in situ.

4.4.1 Overcoring

La medición de tensiones in situ con el método de overcoring consiste en la instalación de una galga extensiométrica en el extremo del pozo, de manera que el estado de tensiones in situ no se altere en el punto ensayado. Las Figuras III.4.9 y III.4.10 ilustran la ubicación de un pozo de exploración y el proceso de extracción de muestras. Durante el proceso de overcoring se miden

las deformaciones inducidas en el terreno que, posteriormente, se utilizan para calcular el estado tensional inicial.

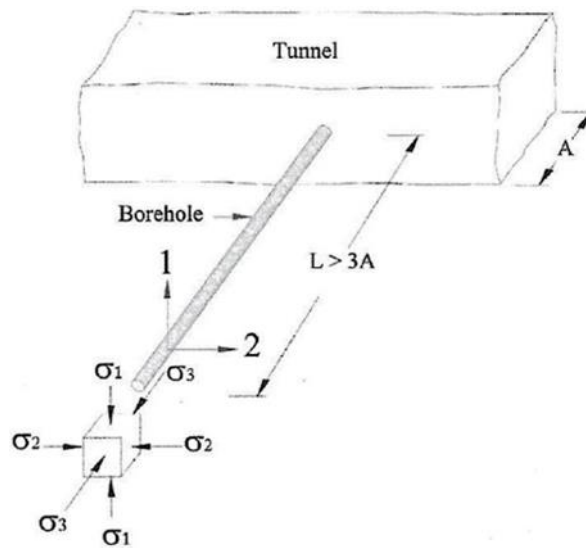


Figura III.4.9 Ubicación del pozo para medir las tensiones in situ
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

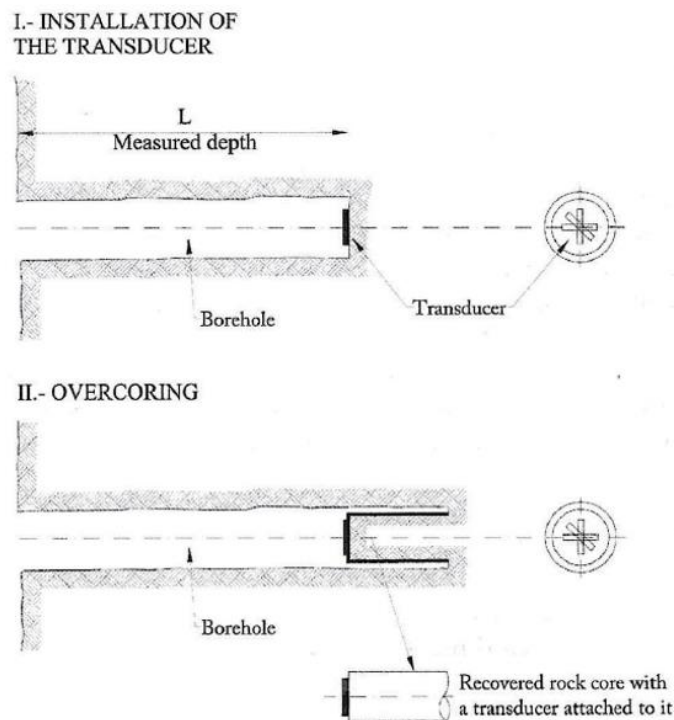


Figure 4.13 Transducer (strain gauges) installation and overcoring.

Figura III.4.10 Transductor (medidor de tensión) instalación y overcoring
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Cuando se desarrolló la técnica de overcoring, las galgas extensométricas disponibles solo podían medir las deformaciones en un plano. La celda triaxial que fue desarrollada por Leeman en 1969, posibilitó tres medidas de deformación en tres ejes ortogonales, resolviendo los problemas existentes.

4.4.2 Fracturación hidráulica

Esta técnica también se realiza en perforaciones, como en el proceso de overcoring, pero en este caso no se miden deformaciones debido a que las fracturas presentes en el terreno se abren dentro del pozo cuando se inyecta agua a presión en el pozo.

La Figura III.4.11 muestra el dispositivo necesario para realizar una prueba de fracturación hidráulica.

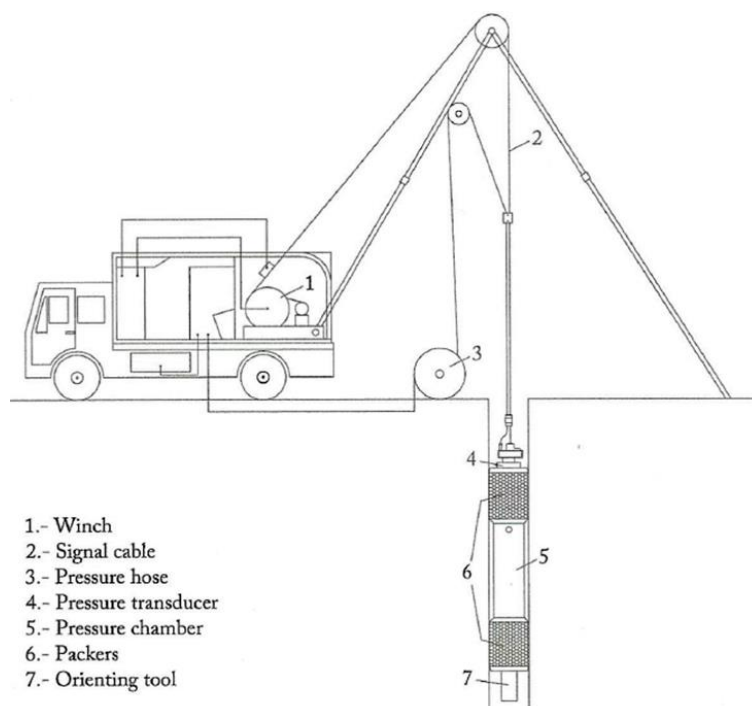


Figura III.4.11 Equipamiento necesario para el ensayo de fracturación hidráulica
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El desarrollo de este ensayo consta de las siguientes etapas:

1. Inspección del testigo recuperado del sondeo, con objeto de identificar los tramos más sanos próximos a la profundidad ensayada.
2. Instalación de la sonda de hidrofracturación en el tramo seleccionado y su anclaje con un packer superior e inferior.
3. Realización de un ensayo de permeabilidad, mediante la presurización instantánea de la sección a ensayar, registrando durante varios minutos la evolución de la presión. Esta prueba proporciona la permeabilidad de la roca intacta.
4. Se aplican presiones crecientes hasta que aparecen las fracturas y se registra la presión de rotura (P_c).
5. Se realizan varios ciclos de reapertura para verificar la presión de cierre (P_s) que es la presión por debajo de la cual se cierran las fracturas. Es importante aliviar completamente la presión en la sección probada entre ciclos. Se registra la presión necesaria para reabrir las fracturas (P_r).

6. Se realiza una nueva prueba de permeabilidad, por pasos de presión a flujo constante, similar a la prueba de Lugeon. Esta prueba proporciona la permeabilidad del macizo rocoso fracturado.

La Figura III.4.16 muestra un registro real de una de estas pruebas, indicando cada una de las anteriores.

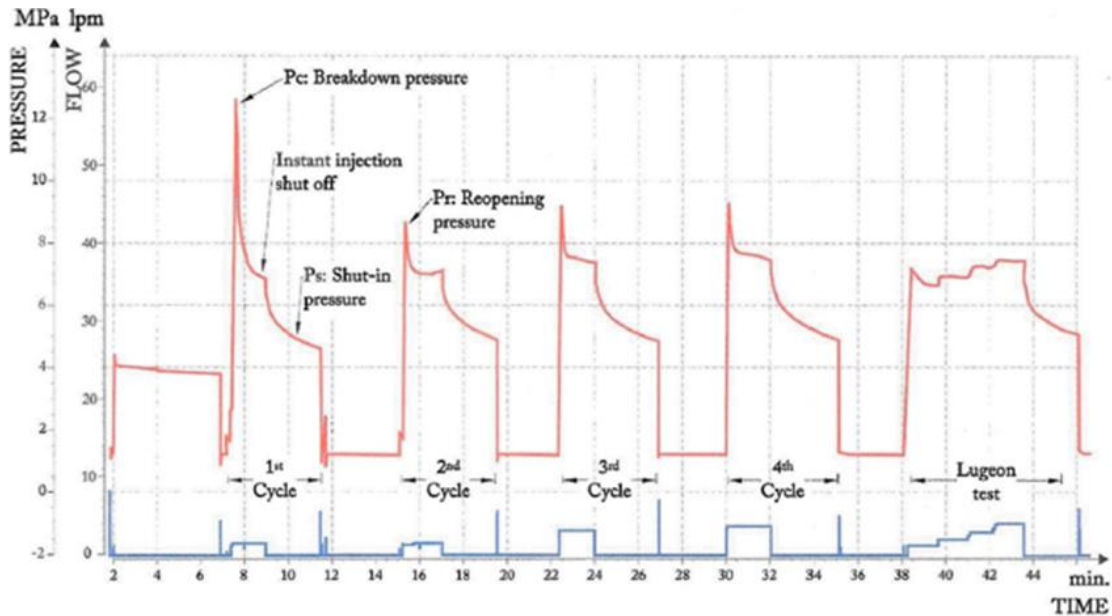


Figura III.4.12 Registro de un ensayo de fractura hidráulica
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

El estado tensional en cada profundidad ensayada se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma \cdot z & \sigma_h &= P_s \\ \sigma_H &= \sigma_t + 3 \cdot P_s - P_c - P_o \quad (\text{para el primer ciclo de presión}) \\ \sigma_H &= 3 \cdot P_s - P_r - P_o \quad (\text{para los siguientes ciclos}) \end{aligned}$$

- γ : Peso específico promedio de la roca suprayacente
- P_s : Presión de cierre
- P_c : Presión de rotura
- P_r : Presión de reapertura
- P_o : Presión intersticial a la profundidad investigada
- σ_t : Resistencia a la tracción de la roca
- σ_v : Esfuerzo vertical in situ
- σ_H : Esfuerzos horizontales in situ

La interpretación de los ensayos de fracturamiento hidráulico se hace asumiendo que la componente de esfuerzo vertical in situ σ_v , es una de las tres direcciones. Por eso este método no determina el estado completo de las tensiones in situ. En esencia, mide los componentes de tensión horizontal, σ_h y σ_H . La Figura III.4.13 muestra los resultados de una prueba de fracturación hidráulica. Sin embargo, el método de fracturación hidráulica tiene dos ventajas importantes; cada prueba afecta a un volumen de terreno mucho mayor que las pruebas de

overcoring y, además, en cada pozo se puede realizar más de una prueba

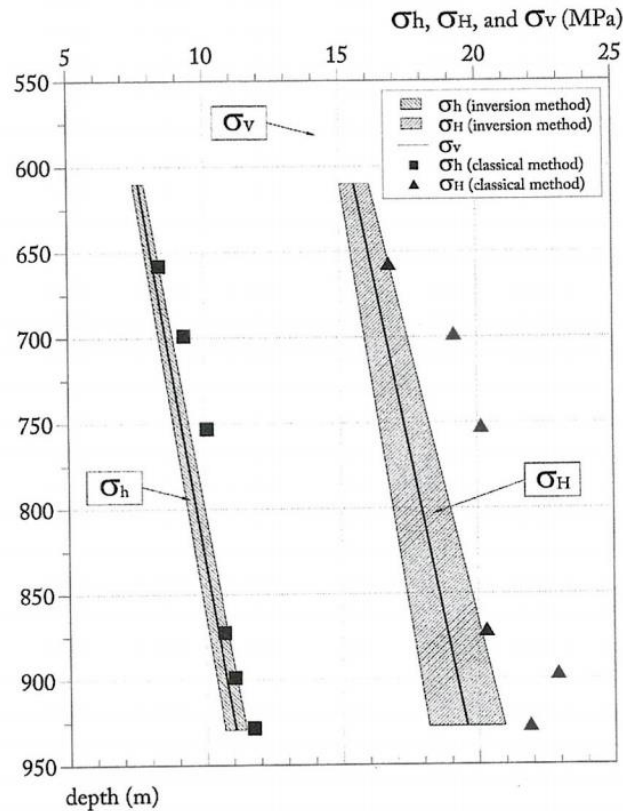


Figura III.4.13 Resultado de un ensayo de fractura hidráulica
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

4.4.3 Mediciones a gran profundidad

La medición de tensiones in situ es especialmente relevante para túneles de minas y depósitos subterráneos para productos de desecho radiactivos. Una característica común de estos proyectos es que las mediciones del estado tensional in situ se realizan a profundidades superiores a los 500 m; por lo tanto, es necesario modificar las técnicas de medición de hidrofracturación convencionales.

4.4.3.1 Ensayos de fracturamiento hidráulico a profundidades superiores a 500 m

Para realizar ensayos de fracturamiento hidráulico a gran profundidad, se deben resolver dos problemas; uno relacionado con las mayores presiones hidráulicas necesarias para lograr el fracturamiento hidráulico del suelo y el otro tiene que ver con el aislamiento hidráulico de la sección del pozo en el que se realiza la prueba. Ambos problemas se resuelven sin gran dificultad; esto se debe a que las presiones hidráulicas más altas se logran mediante el uso de bombas más potentes y la mejora del aislamiento hidráulico de la celda de prueba se logra mediante el uso de cuatro empacadores, como se muestra en Figura III.4.19.

Actualmente, con empacadores de alta presión, es posible realizar pruebas de fracturamiento hidráulico a profundidades de alrededor de 1.000 m.

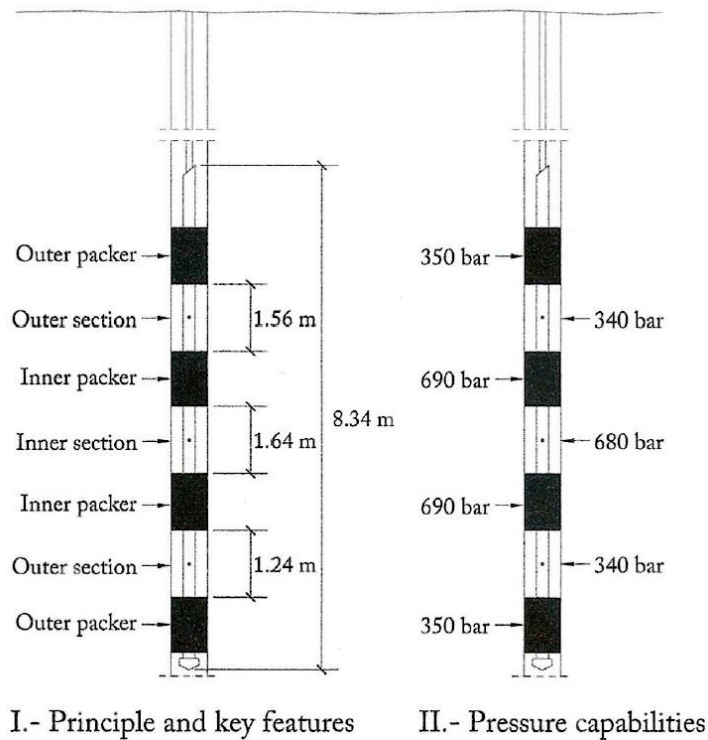


Figura III.4.14 Empacadores de alta presión
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

4.4.3.2 Overcoring a profundidades superiores a 500 m

El principal problema del overcoring es la interferencia entre el equipo de perforación y los cables que envían los datos de desplazamiento del suelo durante el overcoring, lo que hace muy difícil tener éxito con esta técnica a profundidades superiores a 100 m. Este problema se ha solucionado introduciendo en la unidad de medida un registrador de datos que almacena todas las medidas; lo que hace innecesarios los clásicos cables de transmisión de señales. Sjöber y Klasson (2003) desarrollaron la sonda Borre; cuyo principio de funcionamiento se ilustra en la figura III.4.20.

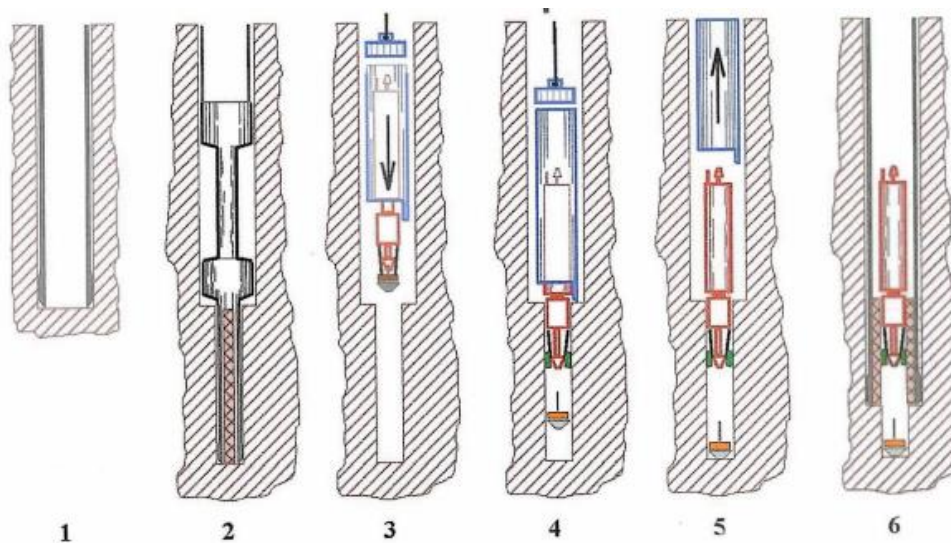


Figura III.4.15 Principio de funcionamiento de la sonda borre
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

La sonda Borre presenta el uso de celdas blandas y su principio de medición se basa en la elasticidad lineal de un terreno continuo, homogéneo e isotrópico. Las etapas del uso de la sonda Borre son:

1. Avance del pozo principal de 76 mm de diámetro hasta la profundidad de medición. Rectifique el fondo del orificio con la herramienta de aplanado.
2. Perfore un orificio piloto de 36 mm de diámetro y recupere el núcleo para su evaluación.
3. Prepare la sonda Borre para la medición y aplique pegamento a las galgas extensométricas. Inserte la sonda con la herramienta de instalación en el orificio.
4. Introduzca la punta de la sonda con galgas extensométricas en el orificio piloto. La sonda libera la herramienta de instalación, que también configura la brújula, registrando así la orientación de la sonda instalada. Los manómetros se unen a la pared del orificio piloto bajo la presión del cono de la nariz.
5. Permita que el pegamento se endurezca (generalmente durante la noche). Saque la herramienta de instalación y llévela a la superficie. La sonda está unida en su lugar.
6. Registre los datos de deformación utilizando el registrador de datos incorporado. Rompa el núcleo después de completar la extracción de muestras y retire el barril del núcleo a la superficie.

Si es posible extraer la muestra de roca de la sección excavada, con la sonda Borre adjunta, entonces es posible determinar las constantes elásticas del núcleo de roca. Para ello, la muestra debe ensayarse en una celda de carga biaxial en la que se reproduzca el estado tensional correspondiente a las deformaciones medidas.

4.5 ESTIMACIÓN DEL ESTADO DE TENSIÓN IN SITU

Tanto los ensayos de overcoring como los de fracturamiento hidráulico son costosos; por lo tanto, para túneles de longitud media, es posible que no sean asequibles. En consecuencia, existen otros enfoques para estimar el estado de tensión in situ, que se pueden utilizar si es necesario.

4.5.1 World Stress Map

El proyecto World Stress Map (WSM) tiene como principal objetivo recopilar información global sobre el estado tensional in situ de la corteza terrestre, con especial énfasis en la orientación de los principales esfuerzos horizontales. No obstante, la base de datos también contiene las medidas absolutas del estado tensional en muchos puntos, con amplia información sobre las mismas, como profundidad, fecha de medida y referencia a la publicación donde aparece. Los datos provienen de un conjunto diverso de pruebas realizadas en pozos (fracturación hidráulica y overcoring), la estimación del tensor de tensión de los mecanismos focales del terremoto y datos de las observaciones geológicas. Para asegurar la homogeneidad

de las distintas fuentes y comparar sus resultados, cada registro de datos se evalúa según criterios previamente establecidos, asignándoles un valor representativo.

4.5.2 Variación con la profundidad de k_0

La Figura III.4.21 muestra la variación de la relación de tensión de campo principal (k_0) con la profundidad, basada en varias medidas del estado de tensión in situ, proporcionadas por Hoek y Brown (1980). En esta figura se han incluido las medidas realizadas por Geocontrol en España, que están marcadas con una estrella azul.

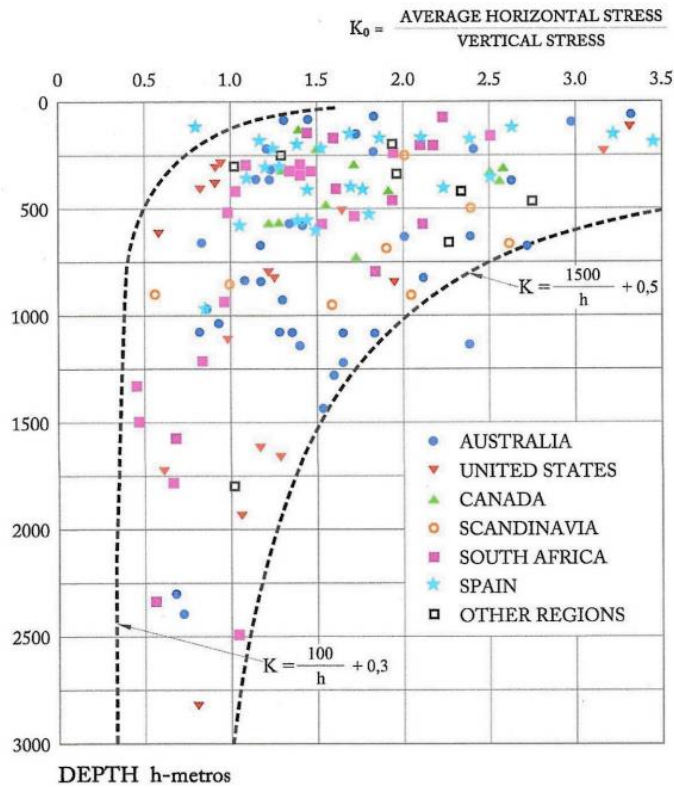


Figura III.4.16 Relación de tensión de campo principal (k_0) con la profundidad
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

De los datos contenidos en la figura se puede decir que, hasta una profundidad de 500 m, los valores de k_0 son claramente superiores a 1. Para profundidades entre 500 y 1000 m, los valores van desde 0,5 a 2,0. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que muchas de las medidas in situ representadas en la figura se han realizado en lugares únicos que no representan la mayoría de los casos.

Sheorey (1994), basado en la distribución de esfuerzos de las medidas presentadas en la figura ha propuesto el siguiente ajuste:

$$k_0 = 0.25 + 7 \cdot E_h \cdot \left(0.001 + \frac{1}{h} \right) = \frac{\text{Tension - Promedio.Horizontal}}{\text{Tension.Vertical}}$$

E_h : es el módulo de deformación promedio del macizo rocoso, medido en la dirección horizontal y expresado en GPa
 h : es la profundidad en metros.

La figura III.4.22 muestra esta expresión que aparece para diferentes valores del módulo de deformación.

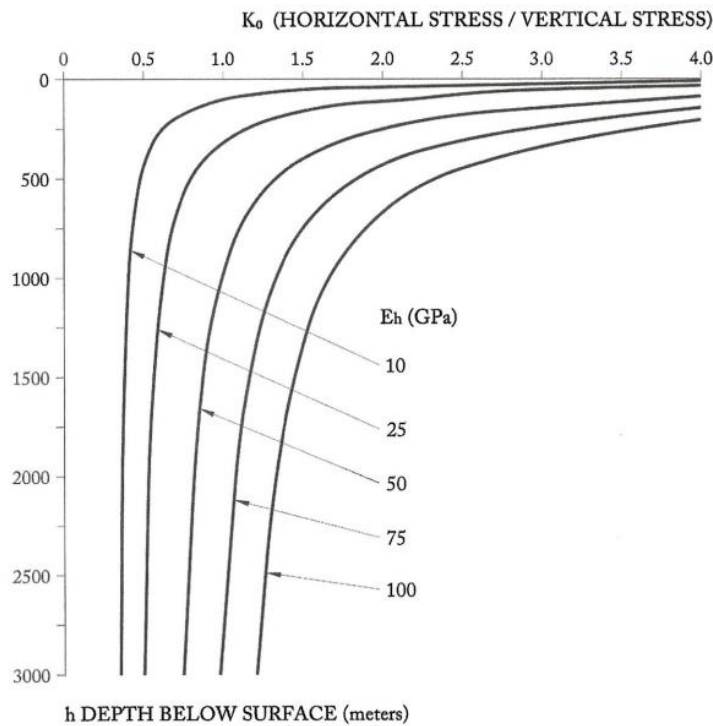


Figura III.4.17 Variación de K_0 con la profundidad
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

4.5.3 Estimación general de k_0

En general, la relación de tensiones de campo principal k_0 se puede estimar considerando los siguientes factores:

- Presión litostática
- Efectos tectónicos
- Efectos de erosión
- Efecto de la topografía

K_{0L} en un suelo normalmente estratificado y exclusivamente expuesto a efectos litostáticos, se puede calcular mediante la expresión:

$$k_{0L} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

ν : es el coeficiente de Poisson del suelo.

Para un valor de $\nu=0.25$ el k resultante es $k_{0L}=0.33$ y para $\nu=0.35$ se obtiene que $k_{0L}=0.54$, valores que, en general, son bastante bajos. Una estimación de k_0 se podría realizar mediante la siguiente expresión:

$$k_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} + \Delta k_{0TE} + \Delta k_{0TO} + \Delta k_{0ER}$$

Δk_{0Ti} : son los incrementos de k_0 debido a los efectos tectónicos, la topografía y la erosión.

5 PRUEBAS DE LABORATORIO

5.1 INTRODUCCIÓN

Las muestras obtenidas durante la investigación del sitio deben analizarse en el laboratorio para determinar su resistencia y otras propiedades relevantes. Habitualmente, el volumen de las muestras ensayadas en el laboratorio oscila entre 150 y 1.600 cm³, y debido a su pequeño tamaño, los ensayos de laboratorio no pueden tener plenamente en cuenta el efecto de las discontinuidades presentes en el terreno in situ. Por tanto, los resultados obtenidos en el laboratorio arrojan datos más favorables que el comportamiento real del suelo. Según Goodman (1989) la variabilidad existente en el macizo rocoso en cuanto a estructuras, texturas y minerales, hace necesaria una clasificación cuantitativa en base a algunas propiedades que son las más fáciles de medir y que se conocen como propiedades de índice:

- Porosidad: relación relativa entre vacíos y sólidos.
- Densidad: añade información, indirectamente, sobre la composición mineralógica de la muestra.
- Velocidad sónica: junto con la descripción petrográfica, permite evaluar el grado de resistencia de la probeta.
- Permeabilidad: describe las interconexiones de los poros entre sí. Durabilidad: indica la predisposición de la muestra al deterioro.
- Resistencia: indica la competencia de la roca o del suelo frente a las tensiones cuando se ensaya.

En los suelos, algunos de los índices anteriores pierden su significado y, por ello, deben determinarse otros nuevos:

- Contenido de agua: es la relación entre el agua y la masa del suelo en una muestra.
- Gravedad específica del grano: además de la densidad de la probeta, se debe determinar el peso unitario de las partículas que constituyen el molido.
- Límites de Atterberg: en suelos de grano fino, representan el contenido de agua a partir del cual cambia su comportamiento mecánico. Estos valores están correlacionados con la fuerza, permeabilidad, compresibilidad y potencial de hinchamiento. Se puede distinguir entre el Límite Líquido (LL), el Límite Plástico (PL) y el Índice de Plasticidad (PI), como sustracción de los dos anteriores
- Granulometría: es la distribución de tamaños de las partículas que constituyen la muestra. Es muy útil para clasificar el suelo. Contenido de materia orgánica: en general, las obras subterráneas se realizan por debajo de los suelos afectados por el contenido de materia orgánica, pero la presencia de agua en el suelo puede potenciar el efecto nocivo de la materia

orgánica.

- Clasificación electroquímica: da información sobre la agresividad del suelo y su potencial para atacar el acero y el hormigón. Las siguientes secciones presentan las pruebas de laboratorio más frecuentes realizadas en muestras de roca o suelo.

5.2 PRUEBAS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL

En las pruebas de compresión uniaxial, una muestra solo se carga con una fuerza axial que se incrementa hasta que la muestra falla. Por lo general, los ensayos de compresión uniaxiales convencionales terminan cuando la muestra de ensayo no puede soportar un aumento en la fuerza axial aplicada.

En los ensayos convencionales es común medir únicamente la evolución de la fuerza aplicada durante el ensayo y la resistencia a compresión uniaxial σ_c se calcula mediante la expresión:

$$\sigma_c = \frac{F}{A}$$

F: es el valor máximo de la fuerza aplicada
A: la sección transversal del espécimen

Las prensas que realizan ensayos de compresión uniaxial sobre rocas deben ser capaces de aplicar fuerzas superiores a 1.000 kN, mientras que para realizar ensayos sobre muestras de suelo basta con que puedan aplicar al menos 50 kN.

5.2.1 Influencia del contenido de agua

Las variaciones del contenido de agua en las muestras tienen una influencia significativa en la resistencia en comparación con cuando se ensaya una muestra seca, como se señaló en la Sección III.1.3.4.2. Romana y Vásárhelyi (2007) cuantifican esta reducción en la Tabla III.5.1.

Type of rock	Decrease in the uniaxial compressive strength in saturated samples
Hard	10–20%
Medium	30–40%
Soft	>70%

Tabla III.5.1 Disminución de la resistencia en pruebas con muestras saturadas
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

5.2.2 Influencia del tamaño de la muestra

Teóricamente, los ensayos de laboratorio se realizan sobre muestras de roca intacta que no deberían contener las discontinuidades y por lo tanto no debería haber grandes variaciones en el valor de la resistencia al ensayar especímenes con diferentes diámetros, pero la realidad es bastante diferente, como se muestra en la Figura III.5.1 de Hoek y Brown (1980).

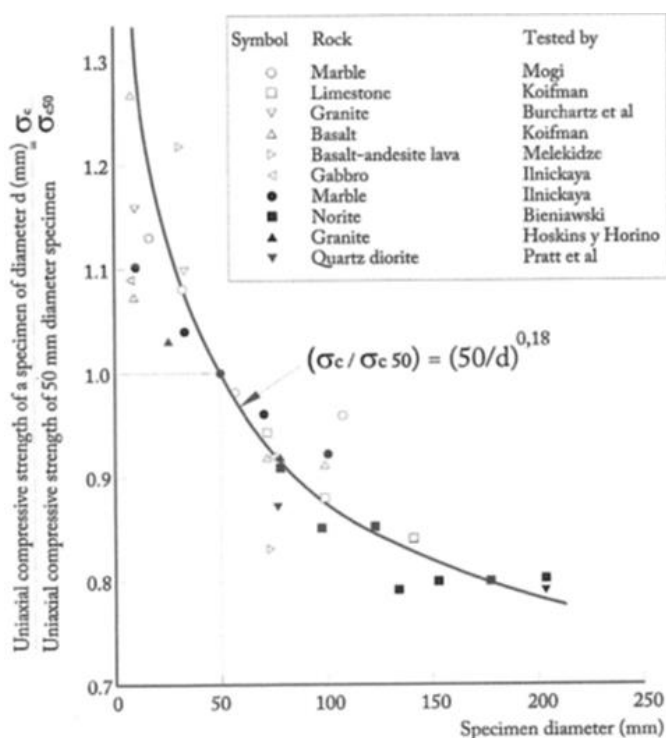


Figura III.5.1 Resistencia a la compresión uniaxial en función del diámetro de la muestra
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

Se aprecia que la realización de ensayos de compresión uniaxial con probetas de diámetro inferior a 50 mm, implica una sobreestimación de la resistencia de entre un 10-30%.

5.2.3 Influencia de la anisotropía

Jaeger (1960) analizó el efecto de la anisotropía en muestras en ensayos de compresión uniaxial y determinó, como se indica en la Figura III.5.2, que había una orientación de la esquistosidad, con respecto a la dirección de aplicación de la carga, que daba una resistencia mínima cuyo valor podría ser el 40% de la resistencia sin anisotropía.

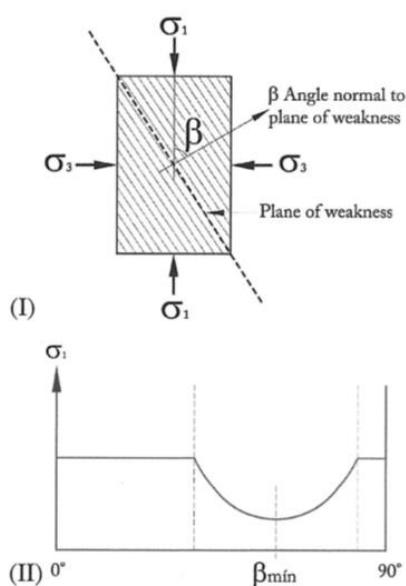


Figura III.5.2 Influencia de la esquistosidad sobre la resistencia uniaxial.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La orientación de la carga a la resistencia mínima ocurre para:

$$\beta_{min} = 45^\circ + \left(\frac{\phi}{2}\right)$$

β : ángulo que forma el plano de debilidad perpendicular a la dirección de aplicación de la carga

ϕ : es el ángulo de fricción interna de la roca ensayada.

5.2.4 Pruebas posteriores a la falla

Cuando se utilizan prensas convencionales, al alcanzar la resistencia máxima de la muestra, en esta se produce la falla en una fracción de segundo.

Por lo tanto, para obtener el gráfico tensión-deformación en post-rotura, primero se requiere que la rigidez de la prensa sea muy superior a la de la probeta, de lo contrario, cuando comience la falla, la prensa transmitirá la energía acumulada durante la deformación elástica y la muestra de roca literalmente explotará, no logrando el cometido de obtener el diagrama post-rotura.

Además, la prensa debe tener un sistema controlado que permita reducir la fuerza aplicada al mismo ritmo que aumenta la tensión en la muestra, es decir, un ensayo conocido con el nombre de carga controlada.

A continuación, a modo ilustrativo se muestra un gráfico representativo de un ensayo de tensión-deformación en post-falla, como se muestra en la Figura III.5.3

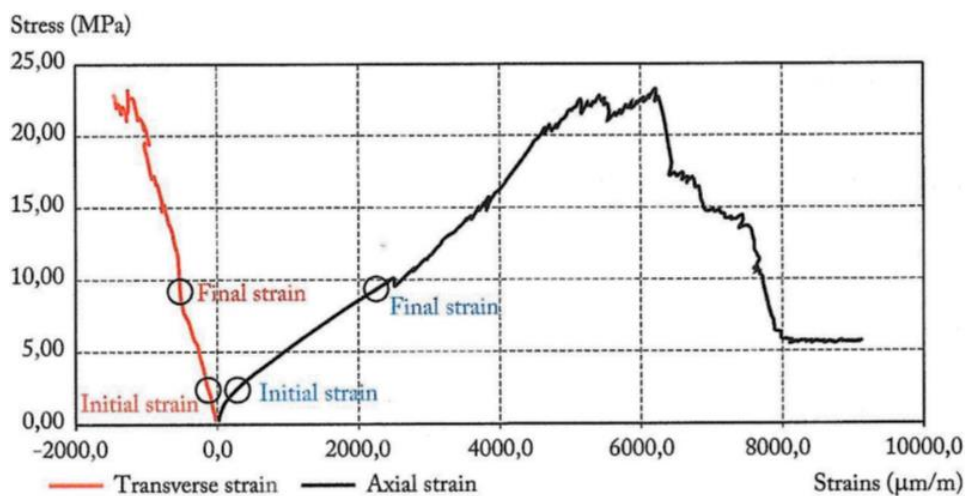


Figura III.5.3 Gráfico obtenido en un ensayo de compresión uniaxial en post-rotura.
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Los ensayos de compresión uniaxial con post-falla son mucho más costosos, pero son la única forma de conocer el comportamiento real del suelo cuando la tensión tangencial alrededor del túnel supera la resistencia máxima del suelo.

Debido a su costo, estos ensayos se suelen utilizar en obras de gran envergadura, que justifiquen su utilización, y en etapas de proyecto.

5.3 ENSAYOS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

El objetivo de los ensayos de compresión triaxial es conocer el comportamiento del terreno en condiciones similares a las in situ. Para simplificar la implementación del ensayo triaxial se supone que las tensiones horizontales $\sigma_H = \sigma_h$ por lo tanto, la prueba se realiza colocando la muestra dentro de una cámara de acero, donde la tensión σ_H se mantiene constante. La falla del espécimen se logra aumentando progresivamente el esfuerzo σ_v . La Figura III.5.4 ilustra la distribución de esfuerzos durante una prueba triaxial simplificada adoptando la notación usual considerando:

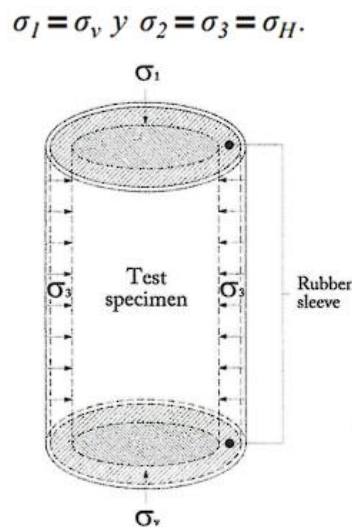
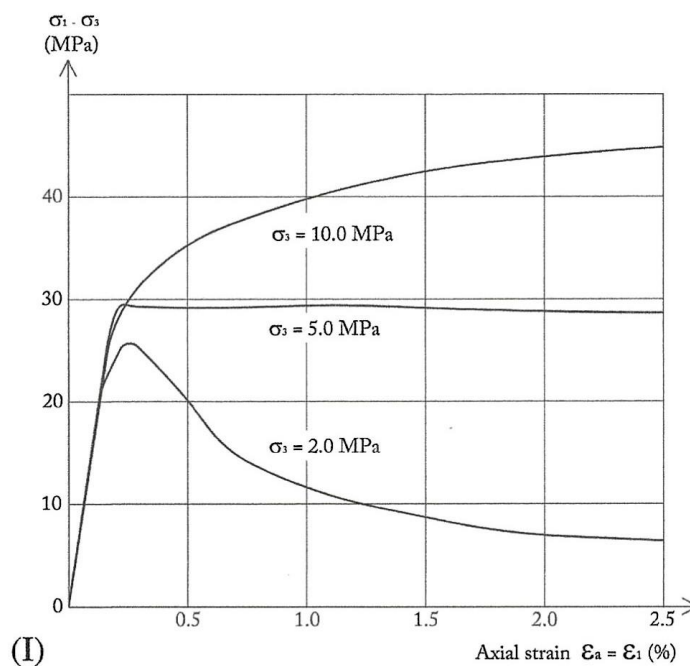


Figura III.5.4 Esquema de tensiones de un ensayo triaxial simplificado.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La Figura III.5.5 muestra los resultados de los ensayos triaxiales realizados por Brady y Brown (1985) donde se aprecian los diferentes comportamientos esperados en post-rotura en función de la tensión de confinamiento.



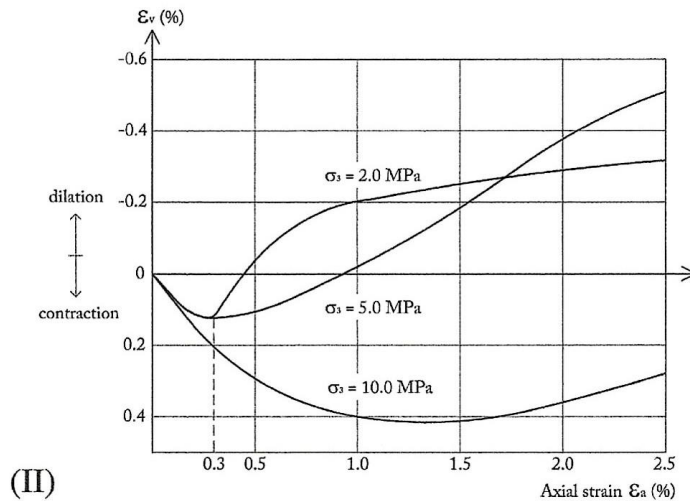


Figura III.5.5 Distribución de las tensiones Axiales (I) y las deformaciones (II) en un ensayo triaxial
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

La primera observación importante es que, generalmente en rocas, el módulo de deformación de las muestras ensayadas es el mismo independientemente del esfuerzo de confinamiento utilizado en la prueba. Si los esfuerzos de confinamiento son muy bajos, esto conduce a un comportamiento mayoritariamente frágil, con una resistencia residual debida al esfuerzo de confinamiento. Si las tensiones de confinamiento son medias, la muestra tiene un comportamiento elastoplástico perfecto hasta alcanzar la resistencia máxima, que suele tener lugar para una deformación axial superior al 0,3%. Para esfuerzos de confinamiento elevados, la resistencia de la probeta y la deformación axial aumentan progresivamente, manteniéndose este comportamiento para deformaciones axiales superiores al 2,5%, que son unas diez veces mayores que las correspondientes a una resistencia máxima con confinamientos bajos.

La Figura III.5.6 reproduce los resultados de algunos ensayos triaxiales realizados sobre las gravas de Santiago por Verdugo y Hoz (2006)

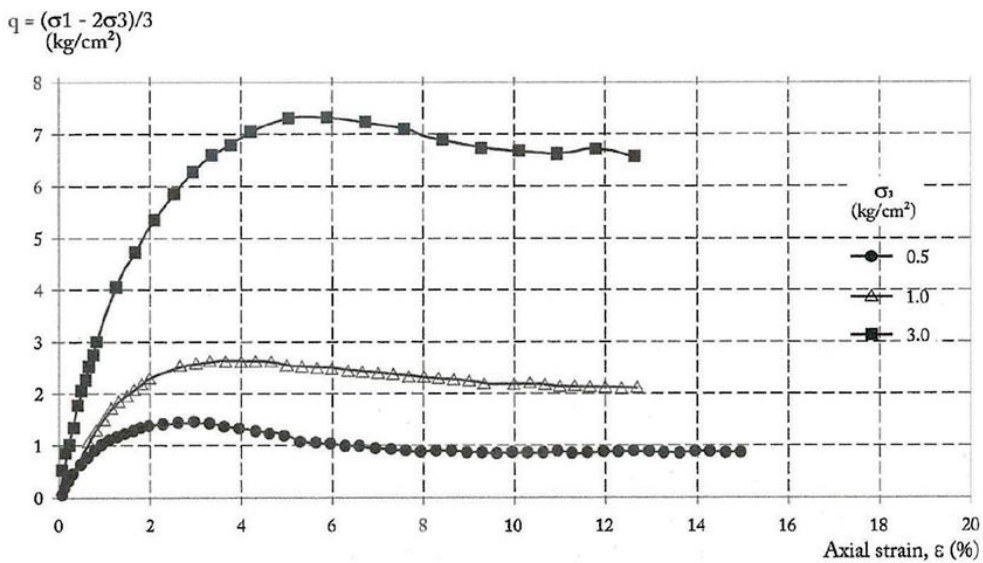


Figura III.5.6 Resultados de ensayos triaxiales sobre gravas de Santiago de Chile
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

En esta figura se puede apreciar claramente que a medida que aumenta la tensión de confinamiento, también lo hace el valor de la resistencia máxima y también la deformación axial a la que se alcanza la resistencia máxima. Para que los ensayos triaxiales sean representativos, la tensión de confinamiento tiene que representar adecuadamente las condiciones en las que va a trabajar el suelo. Como criterio general para seleccionar σ_3 , en el diseño de túneles, se puede tomar $\sigma_3 = 0.5 \gamma H$, enfoque derivado de las recomendaciones de Hoek (2002), donde γ es la gravedad específica del suelo y H es la profundidad a la que se encuentra el túnel.

5.4 ENSAYOS DE TRACCIÓN

La resistencia a la tracción de la roca es muy pequeña, ya que suele estar entre el 5 y el 10% de su resistencia a la compresión uniaxial, lo que crea muchos problemas al realizar ensayos de tracción directos en muestras de roca. Para evitar estos inconvenientes se determina indirectamente, aplicando una compresión diametral al espécimen de roca que genera un estado de tracción en el centro del espécimen, como se ilustra en la Figura III.5.7.

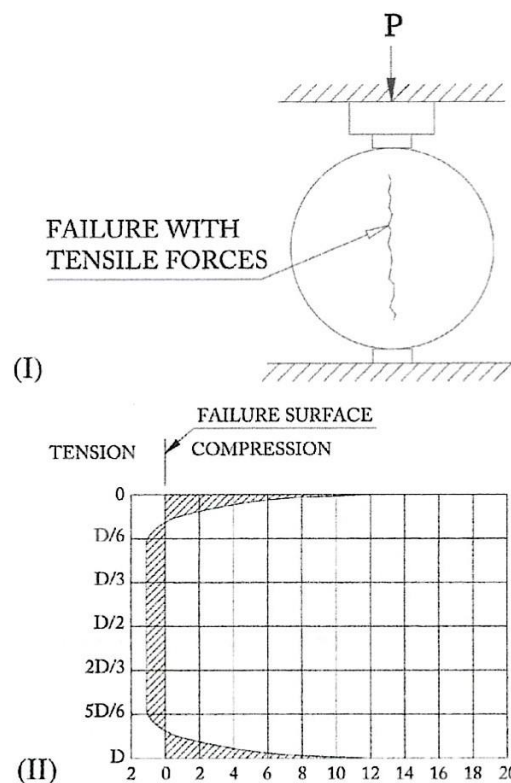


Figura III.5.7 Ensayo de compresión diametral (I) – Distribución de Tensiones (II)
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

En la zona central de la probeta se presenta un estado tensional biaxial, cuyo esfuerzo vertical de compresión es tres veces mayor que el esfuerzo horizontal generado. La resistencia a la tracción indirecta se calcula mediante la expresión:

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot L}$$

D: el diámetro de la probeta
L: longitud de la probeta

La tasa sugerida para la aplicación de carga es de 200 N/s, de modo que la falla ocurra dentro de 15 a 30 s. El fallo ideal en este tipo de ensayo, se da por una línea de fractura vertical desarrollada entre los dos puntos de carga. Durante el ensayo es necesario detener la aplicación de la carga tan pronto como se genere la primera fisura de tracción en el centro de la probeta, de lo contrario la probeta estará sujeta a un efecto de compresión que aumentará, de forma poco realista, la resistencia a la tracción. El ensayo brasileño tiende a sobrestimar la resistencia a la tracción, ya que la rotura no se produce en el plano más débil de la probeta, sino en otro, previamente determinado por el punto de aplicación de la carga. Perras y Diedierich (2014) indican las siguientes relaciones entre la Resistencia a la Tracción Directa (DTS) y la Resistencia a la Tracción Brasileña (BTS) para diferentes tipos de rocas:

- Rocas sedimentarias: DTS=0.68 BTS
- Rocas ígneas: DTS=0.86 BTS
- Metamórficas rocas: DTS=0.93 BTS

Como en la mayoría de los ensayos, en el Ensayo Brasileño, a medida que aumenta el diámetro de la muestra, el valor de la resistencia a la tracción indirecta disminuye, como se muestra en la Figura III.5.8 Tenga en cuenta que el eje horizontal está en escala logarítmica

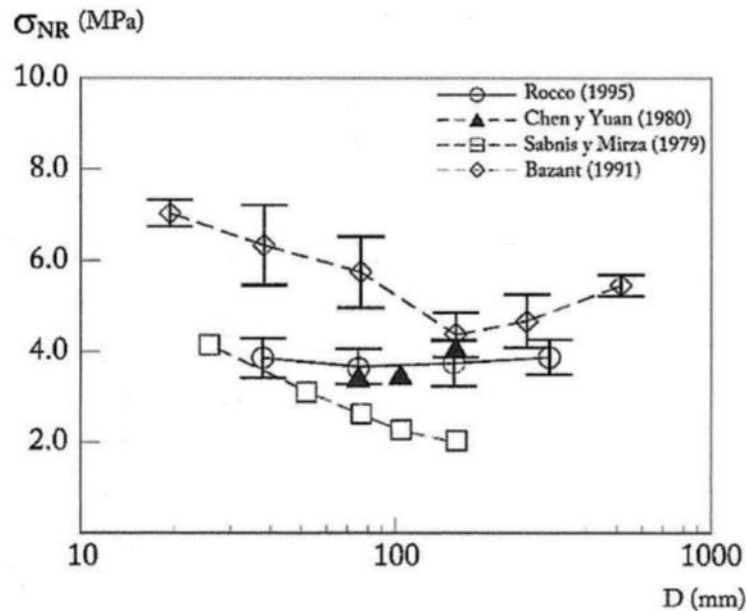


Figura III.5.8 Variación de la resistencia a tracción en función del diámetro del espécimen
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

5.5 ENSAYOS DE CORTE

Para el diseño de túneles, los ensayos de corte se realizan en discontinuidades preexistentes en el suelo, ya que la información proporcionada puede obtenerse mucho más fácilmente a partir de compresión uniaxial y tracción indirecta.

5.5.1 Ensayos de cortante en discontinuidades

Para determinar la resistencia al cortante de una discontinuidad es necesario tomar un trozo de roca que incluya la discontinuidad a ensayar. Para realizar el ensayo se aplica una fuerza normal a la discontinuidad, que se mantiene constante durante el ensayo y otra fuerza tangencial a la discontinuidad, que se incrementa progresivamente.

Para determinar la resistencia al corte de una discontinuidad es necesario realizar al menos tres ensayos, cada uno a un esfuerzo normal diferente.

El valor de la tensión normal a aplicar en los ensayos de cortante tiene que estar relacionado con el rango de tensión en el que realmente trabajará la discontinuidad; estos valores suelen depender de la profundidad de excavación. Los resultados de las pruebas de corte se representan en un diagrama de Mohr-Coulomb, para cuatro pruebas realizadas en la misma discontinuidad.

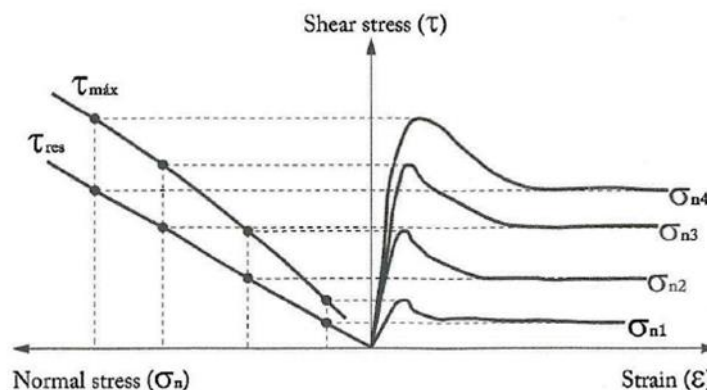


Figura III.5.9 Resultados del Ensayo de Corte

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

La caja de corte Hoek tiene la limitación del pequeño tamaño de la muestra, por lo que el desplazamiento del bloque deslizante durante el ensayo solo puede ser de unos pocos centímetros. Para evitar esta desventaja, se pueden realizar ensayos con bloques mucho más grandes que los utilizados en la caja de corte de Hoek, pero la preparación de la muestra es mucho más difícil y el costo de las pruebas es mucho mayor.

5.5.2 Pruebas de corte en muestras de suelo

Conceptualmente, las pruebas de corte directo en muestras de suelo son similares a las pruebas de corte en discontinuidades; pero como los suelos tienen menor resistencia al corte que las diaclasas presentes en las rocas, es posible realizar ensayos de corte en la matriz del suelo.

5.6 PRUEBAS RELACIONADAS CON LA EXCAVABILIDAD

En las siguientes secciones se describen tres pruebas relacionadas con la excavabilidad del terreno: el índice de abrasividad Cerchar, el índice de velocidad de perforación y el índice de vida útil del cortador.

5.6.1 Índice de abrasividad de Cerchar

El CAI se mide como el desgaste, en décimas de mm, del pasador de acero después de 10 mm de recorrido sobre la superficie de la roca bajo una fuerza de 7 N.

La Tabla III.5.2 indica los criterios utilizados para estimar la abrasividad en función del CAI.

CAI value	Abrasivity estimation
0.1–0.4	Extremely low
0.4–0.9	Very low
0.9–1.9	Low
1.9–2.9	Medium
2.9–3.9	High
3.9–4.9	Very high
> 4.9	Extremely high

Tabla III.5.2 Criterios utilizados para estimar la abrasividad en función del CAI
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

5.6.2 Índice de tasa de perforación

El Índice de tasa de perforación (DRI) es una prueba para estimar la capacidad de perforación del terreno midiendo la tasa de penetración de una broca en una muestra y su fragilidad.

La medida de la velocidad de perforación está cuantificada por el índice SJ, que es la penetración, expresada en décimas de milímetro, que se logra con una broca de 8,5 mm bajo un peso de 20 kg después de 200 revoluciones. Para realizar esta prueba se utiliza el dispositivo que se muestra en la Figura III.5.10.

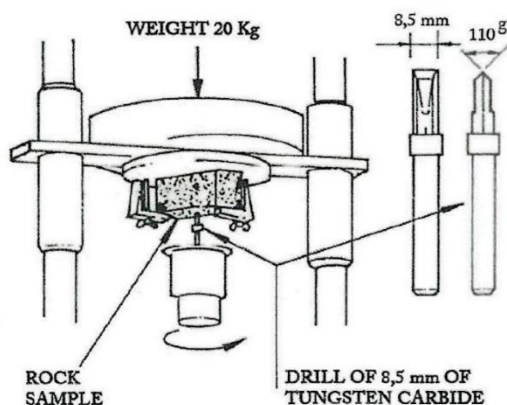


Figura III.5.10 Dispositivo para determinar el índice SJ
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

La fragilidad debe determinarse con una muestra de la misma roca en la que se obtuvo el SJ. Para ello, se dejará caer 20 veces una masa de acero de 14 kg sobre 0,5 kg de roca triturada. La fragilidad se mide por la pérdida de peso después de que la muestra de roca, al final del ensayo,

pase por un tamiz de 11,2 mm. La pérdida de peso, referida al peso inicial, define el índice S_{20} . La Figura III.5.11 ilustra el dispositivo para determinar el índice S_{20} .

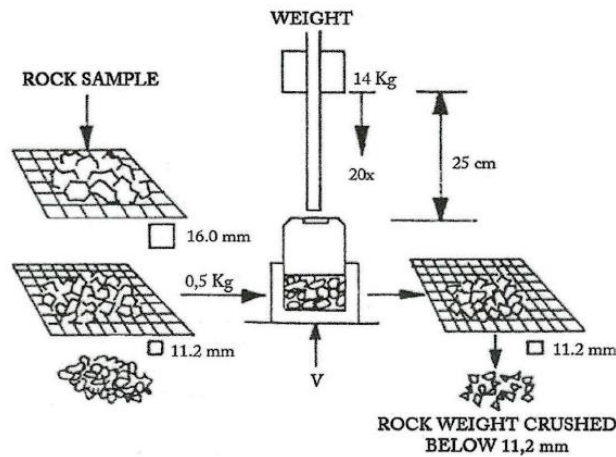


Figura III.5.11 Dispositivo para determinar el índice S_{20}

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

Finalmente, el DRI se determina con el ábaco reproducido en la Figura III.5.12.

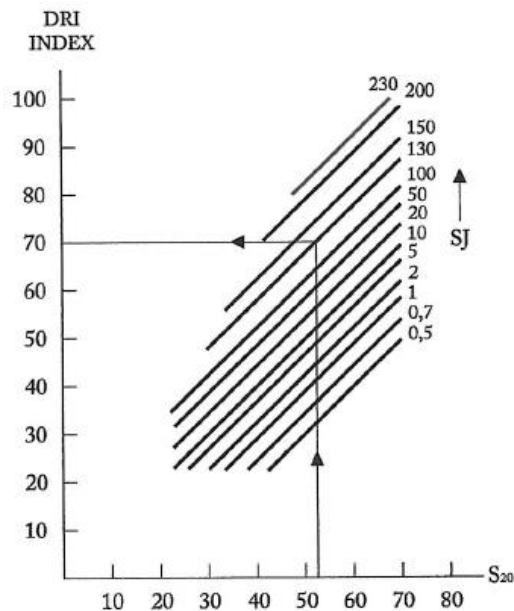


Figura III.5.12 Abaco para la determinación del Índice DRI

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

La Tabla III.5.3 presenta los criterios para estimar la perforabilidad a partir del DRI.

DRI value	Drillability estimation
< 21	Extremely low
21-28	Very low
28-37	Low
37-49	Medium
49-65	High
65-86	Very high
> 86	Extremely high

Tabla III.5.3 Estimar la perforabilidad de la roca a partir del DRI.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

5.6.3 Índice de vida útil del cortador

El índice de vida útil del cortador (CLI) se utiliza para estimar la vida útil de los cortadores de la tuneladora (TBM). El CLI se calcula mediante la expresión:

$$CLI = 13.84 \cdot \left(\frac{SJ}{AVS} \right)^{0.3847}$$

SJ: es el índice de perforación definido en la Sección 5.6.2

AVS: es un índice que mide el desgaste del cortador producido por una determinada roca.

El AVS se determina con el dispositivo que se muestra en la Figura III.5.13 de acuerdo con el siguiente procedimiento:

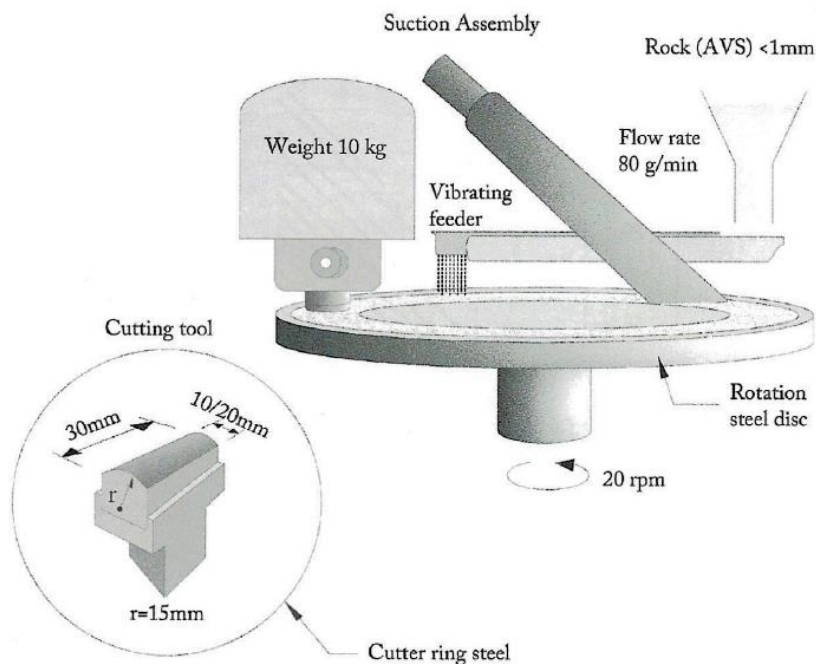


Figura III.5.13 Procedimiento para determinar el AVS

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

- Los fragmentos de roca se colocan en un disco que gira a 20 rpm
- Sobre los fragmentos se coloca una pieza de acero cargada con un peso de 10 kg.
- Una vez colocada la pieza de acero sobre la roca, el disco gira a 20 revoluciones.
- Se retira la pieza de acero y se pesa, siendo la pérdida de peso el valor de AVS.

La Tabla III.5.4 indica la abrasividad del suelo en función del AVS.

AVS	Abrasivity
< 1	Extremely low
2-4	Very low
4-13	Low
13-25	Medium
25-35	High
35-44	Very high
> 44	Extremely high

Tabla III.5.4 abrasividad del suelo en función del AVS

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

5.7 ENSAYOS NO CONVENCIONALES

En los apartados siguientes se presentan algunos ensayos que sólo son de interés en algunos tipos específicos de rocas y con los que se intenta cuantificar los siguientes fenómenos:

- Alterabilidad en presencia de agua
- Presiones de hinchamiento en presencia de agua
- Fluencia por confinamiento insuficiente
- Cargas cíclicas debidas a sismos

5.7.1 Ensayos de alterabilidad

Las rocas de origen sedimentario y de granulometría fina tienden a alterarse mecánicamente en presencia de agua, su degradación puede estimarse mediante la prueba de durabilidad de apagado (SDT). En el RMR₁₄ los autores han propuesto la prueba de inmersión en etilenglicol, como una forma fácil de evaluar la alterabilidad de las rocas.

5.7.1.1 Ensayo de durabilidad en reposo

Este ensayo se realiza sometiendo diez fragmentos de roca, cada uno de ellos cargados con un peso entre 40 g y 60 g, a dos ciclos de secado a 105°, y luego se colocan en un tambor semisumergido en agua que gira 200 revoluciones en 10 minutos. Finalmente, los fragmentos se pesan nuevamente y se calcula el porcentaje de peso perdido con respecto al peso inicial (ID). La tabla III.5.5, muestra la estimación de la alterabilidad a través de la prueba SDT.

<i>Rock durability in presence of water</i>	<i>In 1 cycle of 10 minutes</i>	<i>In 2 cycles of 10 minutes</i>
Very high	< 1	< 2
High	1–2	2–5
Medium	2–15	5–40
Low	15–40	40–70
Very low	>40	> 70

Tabla III.5.5 Estimación de la durabilidad de la roca en presencia de agua con el ensayo SDT
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

5.7.1.2 Inmersión en etilenglicol

Broch (1996) identificó la degradación que produce el agua a muestras de basalto, al sumergir las muestras en una solución de etilenglicol, que es el líquido anticongelante utilizado en los radiadores de los vehículos a motor.

El procedimiento consiste en seleccionar 40 muestras de roca, con un diámetro aproximado de 1 pulgada, y sumergirlas en un recipiente con etilenglicol durante 30 días. Las muestras no deben tener grietas, deben pesarse antes de ser sumergidas y deben observarse en los siguientes períodos: 1 hora, 1 día, 5 días, 10 días, 15 días, 20 días y 30 días. Piaggio (2015) ha clasificado los resultados de la prueba de inmersión en etilenglicol en cinco categorías, de acuerdo con los criterios presentados en la Tabla III.5.6.

Sample state after 30 days immersed in ethylene glycol	Alterability degree
No disintegration or change in weight is observed.	0
Small surface cracks.	1
The samples are broken into two or three parts. It is not possible to weigh all the samples again.	2
Samples are disintegrated and cannot be weighed.	3

Tabla III.5.6 Criterios de alterabilidad de Piaggio

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

5.7.2 Pruebas de hinchamiento

Algunas rocas de naturaleza arcillosa tienen la capacidad de absorber moléculas de agua en su estructura generando presiones de hinchamiento importantes, pero la humedad anhidrita en presencia de agua se convierte en yeso, lo que lleva a presiones mucho mayores.

5.7.2.1 Hinchamiento de rocas y suelos arcillosos

Los ensayos se pueden realizar si las muestras de roca se trituran en tamaños inferiores a 0,1 mm, aunque los resultados obtenidos con ellos solo proporcionan una primera indicación sobre el comportamiento de la muestra en presencia de agua. En la Figura III.5.14 se puede observar el resultado de una prueba de Lambe.

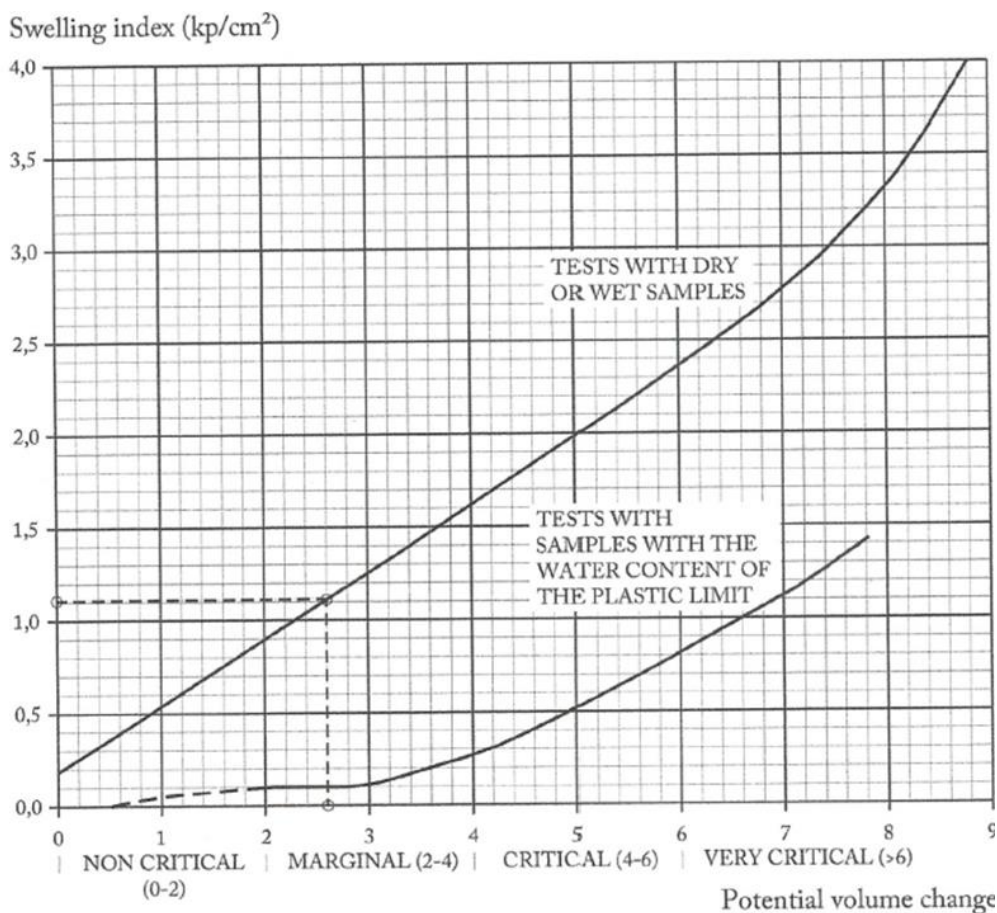


Figura III.5.14 Resultado de una prueba de Lambe

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

Las pruebas para determinar la presión de hinchamiento y el hinchamiento libre se realizan en

una caja para pruebas de edómetro, como la que se muestra en la Figura III.5.15, colocando la muestra entre dos placas porosas.

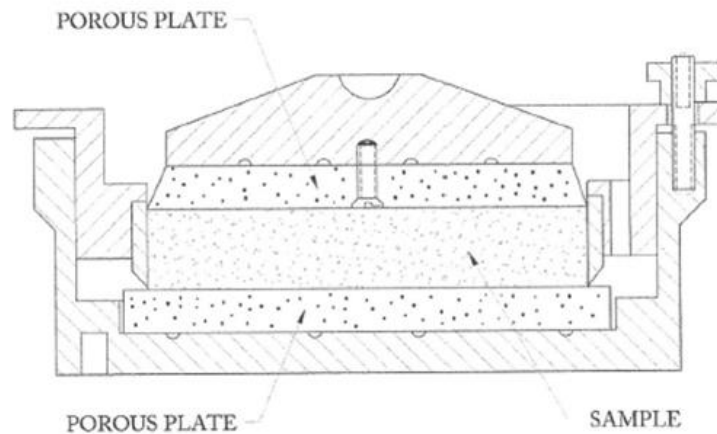


Figura III.5.15 caja para realizar prueba de presión de hinchamiento e hinchamiento libre
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

La prueba de presión de hinchamiento se realiza restringiendo la muestra para que no se produzca ningún desplazamiento vertical durante su humectación y que se pueda medir la presión generada. La prueba de hinchamiento libre no restringe el desplazamiento vertical durante la hidratación, por lo que se puede medir este parámetro.

5.7.2.2 Expansión de las anhidritas

El sulfato de calcio SO_4Ca está naturalmente presente como una roca sedimentaria llamada anhidrita. En presencia de agua, la anhidrita y la humedad se transforman en yeso que es menos denso que la anhidrita según:

	SO_4Ca	+	H_2O	\Leftrightarrow	$SO_4Ca \cdot 2H_2O$
	Anhydrite	+	Water	\Leftrightarrow	Gypsum
Mass (g)	136.14	+	36	=	172.14
Density (g/cm^3)	2.96		1		2.32
Volume (cm_3)	45.99		36		74.2

En consecuencia, la transformación de anhidrita en yeso da como resultado el siguiente aumento de volumen:

$$\frac{\Delta V}{A} = \frac{74.2 - 45.99}{45.99} \cdot 100 = 61\%$$

Esta transformación es reversible de tal forma que, si se aplica una presión de 80 MPa a 58°C, el yeso vuelve a convertirse en anhidrita. La anhidrita pura no suele aparecer a profundidades inferiores a los 60 m, ya que a esa profundidad la presión debida al peso del suelo ronda los 1,6 MPa, que es la presión que inhibe la humectación del yeso. Por tanto, cuando se deba excavar un túnel en anhidrita a profundidades superiores a 60 m y con toma de agua del suelo, la anhidrita se humedecerá y su aumento de volumen generará presiones de hinchamiento que

suelen oscilar entre 2 y 7 MPa.

Esta es una sobrecarga adicional que debe soportar el soporte del túnel, por lo que, si no se tiene en cuenta en los cálculos del soporte, el soporte del túnel se dañará gravemente. El ISMR ha propuesto los siguientes procedimientos para determinar el hinchamiento de la anhidrita:

- Hinchazón dependiente del tiempo de una muestra radialmente confinada sumergida.
- Hinchazón libre axial y radial (sin confinamiento)

Otra opción fuera de los procedimientos ISRM es el Huder-Amberg prueba de hinchamiento radialmente confinado. La Figura III.5.16 presenta los resultados obtenidos por Wittke (1999) de una prueba de Huder-Amberg.

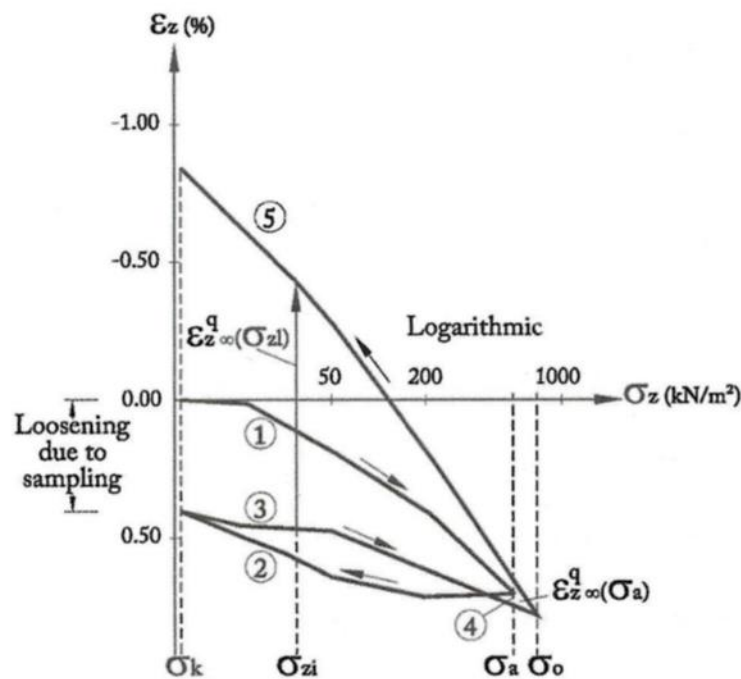


Figura III.5.16 Resultados obtenidos de una prueba de Huder-Amberg.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

En esta figura las etapas 1, 2 y 3 corresponden al proceso inicial, que incluye dos ciclos de carga, y la etapa 4 corresponde a la muestra de humedad, en la que no hay un aumento de tensión sino una deformación unitaria. Finalmente, la etapa 5 corresponde al proceso de hinchamiento, en el que se alcanza una presión de hinchamiento de unos 700 kN/m² (0,7 MPa).

5.7.3 Pruebas de fluencia

Las deformaciones que experimentan algunas rocas con el tiempo cuando se someten a una carga constante se denominan fluencia. La figura III.5.17 muestra la distribución de deformaciones típica de los fenómenos de fluencia.

Cuando la muestra se carga inicialmente, sufre un acortamiento instantáneo, según la ley de Hooke ya partir de ese momento se pueden observar tres fases de fluencia:

- fluencia primaria, suele durar unas pocas semanas y se caracteriza por una tasa de

deformación decreciente.

- La fluencia secundaria, suele durar varios años y se caracteriza por una velocidad de deformación constante que suele oscilar entre 20 y 100 micras/día.
- La fluencia terciaria suele durar unos pocos meses y se caracteriza por una tasa de deformación creciente que conduce al colapso de la excavación.

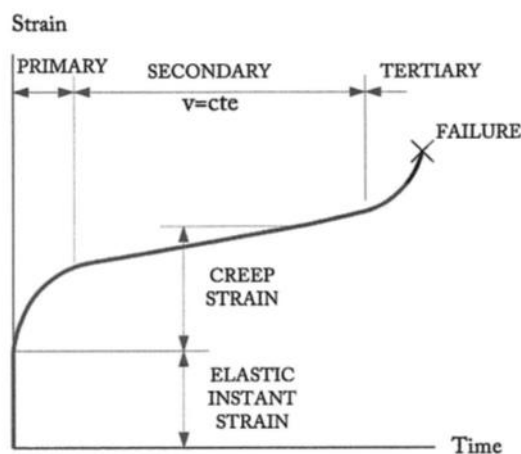


Figura III.5.17 Distribución de deformaciones típica de los fenómenos de fluencia por carga constante
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

En rocas susceptibles de presentar un comportamiento de fluencia, este fenómeno no aparece hasta que se cargan con un esfuerzo igual o superior al 40% de su resistencia a compresión simple.

5.7.4 Ensayos dinámicos con cargas cíclicas

En situaciones en las que la obra subterránea deba construirse en suelos y pueda estar sujeta a cargas dinámicas, como las debidas a sismos, cobran mayor importancia los ensayos destinados a determinar las características dinámicas del suelo, a través de pruebas especializadas como la columna resonante, la prueba de torque, cortante cíclico simple o triaxial dinámica. La Tabla III.5.7 muestra las pruebas más comunes, las normas aplicables y los parámetros obtenidos.

Test	Regulation	Paramaters obtained
Resonant Column	ASTM D 4015-15. <i>Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices</i>	Shear modulus and damping.
Cyclic simple shear test	Without specific regulations	Change in the shear modulus and damping with the variation of the number of cycles.
Dynamic triaxial test	ASTM D 3999M-11e1. <i>Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus</i>	Change in the shear modulus and damping with the variation of the number of cycles. Change in the pore pressure. Fatigue tests.

Tabla III.5.7 Ensayos dinámicos más comunes en suelos
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

En las rocas, la degradación del módulo de corte con las deformaciones tiene menos

importancia que en los suelos y los ensayos dinámicos se limitan generalmente a la determinación de la resistencia dinámica de la roca a compresión y tracción uniaxiales. La principal utilidad de estos ensayos es el diseño de voladuras, diseños resistentes a impactos y explosiones, fenómenos de rockburst en rocas frágiles sometidas a muy altos niveles de estrés que, habitualmente, sólo se encuentran en túneles y minas muy profundas.

6 CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

6.1 CONCEPTOS GENERALES

Las masas rocosas son materiales complejos y heterogéneos porque su origen está asociado a procesos mineralógicos producidos por fenómenos sedimentarios, tectónicos e intrusivos.

Conocer sus propiedades es fundamental para diseñar un túnel, pero este conocimiento puede ser inexacto debido a las dificultades para explorar los macizos rocosos en profundidad. Sus clasificaciones han surgido como poderosas ayudas de diseño en ingeniería civil, por lo que se considera una actividad básica de la ingeniería de túneles y en esta sección se presenta las clasificaciones de ingeniería más utilizadas, la estimación de los parámetros tensión-deformación de los macizos rocosos en base a ellos y los criterios para clasificarlos.

6.2 CLASIFICACIÓN EN LA INGENIERÍA DE TÚNELES

En ingeniería de túneles, la primera clasificación del macizo rocoso fue propuesta en Estados Unidos por Terzaghi (1946), para estimar la carga que debían soportar los arcos de acero utilizados como elementos de soporte en los túneles ferroviarios

Posteriormente se introdujo el índice de designación de calidad de la roca (RQD) o "recuperación de núcleo modificado", por parte de Deere en 1963. El RQD se calcula como la relación entre la longitud de piezas de núcleo sanas de más de 10 cm recuperadas de un pozo. Usando el RQD, el núcleo de roca se clasifica en cinco categorías, de acuerdo con los criterios presentados en la Tabla III.6.1.

RDQ (%)	Ground quality
0–25	Very poor
25–50	Poor
50–75	Fair
75–90	Good
90–100	Very good

*Tabla III.6.1 Clasificación del suelo en función del RQD.
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

El RQD es muy fácil de calcular cuando se dispone de núcleos, pero cuando se tiene que estimar en un afloramiento o en el frente del túnel, el proceso es mucho más complicado.

RQD sigue siendo útil hoy en día, principalmente como parte de clasificaciones masivas como el índice Q. Tenga en cuenta que el RQD no incluye los efectos de las condiciones de las juntas (estanqueidad y relleno) ni sus orientaciones.

En la década de 1970 se propusieron dos clasificaciones muy aceptadas de ingeniería de macizos rocosos, y que se utilizan en la actualidad: el Rock Mass Rating (RMR) de Bieniawski (1973) y el índice Q de Barton (1974).

6.2.1 Sistema de clasificación RMR

Este método de clasificación de ingeniería incluye el RMR presentado por ZT Bieniawski y modificado ligeramente por él en 1989. El RMR_{89} se calcula mediante la suma de las clasificaciones de los siguientes cinco parámetros:

1. Compresión uniaxial resistencia de la roca intacta, valorada de 0 a 15 puntos
2. RQD, valorada de 0 a 20 puntos
3. Espaciamiento de las discontinuidades, valorada de 0 a 20 puntos
4. Estado de las principales discontinuidades, valorada de 0 a 30 puntos
5. Presencia de agua en el suelo, puntuada de 0 a 15 puntos

Además, la orientación de los parámetros de las discontinuidades se incluye indirectamente como un ajuste a la suma total de los parámetros puntuados, de acuerdo con la Tabla III.6.2

Strike perpendicular to the tunnel axis				Strike parallel to the tunnel axis		
Excavation with dip		Excavation against dip				Dip 0°–20° any direction
Dip 45–90	Dip 20–45	Dip 45–90	Dip 20–45	Dip 45–90	Dip 20–45	
Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very unfavorable	Fair	Fair
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

Tabla III.6.2 Ajuste del RMR básico en función de la orientación del eje del túnel con respecto a la orientación del conjunto principal de juntas.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El RQD fue reemplazado por el parámetro de frecuencia de fracturas, que está correlacionado con él, pero que se determina de manera más fácil y confiable tanto a partir de núcleos de roca como de estudios de afloramientos superficiales y frentes de túneles. La evaluación de estos parámetros se puede realizar utilizando la Tabla III.6.4 o los gráficos de la Figura III.6.1.

Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point load strength index	> 10 MPa	4–10 MPa	2–4 MPa	1–2 MPa	For this low range – uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100–250 MPa	50–100 MPa	25–50 MPa	5–25 MPa	1–5 MPa	< 1 MPa
Rating			15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90%–100%	75%–90%	50%–75%	25%–50%	< 25%		
	Rating		20	15	10	8	5		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6–2 m	200–600 mm	60–200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Couge < 5 mm thick or Separation 1–5 mm continuous	Soft gouge > 5 mm thick or separation > 5 mm continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10–25	25–125	> 125		
		(Joint water press)/(major principal σ)	0	< 0.1	0.1–0.2	0.2–0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
Rating			15	10	7	4	0		

The individual ratings shown for the five input parameters are their average values (not the minimum values) for each range of the parameters.

Tabla III.6.3 Criterios para calcular el RME_{89} .

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

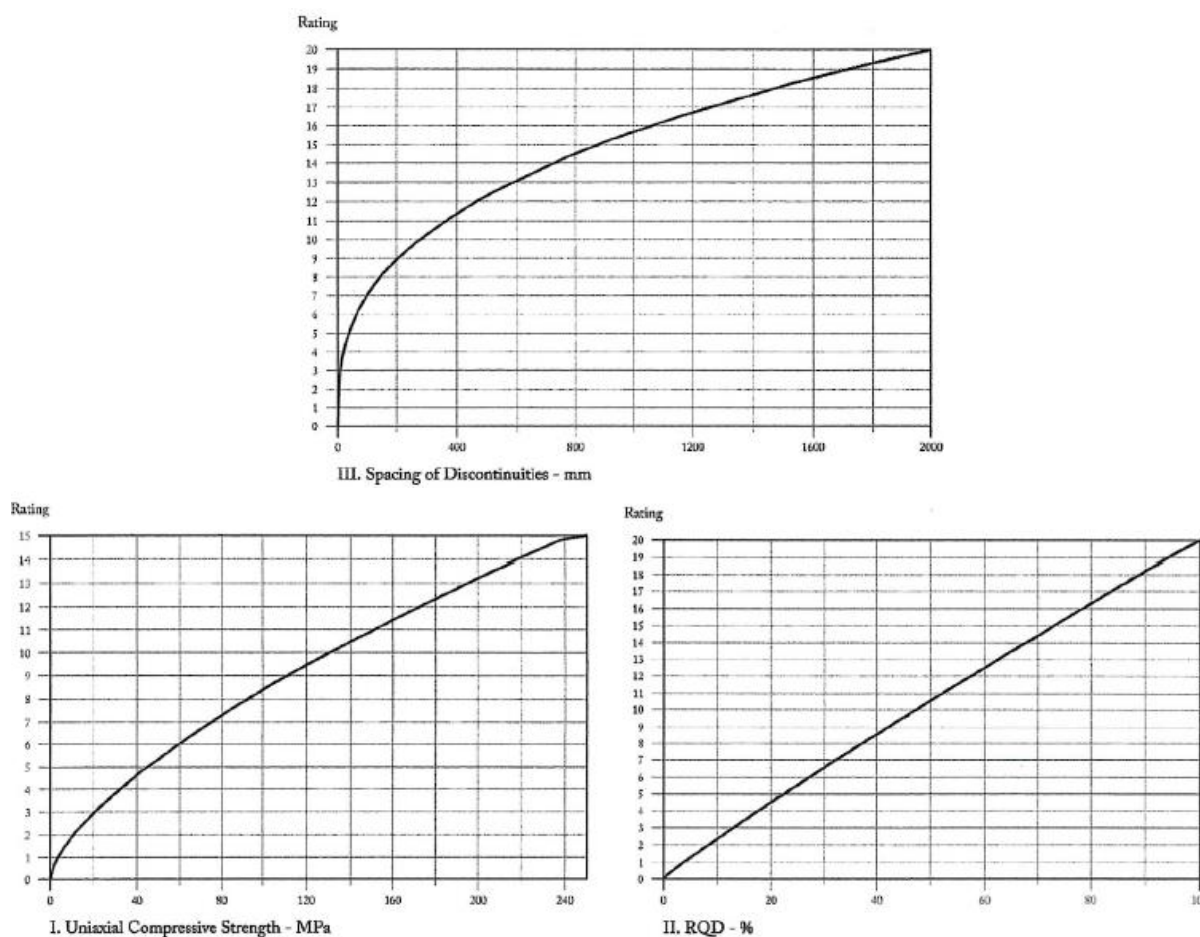


Figura III.6.1 Gráficos para evaluar la RMR, Parámetros de entrada: resistencia a compresión uniaxial, RQD y espaciamiento de las discontinuidades.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El valor general de RMR calculado con los criterios anteriores es la suma de las calificaciones de los parámetros, lo que se denomina RMR básico y se representa como RMR_{b89} . Cuando se considera la posición relativa del eje del túnel con respecto a la orientación del conjunto principal de juntas, el comportamiento de la excavación del túnel en el frente cambia; ya que es bien sabido que es más fácil excavar el mismo terreno cuando se realiza perpendicularmente a la dirección de buzamiento de las discontinuidades que cuando se excava en dirección paralela. Para tener en cuenta este efecto, la RMR_b debe ajustarse de acuerdo con los criterios indicados en la Tabla III.6.2.

Cuando la excavación se realiza perpendicularmente al rumbo de buzamiento de las capas, se presentan dos situaciones extremas; uno favorable, en el que las capas buznan hacia el frente de excavación y no pueden deslizar y otro cuando las capas buznan hacia el túnel excavado y pueden deslizar en el frente del túnel, creando una situación desfavorable. La figura III.6.2 aclara estas dos situaciones.

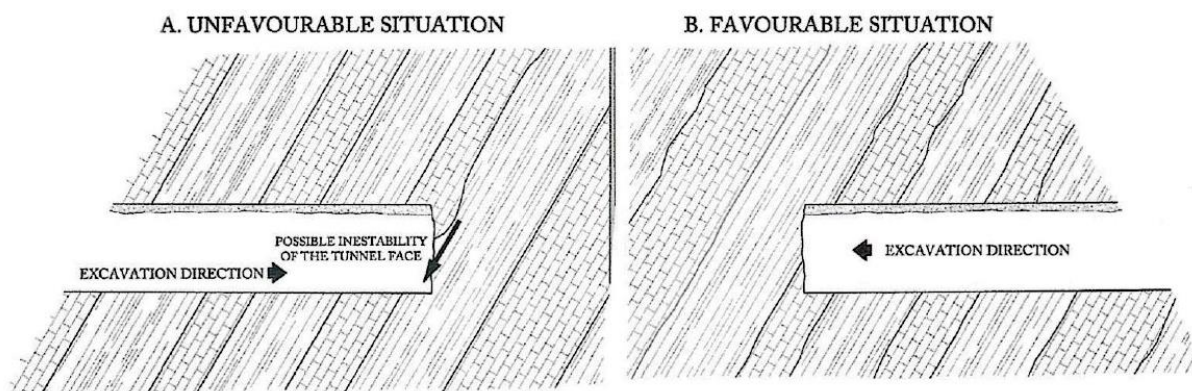


Figura III.6.2 Situaciones creadas al excavar perpendicularmente al rumbo de buzamiento de las capas.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La RMR, calculada con los criterios anteriores, varía entre 0 y 100 puntos y permite clasificar los macizos rocosos en cinco clases, como se indica en la Tabla III.6.4.

RMR value	Class	Ground Classification
81-100	1	Very good
61-80	2	Good
41-60	3	Fair
21-40	4	Poor
0-20	5	Very poor

Tabla III.6.4 Clasificar los macizos rocosos usando RMR.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La RMR en el frente del túnel no tiene un valor exacto y depende del criterio del profesional. Se recomienda que dos profesionales, un ingeniero y un geólogo con suficiente educación y experiencia, determinen los valores de RMR para el mismo frente del túnel en el rango de RMR (+/- 4%). Esto significa que, si el valor real de la RMR del frente del túnel es de 56 puntos, el rango esperado de calificaciones será de 54 a 58 puntos.

6.2.1.1 Modificación para calificar el RQD y el espaciamiento de las discontinuidades combinadas

Para calcular el RMR₈₉ es necesario conocer el RQD, lo que crea un problema importante al evaluar el RMR en el frente del túnel o en un afloramiento, donde el RQD no se puede calcular directamente y este parámetro tiene que ser estimado a través de cualquiera de las correlaciones disponibles. Por otro lado, también se debe evaluar el espaciamiento de las discontinuidades, que es un parámetro relacionado con el RQD. La Figura III.6.3 establecida por Bieniawski (1973), que muestra la correlación media entre la densidad de las discontinuidades o el número de discontinuidades por metro de terreno que corresponde a rangos de valores del espaciamiento de las discontinuidades y el RQD.

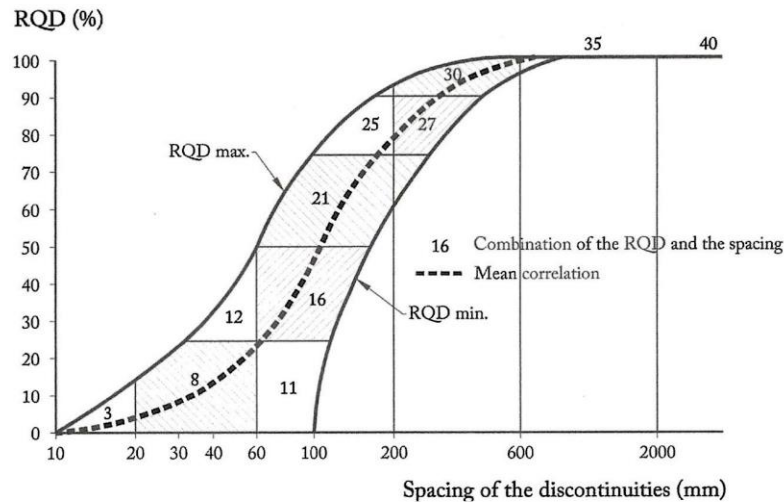


Figura III.6.3 Correlación entre RQD y las discontinuidades.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

En el año 2000, Geocontrol utilizó esta información para agrupar el RQD y el espaciado de las discontinuidades reemplazándolos, en el cálculo del RMR, por el número de discontinuidades presentes en un metro de terreno. El número de discontinuidades por metro se calificó con un máximo de 40 puntos, utilizando los criterios contenidos en la Tabla III.6.5.

RMR (2+3)	No. of joints per meter (RQD and spacing between discontinuities)																			
Joints per meter	0	0.5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Rating	40	37	34	31	29	28	27	26	25	23	22	22	21	20	19	18	17	16	16	15
Joints per meter	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38
Rating	15	14	14	12	12	11	11	10	10	10	9	9	9	8	8	8	8	8	7	7
Joints per meter	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50								
Rating	7	7	7	7	5	5	5	4	4	4	4	3								

Tabla III.6.5 Valoración del número de discontinuidades por metro en el frente del túnel.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Posteriormente, Lawson (2013) propuso la gráfica que se muestra en la Figura III.6.4 para evaluar este parámetro, con lo cual se obtiene una mayor precisión.

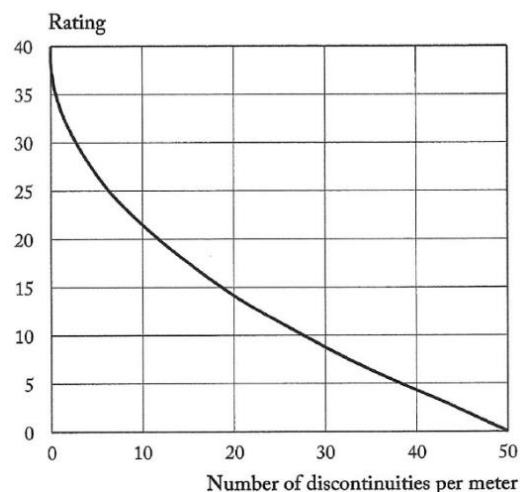


Figura III.6.4 Clasificación continua del número de discontinuidades por metro.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

6.2.1.2 Actualización del RMR en 2014

Después de casi cuatro décadas de usar el RMR, se identificaron problemas que podrían

conducir a mejorar la ingeniería de túneles:

- Es muy raro encontrar terrenos con $RMR > 90$.
- El efecto favorable de la excavación mecánica no se incluyó en el RMR_{89} original
- Los criterios para calcular el RMR_{89} tendieron a concentrarse en macizos rocosos en el rango de RMR de 40 a 60 puntos.
- No se consideró la pérdida de resistencia de algunas rocas sometidas al efecto del agua.

Entre 2012 y 2014, Geocontrol llevó a cabo un proyecto de investigación industrial para mejorar los problemas anteriores, utilizando información relacionada con RMR_{89} con el mapeo de 2.298 frentes de túneles. El RMR original se desarrolló sobre la base de 351 historias de casos de túneles, según la lista de Bieniawski (1989). Fruto de este trabajo se desarrolló una nueva versión del RMR, denominada RMR_{14} , que conserva la estructura original del RMR, pero introduce importantes mejoras, y se calcula mediante la expresión:

$$\bar{RMR}_{14} = (RMR_{14b} + F_o) \cdot F_e \cdot F_s$$

$RMR_{14b} = RMR_{14}$: del macizo rocoso, sin el ajuste por orientación del eje del túnel con respecto a las discontinuidades

F_o : Factor que considera el efecto de la orientación del eje del túnel con respecto a las discontinuidades

F_e : Factor que considera la mejora del comportamiento del suelo al realizar la excavación con TBM_s

F_s : Factor que caracteriza el efecto de fluencia del suelo en el frente del túnel

El RMR_{14} se calcula evaluando cinco parámetros, que incluyen la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, el número de discontinuidades por metro y la presencia de agua. Estos tres parámetros se califican y evalúan de la misma manera que en el RMR_{89} . Los otros dos parámetros son nuevos y representan el estado de las juntas presentes en el terreno y la alterabilidad del terreno en presencia de agua. El efecto del agua sobre la resistencia del macizo rocoso tiene una importancia considerable en los países tropicales. El estado de las diaclasas presentes en el macizo rocoso se califica entre 0 y 20 y se evalúa con los criterios que se muestran en la Tabla III.6.6.

Discontinuity length	< 1 m	1–3 m	3–10 m	> 10 m
Rating	5	4	2	0
Roughness	Very rough	Rough	Smooth	Sliding surfaces
Rating	5	3	1	0
Infilling	Hard		Soft	
	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
Rating	5	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Highly weathered	Decomposed
Rating	5	3	1	0

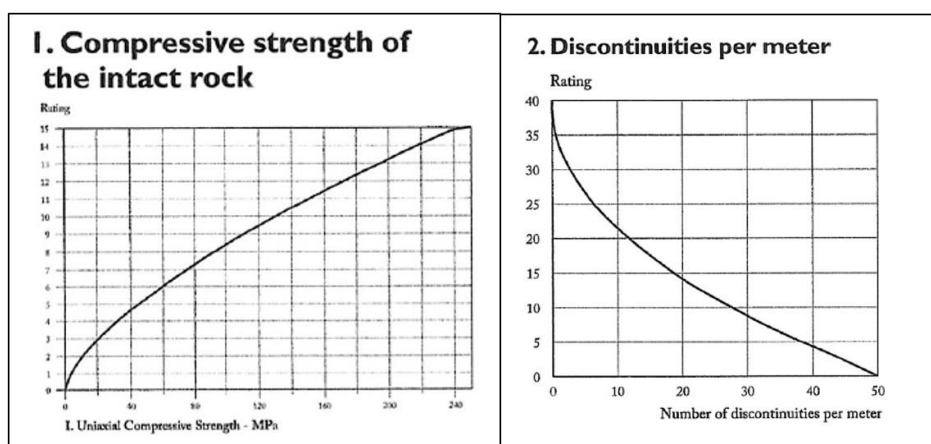
Tabla III.6.6 Criterio para evaluar la fuerza de las discontinuidades.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

El efecto del agua sobre la meteorización de las rocas se valora entre 0 y 10 puntos, en función del comportamiento observado durante 24 horas cuando una muestra de roca se sumerge en una solución de etilenglicol, en la que se ha reducido el tiempo de observación, para obtener resultados aproximados en 24 horas. Visualmente, se puede observar la meteorización real de las muestras a las 1, 8, 16 y 24 horas y los resultados se evalúan con los criterios presentados en la Tabla III.6.7.

<i>Behavior after immersing 5 rock fragments in ethylene glycol.</i>	<i>Rating</i>
The rock disintegrates in a few minutes.	0
The rock partially disintegrates after 8 hours.	1
The rock is superficially softened after 16 hours.	4
The rock is not altered after 24 hours.	10

*Tabla III.6.7 Criterio para evaluar la fuerza de las discontinuidades.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

La Tabla III.6.8 presenta la forma más reciente para calcular la RMR_{14b} .



3. State of the joints				
Discontinuity length	< 1 m	1-3 m	3-10 m	> 10 m
Rating	5	4	2	0
Roughness	Very rough	Rough	Smooth	Sliding surfaces
Rating	5	3	1	0
Filling	Hard			Soft
Rating	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	5	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Highly weathered	Decomposed
Rating	5	3	1	0
4. Water presence				
State	Dry	Slightly wet	Wet	Water dripping
Rating	15	10	7	4
5. Alterability because of the water				
Effect after immersing 5 rock fragments in ethylene glycol.	The rock disintegrates in a few minutes	The rock partially disintegrates after 8 hours	The rock is softened after 16 hours	The rock is not altered after 24 hours
Rating	0	1	3	10

*Tabla III.6.8 Formas de calcular el RMR_{14b} .
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

El factor de orientación del túnel F_o , es el mismo que se utilizó en el RMR_{89} y, por lo tanto, se determina de acuerdo con el contenido de la Tabla III.6.3. El factor de efecto F_e representa la mejora en el comportamiento del macizo rocoso cuando se utilizan máquinas perforadoras de túneles y se evalúa utilizando el gráfico que se muestra en la Figura III.6.5. Cuando una

excavación no se hace con tuneladora, $F_e = 1$.

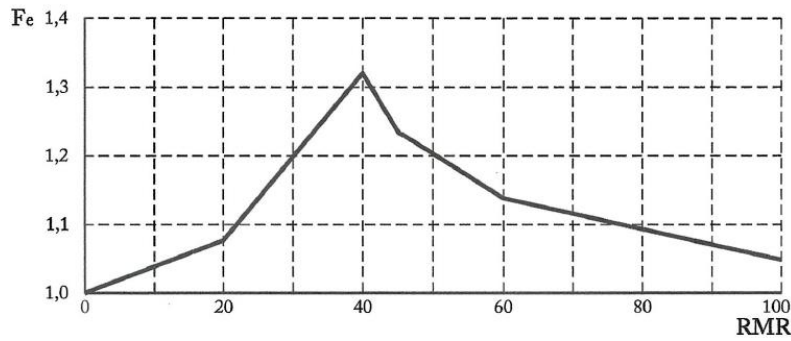


Figura III.6.5 Evaluación del factor F_e .
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El factor efecto de fluencia del suelo en el frente F_s sólo se utiliza para determinar la RMR en el frente del túnel, ya que en otros casos su valor es $F_s = 1$. Este factor tiene en cuenta los movimientos producidos en el frente del túnel que modifican el aspecto de las juntas y la roca. La masa en el frente del túnel parece tener un RMR más bajo que el que correspondería al suelo antes de excavar. Esta corrección se basa en el valor ICE en el frente del túnel. La evaluación del factor F_s , se realiza mediante el gráfico presentado en la Figura III.6.6.

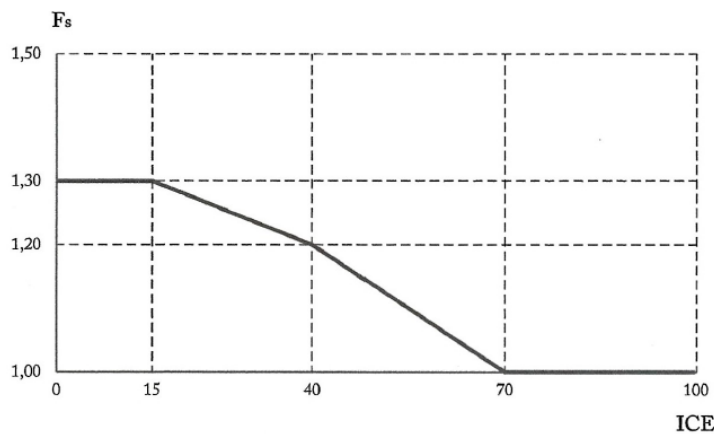


Figura III.6.6 Evaluación del factor F_s .
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

6.2.2 Sistema Q

En 1974, N. Barton, R. Lien y J. Lunde publicaron su artículo "Ingeniería en la clasificación de macizos rocosos para el diseño de soporte de túneles" introduciendo el sistema Q. Desarrollado después de analizar alrededor de 200 registros de casos de túneles, el soporte permanente se correlacionó con el índice Q. A diferencia del RMR, que tiene como objetivo clasificar los macizos rocosos y estimar sus propiedades, el índice Q se centró en la selección del soporte del túnel.

6.2.2.1 Estructura del sistema Q

El índice Q se dividía en tres partes:

- Parte I: Estimación de la calidad del macizo rocoso
- Parte II: Estimación de la presión sobre el soporte del túnel
- Parte III: Selección del soporte de túnel basado en casos precedentes

Las aplicaciones del índice Q para estimar la calidad de los macizos rocosos mantienen su vigencia. Cuando se introdujo el concepto, la selección del soporte del túnel ofrecía una selección de 38 categorías de medidas de soporte recomendadas, cuya aplicación requería la consideración de detalles meticulosos, por lo que tener en cuenta un gran número de observaciones necesarias para su ejecución, hacían impracticables tantas recomendaciones. Eventualmente, diez años más tarde, Grimstad y Barton (1994) sintetizaron los 38 apoyos recomendados iniciales en nueve categorías de refuerzo representadas en la Figura III.6.7.

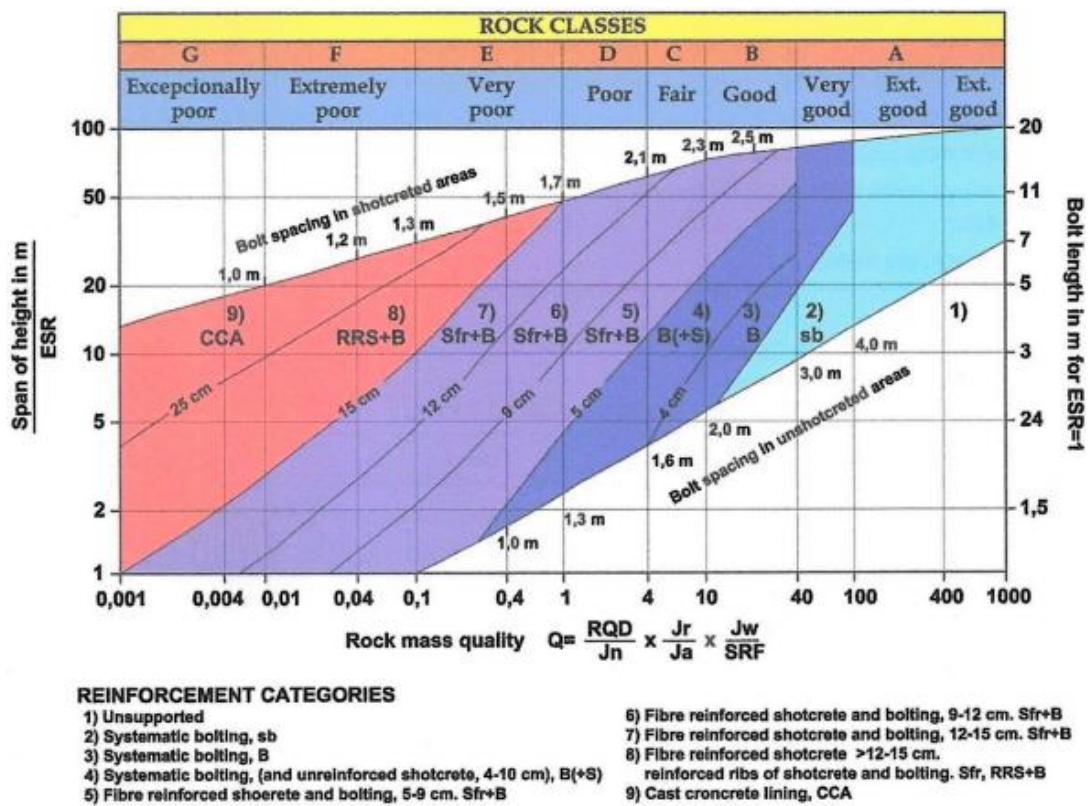


Figura III.6.7 Categorías de refuerzo en función del índice Q de Barton.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

El factor ESR (Excavation Support Ratio), está relacionado con el uso al que se destina la excavación y el grado de seguridad exigido.

Con el tiempo, el diseño empírico del soporte del túnel ha perdido importancia en comparación con la metodología de diseño basada en los análisis de tensión-deformación y, en consecuencia, la selección del soporte del túnel utilizando el índice Q solo debe usarse en las primeras etapas de un proyecto de diseño de túnel.

6.2.3 Correlaciones entre el RMR y Q

Tanto el RMR como el Q tienen como objetivo evaluar la calidad de los macizos rocosos, por lo tanto, se puede esperar una correlación entre ambos sistemas.

Bieniawski y Van Heerden (1975) presentaron tal correlación que se muestra en la Figura III.6.8, donde se evidencia la siguiente relación entre RMR y Q:

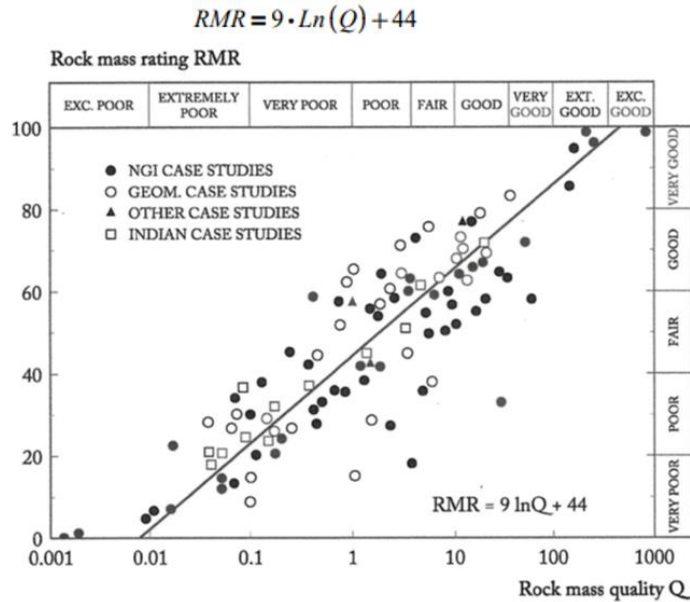


Figura III.6.8 Correlación entre Q y la RMR.
 Fuente: Bieniawski y Van Heerden, 1975.

Posteriormente, Barton et al. (1985) propusieron la siguiente expresión como correlación entre la RMR y Q:

$$RMR = 15 \cdot \text{Log}(Q) + 50$$

La figura III.6.9 muestra las correlaciones propuestas por Bieniawski y Barton.

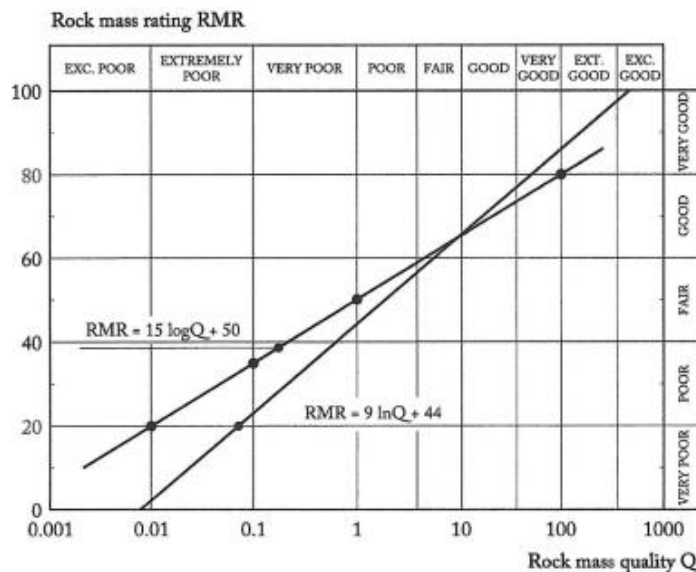


Figura III.6.9 Representación de las correlaciones propuestas por Barton y Bieniawski (2008).
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Donde se puede observar que ambas correlaciones son razonables para terrenos dentro del

intervalo $50 < RMR < 80$, es decir, para macizos rocosos de buena a regular calidad. Sin embargo, en macizos rocosos con RMR menores de 50 puntos, la diferencia entre ambas correlaciones es claramente excesiva.

Para correlacionar la RMR_{14} con Q se han utilizado los valores de la RMR_{14} para cada uno de los 101 casos representados en la Figura III.6.8 tras ignorar los casos considerados menos representativos. Como resultado, los valores presentados en la Figura III.6.10 se han trazado junto con una relación derivada de estos datos.

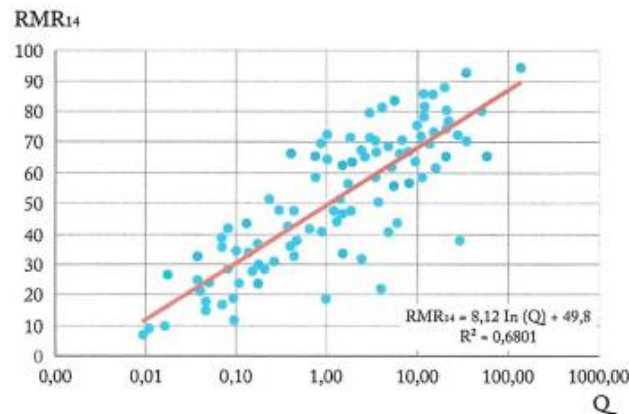


Figura III.6.10 Correlación entre Q y RMR_{14} .

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La ecuación que correlaciona Q con el RMR_{14} es:

$$RMR_{14} = 8.12 \cdot \ln(Q) + 49.8$$

Aquí, el coeficiente de correlación es $r^2 = 0.68$ que es bastante bajo, pero es consistente con el hecho de que existe la correlación entre RMR y Q .

6.3 ESTIMACIÓN DE LOS PARÁMETROS TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

El propósito en la clasificación del macizo rocoso, es hacerlo según su calidad y permitir la estimación de los parámetros que representan su comportamiento tensión-deformación, que deben utilizarse con precaución y solo en las fases preliminares de diseño. En los estudios de diseño final de túneles es fundamental utilizar los parámetros obtenidos mediante ensayos específicos, realizados en laboratorio y directamente in situ.

6.3.1 Determinación de la resistencia a la compresión uniaxial

La resistencia a la compresión uniaxial de un macizo rocoso es un parámetro de gran relevancia en el diseño de túneles y es muy difícil de medir directamente, debido al efecto de escala que producen las discontinuidades en el terreno.

Aydan y Dalgic (1998) proporcionaron datos de unas 20 pruebas de cizallamiento realizadas in situ, en especímenes cuyo RMR_s varió de 5 a 80 puntos de calificación. La Figura III.6.11

presenta los resultados de estas pruebas.

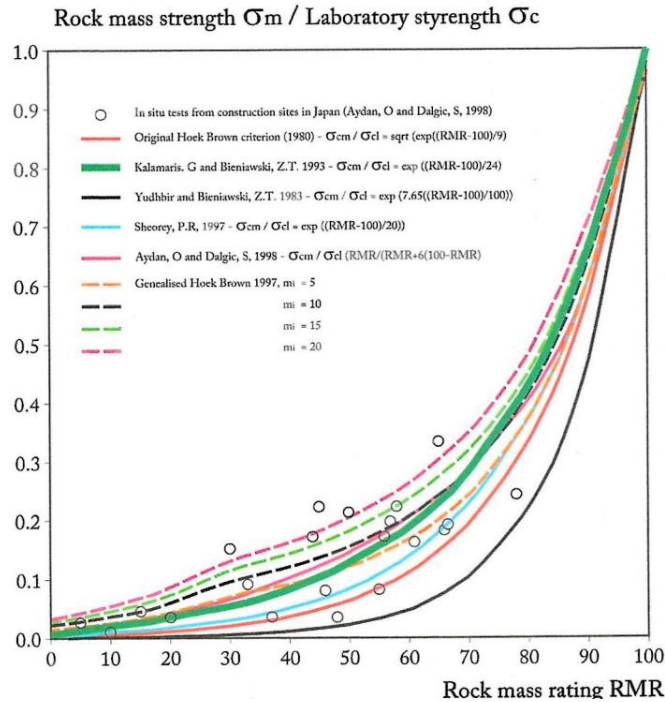


Figura III.6.11 Correlación entre la RMR y la resistencia a la compresión del macizo rocoso.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

La expresión que mejor correlaciona estos resultados es:

$$\sigma_M = \sigma_c \cdot e^{\frac{RMR - 100}{24}}$$

σ_c : es la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

Cuando se utiliza el RMR_{14} , la expresión anterior se convierte en:

$$\sigma_M = \sigma_c \cdot e^{\frac{RMR - 100}{17}}$$

6.4 EXCAVABILIDAD DE MASA ROCA CON MÁQUINAS PERFORADORAS

El uso de TBMs en la construcción de túneles ha logrado éxitos a escala mundial, logrando 1.000 m/mes de construcción. Sin embargo, también se han producido algunas fallas importantes, provocadas por un mal ajuste de las características del TBMs al comportamiento real del macizo rocoso. A principios del siglo XXI, se han realizado dos intentos importantes para desarrollar procedimientos para clasificación RME cuando se utilizan máquinas perforadoras de túneles. Estos fueron los sistemas que presentaban el índice RME y el Q_{TBM} .

6.4.1 Índice de excavabilidad del macizo rocoso

El índice de excavabilidad del macizo RME tiene como objetivo clasificarlo desde el punto de vista de su excavabilidad, y pronosticar las tasas de avance que puede alcanzar el TBMs, variando entre 0 y 100 puntos. Tiene una estructura similar al RMR y se calcula calificando los siguientes cinco parámetros:

- Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, calificada entre 0 y 2.5 puntos.
- Índice de tasa de perforación, calificado entre 0 y 15 puntos.
- Influencia de las discontinuidades en el frente del túnel, valorado entre 0 y 30 puntos.
- Cedencia del frente del túnel, valorado entre 0 y 25 puntos.
- Entrada de agua en el frente del túnel, valorado entre 0 y 5 puntos.

La resistencia a la compresión uniaxial del suelo se clasifica utilizando la Figura III.6.12.

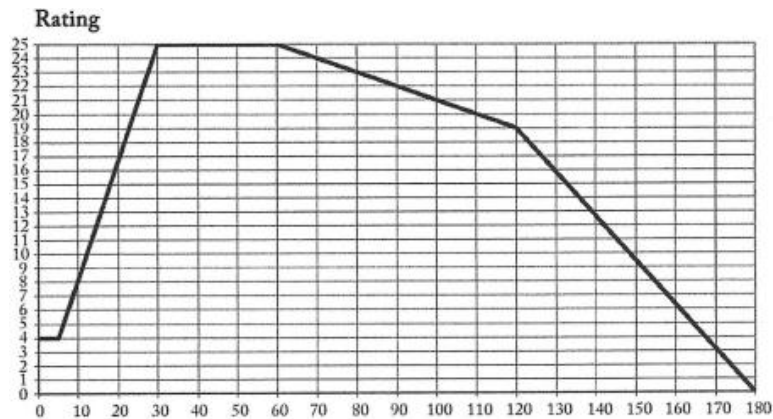


Figura III.6.12 Clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Debe tenerse en cuenta que los terrenos óptimos para ser excavados por TBMs, deben contar con una resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, entre 30 y 60 MPa. Por debajo de estos valores se pueden producir problemas en el direccionamiento de la tuneladora, lo que reduce las tasas de avance. Por encima de 60 MPa, el desgaste de los cortadores comienza a afectar negativamente el rendimiento. El DRI es una prueba de perforabilidad que ha sido desarrollada por la Universidad de Trondheim (Noruega) y ha sido utilizada por Bruland (2014) para pronosticar las tasas de avance de TBMs. La Tabla III.6.9 muestra algunos valores típicos de DRI.

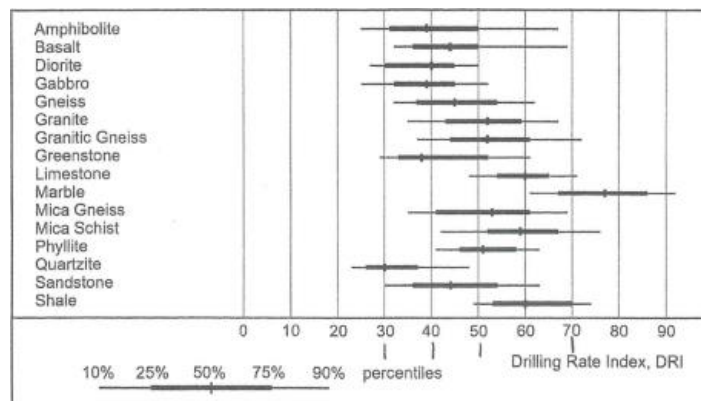


Tabla III.6.9 Valores típicos de DRI.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La calificación del DRI para cada roca se realiza utilizando el gráfico de la Figura III.6.13.

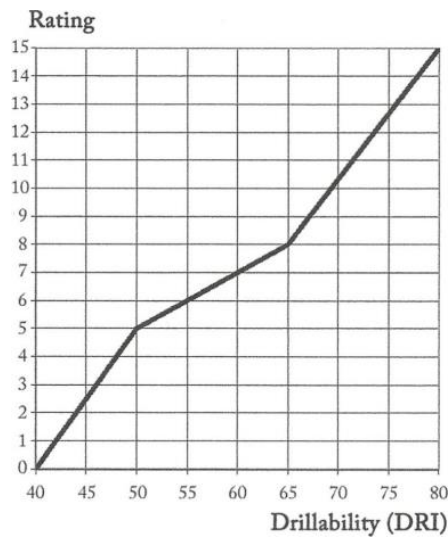


Figura III.6.13 Calificación de la DRI.

Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

La evaluación del efecto de las discontinuidades presentes en el frente del túnel, valoradas de 0 a 30 puntos de rating, se realiza como se indica en la Tabla III.6.10.

Homogeneity		No. of joints per meter					Orientation with respect to the tunnel axis			
Homogeneous	Mixed	0-4	4-8	8-15	15-30	>30	Perpendicular	Oblique	Parallel	
Rating for the middle value	10	0	2	7	15	10	0	5	3	0

Tabla III.6.10 Valoración del efecto de las discontinuidades en el frente del túnel.

Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

La figura III.6.21 muestra los criterios teniendo en cuenta la homogeneidad del frente del túnel, entre 0 y 10 puntos, que es uno de los factores que definen el efecto de las discontinuidades en el desempeño de la tuneladora.

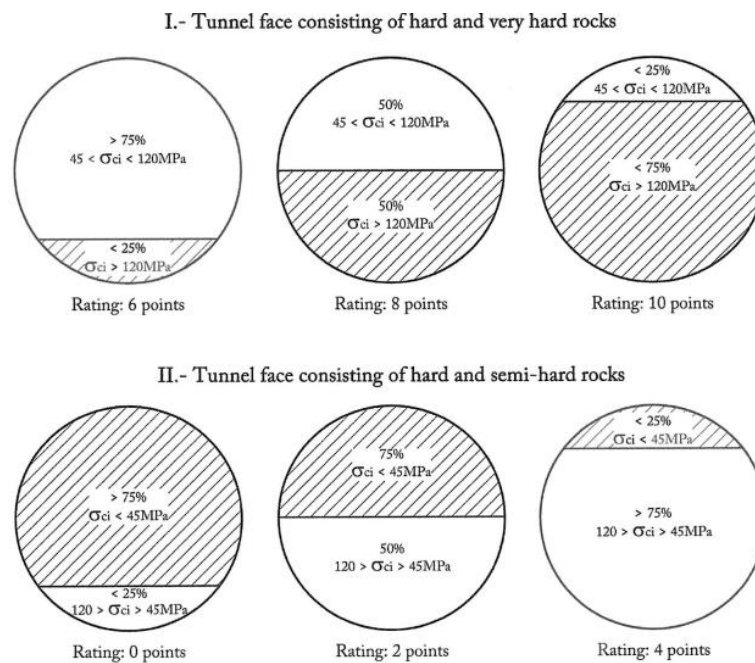


Figura III.6.14 Valoración de la homogeneidad del frente del túnel.

Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Para aplicar estos criterios se identifica la siguiente clasificación de resistencia de la roca:

Medium strong rocks	$\sigma_{ci} < 45 \text{ Mpa}$
Strong rocks	$45 \text{ MPa} < \sigma_{ci} < 120 \text{ Mpa}$
Very strong rocks	$\sigma_{ci} > 120 \text{ MPa}$

La evaluación del número de puntos en el frente del túnel está realizada con la Figura III.6.15.

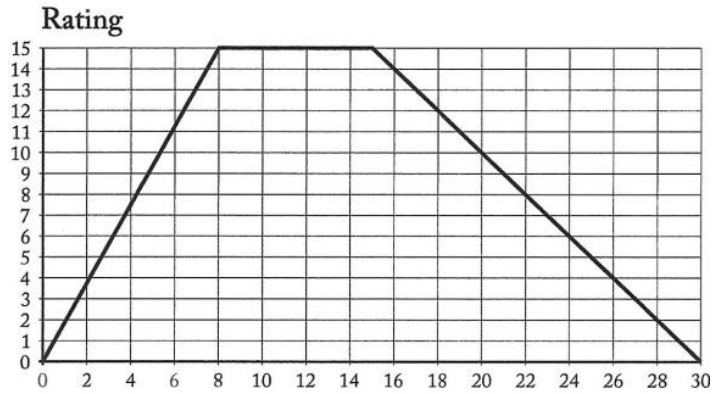


Figura III.6.15 Evaluación del número de juntas en el frente del túnel.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Un frente de túnel muy fracturado no proporciona un buen rendimiento de excavación, porque pueden aparecer problemas de inestabilidad que producirán sobreexplotación y ralentizarán las tasas de avance, y sin grietas tampoco son una condición positiva porque la falta de grietas hace que sea más difícil excavar el suelo con una tuneladora.

La fluencia del frente del túnel se evalúa utilizando el ICE (Índice de Comportamiento Elástico) y el gráfico de la Figura III.6.16.

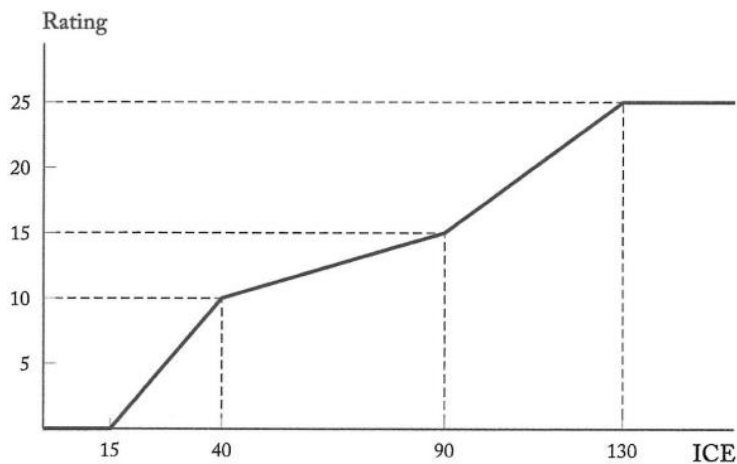


Figura III.6.16 Evaluación del ICE desde el frente del túnel.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

El índice más alto de la ICE del frente del túnel corresponde a un estado totalmente elástico, $ICE > 130$, mientras que el índice más bajo, asociado a la posibilidad de inmovilización de la tuneladora, se produce cuando $ICE = 15$. La entrada de agua en el frente del túnel cuando se excava con TBMs no es un problema no se supere los 20 l/s, porque surgen dificultades con la carga del suelo excavado y disminuye el rendimiento. La cantidad de agua en el frente del túnel

se evalúa utilizando el gráfico de la Figura III.6.17.

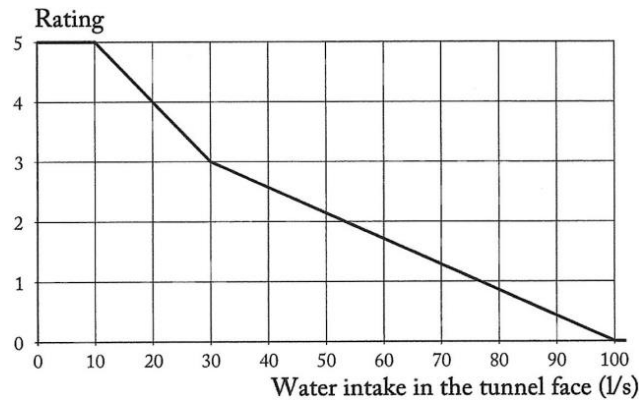


Figura III.6.17 Evaluación del caudal de agua en el frente del túnel.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El RME permite evaluar la excavabilidad de macizos rocosos clasificados en cuatro grupos, según los criterios que se muestran en la Tabla III.6.11.

Class	RME	Excavability
1	Excellent	80 < RME < 100
2	Very good	60 < RME < 79
3	Good	40 < RME < 59
4	Bad	RME < 40

Tabla III.6.11 Excavabilidad del suelo.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

6.4.2 Q_{TBM}

En 1999 Barton propuso una modificación del conocido índice Q con el fin de poder predecir el rendimiento de las TBM; el nuevo índice se denominó Q_{TBM} y se calcula mediante la expresión:

$$Q_{TBM} = \frac{RQD_o \cdot J_r \cdot J_w \cdot SIGMA \cdot 20 \cdot q \cdot \sigma_\theta}{J_n \cdot J_a \cdot SRF \cdot \frac{F^{10}}{20^9} \cdot \frac{20}{CLI} \cdot \frac{q}{20} \cdot \frac{\sigma_\theta}{5}}$$

J_i y SRF: son los parámetros originales que definen el Q

RQD_o=RQD: orientado a lo largo del eje del túnel

F: Empuje promedio por cortador (Toneladas)

SIGMA: Resistencia estimada del macizo rocoso (MPa)

CLI: Índice de vida útil del cortador

q: Contenido de cuarzo en el suelo (%)

σ_θ: Esfuerzo biaxial en el frente del túnel.

El Q_{TBM} está relacionado con la Tasa de Penetración (PR), definida como la tasa de avance lograda por la TBM al girar la cabeza de corte, como se muestra en la Figura III.6.18.

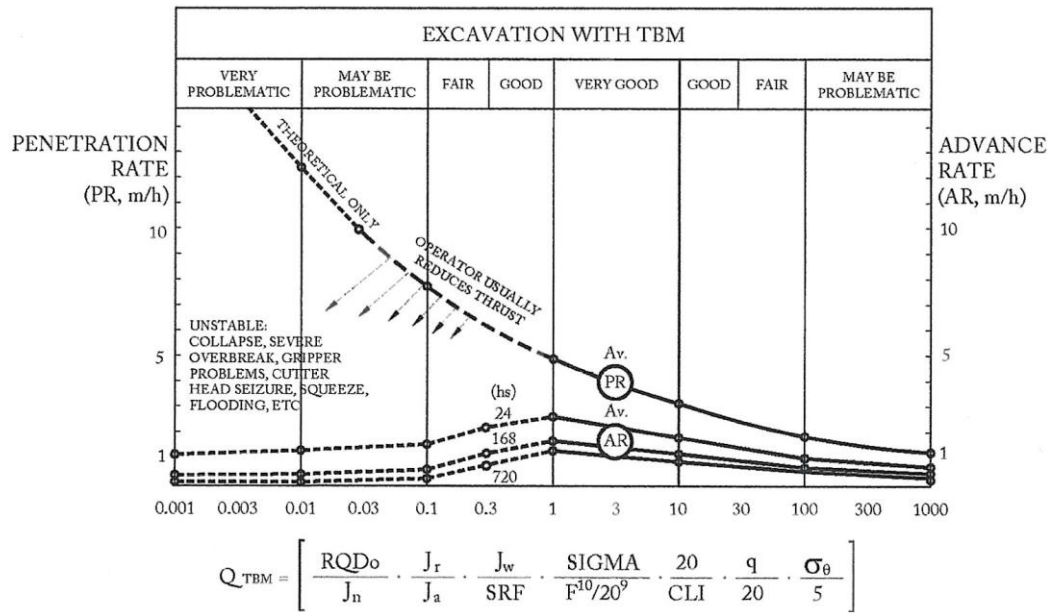


Figura III.6.18 PR como una función de Q_{TBM} .
 Fuente: Barton, 2000.

6.4.3 Energía específica de excavación

El concepto de energía específica (SE) es bastante simple ya que se refiere a la unidad de volumen excavado y se mide en MJ/m³. Originalmente aplicado por la industria petrolera al perforar pozos verticales de gran diámetro, fue utilizado por Teale (1965), quien estableció la siguiente relación:

$$SED = \frac{F}{A} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \omega \cdot T}{A \cdot \mu}$$

SED: Especifico energía en la perforación (MJ/m³)

F: Empuje del cabezal de corte en el suelo (kN)

A: Área del pozo (m²)

ω: Velocidad de rotación del cabezal de corte (rev/seg)

T: Torque aplicado al cabezal de corte (kN·m)

μ: velocidad de penetración (m/seg)

De la ecuación se deduce que SED tiene dos componentes; uno es por el empuje del cabezal de corte en el suelo y el otro es la energía disipada por la rotación del cabezal de corte. La energía gastada en empujar el cabezal de corte representa solo el 1% del SED.

Durante 2009 a 2011, Geocontrol (2011) desarrolló un proyecto de investigación para desarrollar un método de clasificación del suelo excavado por la tuneladora a partir de los parámetros de operación de la tuneladora.

$$SE = \frac{F}{A} + \frac{2 \cdot \pi \cdot T}{A \cdot P}$$

$P = \mu / \omega$: es la penetración específica que logra la tuneladora en un túnel por cada revolución de la cabeza de corte.

En resumen, el SE se puede expresar como:

$$SE = SE_T + SE_R$$

SE_T : es la energía específica consumida para avanzar la tuneladora (alrededor del 1% del total)

SE_R : es la energía específica de rotación consumida para hacer girar la tuneladora

Por similitud, se considera que el SE de excavación se calcula mediante la expresión:

La investigación se desarrolló en dos fases; una intensa adquisición de datos durante la construcción del Túnel de Pontones (Asturias, España) y el desarrollo del sistema realizado en los Túneles de Sorbas (Almería, España) y Veta Sur Mina Los Bronces (Santiago de Chile). Del trabajo realizado en el Túnel de Pontones (Asturias, España) se obtuvieron dos importantes conclusiones. El primero confirmó que el SE_T , era sólo el 1% del SE_R . La segunda fue que el SE de rotación tiene tres componentes:

$$SE_R = SE_{Rr} + SE_{Rf} + SE_{Re}$$

SE_{Rr} : Energía disipada para presionar la cabeza de corte de la tuneladora al frente del túnel, que en condiciones normales está entre 57 y 77% del SE, los valores más altos corresponden a las clasificaciones RMR más altas de la masa rocosa excavada.

SE_{Rf} : Energía disipada para hacer girar la cabeza de la tuneladora durante el proceso de corte que, en condiciones normales, está entre el 41 y el 28% de la SE.

SE_{Re} : Energía disipada para mover el suelo excavado a través de la cabeza de corte que no supera el 1% de la SE.

El SE_{Rr} , es el componente SE de mayor importancia, se decidió correlacionarlo con los valores RMR_{89} de los frentes excavados del túnel.

La Figura III.6.19 muestra la correlación obtenida entre la SE_{Rr} , y la RMR_{89} la cual responde a la siguiente ecuación:

$$RMR_{89} = \frac{5 \cdot \ln\left(\frac{SE_{Rr}}{80} - 100\right)}{\ln\left(\frac{SE_{Rr}}{80} - 1\right)}$$

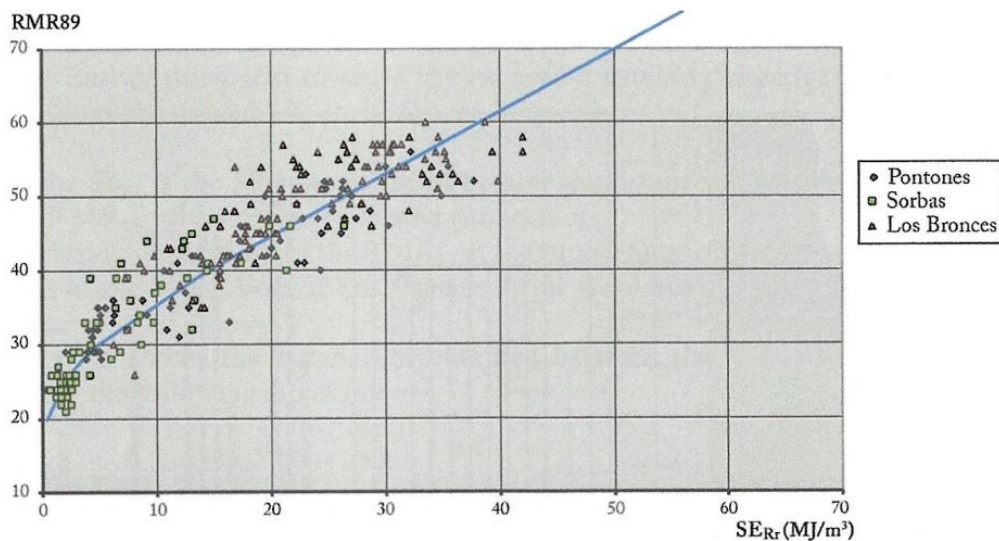


Figura III.6.19 Correlación entre SE_{Rr} y RMR_{89} .
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El coeficiente de correlación es $r^2=0.86$. La correlación encontrada entre el SE_{Rt} y el RMR_{89} tiene un error promedio de (+/-5) puntos, bastante razonable para estimar automáticamente la calidad del suelo en el frente del túnel. Con esta correlación, es posible detectar, utilizando los parámetros de operación de la tuneladora, cambios en la calidad del macizo rocoso en tiempo real, lo cual es muy útil para predecir cuándo la tuneladora atravesará un macizo rocoso de mala calidad, evitando así una situación costosa cuando la tuneladora puede estar inmovilizada.

6.5 PERFIL GEOMECÁNICO

Como resultado de la clasificación de los terrenos en los que se va a construir un túnel, es necesario elaborar el perfil geomecánico que contiene los principales datos que caracterizan el comportamiento del terreno y también una estimación de los posibles problemas constructivos que se presentarán durante la fase de diseño.

7 MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES

7.1 HISTORIA

El método de construcción de un túnel puede definirse como el conjunto de actividades, que permite construir un túnel de forma organizada, segura y económica. El suelo es el factor predominante en el proceso de estabilización durante la construcción del túnel, desde este punto de vista, el concepto integrador de las actividades necesarias para la construcción de túneles debe ser el comportamiento tenso-deformación al del macizo rocoso excavado. La Tabla III.7.1 muestra la clasificación, en base a este criterio, de los métodos más utilizados en la construcción de túneles.

<i>Entorno</i>	<i>Grado de mecanización</i>	<i>Comportamiento de la excavación</i>	<i>Métodos constructivos</i>
<i>Subterráneo</i>	<i>Parcial</i>	<i>Elástico</i>	<i>Excavación de cara completa Excavaciones de grandes secciones</i>
		<i>Terrenos en fluencia</i>	<i>Excavación de coronación y de banco Enfilajes colocados antes de la excavación Invertidas</i>
		<i>Terrenos con fluencia intensa</i>	<i>Galerías laterales Galerías de cimentación Muro temporal central Armadura del frente del túnel</i>
	<i>Total</i>	<i>Elásticas o con fluencia emergente</i>	<i>Tuneladoras abiertas Escudos simples Escudos dobles</i>
		<i>De fluencia moderada a intensa</i>	<i>Escudos EPB Hidroescudos Escudos híbridos</i>
<i>Tajo abierto</i>	<i>Parcial</i>	<i>Elástico Cualquiera</i>	<i>Corte y cobertura Excavación entre pantallas</i>

*Tabla III.7.1 Clasificación de los métodos de construcción.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

La selección del método de construcción de túneles más apropiado, conduce al que proporciona mayor seguridad y menores costos de construcción, siendo una tarea compleja, que implica evaluar los riesgos geológicos potenciales y otros factores como las restricciones ambientales, la limitación de los impactos en la superficie causados por la construcción del túnel, el plazo de construcción, los accesos al puesto de trabajo, a los equipos y la experiencia de la empresa constructora.

7.2 MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN SUBTERRÁNEA CON MECANIZACIÓN PARCIAL

El método tradicional de construcción de túneles subterráneos se basa en la repetición de operaciones elementales: excavación, carga de los terrenos excavados y ejecución del sostenimiento del túnel, que constituyen el ciclo de trabajo.

7.2.1 Excavaciones con comportamiento elástico

Una excavación tiene un comportamiento totalmente elástico cuando el índice de comportamiento elástico $ICE > 130$. En estas condiciones, el 66% del desplazamiento que debe sufrir el suelo hasta la estabilización ya se habrá producido en el frente del túnel y el 34% restante se producirá a pocos metros del frente del túnel. Los desplazamientos del suelo, referidos al origen, serán de unos pocos mm y la convergencia será casi nula. En estos casos, la excavación será autoestable durante un período de tiempo muy largo y este estado sólo se verá afectado por hipotéticas acciones externas que reduzcan la calidad del terreno. Cuando la excavación se comporta elásticamente, el apoyo del túnel tendrá un impacto mínimo en el ciclo de trabajo que consistirá principalmente en la excavación y extracción del suelo del frente del túnel.

7.2.1.1 Excavación de sección completa

Las excavaciones de sección completa solo se utilizaban en la construcción de túneles con anchos menores de 8 m. Para anchos mayores, el gran volumen de terreno excavado condujo, con el equipo disponible, a ciclos de trabajo considerablemente más largos. Hoy en día, con el uso de maquinaria más pesada, este método se puede aplicar en la construcción de túneles con un ancho de hasta 12 m.

En la excavación de cara completa, es fundamental que no se produzcan desprendimientos de rocas en la cara del túnel, lo que es coherente con el concepto de comportamiento elástico de la excavación. Por lo tanto, para diseñar un túnel a excavar en toda su cara, es fundamental analizar la estabilidad de los bloques de roca que pudieran aparecer en el frente del túnel.

El límite inferior para aplicar el método de cara completa corresponde a una excavación con un $ICE = 70$, que es el umbral de una fluencia moderada.

7.2.1.2 Excavaciones subterráneas con secciones grandes

Cuando la sección de un túnel a excavar supera los 120 m^2 , es difícil excavar en toda su cara no debido a ningún tipo de restricciones de tensión-deformación sino a razones operativas. Esto se soluciona excavando por fases y cumpliendo las restricciones operativas, ya que el comportamiento elástico de la excavación no impone ninguna restricción. Por lo que la sección a excavar se puede dividir en excavaciones por fases, con el criterio de que las excavaciones progresen hacia abajo.

7.2.2 Excavaciones en terrenos en fluencia

La fluencia del terreno en una excavación puede comenzar para valores ICE inferiores a 130 puntos y se vuelve muy intensa para valores ICE inferiores a 39 puntos, por lo que la división de la sección a excavar no puede hacerse únicamente con criterios geométricos, porque a

medida que los valores de ICE disminuyen la fluencia se vuelve más intensa y el control de la estabilidad del frente del túnel se vuelve más complicado. Esto significa que, para valores de ICE inferiores, será necesario utilizar soportes más pesados y disminuir el volumen excavado en cada voladura lo que, inicialmente, se consigue disminuyendo la longitud de avance. Estos efectos provocarán una disminución de las tasas de avance obtenidas, y nunca podrán ser iguales que las obtenidas al excavar en terrenos con comportamiento elástico. En terrenos cedidos, el método constructivo más habitual se basa en la división del tramo a excavar en dos etapas: cabecera superior y banco, aunque, a medida que aumenta la fluencia, se añaden mejoras en la estabilidad de la excavación como las "patas de elefante", una bóveda autoportada o antepecho colocado antes de la excavación y soleras.

7.2.2.1 Método clásico de encabezamiento y escalonamiento

El método tradicional para la construcción de túneles, con anchos entre 10 y 15 m, es el método de encabezamiento y escalonamiento, que divide el tramo a excavar en dos fases:

- La cabeza superior, que suele tener 6 m de altura para permitir la plena funcionalidad de la maquinaria habitual.
- La bancada, que completa la sección de excavación.

Cuando el sostenimiento se realiza con bulones y hormigón proyectado, la fase de banco se excava de una sola vez, pero cuando se utilizan arcos de acero en suelos, es necesario construir el banco en dos etapas, con un desfase de unos 10 m entre ellas. El límite entre el uso de pernos o arcos de acero es cercano a $ICE = 40$. Cuando se utilizan arcos de acero como elementos de apoyo, es recomendable apoyar los arcos de acero colocados en la fase superior del frente mediante bases de ensanchamiento, conocidas como "patas de elefante", Figura III.7.1.

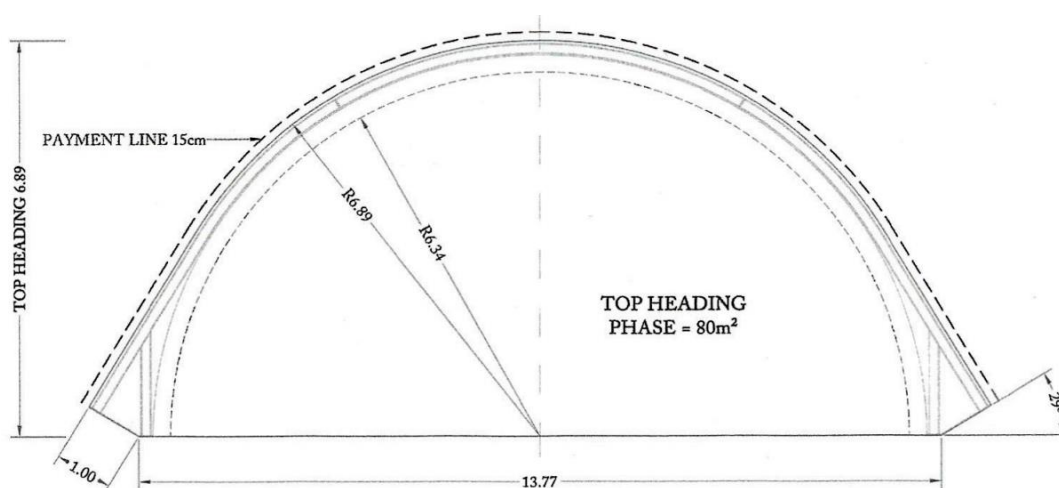


Figura III.7.1 "Patas de elefante" a los lados de la excavación del frente superior de un túnel de 14 m de ancho.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Las patas de elefante consiguen trasladar la concentración de tensiones, que aparece en los soportes del arco de acero, lejos de los muros del túnel que se deben excavar en la fase de

excavación en banco; esto mejora significativamente las condiciones de los cimientos.

7.2.2.2 Enfilajes colocados antes de la excavación

Con ICE cercano a 15 puntos, aumenta la fluencia del suelo alrededor de la excavación y es necesario introducir elementos de apoyo para mejorar las condiciones de estabilidad. Esto se realiza con enfilajes colocados antes de la excavación, generando un antepecho o "paraguas", formado por micropilotes perforados a lo largo del perímetro de la bóveda del túnel, con una separación entre 9 y 15 m, que suelen estar compuestos por tubos de acero, con un diámetro entre 80 y 100 mm, que se colocan en agujeros, taladrados con un ángulo de 5° con respecto al eje del túnel, y se fijan al suelo mediante inyección de cemento.

7.2.2.3 Invertidas

La construcción con invertidas en un túnel da como resultado una sección estructural casi circular, que permite contrarrestar la fluencia significativa del suelo. Sin embargo, es una operación costosa y lenta, por lo que se limita su uso a los casos estrictamente necesarios. Dado que las soleras se utilizan en secciones con un comportamiento tensión-deformación más desfavorable, este elemento de refuerzo debe combinarse con el método de patas de elefante y enfilajes colocadas antes de la excavación.

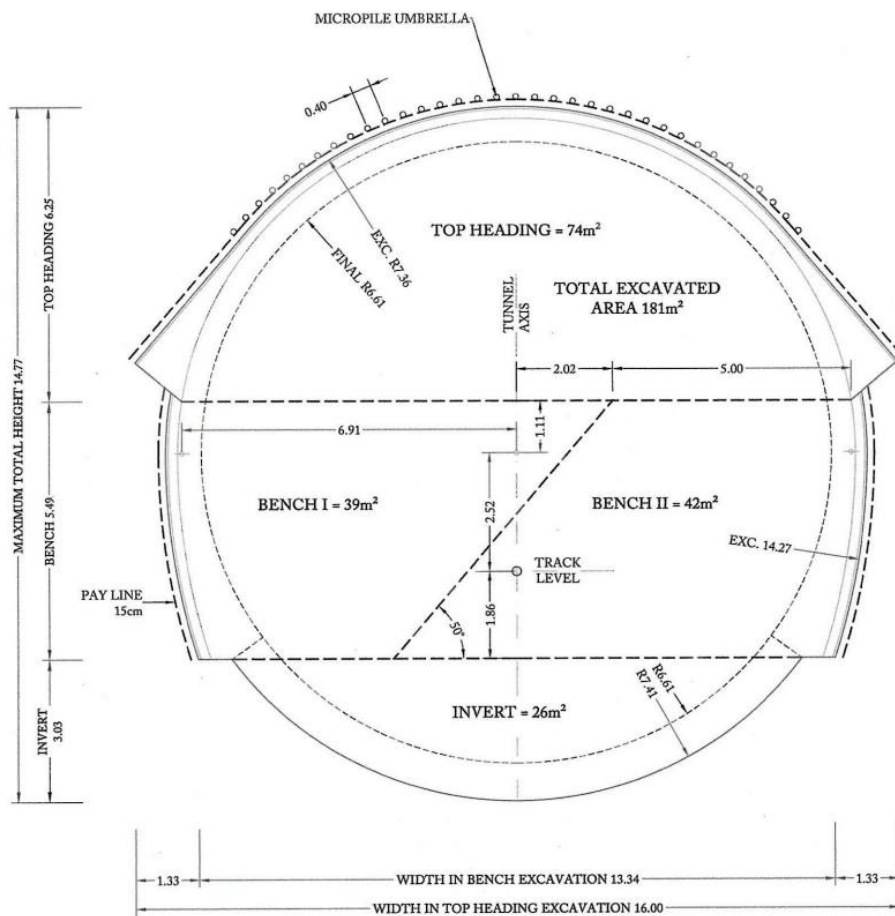


Figura III.7.2 Sección diseñada con invertida
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design

7.2.2.4 Bóveda auto soportada

En excavaciones poco profundas, donde la sobrecarga es menos del doble del ancho de la excavación, no se puede crear el efecto de arco. Además, teniendo en cuenta que los terrenos poco profundos suelen ser de mala calidad, es muy probable que el soporte y el revestimiento del túnel deban soportar el peso de todo el sobrecargado sobre la bóveda del túnel. Frente a este riesgo, se ha desarrollado el concepto del método de bóveda auto soportada, que es una variante del método de cabeza y banco, complementado con patas de elefante y postes delanteros colocados antes de la excavación para soportar la estructura de la bóveda.

Este método se basa en colocar el revestimiento lo más cerca posible del paramento del túnel, con el objetivo de integrarlo con el soporte, de manera que puedan soportar el peso de la sobrecarga, ya que no es posible el efecto arco.

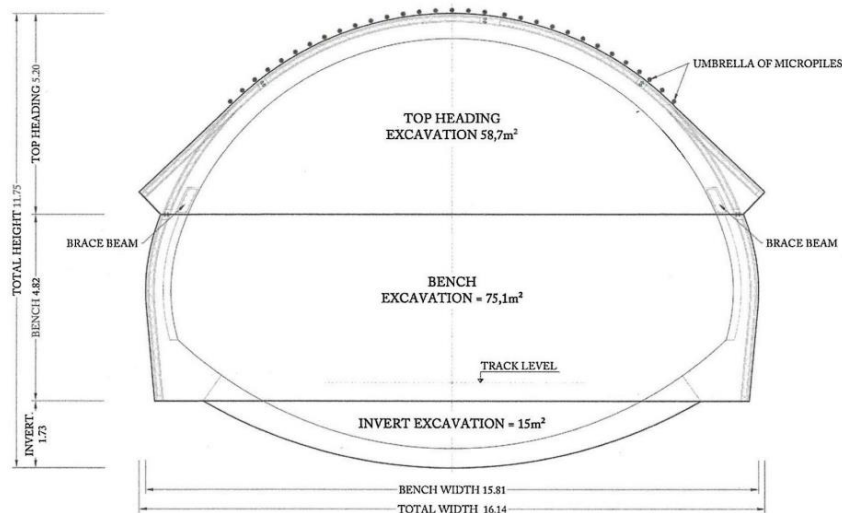


Figura III.7.3 Túnel de 17 m de ancho diseñado con el método de bóveda auto soportada.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Es importante señalar que las dos vigas de arriostramiento longitudinal, construidas en la base de la bóveda, permiten la excavación segura del banco en una sola fase.

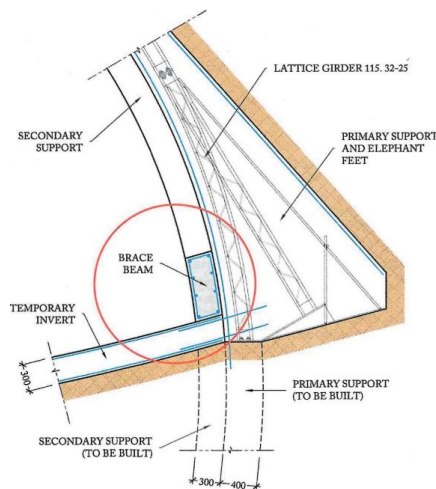


Figura III.7.4 Detalle de la viga de arriostramiento longitudinal.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Si el suelo donde se asientan las patas de elefante no tiene suficiente capacidad portante, es necesario apuntalar la bóveda con micropilotes, que deben estar embebidos en las vigas de arriostramiento, como se muestra en la Figura III.7.5.

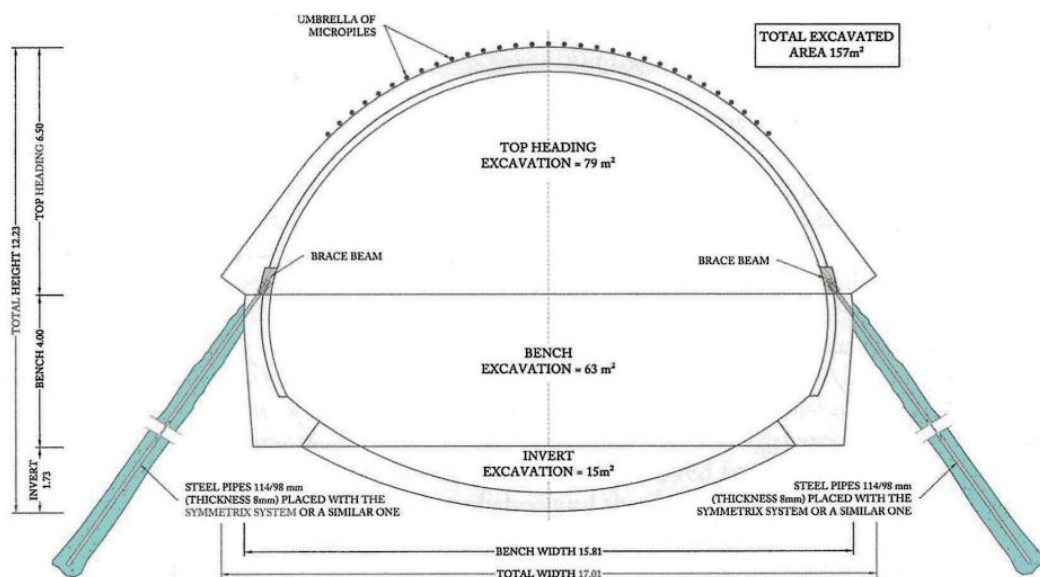


Figura III.7.5 Método de bóveda auto soportada utilizado en la construcción de la Estación Los Leones.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

7.2.3 Construcción de túneles en terrenos con fluencias intensas

En excavaciones con valores ICE inferiores a 40 puntos, la fluencia del terreno a su alrededor será intensa, y para tramos de excavación en torno a los 50 m² (medidas habituales), la estabilidad del túnel probablemente se verá afectada. Al alcanzar la capacidad portante del suelo, se pueden seguir tres posibles estrategias:

- Aumentar el número de fases de excavación para reducir los anchos de excavación; ya que, según las teorías de Terzaghi y Protodyakonov, las cargas sobre los elementos de apoyo son proporcionales al ancho de la excavación.
- En túneles poco profundos, los esfuerzos axiales que actúan sobre el soporte y el revestimiento serán pequeños, debido al pequeño espesor de sobrecarga. Los momentos flectores se pueden minimizar con una definición cuidadosa del soporte y la geometría del revestimiento. En este contexto, será económicamente factible diseñar el apoyo y el revestimiento lo suficientemente fuertes como para poder lograr el equilibrio de la excavación con los menores desplazamientos posibles. Esto implica la construcción del túnel que incluye una solera lo más cerca posible del frente del túnel.
- En túneles profundos, la situación se volverá más compleja, ya que las tensiones axiales serán altas y la estabilización de la excavación requerirá el diseño de soportes muy fuertes, lo que puede resultar antieconómico.

Para minimizar la resistencia requerida de estos apoyos, es posible utilizar los apoyos altamente

dúctiles y diseñar una sección con sobreexcavación para que compense los desplazamientos del terreno antes de la estabilización.

7.2.3.1 División vertical y horizontal de la sección a excavar

Dentro de los métodos constructivos que se ocupan de la fluencia intensa del terreno a través de una reducción drástica de la sección a excavar son las galerías de pared lateral, la pared temporal central y los métodos de galerías de cimentación.

7.2.3.1.1 Método de galerías laterales

El método de excavación mediante galerías laterales se basa en la construcción de dos galerías de unos 4 m de ancho, que comparten pared con el túnel a construir. Una vez excavadas las dos galerías, se excava el nivel superior del túnel. Luego, se excava el nivel intermedio, equivalente al banco convencional, y finalmente se construye un soterramiento.

7.2.3.1.2 Método de galerías de cimentación

El método de galerías de cimentación consiste en la construcción de dos galerías laterales colocadas en la parte inferior del tramo del túnel, que sirven de cimentación para la bóveda del túnel y ayudan a minimizar su asentamiento.

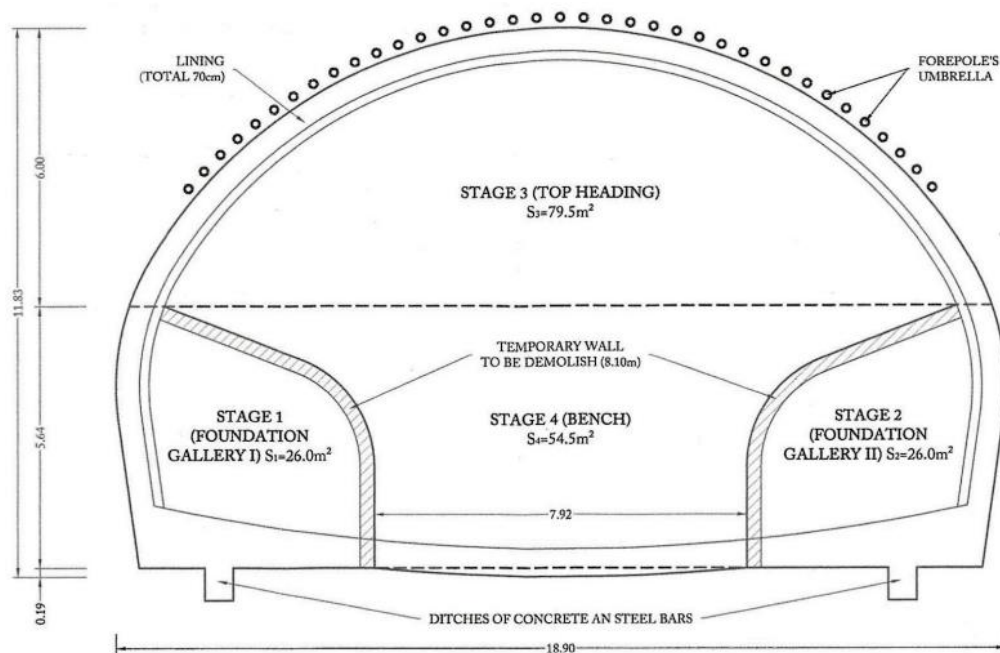


Figura III.7.6 Fases de un tramo de túnel construido por el método de galerías de cimentación.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Con el método de galerías de cimentación, la división de la sección es mucho menos intensa que con el método de galerías laterales. En las galerías de cimentación se deben construir dos muros para soportar la bóveda de túnel, por lo que el espesor del hormigón armado en la losa de fondo oscila entre 1,4 y 2,2 m. La figura III.7.7 muestra el detalle del hormigón armado en la losa inferior de la galería de cimentación.

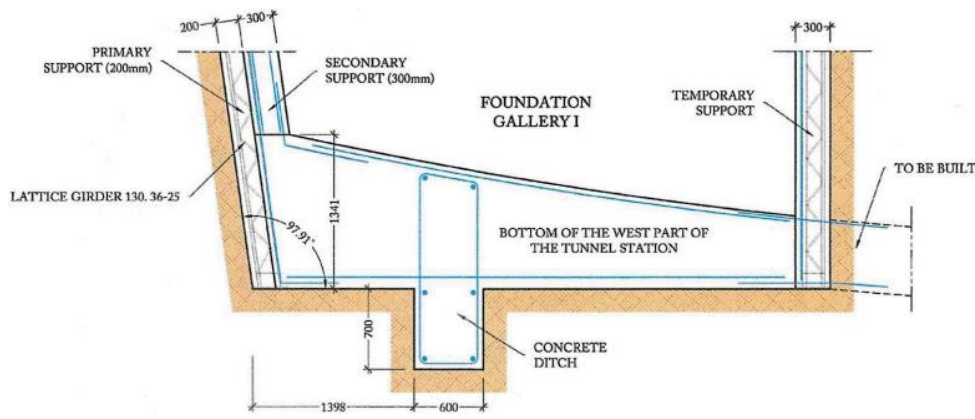


Figura III.7.7 Detalle de la losa de fondo en la galería de cimentación.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En esta figura también se puede observar un detalle de un foso de fondo longitudinal, relleno con hormigón armado, con el fin de minimizar los desplazamientos horizontales de las galerías de cimentación, tras la excavación de la bóveda. Como este método se utiliza en terrenos de alto rendimiento, se recomienda el uso de sombrillas de antepecho para controlar las sobreexcavaciones en la bóveda del túnel. Si se quiere minimizar el hundimiento superficial, se puede reforzar el paramento del túnel mediante pernos de fibra de vidrio, anclados con lechada de cemento y con longitudes entre 12 y 20 m.

7.2.3.2 Refuerzo del frente del túnel

Consiste en el refuerzo del terreno en el frente del túnel, ya que ahí es donde se originan desplazamientos importantes durante la construcción.

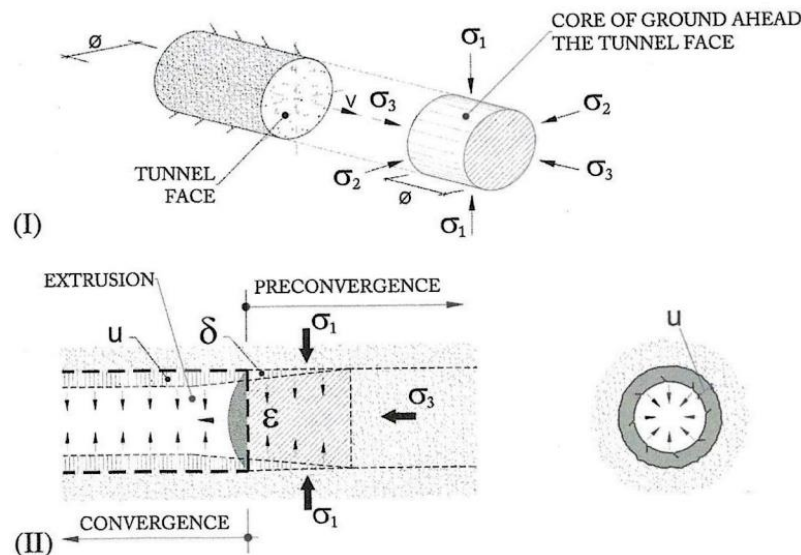


Figura III.7.8 Esfuerzos y desplazamientos cerca del frente del túnel. I. Estado de tensiones delante del frente del túnel. II. Desplazamiento del terreno alrededor del túnel.
 Fuente: Lunardi, 2006.

Se puede ver que, a una distancia por delante del frente del túnel, el suelo se encuentra en un estado de tensión triaxial (σ_1 , σ_2 y σ_3). Sin embargo, en el frente del túnel no se suelen colocar

elementos de apoyo y por lo tanto $\sigma_3=0$, por lo que el nuevo estado de tensión creado alrededor del frente del túnel provoca deformaciones en el frente del túnel y en el revestimiento, lo que da lugar a tres tipos de desplazamientos.

1. Pre-convergencia, tiene lugar delante del frente del túnel.
2. La convergencia conduce a una disminución de la sección del túnel excavado.
3. La extrusión provoca el desplazamiento del frente del túnel hacia el espacio creado por la construcción del túnel.

Claramente, si la extrusión en el frente del túnel excede el valor límite que puede soportar el suelo en el frente del túnel, colapsará y comprometerá seriamente la estabilidad del túnel. Para controlar los desplazamientos en el frente del túnel en el método ADECO-RS, el suelo en el frente del túnel se refuerza con pernos de gran longitud, normalmente alrededor de 20 m, con una separación longitudinal de 10 m.

7.3 CONSTRUCCIÓN SUBTERRÁNEA CON MECANIZACIÓN COMPLETA

Los TBMs permiten mecanizar todas las operaciones necesarias en la construcción de túneles y por ello se consideran una opción especial para el diseño y construcción. Su surgimiento se produjo a finales del siglo XIX, pero no comenzaron a utilizarse con éxito hasta la segunda mitad del siglo XX.

Desde la primera TBM capaz de construir un túnel, han tenido una evolución impresionante que ha llevado a la construcción de túneles en una amplia variedad de condiciones geológicas, con grandes dimensiones y alcanzando velocidades de avance superiores a los métodos parcialmente mecanizados.

La ventaja de utilizar TBMs radica en mejores condiciones de seguridad de los operadores que construyen el túnel ante posibles inestabilidades en el frente del túnel, y se pueden lograr tasas de avance impresionantes, que son inalcanzables con métodos parcialmente mecanizados.

En todos los procesos de alta mecanización se alcanzan avances significativos, siempre que el trabajo se realice en las condiciones asumidas cuando se diseñó la máquina; sin embargo, cuando las previsiones de las condiciones del sitio resultan diferentes, una tuneladora se vuelve rápidamente ineficiente y, en el límite, deja de funcionar. En condiciones inesperadas y diferentes a las previstas, particularmente en el caso de túneles construidos en terrenos con alto rendimiento, el riesgo que se puede producir es que el suelo que rodea a la tuneladora se desplace demasiado y entre en contacto con el casco y la máquina terminal de la tuneladora por no tener la fuerza necesaria para vencer el rozamiento entre el suelo y el casco.

Cuando la tuneladora se atasca en el terreno no queda otra solución que abrir una ventanilla en el casco de la tuneladora y, desde ella, excavar manualmente una pequeña galería para llegar a

la zonade atrapamiento y retirar, manualmente, los terrenos en contacto con la tuneladora. Este proceso tarda varias semanas en liberar la tuneladora. Probablemente el caso que mejor ilustra esta situación en el funcionamiento del TBM_s es la construcción de los Túneles de Pinglin, en Taiwán, donde dos TBMs fueron inmovilizados varias veces en dos años.

La Figura III.7.9 muestra el proceso para liberar la tuneladora del Túnel de Pinglin, que consistió en excavar manualmente una galería piloto delante de la TBM.

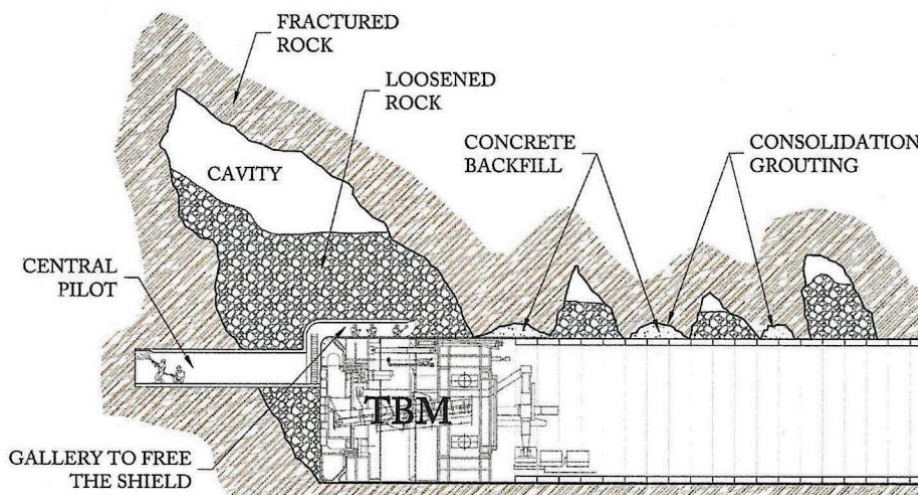


Figura III.7.9 Detalle de la galería piloto excavada manualmente delante de una de las TBMS que trabajaban en la construcción del Túnel de Pinglin.

Fuente: Shen et al., 1999.

7.3.1 Cuestiones básicas con el uso de TBMs

Cada TBM debe fabricarse o ajustarse de acuerdo con las características del túnel a construir. El sistema de túneles no es realmente conveniente, ya que cada túnel tiene requisitos especiales como resultado tanto de las condiciones geológicas como del diseño estructural. Los ingenieros de túneles deben seguir desarrollando nuevos conceptos y combinaciones, que convertirán en obsoletas las ideas que hoy parecen definitivas. En consecuencia, aquí están los tres conceptos básicos sobre el uso de tuneladoras.

7.3.1.1 Investigación del terreno en túneles construidos por TBMs

Los TBM_s son máquinas en las que es muy difícil realizar cambios una vez iniciada la excavación del túnel, por falta de espacio. El acceso al frente del túnel, para solucionar posibles problemas de inestabilidad, está muy restringido, por tanto, si después del inicio de la construcción se requieren modificaciones importantes en una tuneladora, estas pueden requerir varias semanas o meses de trabajo. Para evitar estos problemas, la mejor solución es proponer un plan de investigación de terreno eficaz que permita conocer, con la mayor precisión posible, las características de las secciones de los túneles con menor calidad del macizo rocoso, de forma que la tuneladora esté preparada para afrontarlas.

7.3.1.2 Tiempo que requiere una tuneladora para comenzar a trabajar

La Tabla III.7.2 muestra la duración promedio de las actividades necesarias para que una tuneladora, con un diámetro entre 9 y 11 m, inicie la construcción de un túnel (21 meses). Además, se requiere un período de aprendizaje entre dos a cuatro meses para que la tripulación se acostumbre a la operación de la tuneladora y pueda lograr tasas de avance razonables.

Actividad	Duración Total (Meses)
Selección de la TBM y orden de compra	3
Fabricación de la TBM	12
Desmontaje de la TBM y transporte a obra	3
Montaje en obra	3
Total	21

Tabla III.7.2 Duración de las actividades necesarias para comprar y montar una tuneladora.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

7.3.1.3 Costo de los túneles construidos con TBM

Las TBMs cuestan millones de dólares, los cuales deben ser amortizados en al menos el 75% de la construcción del túnel. El tramo de túnel realizado con tuneladora es siempre circular lo que requiere la excavación y relleno de la parte inferior del tramo, excepto en túneles de gran sección en los que se puede aprovechar este espacio. La Figura III.7.10 muestra el uso del espacio excavado bajo el pavimento.

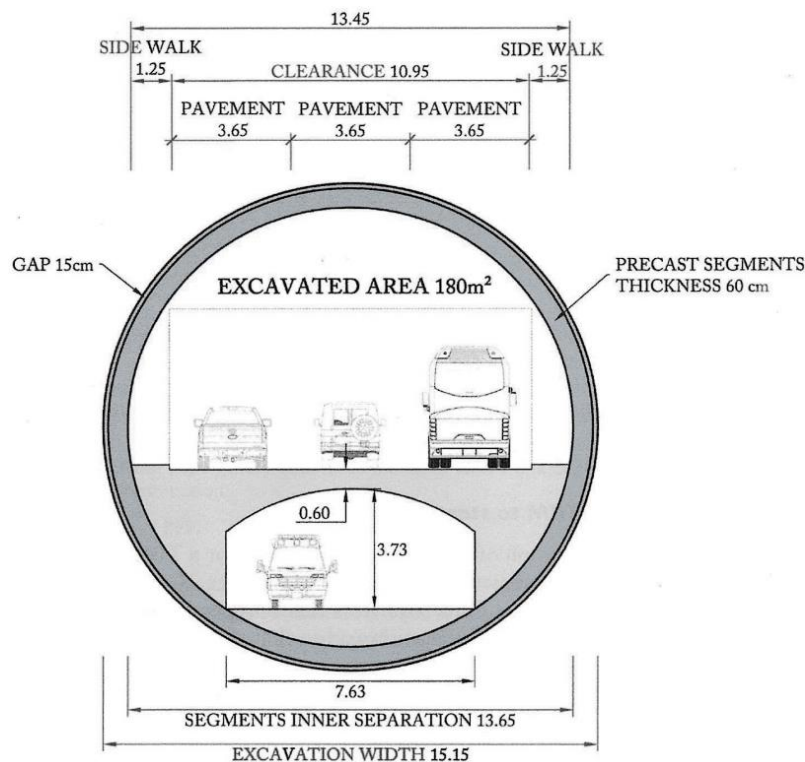


Figura III.7.10 Galería de evacuación bajo la calzada de la Calle 30 Variante Sur de Madrid.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Los TBMs son capaces de reducir los costes en la construcción de túneles, en comparación con los métodos parcialmente mecanizados, debido a los tiempos de ejecución más cortos.

Teniendo en cuenta las circunstancias anteriores, existe una longitud mínima para cada túnel en la que los costes de construcción con tuneladora son iguales a los de los métodos tradicionales.

La Tabla III.7.3 muestra los rangos de longitud del túnel en los que los costos de construcción con TBMs o métodos convencionales alcanzan el punto de equilibrio, según el diámetro del túnel.

<i>Diametro del tunel (m)</i>	<i>Longitud a la que se equilibran los costos (km)</i>
<i>4 a 6</i>	<i>2.5 a 3.5</i>
<i>6 a 8</i>	<i>2.0 a 3.0</i>
<i>8 a 11</i>	<i>3.0 a 4.0</i>
<i>11 a 14</i>	<i>2.5 a 3.5</i>
<i>> 14</i>	<i>1.5 a 2.5</i>

Tabla III.7.3 Duración en la cual los costos de construcción usando TBMS y métodos convencionales alcanzan el punto de equilibrio.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Por tanto, es necesario un túnel de más de 3 km para logra menores costos de construcción con tuneladora que con un método parcialmente mecanizado. En túneles de gran diámetro, TBMs empieza a ser rentable en longitudes de más de 1,5 km.

Para túneles con diámetros entre 6 y 8 m, los costes de construcción con TBM_s empiezan a ser más atractivos en túneles de más de 2,5 km.

7.3.2 TBMs para frentes de túneles estables

El frente del túnel no tendrá problemas de estabilidad, desde el punto de vista de las tensiones-deformaciones, cuando el suelo excavado tenga un $ICE > 130$. En estos casos, la única tarea a la que se enfrenta el TBMs es la excavación del suelo, ya que la estabilidad de la excavación estará asegurada si se dispone de suficiente tiempo de parada. Los tipos de TBMs adecuados para construir túneles con caras de túnel estables son TBMs abiertos, de escudo simple y de escudo doble.

7.3.2.1 TBMs abiertas

Las TBMs abiertas se conocen y cuentan con un cabezal de corte giratorio, equipado con cortadores de discos, que se empuja contra el frente del túnel mediante cilindros hidráulicos, que también sirven para mover la TBM. La fuerza de empuje en la cabeza de corte se obtiene apoyando la tuneladora contra el suelo mediante pinzas accionadas por cilindros hidráulicos. El terreno excavado se puede ver desde detrás del cabezal de corte, aunque también se denominan tuneladoras con tipología pinza o, simplemente, TBM para rocas duras.

La Figura III.7.11 muestra el cabezal de corte de una antigua tuneladora abierta de pequeño diámetro y la Figura III.7.12 muestra una de las pinzas de esta máquina.



*Figura III.7.11 Cabezal de corte de una tuneladora abierta.
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*



*Figura III.7.12 Pinza de una tuneladora abierta.
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

El suelo excavado cae a la parte inferior del paramento del túnel y allí es cargado por cangilones perimetrales de la picadora que, tras ser elevados, son descargados sobre una cinta transportadora situada cerca del eje de la tuneladora. Como el suelo excavado no pasa por el cabezal de corte, sino que es tomado por los cangilones perimetrales, el cabezal de corte es una superficie continua donde se ubican los cortadores y su superficie abierta es menor al 10% de su superficie. El soporte del macizo rocoso se realiza con bulones, malla metálica y concreto, los cuales se colocan detrás del cabezal de corte, y de ser necesario colocar un revestimiento, se hace con concreto colado en el lugar. Los sistemas necesarios para el funcionamiento de la tuneladora se colocan en remolques de apoyo, que se enganchan a la picadora y son arrastrados por ella, Figura III.7.13.

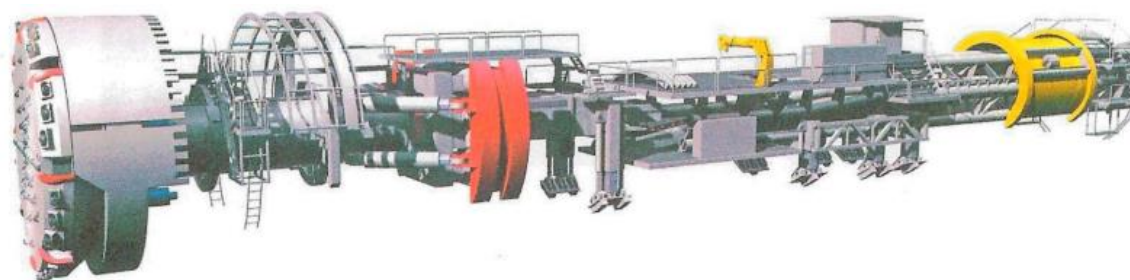


Figura III.7.13 Estructura de una tuneladora abierta fabricada por Herrenknecht AG (Alemania).
Fuente: Herrenknecht AG.

Los TBMs abiertos tienen serias dificultades para atravesar terrenos inestables, especialmente en presencia de agua, por lo que, en estos casos, el terreno inestable debe ser tratado antes de excavar, como se muestra en la Figura III.7.14, las modernas TBMs abiertas están equipadas para ejecutar paraguas y lechada en el suelo antes de la TBM.

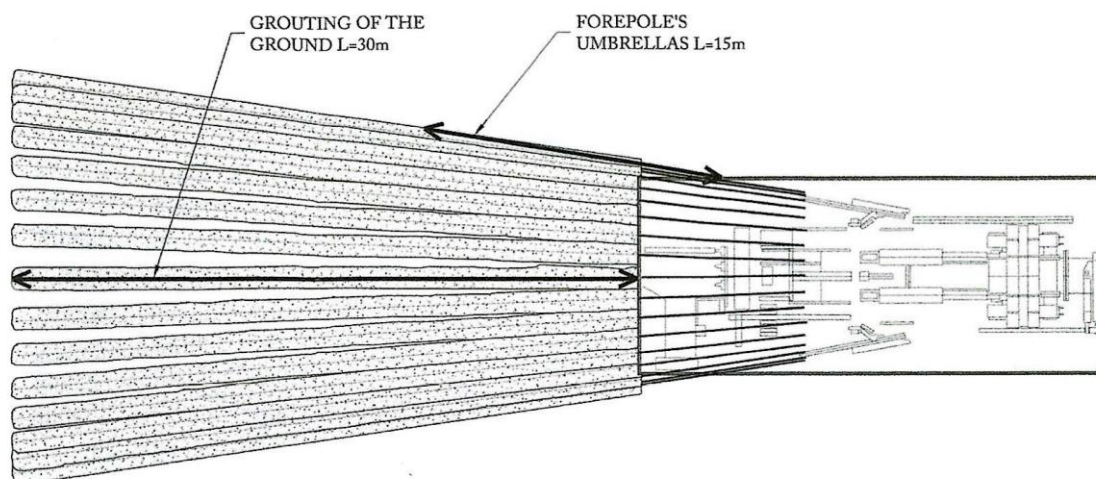


Figura III.7.14 Ejemplo de perforación delante de una tuneladora abierta, fabricada por Herrenknecht (Alemania), para mejorar el terreno a excavar.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En TBMs abierto, el proceso de excavación sólo se detiene para empujar las pinzas hacia adelante, ya que las operaciones para realizar el sostenimiento son simultáneas a la excavación. El estrés inducido por las pinzas al suelo es una de las causas que limita el uso de los TBMs abiertos, ya que este soporte produce presiones de varios MPa, que en ocasiones superan la capacidad portante del suelo.

7.3.2.2 Escudos

En la metodología anterior, cuando se necesita colocar un revestimiento, debe hacerse con concreto colado en el lugar. Para solucionar este problema se planteó la idea de realizar una TBM que permitiera colocar anillos formados por dovelas prefabricadas de hormigón armado que sirvieran tanto de apoyo como de revestimiento, dotando a la TBMs abierta de un escudo perimetral de acero e instalar un rotor giratorio para ensamblar los anillos de segmento en su interior, razón por la cual estos TBMs se conocen como escudos.

El blindaje perimetral de estos TBMs es incompatible con las pinzas en TBMs abiertos; la razón es que el empuje que requieren los escudos para excavar lo proporcionan los cilindros hidráulicos, los cuales descansan sobre la última dovela colocada. A medida que avanza el escudo, emerge el túnel completamente construido.

Debido a la coraza perimetral, los escudos tienen protección contra pequeños problemas de inestabilidad que se pueden producir en el terreno excavado, permitiendo excavar tanto rocas duras como en terrenos de menor resistencia o blandos, donde los cabezales de corte cuentan con herramientas fijas, como cinceles, raspadores y aberturas para dejar pasar las partículas más finas del terreno a fin de evitar el atrapamiento de los discos cortadores.

La principal desventaja de los escudos es que el proceso de excavación debe detenerse mientras se ensambla el anillo de dovelas, lo que demora entre 15 y 30 minutos para cada anillo. Asimismo, en los escudos no existe un apoyo efectivo hasta que las dovelas están en contacto con el suelo, lo que ocurre, en los casos más favorables, a una distancia del paramento del túnel de entre 10 y 12 m, requiriendo terrenos con tiempos de parada significativos, que no siempre se logran en terrenos de menor calidad. Además, que el anillo de dovelas está montado en el interior del escudo, obliga a que el radio exterior del anillo sea unos 15-20 cm menor que el de la excavación dando como resultado una distancia radial entre la superficie exterior de los anillos y el suelo que se denomina "brecha". El hueco complica la carga de los anillos dovelares y aumenta el hundimiento en túneles de poca profundidad, por lo que hay que rellenarlo con grava si el túnel se excavaba en roca o con mortero de cemento, si se excavaba en suelo blando. En ambos casos, debido al ángulo de reposo de la grava o mortero, nunca fue posible llenar completamente el desnivel, lo que incrementó considerablemente la distancia al frente del túnel sin apoyo. Este problema se soluciona actualmente con materiales de relleno compuestos por dos componentes: un mortero de arena, cenizas volantes, cemento y bentonita, y un aditivo catalizador, que asegura el rápido endurecimiento del relleno y permite el relleno completo del hueco.

7.3.2.3 Escudos dobles

Los escudos dobles fueron creados para solucionar la imposibilidad de excavar durante el montaje del anillo segmentario añadiendo otro escudo con pinzas a la tuneladora de escudo simple, de manera que, durante el montaje del anillo, el escudo doble pudiera funcionar como una tuneladora abierta, apoyada contra el suelo.

Estas máquinas tienen dos inconvenientes importantes, siendo uno de ellos causado por la caída de pequeñas piedras en el área telescópica cuando la tuneladora está soportada por las pinzas y se está ensamblando un anillo de dovelas, lo que dificulta la operación de mover el escudo trasero hacia adelante, conocida como reagarre. Otro inconveniente se deriva de su mayor

longitud respecto a los escudos simples, para el mismo diámetro, porque el suelo excavado debe ser autoestable en una longitud mayor que cuando se usa TBMs abierto o escudos simples. Para paliar este problema se han fabricado dobles escudos compactos.

7.3.2.4 Campos de aplicación de TBMs en frentes de túneles estables

Para determinar el campo de aplicación de TBMs cuando un frente de túnel es estable, es útil el índice RME, presentado en la Sección III.3.4.1.

A partir de la RME, se definió el concepto de Tasa Media de Avance (ARA) como la tasa de avance, expresada en m/día, que se consigue en tramos con longitudes superiores a 30 m y valores RME similares, y sin paradas excepcionales de la TBM durante la construcción de cada sección.

Los valores de ARA obtenidos se estandarizaron para un túnel con un diámetro de excavación de 10 m, al que se denominó $ARA_{Typified}$ (ARA_T). Para correlacionar los valores de ARA_T con el tipo de tuneladora utilizada en cada caso, se concluyó que los tramos analizados debían agruparse en dos tipologías definidas por si el suelo excavado con una resistencia a la compresión uniaxial es inferior o superior a 45 MPa.

Para suelos cuya roca intacta tiene una resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}) inferior a 45 MPa, se propusieron las correlaciones que se muestran en la Figura III.7.15.

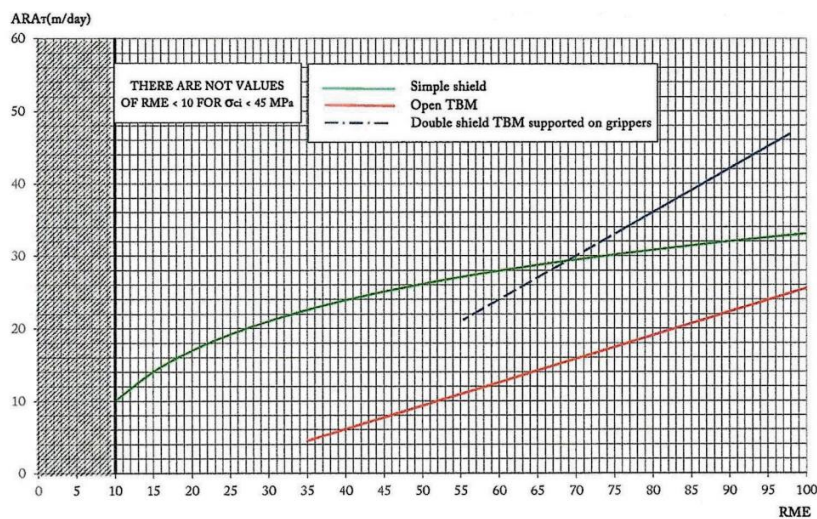


Figura III.7.15 Correlación entre el RME y el ARA_T , para tramos de túnel excavados en roca con $\sigma_{ci} < 45$ MPa.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Obteniéndose las siguientes conclusiones:

1. Los TBMs abiertos son menos adecuados para construir túneles en rocas con $\sigma_{ci} < 45$ MPa.
2. Los TBMs más adecuados para construir túneles en rocas con $\sigma_{ci} < 45$ MPa, son los de Doble Escudo. Estos TBMs podrán trabajar en modo doble escudo en terrenos con un $RME > 77$ y en modo escudo simple cuando el $RME < 77$.
3. Si $RME < 77$ en todos los tramos del túnel, será más rentable utilizar un solo escudo.

En el caso de túneles excavados en rocas con una resistencia a la compresión uniaxial (σ_{ci}) superior a 45 MPa, se propusieron las correlaciones que se muestran en la Figura III.7.16, del cual se obtienen las siguientes conclusiones:

1. Con el TBMs existente, las secciones de túneles en rocas con $\sigma_{ci} > 45$ MPa y $RME < 45$ no se pueden excavar económicamente. Estos suelos corresponden a la combinación de rocas muy duras y abrasivas en un macizo rocoso poco fracturable.
2. En el rango $70 < RME < 80$, los tres tipos de TBMs estudiados (TBMs abiertos, escudos simples y escudos dobles) dan rendimientos similares.
3. En terrenos con $RME > 80$ los TBMs abiertos brindan las mejores tasas de avance.
4. Para terrenos con $45 < RME < 75$, los blindajes simples brindan los mejores resultados.
5. Los escudos dobles trabajando como escudos dobles en terrenos con $RME > 75$ y como escudos simples para $RME < 75$, darían un desempeño razonablemente bueno en ambos terrenos.

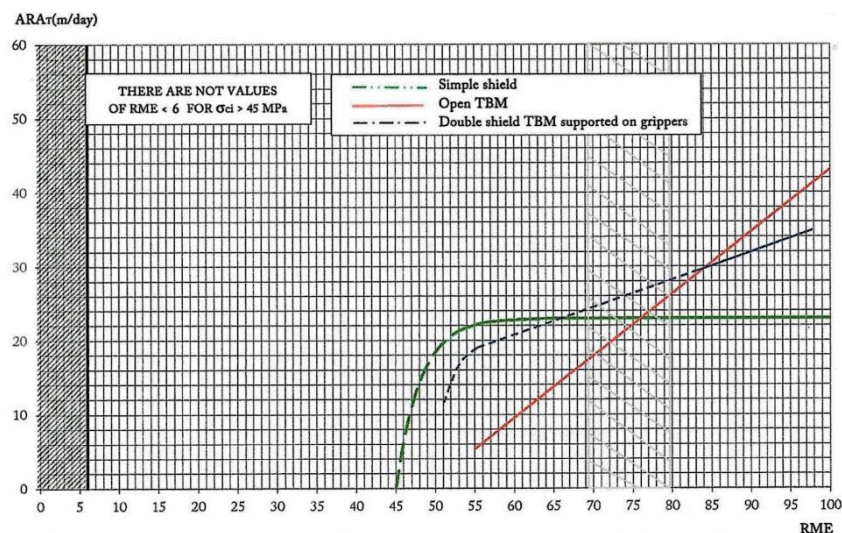


Figura III.7.16 Correlación entre el RME y el ARAT, para tramos de túnel excavados en roca con $\sigma_{ci} > 45$ MPa.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

7.3.3 Pronóstico de las tasas de avance de TBMs en frentes de túneles estables

El pronóstico de las tasas de avance que se pueden obtener con una TBM al construir un túnel está influenciado por las características de la roca, masa a excavar, la tuneladora elegida y la formación profesional del equipo que debe manipular la tuneladora.

A pesar de las numerosas publicaciones sobre la predicción de las tasas de avance de TBMs, no existe una metodología que resuelva este problema de forma completa y definitiva. Sin embargo, hay metodologías que han hecho contribuciones importantes a esta tarea.

7.3.3.1 Índice de tasa de penetración de la Escuela de Minas de Colorado

Un modelo para la predicción del rendimiento de TBMs de roca dura, basado en el cálculo de

la penetración que se logra en el suelo en una rotación del cabezal de corte, tiene un índice que se conoce como tasa de penetración y debe expresarse en milímetros penetrados en el suelo por una revolución del cabezal de corte, aunque a menudo se expresa en mm/hora. El índice PR está estrechamente relacionado con el trabajo realizado por los cortadores y el espacio entre ellos, la figura III.7.17 ilustra el efecto de un cortador aislado cuando se indenta en la superficie de una roca con una fuerza F .

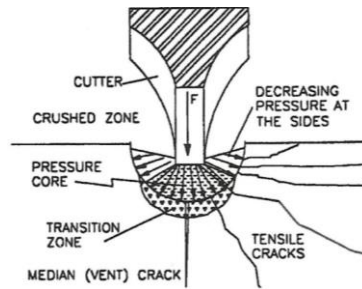


Figura III.7.17 Efecto producido por la muesca de un solo cortador.
Fuente: Rostami y Ozdemir, 1993.

La fuerza que empuja el cortador crea altas presiones en la superficie del suelo para que el cortador penetre en la superficie de la roca creando una distribución de presiones en el suelo que tiene sus valores más altos en el área de contacto entre el cortador y el suelo. Estas presiones crean un área de suelo triturado y provocan grietas por fuerzas de tracción.

Los efectos que se producen cuando dos cortadores adyacentes muelen el suelo, como sucede cuando gira el cabezal de corte de la tuneladora, se ilustran en la Figura III.7.18 y dependen del espaciamiento entre los cortadores.

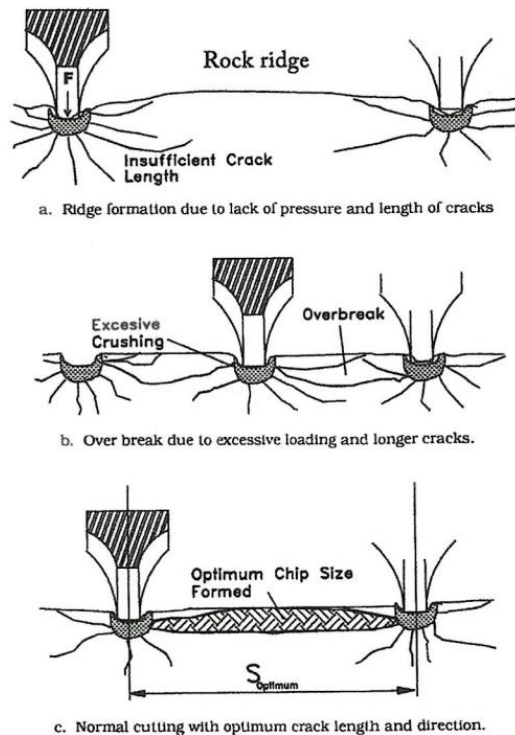


Figura III.7.18 Indentación de dos cortadores adyacentes.
Fuente: Rostami y Ozdemir, 1993.

Si el espacio entre ambos cortadores es lo suficientemente grande, actúan individualmente, creando una cresta entre ellos.

Sin embargo, si el espaciamiento entre ambos cortadores es muy pequeño, las grietas de tracción generadas por ambos cortadores se vinculan entre sí, resultando en una fracturación excesiva del terreno. Existe un espaciamiento óptimo entre cortadores cuando las grietas de tracción inducidas por cada uno tienen un mínimo conexión que induce la formación, por rotura a tracción, de una pieza plana de suelo denominada habitualmente "viruta".

El grosor medio de las virutas producidas con la separación óptima entre cortadores se conoce como PR y se mide en mm/rev o en m/h. Para calcular el valor máximo de presión de indentación (P') Rostami y Ozdemir (1993) propusieron la siguiente correlación:

$$P' = 100500 + 12170 \cdot S + 7.888 \sigma_c - 28830 \sigma_t^{0.1} - 192 \cdot S^3 - 0.000147 \sigma_c^2 - 29450 \cdot T - 13000 \cdot R$$

S : espacio entre cortadores (pulgadas)

σ_c : compresión uniaxial de la roca (psi)

σ_t : resistencia a la tracción indirecta de la roca (Prueba Brasileña) (psi)

T : espesor mínimo del disco de corte (pulgadas)

R : radio del disco de corte (pulgadas)

Una vez calculado el valor de PR, se calcula la Tasa de Avance (AR) mediante la expresión:

$$AR = PR \cdot U$$

U: es el porcentaje de tiempo en que la TBM está excavando

El método propuesto por Colorado School of Mines para predecir el PR de una tuneladora tiene un significado físico, ya que maneja tanto datos del terreno como de la tuneladora. Sin embargo, el cálculo del AR, establecido para un periodo de tiempo de varias horas, es bastante subjetivo, ya que el porcentaje de tiempo que la tuneladora está disponible para excavar es muy variable y difícil de conocer con precisión.

7.3.3.2 Método QTBM

El índice Q_{TBM} , ya presentado en la Sección III.3.4.2, permite estimar el PR en suelo mediante la expresión propuesta por Barton (2003):

$$PR \left(\frac{m}{h} \right) = 5 \cdot Q_{TBM}^{-0.2}$$

Barton hace la suposición que a medida que aumenta el periodo en el que se mide el AR de una TBM, el AR disminuye. Por tanto, para el cálculo del AR se propone la siguiente ecuación:

$$AR \left(\frac{m}{h} \right) = PR \left(\frac{m}{h} \right) \cdot T^m$$

T : periodo de tiempo en el que se calcula.

m : coeficiente que controla la disminución del AR a lo largo del tiempo

Los valores AR se clasifican en cinco grupos, como se muestra en la Figura III.7.19.

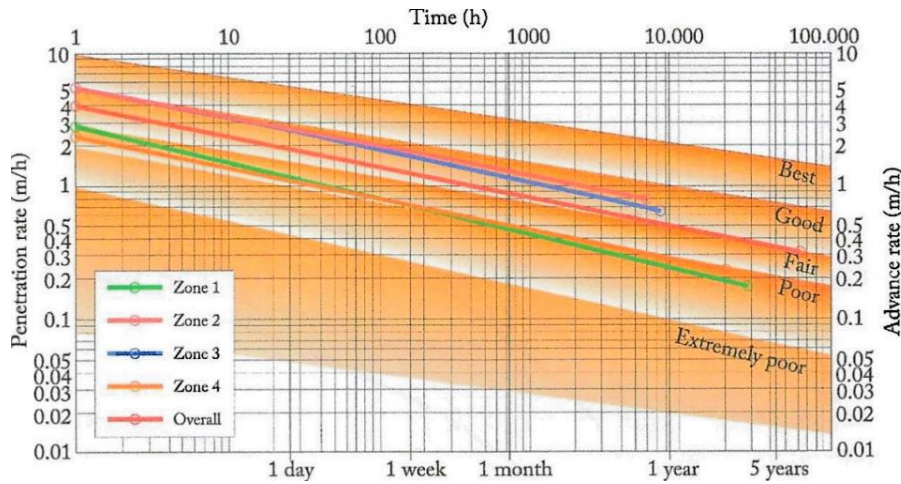


Figura III.7.19 Clasificación de valores AR.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La predicción del rendimiento de la tuneladora basada en el índice Q_{TBM} tiene mucho menos significado físico que la metodología propuesta por la Escuela de Minas de Colorado, y la hipótesis de que a medida que aumenta la longitud del tonelaje disminuye el rendimiento ha tenido un desacuerdo importante, debido a la evidencia insuficiente en práctica.

7.3.3.3 Metodología RME

Como se discutió en la Sección III.7.3.2.5.4, el ARA_T se puede estimar con el RME, para TBMs abiertos, escudos simples y dobles. ARA_T , se determinan valores para las características específicas de cada túnel, en función de la experiencia del personal de tunelería, la adaptación al terreno excavado y el diámetro del túnel.

7.3.4 Escudos presurizados

Cuando un frente de excavación presenta problemas de inestabilidad debe ser reforzado inmediatamente de lo contrario, es muy probable que el suelo en la corona del túnel se derrumbe. Por ello, se han desarrollado escudos presurizados en el frente del túnel, que permiten crear una presión directa en el frente del túnel para estabilizarlo.

Actualmente existen dos procedimientos para aplicar presión en el frente del túnel: amasando el suelo excavado para crear una masa con consistencia plástica o arrastrando el suelo excavado mezclándolo con una suspensión de bentonita y agua, creando un fluido bombeable. Tanto la masa plástica molida como el fluido con los suelos suspendidos se comprimen y esa presión se transfiere para estabilizar el frente del túnel. En ambos casos, existe una cámara cerrada detrás de la cabeza de corte de la tuneladora donde se comprimen los lodos o suelos fluidizados. Para aislar la cámara de excavación, que está bajo presión, se instala una cerradura de doble puerta. Esta tecnología siempre se aplica al escudo TBMs y se denomina escudos o hidroescudos equilibrados con presión de tierra (EPB), dependiendo de cómo se crea la presión en el frente

del túnel.

7.3.4.1 Escudos EPB

EPB significa que, en el frente del túnel, se logra el equilibrio entre las presiones que intentan desestabilizarlo (presiones de agua y tierra) y las presiones estabilizadoras del lodo. Para mantener la presión del lodo en la cámara de excavación, el suelo amasa la cámara con un transportador de tornillo, ubicado dentro de una carcasa de acero para mantener la presión. La Figura III.7.20 muestra la sección longitudinal de un escudo EPB.

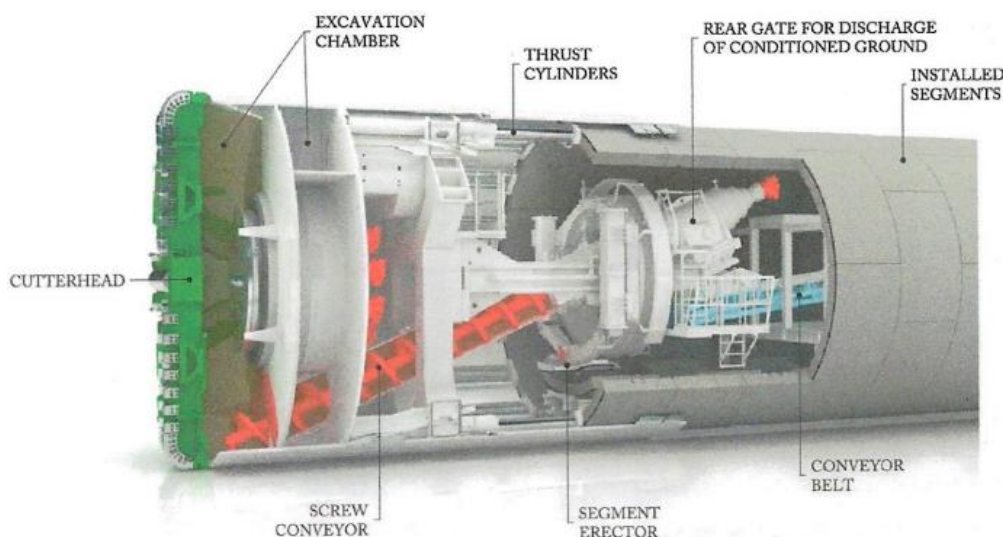


Figura III.7.20 Sección longitudinal de un escudo EPB fabricado por Herrenknecht AG.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Como se muestra en la Figura III.7.21, la presión del lodo se puede variar modificando la fuerza aplicada al cabezal de corte o variando el flujo del suelo extraído.

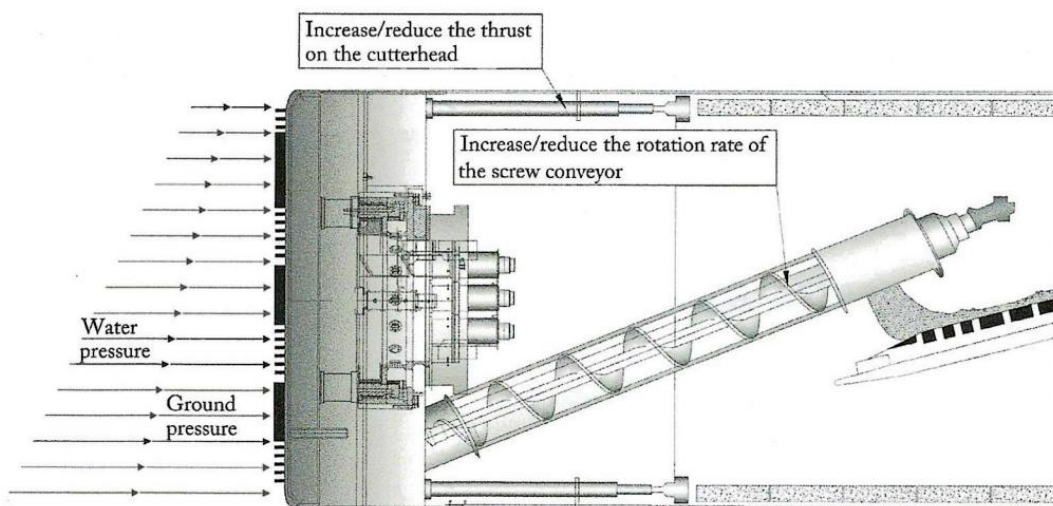


Figura III.7.21 Acciones para modificar las presiones generadas por el estiércol en un escudo EPB.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Con base en los estudios realizados por Thewes (2009), la Figura III.7.22 muestra las características del acondicionamiento del suelo requerido, según su distribución granulométrica, para excavar con escudos EPB.

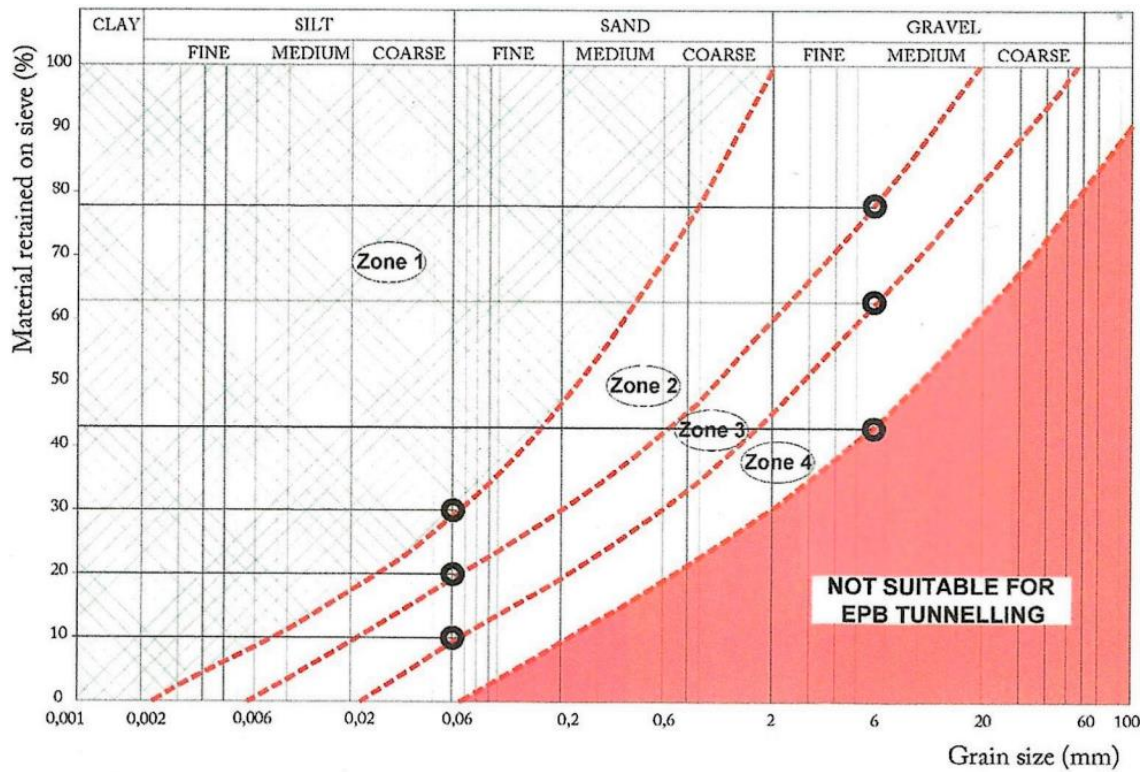


Figura III.7.22 Acondicionamiento del suelo cuando se excava un túnel con EPB-Shields.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

La zona 1, corresponde a terrenos ideales para ser excavados con escudos EPB. Como se indica, dichos suelos deben tener más del 30% de finos y no deben contener gravas. La zona 5, corresponde a terrenos que no deben excavar con escudos de EPB cuya granulometría se caracteriza por la ausencia de finos y contiene gravas medianas y gruesas en una proporción superior al 40%. En las tres zonas restantes (2, 3 y 4) la intensidad de acondicionamiento del suelo en la cámara de excavación, mediante la adición de productos químicos, varía como se muestra en la Tabla III.7.4.

Granulometric zone	Fines (%)	Medium gravels (%)	Products added through the cutterhead
2	20-30	<20	Foams
3	20-10	<40	Foams and Polymers
4	<10	<60	Foams, Polymers and fines

Tabla III.7.4 Tipos de acondicionamiento del suelo.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

El acondicionamiento del suelo genera un aumento de los costes y una disminución considerable del ritmo de excavación si no se realiza de forma adecuada, por lo que es muy importante conocer con precisión la proporción de suelo a excavar y su distribución granulométrica.

Los cabezales de corte de los escudos EPB tienen dos diferencias principales en comparación con el cabezal de corte de la tuneladora para frentes de túneles estables; uno son los elementos de corte y el otro es la superficie abierta del cabezal de corte. En general, los escudos EPB

tendrán que excavar en zonas de baja resistencia, principalmente en suelos, ya que el frente del túnel es más inestable. Para excavar en suelos, la tuneladora no utiliza cortadoras de disco, que hacen trabajar el suelo a compresión y tracción, sino que utiliza cinceles o raspadores que excavan el suelo cortando. A diferencia de los TBMs en frentes de túneles estables, donde los agujeros en la superficie del cabezal de corte para extraer los terrenos excavados son menos del 10% de su superficie, los escudos EPB tienen una mayor cantidad de agujeros, normalmente entre el 30 y el 60% de la superficie total del cabezal de corte. El motivo es que los escudos EPB buscan las mejores condiciones para amasar el suelo excavado, por lo que dejar pasar el suelo por el cabezal de corte facilita la consecución de este objetivo.

7.3.4.2 Hidroescudos

Los Hidroescudos difieren de los EPB en la forma en que se realiza la excavación del suelo y en cómo se transfiere la presión al suelo en la cámara de excavación. El transporte terrestre excavado se realiza hidráulicamente mezclándolo con lodo de bentonita que llena casi toda la cámara de excavación. De esta forma, al igual que ocurre en los sondeos, el lodo de bentonita hace que la superficie del terreno sea menos permeable. La presión del lodo de bentonita en la cámara de excavación se controla regulando la presión del depósito de aire comprimido creado en su parte superior. En consecuencia, a lo largo de un túnel construido con hidroescudos debe haber tres tuberías para garantizar las tres funciones siguientes:

1. Suministro de aire comprimido a la cámara de excavación.
2. Línea de alimentación de lodo de bentonita.
3. Bombeo de los terrenos excavados suspendidos en lodo de bentonita.

La Figura III.7.23 muestra la sección longitudinal de un hidroescudo en el que se ha sustituido el transportador de tornillo (del escudo EPB), por la tubería que transporta hidráulicamente el suelo excavado.

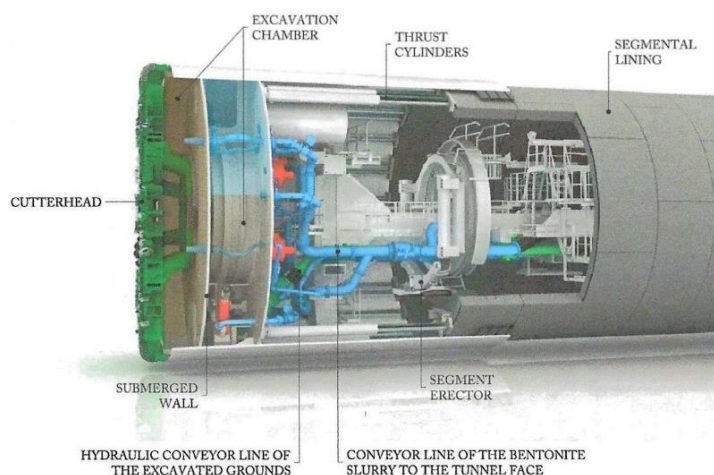


Figura III.7.23 Vista longitudinal de un Hidroescudos fabricado por Herrenknecht AG.
Fuente: Herrenknecht AG.

Debido al efecto de pared impermeable creado con la lechada de bentonita, los hidroescudos son adecuados para trabajar en suelos arenosos y pedregosos. En la Figura III.7.24 se distinguen tres áreas para la aplicación de Hidroescudos.

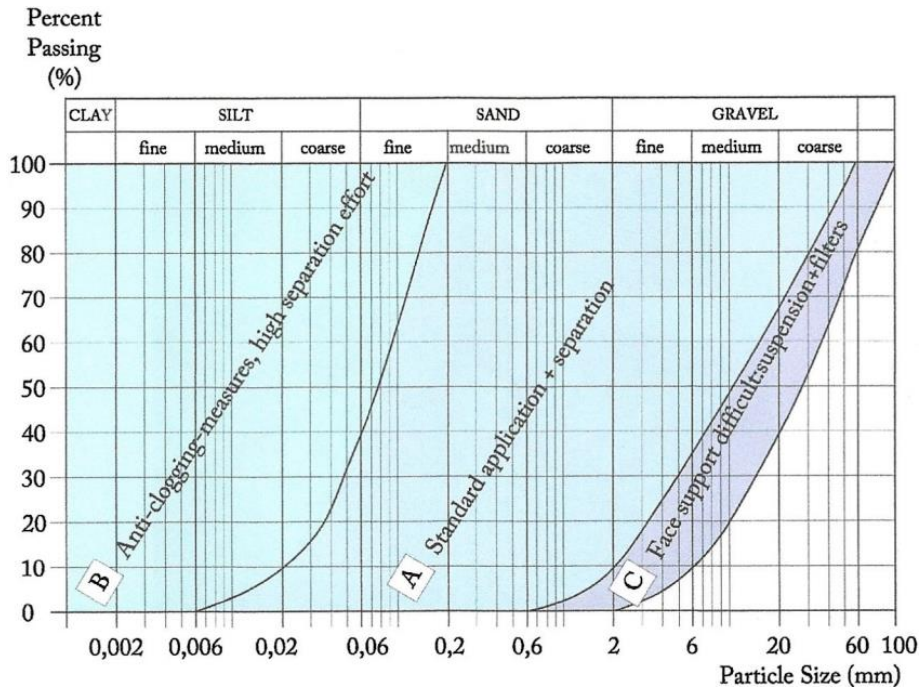


Figura III.7.24 Áreas para la aplicación de hidroescudos.
 Fuente: Thewes, 2009.

Con las siguientes características:

- **Área A:** El suelo no presenta arcilla y el porcentaje de arena es mayor al 10%. Es el terreno ideal en el que utilizar un hidroescudo.
- **Área B:** El suelo tiene arcilla y hasta un 40% de partículas finas. En estos terrenos, la recuperación de bentonita es más difícil a medida que aumenta el contenido de arcilla.
- **Área C:** El suelo tiene menos del 10% de arena y el resto son gravas; esto lo hace muy permeable y requiere la adición de materiales de relleno finos para que la lechada de bentonita pueda ser efectiva.

Un cabezal de corte hidroescudo puede verse como un gran mezclador del fluido compuesto por agua, bentonita y tierra, por lo que el porcentaje de superficie abierta en el cabezal de corte puede llegar hasta el 60%. El transporte hidráulico de los terrenos excavados influye considerablemente en el diámetro de los fragmentos a transportar, por lo que es común colocar una trituradora de mandíbulas en el cabezal de corte del hidroescudo.

7.3.4.3 Observaciones sobre las presiones en la cámara de excavación

Cuando un escudo trabaja con la cámara a presión, a mayores presiones se necesita más energía y, además, a medida que aumenta la presión en la cámara aumenta el desgaste del escudo. Esto conduce a ARS más bajos y costos más altos. Para calcular la presión necesaria en la cámara de excavación, cuando se excava una sección específica del túnel, existen varios métodos, como el de Anagnostou-Kovari donde considera que el equilibrio de la cara de excavación de un escudo depende del prisma ilustrado en la Figura III.7.25.

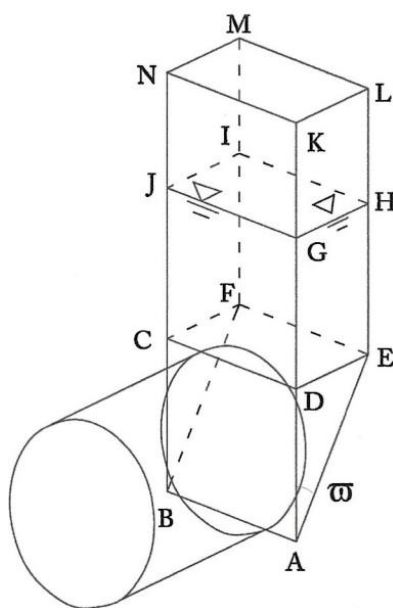


Figura III.7.25 Modelo propuesto por Anagnostou-Kovari.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

La presión a aplicar en el frente de excavación es la necesaria para asegurar la estabilidad del prisma de tierra se ve afectado por el nivel freático.

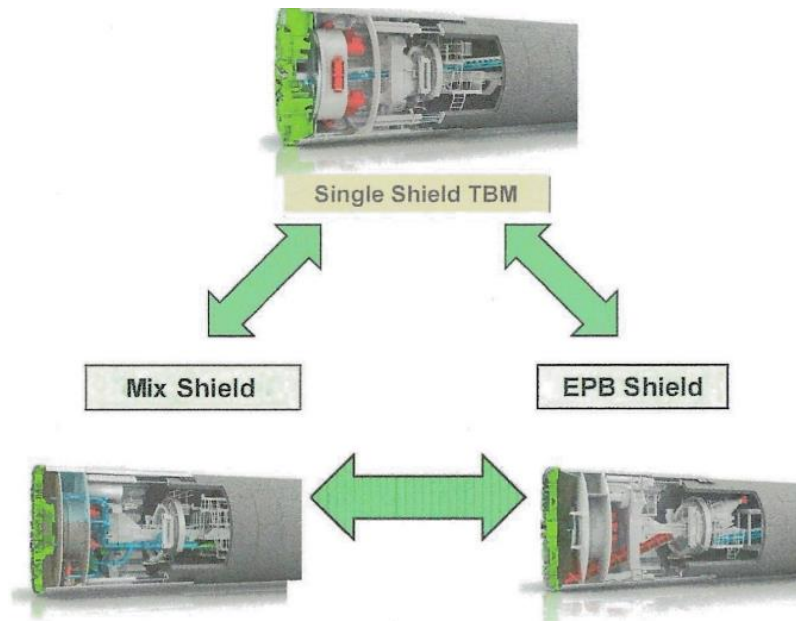
Es de gran importancia definir correctamente la presión a aplicar en la cámara de excavación de un escudo.

En particular, la presión en la cámara de excavación debe calcularse resolviendo un modelo geomecánica tridimensional y el resultado debe verificarse durante la construcción del túnel, verificando que los movimientos previstos en los cálculos se correspondan razonablemente con los medidos por el monitoreo, tanto en la superficie y en áreas cercanas a la excavación.

7.3.5 Escudos híbridos

Las TBMs son sistemas muy rígidos, por lo que es bastante difícil y costoso introducir cambios durante la excavación para adaptarse a las características del terreno. Además, dado que el principal campo de aplicación de TBMs son los túneles largos, es muy probable encontrar terrenos con características muy diferentes a las del resto del túnel. En consecuencia, la idea de un sistema universal de túneles mecanizados no es realmente conveniente, ya que cada túnel tiene requisitos especiales como resultado tanto de las condiciones geológicas y el diseño

estructural. Los ingenieros de túneles deben seguir desarrollando nuevos conceptos y combinaciones, que tendrán un amplio efecto para convertir en obsoletas las ideas que hoy parecen definitivas. La idea de desarrollar una tuneladora con varios modos operativos ha sido adoptada y desarrollada eficientemente por Herrenknecht en las últimas décadas, lo que ha dado lugar a TBMs híbridas o multimodales. El tipo de TBM para el que se han desarrollado TBMs híbridos son los escudos abiertos, que deben poder funcionar como hidroescudos o escudos EPB, como se ilustra en la Figura III.7.26.



*Figura III.7.26 Concepto de TBMS híbrido.
Fuente: Herrenknecht AG.*

Para tener una tuneladora híbrida funcional, el cambio de modo de operación tiene que realizarse en el menor tiempo posible, lo que obliga a limitar las intervenciones en la cámara de excavación en la medida de lo posible, ya que el desgaste mecánico que produce el terreno excavado, a su paso por los orificios del cabezal de corte, dificulta enormemente estas intervenciones. La opción de utilizar TBMs híbridos es muy atractiva, ya que se amplía el campo de aplicación de TBMs.

7.3.5.1 Escudos bimodales

Los escudos bimodales, EPB-hidro o abiertos ya se utilizan desde hace años y cuentan con dos de los tres principales sistemas de transporte del suelo excavado:

- Cinta transportadora, para el escudo abierto.
- Transportador de tornillo, para el escudo EPB.
- Tuberías de acero, para el hidroescudo.

La coexistencia de dos sistemas de transporte requiere un diámetro mínimo de la tuneladora, que ronda los 10 m.

7.3.5.2 Escudos multimodales

Los escudos multimodales son TBMs que pueden funcionar en los tres modos posibles: abierto, EPB e hidro. Herrenknecht AG ha desarrollado esta tecnología en los últimos años, que se basa en la idea de realizar, en los tres modos, el transporte primario de los terrenos excavados por medio de un transportador de tornillo que transporta el suelo excavado cuando opera en modo de escudo abierto; el suelo se transforma en lodo cuando está en modo EPB y se mezcla con agua y bentonita si funciona como hidroescudo. Cuando el escudo funciona en modo abierto o EPB, el transportador de tornillo descarga los terrenos excavados en una cinta transportadora a través de una primera compuerta, que se cierra cuando funciona como hidroescudo para conducir la mezcla de suelo, bentonita y agua, a través de una segunda compuerta, a la tubería que transporta la mezcla al exterior. Herrenknecht AG llama a este tipo de TBM escudos de densidad variable, ya que el escudo puede adaptarse a las características del suelo cuando cambian las condiciones del suelo.

7.3.6 Observaciones sobre la elección de la tuneladora

La tecnología de las TBMs se ha ido adaptando a muy diferentes tipos de terrenos y a condiciones constructivas de gran dificultad. Sin embargo, para utilizar con éxito una tuneladora se debe conocer el terreno a excavar. En los túneles excavados en roca es necesario evaluar la excavabilidad, la presencia de tramos a lo largo del túnel con suelos de alto rendimiento y realizar un perfil longitudinal detallado del túnel, con el que se puede seleccionar el tipo de TBM más adecuado.

Hay tres opciones: tuneladora abierta, escudo simple y escudo doble; A partir de estas dos alternativas se puede decidir el tipo de tratamiento en zonas de alto rendimiento: tratamiento del suelo con tuneladora o trabajo con opciones de presión en el frente de excavación.

En túneles con paramentos inestables, lo más importante es conocer con precisión la granulometría del terreno a excavar; si se trata de un suelo claramente cohesivo, los escudos EPB serán los más adecuados, y si se trata de suelos granulares gruesos, los hidroescudos serán la mejor alternativa.

La selección de un blindaje dual, EPB e hidro, es muy atractiva; pero para saber si es la mejor opción, es necesario evaluar las consecuencias y costes derivados de la necesidad de disponer de una planta de recuperación de bentonita.

Finalmente, el problema más complejo son los túneles que deben excavar tanto en roca como en suelo; aunque nuevamente, el mejor punto de partida es tener un perfil geotécnico longitudinal preciso del terreno a excavar. En estos casos, la elección más importante es si utilizar una tuneladora para rocas adaptada para trabajar en suelos o una tuneladora para suelos adaptada para excavar rocas. En ambos casos hay que considerar la posibilidad de cambiar el

cabezal de la tuneladora, aprovechando una estación u otra excavación similar de gran tamaño, aunque también es una opción razonable diseñar un cabezal de corte mixto.

7.4 MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN A CIELO ABIERTO

Los túneles a cielo abierto a menudo se denominan "túneles de corte y cubierta" porque el suelo sobre el túnel está completamente excavado y luego se reemplaza por tierra compactada sobre el túnel, por lo que no se puede desarrollar ningún efecto de arco sobre el suelo, y el relleno colocado sobre el túnel debe ser considerado como carga muerta.

Entre los métodos de construcción de túneles a cielo abierto hay dos que son muy utilizados: corte y cubierta y excavación entre pantallas.

7.4.1 Método de corte y cobertura

El método de corte y cobertura consiste en excavar una zanja con pendientes autoestables, construir la estructura del túnel y restaurar el perfil original del terreno rellenando el vacío creado. Este es un método muy sencillo y seguro, pero poco utilizado en zonas urbanas, debido a que gran parte de la superficie se ve afectada durante su construcción.

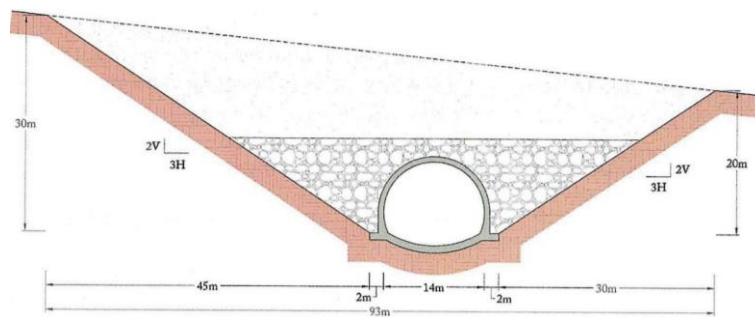


Figura III.7.27 Túnel construido con el método de corte y cubierta.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

7.4.2 Excavación entre pantallas

Este método de excavación entre pantallas resuelve el problema del gran impacto superficial, ya que en lugar de excavar entre dos taludes autoestables se excava entre dos paredes de hormigón. Con esta solución, el impacto en la superficie se limita a una franja con el ancho del túnel como se ilustra en la Figura III.7.28.

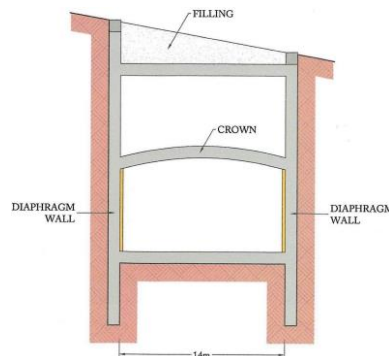
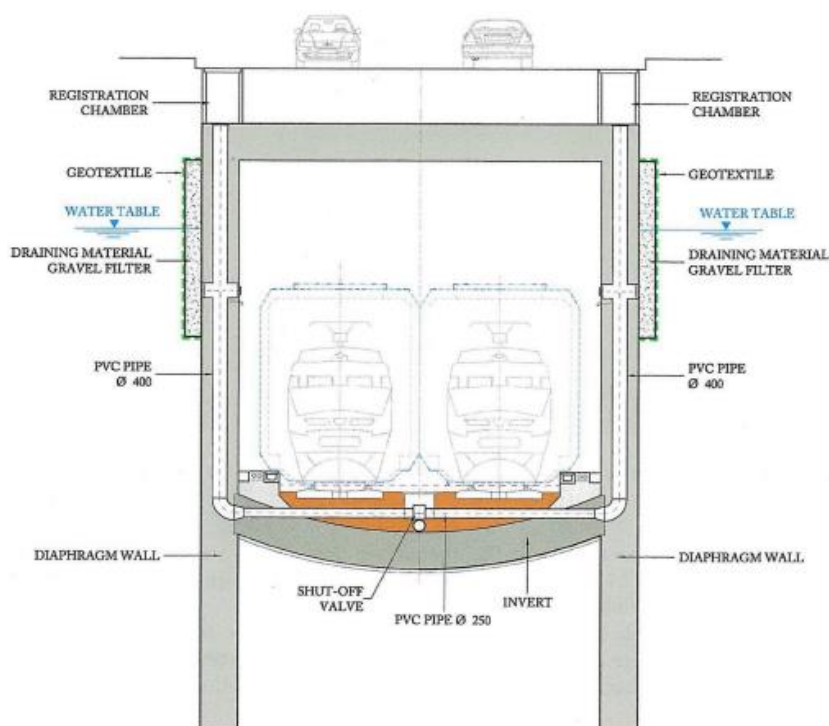


Figura III.7.28 Excavación entre muros pantalla.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Los muros consisten en módulos de hormigón armado con una longitud de 2,5 m y un espesor de entre 0,8 y 1,2 m, aunque cuando no hay flujo de agua en el suelo, los muros pueden construirse mediante pilotes, con diámetros entre 1,0 y 1,5 m. Este método constructivo se utiliza normalmente en zonas urbanas, aunque presenta tres grandes inconvenientes. Uno es el impacto sobre el tráfico y la actividad comercial, el segundo se deriva de la necesidad de desviar todos los servicios que pasan por la excavación y el tercero está relacionado con el posible efecto presa que genera el túnel cuando el nivel freático está cerca de la superficie. Cuando el nivel freático está cerca de la superficie, la construcción de un túnel entre las paredes del diafragma creará un efecto de presa que alterará la distribución del nivel freático. Para evitar este inconveniente, se pueden diseñar sifones transversales, figura III.7.29.



*Figura III.7.29 Sifones transversales para evitar el efecto presa tras la construcción del túnel entre pantallas.
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

8 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA CARACTERIZAR EL COMPORTAMIENTO DEL SUELO

8.1 CONCEPTOS GENERALES

Este capítulo trata de la selección de los modelos constitutivos que deben representar, con la mayor precisión posible, el comportamiento tensión-deformación de una excavación, siendo esta actividad la fase principal de la metodología de Diseño Estructural Activo.

8.2 EL OBJETIVO DE UN MODELO CONSTITUTIVO

El objetivo principal de un modelo constitutivo o criterio de falla, es definir todos los posibles estados límite de tensión-deformación del terreno, expresándolos como una función matemática, formulada en tensiones y/o deformaciones, ajustadas para cada tipo de suelo según sus características de tensión-deformación.

8.3 SELECCIÓN DE UN MODELO CONSTITUTIVO

La selección del modelo constitutivo para un terreno es el que mejor represente su comportamiento tensión-deformación, tanto en el dominio elástico, en la fase de fluencia antes y después de la falla.

8.3.1 Mecanismos de estabilidad en excavaciones subterráneas

Hoek y Brown propusieron mecanismos de estabilidad para el suelo en túneles, figura III.8.1, definiendo cuatro categorías:

- Túneles someros
- Macizo rocoso fracturado a media o baja profundidad
- Macizo rocoso masivo a media o poca profundidad
- Macizo rocoso masivo a gran profundidad





Representación	Características
	<ul style="list-style-type: none"> • Túneles poco profundos en suelos o macizo rocoso meteorizado • Fluencia del suelo en el frente del túnel y zapatas • Riesgo de inestabilidad y tiempo de parada corto • Técnicas de construcción de corte y cubierta, túneles en
	<ul style="list-style-type: none"> • Roca con juntas de bloque parcialmente meteorizadas • Nivel de estrés medio-bajo • Inestabilidad asociada a caídas de bloques desde techo y paredes
	<ul style="list-style-type: none"> • Roca masiva con pocas juntas no meteorizadas • Sin problemas serios de estabilidad
	<ul style="list-style-type: none"> • Macizo rocoso masivo a gran profundidad • Fracasos inducidos por estrés frágil, desconchado y estallido con posibles desprendimientos de roca

Figura III.8.1 Mecanismos de estabilidad para excavaciones subterráneas.
Fuente: Hoek y Brown, 1980.

8.3.2 Principales modelos constitutivos

El proceso de carga del suelo se inicia con una respuesta elástica que continúa hasta que la carga aplicada alcanza el 40 o 50 % de su resistencia máxima. En ese momento comienza la fase de cedencia, que continúa hasta que se alcanza la resistencia máxima, luego comienza la fase posterior a la falla y se desarrolla hasta que la muestra se desintegra. Esto varía según el tipo de suelo, distinguiéndose cuatro comportamientos diferentes, como se muestra en la Figura III.8.2.

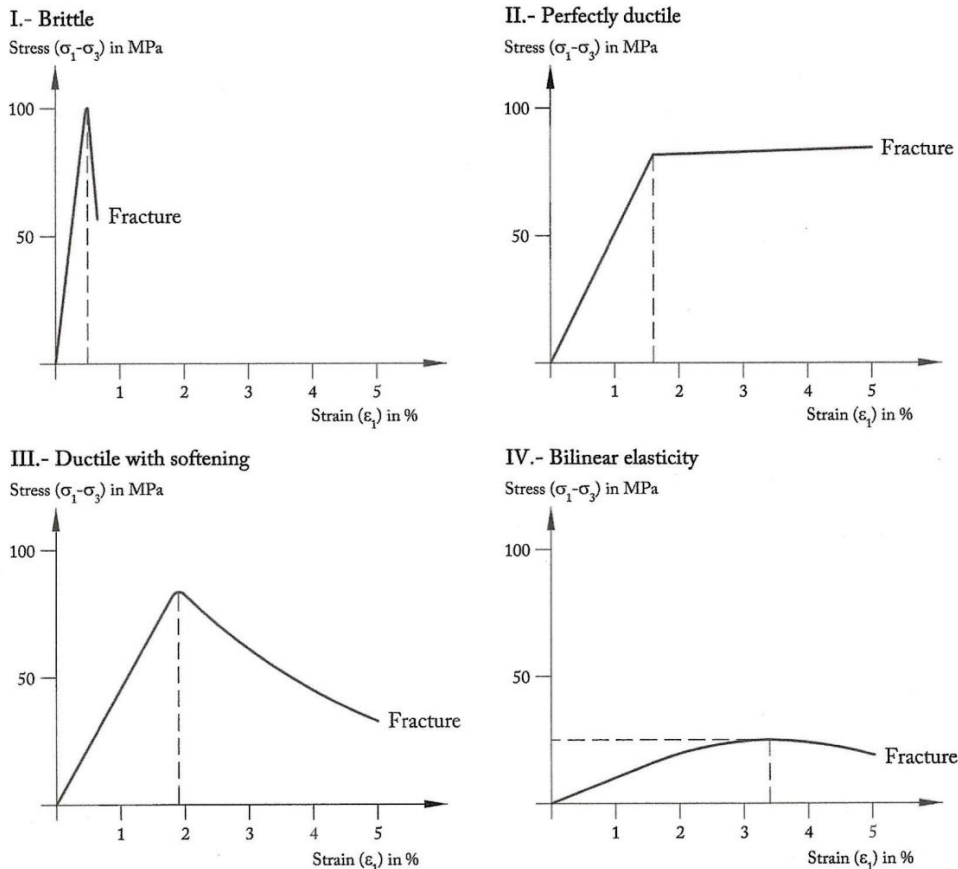


Figura III.8.2 Tipos de fallas en rocas.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

El comportamiento frágil, típico de rocas duras y muy duras $\sigma_{ci} > 70$ MPa, se caracteriza por la pérdida total de resistencia después de alcanzar el valor pico, con una deformación axial inferior al 1%.

El comportamiento perfectamente dúctil, que se obtiene cuando se mantiene la tensión máxima hasta que se alcanzan deformaciones axiales por encima del 5%, es inusual y solo ocurre en algunas rocas evaporíticas, como la sal de roca.

El comportamiento dúctil con reblandecimiento, típico de rocas de resistencia baja a media, $10 \text{ MPa} < \sigma_{ci} < 70 \text{ MPa}$, es un comportamiento intermedio entre frágil y perfectamente dúctil. Para rocas blandas o suelos, $\sigma_{ci} < 10 \text{ MPa}$, es común tener una disminución en el módulo de deformación cuando se acerca al pico de tensión en la fase elástica, que generalmente se alcanza

con deformaciones axiales superiores al 3%.

La falla frágil, la falla perfectamente dúctil y la lograda después de la elasticidad bilineal, pueden ser explicadas por modelos constitutivos formulados sobre esfuerzos, porque en estos casos se puede suponer que existe una relación única entre esfuerzos y deformaciones.

Sin embargo, como se muestra en la Figura III.8.3, para fractura dúctil con reblandecimiento, un valor dado de la tensión corresponde a dos deformaciones diferentes, lo que requiere expresar los modelos constitutivos sobre las deformaciones para este tipo de comportamiento del terreno.

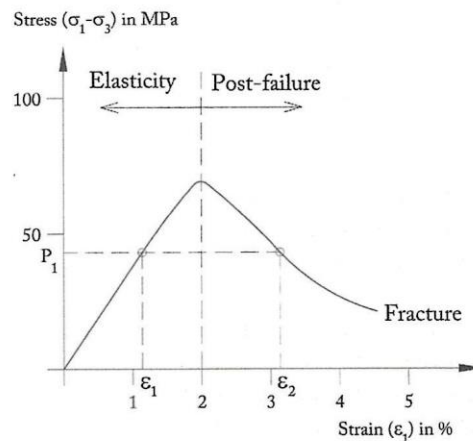


Figura III.8.3 Relación tensión-deformación en fractura dúctil con reblandecimiento.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

8.4 MODELOS CONSTITUTIVOS PARA LA ROCA INTACTA Y EL MACIZO ROCOSO

Como se señaló anteriormente, la ecuación que define el modelo constitutivo de un terreno debe ajustarse a sus características específicas con base en los resultados de los ensayos de laboratorio; pero como estos ensayos se realizan en muestras sin discontinuidades, los resultados obtenidos representarán únicamente el modelo constitutivo de la roca intacta.

De acuerdo con el efecto de escala, el criterio de falla para el macizo rocoso debería permitir estados de tensión menos intensos que para la roca intacta, como se ilustra en la Figura III.8.4.

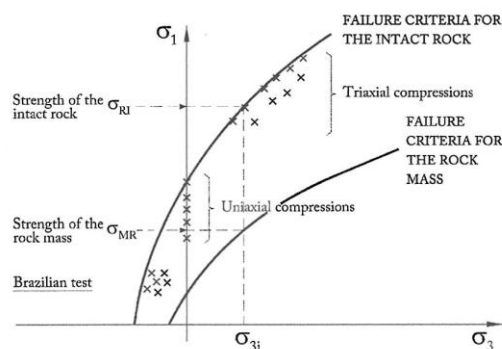


Figura III.8.4 Criterios de falla para la roca intacta y el macizo rocoso.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Donde se representan las curvas de la roca intacta y del macizo rocoso y, como se puede apreciar, para un determinado valor de la tensión de confinamiento (σ_{3i}) existe un valor de la resistencia del macizo rocoso (σ_{MR}) que es menor que el de la roca intacta (σ_{RI}).

8.5 MODELOS CONSTITUTIVOS MÁS USADOS

Ante el exceso actual de modelos constitutivos disponibles, debe entenderse que a medida que aumenta la complejidad de un modelo constitutivo, aumenta la dificultad para obtener datos reales y representativos que puedan ajustarse a un determinado terreno. En consecuencia, en los cálculos de proyectos de factibilidad y detalle, no tiene sentido utilizar modelos constitutivos que no estén basados en pruebas de laboratorio.

8.5.1 Modelos constitutivos formulados sobre esfuerzos

Los modelos constitutivos formulados sobre esfuerzos son los más numerosos, y entre ellos, Mohr-Coulomb, Hoek-Brown y Cam-Clay son los más utilizados para el diseño de excavaciones subterráneas.

8.5.1.1 Modelo de Mohr-Coulomb

El criterio de falla de Mohr-Coulomb fue presentado por Christian Otto Mohr en 1882, basado en los trabajos desarrollados por Coulomb (1776) afirmando que el terreno falla bajo un esfuerzo cortante, el cual se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\phi)$$

τ : esfuerzo cortante (MPa)

c : cohesión del terreno (MPa)

σ_n : esfuerzo normal a la superficie de falla (MPa)

ϕ : ángulo de fricción interna ($^\circ$)

La Figura III.8.5 muestra la superficie de falla al esfuerzo cortante que de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb, se crearía dentro de una probeta sometida a compresión triaxial. Este plano está definido por el ángulo $\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$

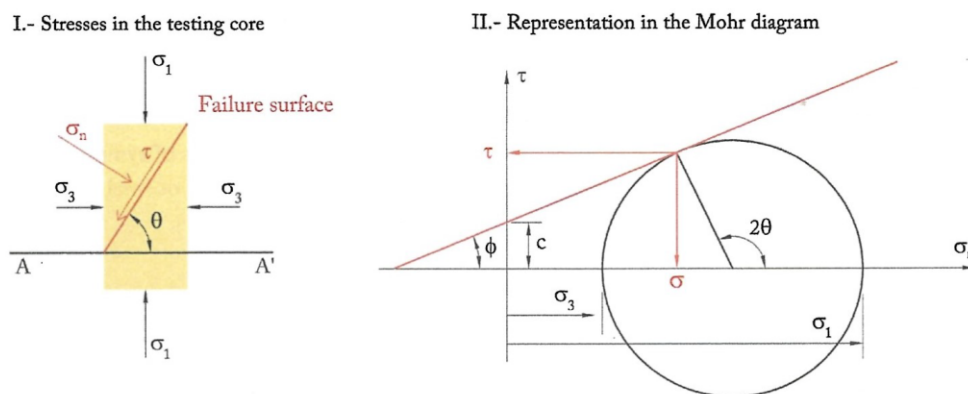


Figura III.8.5 Esfuerzos desarrollados en una probeta ensayada a compresión triaxial, según Mohr-Coulomb.
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

La ecuación III.8.1 se puede escribir en tensiones principales en la ecuación III.8.2:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \cdot \sigma_3$$

σ_1 : tensión principal mayor

σ_c : resistencia a compresión uniaxial

σ_3 : tensión principal menor

Usada para verificar la idoneidad del ángulo de cohesión y fricción adoptado en cada caso, ya que la resistencia a compresión calculada con esta expresión debe ser similar a los resultados de los ensayos de compresión uniaxial. Para ajustar el criterio de falla de Mohr-Coulomb a un terreno específico, se deben utilizar todas las pruebas disponibles, representándolas en un diagrama de esfuerzos de Mohr, definido por τ y σ_n .

Para ello se debe tener en cuenta que, en la mayoría de los ensayos habituales, los esfuerzos principales de rotura son los que se indican en la Tabla III.8.1.

Test	Principal stresses	
	σ_1	σ_3
Uniaxial compression	σ_c	0
Indirect tension (Brazilian test)	$3\sigma_T$	$-\sigma_T$
Triaxial compression	σ_1	σ_3 (constant)

Tabla III.8.1 Tensiones principales en varios ensayos.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Utilizando los criterios de esta tabla, la Figura III.8.6 muestra el ajuste de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb mediante cinco pruebas: dos pruebas triaxiales, una prueba de compresión uniaxial, una prueba brasileña y una prueba de tracción directa. El ángulo de rozamiento interno del suelo (ϕ) es el que forma la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb con el eje σ_n , y la cohesión es la ordenada en la que la envolvente de rotura corta al eje τ .

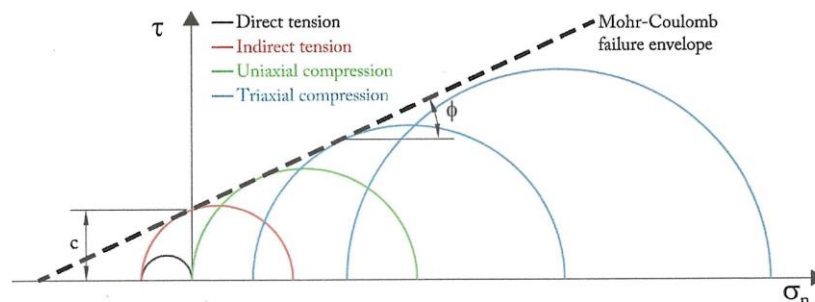


Figura III.8.6 Determinación de la envolvente de falla Mohr-Coulomb.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

8.5.1.2 Modelo de Mohr-Coulomb mejorado

El modelo de Mohr-Coulomb asume un comportamiento lineal del suelo, tanto en tracciones como en compresiones, que difiere del comportamiento real del suelo, como se puede observar en la figura III.8.7.

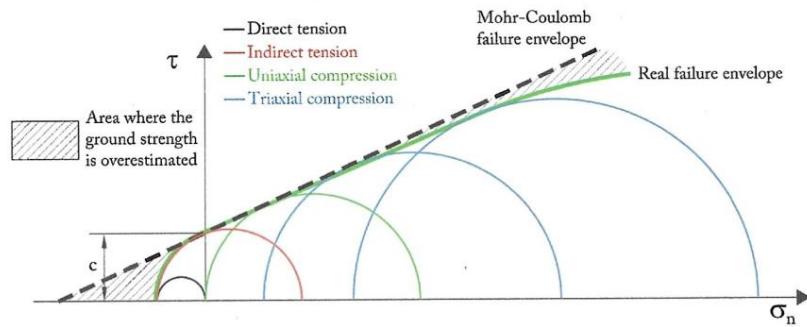


Figura III.8.7 Comparación entre la envolvente de falla Mohr-Coulomb y la envolvente de falla real.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Mohr-Coulomb sobrestima la resistencia real del terreno, en la zona donde trabaja a tracción y en menor medida a compresión. Se ha mejorado este criterio adoptando dos variantes:

1. Se considera que, en la zona a tracción, el valor máximo admisible de σ_n , corresponde a la resistencia real a tracción del terreno.
2. Se considera que la cohesión (c) y el ángulo de fricción del suelo ϕ no son constantes, sino que dependen de la tensión normal que actúa sobre la superficie de rotura.

Se pueden definir varios pares de valores (c, ϕ) a partir de la tangente a la envolvente de falla real para un valor dado de σ_n . La figura III.8.8 ilustra estas dos variantes

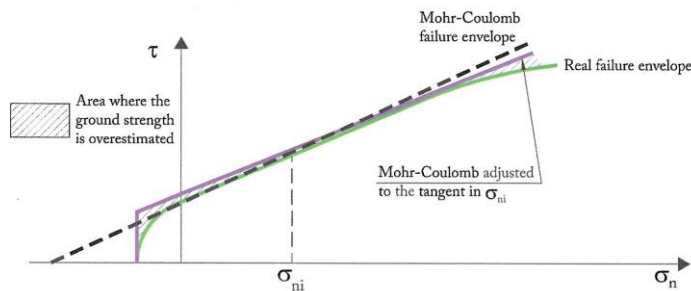


Figura III.8.8 Mejora del modelo de Mohr-Coulomb, limitando las tensiones a tracción y estimando c y ϕ
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

8.5.1.3 Modelo de Hoek-Brown

El modelo de Hoek-Brown resuelve los dos errores principales del modelo de Mohr-Coulomb; teniendo en cuenta el valor de la resistencia a la tracción del terreno y considerando que la dependencia entre σ_1 y σ_3 no es lineal. La formulación inicial, cuyo objetivo era definir el comportamiento de las muestras de roca intacta, es:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2}$$

σ_1 : esfuerzo principal mayor en la falla

σ_3 : esfuerzo principal menor en la falla

m : constante material del suelo

σ_c : resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta

s : constante material del suelo

La Figura III.8.9 muestra el criterio de falla de Hoek-Brown, mostrando la posición de puntos representativos de ensayos triaxiales, ensayos de compresión uniaxial y tensión directa.

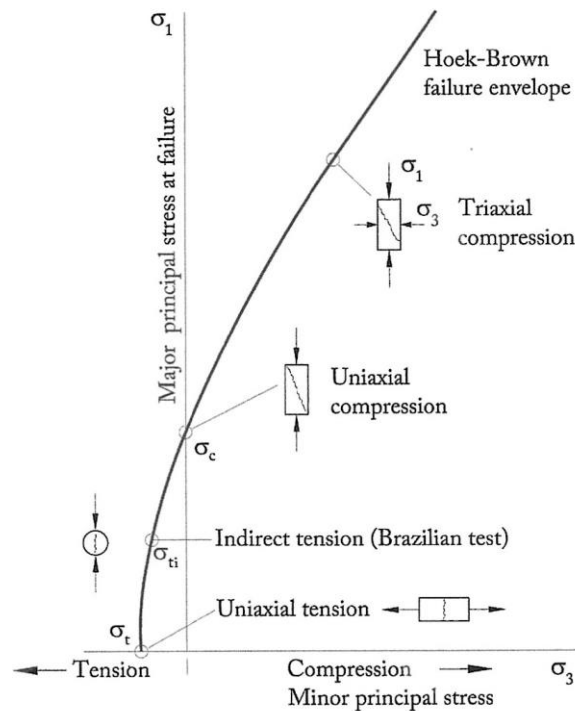


Figura III.8.9 Criterio de falla de Hoek-Brown
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

8.5.1.4 Modelo Cam-Clay

El modelo Cam-Clay fue desarrollado para reproducir el comportamiento tensión-deformación de suelos con altos índices de vacíos, inicialmente para arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas y reproduce un comportamiento elástico no lineal con endurecimiento a medida que aumenta su compactación.

Los principales comportamientos explicados con este modelo son los siguientes:

- Durante la fase elástica el módulo de tierra no es lineal.
- Durante el proceso de consolidación, el suelo tiene un módulo de deformación diferente dependiendo de si el esfuerzo es mayor o menor que el esfuerzo de sobreconsolidación.
- Se considera la existencia de estados críticos, que son aquellos estados producidos por un aumento de la deformación sin un aumento de la tensión efectiva.

Este modelo explica razonablemente bien el comportamiento tensión-deformación de aquellos materiales que, debido a su alta relación de vacíos y baja resistencia, son propensos a tener un empaquetamiento de su matriz durante el proceso de carga.

Sin embargo, este modelo constitutivo requiere de un flujo de información elevado que no se dispone en la etapa de proyecto y por lo tanto sobrepasa los alcances de este trabajo.

8.5.2 Modelos constitutivos formulados sobre deformaciones

Tanto el modelo de Mohr-Coulomb como el de Hoek-Brown evitan que la presión en el interior de un elemento exceda los valores dados por las envolventes de falla para cada valor de σ_3 . Sin embargo, ambos modelos permiten mantener constante la tensión máxima cuando se alcanza.

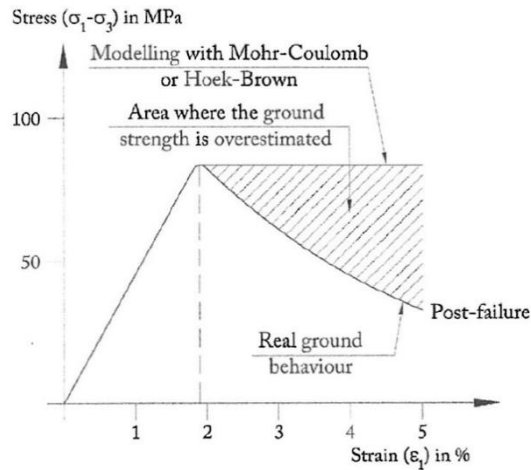


Figura III.8.10 Sobreestimación de la resistencia del suelo.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Esto, en la práctica, significa que el suelo tiene un comportamiento elastoplástico que en general no se corresponde con el comportamiento real de tensión-deformación del suelo.

Para evitar estos problemas se ha desarrollado el modelo constitutivo de ablandamiento por deformación. De esta forma, se pueden definir los valores de resistencia a la tracción, cohesión, fricción y dilatancia, en el post-rotura, en función de la deformación del terreno, como se muestra en la Figura III.8.11.

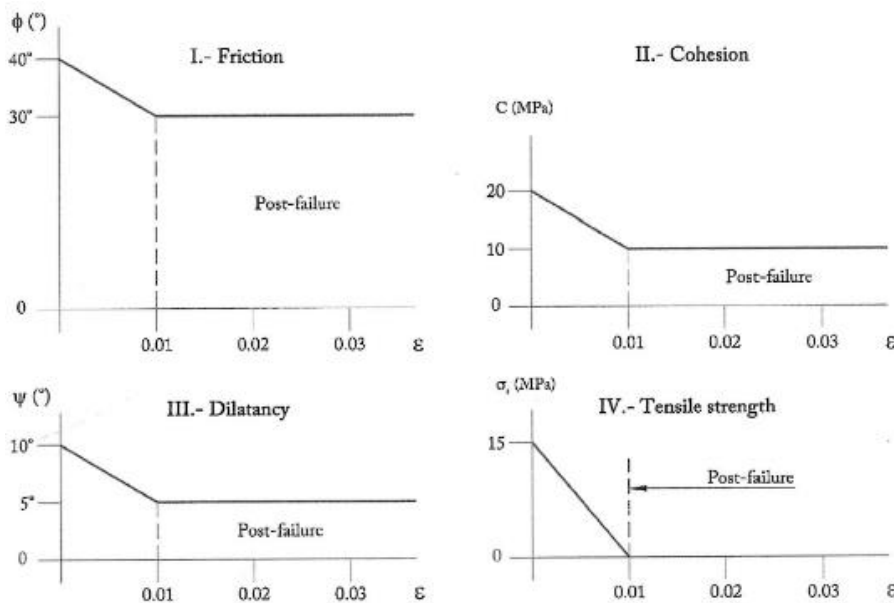


Figura III.8.11 Definición de parámetros para un modelo de ablandamiento por deformación.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

8.6 MODELOS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

Como los modelos descritos anteriormente no tienen en cuenta el efecto del tiempo para resolver problemas en el diseño de túneles, por ejemplo, los fenómenos de hinchamiento por deslizamiento o anhidrita, es necesario utilizar modelos constitutivos específicos.

8.6.1 Modelo constitutivo del fenómeno de fluencia

El fenómeno de fluencia, se caracteriza por desplazamientos del suelo a lo largo del tiempo cuando se aplica una presión constante. La Figura III.8.12 muestra la evolución de la convergencia vertical y horizontal medida durante casi 19 años.

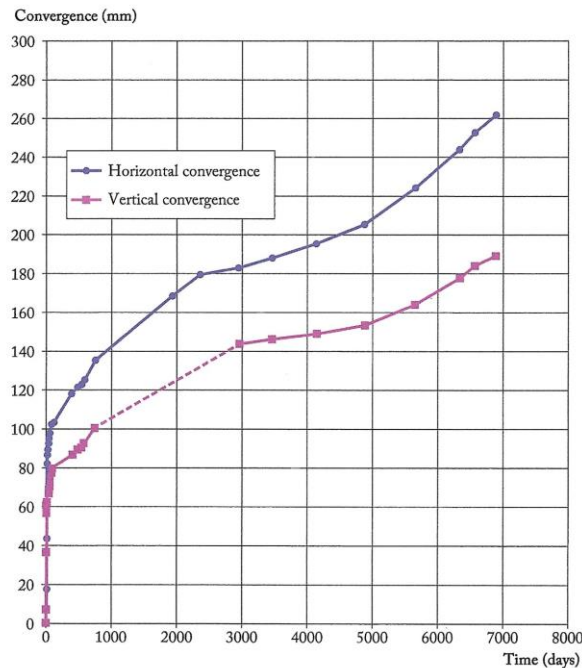


Figura III.8.12 Convergencias por fluencia en una galería de investigación medidas durante 6.910 días.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Uno de los modelos más utilizados para simular la fluencia del terreno es el modelo viscoplástico unidimensional, desarrollado por Rousset (1988), figura III.8.23.

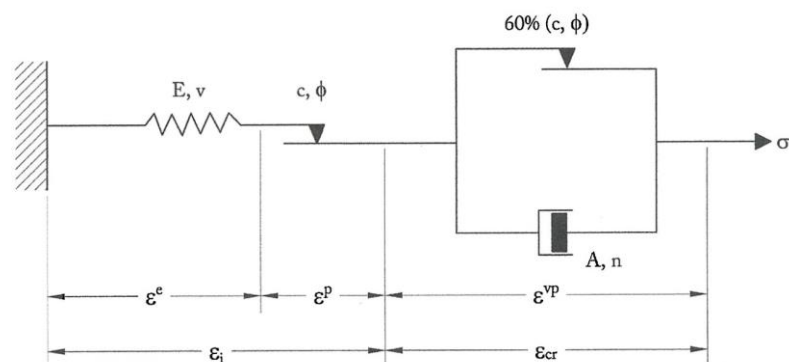


Figura III.8.13 Modelo de Rousset (1988).
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En este modelo, la deformación unitaria total (ϵ) es la suma de una componente instantánea, compuesta por una componente elástica (ϵ^e), y una componente plástica (ϵ^p), más la

componente de fluencia (ε_{cr}), es decir:

$$\varepsilon = \varepsilon_i + \varepsilon_{cr} = (\varepsilon^e + \varepsilon^p) + \varepsilon_{cr}$$

La deformación elástica depende del módulo de deformación y del coeficiente de Poisson del suelo y es simulada por el resorte de la figura III.8.20.

La deformación plástica se rige por la cohesión y el ángulo de fricción del suelo y se simula mediante el control deslizante de la figura III.8.20.

La deformación por fluencia se simula mediante un control deslizante y un amortiguador colocados en paralelo. Este deslizador está calibrado para que no se mueva hasta que la tensión aplicada sobre él supere el 60% de la resistencia del suelo, definida por la cohesión y el ángulo de fricción. Cuando se alcanza este valor, el deslizador permite el movimiento del amortiguador y aparecen las deformaciones por fluencia, de acuerdo con la siguiente ley:

$$\varepsilon_{cr} = A \cdot \overline{\sigma^n}$$

A y n: son propiedades del suelo

σ^n : depende de la segunda invariante de tensión, que cuantifica cuándo el estado de tensión ya no es isótropo y permite la fluencia y se calcula mediante la expresión:

$$\overline{\sigma^n} = \sqrt{3 \cdot J_2}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]$$

donde A y n pueden determinarse mediante las pruebas descritas anteriormente o ajustándolas a medidas reales de convergencia si el túnel ya está construido.

8.6.2 Modelo constitutivo para el hinchamiento de anhídrita

El hinchamiento de anhídrita en excavaciones subterráneas, que se explicó en la Sección III.5.7.2.2, conduce a tensiones adicionales del suelo en el revestimiento de soporte del túnel que alcanzan valores de hasta 7 MPa, y además suelen aparecer en zonas concretas del perímetro de excavación perjudicando el revestimiento de apoyo del túnel. Estas presiones se producen por una reacción química cuya velocidad varía en función de las características del terreno y de la forma en que se añade el agua para el inicio y desarrollo de la reacción.

9 TIPOS DE SOPORTE DE TÚNELES

9.1 INTRODUCCIÓN

Como se indicó en el apartado III.1.3.1, el soporte del túnel se coloca para reforzar el suelo excavado para resistir el aumento de las tensiones de corte creadas durante la redistribución de las tensiones. Este concepto de soporte del túnel significa que sus elementos deben interactuar rápidamente con el suelo excavado y actuar juntos hasta que se estabilice la sección del túnel.

9.2 HORMIGÓN PROYECTADO

El Hormigón Proyectado es un tipo de hormigón elaborado con un tamaño máximo de árido de 10 a 12 mm, con aditivos para acelerar el tiempo de fraguado sin producir una disminución significativa de la resistencia. A principios del siglo XX se introdujo un producto similar al hormigón proyectado, al que se denominó gunita, pero tenía dos diferencias principales en comparación con el hormigón proyectado. La más importante es que los áridos y el cemento se conducían neumáticamente a través de una manguera, y se mezclaban con agua en su boquilla. Por tanto, la resistencia de la gunita dependía en gran medida de la habilidad del artillero, por lo que la calidad obtenida muchas veces no cumplía con los requisitos de diseño, ya que su resistencia a la compresión uniaxial a los 28 días apenas superaba los 20 MPa.

La segunda diferencia estaba en los rendimientos obtenidos, que apenas superaban los 2 m³/h, con elevadas pérdidas por rebote, que superaban el 30% al proyectarse sobre las bóvedas de los túneles. A finales del siglo XX se comercializó el proceso de proyección húmeda que, combinado con aditivos muy complejos, superaba todas las carencias de la gunita convirtiéndola en hormigón proyectado.

9.2.1 Componentes básicos del hormigón proyectado

Las especificaciones básicas del hormigón proyectado se refieren a los siguientes aspectos:

- Resistencia característica a la compresión uniaxial a los 28 días, entre 30 y 45 MPa.
- Tamaño máximo del árido, entre 10 y 12 mm.
- Cantidad y tipo de cemento en la dosificación, superior a 400 kg/m³.
- Asentamiento del hormigón antes de la proyección, entre 18 y 20 cm medidos con el ensayo de asentamiento.

9.2.1.1 Áridos

Los áridos utilizados en el hormigón proyectado se obtienen seleccionando y clasificando materiales naturales, triturados o una mezcla de ambos. Las arenas más finas contribuyen a mejorar la contracción, mientras que las más gruesas aumentan el porcentaje de rebote. El uso de agregados finos o gruesos, o una mezcla de ambos, se realiza de acuerdo al espesor de la capa de hormigón proyectado a aplicar. En general, no se deben utilizar áridos mayores de 15

mm, debido a las limitaciones de los equipos de bombeo y también, para evitar las elevadas pérdidas por rebote. Las arenas con un equivalente de arena inferior al 80% producen segregación, mala lubricación y riesgo de colmatación y dificultan mucho el alcance de la resistencia requerida. En la Figura III.9.1 se muestra la curva de distribución granulométrica recomendada por EFNARC para los agregados utilizados en hormigón proyectado.

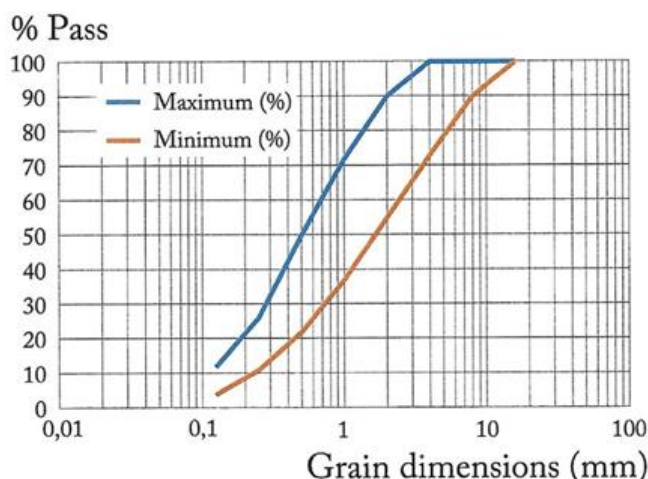


Figura III.9.1 Curva Granulométrica para agregados de hormigón proyectado.
Fuente: EFNARC.

9.2.1.2 Cemento

En presencia de agua agresiva, deben utilizarse cementos resistentes a los sulfatos. Tenga en cuenta que uno de los elementos que tendrá influencia en el período de trabajo o "tiempo abierto" del hormigón proyectado es el tipo de cemento y su dosificación. La cantidad de cemento utilizada en la dosificación del hormigón proyectado oscila normalmente entre 400 y 500 kg por metro cúbico en función de la resistencia final requerida del hormigón.

9.2.1.2.1 Agua

A la hora de determinar la cantidad de agua que requiere el hormigón, en función de la relación agua/cemento, también se debe tener en cuenta el coeficiente de absorción de agua del árido. La relación agua/cemento típico para el hormigón proyectado está entre 0,35 y 0,45. El agua de amasado no debe contener ningún componente nocivo en cantidades que afecten a las propiedades del hormigón.

9.2.2 Aditivos

Los aditivos juegan un papel fundamental en el hormigón proyectado para conseguir los siguientes objetivos:

- Mejorar su resistencia e impermeabilización
- Reducir las pérdidas por rebote
- Mejorar el bombeo del hormigón
- Comprobar la vida útil de la mezcla

9.2.2.1 Superplastificantes

Los superplastificantes son el principal aditivo en la dosificación del hormigón proyectado debido a que se pueden lograr los siguientes efectos:

- Confieren propiedades cohesivas al hormigón proyectado antes de su proyección, manteniendo una buena trabajabilidad de la mezcla hasta su proyección y reducen el rebote durante la misma.
- Reducción del contenido de agua de la mezcla, para la misma consistencia, entre un 30 y un 40%.
- La resistencia final mejora significativamente.
- Mejora de la durabilidad.

Los polímeros sintéticos, como los productos de naftaleno-sulfonatos y melamina-sulfonatos, se utilizan como superplastificantes. Recientemente, se introdujeron los "hiperplastificantes" que dieron como resultado una reducción en la relación agua/cemento de más del 40%. La dosificación de referencia de superplastificantes es del 1% del peso del cemento y debe ajustarse a las siguientes características:

- Relación agua/cemento en torno a 0,40 Consistencia fluido/líquido de la mezcla para permitir el bombeo.
- Trabajabilidad durante más de 60 o 90 minutos Mezcla homogénea y sin disgregación de partículas.

9.2.2.2 Aditivos retardantes del fraguado

Los aditivos retardadores del concreto se utilizan para retrasar el proceso de fraguado del concreto hasta 36 horas, sin disminuir sus propiedades finales. Los aditivos retardadores del fraguado son muy útiles cuando la distancia entre la planta de fabricación de hormigón y el lugar de trabajo es grande y cuando la temperatura exterior es muy alta, lo que demanda mayores cantidades de agua en la mezcla.

9.2.2.3 Aditivos aceleradores de fraguado

Los aditivos aceleradores de fraguado producen dos efectos importantes:

- Cambiar la consistencia del hormigón proyectado a seco-plástico, para mejorar su adherencia al suelo y reducir las pérdidas por rebote.
- Lograr una resistencia inicial lo más alta posible, de modo que el hormigón proyectado puede empezar a actuar como soporte lo antes posible.

El punto negativo es que los acelerantes de fraguado reducen la resistencia final del hormigón, dentro de los siguientes límites:

- Aproximadamente un 50% con acelerantes de silicatos.

- Entre un 20 y un 25% con acelerantes de aluminatos.
- Entre 2 y 5 % con aceleradores sin álcalis.

Las dosis típicas de aceleradores de fraguado, expresadas como porcentaje del peso del cemento en la mezcla, suelen ser las siguientes:

- Entre 8 y 12 % para silicatos.
- Entre 4 y 6 % para aluminatos.
- Entre 4 y 8 % para productos libres de álcalis.

En la actualidad existe una tendencia a utilizar aceleradores libres de álcalis por las siguientes razones:

- Son productos no cáusticos que no contienen hidróxidos alcalinos solubles, con un pH entre 3 y 5, lo que contribuye a la seguridad y salud en el trabajo.
- Su efecto negativo sobre la resistencia final es significativamente menor.
- Contribuyen mejor a la protección del medio ambiente debido a la reducción de la cantidad de componentes agresivos; tanto en el hormigón proyectado colocado in situ como en el material de rebote que se transporta al vertedero.

9.2.2.4 Aumento de la compacidad

Las partículas más finas presentes en la dosificación del hormigón son las partículas de cemento. A finales del siglo XX se empezó a producir comercialmente sílice micronizada, obtenida como subproducto de la industria de semiconductores, para rellenar los huecos existentes entre las partículas de cemento en el hormigón y aumentar su compacidad. De esta forma se consiguen las siguientes ventajas:

- Una mayor cohesión de la mezcla, así como un aumento de la adherencia al terreno.
- Reducción del rebote, a niveles inferiores a 10 %.
- Incremento de la trabajabilidad y reducción del polvo en el sitio de trabajo.
- Incremento de la resistencia a la compresión inicial y final.
- Disminución de la permeabilidad del hormigón proyectado.

La dosificación mínima de microsílice es de 30 kg por m³ de hormigón.

Los productos que contienen nanosílice, que son partículas de sílice mil veces más pequeñas que las de microsílice, mejoran las características del hormigón, ya que crean una red inorgánica reactiva y mejoran su compacidad. Además, juegan un papel activo en el fraguado del concreto ya que actúan como puntos iniciales en la cristalización. Así, actúa como un ligante que contribuye a reforzar el esqueleto del hormigón y mejora las siguientes propiedades:

- Hidratación del cemento.
- Compacidad gunitada, proceso de fraguado y endurecimiento.
- Capacidad anti-segregación.

- Reacción álcali-árido en el hormigón; porque su efecto de óxido ácido neutraliza este riesgo.
- Permeabilidad.

9.2.2.5 Aumento de la ductilidad

El hormigón es un material con una resistencia a la tracción muy baja en comparación con su resistencia a la compresión uniaxial, lo que lo hace muy frágil después de la falla. Este comportamiento frágil no se adapta a los desplazamientos del terreno generados durante el proceso de redistribución de tensiones. Para eliminar este inconveniente se desarrolló una tecnología para reforzar el hormigón, que consistía en reforzar el hormigón con fibras de acero y, unos años después, con fibras sintéticas.

Las fibras deben estar fabricadas, como mínimo, de aceros con un límite elástico de 345 MPa, pero también se fabrican fibras de aceros con un límite elástico de hasta 1.000 MPa. Las dosificaciones actualmente utilizadas varían del 0,25% al 1,0%, expresado en porcentaje del volumen de hormigón, lo que supone de 20 a 80 kg de fibras por m³ de hormigón. Estas dosificaciones son pequeñas y no aumentan significativamente la resistencia, pero hay una fuerte disminución en su comportamiento frágil después de la falla, como se ilustra en la Figura III.9.2.

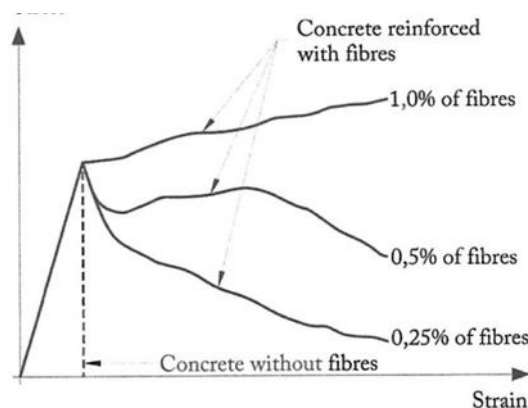


Figura III.9.2 Efecto de las fibras de acero sobre el comportamiento del hormigón después de la falla.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Se piensa que, durante el proceso de fabricación del hormigón, las fibras se distribuyen uniformemente por toda la masa de hormigón, de modo que cuando se carga y aparecen las primeras grietas, las fibras unirán los dos lados de las grietas. Por tanto, se acepta que las fibras de acero retardan la progresión de las fisuras en el hormigón de forma que éste pierde su comportamiento frágil y pasa a tener un comportamiento dúctil que aumenta con la cantidad de fibras.

9.2.3 Proyección de Hormigón

El hormigón proyectado se fabrica en plantas de hormigón convencionales, donde se añaden a la mezcla los aditivos y se transportan en camiones hormigoneras normales. Cerca del frente

del túnel, los camiones o hormigoneras verterán el hormigón en el robot de hormigón proyectado. Las dos partes esenciales del robot de hormigón proyectado son la bomba que impulsa el hormigón a través de una manguera de goma y la estructura telescópica que soporta la boquilla de la pistola, controlada a distancia por el operador de la proyección. El acelerador se añade a la boquilla de la pistola, cuyo caudal se regula mediante una pequeña bomba situada en el robot y aire comprimido, para acelerar la proyección del hormigón proyectado. El aire comprimido debe tener una presión de entre 5 y 6 kg/cm² y puede ser suministrado a través de la red existente en el túnel o por un compresor ubicado en el robot. Se obtienen las siguientes ventajas con los actuales robots de hormigón proyectado frente a los antiguos sistemas manuales:

- No se produce polvo durante la proyección.
- Las pérdidas de rebote son inferiores al 10%.
- Las tasas de rendimiento de proyección alcanzan los 30 m/h.
- La calidad del hormigón proyectado es excelente; porque la boquilla de la pistola se puede colocar cerca de la superficie y con la inclinación necesaria para hacer una proyección perfecta.
- El operador que realiza la proyección está lejos del área de proyección; por lo que se mejoran las condiciones de salud y seguridad.

9.2.4 Campo de aplicaciones del hormigón proyectado

El hormigón proyectado tiene tres funciones en túneles:

- Sellado: preserva el suelo de los cambios de humedad y además actúa como soporte ligero a corto plazo.
 - Revestimiento primario: proporciona la presión radial necesaria para estabilizar las excavaciones.
 - Revestimiento secundario: proporciona un revestimiento funcional al perímetro del túnel.
- En las siguientes secciones se analizan estas funciones.

9.2.4.1 Sellado con hormigón proyectado

Luego de la excavación y remoción de las piezas sueltas del terreno con equipo mecánico para despegar fragmentos de roca inestable, el terreno debe permanecer estable durante el tiempo necesario para colocar el sostenimiento. Durante este tiempo los cambios de humedad en el frente del túnel, provocados por la ventilación, inciden negativamente en la estabilidad ya que contribuye a abrir las juntas, con el riesgo de que se produzcan desprendimientos. Desde que se comercializaron los robots hormigoneras, este problema se eliminó utilizando una capa de hormigón proyectado de 5 cm de espesor mínimo, lo que se conoce como sello. Durante la

proyección del sello, el operador se ubica en el tramo del túnel que ya ha sido apoyado, de manera que esté protegido de posibles caídas. Para reducir el tiempo en el que el sello alcanza una resistencia mínima, entre 1,0 y 1,2 MPa, se suele acelerar en exceso el hormigón. En estos casos, el espesor del sello no se considera para el cálculo del apoyo, debido a la posible pérdida significativa de resistencia a largo plazo.

9.2.4.2 Revestimiento primario de hormigón proyectado

El hormigón proyectado proporciona una buena interacción entre el suelo y el soporte, aunque no es tan buena como la interacción que se obtiene con los bulones. Sin embargo, el hormigón proyectado tiene una ventaja sobre cualquier otro tipo de apoyo, que es la alta presión radial que se consigue. Como ya se mencionó, un soporte de túnel hecho de hormigón proyectado debe combinarse con arcos de acero. Cuando se utiliza hormigón proyectado como elemento de soporte, el espesor de las capas alcanza los 80 cm en casos extremos, aunque se recomienda proyectar en capas de hasta 20 cm de espesor. La resistencia a la compresión uniaxial requerida para el hormigón proyectado a los 28 días suele ser de 35 MPa, pero 45 MPa se pueden alcanzar fácilmente con una fabricación cuidadosa.

9.2.4.3 Revestimiento secundario de hormigón proyectado

El hormigón proyectado utilizado en el soporte secundario tiene dos ventajas en comparación con el hormigón colado in situ. Una es que incorpora parte de los desbordes al tramo resistente del túnel; y la otra es que son posibles revestimientos de menos de 30 cm de espesor, que no se pueden lograr con hormigón colado in situ. El ahorro asociado a estas dos ventajas se maximiza en túneles cortos, donde el impacto económico de utilizar un carro de encofrado es importante y en túneles con poca agua, donde el hormigón proyectado se puede realizar sin problemas. El nivel de calidad alcanzado en la fabricación y proyección del hormigón, permite la utilización de este material como revestimiento de túneles sin ningún problema.

9.2.5 Especificaciones de diseño del hormigón proyectado

Al igual que otros tipos de soporte, actualmente el hormigón proyectado se diseña mediante la resolución de modelos geomecánicos, que permiten conocer la distribución de los momentos flectores, axiales y cortantes. Cuando el espesor del hormigón proyectado es inferior a 30 cm, se modela con un elemento estructural "shell"; pero cuando el espesor es mayor, puede ser mejor modelarlo usando los elementos del modelo, asignándoles las propiedades específicas del hormigón proyectado y su variación durante el proceso de fraguado. Las propiedades requeridas para los cálculos son las siguientes:

- Resistencia a compresión uniaxial (N/m^2) y su evolución en el tiempo.
- Módulo de deformación (N/m^2) y su evolución en el tiempo.

- Relación de Poisson Densidad (kg/m^3).
- Resistencia residual después de la falla (N/m^2).
- Propiedades de la interfaz entre el elemento estructural y el suelo (rigidez normal y tangente, modelo de falla, etc.).

9.2.6 Control de hormigón proyectado

Las siguientes secciones explican los principales ensayos que deben realizarse en muestras de hormigón proyectado.

9.2.6.1 Ensayo de equivalente de arena

La determinación del equivalente de arena del agregado fino en el hormigón proyectado es fundamental, ya que los equivalentes de arena por debajo del 80% hacen imposible obtener una buena resistencia del hormigón.

9.2.6.2 Resistencia a una edad temprana

La determinación de la resistencia a compresión uniaxial del hormigón proyectado a una edad temprana, inferior a 1 hora, es fundamental para asegurar el correcto desempeño del sello. Estas resistencias se miden con un penetrómetro de aguja, que se puede utilizar entre 15 y 120 minutos después de la proyección de hormigón y permite estimar la resistencia del hormigón en el rango de 0,2 a 12 MPa.

A edades entre 1 y 24 horas, el método más común utilizado para estimar la resistencia es una prueba de arranque con clavos de acero, los cuales se perforan en el hormigón proyectado con una pistola de clavos. Para estimar la resistencia a la compresión uniaxial del hormigón proyectado utilizando este método, es necesario medir la longitud de penetración del clavo y la fuerza necesaria para sacarlo.

Todos los métodos existentes para determinar la resistencia del hormigón proyectado a una edad tierna requieren el acceso al sitio donde se ha proyectado el hormigón, lo que es un riesgo. Para eliminar este problema, se está desarrollando un método en la Universidad de Cambridge (Reino Unido) para medir la resistencia del hormigón proyectado utilizando imágenes infrarrojas.

9.2.6.3 Resistencia estándar del hormigón proyectado

En el hormigón proyectado, al igual que en el hormigón colado in situ, la resistencia de referencia se alcanza a los 28 días, aunque debido a su fraguado acelerado, la resistencia a compresión uniaxial también se alcanza entre tres y siete días. A diferencia del hormigón colado in situ, las muestras de ensayo para determinar la resistencia a la compresión uniaxial del hormigón proyectado tienen 6 cm de diámetro y 12 cm de altura. Estos ejemplares se extraen de cubetas cuadradas de 50 cm de lado y 15 cm de espesor que se rellenan in situ.

9.2.6.4 Resistencia a la tracción del hormigón proyectado reforzado con fibras

Uno de los parámetros más relevantes para caracterizar el comportamiento de un hormigón reforzado con fibras es su resistencia a la tracción y existen dos ensayos específicos para determinar este parámetro.

El primer ensayo consiste en la rotura a flexión de prismas de hormigón armado con fibras, que tienen una longitud de 550 mm y una sección cuadrada de 150 mm de lado.

La segunda prueba es la prueba de Barcelona, se realiza sobre probetas de 15 cm de diámetro y 15 cm de altura, que tienen la ventaja de pesar sólo 6,5 kg y se pueden extraer del hormigón ya proyectado. La figura III.9.3 muestra el esquema de la prueba de Barcelona y un espécimen listo para ser ensayado.

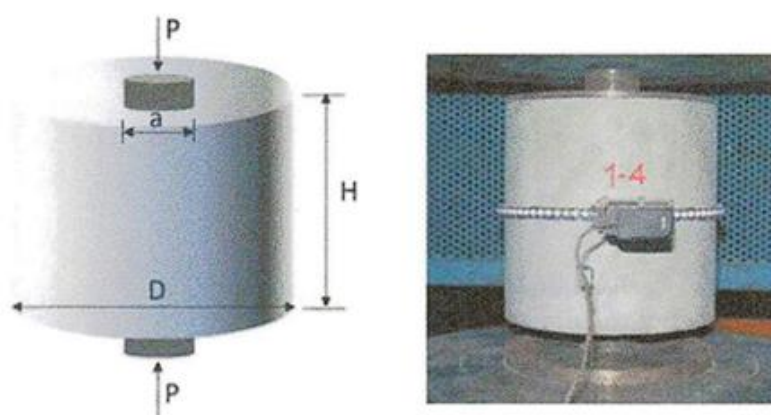


Figura III.9.3 Esquema y realización de la prueba de Barcelona. 1. Esquema de la prueba. 2. Muestra lista para ser analizada.

Fuente: Aire, Molins y Aguado, 2013.

9.2.6.5 Control del espesor del hormigón proyectado

El control del espesor del hormigón proyectado ha sido uno de los aspectos más difíciles en la aplicación de esta técnica debido a que es imposible determinarlo por observación visual. El método más eficaz para controlar el espesor del hormigón proyectado es colocar clavos sobre la superficie a proyectar, cuya longitud debe quedar completamente cubierta por el hormigón proyectado.

El segundo método más eficaz consiste en realizar perforaciones, de unos 10 mm de diámetro, con las que se detecta la transición del hormigón a la roca durante su perforación y se mide el espesor real del hormigón proyectado. Recientemente, unos robots equipados con un escáner topográfico han permitido medir el perfil transversal de las secciones a proyectar antes y después de la proyección, lo que permite estimar el espesor proyectado.

9.3 MICROPILOTES (FOREPOLING)

Los micropilotes son tubos de acero de unos 100 mm de diámetro y 10 mm de espesor, que se encuentran adheridos al suelo mediante lechada de cemento y tienen longitudes entre 9 y 25 m.

También llamados antepechos, tienen dos aplicaciones muy diferentes en la construcción de túneles: (i) paraguas de soporte temporal y (ii) apuntalamiento estructural de algunos túneles.

9.3.1 Paraguas de apoyo temporal

Los paraguas de apoyo temporal están constituidos por una disposición en abanico de micropilotes que rodea parte del coronamiento del túnel y paralelos a su eje. En la Figura III.9.24 se muestra un tramo longitudinal de túnel con sombrilla de micropilotes, donde se construyen para controlar el desarrollo de desbordamientos que aparecen en tramos de túneles con fluencia muy intensa, $ICE < 15$, aunque deben ser utilizados sistemáticamente en las bocas de los túneles como medida de seguridad.

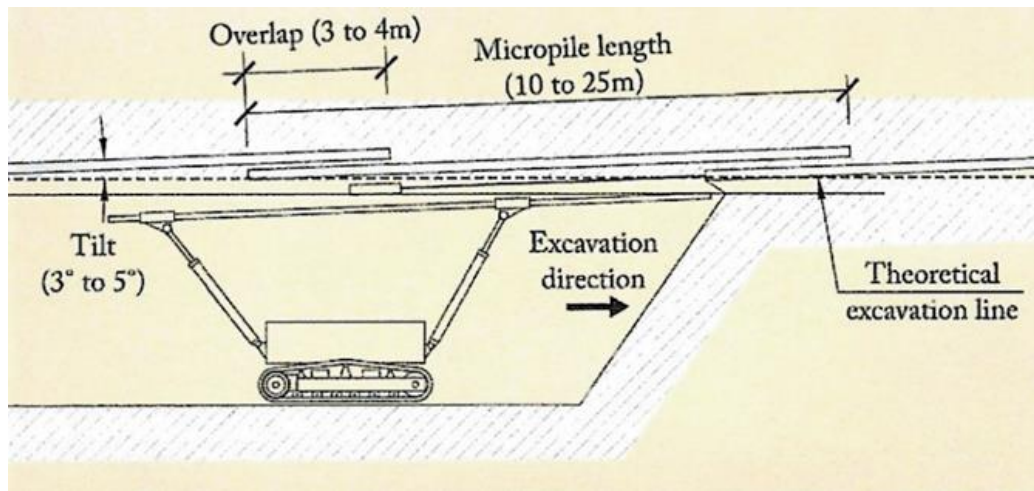


Figura III.9.4 Sección longitudinal del túnel con paraguas de micropilotes.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En túneles excavados a sección completa y en las bocas de los túneles se pueden utilizar equipos de perforación equipados con alimentadores de hasta 15 m de longitud, que pueden ejecutar micropilotes de hasta 25 m de longitud sin mayores desviaciones. Los equipos de perforación con avances de 15 m requieren máquinas muy voluminosas y su uso crea dificultades en muchos túneles. Por esa razón, dejaron de usarse cuando se comercializaron sistemas de perforación de micropilotes que se podían colocar en los jumbos estándar. En estos sistemas, los tubos de acero y las barras de perforación se introducen en el suelo al mismo tiempo, sin someterlos a ningún tipo de fuerza, uniéndolos en tramos sucesivos hasta longitudes de 12 a 15 m, dependiendo del tipo de suelo. Una vez finalizada la perforación, se retira la parte central de la broca, quedando los tubos de acero listos para ser inyectados. Estos sistemas son mucho más rápidos que los equipos de perforación con avances largos; pero, como se indica, con ellos, la longitud del paraguas no puede exceder de 15 m.

9.3.2 Apuntalamiento

Cuando los túneles se construyen en terrenos de muy mala calidad, puede haber problemas de asentamiento con el soporte de la estructura que constituye el soporte del túnel. Estos problemas se controlan fácilmente apuntalando la base del soporte del túnel con micropilotes, como se muestra en la Figura III.9.5.

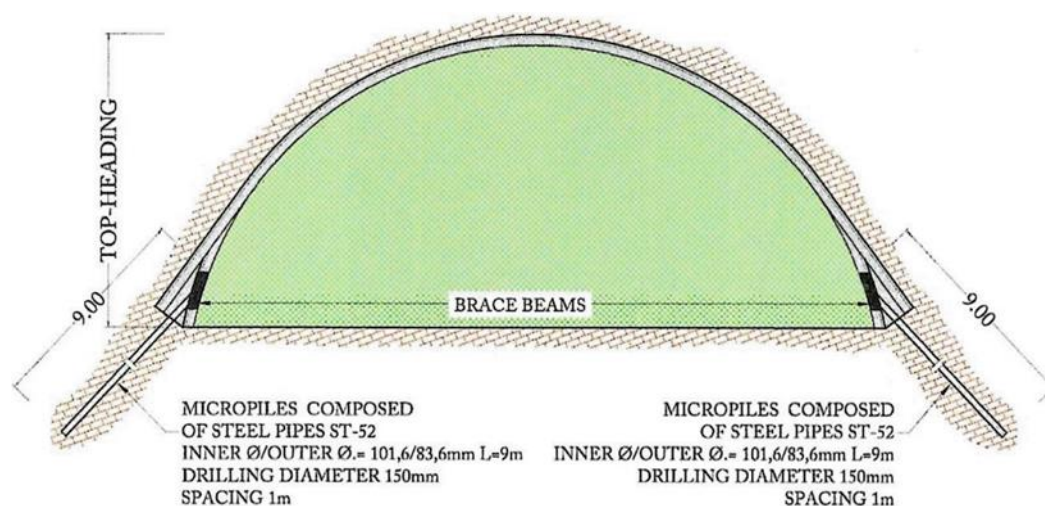


Figura III.9.5 Apuntalamiento de micropilotes de un soporte de túnel.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

En estos casos, es muy importante diseñar dos vigas de arriostramiento que contengan los extremos superiores de las dos filas de micropilotes, para evitar que los micropilotes penetren en el apoyo, lo que haría ineficaz el uso de micropilotes.

9.3.3 Diseño de las sombrillas de micropilotes

Los micropilotes en una sombrilla funcionan de una forma compleja que puede considerarse como una viga empotrada en el terreno, sustentada por arcos de acero. También es necesario tener en cuenta una superposición entre los parasoles, entre 3 y 4 m de longitud, ya que esto tiene un impacto significativo en el modelado del diseño.

Cuando se utilizan micropilotes para apuntalar el apoyo, su funcionamiento es más sencillo, ya que trabajan a compresión transfiriendo las cargas al suelo por el rozamiento en la superficie lateral de los micropilotes y por compresión, en la punta del micropilote. En ambos casos, la mejor manera de calcular los micropilotes es integrarlos en los modelos de cálculo geomecánico, lo que requiere conocer los siguientes datos:

- Diámetro de perforación (m).
- Resistencia a compresión uniaxial de la lechada (N/m^2).
- Interior y exterior diámetro del tubo de acero (m).
- Resistencia a la tracción/compresión del acero (N/m^2).
- Módulo de elasticidad del acero (N/m^2).
- Relación de Poisson del acero.

- Propiedades de la interfaz entre el elemento estructural que modela el tubo y la tierra;
Rigidez normal y tangencial

9.4 APOYOS COMPRESIBLES

En tramos profundos de túneles que deban construirse en terrenos de muy mala calidad, con valores ICE claramente inferiores a 15 puntos, aparecerán fuertes cedencias en el perímetro del túnel, que pueden no ser controlados por los apoyos convencionales y la sección del túnel puede disminuir progresivamente su tamaño hasta que el apoyo sea ineficaz. La Figura III.9.6 ilustra esta situación en un tramo de túnel, excavado a una profundidad de 1.500 m, utilizando la metodología de las curvas características.

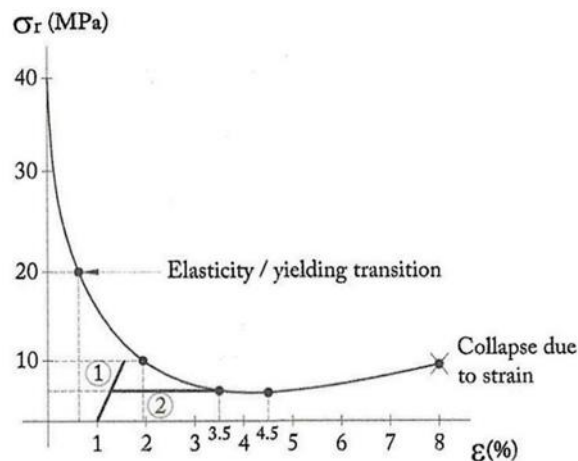


Figura III.9.6 El concepto de estabilización de un suelo de muy mala calidad en un túnel profundo.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El punto de partida de la curva característica de excavación corresponde a la tensión radial $\sigma_r = 40$ MPa sin deformación. El esfuerzo de 40 MPa se toma de un estado de esfuerzo hidrostático $K_0 = 1$ que es consistente con un suelo altamente productivo a gran profundidad. La transición de elasticidad a fluencia tiene lugar aproximadamente a $\sigma_r = 20$ MPa con $\epsilon = 0.5\%$. A partir de este punto, las deformaciones crecen rápidamente hasta que la tensión radial alcanza su mínimo a una deformación de $\epsilon = 4.5\%$. A partir de la tensión radial mínima, a medida que aumentan las deformaciones, también lo hace la tensión radial hasta alcanzar la deformación límite $\epsilon = 8\%$ en la que la excavación colapsa.

Si se coloca un apoyo convencional, marcado con 1 en la Figura III.9.26, a una deformación del 1%, se comprueba que no es posible estabilizar la excavación, aunque la tensión radial proporcionada por el apoyo sea de 10 MPa, que es un valor extremadamente alto. Como alternativa, se puede diseñar otro apoyo, marcado con 2, para estabilizar la excavación, el cual, cuando se alcanza un esfuerzo radial de 5 MPa, mantiene este esfuerzo, aunque aumente la deformación, lo que puede estabilizar la excavación en una tensión del 3,5%.

Desde un punto de vista práctico, se puede obtener un soporte con un comportamiento elástico-

plástico prácticamente perfecto, colocando en el soporte tiras longitudinales de elementos comprimibles. En estos casos, el problema más importante a resolver es cómo diseñar un apoyo combinado, que combine la alta deformabilidad de los elementos compresibles con la reducida capacidad de deformación de los elementos de apoyo convencionales, particularmente los arcos de acero. En los siguientes apartados se presentan las características más relevantes de algunos elementos comprimibles que se comercializan.

9.4.1 Cilindros coaxiales compresibles

Entre 1996 y 1999, el grupo geotécnico de la Universidad de Graz, Austria, desarrolló elementos comprimibles, denominados controladores de esfuerzos de revestimiento (LSC), los cuales, en su versión más moderna, están hechos de tres cilindros coaxiales, como se muestra en la figura 9.7, que se pueden acortar 200 mm bajo una carga de 200 kN.



Figura III.9.7 Cilindros compresibles LSC.
Fuente: Moritz, 1999.

9.4.2 Conglomerados compresibles

Los conglomerados compresibles, comercializados bajo el nombre de hormigón de alta deformabilidad (HiD-con), están compuestos por cemento, fibras de acero y partículas huecas de vidrio y tienen forma de ladrillo. Los ladrillos HiD-con pueden tener una deformación del 50% de su espesor inicial, pero esta alta deformación depende de los otros elementos de soporte; esto sucede con todos los elementos compresibles.

9.4.3 Tubos compresibles entre placas de acero

Otra solución para construir elementos de alta deformabilidad es colocar tubos, que puedan ser aplastados de forma controlada, entre placas de acero.

9.5 ANILLOS SEGMENTALES

Los anillos compuestos por dovelas de hormigón armado se utilizan en Tuneladoras blindadas, para actuar como soporte del túnel.

9.5.1 Características geométricas

El diseño geométrico de los anillos debe cumplir con los siguientes criterios:

- Los anillos deben soportar todos los esfuerzos generados durante su fabricación, transporte e instalación.
- En túneles profundos, se deben considerar adecuadamente las cargas generadas por la presión del suelo sobre los anillos.
- La instalación de los anillos debe ser fácil y realizarse en el menor tiempo posible.

9.5.1.1 Longitud y espesor de los anillos de revestimiento

La longitud de los anillos, que oscila entre 1 y 2 m, depende de la curvatura del túnel a trazar por la tuneladora y del espacio disponible para manejar las dovelas dentro del Escudo. Como regla general, para diámetros de excavación entre 8 y 10 metros los anillos tienen una longitud de 1,5 m; mientras que para diámetros de excavación superiores a 10 m su longitud aumenta progresivamente hasta llegar a 2 m. El espesor de los anillos depende del diámetro del túnel y de los factores del terreno, principalmente la presencia de un nivel freático. La figura III.9.8 muestra la relación entre el espesor de la dovela (E) y el diámetro interior (Di) de varios túneles, expresado en %, y el diámetro interior de cada túnel.

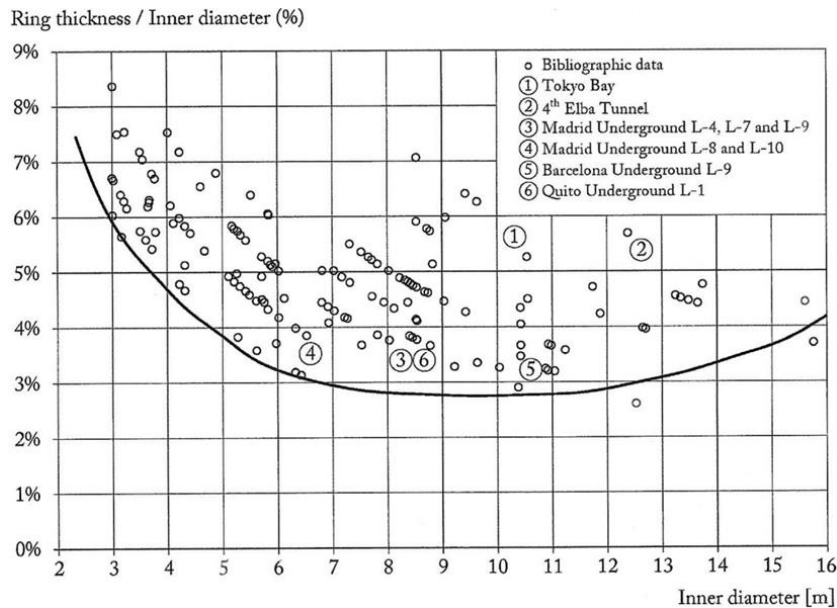


Figura III.9.8 Relación entre el espesor de la dovela y el diámetro interior del túnel (%).
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Esta figura muestra que el valor mínimo de $E/D_i \cdot 100$, para diámetros de túnel entre 7 m y 13 m, es constante y casi igual al 3%. Para diámetros menores a 7 m, los valores mínimos de $E/D_i \cdot 100$ aumentan a medida que disminuye el diámetro interior del túnel, debido a que el espesor de la dovela comienza a verse influenciado por las condiciones de manejo y almacenamiento. En túneles con un diámetro interior mayor a 13 m, los valores mínimos de $E/D_i \cdot 100$ también aumentan, debido a que en estos túneles muchas veces se diseñan estructuras

para aprovechar el espacio disponible.

9.5.1.2 Geometría de los segmentos

Todos los anillos tienen al menos un segmento que cubre un ángulo mucho menor que los demás y tiene forma trapezoidal, de manera que hace el papel de una "llave" que puede cerrar el anillo fácilmente. El diseño, dimensionamiento y construcción de segmentos de hormigón prefabricado instalados en la parte trasera de una tuneladora, muestra tres tipos de anillos, con caras transversales paralelas, según la forma:

- Segmentos rectangulares.
- Segmentos paralelogramicos.
- Segmentos trapezoidales.

9.5.1.2.1 Anillos con caras transversales paralelas y segmentos rectangulares

En estos anillos, los segmentos tienen caras transversales paralelas, excepto la llave y los contras segmentos, como se muestra en la Figura III.9.9. En esta figura, los segmentos están numerados de acuerdo con su orden de colocación.

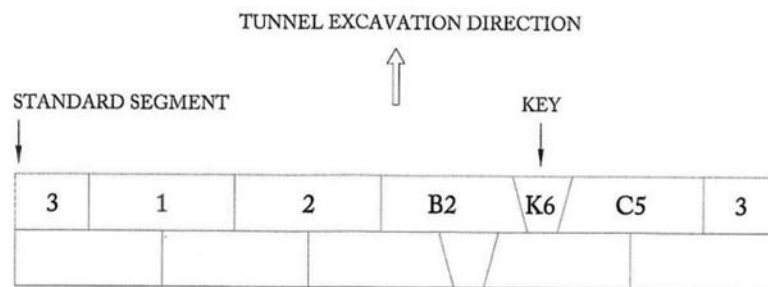
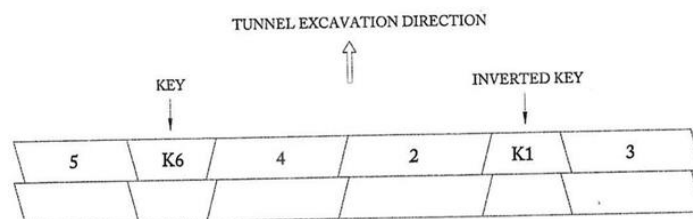


Figura III.9.9 Anillo con caras transversales paralelas y segmentos rectangulares.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Este tipo de aro se utilizaba habitualmente cuando las uniones entre dos aros contiguos se sujetaban con tornillos que se introducían en sus alojamientos cuando las dovelas ya estaban colocadas.

9.5.1.2.2 Anillos de caras transversales paralelas y segmentos paralelogramo

Se desarrollaron los segmentos del paralelogramo que se muestran en la figura III.9.10. Con



este tipo de anillo se requieren dos llaves, colocadas en posición inversa.

Figura III.9.10 Anillos con caras transversales paralelas y segmentos de paralelogramo.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

9.5.1.2.3 Anillos de caras transversales paralelas y segmentos trapezoidales

Los anillos de caras transversales paralelas y segmentos trapezoidales fueron desarrollados para que la excavación pudiera continuar antes de terminar el montaje. Para ello, los anillos tienen un número par de segmentos con la misma forma, como se muestra en la figura III.9.11.

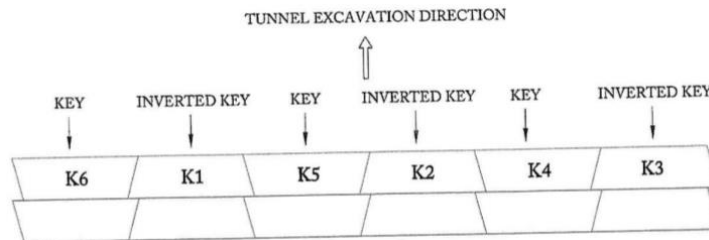


Figura III.9.11 Anillos con caras transversales paralelas y segmentos trapezoidales.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Para el montaje del anillo se colocan primero las dovelas pares, y sobre ellas se apoyan los gatos de empuje de escudo, de manera que se puede continuar con la excavación mientras se ensamblan las dovelas impares. La instalación de la segunda mitad de los segmentos es muy difícil, ya que todos estos segmentos se colocan como si fueran "llaves", lo que aumenta el tiempo de montaje de los anillos. Por esta razón, este tipo de anillo no ha sido muy utilizado.

9.5.1.3 Anillos para trazar curvas

Para secciones curvas, es necesario diseñar segmentos cónicos simétricos o asimétricos, como se muestra en la Figura III.9.12.

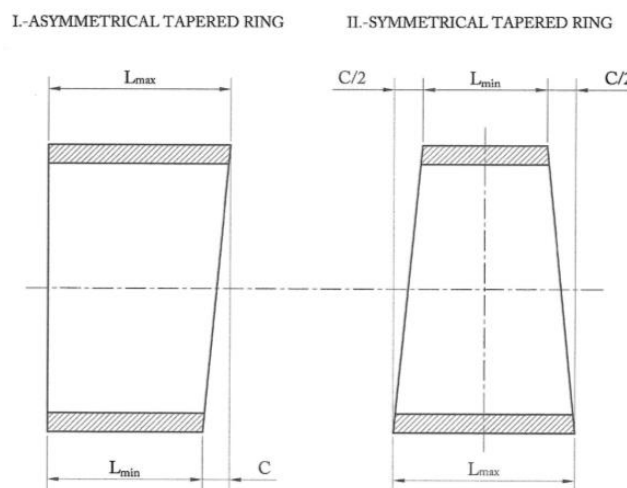


Figura III.9.12 Segmento cónico.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

El estrechamiento (c) se define como la diferencia entre la longitud máxima (L_{max}) y mínima (L_{min}) del segmento. La Figura III.9.13 muestra un túnel construido con segmentos cónicos simétricos que describen una curva de radio R .

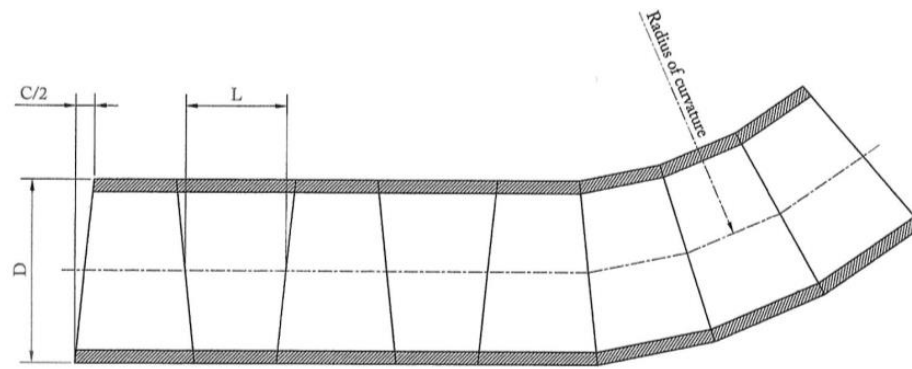


Figura III.9.13 Curva descrita por un túnel construido con segmentos cónicos simétricos.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En este caso, el estrechamiento necesario (c) es calculado mediante la expresión:

$$C = \frac{D \cdot L}{R}$$

D: diámetro del anillo exterior.

L: longitud del anillo.

R: radio de la curva.

9.5.1.3.1 Anillos convencionales

Los anillos convencionales están compuestos por segmentos de diferente longitud. Los anillos convencionales tienen la ventaja de que el segmento inferior, al tener una posición fija, puede tener el tamaño adecuado para acomodar las vías temporales que dan acceso al frente del túnel, como se muestra en la Figura III.9.14.

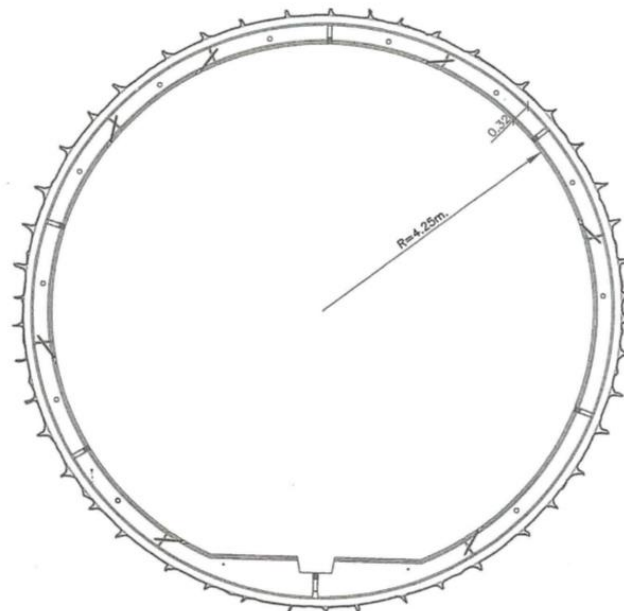


Figura III.9.14 Anillo convencional con el segmento inferior preparado para acomodar las pistas temporales.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

9.5.1.3.2 Anillos universales

Los anillos universales están constituidos por segmentos cónicos todos iguales excepto la llave, que cubre la mitad del ángulo con respecto a los demás. Los n segmentos que componen un anillo universal se pueden colocar en $2n-1$ posiciones, como se ilustra en la figura III.9.15, que muestra las 13 combinaciones posibles en un anillo universal compuesto por siete segmentos.

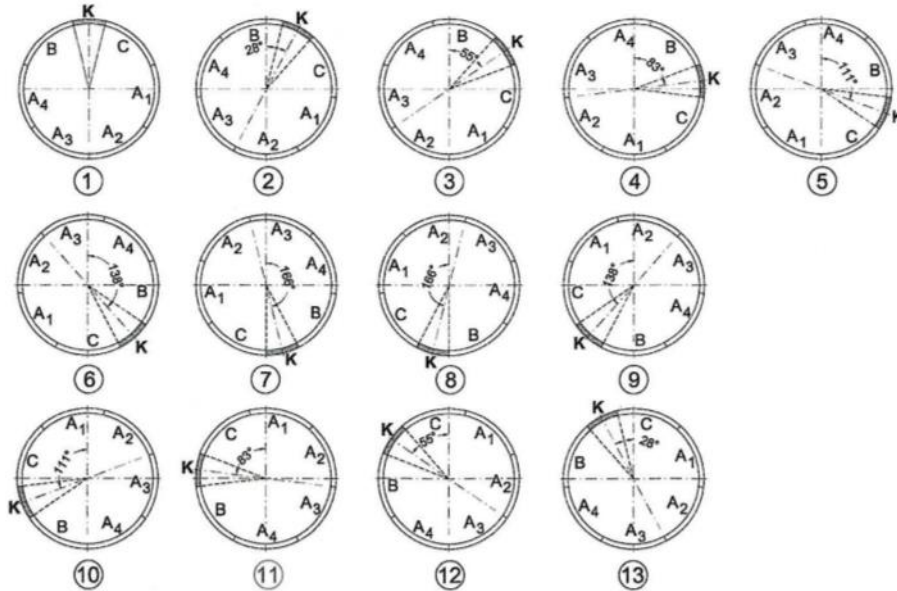


Figura III.9.15 Detalle de las 13 combinaciones posibles de un anillo universal de siete segmentos.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Los anillos universales tienen una gran cantidad de posibles combinaciones de segmentos. El problema es que no es posible mantener el segmento inferior en una posición fija para acomodar las pistas; porque los segmentos cambian de posición según la configuración seleccionada. Este problema se resuelve colocando una pieza adicional de concreto, como se muestra en la Figura III.9.16, que actúa como un segmento inferior para acomodar las vías.

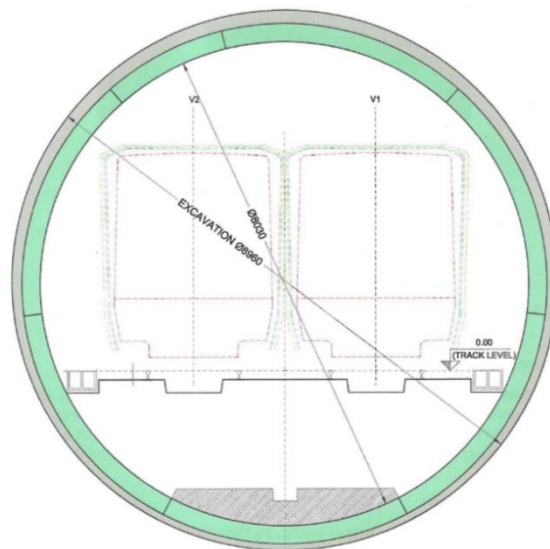


Figura III.9.16 Anillo universal con pieza de hormigón para alojar las vías provisionales.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

9.5.1.4 Número de dovelas en cada anillo

El número mínimo de dovelas por anillo es de cuatro en aquellos anillos con dovelas hexagonales para túneles cuyo diámetro sea inferior a 5 m. A partir de 5 m, el número de segmentos aumenta progresivamente; siendo razonable encontrar de siete a nueve en aquellos túneles cuyo diámetro se encuentre entre 8 y 12 m. Los dos criterios básicos para determinar el número de segmentos en un anillo son facilitar el montaje del anillo y evitar dañar los segmentos durante su almacenamiento y manipulación.

9.5.2 Terminación de las dovelas

Los anillos deben cumplir las funciones requeridas tanto para el sostenimiento como para el revestimiento. Para ello, las dovelas deberán disponer de complementos que permitan su correcta conexión y que sean impermeables y, en el caso de túneles profundos, adaptarse a grandes desplazamientos del terreno.

9.5.2.1 Junta de estanqueidad

Los anillos deben ser funcionales como revestimiento de túneles, por lo que deberán impermeabilizar cuando esta condición sea requerida. Para la impermeabilización de los anillos se utilizan juntas de material elástico que, al ensamblar los anillos, se comprimen para evitar el flujo de agua. Si existen presiones de agua elevadas, es imposible que los anillos, incluso con juntas de estanqueidad, logren la impermeabilización del túnel, en estos casos, para conseguir la impermeabilización, no queda otra solución que adosar a los anillos un revestimiento de hormigón armado, como el que se muestra en la figura III.9.17.

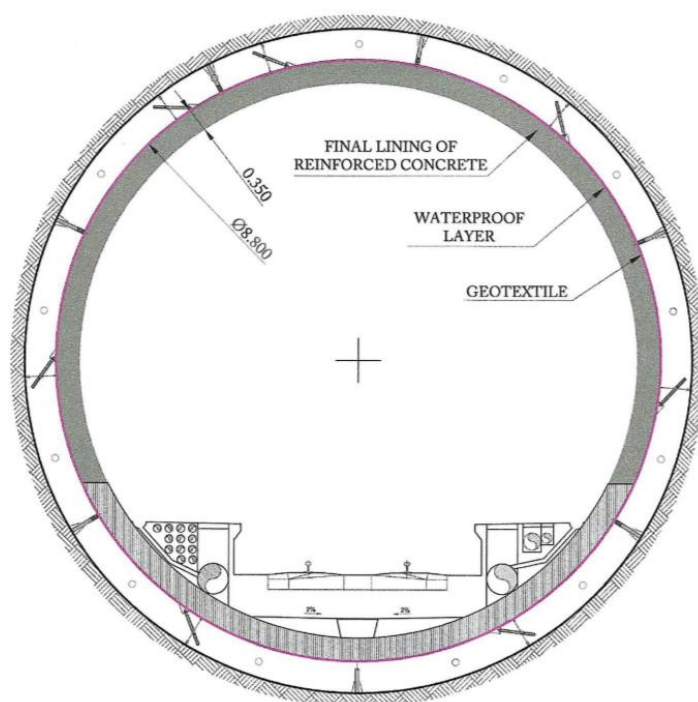


Figura III.9.17 Revestimiento impermeable de hormigón armado adosado al anillo
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

9.5.2.2 Elementos de conexión

Los segmentos deben tener elementos de conexión que permitan un fácil montaje del anillo y eviten la unión discontinua entre dos anillos adyacentes; así se han desarrollado los elementos de conexión que se explican a continuación.

9.5.2.2.1 Pasador hembra

Los pasadores hembra se utilizan para permitir el posicionamiento correcto de dos segmentos adyacentes en el mismo anillo. Son barras de plástico, de unos 60 cm de longitud y 30 mm de diámetro, que se fijan en unos alojamientos específicos del segmento, para encajar en los alojamientos del segmento contiguo.

9.5.2.2.2 Conectores longitudinales

Los conectores longitudinales cumplen una tarea similar a la de los pines hembra al conectar los segmentos de dos anillos adyacentes. La figura III.9.18 muestra un despiece de un conector longitudinal, que consta de una varilla roscada, que encaja en dos alojamientos realizados en los tramos a unir, y un centralizador.

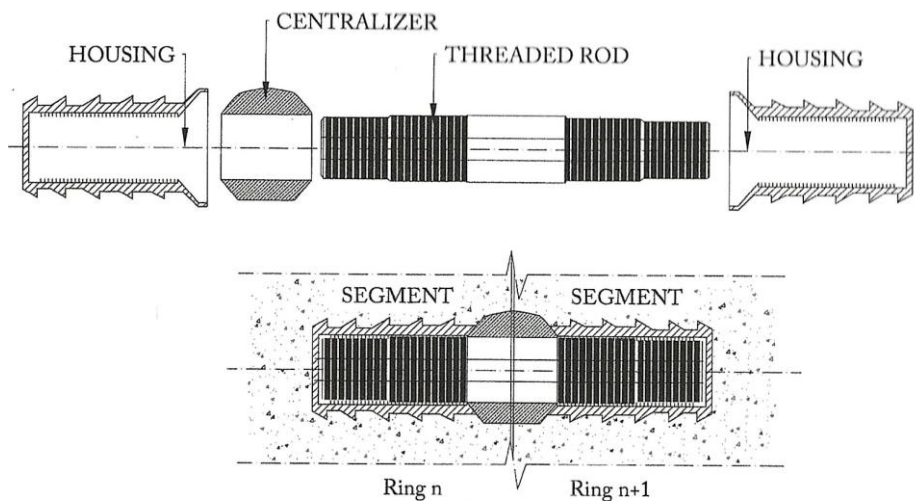
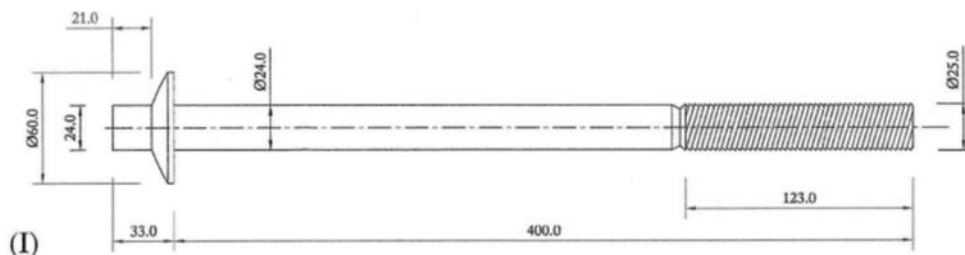


Figura III.9.18 Elementos de un conector longitudinal.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

9.5.2.2.3 Pernos de encaje

Tanto los pines hembra como los conectores longitudinales están diseñados para facilitar el montaje de los anillos. Para conseguir anillos más rígidos es necesario utilizar pernos hembra. La figura 9.19 muestra un perno de encaje utilizado para unir dos segmentos de un anillo y los agujeros diseñados para acomodar el perno de encaje en cada segmento.



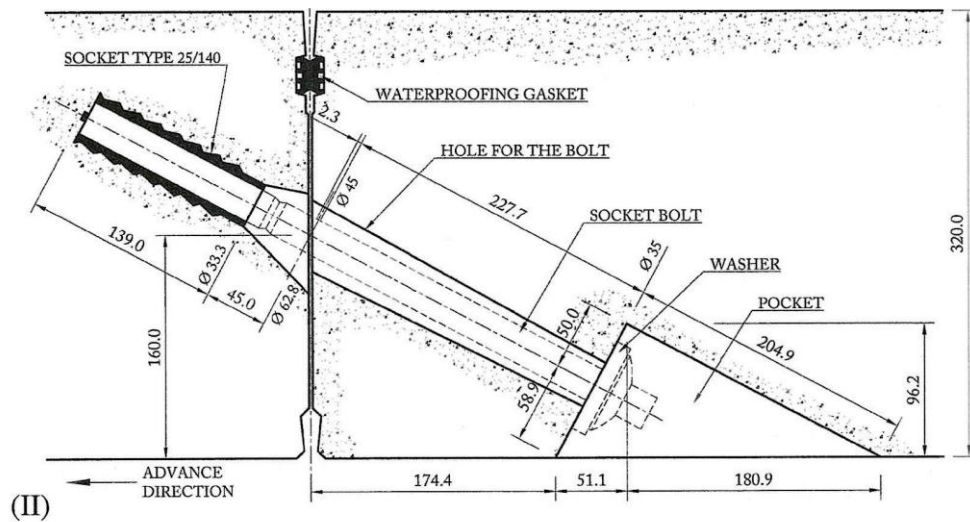


Figura III.9.19 Perno de encaje entre dos segmentos. I. Perno de encaje. II. Montaje de un perno de encaje.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Los tornillos de cabeza hueca son fundamentales para garantizar el correcto funcionamiento de las juntas de impermeabilización. Sin embargo, en algunos túneles ferroviarios se retiran después de haber montado los anillos para evitar fugas y en algunos túneles hidráulicos, si se instalan, es necesario tapar las cavidades para reducir las pérdidas por fricción cuando el agua fluye.

9.5.2.3 Elementos compresibles

Si se utilizan dovelas en tramos de túnel donde se esperan grandes deformaciones, correspondientes a valores ICE inferiores a 15 puntos, los anillos deben estar diseñados para hacer frente a grandes movimientos del terreno. Aunque este problema no está definitivamente resuelto en la actualidad, existen dos técnicas que intentan conseguir este objetivo. La primera posibilidad es incluir en los anillos los elementos compresibles “controladores de esfuerzos”, presentados en la Sección III.9.6.3, como se ilustra en la Figura III.9.20.

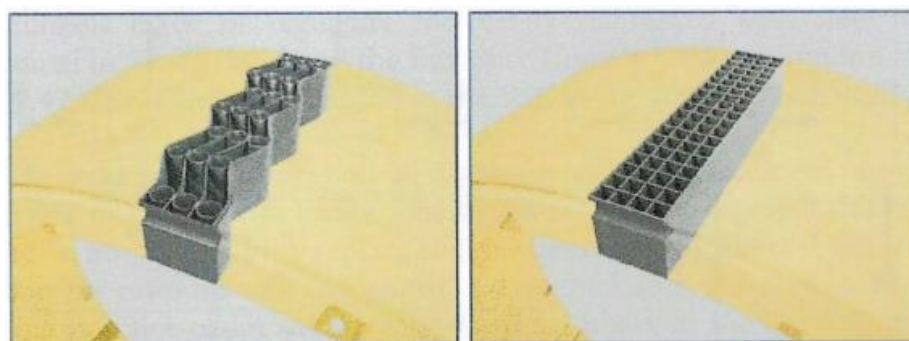


Figura III.9.20 Elementos Stress Controller fijados al anillo.
 Fuente: *Bochumer Eisenhütte*.

Esta opción requiere un diseño cuidadoso del anillo y la fabricación de algunos segmentos con dimensiones diferentes en tramos de túnel donde se esperan deformaciones habituales, la otra opción es rellenar el hueco entre los anillos y el suelo con un mortero de cemento comprimible,

tipo Compex que, como se muestra en la Figura III.9.21, tolera deformaciones de hasta el 65% para una tensión de 5 MPa.

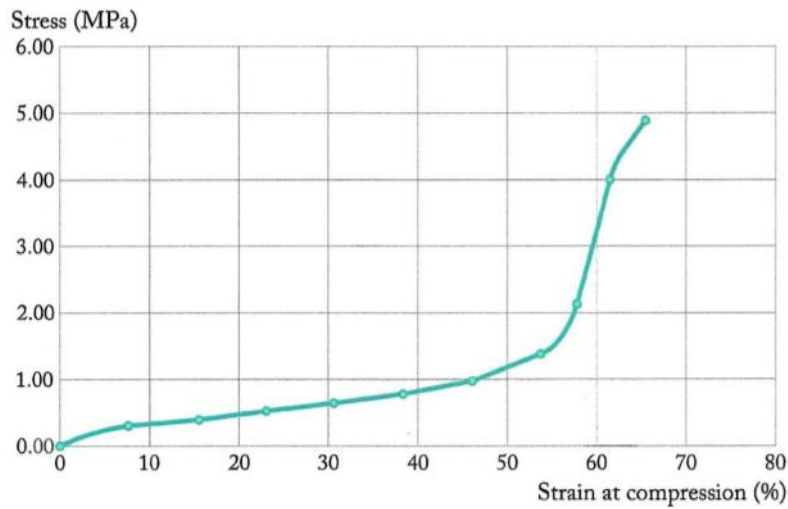


Figura III.9.21 Deformación de un mortero Compex en compresión.
 Fuente: Schneider & Cie.

9.5.3 Fabricación, manipulación y almacenamiento de las dovelas de revestimiento

Las dovelas de revestimiento de túneles se fabrican en plantas de hormigón armado, siguiendo el proceso que se muestra en la Figura III.9.22, que incluye un horno para el fraguado acelerado y controlado del hormigón.

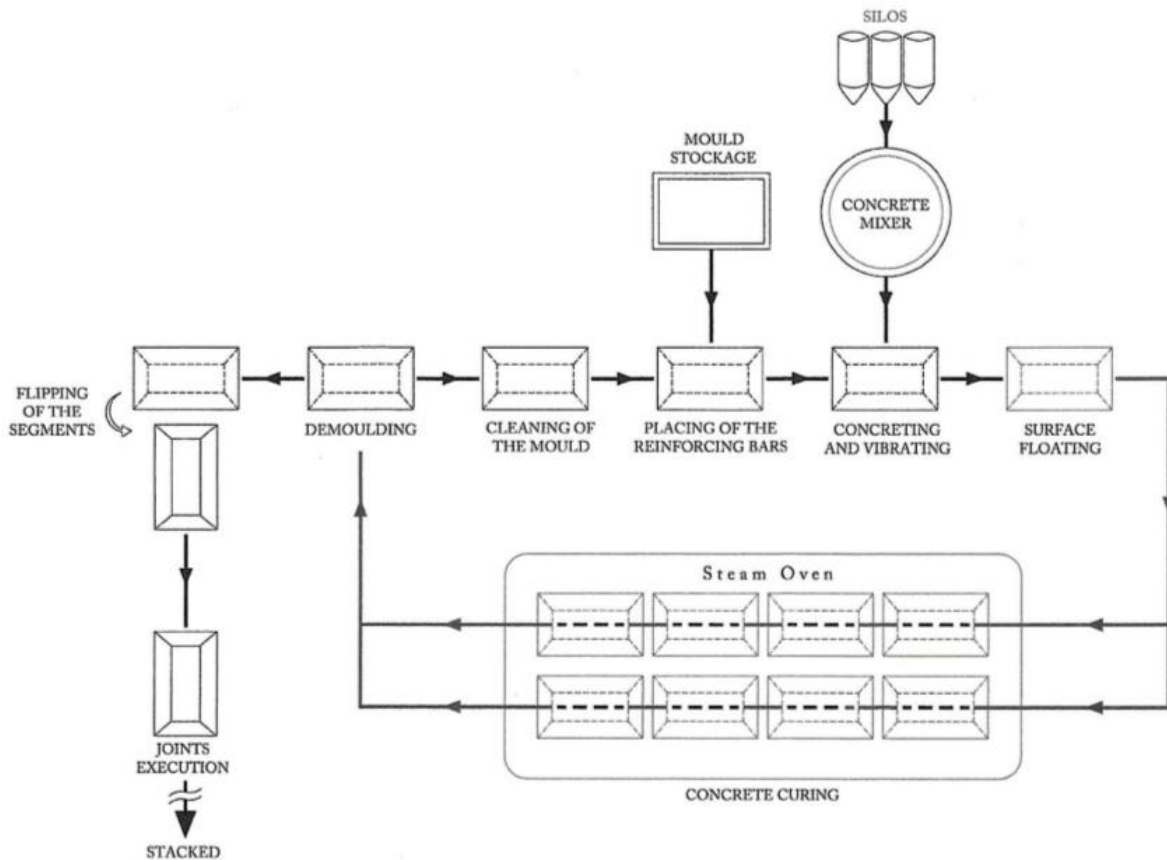


Figura III.9.22 Planta de hormigón, con horno, para la fabricación de dovelas de revestimiento.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Desde finales del siglo XX, el refuerzo de acero convencional se ha complementado y, en ocasiones, reemplazado por completo por fibras de acero, que sin duda tienen la ventaja de evitar daños en los bordes de los segmentos donde no existe refuerzo. Este efecto se ilustra en la Figura III.9.23.

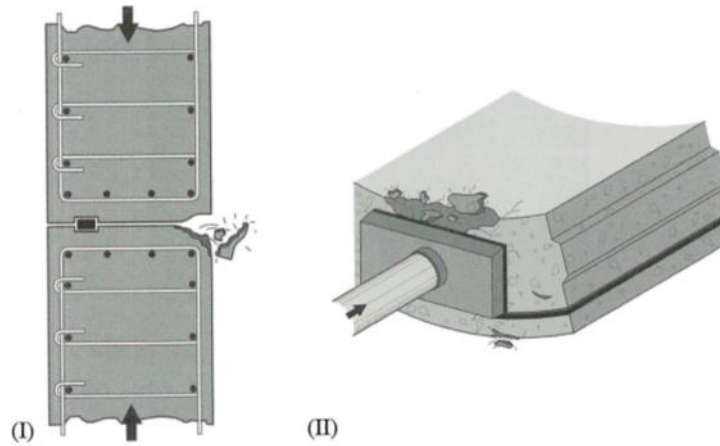


Figura III.9.23 Roturas en los bordes de las dovelas reforzadas con barras de acero convencionales. I. Por compresión entre dos segmentos. II. Por la compresión que producen los gatos de empuje.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Estos defectos se evitan cuando se incluyen fibras de acero en el hormigón, con una cantidad mínima de 30 kg de fibras por m³ de hormigón. Dadas las ventajas de las fibras de acero en el control del desarrollo de fisuras en el hormigón, es conveniente sustituir parte de la armadura por fibras de acero o incluso, sustituirla por completo.

9.5.4 Diseño de las dovelas

Para el diseño de las dovelas de revestimiento es necesario considerar los esfuerzos generados durante el proceso de desmoldeo y almacenamiento y los generados durante el montaje en el túnel.

9.5.4.1 Cargas durante el proceso de desmoldeo y almacenamiento

Las tensiones en las dovelas durante el proceso de desmoldeo se suelen calcular mediante modelos sencillos, que reproducen razonablemente bien las tensiones reales. La figura III.9.24 muestra un modelo utilizado para calcular los esfuerzos durante el apilamiento de los segmentos que componen un anillo.

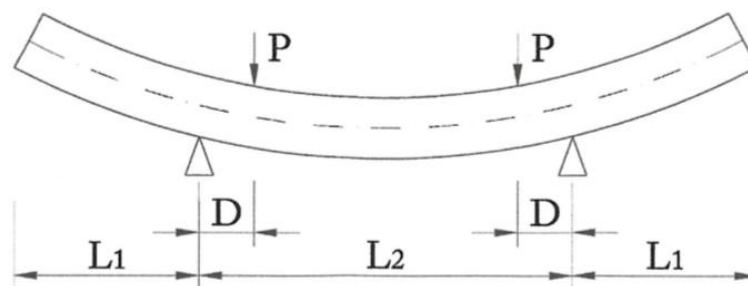


Figura III.9.24 Modelo para calcular los esfuerzos generados durante el apilamiento de las dovelas
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*

Como ya se ha mencionado, el desmoldeo suele ser la operación más crítica a la que deben someterse las dovelas de revestimiento, antes de ser colocadas en el túnel. Para determinar con precisión estos esfuerzos, es útil realizar cálculos en modelos tridimensionales, como se ilustra en la Figura III.9.25.

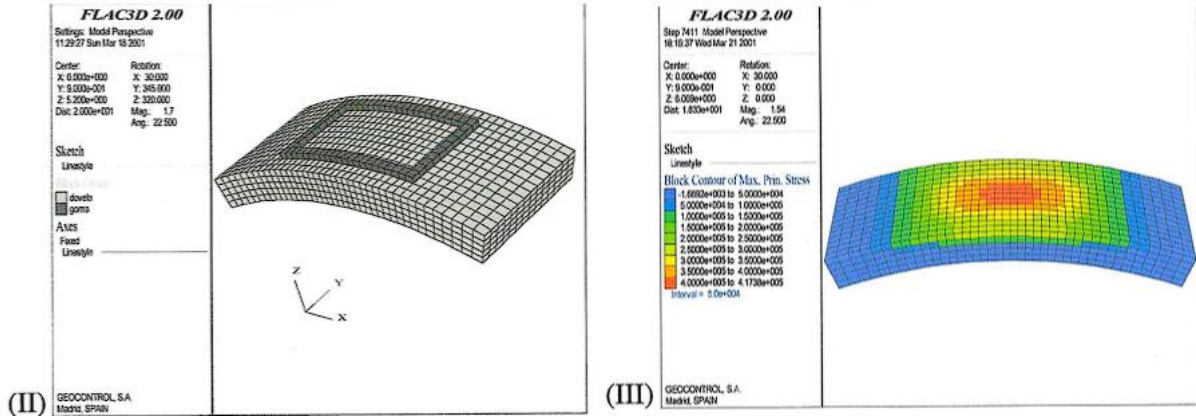


Figura III.9.25 Distribución de los esfuerzos de tracción en la dovela por la succión aplicada para desmoldarla. I. Desmoldeo. II. Modelo del proceso de desmoldeo. III. Distribución de los esfuerzos de tracción durante el desmoldeo.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

9.5.4.2 Cargas generadas por el empuje de los cilindros de escudo

Los TBMs blindados son capaces de avanzar por la acción de los cilindros hidráulicos en el último anillo. Esto genera tensiones de compresión en los segmentos de revestimiento que deben soportar. Sin embargo, cuando la tuneladora se desvía de su trayectoria, se deben hacer correcciones para compensar tales errores, que resultan en situaciones en las que los cilindros actúan de manera excéntrica y generan esfuerzos desfavorables. Estas situaciones se pueden analizar simulando el apoyo excéntrico de los cilindros sobre los segmentos con un modelo tridimensional, como se muestra en la Figura III.9.26, que muestra una instantánea de los cilindros empujando excéntricamente, su modelado y la distribución de los esfuerzos de tracción generados.



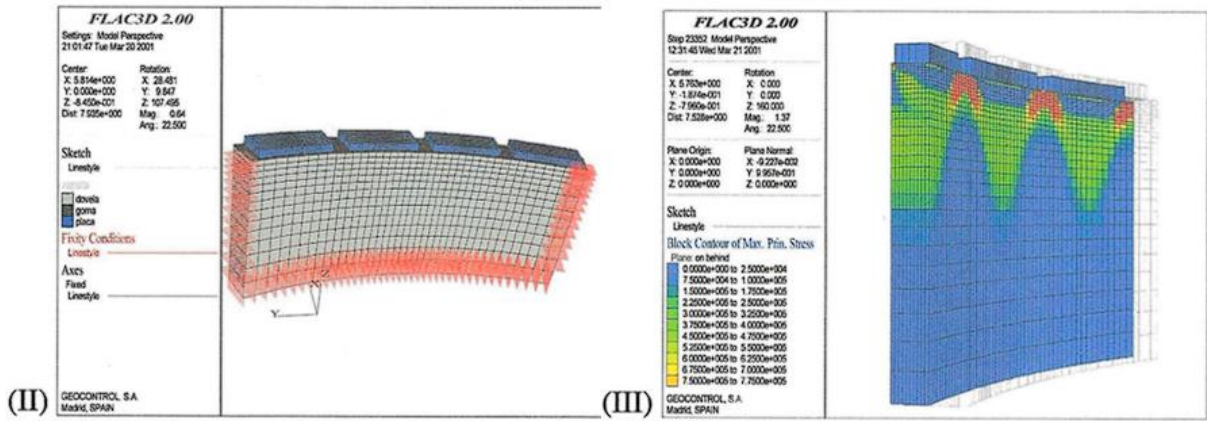


Figura III.9.26 Distribución de los esfuerzos de tracción en un segmento debido a los empujes excéntricos. I. Detalle del apoyo excéntrico de los cilindros de empuje sobre las dovelas. II. Modelado del apoyo excéntrico de los cilindros de empuje sobre las dovelas. III. Esfuerzos de tracción generados por el empuje excéntrico sobre las dovelas.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En túneles poco profundos, los anillos no tienen presiones de suelo significativas porque hay presiones muy pequeñas que los anillos soportan fácilmente. Por otro lado, para los túneles construidos a varios cientos de metros, en terrenos con ICE <15, los anillos se enfrentarán a presiones significativas.

9.6 EL COMPORTAMIENTO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE SOPORTE

Los tipos de soporte más comunes tienen diferentes comportamientos de tensión-deformación que reflejan sus diferentes características cuando se comparan, Figura III.9.27.

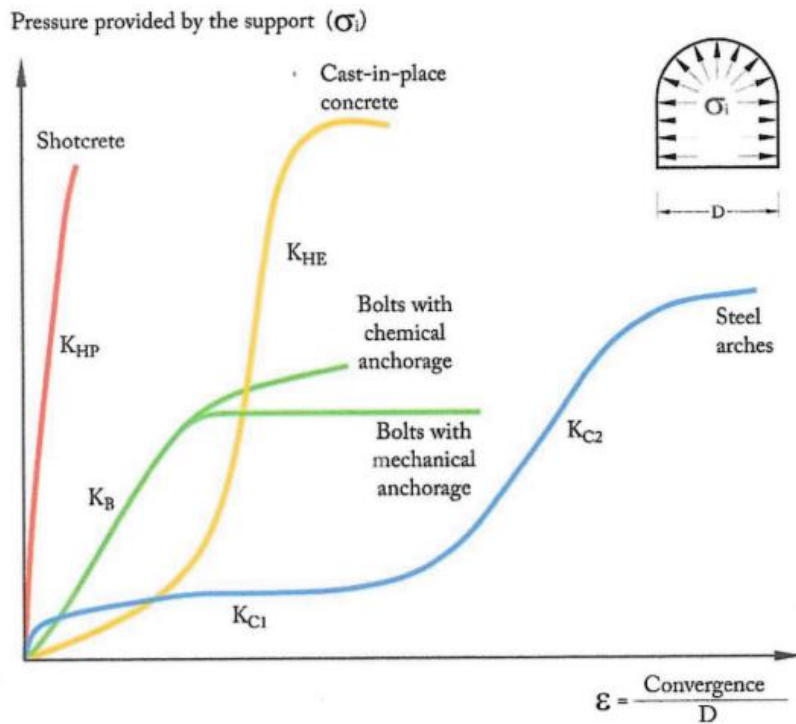


Figura III.9.27 Comportamiento tensión-deformación de tipos de soporte comunes. Los símbolos K son la rigidez equivalente de los soportes mostrados.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Tanto el hormigón colado in situ como el hormigón proyectado pueden alcanzar resistencias muy altas y significativamente similares. Sin embargo, el hormigón proyectado, debido a su fraguado acelerado, tiene una rigidez inicial mayor que el hormigón colado in situ.

La Figura III.9.28 muestra, en escala logarítmica, la resistencia de los diferentes tipos de apoyo definidos en la Figura III.9.48, en función del diámetro del túnel.

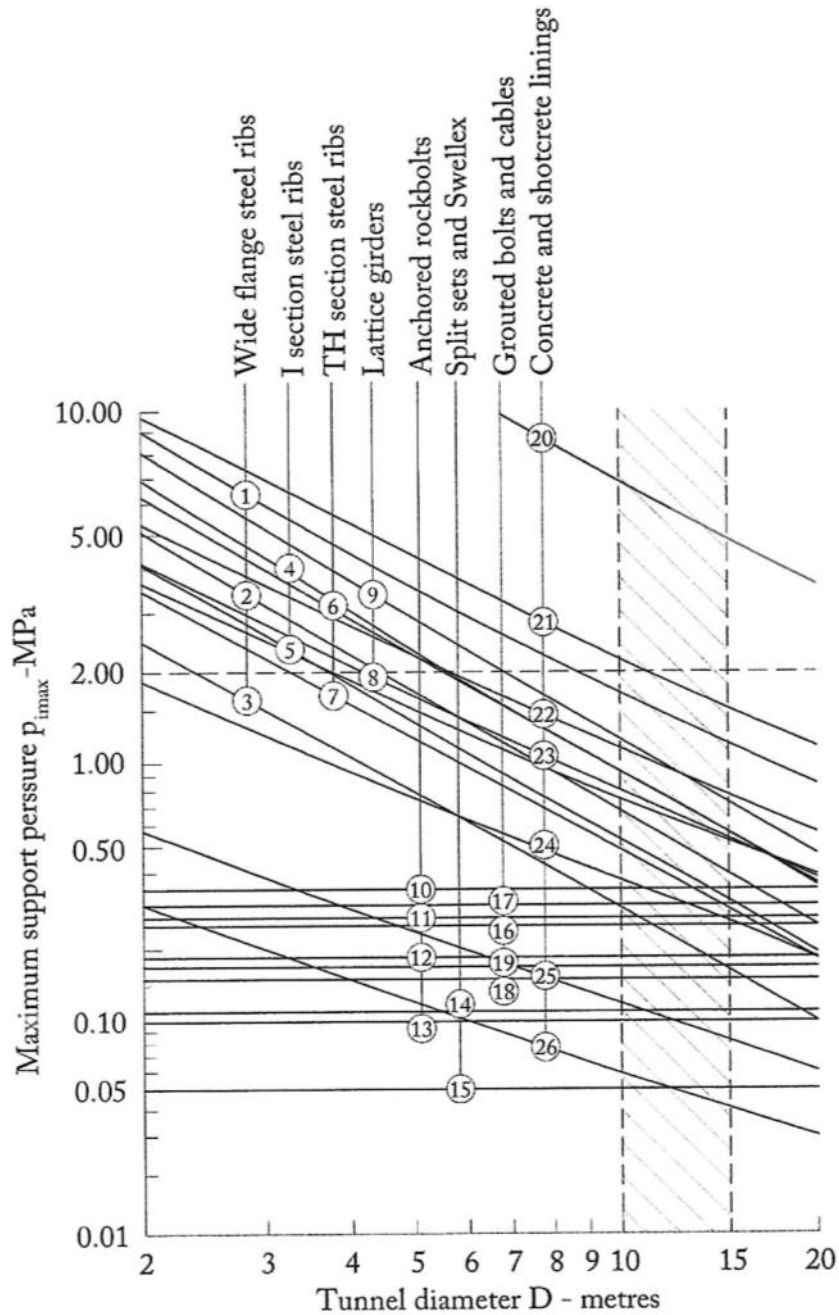


Figura III.9.28 resistencia de los diferentes tipos de apoyo
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Esta figura muestra que para túneles circulares de 10 a 15 m de diámetro sólo es posible alcanzar una presión de apoyo inicial superior a 2 MPa con una capa de hormigón proyectado de 30 cm de espesor y una resistencia a compresión uniaxial a los 28 días de 30 MPa.

10 ANÁLISIS DE TENSIÓN - DEFORMACIÓN

10.1 CONCEPTO DEL ANÁLISIS TENSIÓN-DEFORMACIÓN

Las soluciones analíticas cerradas tienen muchas limitaciones que bloquean la resolución exitosa de los problemas de mecánica de rocas, debido a la gran dificultad para resolver modelos teóricos.

10.1.1 Resolviendo los algoritmos

Los algoritmos más comúnmente utilizados en el análisis tensión-deformación son los algoritmos de elementos finitos de elementos de contorno y de elementos de diferencias finitas

10.1.1.1 Elementos de contorno

El algoritmo de elementos de contorno considera que, después de excavar, los esfuerzos tangenciales y radiales en el perímetro son cero, lo cual es exacto si el suelo excavado se comporta elásticamente, como se muestra en la Figura III.10.1.

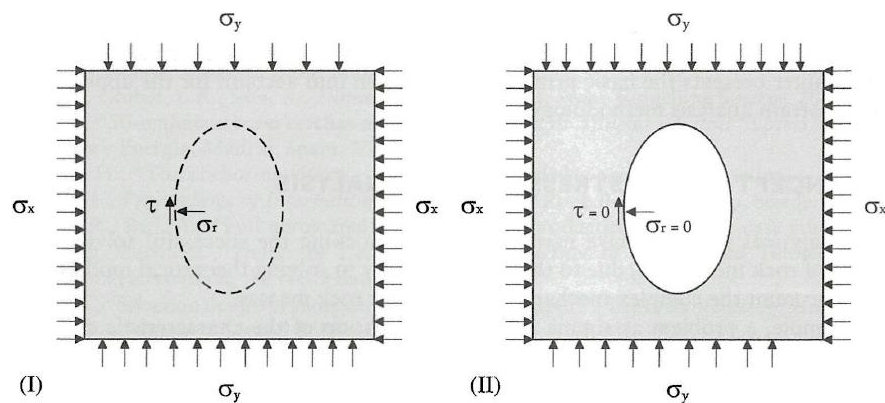


Figura III.10.1 Hipótesis básica. I. Estado tensional antes de la excavación. II. Estado tensional tras la excavación.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En consecuencia, el estado tensional se obtiene combinando dos estados tensionales: el estado inicial y el que se produce en el suelo tras la aplicación de los esfuerzos, como se muestra en la Figura III.10.2.

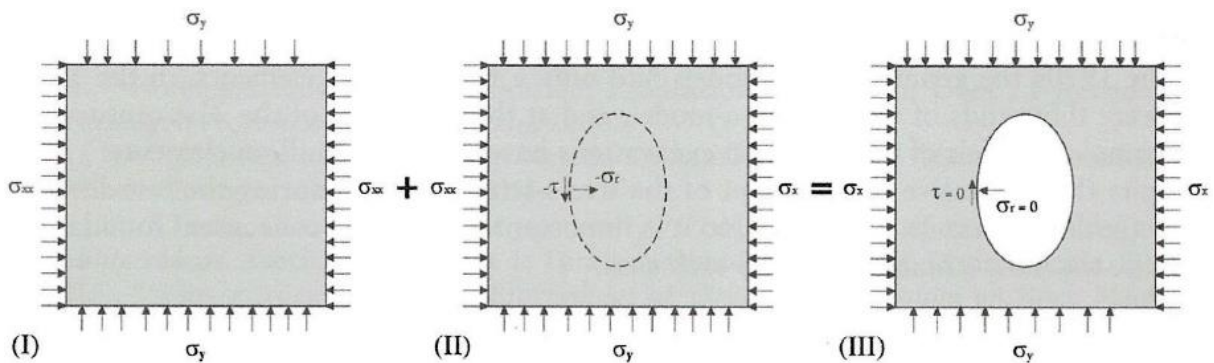


Figura III.10.2 Determinación del estado tensional tras una excavación según el algoritmo de elementos de contorno. I. Estado tensional inicial. II. Aplicación de $-\sigma_r$ y $-\tau$. III. Estado tensional tras la excavación.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Para conocer el estado tensional inicial en el perímetro de la excavación, se discretiza en segmentos o elementos donde se aplican fuerzas ficticias distribuidas, FX y FY como se muestra en la Figura III.10.3.

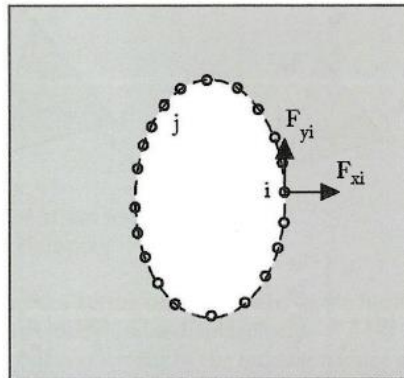


Figura III.10.3 Fuerzas ficticias en el límite de la excavación.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

El conjunto de fuerzas ficticias FX y FY está determinado por un sistema de ecuaciones analíticas. El algoritmo de elementos de contorno tiene la ventaja de requerir tiempos de cálculo muy cortos, pero solo puede usarse en excavaciones con un comportamiento elástico.

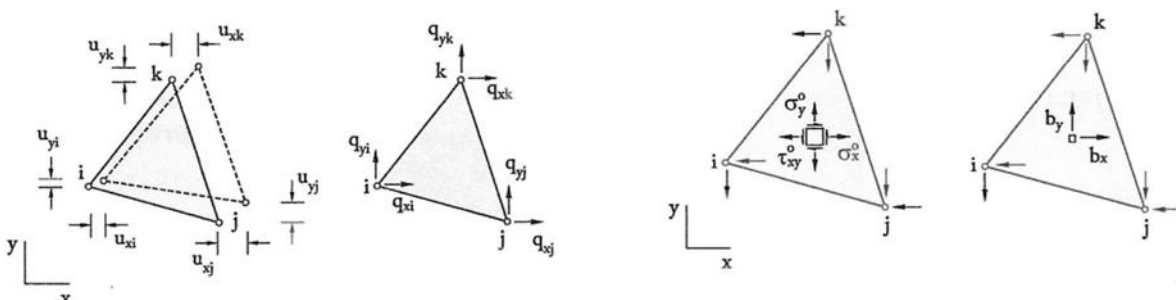
10.1.1.2 Elementos finitos

El algoritmo de los elementos finitos, desarrollado inicialmente para medios continuos con comportamiento elástico, se basa en el principio del trabajo virtual, que postula que, si un sólido en equilibrio se mueve bajo el efecto de fuerzas externas, el trabajo de los elementos del sólido es igual al trabajo producido por las fuerzas externas. Para un solo elemento elástico, el principio del trabajo virtual asume que:

$$[q^e] = [k^e] \cdot [u^e] + [f^e]$$

- $[q^e]$: vector de fuerzas nodales
- $[k^e]$: matriz de rigidez, eso depende de las funciones de forma y los parámetros elásticos del material
- $[u^e]$: vector de desplazamientos nodales
- $[f^e]$: vector de tensiones iniciales + fuerzas de masa

La Figura III.10.4 ilustra el significado de los términos de estas ecuaciones, aplicados a un elemento triangular en dos modelos de elementos finitos -dimensional.



$$\{u^e\} = \begin{Bmatrix} u_{xi} \\ u_{yi} \\ u_{xj} \\ u_{yj} \\ u_{xk} \\ u_{yk} \end{Bmatrix} \quad \{q^e\} = \begin{Bmatrix} q_{xi} \\ q_{yi} \\ q_{xj} \\ q_{yj} \\ q_{xk} \\ q_{yk} \end{Bmatrix} \quad \{\sigma_0^e\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x^0 \\ \sigma_y^0 \\ \sigma_{xy}^0 \end{Bmatrix} \quad \{b^e\} = \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \end{Bmatrix}$$

Vector of nodal displacements
Vector of nodal forces
Vector of initial stresses at the center of the element
Vector of the mass force at the center of the element

Figura III.10.4 Términos que definen el trabajo virtual de un elemento.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Cuando se consideran todos los elementos del modelo discretizado, se convierte en:

$$\{u^e\} = \begin{Bmatrix} u_{xi} \\ u_{yi} \\ u_{xj} \\ u_{yj} \\ u_{xk} \\ u_{yk} \end{Bmatrix} \quad \{q^e\} = \begin{Bmatrix} q_{xi} \\ q_{yi} \\ q_{xj} \\ q_{yj} \\ q_{xk} \\ q_{yk} \end{Bmatrix} \quad \{\sigma_0^e\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x^0 \\ \sigma_y^0 \\ \sigma_{xy}^0 \end{Bmatrix} \quad \{b^e\} = \begin{Bmatrix} b_x \\ b_y \end{Bmatrix}$$

Vector of nodal displacements
Vector of nodal forces
Vector of initial stresses at the center of the element
Vector of the mass force at the center of the element

Haciendo compatibles los desplazamientos nodales, a partir de elementos adyacentes y teniendo en cuenta el modelo constitutivo del terreno, que define las relaciones tensión -deformación en el dominio elástico y en la fluencia se obtiene un sistema de 2.N ecuaciones y 2.N incógnitas, donde N es el número de nodos en el modelo de elementos finitos.

Este sistema de ecuaciones se resuelve mediante el método directo, el método iterativo o matrices algebraicas, lo que permite conocer los desplazamientos nodales y las tensiones resultantes en los centros de los elementos. La información obtenida con el algoritmo de elementos finitos puede referirse a excavaciones con comportamiento elástico o con fluencia, sin embargo, los tiempos de cálculo son mucho más largos que los requeridos con el algoritmo de elementos de frontera. El software de cálculo tensión-deformación basado en el algoritmo de elementos finitos resuelve los estados de fluencia modificando los componentes de la matriz de rigidez de forma iterativa para que, en cualquier paso del cálculo, se satisfagan las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y modelo constitutivo. Para ello, la secuencia de aplicación de las cargas en el modelo se realiza en incrementos lo suficientemente pequeños para que la solución del sistema de ecuaciones pueda converger numéricamente. Esta forma de resolver los estados de fluencia aumenta significativamente los tiempos de cálculo con el algoritmo de elementos finitos.

10.1.1.3 Diferencias finitas

Se creó el algoritmo de diferencia para resolver problemas de tensión-deformación en un medio continuo con comportamiento elastoplástico. El algoritmo de diferencias finitas se basa en la

$$F = m \cdot a$$

F: fuerza aplicada

m: masa del sólido

a: aceleración

ley de Newton:

Esta ley aplicada a un sólido dividido en elementos finitos se expresa como:

En consecuencia, las fuerzas nodales que actúan sobre un elemento del modelo producirán una aceleración, que estará relacionada con una velocidad y un desplazamiento. Los desplazamientos nodales de un elemento en el modelo producen una traslación, una rotación y

$$\rho \cdot \frac{du'}{dt} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \cdot g$$

ρ : densidad

x_j : vector de posición (x, y)

σ_{ij} : componentes del tensor de tensión

g: aceleración gravitatoria

una deformación en ese elemento. Dependiendo del modelo constitutivo del terreno, para una deformación dada en un elemento existe una tensión específica asociada, como se muestra en la Figura III.10.5.

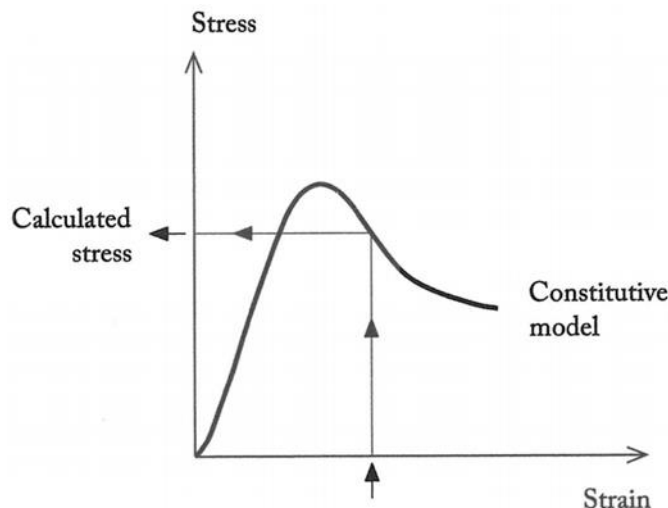


Figura III.10.5 Cálculo de la tensión en función de la deformación.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

La ventaja del algoritmo de diferencias finitas es que fue desarrollado específicamente para resolver problemas de tensión-deformación en terrenos con fluencia, por lo que es muy efectivo

para analizar problemas de excavación, pudiendo incluso simular el colapso de la excavación.

10.1.1.4 Elementos distintos

El algoritmo de elementos distintos es una evolución del algoritmo de diferencias finitas, que ha sido creado para resolver problemas de cálculo tensión-deformación en un medio discontinuo con comportamiento elastoplástico. Este algoritmo es mucho más complejo, ya que tiene en cuenta los bloques de roca potenciales que pueden individualizarse como consecuencia de las discontinuidades existentes en el terreno y, además, identifica aquellos que se comportan como bloques rígidos de aquellos que se comportan como bloques deformables.

Los procedimientos utilizados por el algoritmo de elementos distintos para identificar el comportamiento de los bloques requieren un tiempo de cálculo proporcional a N, donde N es el número de bloques.

Las ventajas del algoritmo de elementos distintos son las siguientes:

- Permite analizar el comportamiento tensión-deformación de los bloques en el terreno, siempre que se caractericen adecuadamente sus discontinuidades.
- Al utilizar ecuaciones dinámicas, la simulación de grandes desplazamientos de bloques se realiza de forma realista y sin crear inestabilidades en el proceso de cálculo.
- Al igual que el algoritmo de diferencias finitas, permite estimar directamente las tensiones a partir de modelos constitutivos.
- Los fenómenos de fluencia de los bloques en el modelo se resuelven con gran realismo ya que el algoritmo de elementos distintos permite identificar las posibles fallas en los contactos entre los bloques y también, el reblandecimiento de la matriz rocosa en el bloque.

10.1.2 Modelado del suelo

Los suelos se pueden clasificar en tres grupos en función de sus conjuntos de juntas, teniendo en cuenta los criterios recogidos en la Tabla III.10.1 según Kaiser:

Type of ground	Joint sets in the ground	RMR ₈₉
Massive	1 or none	> 75
Moderately fractured	2 or 3	50–74
Highly fractured	4 or more	< 50

Tabla III.10.1 Clasificación de los terrenos según sus discontinuidades
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

10.1.3 Softwares de cálculo más comunes

La Tabla III.10.2 contiene las características de los softwares de cálculo más utilizados en los análisis de tensión-deformación, que se pueden sintetizar en los siguientes criterios:

- Los softwares que utilizan el algoritmo de elementos de contorno dan resultados muy limitados y sólo deben utilizarse en los estudios preliminares de un proyecto.
- Los softwares que utilizan el algoritmo de elementos finitos pueden utilizarse, en cualquier

fase del proyecto, para obras subterráneas en terrenos que pueden considerarse como un medio continuo, aunque se extiende algún software puede incluir conjuntos de juntas en el modelo y su campo de aplicación a terrenos con $RMR < 65$.

- Los softwares que utilizan el algoritmo de elementos finitos no son adecuados para resolver problemas con alto rendimiento, por lo que se recomienda su uso en áreas con $ICE > 15$.
- Los softwares que utilizan el algoritmo de diferencias finitas pueden representar cualquier tipo de fenómeno de fluencia en terrenos con comportamiento continuo o con conjunto juntas y se aplican en terrenos con $RMR < 65$.
- Los softwares que aplican el algoritmo de elementos distintos son complicados de usar, en particular el 3-DEC, y solo deben usarse para análisis de tensión-deformación en terrenos claramente discontinuos con $40 < RMR < 85$.

Calculation algorithm	Commercial software	Model dimensions	Reference of the supplier (www)	Field of application		
				Project phase	Rock mass quality	Excavation behavior
Boundary elements	Examine 2D	2	rocscience.com	Preliminary studies	$RMR > 75$	$ICE > 130$
	Examine 3D	3		Feasibility		
Finite elements	RS2 (Phase 2)	2	plaxis.nl	Detailed engineering	$RMR < 65$	$ICE > 15$
	RS3 (Phase 3)	3				
	PLAXIS	2 or 3 (Extruded)				
	Abaqus	2 or 3				
	MIDAS	2 or 3				
Finite differences	FLAC	2	itascacg.com	Feasibility	$40 < RMR < 85$	Any type of yielding
	FLAC 3D	2 or 3				
Distinct elements	U DEC	2	3 DEC	Feasibility	$40 < RMR < 85$	Any type of yielding
	3 DEC	2 or 3		Detailed engineering		

Tabla III.10.2 Características de los softwares de cálculo más utilizados para el análisis tensión-deformación.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

10.2 REQUISITOS BÁSICOS EN ANÁLISIS DE TENSION-DEFORMACIÓN

Los programas informáticos de cálculo de tensión-deformación son herramientas muy poderosas para analizar con precisión el proceso de redistribución de las tensiones en el suelo. Según la metodología DEA, las tensiones del suelo obtenidas en los cálculos deben utilizarse para comprobar los factores de seguridad de los elementos de apoyo y los desplazamientos del suelo esperados deben utilizarse, durante la construcción, para comprobar la calidad de los cálculos. Las siguientes secciones presentan los requisitos básicos que deben cumplirse para obtener resultados representativos utilizando la metodología de análisis de tensión-deformación.

10.2.1 Recopilación de datos del terreno

Para construir un túnel sin desviaciones significativas en tiempo y presupuesto, es fundamental caracterizar rigurosamente el terreno. Los resultados de las pruebas de laboratorio in situ deben ser consistentes entre sí, con los datos obtenidos en el mapeo geológico y con los obtenidos en las estaciones de monitoreo. Las discrepancias entre los resultados obtenidos con las diferentes técnicas de investigación y caracterización del sitio deben analizarse cuidadosamente,

especialmente en secciones de túneles con fuerte rendimiento.

10.2.2 Representatividad de los datos del suelo

Los datos utilizados en los modelos para caracterizar el suelo deben ser lo más representativos posible: cuanto mejor se modele el comportamiento real del suelo, más realistas serán los resultados obtenidos en los cálculos. El grado de representación debe ser mayor para aquellos parámetros del terreno con más influencia en los cálculos:

- Resistencia a compresión uniaxial
- Resistencia a compresión triaxial
- Módulo de deformación
- Resistencia a tracción

Para obtener datos representativos, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Los datos para caracterizar el suelo deben obtenerse de pruebas realizadas específicamente para el túnel a construir, y no deben tomarse de referencias bibliográficas.
2. Los datos que caracterizan el comportamiento del suelo no pueden ser representados por un solo valor; en cambio, cada conjunto de resultados obtenidos de las pruebas debe caracterizarse por el valor máximo, mínimo y promedio.
 - Si se seleccionan los valores medios en el diseño, existe el riesgo de colapso durante la construcción a largo plazo.
 - Por otro lado, hay que tener en cuenta que el diseño con valores mínimos conduce a soluciones constructivas muy conservadoras
 - En consecuencia, las propiedades del suelo deben estar caracterizadas por un rango y el valor utilizado en los cálculos debe estar justificado.
3. Los valores que representan las propiedades del terreno no pueden verse afectados por ningún factor de seguridad, de lo contrario, los desplazamientos calculados no podrían compararse con los medidos durante la construcción.
4. La distribución de la calidad del suelo en el perfil geomecánico debe definirse con precisión mediante valores reales (es decir, RMR) en función de las investigaciones realizadas en el sitio. Por tanto, no es admisible enumerar simplemente proporciones porcentuales de los distintos tipos de suelo; ya que esto significará que el sitio es suficiente.

10.2.3 Identificación del proceso de construcción

El proceso de construcción debe modelarse incluyendo todas las etapas intermedias necesarias para completar la sección final de la excavación subterránea. Esta definición debe incluir la geometría de las diferentes etapas constructivas, la distancia entre los frentes del túnel y la longitud de avance de excavación en cada uno de ellos.

10.2.4 Caracterización del soporte

Los tipos de soporte a utilizar deben modelarse con elementos estructurales, cuyas características deben corresponder al soporte colocado en las obras. En el caso de utilizar hormigón proyectado, se debe especificar la ley de incremento de resistencia, según la edad del hormigón. Si el espesor del hormigón proyectado supera los 60 cm, se puede modelizar con elementos del modelo asignándoles las propiedades del hormigón proyectado, teniendo en cuenta su evolución en el tiempo. La distancia al frente de excavación, cuando se instala el apoyo, debe modelarse para cada tipo de apoyo.

10.3 PROCESO DE MODELADO TENSIÓN-DEFORMACIÓN

El modelado tensión-deformación permite abordar problemas de estabilización más complejos de excavaciones subterráneas, debido a que no existen limitaciones en las formas de excavación, ni en el número o características del terreno a considerar. Es posible modelar los métodos constructivos más complejos, así como cualquier elemento de soporte. Por el contrario, el proceso de modelado tensión-deformación requiere mucho más tiempo que la aplicación de las metodologías de cálculo analítico.

La figura III.10.6 muestra el diagrama de actividades del proceso de análisis tensión-deformación que se puede agrupar en las siguientes cinco fases:

1. Actividades preliminares
2. Preparación del modelo
3. Cálculo
4. Análisis de los resultados
5. Identificación de las tensiones y deformaciones

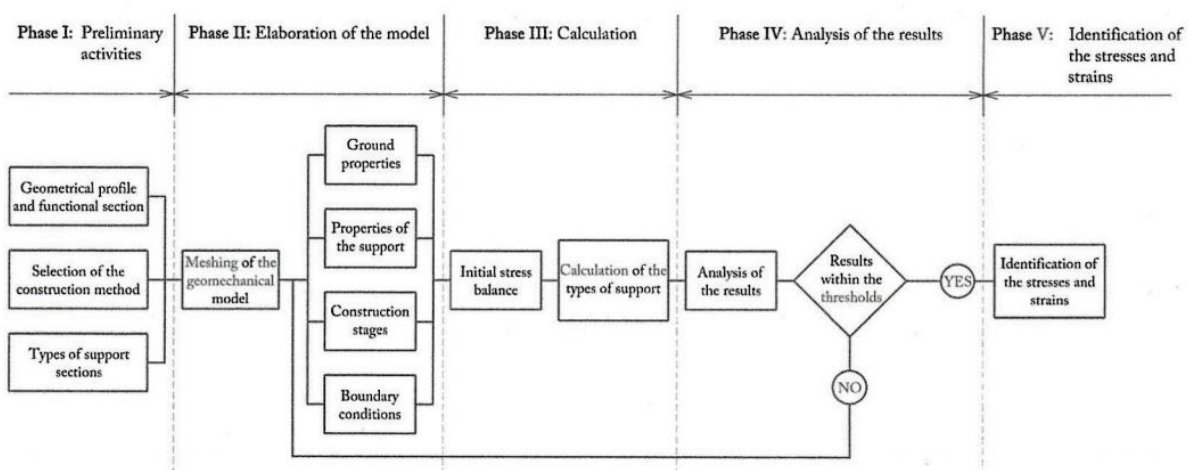


Figura III.10.6 Análisis tensión-deformación.
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Es importante señalar que el análisis tensión-deformación es un proceso iterativo, ya que la

resolución de un modelo requiere esencialmente encontrar las deformaciones en el suelo y las tensiones en el soporte para una determinada presión radial aplicada en el perímetro de la excavación. De hecho, la resolución de un modelo geomecánico equivale a calcular uno de los infinitos estados de equilibrio que definen la curva característica de una excavación subterránea, como se ilustra en la Figura III.10.7.

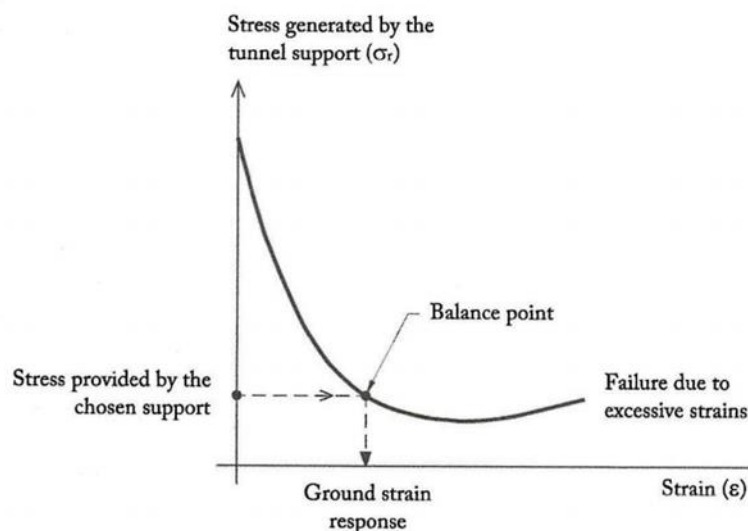


Figura III.10.7 Curva característica de una excavación subterránea obtenida a partir del modelo geomecánico.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Es posible que, después de terminar los cálculos de un modelo geomecánico, los esfuerzos calculados requieran la optimización del soporte. En tales casos no queda más remedio que hacer de nuevo el proceso de cálculo y, para realizar el mínimo número de cálculos, la mejor alternativa es definir, con el mayor detalle posible, el proceso de modelado.

10.3.1 Actividades previas al modelado

Las actividades previas al modelado se refieren a la recopilación de la información necesaria para preparar correctamente el modelo geomecánico correspondiente.

10.3.1.1 Sección representativa del túnel y perfil geomecánico

Una sección representativa de un proyecto de excavación subterránea es fundamental para definir la geometría a excavar.

El perfil geomecánico contiene la distribución de las secciones a excavar, que tienen un comportamiento tensión-deformación similar, para ser analizadas en términos de tensión-deformación. El perfil geomecánico debe contener información suficiente sobre el comportamiento del terreno.

10.3.1.2 Selección del proceso constructivo

Se pueden seleccionar varios métodos constructivos, pero solo uno de ellos minimizará el tiempo de construcción, el costo y los desplazamientos superficiales.

10.3.1.3 Definición inicial de las secciones de apoyo del túnel

Para resolver un modelo geomecánico en términos de tensión-deformación es necesario conocer las características del apoyo. Inicialmente, las secciones de soporte se pueden definir utilizando las recomendaciones basadas en el ICE, o las del índice Q. Con valores $ICE < 39$, las recomendaciones proporcionadas por ICE no serán lo suficientemente precisas y será necesario analizar la curva característica de la excavación que debe calcularse por puntos, utilizando un modelo geomecánico bidimensional, como se ilustra en la Figura III.10.8.

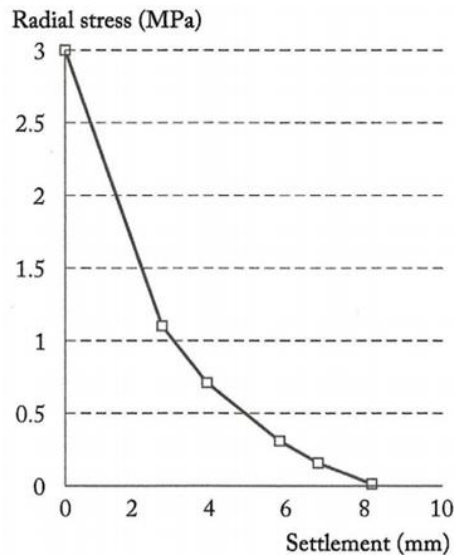


Figura III.10.8 Curva característica de una excavación subterránea obtenida a partir del modelo geomecánico.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Con esta curva característica es posible analizar la estabilización de la excavación mediante la colocación de un apoyo, que transmite un esfuerzo radial de 0,5 MPa y genera un asentamiento de 5 cm, para lograr el equilibrio de la excavación, Figura III.10.9.

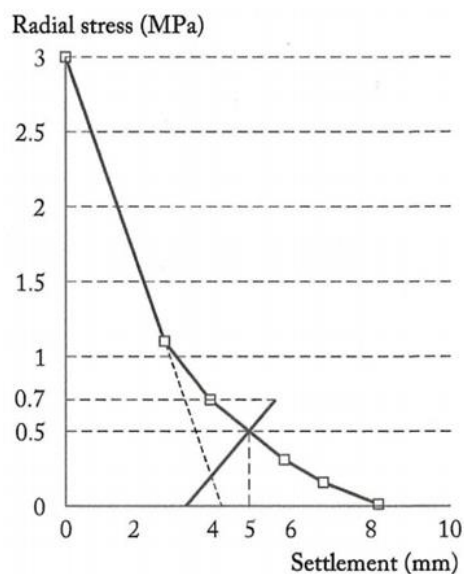


Figura III.10.9 Estimación del apoyo necesario utilizando la curva característica de la Figura III.10.8.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

De acuerdo con las recomendaciones presentadas en la Tabla III.2.2, para ICE=32, el apoyo debe estar compuesto por arcos de acero TH-29 con una distancia entre ejes de 1 m y 25 cm de hormigón proyectado. En este caso, para estimar la resistencia requerida del soporte utilizando la curva característica, se puede considerar un factor de seguridad de 2,5, por lo que el soporte debe proporcionar una presión radial de $0,5\text{MPa} \times 2,5 = 1,25\text{MPa}$. Si se considera una capa de hormigón proyectado de 15 cm y 35 MPa a los 28 días, la presión radial se puede calcular mediante:

$$P_i = 10.6 \cdot D^{-0.97}$$

Para $D = 12\text{ m}$ la presión radial proporcionada por el hormigón proyectado es $P_{iHP} = 0.93\text{ MPa}$.

La presión proporcionada por los arcos de acero TH-29, colocados con una separación entre ejes de 1 m, se puede estimar interpolando los valores obtenidos de las expresiones 6 y 7 de la Figura III.9.54, obteniendo un valor de $P_{iHP} = 0.53\text{ MPa}$. Como primera aproximación, la presión radial total proporcionada por el apoyo se puede obtener como la suma de las presiones proporcionadas por los arcos de acero y el hormigón proyectado, por lo que la presión radial máxima alcanzada en este caso será $P_i = 0.93\text{MPa} + 0.53\text{MPa} = 1.46\text{MPa}$, lo que supera el valor estimado de $1,25\text{MPa}$ necesario para estabilizar la excavación. Este apoyo, compuesto por arcos de acero TH-29 con paso entre ejes de 1 m y 15 cm de hormigón proyectado, es más ligero que el apoyo recomendado por el ICE y, si el cálculo de tensión-deformación lo valida, será una solución más económica y efectiva.

10.3.2 Elaboración del modelo geomecánico

Por un lado, para aplicar con éxito el análisis tensión-deformación, es muy importante preparar un modelo geomecánico eficiente, lo cual no es una tarea fácil. Esto se debe a que el modelo geomecánico debe incluir toda la información que afecta la estabilización de la excavación subterránea y, por otro lado, el modelo debe dividirse en elementos finitos, los cuales deben reducirse a medida que aumentan los esfuerzos sobre ellos.

Hoy en día, todos los programas de cálculo de tensión-deformación tienen rutinas de mallado que simplifican enormemente los modelos geomecánicos. Las rutinas de mallado son muy fáciles de usar y funcionan muy bien en modelos bidimensionales, pero su aplicación a modelos tridimensionales complejos requiere mucho trabajo. Para simplificar la elaboración de un modelo geomecánico es conveniente analizar si es posible introducir en él algún tipo de simetría, ya que esto reducirá drásticamente el número de elementos del modelo. La Figura III.10.10 muestra un ejemplo de un modelo bidimensional con simetría en el plano vertical que pasa por el centro del túnel.

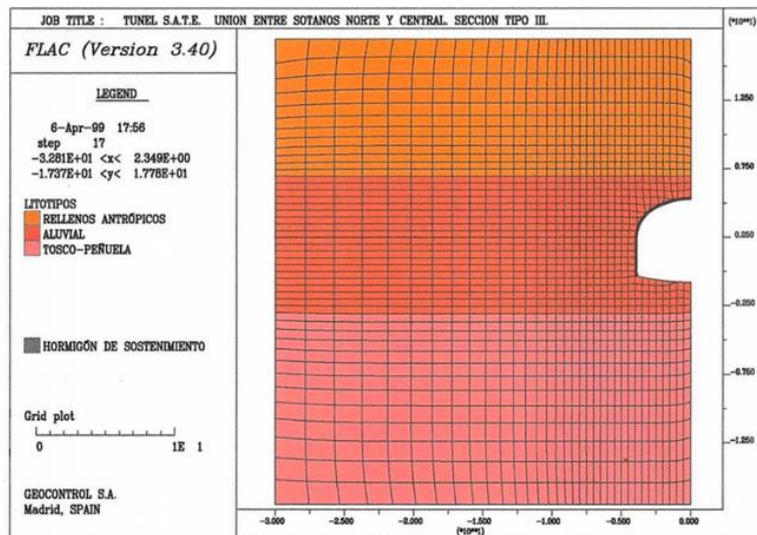


Figura III.10.10 Modelo bidimensional con simetría en el plano.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Las siguientes secciones presentan los aspectos más importantes a considerar cuando se preparan modelos geomecánicos.

10.3.2.1 Tamaño del modelo

El requisito más importante que debe cumplir el modelo geomecánico es reproducir con la mayor precisión posible las condiciones ambientales del túnel y el proceso de construcción. Este objetivo debe ser compatible con la obtención de un modelo tan sencillo como sea posible, especialmente en el análisis tridimensional, para disponer de tiempos de cálculo admisibles. En los modelos bidimensionales, el ancho y la altura del modelo suelen ser unas seis veces el ancho de la excavación, según el tipo de proyecto. La figura III.10.11 muestra un modelo bidimensional de un túnel poco profundo.

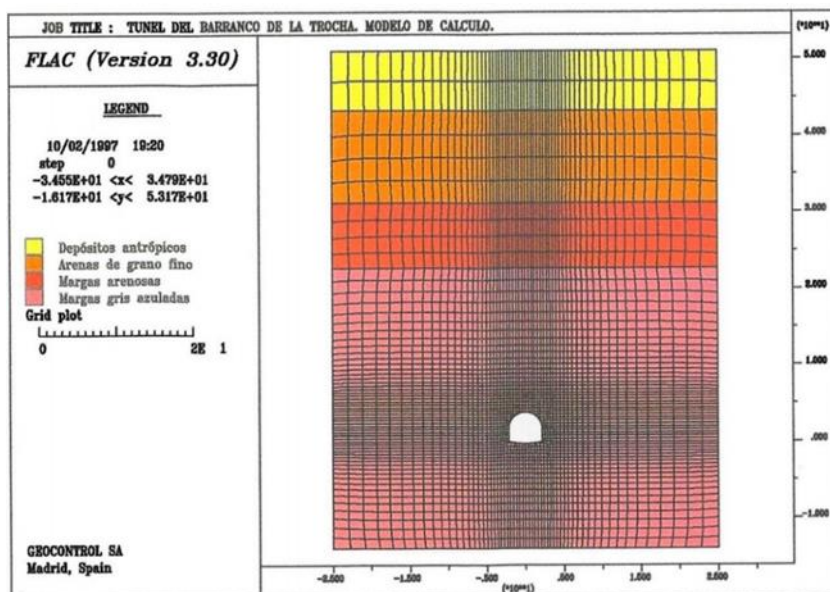


Figura III.10.11 Modelo geomecánico tridimensional de un túnel.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

Los modelos tridimensionales incluyen tanto la sección transversal del túnel como sus etapas de construcción a lo largo del eje del túnel, por lo que es posible simular la interacción entre el suelo y el soporte a medida que se construye. En la dirección del eje del túnel, los modelos tridimensionales suelen tener longitudes entre 60 y 150 m.

Cuando se modelan excavaciones especiales, los modelos están restringidos por las dimensiones de las excavaciones, por tanto, no siguen el patrón anterior.

10.3.2.2 Modelo bidimensional en medio continuo

En comparación con otros modelos, los modelos geomecánicos bidimensionales requieren menos trabajo para su elaboración y también menores tiempos de cálculo.

Sin embargo, esto tiene un inconveniente importante porque los modelos bidimensionales no pueden explicar el equilibrio de tensiones producido en el tramo sin apoyo cerca del frente del túnel, como se muestra en la Figura III.10.12.

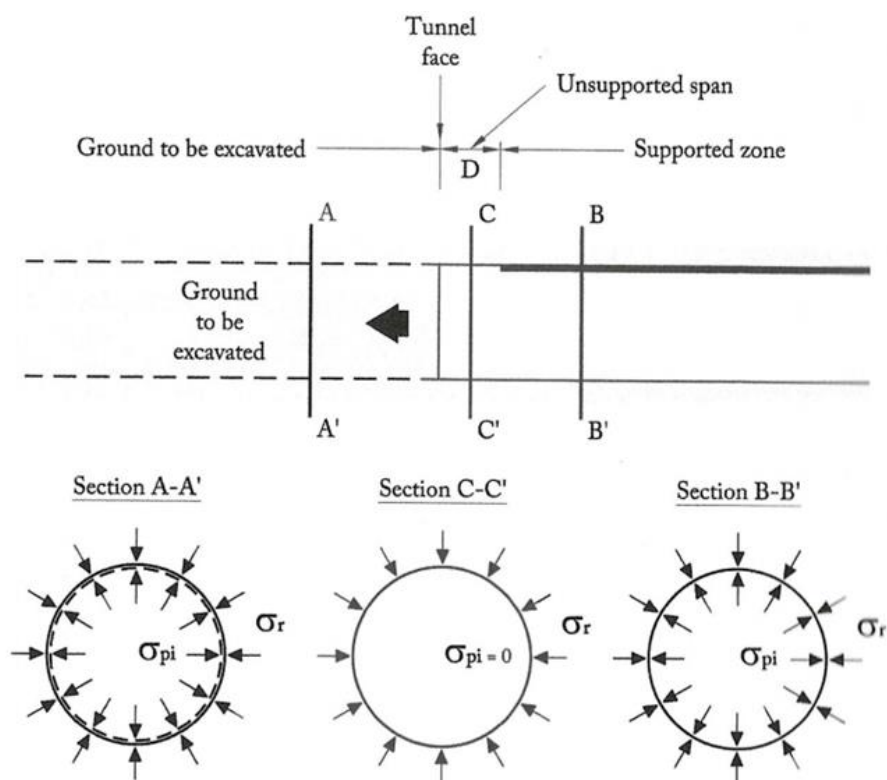


Figura III.10.12 Secciones de interés en la zona próxima al frente del túnel.
 Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

En el tramo AA', situado delante del frente de excavación del túnel, la presión σ_r , actúa en dirección radial con un valor igual a la tensión vertical, para $K_0 = 1$.

En el tramo BB', situado en un tramo excavado y apoyado, la presión de apoyo (σ_p) equilibra la presión radial (σ_r).

Sin embargo, en la zona próxima al paramento del túnel, la presión radial que actúa sobre el

terreno no puede ser compensada por ninguna otra presión, ya que aún no se ha colocado el apoyo. Para evitar este inconveniente, Panet (1979) asumió que, en el vano sin apoyo, el frente de excavación crea una presión radial ficticia (σ_f), que viene dada por la expresión:

$$\sigma_f = 0.75 \cdot \sigma_o \cdot \left(\frac{0.75 \cdot R}{0.75 \cdot R + X} \right)$$

R: es el radio del túnel, considerando un túnel circular
X: la distancia entre el apoyo y el frente del túnel.

Si el apoyo se coloca en el frente del túnel, entonces $x=0$ y $\sigma_f=0.75 \sigma_o$ y si el apoyo se coloca a una distancia del frente del túnel igual a su diámetro, entonces $x=2R$ y $\sigma_{f,2R}=0.2 \sigma_o$. Posteriormente, Panet (1995) introdujo una variación en la ecuación para tener en cuenta el efecto de fluencia del terreno en el frente del túnel.

La Figura III.10.13 muestra cuatro gráficos para estimar la contribución del frente de excavación en un túnel de 6 m de radio, construido con longitudes de avance de excavación de 2 m, en condiciones de fluencia moderada (ICE=52).

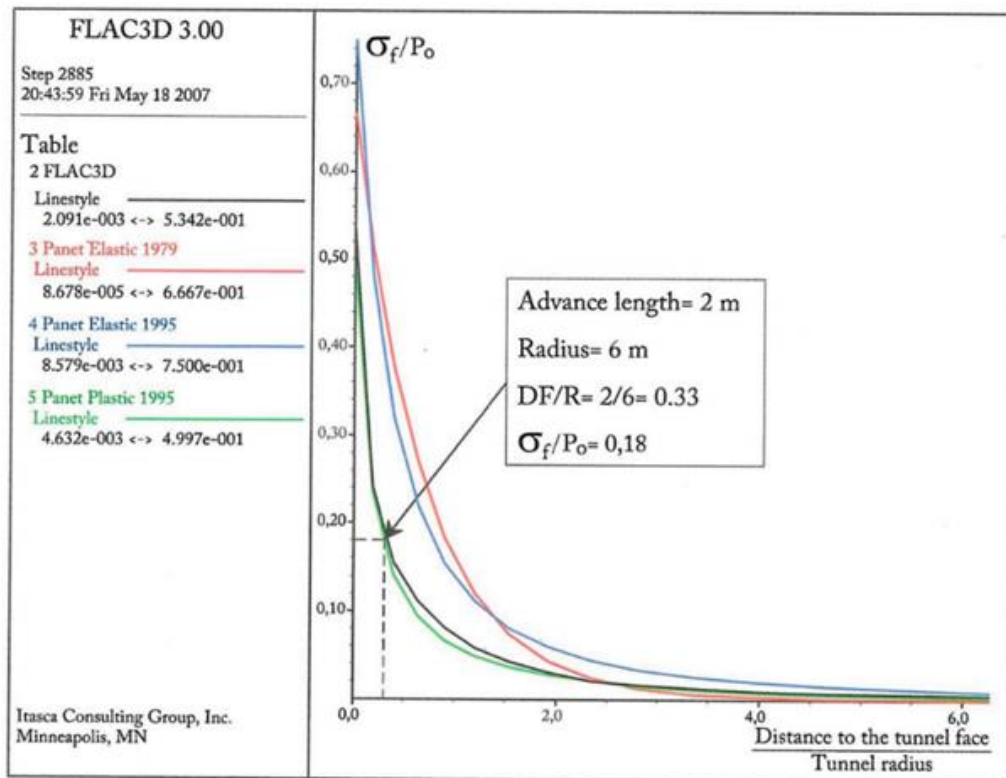


Figura III.10.13 Contribución del efecto de liberación de tensiones en un túnel, según diferentes estimaciones.
 Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.

Tres de las cuatro gráficas se han calculado aplicando la teoría de Panet; dos con los modelos elásticos de 1979 y 1995 y el tercero aplicando el modelo plástico de 1995. El cuarto gráfico se ha obtenido con el software FLAC3D. Esta figura muestra que ambas formulaciones de Panet en el dominio elástico dan resultados similares, pero son muy optimistas, en el caso analizado, debido a la fluencia en el frente del túnel. También se aprecia que la formulación de Panet que

considera la fluencia del suelo se ajusta bastante bien a los cálculos realizados con el software FLAC3D.

10.3.2.3 Modelos tridimensionales en medio continuo

Los modelos tridimensionales permiten analizar con gran precisión la interacción entre el suelo y el apoyo en las diferentes etapas constructivas. Al coincidir el eje del túnel con uno de los ejes del modelo, es posible analizar secuencialmente el desarrollo de los frentes de excavación, lo que requiere un espesor de los elementos, en el sentido de la excavación, igual al recorrido de avance de excavación. Esto aumenta considerablemente el número de elementos en el modelo.

10.3.2.4 Modelos en medio discontinuo

Los modelos para realizar los cálculos tensión-deformación en medio discontinuo son mucho más complejos, debido a que es necesario considerar las dificultades para definir los bloques de roca que pueden aparecer en la excavación.

10.3.3 Cálculo de los modelos geomecánicos

Los siguientes apartados contienen los aspectos más relevantes a tener en cuenta en el proceso de cálculo de los modelos geomecánicos.

10.3.3.1 Condiciones de contorno

Si la superficie del terreno se incluye en los modelos geomecánicos, estos deben reproducir la topografía y las estructuras existentes.

Para introducir la condición de contorno de los desplazamientos, la base del modelo suele estar restringida en todas las direcciones; los desplazamientos horizontales están restringidos en los lados laterales y los nodos en la cara superior pueden moverse libremente. Para esfuerzos in situ, generalmente se asume un estado litostático para el esfuerzo vertical con la relación de esfuerzos correspondiente, K_{0H} y K_{0h} , en el plano horizontal.

10.3.3.2 Distribución de las tensiones en el modelo antes del calculo

Como se indicó en el apartado anterior, en los límites del modelo se aplican las tensiones en el terreno que corresponden al estado tensional in situ antes de la excavación. Por tanto, antes de iniciar los cálculos, es necesario resolver una etapa previa, denominada ajuste de tensiones inicial, para que todos los elementos del modelo tengan las tensiones deseadas in situ.

Para reducir el tiempo de cálculo de esta fase, es habitual aumentar la cohesión de los elementos del modelo, respecto a los valores que tendrán en etapas posteriores, para evitar la fluencia de los elementos del modelo que aumenta el tiempo de cálculo. Una vez finalizada la fase inicial de ajuste de tensiones, el siguiente paso es analizar los resultados obtenidos para comprobar que el estado de tensiones en el modelo es el deseado.

10.3.3.3 Cálculo de las etapas de construcción

Una vez alcanzado el equilibrio de tensiones inicial, se calculan las etapas de construcción, una tras otra. Para simular una etapa de excavación, las propiedades resistentes de los elementos que se van a excavar en esa etapa se ponen a cero produciendo un desequilibrio en el modelo que permite calcular la nueva distribución de los desplazamientos nodales y tensiones en el centro de cada elemento. Una vez que se equilibra una fase de construcción, se calcula la siguiente fase, hasta que se haya calculado la secuencia de construcción completa. En los cálculos secuenciales, cada avance de excavación, normalmente entre 0,5 y 5 m, produce un desequilibrio en el modelo y, por tanto, se requiere un nuevo cálculo. Sin embargo, el desequilibrio de tensiones inducido es pequeño por lo que los tiempos de cálculo para alcanzar el nuevo equilibrio también son pequeños.

10.3.3.4 Tiempo de cálculo

El tiempo de cálculo necesario en un modelo tensión-deformación depende de los siguientes parámetros:

- Número de elementos en el modelo
- Fases de construcción simuladas
- Tipo de algoritmo de cálculo
- Grado de fluencia en los elementos del modelo
- Equipo disponible para realizar el calculo

La Tabla III.10.3 presenta una estimación de los tiempos de cálculo necesarios para resolver los modelos tensión-deformación más frecuentes, usando un procesador Intel Core i7 4960x3.66 GHz.

Type of model	No. of elements	Estimated calculation time (hours)
Two-dimensional model	5,000/10,000	0.25
Non-sequential three-dimensional model	40,000/400,000	1 to 4
Sequential three-dimensional model	100,000/1,000,0000	24-240
Three-dimensional model in discontinuous media	50,000/500,000	48-480

Tabla III.10.3 Tiempos de cálculo estimados para resolver los modelos tensión-deformación más frecuentes, utilizando un procesador Core i7 4960x3.66 Ghz.

Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Los modelos bidimensionales tienen muchas limitaciones, pero aplicando la teoría de Panet para simular el efecto de apoyo del frente de excavación y eligiendo la curva más adecuada para simular este efecto se pueden obtener resultados razonablemente representativos. Por lo tanto, los modelos bidimensionales combinados con la teoría de Panet son muy útiles en el análisis de tensión-deformación de obras subterráneas con fluencia moderada, es decir, para $ICE > 40$.

10.3.4 Análisis de los resultados

El análisis de los resultados obtenidos tras el cálculo de un modelo geomecánico debe proporcionar la siguiente información:

- Verificación de la estabilidad de la excavación.
- Detalle de las tensiones sobre el apoyo.
- Detalle de los desplazamientos del terreno.

Como resultado del cálculo de un modelo geomecánico se obtiene gran cantidad de información, como los desplazamientos en cada nodo del modelo, las presiones aplicadas en los centros de cada elemento y las tensiones en los elementos estructurales que simulan los elementos de apoyo.

10.3.4.1 Estabilización de la excavación

Una vez calculado el modelo geomecánico, es necesario verificar que el diseño adoptado permita alcanzar la estabilización en condiciones compatibles con la funcionalidad requerida en el túnel. La verificación de la estabilidad de la excavación se puede realizar analizando la distribución de los elementos en el modelo que han cedido durante el proceso de cálculo o evaluando el aumento en las deformaciones de corte que se han producido.

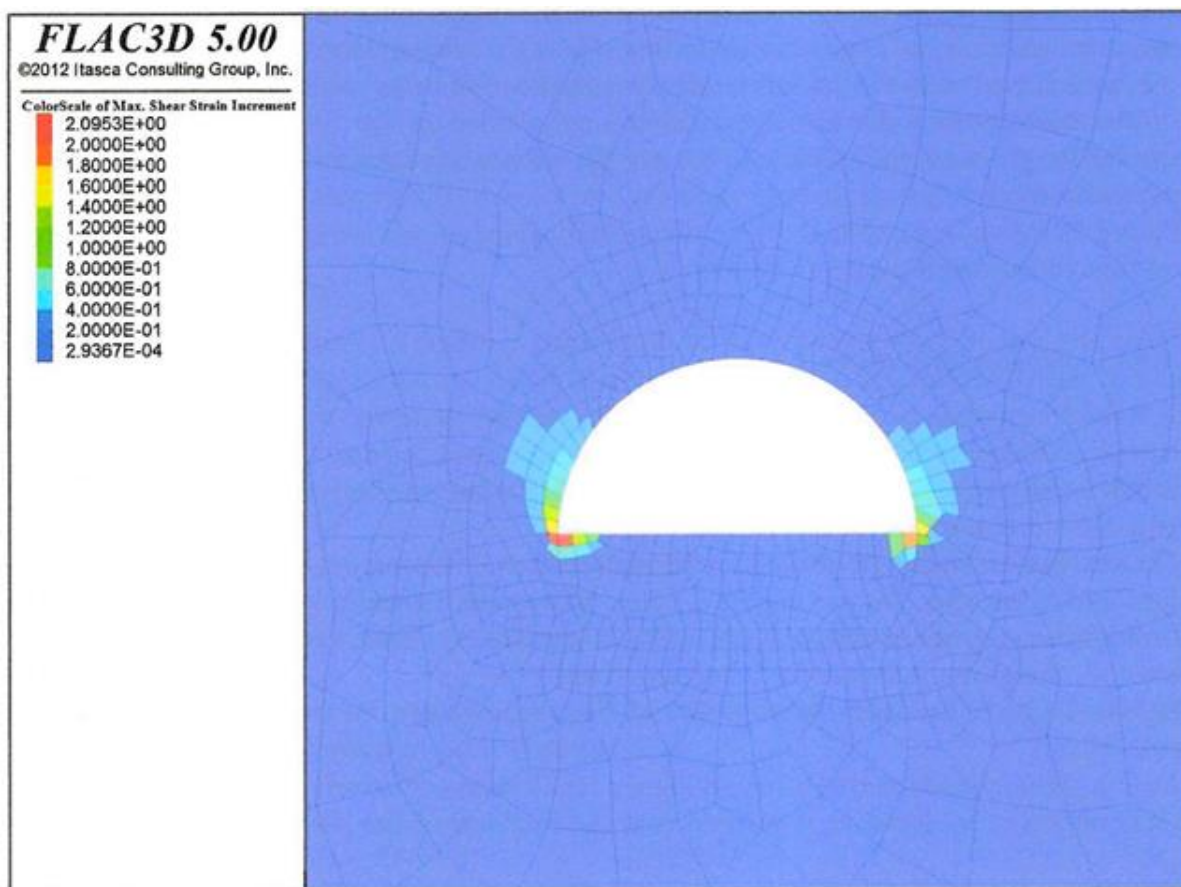
10.3.4.1.1 Elementos cedidos

Se considera que un elemento de un modelo geomecánico ha cedido, si durante el proceso de cálculo o en la situación final ha alcanzado el límite de tensión impuesto por el modelo constitutivo. Si un elemento de un modelo geomecánico ha cedido, no significa que la excavación se haya derrumbado sino simplemente que el suelo que constituye ese elemento se encuentra en fase de post-falla. Para verificar el efecto de la fluencia local sobre el perímetro de excavación, es necesario analizar los factores de seguridad de los elementos de apoyo. En cualquier caso, la fluencia generalizada alrededor de una excavación indica que se debe modificar el diseño. La figura III.10.23 muestra un ejemplo de fluencia intensa alrededor de un túnel, lo que indica claramente que el diseño analizado no es adecuado.

10.3.4.1.2 Incrementos en la deformación por corte

El análisis de estabilidad de un diseño, basado en los elementos producidos después de los cálculos de tensión-deformación, es completamente cualitativo y por lo tanto de aplicación limitada. Mucho más útil es el análisis de los incrementos de deformación por cortante, producidos en los elementos durante la simulación del proceso constructivo. El incremento de la deformación por cortante puede medirse en ensayos de laboratorio con post-fallo controlado y, por tanto, es un índice objetivo del margen de seguridad hasta el colapso. Además, la deformación por cortante es un parámetro intrínseco del terreno que tiene un valor límite y, por

tanto, es en sí mismo un criterio de falla. La figura III.10.14 muestra una distribución de los incrementos de deformación por corte.



*Figura III.10.14 Aumento de las deformaciones de corte
Fuente: Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.*

A primera vista, la situación que se muestra en la figura parece relativamente normal; pero si se observa detalladamente la escala de colores, se verifica que el aumento de la deformación por cortante en la mayor parte del modelo es mayor que el 20%. La mayoría de los terrenos no pueden alcanzar este valor, lo que indica claramente que el diseño analizado no es el correcto. Además, si se observa el incremento de la deformación por cortante en el apoyo de los arcos de acero, es mayor a 1.8, es decir 180% lo cual no tiene significado físico en mecánica de rocas.

10.3.4.2 Desplazamientos del terreno

La distribución de los desplazamientos nodales en el modelo se obtiene del cálculo del modelo geomecánico tridimensional y se puede representar en tres dimensiones donde los desplazamientos del terreno alrededor del túnel están en milímetros, lo que puede asociarse a un comportamiento casi elástico en el túnel analizado.

En cálculos tridimensionales, muchas veces es más conveniente representar los desplazamientos en los planos seleccionados ya que el análisis es mucho más intuitivo. La figura III.10.15 muestra la distribución de los desplazamientos del suelo en una sección

transversal del túnel donde es claro que los principales desplazamientos aparecen en la corona del túnel y en el centro de la losa de solera.

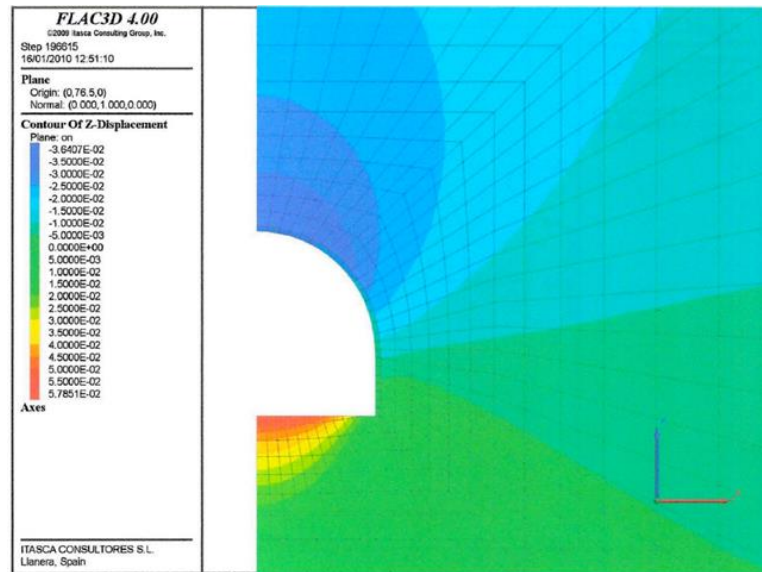


Figura III.10.15 Distribución de los desplazamientos del suelo en la sección transversal de un túnel.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Sin embargo, los desplazamientos calculados representan los desplazamientos generados en el suelo después del reajuste de esfuerzos y el origen de los desplazamientos está varios metros por delante del frente del túnel. Por lo tanto, se debe considerar que los desplazamientos del suelo medidos en el túnel durante su construcción serán mucho menores. La Figura III.10.16 muestra que, en la convergencia, el desplazamiento relativo entre dos puntos en el perímetro del túnel, que se puede medir es mucho menor que el calculado.

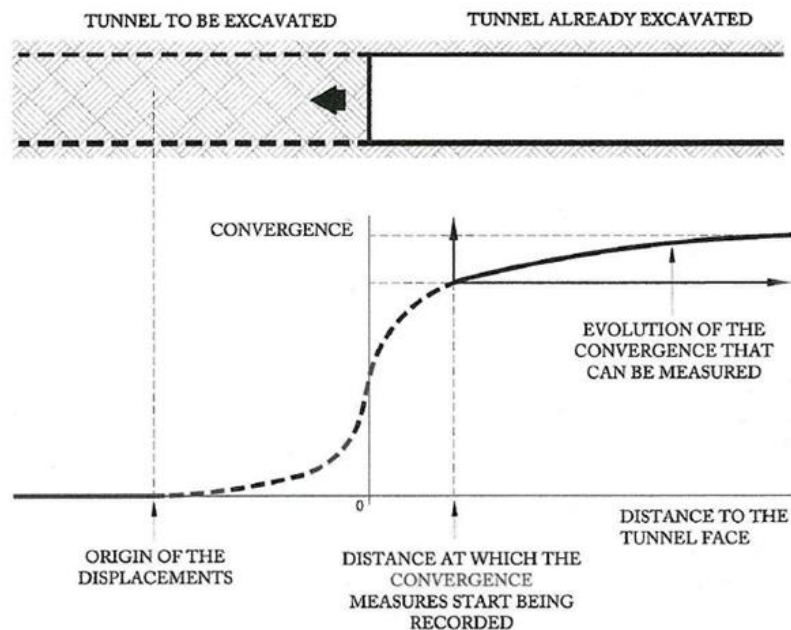


Figura III.10.16 Convergencia que se puede medir en un túnel.
Fuente: *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*.

Para calcular la convergencia o el desplazamiento vertical de la corona del túnel que se puede medir durante la construcción del túnel, la mejor opción es definir la posición de los puntos de referencia en el modelo, de modo que se pueda registrar el desplazamiento de estos puntos durante la construcción.

El cálculo de modelos geomecánicos tridimensionales también permite definir la depresión de hundimiento que se producirá en la superficie del suelo después de la construcción del túnel.

10.3.4.3 Cargas sobre los elementos de apoyo

Las cargas sobre los elementos de apoyo pueden utilizarse para calcular el factor mínimo de seguridad que proporcionan los arcos de acero, pernos y hormigón proyectado colocados como apoyo, pero no son muy útiles como parámetros de control, ya que su medición durante la construcción es difícil, no muy precisa y muy costosa.

Se suele considerar que los arcos de acero en los túneles trabajan a flexión-compresión y, por tanto, *los datos necesarios para verificarlos estructuralmente son los momentos flectores y las cargas axiales, que suelen proporcionar los elementos estructurales utilizados para modelarlos.*

10.4 CÁLCULO TENSIÓN-DEFORMACIÓN EN OBRAS SUBTERRÁNEAS POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO

Cuando se tiene que construir una excavación subterránea por debajo del nivel freático, el agua llenará las juntas del suelo creando una presión hidrostática, también conocida como presión intersticial.

Si la presión intersticial tiene el mismo orden de magnitud que la resistencia del suelo, creará un efecto mecánico significativo en los desplazamientos del suelo, lo que normalmente ocurre en rocas o suelos erosionados y, en menor medida, en rocas blandas. Además, una excavación bajo el nivel freático creará un efecto de drenaje significativo, por lo que, si la permeabilidad del suelo y el flujo del acuífero son lo suficientemente altos, se creará un régimen de infiltración de agua permanente en la excavación. Si la permeabilidad del suelo es lo suficientemente baja, no será posible controlar el flujo de agua infiltrado inicial, por lo que la presión intersticial alrededor de la excavación será cero. Una vez colocado el soporte y el revestimiento, si este último es estanco, no se producirán infiltraciones de agua y las presiones hidrostáticas volverán a los valores iniciales, siendo necesario reforzar el revestimiento con barras de acero. Diseñar un revestimiento impermeable es una solución costosa, por lo que, alternativamente, se puede considerar el diseño de un túnel drenado. Además, los túneles drenados tienen la ventaja de que no requieren un revestimiento reforzado. Como contrapartida, debe tenerse en cuenta que, por motivos medioambientales, el efecto de drenaje de un túnel suele limitarse a caudales inferiores

a 1 l/s por km de túnel. Para considerar el efecto de una excavación bajo el nivel freático en los cálculos de tensión-deformación, se pueden adoptar los modelos que se describen a continuación.

10.4.1 Modelo sin interacción hidromecánica

La forma más sencilla de modelar el efecto del agua en una excavación subterránea es asumir que el caudal no varía durante la excavación y que el efecto del agua genera esfuerzos únicamente sobre los elementos del modelo. Este modelo es adecuado para terrenos con baja permeabilidad y resistencias medias a altas, ya que en estos casos las variaciones de presión intersticial serán pequeñas y despreciables con respecto a la resistencia del terreno.

10.4.2 Interacción hidromecánica sin flujo de agua

Este modelo asume que el volumen de agua en el suelo permanece constante durante la excavación de una estructura subterránea, lo cual es aceptable en suelos con muy baja permeabilidad. En estas condiciones, cuando el suelo se comprime, habrá un aumento en las presiones intersticiales y cuando se descomprime, se reducirán

10.4.3 Interacción hidromecánica con el flujo de agua

Este modelo se recomienda para terrenos de baja resistencia y permeabilidad media a alta, donde se construirá una excavación subterránea bajo un nivel freático que genere un flujo de agua importante en el túnel. El cálculo con interacción hidromecánica y caudal de agua requiere tiempos de cálculo mucho más largos que para los dos modelos anteriores, ya que cuando se varían las presiones intersticiales es necesario actualizar su distribución durante el proceso de cálculo y calcular el efecto mecánico producido por estas variaciones en el suelo.

10.5 FACTOR DE SEGURIDAD DEL SUELO

Los programas de cálculo basados en el algoritmo de diferencias finitas permiten modelar los derrumbes de excavaciones subterráneas ya que son capaces de resolver problemas con fuertes cedencias hasta el derrumbe.

Con estos programas informáticos es posible calcular el factor mínimo de seguridad del terreno para un método constructivo concreto, utilizando la metodología que consiste en reducir sucesivamente los parámetros del terreno, normalmente la cohesión y el ángulo de rozamiento. Las isolíneas del factor de seguridad en un modelo tridimensional permiten identificar las posibles zonas de falla y el punto específico donde comenzaría el colapso de una excavación.

SECCION IV: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

1 CONCLUSIONES

En el proyecto de túnel para uso ferroviario en la ciudad tratado en esta tesis, en una primera instancia se realizaron investigaciones y proyecciones sobre el crecimiento demográfico, del parque automotor y del flujo en la ciudad de Salta.

Mediante todos los estudios realizados se pudo concluir que debido al aumento en la población y a la saturación del transporte en la ciudad de Salta Argentina, una solución posible es la implementación de un subte que conecte puntos concurridos, descomprimiéndolos y permitiendo un mejor flujo en el tránsito de la ciudad. Con estos datos se pudo realizar la elección y justificación de la traza de túnel.

En una segunda instancia se prosiguió con la recopilación bibliográfica, cursos de tunelación y el análisis de la información para elegir e implementar la metodología más adecuada con el cual se desarrolló el proyecto.

En el marco teórico se desarrolló distintos métodos y teorías para la recopilación de datos que se utilizaron para poder conformar un perfil del suelo, permitiendo el modelado con el uso del programa RFEM5, y la elección de la sección circular. Además, se pudo definir el método constructivo con el uso de tuneladoras y recubrimientos con dovelas, definiendo así el tipo de excavación que se implementará, de manera tal que el desarrollo de la obra se pueda realizar de la forma más segura y económica.

Una vez modelado el suelo su interacción con las dovelas de hormigón del túnel se realizó con el programa RFEM5, con el cual se obtuvieron los esfuerzos y deformaciones teniendo en cuenta las distintas combinaciones de carga que contemplaban el peso propio de los elementos analizados (estratos de suelo y aros de dovelas de una sección del túnel), sobrecarga debido a las edificaciones circundantes y cargas de tránsito, y un análisis sísmico. Obtenidos estos datos se prosiguió con el diseño y cálculo de la armadura longitudinal y transversal de las dovelas con verificaciones pertinentes.

De esta manera, esta tesis resuelve las problemáticas en la movilidad de la ciudad de Salta-Argentina y proponiendo una traza y una metodología constructiva a través de tuneladoras y la implementación de dovelas.

BIBLIOGRAFÍA

1. *Caracas: memorias para el futuro*. Gangemi Editore, 1995, Roma - Italia 1995.
2. *CIRSOC 101 Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y de Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras*
3. *CIRSOC 103 Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes*.
4. *CIRSOC 201 Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*.
5. *Congresso Internazionale di Geingegneria, del 27 al 30 Septiembre 1989, Torino - Italia*.
6. *Determinación de parámetros VS30*
7. *Dirección General de Estadísticas de la Provincia de Salta* - <http://estadisticas.salta.gov.ar/web/>
8. *Estratigrafía y Sedimentología en Salta:*
<http://ppct.caicyt.gov.ar/index.php/raga/article/viewFile/11121/45454575758810>
9. *EUROCODIGO*
<file:///C:/Users/cristian/Downloads/LESSER-XEIPAC1.pdf>
10. G. PERRI A. & G. PLIZZARI; R. PERRI; L. COMINOLI “Revestimiento de Túneles en Concreto Reforzado con Fibras Metálicas: Principios - Experiencias - Perspectivas”. XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 noviembre 2004, Caracas - Venezuela.
11. G. PERRI A. & G. SICILIANO “Los Túneles del Metro de Valencia en Venezuela”. GEAM-SIG Politecnico di Torino, 16-19 noviembre 2004, Torino - Italia.
12. G. PERRI A. & R. PERRI Diseño del Soporte de Túneles en Concreto Proyectoado Reforzado con Fibras Metálicas”. XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9 - 11 noviembre 2004, Caracas - Venezuela.
13. G. PERRI A. “Actividades antrópicas y estabilidad geotécnica a largo plazo del Ferrocarril Caracas-Cúa”. XVI Seminario Venezolano de Geotecnia, noviembre 2000, Caracas - Venezuela.
14. G. PERRI A. “Análisis Numérico de Interacción. Metro de Caracas”. (En colaboración con R. Centeno). VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 16 al 21 agosto 1987, Cartagena - Colombia.
15. G. PERRI A. “Análisis numérico de pantalla de micropilotes anclada para la contracimentación de estructuras adyacentes al túnel del Metro de Caracas”. Primer Congreso Latinoamericano de Obras Subterráneas, Caracas- Venezuela, 1984.
16. G. PERRI A. “Análisis Numérico de un Túnel Urbano de Caracas”. IX Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, del 26 al 30 agosto 1991, Viña del Mar - Chile.

17. G. PERRI A. "Análisis Numérico para los túneles gemelos de La Bandera en la Línea 3 del Metro de Caracas". Congreso Internacional Hacia Nuevos Mundos en Túneles, 16 al 20 mayo 1992, Acapulco - México.
18. G. PERRI A. "Analysis and Prevention of the Damages that could be caused by the future Excavation of hydraulic tunnel very close to Caracas subway twin tunnels". ISRM, International Symposium EUROCK 93, del 21 al 24 junio 1993, Lisboa - Portugal.
19. G. PERRI A. "Analysis of the effects of the two new twin tunnels excavation very close to a big diameter tunnel of Caracas subway". International Congress on Tunnelling and Ground Conditions, del 3 al 4 Abril 1994, El Cairo - Egypt.
20. G. PERRI A. "Construir el Metro de Caracas: el precio de lo bello". (En colaboración con R. Álvarez).
21. G. PERRI A. "Evolución de los Criterios y Métodos para el Análisis y Diseño Geotécnico Estructural de los Túneles Estándar del Metro de Caracas". XII Seminario Venezolano de Geotecnia, del 3 al 7 noviembre 1992, Caracas- Venezuela.
22. G. PERRI A. "Historia y Actualidad de los Túneles en Venezuela". XVIII Seminario Venezolano de Geotecnia, 9-11 noviembre 2004, Caracas - Venezuela.
23. G. PERRI A. "Interacción entre dos nuevos túneles gemelos y un túnel de gran diámetro preexistente excavados en rocas descompuestas para el Metro de Caracas". IV Congreso Suramericano de Mecánica de rocas, del 10 al 14 mayo 1994, Santiago - Chile.
24. G. PERRI A. "Interazione Terreno-Struttura nelle gallerie della Metropolitana di Caracas".
25. G. PERRI A. "Inyecciones tipo 'Jet Groutin' en túneles: Consolidación en la sección de maniobras 'El Silencio' de la segunda línea del Metro de Caracas". (En colaboración con H. Araya). 3er. Congreso Suramericano de Mecánica de rocas, 16 al 20 octubre 1990, Caracas- Venezuela.
26. G. PERRI A. "Jet Grouting in Tunnelling: Consolidation in the "El Silencio" manouvering section of the second line. Caracas Subway". International Congress on Tunnel and Underground Works, del 3 al 7 de Septiembre 1990, Chengdu - China.
27. G. PERRI A. "La moderna tecnología 'EPBS' en la construcción de los túneles de gran diámetro de la Línea 1 del Metro de Valencia". XVII Seminario Venezolano de Geotecnia, noviembre 2002, Caracas Venezuela.
28. G. PERRI A. "La problemática Geotécnica del Metro de Caracas presente en importantes Foros Inter nacionales". XII Seminario Venezolano de Geotecnia, del 3 al

- 7 Noviembre 1992, Caracas - Venezuela.
29. G. PERRI A. "La tecnología CCP en el Metro de Caracas". VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, 16 al 21 Agosto 1987, Cartagena - Colombia.
 30. G. PERRI A. "Proyecto de túneles: Criterios de diseño". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 81, Enero 2002, Caracas - Venezuela.
 31. G. PERRI A. "Tunnelling in Venezuela. Pasado Presente y Futuro". Seminario Internacional "South American Tunnelling, febrero-marzo 2004, Sao Paulo - Brasil.
 32. G. PERRI A. "Umbrella Arch: En el Ferrocarril Caracas – Cúa un método constructivo para túneles en terrenos difíciles basado en la versión moderna de la técnica del Marchavanti". Boletín de la Sociedad Venezolana de Geotecnia, N. 74, junio 1998, Caracas- Venezuela.
 33. G. PERRI A. "Undergropund works and tunneling". XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, agosto 1999, Iguazú - Brasil.
 34. Geología Morfológica del Valle Calchaquí:
https://www.ancefn.org.ar/user/files/anales/tomo_56/16.pdf
 35. Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design.
 36. [http://bibliotecas.ucasal.edu.ar/opac_css/doc_num.php?explnum_id=745#:~:text=Salta%20e%20una%20ciudad%20que,2011%20700.000%20habitantes%20\(aprox.\)](http://bibliotecas.ucasal.edu.ar/opac_css/doc_num.php?explnum_id=745#:~:text=Salta%20e%20una%20ciudad%20que,2011%20700.000%20habitantes%20(aprox.))
<https://informatosalta.com.ar/contenido/118798/mira-el-crecimiento-de-la-ciudad-de-salta-desde-1984-a-la-actualidad>
 37. <https://jornadasaie.org.ar/jornadas-aie-antiores/2006/trabajos/Tema%20L/017-L2>
<https://repositorio.segemar.gov.ar/bitstream/handle/308849217/3276/HG%202566-II%20Salta%202019%20Boletin%20440.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
<https://www.osso.org.co/docu/tesis/2001/comportamiento/refraccion.pdf> Estructura del suelo en salta:
 38. Memoria de Calculo Túnel Maldonado – Curso de Tunelación.
 39. Plano de Zonificación de los distintos Usos de Suelo en Salta:
http://www.consejosalta.org.ar/zonificacion/pdf/zonif_uso_suelo_salta.pdf
 40. Refracción sísmica:
 41. Software de Calculo RFEM 5: Biblioteca Digital
 42. Software de Calculo SAP 2000
 43. Suelos en Salta y Jujuy
 44. Teoría de la Refracción Sísmica