

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ESFUERZOS DEL COMPORTAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO DEBIDO A LA EXCAVACIÓN DE LOS TÚNELES DEL FERROCARRIL SAN JUAN-LOS FLORES, MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS, EN EL MUNICIPIO JUAN GERMÁN ROSCIO DEL ESTADO GUÁRICO.

Trabajo Especial de Grado
Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Para optar al título de Ingeniero de Minas
Realizado por la Br: Boada, Ana V.

Caracas, noviembre 2008.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE ESFUERZOS DEL COMPORTAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO DEBIDO A LA EXCAVACIÓN DE LOS TÚNELES DEL FERROCARRIL SAN JUAN-LOS FLORES, MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS, EN EL MUNICIPIO JUAN GERMÁN ROSCIO DEL ESTADO GUÁRICO.

Tutor Académico: Ing. Miguel Castillejo.

Trabajo Especial de Grado
Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Para optar al título de Ingeniero de Minas
Realizado por la Br: Boada, Ana V.

Caracas, noviembre 2008.

Caracas, Noviembre 2008.

Los abajo firmantes, miembros del jurado designado por el Consejo de Escuela de Geología, Minas y Geofísica, para evaluar el Trabajo Especial de Grado presentado por la Bachiller Boada, Ana Vanessa, titulado:

**“ANÁLISIS DE ESFUERZOS DEL COMPORTAMIENTO DEL MACIZO
ROCOSO DEBIDO A LA EXCAVACIÓN DE LOS TÚNELES DEL
FERROCARRIL SAN JUAN-LOS FLORES, MEDIANTE EL MÉTODO DE
LOS ELEMENTOS FINITOS, EN EL MUNICIPIO JUAN GERMÁN ROSCIO
DEL ESTADO GUÁRICO”.**

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

Prof. Pietro De Marco
Jurado

Prof. Omar Márquez
Jurado

Prof. Miguel Castillejo
Tutor Académico

A mi madre.

A mi esposo Juan Carlos.

AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios, por haberme permitido vivir tantas experiencias, entre ellas esta publicación que es un gran cambio en mi vida.

A mi madre Sor Angel Boada, por ser un impecable ejemplo a seguir, siempre serás una persona digna de admirar. Me siento inmensamente orgullosa de tener el honor de ser tu hija.

A mi esposo Juan Carlos Carreño, por ser simplemente tú, mi gran amigo, compañero de vida y por la ayuda y apoyo que siempre me has dado. Te amo...

A mi tutor Prof. Miguel Castillejo, mil gracias por tanto conocimiento.

A la Universidad Central de Venezuela, máxima casa de estudios por forjar cada día profesionales competentes.

Ana Vanessa Boada

Boada, Ana V.

**ANÁLISIS DE ESFUERZOS DEL COMPORTAMIENTO DEL MACIZO
ROCO SO DEBIDO A LA EXCAVACIÓN DE LOS TÚNELES DEL
FERROCARRIL SAN JUAN-LOS FLORES, MEDIANTE EL MÉTODO DE
LOS ELEMENTOS FINITOS, EN EL MUNICIPIO JUAN GERMÁN ROSCIO
DEL ESTADO GUÁRICO.**

**Tutor Académico: Ing. Miguel Castillejo. Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de
Ingeniería. Escuela de Geología, Minas y Geofísica. 2007, 179 pp.**

Palabras claves: geomecánica, elementos finitos, riesgo, túneles, San Juan de los
Morros, Estado Guárico.

RESUMEN: Los túneles son construidos en el subsuelo y, por tanto, tienen como factor común que para su diseño, es básico determinar la composición, estructura, características y comportamiento del terreno en el que se sitúan. Es importante conocer las características del macizo rocoso que se encuentran a lo largo del alineamiento del túnel, pero en muchos casos este dato es difícil de obtener por mediciones directas, pues no es frecuente encontrar afloramientos rocosos de suficiente magnitud y calidad como para poder determinar, con certidumbre, la cual, en definitiva y junto con la frecuencia de fallas, puede indicar el grado de afectación en el macizo rocoso que se generara por la excavación de un túnel. En este contexto el análisis de los esfuerzos en el macizo es una herramienta muy útil para hacer una primera estimación de los parámetros de resistencia del macizo rocoso y de la colocación de los sostenimientos primarios necesarios al momento de la excavación subterránea. Actualmente se cuenta con software especializado que permiten en corto tiempo con el método de los Elementos Finitos predecir el comportamiento del macizo rocoso y las estructuras aledañas en la construcción de túneles. En esta investigación se empleo el programa *Plaxis 3D Tunnel* para realizar un análisis sobre la distribución de los esfuerzos por el proceso constructivo del túnel, así como los asentamientos producidos en las distintas alternativas al problema.

INDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	5
RESUMEN	6
INTRODUCCIÓN	20
CAPÍTULO I	21
GENERALIDADES.....	21
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	21
1.2. OBJETIVOS	22
1.2.1 <i>Objetivo General</i>	22
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i>	22
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	22
CAPÍTULO II	24
PROPIEDADES MECÁNICAS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LA ROCA24	
INTRODUCCION	24
2.1. INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS	26
2.2.1 <i>La estructura geológica</i>	27
2.2. CONCEPTOS BÁSICOS	28
2.2.1. <i>Fuerzas, P</i>	28
2.2.2. <i>Esfuerzo, σ</i>	29
2.2.3. <i>Estado de esfuerzos</i>	30
2.2.4. <i>Deformación, ε</i>	30
2.2.5. <i>Resistencia pico y resistencia residual, σ_p y σ_r</i>	30
2.2.6. <i>Rotura</i>	30
2.2.7. <i>Fractura</i>	31
2.2.8. <i>Cohesión, c</i>	31
2.2.9. <i>Ángulo de fricción interna, ϕ</i>	31
2.3. ESFUERZOS, Y DEFORMACIÓN DE LAS ROCAS	32
2.4. CRITERIOS DE ROTURA, RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LOS MEDIOS ROCOSOS.....	35

2.4.1.	<i>Criterio de Mohr-Coulomb</i>	35
2.4.2.	<i>Criterio de rotura de Hoek y Brown</i>	37
CAPÍTULO III		43
INGENIERÍA DE TÚNELES.....		43
3.1.	EL PROYECTO DE UN TÚNEL	43
3.2.	TRAZADO	43
3.3.	FORMA	44
3.4.	MÉTODO CONSTRUCTIVO	45
3.5.	GEOLOGÍA	46
3.6.	GEOTECNIA	47
3.7.	SOSTENIMIENTO O SOPORTE PRIMARIO	49
3.7.1.	<i>Anclaje mediante pernos o bulones</i>	50
3.7.2.	<i>Dirección del avance de la excavación suficiente, a parte de que su</i>	50
3.7.3.	<i>Anclajes</i>	51
3.7.4.	<i>Concreto proyectado</i>	51
3.7.5.	<i>Concreto vaciado</i>	52
3.7.6.	<i>Costillas</i>	53
3.7.7.	<i>Solera provisional y contrabóveda</i>	53
3.7.8.	<i>Paraguas de protección</i>	54
3.7.9.	<i>Drenaje profundo</i>	54
3.8.	REVESTIMIENTO.....	55
3.8.1.	<i>Concreto vaciado in situ</i>	57
3.8.2.	<i>Concreto proyectado</i>	59
3.8.3.	<i>Anillos metálicos</i>	60
3.8.4.	<i>Concreto prefabricado o Dovelas</i>	61
3.8.5.	<i>Tipo de anillos</i>	61
3.8.6.	<i>Colocación</i>	63
3.8.7.	<i>Juntas y elementos de fijación</i>	63
CAPÍTULO IV		65
SUBSIDENCIA EN TÚNELES		65
4.1	INTRODUCCIÓN.	65
4.2	MOVIMIENTO DEL TERRENO EN CONDICIONES NATURALES.....	67
4.2.1	<i>Movimiento superficial</i>	67

4.1.3	<i>Análisis numérico de construcción de túneles</i>	82
4.1.4	<i>Daños a edificaciones por subsidencia</i>	86
CAPÍTULO V		97
EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS		97
5.1.	EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS	97
5.1.1.	LA GEOMETRÍA DEL PROYECTO DE TRAZADO Y SECCIÓN TIPO	98
5.1.2.	El trazado en alzado: pendiente	102
5.1.3.	La sección tipo	104
5.2.	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DEL MACIZO	108
5.2.1.	Teorías clásicas de cálculo y dimensionamiento	112
CAPÍTULO VI		119
ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE		119
6.1.-	GEOGRAFÍA FÍSICA:	119
6.1.1.-	Relieve:	119
6.1.2.-	Hidrografía:	120
6.1.3.-	Suelos:	121
6.1.4.-	Vegetación:	122
6.1.5.-	Clima	123
6.2.-	GEOLOGÍA REGIONAL	123
6.3.-	GEOLOGÍA LOCAL:	126
6.3.1.-	Formación Guárico [Unidad "UGC"]	126
6.3.2.-	Grupo Villa de Cura	126
6.4.	CARACTERIZACION GEOLÓGICA.	130
6.5.	UNIDADES LITOLÓGICAS	130
6.6.	RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO	132
6.7.	PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MATRIZ ROCOSA	136
6.8.	CARACTERIZACIÓN GEOMECAÁNICA	137
6.8.1.	Clasificación RMR	138
6.9.	TIPO DE COBERTURA	139
6.10.	SOSTENIMIENTO	140
6.11.	EXCAVABILIDAD	141
CAPÍTULO VII		143

ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	143
7.1. CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS	143
7.2. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS	143
7.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS SOPORTES PRIMARIOS A UTILIZAR	143
7.4. CREACIÓN DE UN MODELO GEOMECÁNICO Y GEOTÉCNICO	144
CAPÍTULO VIII.....	173
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	173
8.1. CONCLUSIONES	173
8.2. RECOMENDACIONES.....	176
BIBLIOGRAFÍA	177

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Condiciones naturales de inestabilidad en excavación de túnel en roca.....	27
Figura 2.2. Influencia de las estructuras geológicas en la estabilidad de un túnel.....	28
Figura 2.3. Esfuerzos sobre un plano. Fuente Gonzalez de Vallejo (2002).	29
Figura 2.4. Diferentes estados de tensiones sobre muestras de laboratorio.	32
Figura 2.5. Curva completa tensión-deformación con los valores correspondientes a la resistencia pico (σ_p) y a la resistencia residual (σ_r). Fuente: ISRM (1981).....	34
Figura 2.6. Criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb y su envolvente en términos de esfuerzos normales y tangenciales. Fuente: ISRM (1981).....	37
Figura 2.7. Envolventes de rotura del criterio de Hoek y Brown (1980) en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b).	38
Figura 3.1. Sección de un túnel Fuente: González de Vallejo (2002).....	45
Figura 3.2. Sección completa de la excavación de un túnel mostrando los diferentes sostenimientos aplicables:	50
Figura 3.3. Colocación del Shotcrete (concreto proyectado) en la construcción de un túnel. Fuente: González de Vallejo (2002)	60
Figura 4.2 Geometría de subsidencia a través del túnel. Fuente: Attewell et al. (1986).....	66
Figura 4.3 Asentamiento transversal crítico. Fuente: Franzius (2004).....	68
Figura 4.4 Distribución de desplazamiento superficial horizontal y deformaciones en la dirección transversal junto a los asentamientos críticos. Fuente: Franzius (2004).	70
Figura 4.5 Perfil de asentamiento longitudinal. Fuente: Franzius (2004).	71
Figura 4.6 Diferentes relaciones entre número de estabilidad N y volumen perdido V _l . Fuente: Lake et al. (1992).	75

Figura 4.7 Relación entre factor de carga y pérdida de volumen, determinado por pruebas de centrifugado y análisis de elementos finitos. Fuente: Mair et al (1981).

76

Figura 4.8 Correlación entre la posición del punto superficial de inflexión i y la profundidad del túnel z_0 . Fuente: O'Reilly & New (1982). 77

Figura 4.9 Variación del parámetro de rango crítico de asentamientos superficiales con respecto a la profundidad. Fuente: Mair et al. (1993). 79

Figura 4.10 Variación de K de la superficie de asentamiento con respecto a la profundidad. Fuente: Mair et al., 1993. 80

Figura 4.11 Asentamiento subterráneo alrededor del eje del túnel. Fuente Mair et al., 1993. 81

Figura 4.12 Perfil de asentamiento longitudinal obtenidos para diferentes longitudes de excavación. Fuente: Tang et al (2000). 85

Figura 4.13 Perfil longitudinal de asentamientos para diferentes métodos de excavación durante la primera etapa. Fuente: Vermeer et al., 2002 86

Figura 4.14 Diagrama esquemático de las tres etapas del método para evaluación de riesgos de daños. Fuente: Franzius, 2003. 88

Figura 4.14 Asentamientos producidos por túneles de la Mansión House, Londres. Fuente: Frishmann et al. (1994). 90

Figura 5.1. Secciones atípicas. Fuente: M. Castillejo (1992). 100

Figura 5.2. Protección de edificios o estructuras singulares. Fuente M. Castillejo (2002). 102

Figura 5.3. Perfil típico de un F.C. metropolitano moderno. Fuente: M. Castillejo (1985). 104

Figura 5.4. Secciones de túnel de carretera. Fuente: M. Castillejo (1992). 105

Figura 5.5. Tendencias de perfil definitivo. Fuente: D. Espinoza (2005) 108

Figura 5.6. Curvas características. Fuente: M. Castillejo (1985). 114

Figura 5.7. Túneles gemelos. Excavación sucesiva. Malla de elementos finitos. (Prof. Sagaseta). 115

Foto 1. Relieve de la zona norte sobre el eje del túnel, ... 120

Orientación S 10° W. Fuente: L. Zurbaran (2007).....	120
Foto 2. Curso de agua que cruza el alineamiento del túnel.....	121
Orientación E - W. Fuente: L. Zurbaran (2007).....	121
Foto 3. Suelos encontrados en el área de estudio.....	122
Orientación N 20° W. Fuente: L. Zurbaran (2007).	122
Foto 4. Vegetación de la zona de estudio.....	122
Orientación S12° W. Fuente: L. Zurbaran (2007).....	122
Figura 7. Ubicación de las fajas tectónicas. (Tomado de Menéndez A, 1966; Bellizia A, 1968).	124
Figura 8. Mapa geológico del área de estudio. Tomado de: Léxico estratigráfico de Venezuela INTEVEP-PDVSA.....	128
Figura 9. Sucesión litológica idealizada del grupo Villa de Cura, según Shagam (1960).	129
Foto 7. Afloramiento de unidad III. Detalle: brechas de flujo diaclasadas.	131
Orientación S 85° W. Fuente: L. Zurbaran (2007).....	131
Figura 7.1 Malla de Elementos Finitos, vista 3D. Fuente: Elaboración propia.	145
Figura 7.2 Perfil transversal de la malla de Elementos Finitos. Fuente: Elaboración propia	146
Figura 7.3 Modelo de esfuerzos obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	147
Figura 7.4 Corte transversal del modelo de esfuerzos obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	148
Figura 7.5 Corte longitudinal del presión de agua obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	148
Figura 7.6 Corte longitudinal del modelo de esfuerzos obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	149

Figura 7.7 Corte transversal del modelo de esfuerzos obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 149

Figura 7.4 Corte transversal puntos de cálculo obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 151

Figura 7.5 Vista 3D del modelo de asentamientos obtenido a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 152

Figura 7.6 Corte transversal del modelo de asentamiento obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 152

Figura 7.7 Corte transversal de las direcciones de los esfuerzos, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 153

Figura 7.8 Corte longitudinal de la malla de desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 154

Figura 7.9 Corte transversal de la malla de desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 154

Figura 7.10 Corte transversal del modelo de desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 155

Figura 7.11 Corte transversal del modelo de desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 155

Figura 7.12 Corte transversal de líneas de cortorno de desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 156

Figura 7.13 Corte transversal del modelo de desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	156
Figura 7.14 Corte longitudinal del modelo de desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	157
Figura 7.15 Corte transversal del modelo de desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	157
Figura 7.16 Corte transversal de la malla de desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	158
Figura 7.17 Vista 3D del modelo de desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	158
Figura 7.18 Vista 3D de pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	159
Figura 7.19 Vista transversal de pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	159
Figura 7.20 Vista 3D del aumento de pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	160
Figura 7.21 Vista 3D del aumento de pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	160
Figura 7.22 Vista transversal de la malla deformada, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	161

Figura 7.23 Vista 3D de la malla deformada, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 162

Figura 7.24 Vista transversal de los desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 162

Figura 7.25 Vista 3D de los desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 163

Figura 7.26 Vista 3D de los desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 163

Figura 7.27 Vista longitudinal de los desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 164

Figura 7.28 Vista longitudinal del incremento de los desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 164

Figura 7.29 Vista transversal del incremento de los desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 165

Figura 7.30 Vista 3D de los desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 165

Figura 7.31 Vista transversal de los desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 166

Figura 7.32 Vista longitudinal del incremento de los desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia 166

Figura 7.33 Vista longitudinal del incremento de los desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	167
Figura 7.34 Vista 3D del incremento de los desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	167
Figura 7.35 Vista transversal de los desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	168
Figura 7.36 Vista 3D de los esfuerzos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	168
Figura 7.37 Vista 3D de los esfuerzos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	169
Figura 7.38 Vista transversal de los esfuerzos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	169
Figura 7.39 Vista longitudinal de los puntos plásticos, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	170
Figura 7.40 Vista transversal de los puntos plásticos, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	170
Figura 7.41 Vista 3D de la pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	171
Figura 7.42 Vista transversal de la pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia	171

Figura 7.43 Vista transversal de la pérdida de volumen con puntos críticos, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores.
Fuente: Elaboración propia 172

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. RIESGOS GEOLÓGICOS.....	25
TABLA 2.2. VALORES DEL FACTOR D DE HOEK- BROWN PARA TÚNELES EN ROCA.	41
TABLA 2.3. VALORES DE LA CONSTANTE DE HOEK, MI.....	42
TABLA 4.1 CLASIFICACIÓN DE DAÑOS VISIBLES A PAREDES CON REFERENCIA PARTICULAR A LA FACILIDAD DE REPARACIÓN. FUENTE: BURLAND (1995).	92
TABLA 4.2 RELACIÓN ENTRE LA CATEGORÍA DE DAÑO Y ESFUERZO TENSIL LIMITANTE. FUENTE: BOSCARDING & CORDING (1995).....	93
TABLA 6.1. ENSAYOS REALIZADOS. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	133
TABLA 6.2. MUESTRAS ENSAYADAS. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).....	134
TABLA 6.3. RESULTADOS DE ENSAYOS DE CARGA PUNTUAL. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).....	135
TABLA 6.4. RESULTADOS DE ENSAYOS DE DENSIDAD Y ABSORCIÓN. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	135
TABLA 6.5. RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIN CONFINAR.	135
TABLA 6.6. RESULTADOS DE ENSAYOS DE VELOCIDAD DE ONDAS. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	136
TABLA 6.7. PARÁMETROS MEDIOS DEL TIPO LITOLÓGICO DOMINANTE EN CADA UNIDAD. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).....	136
TABLA 6.8. SECTORIZACIÓN DEL TÚNEL. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	137
TABLA 6.9. ZONAS DE RIESGO. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	137
TABLA 6.10. CLASIFICACIÓN RMR SECTOR III. FUENTE: L. ZURBARAN (2007)....	138
TABLA 6.11. CLASIFICACIÓN RMR SECTOR IV. FUENTE: L. ZURBARAN (2007). ..	138

TABLA 6.12. CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE CADA SECTOR. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	139
TABLA 6.13. PORCENTAJE DE CADA CLASE GEOMECÁNICA POR RMR. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	139
TABLA 6.14. RANGOS DE COBERTURA. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	139
TABLA 6.15. TIPOS DE COBERTURA SECTOR III, IV Y V. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	140
TABLA 6.16. ÍNDICE DE COMPETENCIA EN ZONAS DE COBERTURA ALTA. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	140
TABLA 6.17. TIPO DE SOSTENIMIENTO ESTIMADO. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	141
TABLA 6.18. EXCAVABILIDAD SEGÚN LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN. FUENTE: L. ZURBARAN (2007).	142
TABLA 7.1. CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS DEL TRAMO ANALIZADO. FUENTE: IAFE.	143
TABLA 7.2. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS DEL TRAMO ANALIZADO. FUENTE: IAFE.	143
TABLA 7.3. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DE LOS SOPORTES PRIMARIOS BÁSICOS. FUENTE: IAFE.	144
TABLA 7.5. PARÁMETROS DE LOS MATERIALES DEL SUELO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	146
TABLA 7.6. PARÁMETROS DEL REVESTIMIENTO (CONCRETO). FUENTE: IAFE	146
TABLA 7.7. DETALLE DEL AVANCE DEL TÚNEL.	150

INTRODUCCIÓN

El método de los elementos finitos ha llegado a ser una solución numérica en un amplio rango de problemas de ingeniería. En este método de análisis, una región compleja que define un continuo se descentraliza en formas geométricas simples denominadas elementos finitos. La solución de esas ecuaciones nos permitirá obtener un conocimiento aproximado del comportamiento del continuo.

La estructura a considerar en el caso de un túnel es tanto el elemento o elementos materiales aportados por el hombre, como el terreno constitutivo del propio macizo. Puede decirse que el terreno próximo al conducto forma parte de la estructura resistente, con tanta o más incidencia en el proyecto que los materiales que añade el proyectista.

Además del sistema y proceso constructivos, hay otros condicionantes del lugar o del entorno que han de tenerse en cuenta en el proyecto de ingeniería, para comprobar si están relacionados entre sí, planteando problemas adicionales de recurrencia. Pues bien, en el caso de un túnel todo ello no es una mera posibilidad a comprobar, sino que todos aquellos aspectos que influyen están relacionados entre sí, y hay que estudiar su interrelación.

Se puede decir que existió una tendencia muy generalizada entre los Ingenieros, a considerar que todo el problema del diseño de un túnel consistía en el dimensionamiento y cálculos de comprobación de la propuesta estructural. En los últimos años, esta tendencia ha sido modificada para abordar también aspectos relativos a la Geología y Geotecnia del macizo y a su vinculación como parte esencial de la estructura resistente del túnel.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema

Al llevarse a cabo una excavación subterránea se alteran los estados de equilibrio del terreno generándose un reacomodo de esfuerzos hacia un nuevo estado de equilibrio que conlleva a deformaciones en el interior del suelo; el reacomodo de las mismas se refleja en la superficie como asentamientos. La subsidencia o asentamientos superficiales pueden afectar las estructuras circundantes de manera peligrosa.

El sistema ferroviario venezolano, constituirá uno de los mas importantes medios de transporte masivo de personas y carga en nuestro país, en vista del crecimiento acelerado de las grandes ciudades y de la necesidad de una rápida movilización entre las mismas, características de un país en desarrollo.

El ferrocarril ha demostrado ser un medio de transporte rápido para los habitantes de las poblaciones aledañas a la capital como es el caso del Ferrocarril Caracas-Tuy.

El proyecto del sistema ferroviario nacional prevé unir las principales ciudades del país a través de líneas ferroviarias, esto conlleva a la construcción de tramos subterráneos alterando el sistema de esfuerzo natural, los cuales son afectados por los cambios de estados de deformación y esfuerzos del terreno debido a la excavación, estos cambios serán analizados por el Método de los Elementos Finitos donde se podrán elaborar modelos para analizar la subsidencias permitiendo a su vez analizar las distintas soluciones que eviten los desplazamientos verticales y tomando en cuenta las características geotécnicas y geomecánicas así como las interacciones entre el suelo y dichas estructuras.

Es importante señalar que en todo proyecto ingeniería es necesario tener las previsiones constructivas necesarias para su realización. En el caso de la construcción del túnel, las discontinuidades y presencia de agua a lo largo de la construcción son

aspectos relevantes que determinaran la continuidad del mismo. Esto a su vez contribuirá a evitar paradas innecesarias por desconocimiento de la geología y características geotécnicas de la zona, evitando depender del tiempo de autosostenimiento del túnel.

1.2. Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Analizar las deformaciones que se generan durante la construcción del túnel del ferrocarril en el tramo San Juan-Los Flores, aplicando el método de los elementos finitos.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Examinar la información disponible.
- Detallar características geotécnicas y geomecánicas.
- Realizar un modelo geotécnico y geomecánico.
- Calcular las deformaciones superficiales causadas por la excavación en roca dura (meta volcánica).
- Considerar las posibles soluciones.

1.3 Justificación

El área de estudio se encuentra conformada por suelos muy heterogéneos, principalmente suelos provenientes de meteorización y sedimentación de rocas y rellenos que son muy susceptibles a los cambios tensionales.

La ruta del ferrocarril se lleva a cabo en una zona que se es atravesada por una serie de discontinuidades entre las cuales la principal, la representa una falla que con la dirección del alineamiento del ferrocarril. Es primordial llevar a acabo el control de subsidencia en esta zona y principalmente la aplicación de herramientas de mitigación

y soluciones para la protección del sostenimiento del túnel, las cuales pueden ser afectadas por los movimientos verticales generados a raíz de los cambios en los estados de esfuerzos y deformación.

El empleo de análisis en 3D de elementos finitos toma en cuenta los asentamientos en campo, así como la influencia de las propiedades del suelo. Los análisis en 3D de elementos finitos se emplean durante la investigación y evaluación de predicciones de los asentamientos para los cuales se evalúan las simulaciones de deformación. Esto permite elaborar modelos para el análisis de subsidencias permitiendo estudiar las alternativas propuestas que permiten los desplazamientos verticales del terreno.

Estos modelos son una herramienta clave para la realización de esta obra de gran envergadura, ya que a través de este método se toman en cuenta las características geotécnicas y geomecánicas del terreno, así como las interacciones entre el suelo y las estructuras adyacentes a la excavación, generando soluciones cuyo comportamiento puede ser conocido a través de la simulación 3D.

CAPÍTULO II

PROPIEDADES MECÁNICAS DE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE LA ROCA

INTRODUCCION

Las propiedades geomecánicas y el contexto geológico son las principales responsables de las deformaciones que se manifiestan en el macizo rocoso, por ende es necesario conocerlos para poder inferir las deformaciones del macizo rocoso una vez que deje de ser continuo, homogéneo y potencialmente estable por una cualquier intervención al estado natural.

Es vital el conocimiento del contexto geológico que esta involucrado en la intervención debido a que es un factor que debe tratarse con especial cuidado ya que su rango de acción es de gran escala, ya sean favorables o desfavorables en el proyecto de construcción a realizar. El desconocimiento de las condiciones geológicas del macizo rocoso y sus adyacencias podría obviar fenómenos geológicos no constantes en el tiempo que podrían causar daños en la construcción.

Las rocas en un macizo rocoso no se presentan de forma aislada y su comportamiento mecánico también depende de los diferentes tipos de rocas que lo conforman, las estructuras presentes y los estados de esfuerzos a los que son sometidos en su medio natural, como las vistas en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. Riesgos Geológicos

Causa (fenómeno geológico)	Consecuencia
Zonas sísmicas y fallas geológicas	Sismos
Aguas subterráneas	Problemas constructivos, deformaciones y deterioro en la infraestructura
Suelos potencialmente licuables	Hundimiento de terrenos
Laderas potencialmente inestables	Derrumbes
Potenciales flujos torrenciales	Deslaves e inundaciones

Todos estos factores que condicionan al macizo rocoso deben tomarse en cuenta al momento de diseñar una obra de ingeniería. Las características físicas, que se refieren básicamente a la geología y estructura del macizo, se pueden cuantificar pero surge entonces el problema de ¿cómo se puede medir o cuantificar las características geomecánicas de la roca intacta y de todo el macizo rocoso?.

Ya que este ha sido por mucho tiempo un problema con difícil definición de criterio que acompaña a la mecánica de rocas y a medida que pasa el tiempo los proyectos son cada vez más sofisticados y con restricciones de costo y tiempo, entonces, conviene aprovechar las propiedades mecánicas del macizo rocoso para cumplir las exigencias requeridas en la planificación de la obra y así poder generar un modelo especulativo prudente con un margen de error mínimo para predecir las posibles deformaciones en el macizo rocoso que es afectado por la acción de una intervención.

Dando respuesta a esta problemática, surgieron los criterios de resistencia y rotura de las rocas y de los macizos rocosos. Es necesario antes de entrar de lleno en estos criterios mencionar una gama de conceptos relacionados con las propiedades físicas, los cuales han sido tomados de González de Vallejo (2002).

2.1. INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS

Al excavar un túnel se pueden encontrar tres tipos de condiciones naturales que dan lugar a la pérdida de la resistencia del macizo y, por lo tanto, a problemas de estabilidad.

- Orientación desfavorable de las discontinuidades.
- Orientación desfavorable de las tensiones con respecto al eje del túnel.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación a favor de fracturas, acuíferos o rocas carstificadas.

Estas condiciones están directamente relacionadas con los siguientes factores geológicos: estructuras, discontinuidades, resistencia de la roca matriz, condiciones hidrogeológicas y estado tensional.

Por otro lado la excavación de un túnel también genera una serie de acciones inducidas que se suman a las citadas condiciones naturales, como son:

- Pérdida de resistencia del macizo que rodea la excavación como consecuencia de la descompresión creada: apertura de las discontinuidades, fisuras por voladuras, alteraciones, flujos de agua hacia el interior del túnel, etc.
- Reorientación de los campos tensionales, dando lugar a cambios tensionales. Otros efectos como subsidencias en la superficie, movimientos de ladera, cambios en los acuíferos, etc. (ver figura 2.1).

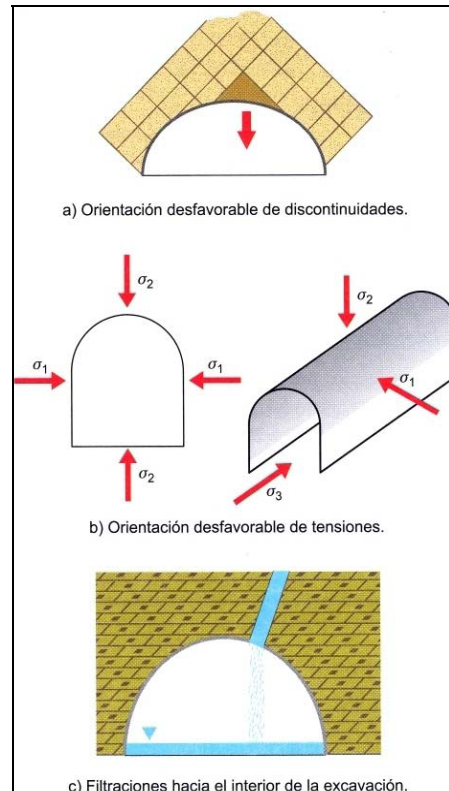


Figura 2.1. Condiciones naturales de inestabilidad en excavación de túnel en roca

La respuesta del macizo rocoso ante las acciones naturales e inducidas determina las condiciones de estabilidad del túnel y, como consecuencia las medidas de sostenimiento a aplicar. Por otro lado, el proceso constructivo también depende de la excavabilidad de las rocas, que asimismo es función de la resistencia, dureza y abrasividad entre otros factores.

2.2.1 La estructura geológica

La estructura geológica es uno de los factores que más influye en la estabilidad de una excavación subterránea. En rocas plegadas y estratificadas la orientación de los estratos condiciona diferentes modos de comportamiento frente a la estabilidad de un túnel, influyendo los siguientes factores:

- Buzamiento de la estructura con respecto a la sección del túnel.
- Dirección de la estratificación con respecto al eje del túnel.

- Tipos de pliegues.

En la figura (2.2) se muestra la influencia de la estructura en la estabilidad del túnel. En general las orientaciones paralelas a la orientación del eje de un túnel son situaciones desfavorables.

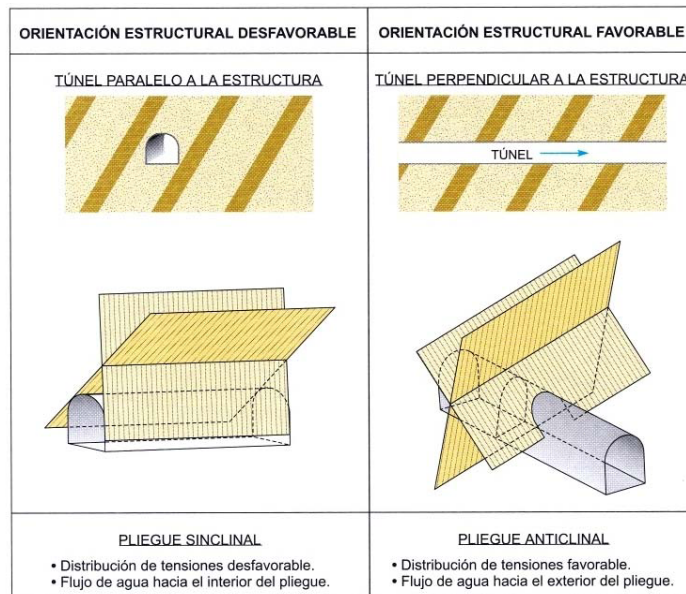


Figura 2.2. Influencia de las estructuras geológicas en la estabilidad de un túnel

Fuente: Gonzalez de Vallejo

2.2. CONCEPTOS BÁSICOS

2.2.1. Fuerzas, P

Las fuerzas son las principales responsables del estado y el comportamiento mecánico del sistema; la fuerza principal que actúa sobre cualquier objeto y en el caso particular en el macizo rocoso es la gravedad y otras fuerzas que también actúan son las originadas por los materiales que lo rodean; estas fuerzas se transmiten directamente por la superficie de contacto y se propagan a cualquier punto del macizo rocoso, estas fuerzas pueden generarse en diferentes direcciones causando deformaciones e inestabilidad pero todo depende del punto de aplicación y de las características de la superficie de contacto del material y el macizo en objeto. Las

fuerzas superficiales pueden ser compresivas o distensivas, según actúen hacia dentro o hacia fuera del punto de aplicación.

2.2.2. Esfuerzo, σ

Se define como la relación interna de un cuerpo a la aplicación de una fuerza o conjunto de fuerzas, y es una cantidad que no se puede medir directamente, ya que el parámetro físico que se mide es la fuerza. Si la fuerza actúa uniformemente en una superficie, el esfuerzo o tensión indica la intensidad de las fuerzas que actúan sobre el plano. Por tanto, a diferencia de las fuerzas carece de sentido hablar de esfuerzo actuando sobre un punto.

Es importante señalar que el esfuerzo sobre un plano no varía si la fuerza es aplicada uniformemente sobre éste, pero si esto no sucede, es decir que la fuerza no se aplica de manera uniforme sobre todo el plano, el esfuerzo variará para las diferentes áreas del mismo. Al igual que las fuerzas, los esfuerzos compresivos son positivos, y los distensivos o traccionales, son negativos. El esfuerzo se puede representar como un vector σ , y como tal puede descomponerse en sus componentes normal σ_n y tangencial τ o σ_t .

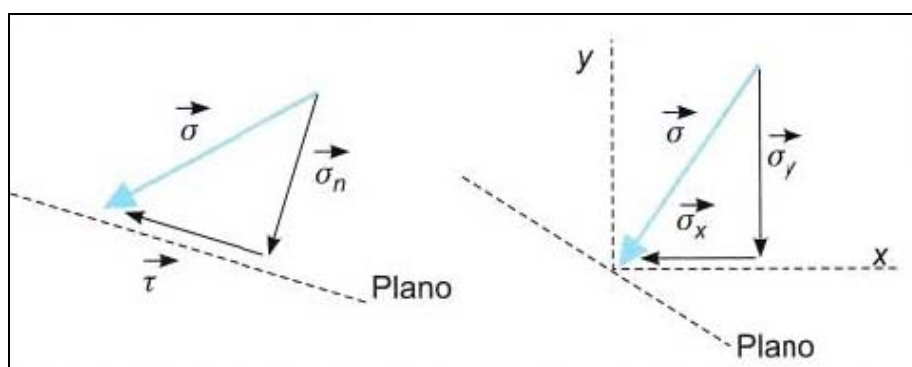


Figura 2.3. Esfuerzos sobre un plano. Fuente Gonzalez de Vallejo (2002).

2.2.3. Estado de esfuerzos

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

2.2.4. Deformación, ϵ

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

2.2.5. Resistencia pico y resistencia residual, σ_p y σ_r

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

2.2.6. Rotura

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

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

- Rotura por esfuerzo cortante, se produce cuando una determinada superficie de la roca se somete a esfuerzos de corte suficientemente altos como para que una cara de la superficie se deslice con respecto a otra; ejemplo, la rotura a favor de discontinuidades.
- Rotura por compresión, se produce cuando la roca está sometida a esfuerzos compresivos, y a nivel microscópico se producen en la roca grietas de tracción y planos de corte por donde se producirá la rotura.
- Rotura por tracción, se produce cuando la forma o estructura del macizo rocoso hace que una sección de la roca se someta a una tracción pura o casi pura.

2.2.7. Fractura

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

2.2.8. Cohesión, c

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

2.2.9. Ángulo de fricción interna, ϕ

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

2.3. ESFUERZOS, Y DEFORMACIÓN DE LAS ROCAS

Las rocas pueden estar sometidas a diversos esfuerzos y estados de esfuerzos. En condiciones naturales, un núcleo de roca intacta puede estar sometido a esfuerzos como los mostrados en la figura 2.4, donde σ_1 es el esfuerzo principal mayor y σ_3 es el esfuerzo principal menor ($\sigma_1 > \sigma_3$). Adicionalmente, también se encuentran sometidas a esfuerzos tangenciales τ , ocasionados por la tracción entre las partículas de rocas o en las discontinuidades. A continuación se muestra un testigo de perforación del macizo rocoso del túnel San Juan donde se esquematizan los esfuerzos.

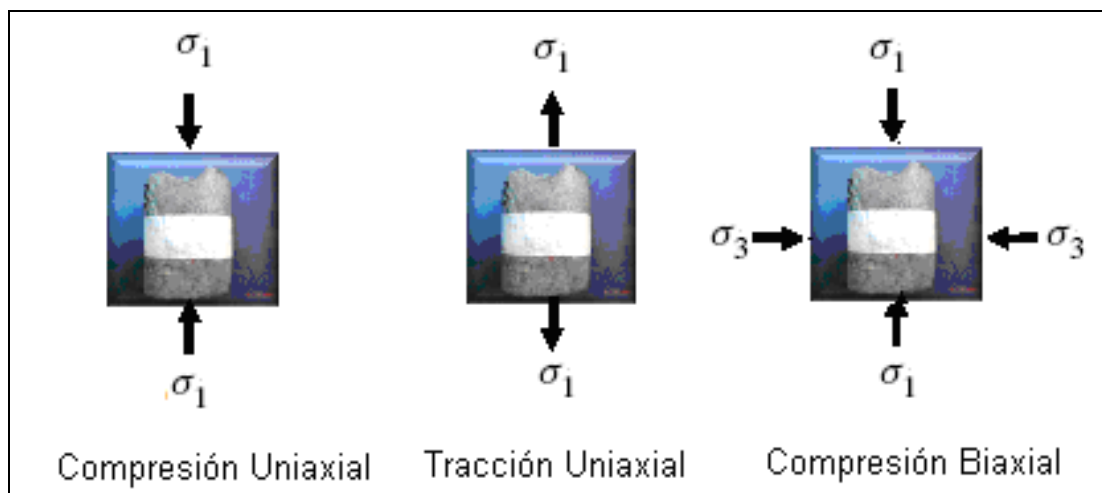


Figura 2.4. Diferentes estados de tensiones sobre muestras de laboratorio.

Debido a que estos esfuerzos a los que se ven sometidos las rocas le ocasionan ciertas deformaciones que influyen directamente sobre sus propiedades mecánicas, es importante conocer las relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones para poder predecir la magnitud de éstas.

Conociendo la resistencia a los esfuerzos a la que se ve sometido un material rocoso y las leyes que rigen su rotura y deformación, surgen los llamados criterios de resistencia o rotura, los cuales son expresiones matemáticas que buscan establecer

una relación entre los esfuerzos aplicados, la resistencia del material y sus deformaciones, así como de otros parámetros representativos de las rocas. Estos criterios son empíricos, y están basados en una serie de experiencias en campo y en laboratorio, entre los más utilizados en la mecánica de rocas se encuentran los de Hoek y Brown y los de Morh-Coulomb.

Los principales parámetros de las rocas que emplean estos criterios y que se detallarán más adelante, son:

- La resistencia a la compresión sin confinar o compresión uniaxial
- La resistencia a la compresión confinada o triaxial
- La resistencia a la tracción

Todos estos parámetros se obtienen mediante ensayos de laboratorio en núcleos de roca intacta, donde a medida que se aplica una fuerza en forma gradual se va produciendo una deformación que puede ser en el mismo eje en que se aplica la fuerza (deformación axial) o en un eje perpendicular a la aplicación de la fuerza (deformación transversal o diametral), y que pueden ser medidas mediante la instalación de mecanismos especiales en la muestra. Durante el ensayo, se van registrando los esfuerzos y las deformaciones que se producen en la muestra de roca en diferentes intervalos del ensayo, entonces, se puede dibujar la curva esfuerzo-deformación, como la que se muestra en la figura 2.5.

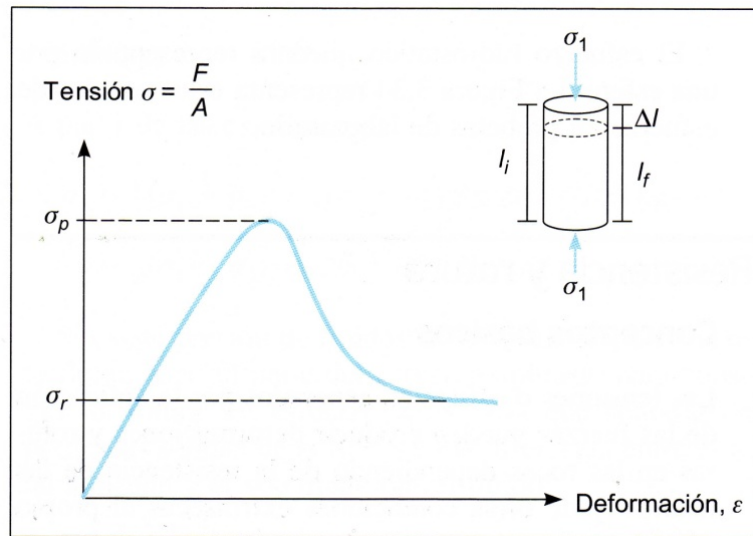


**Figura 2.5. Curva completa tensión-deformación con los valores correspondientes a la resistencia pico (σ_p) y a la resistencia residual (σ_r).
Fuente: ISRM (1981)**

La rama ascendente de la curva, antes de que se alcance la resistencia pico, presenta un comportamiento lineal o elástico para la mayoría de las rocas. En este campo elástico, la deformación producida es proporcional al esfuerzo y se cumple la siguiente relación:

$$E = \sigma / \varepsilon_{ax}$$

Donde:

E , es la constante de proporcionalidad conocida como módulo de Young o módulo de elasticidad

σ , es el esfuerzo generado

ε_{ax} , es la deformación axial de la muestra de roca

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

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{ax}}$$

donde

ε_t es la deformación transversal o diametral de la muestra ensayada.

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

- a) **Frágil**, las deformaciones que se presentan en la roca son elásticas y su resistencia disminuye de forma drástica y casi instantánea hasta alcanzar un valor cercano al cero, es típico de rocas duras y resistentes. Generalmente la rotura se produce a través de los planos de debilidad.
- b) **Frágil-Dúctil**, las deformaciones son elásticas y plásticas no recuperables, la resistencia de la roca disminuye hasta un cierto valor luego de haber alcanzado deformaciones importantes, este comportamiento lo presentan las discontinuidades rocosas o materiales arcillosos sobreconsolidados.
- c) **Dúctil**, predominan las deformaciones plásticas y la resistencia no se pierde aún después de grandes deformaciones sino que se mantiene constante. La rotura se produce de forma progresiva y a través de numerosos planos que se van generando a medida que se aumenta la deformación; es un comportamiento típico de las sales y otros materiales blandos.

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

2.4.1. Criterio de Mohr-Coulomb

El criterio de Mohr-Coulomb para la roca intacta es un criterio lineal que expresa la resistencia al corte a lo largo de un plano en un estado triaxial de tensiones,

obteniéndose la relación entre los esfuerzos normal y tangencial actuantes en el momento de la rotura mediante la siguiente expresión matemática:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

donde: c es la cohesión, σ_n la tensión normal sobre el plano de rotura y ϕ el ángulo de fricción de la roca intacta.

Este criterio también se puede expresar en función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3

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

Para el plano crítico de rotura ($\theta = 45^\circ + \phi/2$), la expresión anterior se reduce a:

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

En condiciones de compresión sin confinar, es decir donde $\sigma_3 = 0$, σ_1 será la resistencia a la compresión simple de la roca ($\sigma_1 = \sigma_c$):

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

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

$$\sigma_3 = -\sigma_t = -\frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi}$$

La representación gráfica de los estados de esfuerzos en un punto recibe el nombre de círculo de Mohr (figura 2.6); las intersecciones del círculo con el eje σ_n

son los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , el radio del círculo representa el máximo esfuerzo tangencial τ . Cualquier punto del círculo representa el estado de esfuerzos sobre un plano cuya normal forma un ángulo θ con la dirección del esfuerzo principal σ_1 .

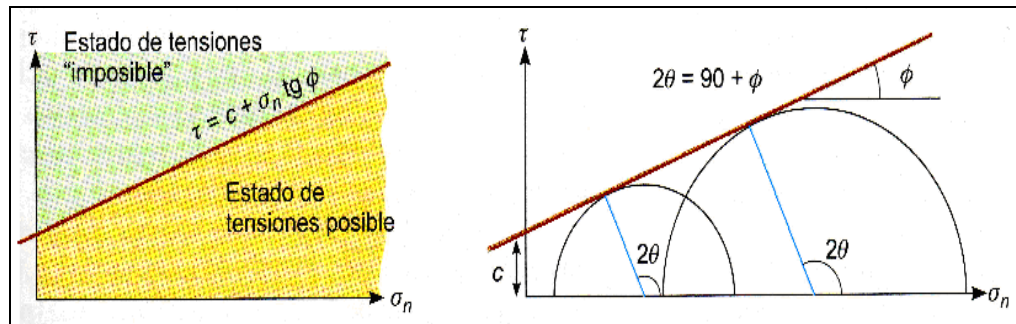


Figura 2.6. Criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb y su envolvente en términos de esfuerzos normales y tangenciales. Fuente: ISRM (1981)

2.4.2. Criterio de rotura de Hoek y Brown

Este criterio fue propuesto en 1980 por los doctores Evert Hoek y Edwin Brown y modificado posteriormente a fin de ajustarse a las necesidades de los usuarios quienes lo aplicaron a problemas particulares que no fueron considerados cuando se desarrolló el criterio original. Este método permite obtener estimados de la resistencia de los macizos rocosos diaclasados (fig 2.7), basado en su macroestructura y en la condición de las superficies de discontinuidad. Para poder aplicar el método a macizo rocosos de muy mala calidad, se requirieron cambios adicionales y además el desarrollo de un nuevo sistema de clasificación llamado el Índice de Resistencia Geológica (GSI), mencionado anteriormente.

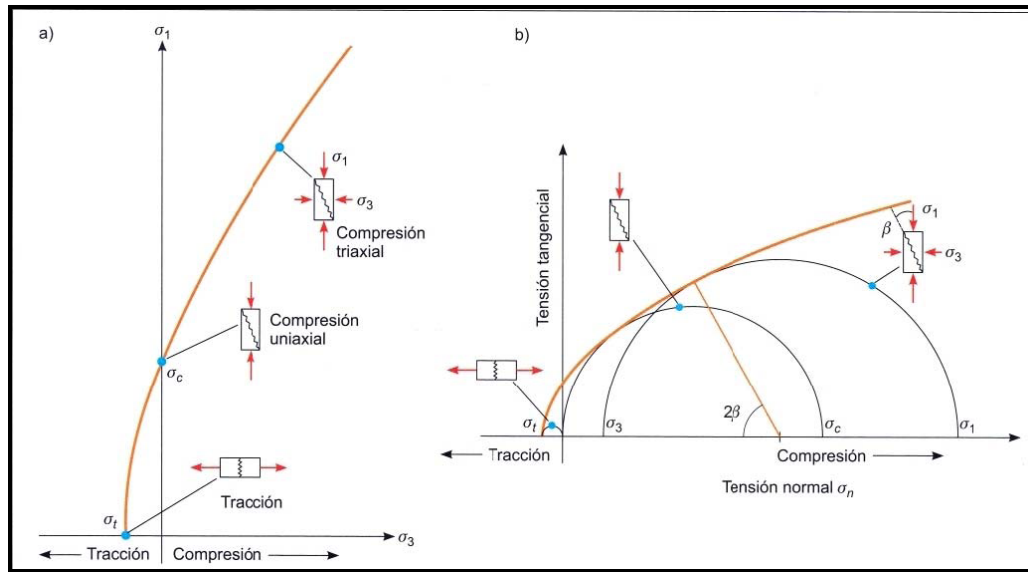


Figura 2.7. Envolventes de rotura del criterio de Hoek y Brown (1980) en función de los esfuerzos principales (a) y de los esfuerzos normal y tangencial (b)

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

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

Donde:

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

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

m_b es un valor reducido de la constante de los materiales m_i cuyo valor se puede determinar mediante la tabla 2 o a través de la siguiente ecuación:

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

Donde:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabla 2.2. Valores del factor D de Hoek- Brown para túneles en roca.

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

Fuente: Hoek (2004)

Tabla 2.3. Valores de la constante de Hoek, m_i

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

(Adaptada por P. De Marco, 2003)

() Los valores entre paréntesis son estimados.

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

Fuente: De Marco (2003)

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DE TÚNELES

3.1. EL PROYECTO DE UN TÚNEL

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

3.2. TRAZADO

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

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

bien argumentado en el proyecto las razones de la elección, para evitar en lo posible que se cambie ese trazado durante la fase de construcción.

3.3. FORMA

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

En cuanto a la geometría, las formas circulares trabajan mucho mejor que las ovaladas y las rectangulares. Las formas de la sección influyen en el estado tensional que se desarrolla alrededor del túnel; y se debe evitar que aparezcan zonas traccionadas, que descomprimen el terreno y facilitan que se desprendan masas inestables de roca. En este aspecto influyen también la cobertura, el coeficiente de empuje al reposo K_0 y por supuesto, la calidad del terreno.

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

Para ello se pueden tantear bóvedas de un único radio o policéntricas. En este punto se debe tener en cuenta las necesidades de ventilación, consideradas en las condiciones de seguridad adecuadas al tipo de explotación que tendrá el túnel. Si la estabilidad del túnel exige la construcción de una contrabóveda, ésta deberá aproximar más aún la forma del túnel al círculo. Con terrenos de peor calidad, la forma del túnel influye más en la estabilidad de la excavación; por lo que una mejor forma, minimiza los elementos estructurales del sostenimiento y hace más seguros los trabajos. Una ilustración de la sección de un túnel y las partes que lo conforman, se presenta en la figura 3.1.

En los últimos años se están construyendo túneles de mayor sección: autopistas, ferrocarriles, estaciones de metro, por citar algunas. El tamaño de la sección genera unas dificultades que no son linealmente proporcionales: incremento de los volúmenes de roca inestables, estados tensionales que se desarrollan, longitud mayor

de pernos, etc., hay que tener en cuenta que cuanto mayor sea la excavación, mayor será el volumen de terreno que se ve implicado.

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



Figura 3.1. Sección de un túnel
Fuente: González de Vallejo (2002)

3.4. MÉTODO CONSTRUCTIVO

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

En los métodos convencionales se solía excavar la sección en diferentes fases, de manera que cada una de ellas sea estable y los problemas durante la excavación sean fácilmente dominados. Si esto no ocurre, y los avances se hacen con graves

dificultades, se deberá considerar la necesidad de técnicas especiales como paraguas de protección, tratamientos del terreno, drenaje, y otros.

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

Por criterios de seguridad, pero también de rendimiento, e incluso a veces económicos, se están construyendo cada vez más túneles con máquinas tuneladoras. Habitualmente hasta ahora, estas máquinas se estaban utilizando para rocas solamente en túneles hidráulicos, por su pequeño diámetro.

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

3.5. GEOLOGÍA

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

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

para realizar sondeos concretos, costo y tiempo requerido para hacer el número de prospecciones ideales, falta de apoyo topográfico, por citar algunas. Estas dificultades para realizar en el proyecto un estudio geológico adecuado, deberán ser siempre resueltas, o por menos en parte. Pero aunque no se consiga del todo, conviene ser consciente del grado real de conocimiento, indicarlo en el proyecto, y procurar ampliar el estudio antes de iniciar la construcción o durante la misma. Debe admitirse que no se llegará a tener un conocimiento bueno del terreno alrededor del túnel hasta completar la construcción (en que normalmente se irá observando el frente de excavación), y a veces ni siquiera durante la misma (por complejidad de la propia geología, o por la metodología de la excavación: tuneladora de frente cerrado o rozadora que enmascara las características de la roca)

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

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

3.6. GEOTECNIA

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

Estos estudios se apoyan necesariamente en los trabajos previos de geología, como base para poder interpretar y extrapolar los datos puntuales procedentes de la investigación geotécnica. La investigación geotécnica suele realizarse al tiempo de la geológica, aprovechando los sondeos mecánicos de reconocimiento. Pero es aconsejable hacer esta investigación al menos en dos fases: reservando una parte de los recursos disponibles para incidir o acotar un problema detectado en la primera fase.

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

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

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

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

3.7. SOSTENIMIENTO O SOPORTE PRIMARIO

Es el que hace estable la excavación, permite avanzar la construcción y debe permanecer seguro hasta que se finalice la ejecución del revestimiento definitivo, en caso de existir éste, de lo contrario deberá considerarse como definitivo.

Con métodos convencionales de ejecución, se suele colocar un sostenimiento que confíne suficientemente al terreno, con el fin de conseguir que se desarrolle la capacidad portante del mismo. En función de las características del terreno, la deformación producida (en el sostenimiento y hasta que éste se coloca) puede condicionar la estabilidad de la excavación, por lo que se debe considerar este aspecto y limitar la deformación máxima cuando proceda.

Los elementos estructurales necesarios para configurar un sostenimiento pueden ser varios, por lo que su utilización (combinada o no) permite conseguir una amplia gama de tipos de sostenimientos (capacidad portante, rigidez, facilidad en la ejecución, costo), que según el terreno convendrá utilizar mejor unos u otros.

Estos elementos deben ser fáciles de colocar, con los medios adecuados, para que la excavación permanezca el menor tiempo posible sin sujetar. Además, en el momento de elegir el tipo de sostenimiento, se considera la seguridad del personal durante la ejecución del mismo, en función de la estabilidad de la excavación sin sostener.

Los elementos estructurales utilizados con métodos de excavación convencionales son los que a continuación se exponen. En la figura 3.2 se presenta, a título de ejemplo, una sección tipo de sostenimiento con varios de estos elementos.

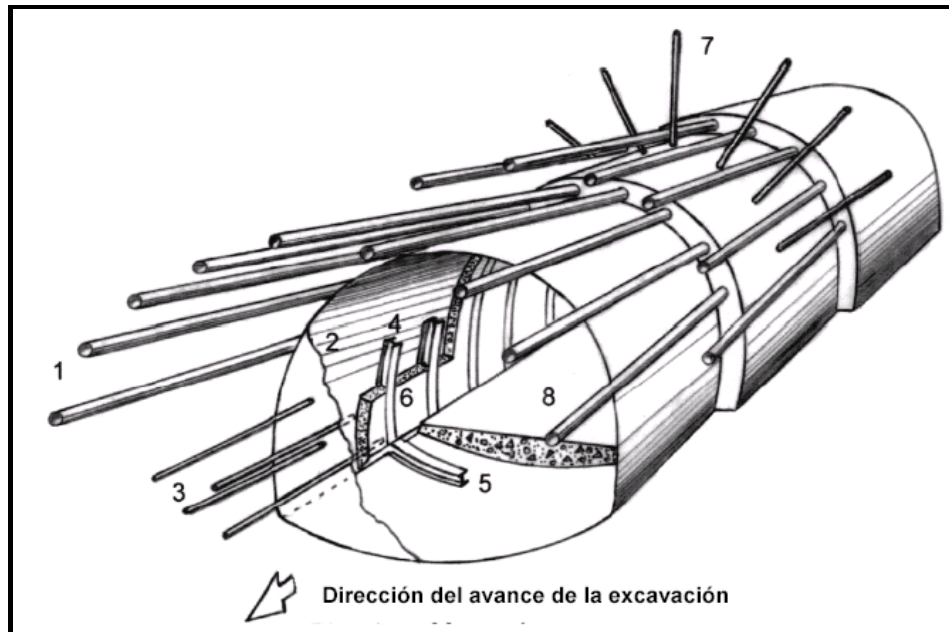


Figura 3.2. Sección completa de la excavación de un túnel mostrando los diferentes sostenimientos aplicables:

- 1) Micropilotes en paraguas, 2) Concreto proyectado, 3) Vidrioresina, 4 y 5) Costillas de acero, 6) Concreto proyectado con fibras de acero, 7) Anclajes, 8) Arco invertido o Contrabóveda.

Fuente: Hoek (2001)

3.7.1. Anclaje mediante pernos o bulones

En general aseguran que la roca trabaje mejor: cosen planos, y hacen al macizo rocoso más homogéneo. Son muy útiles para sujetar masas individualizadas por discontinuidades del macizo.

Cuanto más competente sea la roca mejor actúan los pernos; se perforan con menos dificultad y el anclaje se consigue rápidamente con resinas. Además, si la fracturación no es muy repetitiva, las cuantías necesarias son ligeras. Pero si la roca es de mala calidad (por una excesiva fracturación y/o meteorización, o por una baja resistencia de la matriz) los pernos solos no son

3.7.2. Dirección del avance de la excavación suficiente, a parte de que su ejecución presenta mayores dificultades durante la perforación, y puede ser necesaria la utilización de morteros o lechada para el anclaje.

Su longitud máxima está condicionada por la sección de excavación, y por la maquinaria disponible. En túneles carreteros o ferroviarios se utilizan habitualmente hasta 4 m ó 6 m en casos especiales. Esta longitud condiciona lógicamente la profundidad del terreno afectado por los pernos, por lo que en túneles de grandes secciones hay que asegurar si estas longitudes son suficientes, o por el contrario hay que aumentarlas (con las consiguientes dificultades constructivas) o suplir con otros elementos estructurales.

Los pernos o bulones en los túneles suelen ser siempre pasivos, con variedad de materiales (metálicos, fibra de vidrio) y anclajes (resinas, lechada de cemento, mecánicos). Deben ser rápidos y fáciles de colocar.

3.7.3. Anclajes

Cuando la longitud de los anclajes necesarios supera la longitud máxima posible de las barras de pernos, o cuando se requieren anclajes activos, se recurre a la utilización de cables o barras especiales, de forma similar a los utilizados en taludes o muros anclados.

Dada su dificultad de ejecución, estas soluciones son solo aplicadas en zonas puntuales de especial complejidad, y cuando no se encuentran otras soluciones efectivas.

3.7.4. Concreto proyectado

Es un elemento fácil de colocar, rápido y muy versátil para diversas situaciones. Por ello se utiliza mucho, si bien conviene conocer sus limitaciones: tanto por su concepto, como por las dificultades de conseguir una buena calidad en la ejecución.

Conceptualmente es un recubrimiento de concreto que se coloca sobre la roca, siguiendo las formas de ésta, para dar un confinamiento al terreno. Según las irregularidades de la excavación será más o menos difícil conseguir una forma en el

concreto proyectado capaz de trabajar como un arco que soporte los empujes transmitidos por el terreno, especialmente por masas de roca inestable.

Si la función encomendada al concreto proyectado es la de sujetar pequeños bloques de roca y/o evitar la degradación del terreno, con pequeños espesores y con formas irregulares cumple perfectamente esta misión. Pero si el proyecto considera a este elemento estructural como un arco, deberá asegurarse durante la construcción que se ha conseguido, lo cual obligará muchas veces a colocar volúmenes de concreto muy por encima de la medición teórica. Para asegurar la forma de la sección se puede utilizar el concreto proyectado conjuntamente con costillas metálicas. No es conveniente la utilización del concreto proyectado cuando se requieren grandes espesores, salvo que se asegure una ejecución muy buena que evite la formación de juntas (proyectando cada capa antes del final de fraguado de la anterior, lo cual es difícil), pues esto supone una estructura “hojaldrada” del concreto con un comportamiento muy diferente al propio del concreto teórico.

No hay que olvidar otras dificultades de construcción, como son: asegurar el apoyo del pie en los hastiales, evitar segregaciones de agregados, mantener la dosificación correcta durante toda la obra, el uso de algunos aditivos pueden provocar una pérdida de resistencia a largo plazo.

El concreto proyectado puede armarse con mallas metálicas o con fibras.

Ambos son teóricamente similares y válidos para el proyecto, si bien presentan sus peculiaridades en la puesta en obra con ventajas e inconvenientes.

3.7.5. Concreto vaciado

Cuando se deben colocar grandes espesores de concreto, es frecuente recurrir al concreto vaciado (con encofrados perdidos o no) en vez del proyectado. Esta solución obliga a que la excavación sea estable durante el tiempo que duran los trabajos de saneo, encofrado y el vaciado del concreto.

Teóricamente es un procedimiento perfectamente válido, si bien tienen algunos inconvenientes como son: la posibilidad de dejar huecos detrás (especialmente en la bóveda), se crean abundantes juntas transversales, lento de ejecución.

3.7.6. Costillas

Las costillas son elementos que aportan un soporte al terreno desde que son colocadas (sin tiempos de espera como el fraguado del concreto), y utilizadas con concreto proyectado proporcionan un armado del mismo.

Tienen varias ventajas como: asegurar la forma del túnel, facilitar la ejecución con el gálipo correcto, asegurar los espesores de concreto proyectado (la propia costilla sirve de referencia) y proporcionar una pronta defensa en el frente ante caídas del techo.

Tienen pocos inconvenientes, pero el mayor es el tiempo que requiere su colocación, por lo que se debe asegurar un mínimo el techo (con un sellado de concreto proyectado, pernos) antes de colocar la costilla, para que los equipos estén protegidos.

3.7.7. Solera provisional y contrabóveda

Cuando el terreno empuja sobre el sostenimiento, y éste soporta grandes esfuerzos horizontales y/o verticales, puede ser necesario cerrar por abajo, para que la estructura que estamos colocando para resistir, efectivamente lo haga. El sostenimiento y el revestimiento son unos arcos que deben estar bien apoyados, de forma que ni se muevan verticalmente (por hincado en el terreno, rotura de éste, u otros) ni horizontalmente (por falta de reacción en el intradós).

Cuando se excava en varias fases, y se producen grandes deformaciones en alguna de ellas, se deben controlar con eficacia. Si otras soluciones (pernos o anclajes, mejorar el apoyo del sostenimiento) no son eficaces, se debe adoptar ésta sin miedos al evidente costo que supone colocar un elemento que habrá que eliminar en otra fase posterior. Si es en la fase con la excavación total finalizada, se construye cerrando el sostenimiento primero y también el revestimiento definitivo.

Tienen otras ventajas como son: evitar la degradación del terreno en la solera con el paso de vehículos y del agua, evitar igualmente la degradación en la zona de apoyo de los hastiales, favorecer el tránsito de camiones, entre otros.

El mayor inconveniente es el costo (que queda perfectamente justificado cuando se evitan problemas de mayores consecuencias), y también la interferencia sobre el tráfico.

3.7.8. Paraguas de protección

Cuando la excavación en el avance es muy inestable, se pueden utilizar paraguas de protección. Estos pueden estar formados por barras, tubos, u otros elementos, y se colocan sensiblemente horizontales alrededor de la sección a excavar, en perforaciones realizadas desde el frente. En función de las cargas que se desean sujetar, se utilizan elementos más o menos resistentes, pero siempre deberán trabajar como vigas bi-apoyadas. Para conseguir esto se debe colocar una costilla bajo el extremo visto, antes de iniciar la excavación bajo el paraguas, y después en cada pase que se de. Si los elementos del paraguas son más cortos que la zona conflictiva, se deberán solapar diversos paraguas.

El mayor inconveniente es la sobre excavación necesaria al inicio (por el espacio necesario para las perforaciones), así como las que necesariamente se van produciendo por la divergencia del paraguas respecto al túnel.

3.7.9. Drenaje profundo

No es propiamente un sostenimiento, pero se debe tener en consideración, pues permite eliminar el agua (o la presión) antes de llegar a un punto en que pueda causar graves trastornos o impida avanzar con seguridad. También puede ser muy eficaz cuando hay mucha agua, para facilitar el fraguado del concreto proyectado, y evitar su arrastre.

3.8. REVESTIMIENTO

El revestimiento del túnel constituye su acabado final, y sus características dependen principalmente de su función y de los requerimientos de soporte estructural que se tenga. Como lo indican Bickel y Kuessel (1982), todos los túneles, excepto los túneles para minería excavados en roca competente, requieren de un revestimiento estructural.

Al hablar del revestimiento de un túnel se refiere al tratamiento que debe hacerse luego de la excavación y luego de haber estabilizado el macizo rocoso mediante el sostenimiento; el revestimiento en muchos casos se entiende como un sostenimiento permanente para el cual se deben realizar cálculos a nivel estructural que garanticen el sostenimiento de la excavación a largo plazo.

Cuando se selecciona un revestimiento, como lo indican Megaw y Bartlett (1988), éste debe ser capaz de ofrecer una construcción segura y económica, y adaptarse a posibles variaciones y contingencias imprevistas que pudieran presentarse durante la obra. En la mayoría de los casos, el revestimiento de un túnel se coloca con dos fines principales que son:

- 1) Estructuralmente para contener y soportar el terreno, en cuyo caso deberá cumplir con los siguientes requisitos:
 - a) Proporcionar el soporte estructural necesario.
 - b) Impedir o ayudar a controlar la entrada de agua a la excavación, o su salida.
 - c) Garantizar la regularidad geométrica de la excavación y mantener su sección transversal.
- 2) Operacionalmente para proporcionar una superficie interna que sea adecuada a las funciones destinadas para el túnel, y facilitar la ventilación natural dentro de éste.

Podría decirse que el principal motivo por el que se utiliza el revestimiento estructural en túneles es para que actúe como soporte o absorba las cargas que se estimen sean ejercidas por la roca circundante a largo plazo; debido a que como ya se dijo, cuando se excava un túnel el equilibrio en el que se encuentra la roca se ve alterado, y se debe

establecer un nuevo patrón de esfuerzos mediante la ayuda de estructuras de apoyo. Estas estructuras son más necesarias en terrenos blandos, plásticos y heterogéneos, que en roca sólida y homogénea; debido a que en los primeros un agujero de forma circular, que en este caso es un túnel, se deformará hasta una elipse donde el eje mayor sea el horizontal debido a la presión hidrostática ejercida.

La geometría de la sección del túnel debe mantenerse regular aún bajo la acción de las cargas impuestas por el terreno, y la forma de arco es la que mejor soporta estas cargas. Es por esta razón que la gran mayoría (por no decir la totalidad) de los túneles que se excavan presentan forma de arco en su techo o clave; lo ideal es que sean circulares en su totalidad para que se distribuyan mejor las cargas, aunque es muy común la excavación de túneles en forma de herradura. Cuando el terreno es blando y poco competente se presentan deformaciones significantes en la sección excavada; si se emplea un revestimiento rígido circular, éste resistirá la distorsión y se verá a su vez sometido a grandes esfuerzos de flexión, mientras que si se emplea un revestimiento flexible, tomará la forma de la elipse pero desarrollará una presión pasiva en el terreno donde se desplazará hacia arriba la roca o suelo, actuando en forma compuesta con éste y ofreciendo un diseño más delgado y ligero; claro está que estas deformaciones deben estar debidamente previstas y calculadas manteniendo siempre un factor de seguridad que no ponga en riesgo la estabilidad de la excavación.

También es muy importante mantener la impermeabilidad del túnel excavado, aunque es muy difícil alcanzarla sólo con la aplicación del revestimiento estructural y hay que emplear otros métodos de impermeabilización que implican generalmente elevados costos. En algunos casos es tolerable algo de presencia de agua, pero debe tenerse extremo cuidado en que ésta nunca alcance los cables y equipos eléctricos; más bien deben disponerse drenaje o canales para conducirla fuera del túnel

Entre los principales métodos empleados en el revestimiento de túneles, se encuentran:

- . Concreto vaciado *in situ*
- . Concreto proyectado

- . Segmentos prefabricados metálicos.
- . Segmentos de concreto prefabricado o dovelas

3.8.1. Concreto vaciado in situ

El concreto vaciado o concreto armado, es una de las formas de revestimiento de túneles más usadas, ya que tiene la ventaja de que se puede diseñar con la forma que se desee para la sección transversal. Por lo general se vacía utilizando armaduras móviles o encofrados como molde, e incorporando soportes permanentes como puede ser un armazón hecho con cabillas de acero que se van armando desde un murete guía.

El vaciado del concreto puede realizarse primero en el techo y luego en los hastiales, aunque es ventajoso vaciar primero el piso para tener un apoyo continuo para las armaduras principales.

En roca sana o cuando se ha aplicado un sostenimiento, la fase de revestimiento es posterior a la de la excavación (si no hay ningún condicionante de plazo) ya que el solape o continuidad de ambas fases da lugar a interferencias; además, el rendimiento del revestimiento se encuentra limitado por el avance de la excavación, repercutiendo en aquél las incidencias de ésta.

Si el plazo lo impone, pueden irse haciendo simultáneamente la excavación y el revestimiento, adoptando las medidas oportunas para pasar los medios de excavación y desescombro a través del encofrado y al mismo tiempo abastecer de concreto las labores de revestimiento. En secciones amplias esta simultaneidad es posible, ya que existe espacio para moverse holgadamente. En secciones pequeñas se complica por razones de espacio y las interferencias se amplían a todas las actividades. En condiciones difíciles puede ser aconsejable el avance simultáneo de excavación y revestimiento.

Si el revestimiento ha de avanzar intermitentemente, al mismo ritmo que lo hace el frente de excavación. El número de elementos de encofrado o módulos parciales a emplear viene determinado por el tiempo de fraguado y rendimiento de avance; generalmente los módulos parciales, cuya longitud oscila alrededor de 6 a 12 m, se

mueven independientemente y, si es necesario, se acoplan formando el módulo total a vaciar. En grandes secciones se utilizan hasta 4 módulos. Cada módulo parcial es trasladado mediante un carretón manual o automotriz que debe permitir el paso de los medios de excavación y desescombro así como de la tubería de ventilación; el primer módulo encofrado solapa con el revestimiento anterior y en el último se coloca un forro frontal. Cuando el tiempo de fraguado lo pide o la distancia al frente de excavación está limitada, el encofrado debe ser telescópico. El vaciado se hace alternativamente por ambos hastiales de forma que la altura sea del mismo orden y finalmente se cierra en clave.

Cuando la excavación y el revestimiento son independientes, como en el caso de roca sana o sostenida, el revestimiento puede ser continuo; en este caso, el encofrado tiene que ser telescópico y además el equipo de colocación de concreto debe permitir el movimiento de los módulos de uno a otro extremo. El número de módulos, de longitud similar a la indicada, y viene impuesto por el rendimiento deseado, así como por los tiempos de desencofrado y duración de la actividad desencofrado - encofrado de cada módulo.

Cada módulo parcial se mueve independientemente, mediante un carro portaencofrados automotriz y mecanizado que desencofra, traslada y encofra, enlazándose los módulos entre sí de forma que proporcionan un encofrado continuo sin más cierre frontal que las paradas de fin de semana o cuando se desee. También el concreto se coloca alternativamente por cada hastial, avanzando por tongadas inclinadas sin cierre de clave. Generalmente los encofrados deben llevar ventanas distribuidas de tal forma que permitan la colocación y vibrado del concreto.

Como medios de colocación se emplean la bomba y el transportador neumático; la tendencia actual se orienta hacia la utilización de la primera e, incluso, algunas especificaciones proscriben el empleo del segundo.

3.8.2. Concreto proyectado

El concreto proyectado, tal como lo indican Megaw y Bartlett (1988), es una técnica muy utilizada como soporte del terreno, bien sea solo o en combinación con métodos como la colocación de anclajes en la roca, las costillas arqueadas de acero y refuerzo con malla o elementos de fibra; que consiste en proyectar sobre la roca un concreto a gran velocidad, que es transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente mediante una boquilla sobre un soporte.

El concreto se aplica a la superficie de la roca con espesores variables que pueden estar entre los 30 y 80 mm, sin que este valor sea una limitante, en todo caso dependerá de la calidad de la roca. Generalmente está constituido por agregados de hasta 12 mm, cemento, agua y aditivo para un secado rápido (de apenas unos pocos minutos), los cuales se mezclan y se proyectan o se lanza a gran velocidad sobre la superficie de la roca; si el proceso es *seco*, todos los componentes a excepción del agua, son previamente mezclados hasta conseguir una perfecta homogeneidad y el agua es incorporada en la boquilla de salida, y desde ahí la mezcla ya húmeda se proyecta. Si el proceso es *húmedo*, todos los componentes del concreto incluyendo el agua, son mezclados antes de ser incorporados a la manguera que los transportará hasta la boquilla de salida (ver figura 3.3).

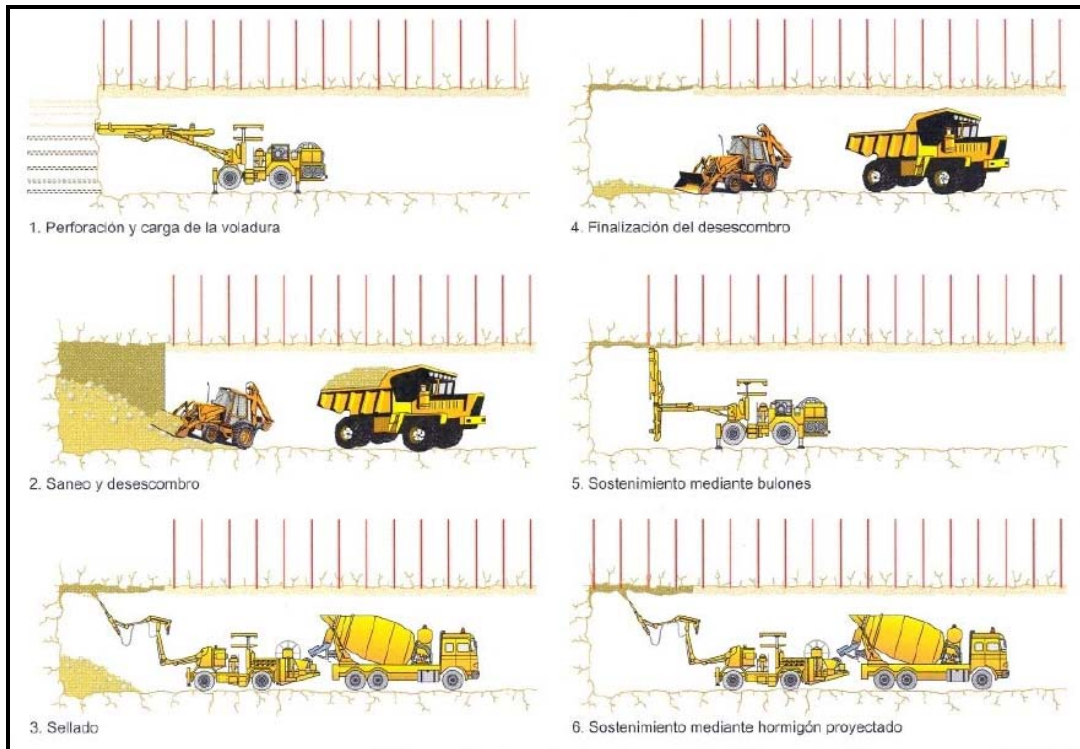


Figura 3.3. Colocación del Shotcrete (concreto proyectado) en la construcción de un túnel. Fuente: González de Vallejo (2002)

El concreto proyectado no debe tratarse como un elemento estructural independiente sino como una parte integrante de un grueso cilindro de roca, como lo plantea el Nuevo Método Austriaco para la Construcción de Túneles (N.A.T.M, por sus siglas en inglés), cuyo principio básico es determinar y controlar el desarrollo de los esfuerzos y deflexiones, y su interacción con los soportes y el revestimiento para establecer dentro de la roca circundante un anillo resistente a la carga.

3.8.3. Anillos metálicos

Este tipo de revestimiento consiste en segmentos metálicos que forman un anillo los cuales son posteriormente llenados con concreto, los anillos se unen entre sí por medio de pernos y a la vez son unidos al anillo terminado anteriormente. Por lo general el anillo esta conformado por seis segmentos y una pequeña cuña; a excepción de los dos segmentos superiores que son un poco más pequeños, todos los demás son iguales en tamaño.

Este tipo de revestimiento a la vez cumple la función de sostenimiento, ya que se coloca de tal forma que esté directamente en contacto con la roca, para lo cual se debe inyectar rápidamente una lechada de cemento “por detrás” de los anillos para que se llene el espacio entre la superficie de metal y el terreno, esto con el fin de que el revestimiento soporte la carga del mismo sin que se produzcan asentamientos.

Entre los principales materiales que se utilizan para fabricar los segmentos de los anillos están el hierro colado, el hierro de grafito esferoidal, y en algunos casos, el acero soldado.

3.8.4. Concreto prefabricado o Dovelas

Los revestimientos de dovelas prefabricadas de concreto armado han experimentado en los últimos tiempos una gran expansión debido al crecimiento de infraestructuras urbanas subterráneas excavadas con escudos. Las dovelas prefabricadas van indisolublemente unidas a los escudos, del tipo que sea, cada vez más utilizados para túneles de saneamiento y de ferrocarriles metropolitanos. Sin embargo, la utilización de escudos de diámetros cada vez mayores está ampliando los campos de aplicación de las dovelas para obras de grandes túneles que hasta hace poco, eran campo exclusivo de los revestimientos de concreto tradicionales, habiéndose alcanzado valores de los 14 m.

Un revestimiento prefabricado se compone de una serie de anillos yuxtapuestos que, a su vez, están formados por un número variable de dovelas. Este tipo de revestimiento se empezó a instalar en Inglaterra a partir de los años 30, en túneles hidráulicos de pequeño diámetro, sustituyendo a los revestimientos de fundición utilizados hasta entonces.

3.8.5. Tipo de anillos

Se pueden distinguir dos tipos de anillos según que estén limitados en planta por planos paralelos o no paralelos. En el primer caso, anillos rectos, se comprende

fácilmente que sólo pueden ser utilizados para tramos rectos. En el segundo caso, anillos troncocónicos, se utilizan para describir curvas. Asimismo, es posible utilizar este tipo de anillos para tramos rectos sin más que alternar su colocación.

La conicidad de los anillos troncocónicos suele definirse en función del radio mínimo del trazado en planta correspondiente.

Los anillos están constituidos, a su vez, por elementos llamados dovelas. El número de dovelas se determina, en función fundamentalmente, del diámetro del túnel. La tendencia actual es la de limitar el número de dovelas por anillo ya que de esta manera se reduce el ciclo de colocación, con la consiguiente ganancia de plazo.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que esta limitación comporta un aumento del peso de las dovelas, lo cual debe ser tenido muy presente a la hora de dimensionar el elemento erector del escudo.

También ligado a este aspecto, está la elección del ancho de la dovela, que es, normalmente de 1,20 m. Sin embargo, se encuentran valores entre 1 y 1,70 m.

En cuanto a la conexión del anillo, se consigue mediante la colocación de un elemento final, llamado llave o dovela de clave que puede ser, a su vez de dos tipos.

- Longitudinal, con forma de trapecio cilíndrico, si es posible introducirla longitudinalmente.
- Radiales, limitada por planos convergentes en el extradós del anillo, que pueden ser introducidas radialmente.

3.8.6. Colocación

Dentro de la tipología de las dovelas se pueden también distinguir dos grandes grupos en cuanto a su colocación se refiere:

Por un lado, los anillos de dovelas que se montan al abrigo de la coraza del escudo y que van siendo extraídas según se produce el avance de éste, quedando por lo tanto, un hueco anular entre el extradós del anillo y el terreno, que debe ser rellenado mediante inyección. Este tipo, que se adapta a cualquier clase de terreno, es actualmente el más utilizado.

Por otro, los anillos que se montan fuera del abrigo del escudo y que son expandidos contra el terreno, constituyendo los denominados revestimientos expandidos. Como es fácil de comprender, hace falta para su colocación que el corte del terreno sea muy regular ya que si existen huecos o desprendimientos, pueden producirse flexiones que dañan la dovela.

3.8.7. Juntas y elementos de fijación

Al ir montando el escudo los anillos van formando una serie de juntas radiales, entre las dovelas de un mismo anillo y circunferenciales, entre anillos.

La disposición de las juntas puede ser, en X si hay continuidad de las juntas radiales en el sentido longitudinal o en T, si se gira la disposición del anillo de forma alternada en cada puesta. Con esto se consigue una mayor rigidez longitudinal del conjunto, si bien son más frecuentes actualmente las juntas en X.

En cuanto a la forma de las juntas radiales, pueden ser: Lisas, con sus correspondientes rebajes para las bandas de impermeabilización; machihembradas, convexa - convexa, y cóncava - convexa. En cuanto a las juntas circunferenciales son, prácticamente, siempre planas ya que, de lo contrario, sería muy difícil el montaje.

En lo que respecta a la unión entre juntas, puede decirse que, en los anillos de hueco anular, se realiza, tanto en las juntas radiales (siempre), como en las circunferenciales (casi siempre, ya que pueden sustituirse por insertos cuya única misión es facilitar el montaje), mediante tornillos de acero que se insertan en rebajes que pueden ser, lisos,

curvos, para ocupar menos espacio, o con tirafondo, de forma que se reduce el número de insertos.

Una excepción la constituyen las dovelas hexagonales que, por la particular geometría de sus juntas radiales, no precisan de tornillos. En cuanto a las dovelas expandidas, por su filosofía de colocación, carecen también de tornillos de fijación.

CAPÍTULO IV

SUBSIDENCIA EN TÚNELES

4.1 Introducción.

La construcción de túneles en terrenos poco competentes conlleva inevitablemente a desplazamientos del suelo. Los desplazamientos se reflejan muchas veces en la superficie en forma de subsidencia que puede afectar las estructuras existentes en la superficie o en el subsuelo. En este capítulo se resume un poco los métodos para estimar la subsidencia producida por la construcción de túneles y la evaluación de daño potencial.

Mientras que un método semiempírico es adoptado para predecir los asentamientos producidos por los túneles bajo las condiciones de campo (sin la presencia de alguna otra estructura) tal acercamiento no es capaz de predecir el comportamiento de las construcciones existentes sujeto a la construcción del túnel.

La construcción de túneles afecta las estructuras de la superficie y del subsuelo (tales como edificaciones y servicios), pero la presencia de las mismas altera los movimientos del suelo alrededor del túnel. Para analizar este problema de interacción los métodos numéricos, generalmente el método de los elementos finitos, provee una herramienta flexible la cual ha sido utilizada por diversos autores. En esta sección se comparan los estudios numéricos realizados por diversos autores para la simulación de construcción de túneles en suelos poco resistentes.

El diseño adoptado comúnmente aprovecha la evaluación del daño potencial de las edificaciones a lo largo de la ruta de la construcción del túnel propuesto. Esto

se hace a través de un modelo numérico, que puede ser usado para mejorar esta evaluación de daño a las edificaciones.

Los términos que definen la geometría, los asentamientos y el sistema coordenado que será usado están definidos en la figura 4.1. El sistema coordenado es definido como el eje x que denota la distancia desde el eje del túnel en dirección transversal, y es la coordenada en la dirección longitudinal, z es la profundidad bajo la superficie del suelo. El origen del sistema de coordenadas está ubicado en el frente de excavación del túnel (figura 4.1).

Sin embargo cuando se presenten los resultados de los análisis por elementos finitos en 3D, el origen será localizado al frente del borde de la malla 3D de elementos finitos. El desplazamiento variable es definido como s_v , describe el desplazamiento vertical, mientras que s_{hx} y s_{hy} denotan el desplazamiento horizontal en las direcciones transversal y longitudinal respectivamente.

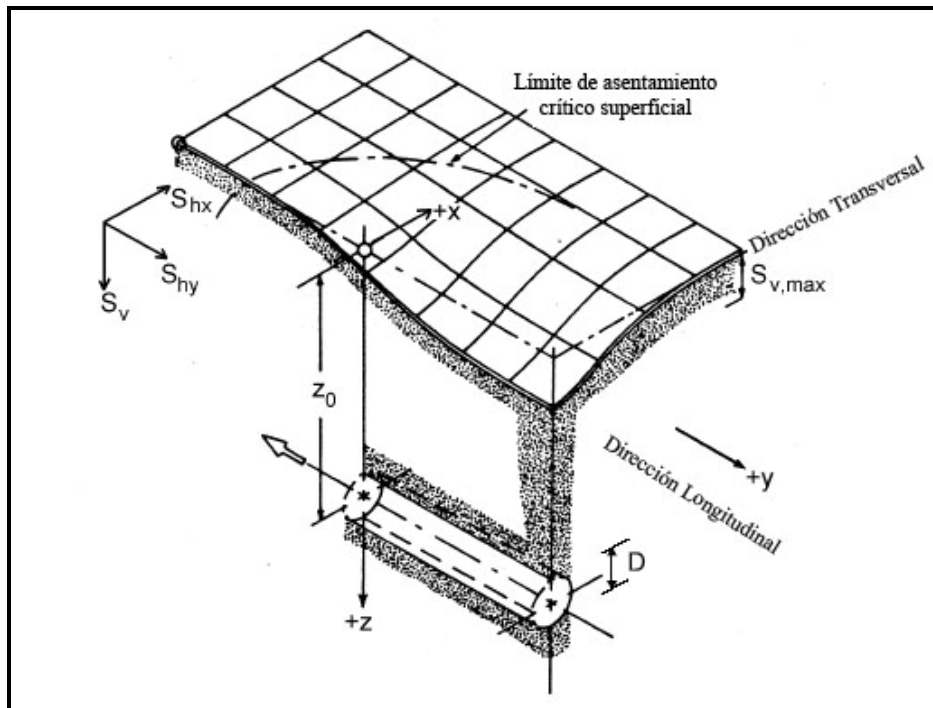


Figura 4.1 Geometría de subsidencia a través del túnel.
Fuente: Attewell et al. (1986).

4.2 Movimiento del terreno en condiciones naturales

4.2.1 Movimiento superficial

4.2.1.1 Comportamiento transversal

La figura 4.1 muestra el desarrollo de una superficie de subsidencia causada por la construcción de un túnel. Peck (1969) indicó que el asentamiento transversal puede ser descrito por una función Gaussiana y esta descripción matemática ha sido ampliamente aceptada. Siguiendo esta aproximación el asentamiento vertical en la dirección transversal viene dada por:

$$s_v(x) = s_{v,max} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad (4.1)$$

Donde $s_{v,max}$ es la máxima medida de asentamiento del eje del túnel. El parámetro i_x es el ancho mínimo y representa la desviación estándar en la ecuación gaussiana original. Un asentamiento transversal típico, como el que se muestra en la figura 4.2, puede ser visto a través de su máxima pendiente en el punto de la inflexión que queda a i_x de distancia de la línea del centro del túnel.

Luego se mostrará que este punto es crucial cuando se determina el criterio de deformación de las estructuras. Como la posición de máxima inclinación del punto de inflexión separa la zona de deformación plástica (Pandeo) de la zona de deformación elástica (Rotura) como se muestra en la figura 4.2.

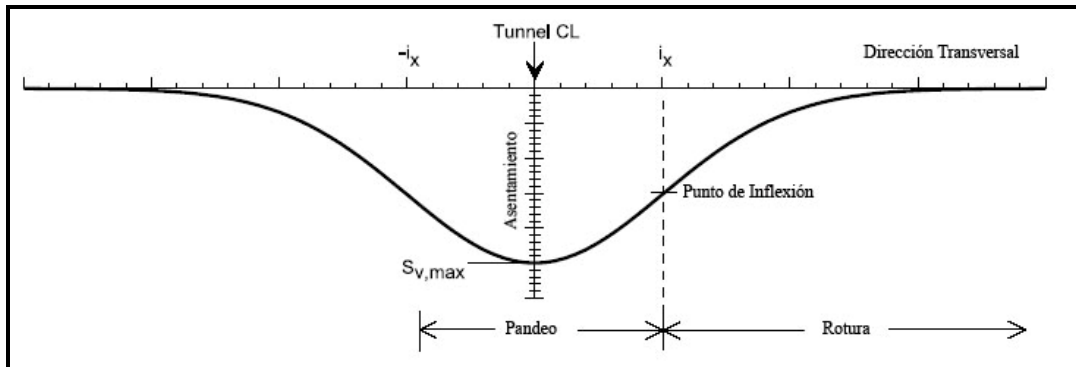


Figura 4.2 Asentamiento transversal crítico.

Fuente: Franzius (2004).

El área bajo la curva de una función de error gaussiano, es por definición igual a 1, debido a que esta representa la probabilidad de la variable con un valor entre $-Q$ y Q . Sin embargo, los parámetros S_v e i_x en la ecuación antes mencionada son parámetros matemáticamente independientes. Como consecuencia el área encerrada por el asentamiento crítico puede tener un valor expresado por:

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} s_v dx = \sqrt{2\pi} i_x s_{v,max} \quad (4.2)$$

Donde V_s es el volumen de asentamiento por unidad de longitud.

En materiales con baja permeabilidad, tales como las arcillas rígidas, la reacción inicial del terreno para la construcción del túnel puede ser considerada sin drenaje. El volumen del asentamiento superficial es en consecuencia igual al volumen del suelo excavado en exceso del volumen teórico del túnel. Es común especificar el volumen excedente como una proporción del volumen teórico del túnel (por unidad de longitud).

$$V_l = \frac{V_s}{\pi \frac{D^2}{4}} \quad (4.3)$$

Donde V_l es el volumen perdido y D es el diámetro externo del túnel. Esto es normalmente expresado como porcentaje. Al combinar las ecuaciones 4.2 y 4.3 el

perfil del asentamiento transversal puede ser expresado en términos de pérdida de volumen:

$$S_v(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_l D^2}{4i_x} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad (4.4)$$

Para un diámetro del túnel dado el perfil y la magnitud de la curva del desplazamiento transversal depende de la pérdida de volumen V_l y del ancho crítico i_x . Estos dos parámetros serán discutidos con más detalles, luego de deducir las componentes horizontales de desplazamiento.

O'Reilly & New (1982) mostraron que el desplazamiento horizontal de la superficie del suelo en la dirección transversal puede ser derivada de las ecuaciones antes mencionadas, asumiendo que el punto resultante de vectores de desplazamiento es hacia el centro del túnel. El desplazamiento horizontal de la superficie del terreno en dirección transversal puede ser entonces expresada por:

$$S_{hx}(x) = -\frac{xS_v(x)}{Z_0} \quad (4.5)$$

La figura 4.2 muestra los desplazamientos horizontales, conjuntamente con el asentamiento gaussiano. Se puede observar que el máximo desplazamiento horizontal ocurre en el punto de inflexión. Las deformaciones horizontales en la dirección transversal también se muestran en la gráfica. Éstas son obtenidas por la diferenciación de los desplazamientos horizontales con respecto a x . De allí se obtiene:

$$\varepsilon_{hz}(x) = \frac{S_v(x)}{z_0} \left(\frac{x^2}{i_x^2} - 1 \right) \quad (4.6)$$

Esta ecuación indica que la compresión es definida como negativa mientras el valor positivo se le asigna a la tensión. Esta convención de signos, la cuál está en contraste con la utilizada comúnmente en la definición de deformación en mecánica

de suelos será adoptada cuando se estén describiendo deformaciones horizontales para estructuras.

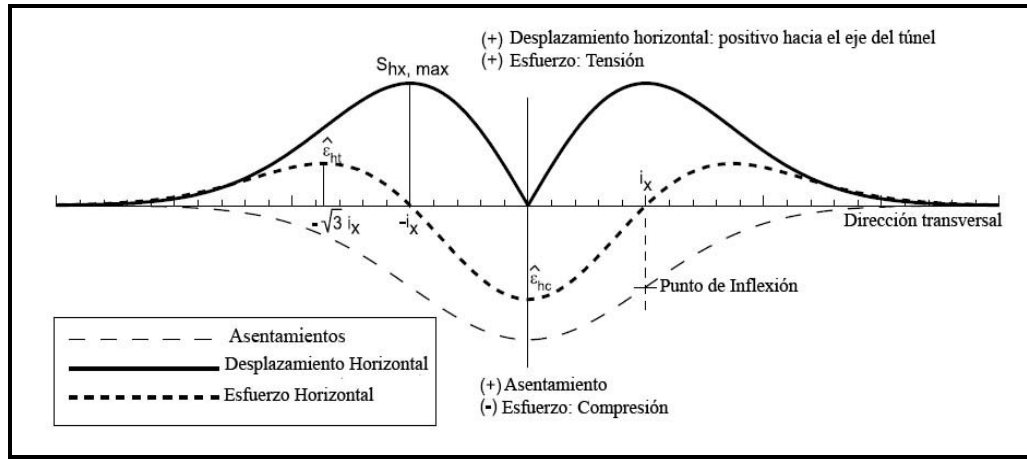


Figura 4.3 Distribución de desplazamiento superficial horizontal y deformaciones en la dirección transversal junto a los asentamientos críticos. Fuente: Franzius (2004).

La figura 4.3 muestra que hay una zona de compresión entre los dos puntos de inflexión. Fuera de esos puntos se desarrollan deformaciones de tensión cuyo valor máximo de ϵ_{hx} será referido como ϵ_{hc} y ϵ_{ht} para compresión y tensión respectivamente. Estos valores se desarrollan para $x=0$ (compresión) y $x = \sqrt{3}i_x$ (tensión)

4.2.1.2. Comportamiento longitudinal

Attewell & Woodman (1982) mostraron que el perfil de asentamiento longitudinal puede ser obtenido para considerar un túnel como un número de puntos iniciales en la dirección longitudinal y por superposición de los cráteres de asentamientos causados por cada punto de origen. Si se adopta un perfil de asentamiento gaussiano para los cráteres de asentamiento el perfil longitudinal viene dado por:

$$S_v(y)_x = s_{v,max} \Phi\left(\frac{y}{i}\right) \quad (4.7)$$

Donde y es la coordenada longitudinal y $\Phi(y)$ es la curva de probabilidad acumulada, como se muestra en la figura 4.2. La función de probabilidad acumulada viene dada por:

$$\Phi(y) = \frac{1}{i_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} dy \quad (4.8)$$

Y el valor de $\Phi(y)$ se encuentra dado en tablas de probabilidades estándar, tales como las producidas por Attewell & Woodman (1982) o en muchos libros de estadísticas.

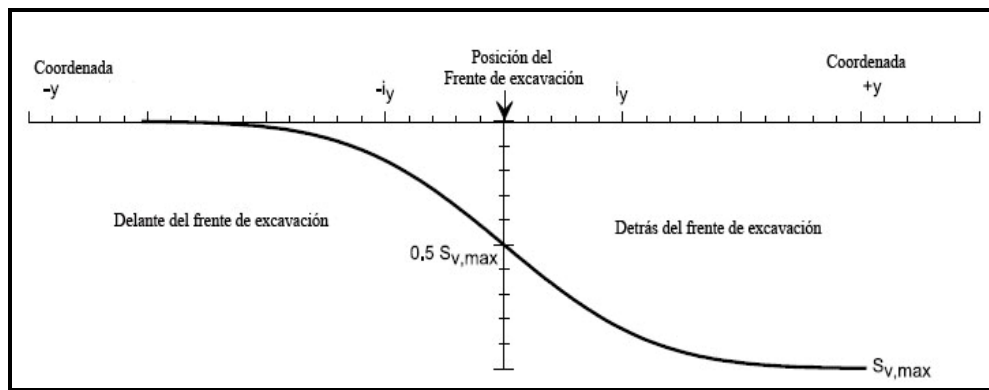


Figura 4.4 Perfil de asentamiento longitudinal. Fuente: Franzius (2004).

La figura 4.4 muestra un perfil de asentamiento longitudinal. El asentamiento incrementa en la dirección Y y alcanza el S_v máximo en $Y=+Q$ y mientras $S_v=0$ cuando $Y=-Q$. El asentamiento en $y=0$ es igual a $S_{v,máx}/2$. Attewell & Woodman (1982) mostraron que en arcillas rígidas del 30% al 50% de $S_{v, máx}$ ocurren en la cara superior del túnel con un valor promedio de un 40%. Por conveniencia se asume comúnmente que la cara del túnel $Y=0$ donde se predice el 50% del $S_{v, máx}$, adoptando un sistemas de coordenadas como el mostrado en la figura 4.1.

La amplitud del asentamiento longitudinal es definida por i_y . De manera que se asume $i_y=i_x$. Attewell *et al.* (1986) compararon las magnitudes de i_x e i_y , para muchos casos de estudios. Aunque los datos indicaban que los asentamientos transversales críticos son ligeramente mayor que algunos longitudinales, y concluyeron que esta relación es generalmente válida para la mayoría de los problemas prácticos de diseño. En la construcción de la extensión de la línea *Jubilee* del Metro *St. Jame's Park*, en Londres, Nyren (1998) presentó datos de campo, que confirmaron una tendencia obtenida de una relación $i_x/i_y=1,4$. Sin embargo, a pesar de esta discrepancia, es común considerar $i_x=i_y$. En adelante el parámetro de ancho i será utilizado en lugar de i_x e i_y .

Asumiendo que la resultante de los vectores de desplazamiento apuntan hacia el centro de excavación del túnel, Attewell & Woodman (1982) mostraron que el desplazamiento horizontal del terreno en la dirección horizontal, a la superficie del terreno está dada por:

$$s_{hy}(y)_{x=0} = \frac{V_l D^2}{8Z_0} e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (4.9)$$

Diferenciando S_{hy} con respecto a y predomina la deformación longitudinal en la dirección transversal sobre el eje del túnel.

$$\varepsilon_{hy}(y)_{x=0} = -y \frac{V_l D^2}{8i^2 z_0} e^{-\frac{y^2}{i^2}} \quad (4.10)$$

El cuál describe los esfuerzos de tensión (valor positivo) frente a la cara del túnel y la compresión detrás de éste.

Todas las componentes del desplazamiento superficial y de tensión que fueron presentados anteriormente dependen del parámetro de ancho crítico i y del volumen

perdido V_l . Las próximas dos secciones se enfocaran en esos dos parámetros cruciales de diseño.

4.3.1.3. Pérdida de Volumen.

La construcción de un túnel inevitablemente conduce a excavar gran cantidad de terreno que será reemplazado por el volumen del túnel. El tamaño de esta sobreexcavación es conocido como pérdida de volumen V_l , que es el cociente de la diferencia entre el volumen de terreno excavado y el volumen del túnel (definido por el diámetro exterior del túnel) sobre el volumen del túnel. El volumen perdido es una medida de la distribución total del terreno. Para asentamientos críticos causados sin drenaje el valor de este volumen es igual a V_l . Para túneles de escudo, Attewell (1978) divide las fuentes de pérdidas de volumen en 4 categorías:

- ***Pérdida en el frente:*** Movimiento de suelo hacia la cara no soportada por el túnel, como resultado del movimiento radial producido, causando el desarrollo de la subsidencia superficial en frente de la cara del túnel.
- ***Pérdida en el contorno:*** La pérdida radial de terreno alrededor del contorno del túnel se debe a la amplitud del corte seleccionado rellenado con suelo. La pérdida de volumen adicional puede ser causado por el sobrecorte (debido a una mala ejecución) o por la caída de bloques del terreno alrededor del contorno del túnel.
- ***Pérdida del terreno durante y subsiguiente a la construcción del revestimiento:*** Si se aplica el revestimiento detrás del escudo habrá un espacio de terreno sin soportar, sobre la cual el terreno puede ejercer presiones sobre el túnel. Una vez construido el recubrimiento del túnel, el movimiento de suelo puede ocurrir alrededor del revestimiento el cual reemplaza inadecuadamente el área de la sección transversal del escudo. Para minimizar este efecto es común aplicar una lechada de cemento entre el terreno y el revestimiento.

- **Pérdida del terreno posterior a la inyección:** La pérdida radial continúa luego de aplicar la lechada y el recubrimiento se deforma debido a la transferencia de presión de la sobrecarga sobre el nuevo contorno.

Attewell (1978) presenta una aproximación para el cálculo de los diferentes componentes del volumen perdido. El cálculo es basado en el cociente de la velocidad de movimiento de suelo dentro de la excavación (determinada por pruebas de laboratorio) sobre la velocidad de avance del túnel.

Para túneles que usan recubrimiento de concreto proyectado (*SCL*) ICE (1996) da las siguientes recomendaciones para limitar en la superficie de subsidencia:

- La fase de excavación debe ser corta, tanto en términos de dimensión como de duración.
- El cierre del anillo de concreto proyectado no debe ser demorado.

Algunas relaciones han sido propuestas para estimar V_t desde el cociente de estabilidad N el cual fue definido por Broms & Bennermark (1967) como:

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{s_u} \quad (4.11)$$

Donde σ_v es la presión de sobrecarga total a nivel del eje del túnel, σ_t es la presión de soporte del túnel (si está presente) y s_u es la resistencia al corte sin drenaje de la arcilla. Para N menor que 2, la respuesta es probablemente elástica con la cara estable (Lake *et al.* 1992.) Para N entre 2 y 4 se desarrolla la zona plástica alrededor del túnel, mientras que para N entre 4 y 6 se produce plasticidad, pero es en N mayor que 6 que comienza la inestabilidad en el frente.

Para túneles sin soporte (es decir, $\sigma_t=0$) Mair & Taylor (1993) mostraron perfiles de N indicando la profundidad en que la relación de estabilidad en London

Clay varían típicamente entre 2,5 y 3. Lake *et al.* (1992) resumieron las relaciones de V_l y N propuestas por varios autores (figura 4.4). Se puede observar que el cociente de estabilidad para $N=2$ indica un pérdida de volumen de entre 1,5% y 3%.

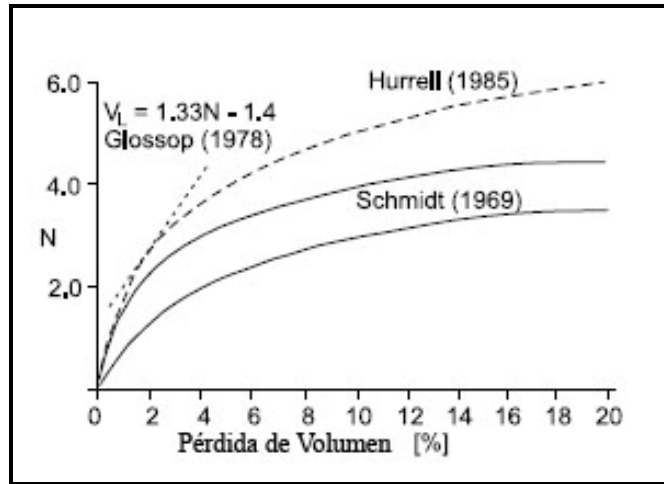


Figura 4.5 Diferentes relaciones entre número de estabilidad N y volumen perdido V_l . Fuente: Lake *et al.* (1992).

Davis *et al.* (1980), mostraron que para túneles superficiales la relación de estabilidad al colapso varía de acuerdo con la profundidad. Mair *et al.* (1981) introdujeron el concepto de factor de carga para tomar en cuenta este efecto. El factor de carga viene definido por:

$$LF = \frac{N}{N_{TC}} \quad (4.12)$$

Donde N es la relación de estabilidad del túnel bajo condiciones de trabajo y N_{TC} es el módulo de estabilidad al colapso. La figura 4.5 muestra los resultados de su trabajo, incluyendo el análisis por elementos finitos del plano de esfuerzos y los ensayos de centrifugado. La figura 4.6 indica que un volumen perdido menor al 3% es obtenido para un factor de carga menor a $LF=0.5$.

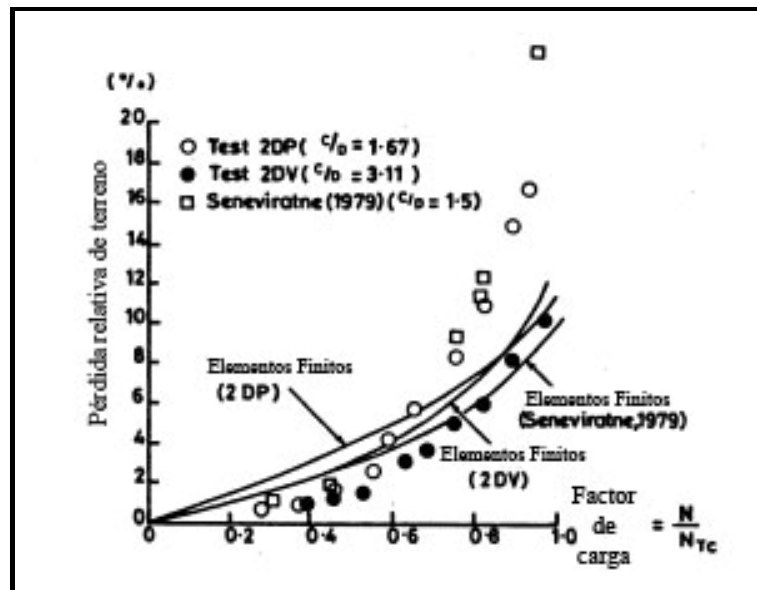


Figura 4.6 Relación entre factor de carga y pérdida de volumen, determinado por pruebas de centrifugado y análisis de elementos finitos. Fuente: Mair et al (1981).

O'Reilly & New (1982) presentaron datos de campo para túneles excavados con escudos abiertos en London Clay mostrando un rango típico de $V_f=1,4\%$, lo cual es reportado por Attewell & Farmer (1974), para la construcción de la extensión de la línea Jubilee del Metro Green Park en Londres, el cual cae dentro de este rango. Con pérdidas significativamente mayores, sin embargo, las mediciones realizadas por Standing *et al.* (1996), durante la construcción de la línea de Metro Jubilee en St James Park en Londres, mostraron valores de 3,3 % y 2,9 %. Estos valores fueron obtenidos durante la construcción del túnel para el sector oeste y este respectivamente. Barakat (1996) reporta una pérdida de volumen entre un 1,0 y 2,9% para la construcción del túnel expreso Heathrow usando escudos.

Para túneles construidos con revestimiento de concreto proyectado (SCL) la pérdida de volumen tiene una magnitud similar. Burland *et al.* (2001) resaltan la importancia de la pérdida de volumen sobre la subsidencia inducida por el túnel y sugiere la especificación de límites en la pérdida de volumen como requerimiento contractual.

- **Parámetro de ancho sobre el punto de inflexión**

Como se explicó anteriormente, el parámetro de ancho sobre el punto de inflexión i describe el rango crítico del asentamiento. En un perfil transversal de asentamiento éste se define como la distancia del punto de inflexión (punto de máxima pendiente) a la línea central del túnel como se mostró en la figura 4.2. O'Teilly & New (1982) presentaron 19 casos de estudio de construcción de túneles en arcillas. Representaron gráficamente el parámetro de rango crítico i con respecto a la profundidad correspondiente del túnel z_0 revelando un comportamiento como el mostrado en la figura 4.6.

A través de regresión lineal ellos obtuvieron la siguiente relación:

$$i = 0,43z_0 + 1,1 \quad (4.13)$$

Donde tanto i como z_0 se encuentran medidos en metros. O'Reilly & News (1982) simplificaron la ecuación anterior obteniendo $i=K \cdot z_0$. Por sus datos ellos concluyeron que para arcillas el valor más apropiado para K es 0,5 y para otros diseños los valores pueden variar entre 0,4 y 0,7, para arcillas rígidas y blandas respectivamente. Rankin (1988) presentó resultados para estudios similares con una gran base de datos confirmando un valor de $K=0,5$ para arcillas.

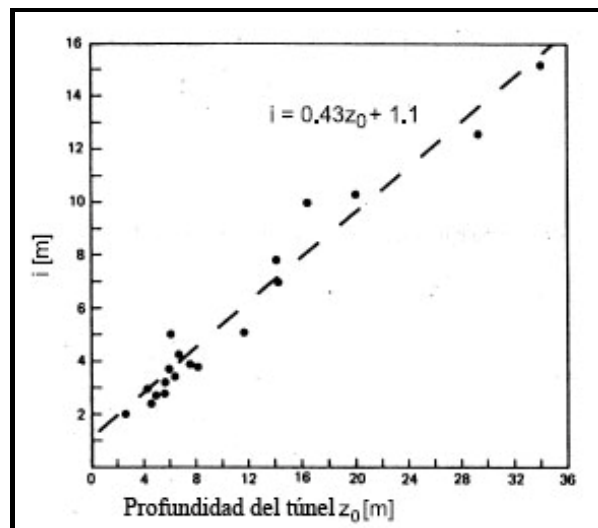


Figura 4.7 Correlación entre la posición del punto superficial de inflexión i y la profundidad del túnel z_0 . Fuente: O'Reilly & New (1982).

4.3.1.4 Movimientos subterráneos

En las secciones anteriores se describieron solamente deformaciones en la superficie del terreno inducidos por túneles a cierto nivel del terreno. Aunque los asentamientos superficiales son la forma más directa para describir las deformaciones del terreno, solamente nos da una visión limitada de los mecanismos que controlan los asentamientos del terreno y, no presenta la interacción entre las estructuras y el terreno.

Mair *et al.* (1993) aplicaron la solución plástica para la descarga de una cavidad cilíndrica para describir movimientos subterráneos horizontales y verticales. Esta solución predice una relación lineal donde se representan gráficamente los movimientos del terreno como S_v/R o S_{hx}/R contra R/d , donde R es el radio del túnel y d es la distancia vertical u horizontal al radio del túnel. Ellos presentaron datos de campo los cuales fueron concordantes con las predicciones hechas.

En su trabajo, Mair & Taylor (1993), se enfocaron solamente en los movimientos verticales sobre el eje del túnel y en los movimientos horizontales en el eje del túnel.

Para predecir el parámetro de rango de asentamiento crítico subterráneo i , debería aplicarse la ecuación 4.13 sustituyendo (z_o-z) por la profundidad del túnel z_0 :

$$i = 0.5(z_0 - z) \quad (4.14)$$

Mair *et al.* (1993) presentaron datos de campo y centrífugos que mostraban que el asentamiento crítico subterráneo es proporcional a la profundidad. La figura 4.8 muestra estas mediciones. El rango crítico i normalizado por z_0 es representado gráficamente contra z/z_0 . La línea punteada representa la ecuación 4.16. Se puede

observar que i se encuentra debajo de lo previsto con respecto a la profundidad. Al contrario a la línea sólida descrita por

$$\frac{i}{z_o} = 0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{z_o} \right) \quad (4.15)$$

Se acerca más a las mediciones. Cambiando la ecuación 4.15 por

$$i = K(z_o - z) \quad (4.16)$$

Y sustituyéndola dentro de la ecuación obtenemos:

$$K = 0.325 + \frac{0.175}{1 - \frac{z}{z_o}} \quad (4.17)$$

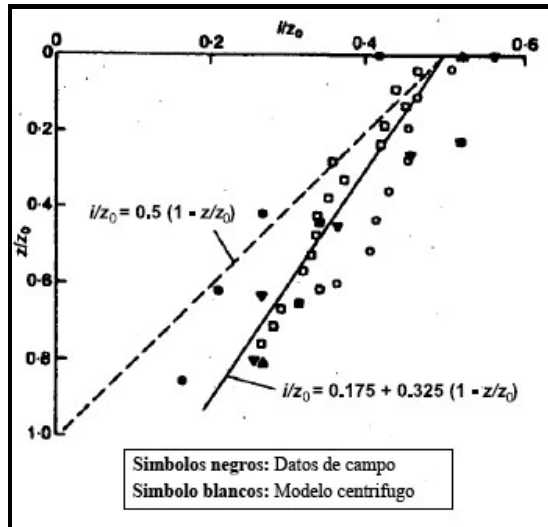


Figura 4.8 Variación del parámetro de rango crítico de asentamientos superficiales con respecto a la profundidad. Fuente: Mair et al. (1993)

Se puede observar que para $z=0$ la ecuación anterior nos da como resultado $K=0.5$, lo cual es consistente con la ecuación 4.16. La figura 4.9 muestra de forma gráfica K contra z/z_0 para las medidas mostradas en la figura 4.7.

Franzius (2003) combinó las ecuaciones 4.2 y 4.3 con la ecuación 4.17 y expresó el máximo asentamiento crítico subterráneo como:

$$\frac{S_{v,máx}}{R} = \frac{1.25V_L}{0.175 + 0.325\left(1 - \frac{z}{z_0}\right)} \frac{R}{z_0} \quad (4.18)$$

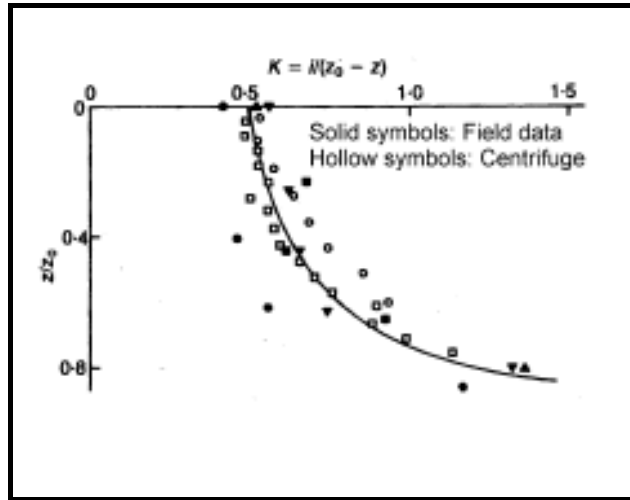


Figura 4.9 Variación de K de la superficie de asentamiento con respecto a la profundidad. Fuente: Mair et al., 1993.

Donde R es el radio del túnel. La figura 4.9 muestra el gráfico de máximo asentamiento (con respecto al radio del túnel) contra $R/(z-z_0)$. El gráfico incluye los datos de campo de la construcción de los túneles en London Clay, cuyas curvas fueron derivadas de las ecuaciones 4.17 (curva A) y 4.18 (curvas B y C). Las figuras anteriores, muestran que los datos de campo muestran una aproximación razonable con ambas aproximaciones (curvas B y C) en contraste con la ecuación 4.18 que sobre predice el $S_{v, máx}$ de los asentamientos críticos subterráneos.

Heath & West (1996) presentaron una aproximación relativa para estimar el rango crítico y el máximo asentamiento crítico subterráneo aplicando la distribución binomial en lugar de la curva de Gauss. De esta aproximación obtenemos:

$$\frac{i}{i_0} = \sqrt{\frac{z_0 - z}{z_0}} \quad (4.19)$$

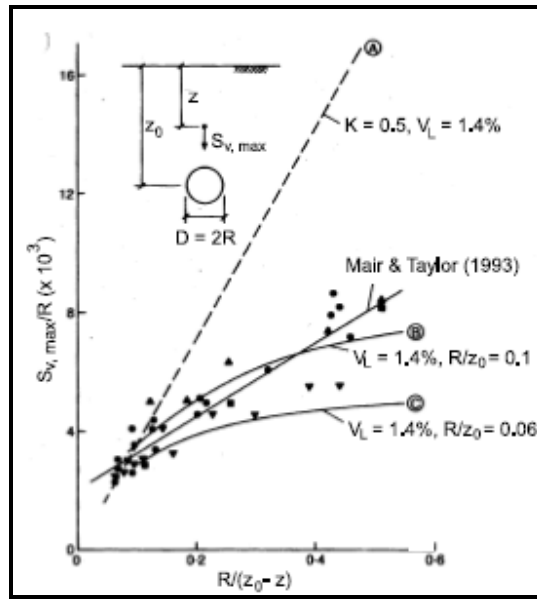


Figura 4.10 Asentamiento subterráneo alrededor del eje del túnel. Fuente Mair et al., 1993.

Donde i_0 es el rango crítico a nivel superficial. El máximo asentamiento superficial $S_{v, \max}$ es proporcional a $(z_0 - z)^{-1/2}$. Ellos sugirieron que para propósitos de diseño la curva de Gauss debería ser adoptada para describir asentamientos críticos pero que el rango crítico debe ser determinado por la ecuación 4.19.

En la sección 4.2.1.1 la superficie de desplazamiento horizontal del terreno fue obtenida de la superficie de asentamiento vertical asumiendo el origen del vector de desplazamiento resultante que parte desde el centro del túnel, partiendo de la ecuación 4.5. Siguiendo el trabajo de Mair *et al* (1993), Taylor (1995) manifestó que

para mantener unas condiciones de volumen constante, el vector desplazamiento debe ser punto a punto, como la línea descrita por la ecuación 4.18.

4.1.3 Análisis numérico de construcción de túneles

En la sección anterior se realizó una recopilación de métodos empíricos para predecir y analizar subsidencias producidas tanto en la superficie como a nivel subterráneo, generadas por las excavaciones de túneles. Sin embargo en la práctica de la ingeniería los problemas que se presentan involucran la interacción entre los túneles y otras estructuras cercanas que no pueden ser analizadas con los métodos empíricos.

Los métodos numéricos suministran la posibilidad de acondicionar los diferentes problemas de interacción dentro del problema en un sólo análisis. A continuación se mostrará como los métodos numéricos, esencialmente el método de los Elementos Finitos, han sido aplicados en análisis de subsidencia en túneles.

4.1.3.1. Análisis en dos dimensiones

La excavación de túneles es completamente tridimensional, sin embargo debido al requerimiento de excesivos recursos de cálculo la excavación de túneles es modelada generalmente en dos dimensiones. Varios métodos de análisis han sido propuestos los cuales toman en cuenta los cambios de esfuerzo y deformación debido a la excavación de túneles.

- **Método vacío:** Este método fue propuesto por Rowe *et al.* (1983) , el cual describe preliminarmente la posición de la línea final del túnel y su tamaño, el cual es menor que el límite inicial de la excavación. El parámetro *vacío* es la diferencia entre el diámetro de la excavación inicial y el tamaño final del túnel.

- **Método de convergencia-confinamiento:** Este método también conocido como método λ fue introducido por Panet & Guenot (1982). El parámetro λ describe la proporción de descarga.
- **Método de amortiguación progresiva:** Este método desarrollado por Swoboda (1979) es para el modelado de túneles excavados a través de NATM. Este método implica reducir la rigidez del suelo dentro del límite del túnel antes de simular la excavación, permitiendo de esta forma mover el terreno hacia el límite de la excavación.
- **Método de control de pérdida de volumen:** Este método descrito por Addenbrooke *et al.* (1997) prescribe una pérdida de volumen V_l (definida en la ecuación 4.3). La excavación del túnel es simulada a través de un número de incrementos. Luego de cada incremento se calcula V_l . Tan pronto como se alcance V_l se coloca el recubrimiento.

4.1.3.2. Análisis en tres dimensiones

Existen diversos métodos para el modelo de construcción de túneles en 3D. Muchos autores adoptan la aproximación *paso a paso* en el cual la excavación del túnel es modelada por la remoción sucesiva de elementos de la cara del túnel mientras se coloca un revestimiento a cierta distancia detrás de la cara del túnel. Esta distancia será referida como longitud de excavación L_{exc} .

Algunos autores sugieren el modelado de construcción en 3D aplicando el método de control de pérdida de volumen similar al análisis en 2D.

En 1981, Katzenbach & Berth presentaron resultados de un análisis 3D de elementos finitos de túneles NATM en Frankfurt Clay. El suelo fue representado como un modelo elástico no lineal. Adoptó un coeficiente de presión lateral del terreno de $K_o=0.8$. La excavación del túnel fue simulada por la aproximación *paso a paso* en la cual las capas de los elementos de la cara del túnel fueron removidas y

subsecuentemente se colocó un revestimiento a una distancia L_{exc} detrás de la cara del túnel. A pesar de que algunos autores consideraron que su análisis sólo era un paso en la simulación 3D de construcción de túneles. Sus resultados mostraron el comportamiento típico en 3D del terreno alrededor de la cara del túnel, tal como el arqueamiento y la importancia de un recubrimiento rápido sobre la estabilidad de la cara del túnel. Sus perfiles longitudinales y transversales concordaban con un amplio rango de medidas de campo presentadas en su estudio.

El método paso a paso ha sido adoptado por varios autores para el modelado de excavación de túneles, especialmente cuando se realizan túneles NATM o SCL. Desari *et al.* (1996) modelaron la excavación del túnel de prueba NATM en London Clay, simulando a través de la aproximación *paso a paso* la construcción avanzada del túnel. Ellos usaron un modelo perfectamente elasto-plástico no lineal con un $K_0=1.0$ obteniendo unos perfiles de asentamiento muy grandes comparado con los datos de campo. Desari *et al.* (1996) solo presentó resultados en la dirección transversal del eje del túnel.

La influencia de L_{exc} sobre perfiles transversales y longitudinales de asentamientos fue investigado por Tang *et al.* (2000), modelando la construcción de un túnel similar a Desari *et al.* (1996). En su estudio Tang *et al.* (2000) aplicaron un régimen de esfuerzos con $K_0=1.5$. La construcción del túnel fue modelada y la tasa de avance fue de 2.5 m por día. Los perfiles de asentamiento longitudinales obtenidos por sus análisis se muestran en la figura 4.11. Esta figura muestra que la magnitud del estado de estabilidad del asentamiento se incrementa con la longitud de la excavación.

La importancia del primer paso de la excavación en un análisis en 3D de elementos finitos fue resaltado por Vermeer *et al.* (2002). Ellos modelaron la excavación de un túnel *paso a paso* ($L_{exc}=2\text{m}$) en suelo descrito por un modelo linealmente elástico perfectamente plástico con un régimen de esfuerzos iniciales de $K_0=0.67$. En su trabajo analizaron tanto la cara libre como la secuencia de fases de la

excavación. La figura 4.12 muestra los perfiles de asentamiento longitudinal de la excavación a sección completa de un túnel circular de 8 metros de diámetro.

Las dos curvas en el gráfico corresponden a los diferentes pasos de excavación. La curva inferior muestra un análisis en el cual una excavación sin soporte es realizada en el primer incremento del análisis antes de colocar el revestimiento. La curva superior muestra el otro análisis en el que revestimiento fue colocado sobre el primer paso de la excavación antes de la excavación. Vermeer *et al.* (2002), concluyeron que el primer paso de la excavación tiene una gran influencia sobre el análisis del túnel.

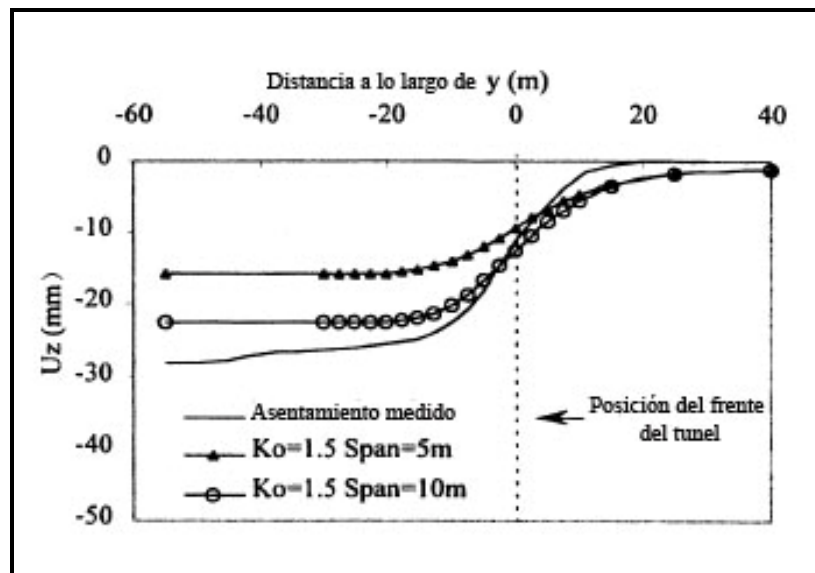


Figura 4.11 Perfil de asentamiento longitudinal obtenidos para diferentes longitudes de excavación. Fuente: Tang et al (2000)

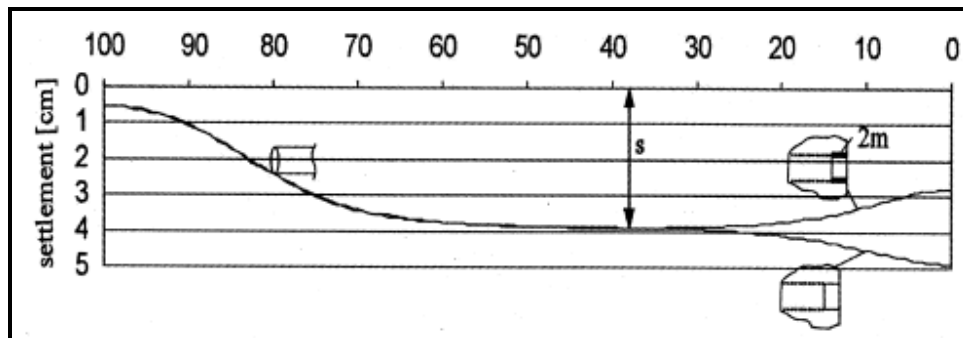


Figura 4.12 Perfil longitudinal de asentamientos para diferentes métodos de excavación durante la primera etapa. Fuente: Vermeer et al., 2002

4.1.4 Daños a edificaciones por subsidencia

En áreas urbanas la subsidencia del terreno puede afectar a estructuras existentes tanto a nivel superficial como a nivel subterráneo. La predicción de la deformación inducida por la excavación de túneles y los riesgos de daño por asentamiento son una parte esencial de la planificación, diseño y construcción de túneles en ambientes urbanos. Aquí mostraremos que en los daños por asentamientos evaluados en esta sección no se toma en cuenta las características de las edificaciones.

4.1.2.1 Evaluación de riesgos de daño.

Aquí se mostrará un método de diseño que debe ser utilizado para evaluar daños potenciales a construcciones para proyectos de túneles. El método de diseño consta de tres etapas, que se muestran de forma esquemática en la figura 4.13, las cuales son denominadas como asentamiento preliminar, segunda etapa de asentamiento y evaluación detallada.

Asentamiento preliminar.

En esta etapa no se considera la presencia de la edificación. En cambio se evalúan los asentamientos de campo. Rankin (1988) provee las pautas de cómo el

asentamiento máximo y la pendiente máxima de un edificio afecta el daño potencial. Él demostró que para una pendiente menor a $1/500$ y $S_{v, \text{máx}}$ menor a 10mm el riesgo de daño a una edificación es despreciable. Las edificaciones que se encuentran localizadas dentro de una zona en la cual las predicciones de campo dan valores menores que el límite mencionado anteriormente asumen por experiencia como riesgos de daño despreciables. Éste método es simple considerando que sólo toma en cuenta los asentamientos en campo. Los resultados anteriores de máximo asentamiento y de máxima pendiente pueden ser reducidos cuando hay riesgos de estructuras de alta sensibilidad.

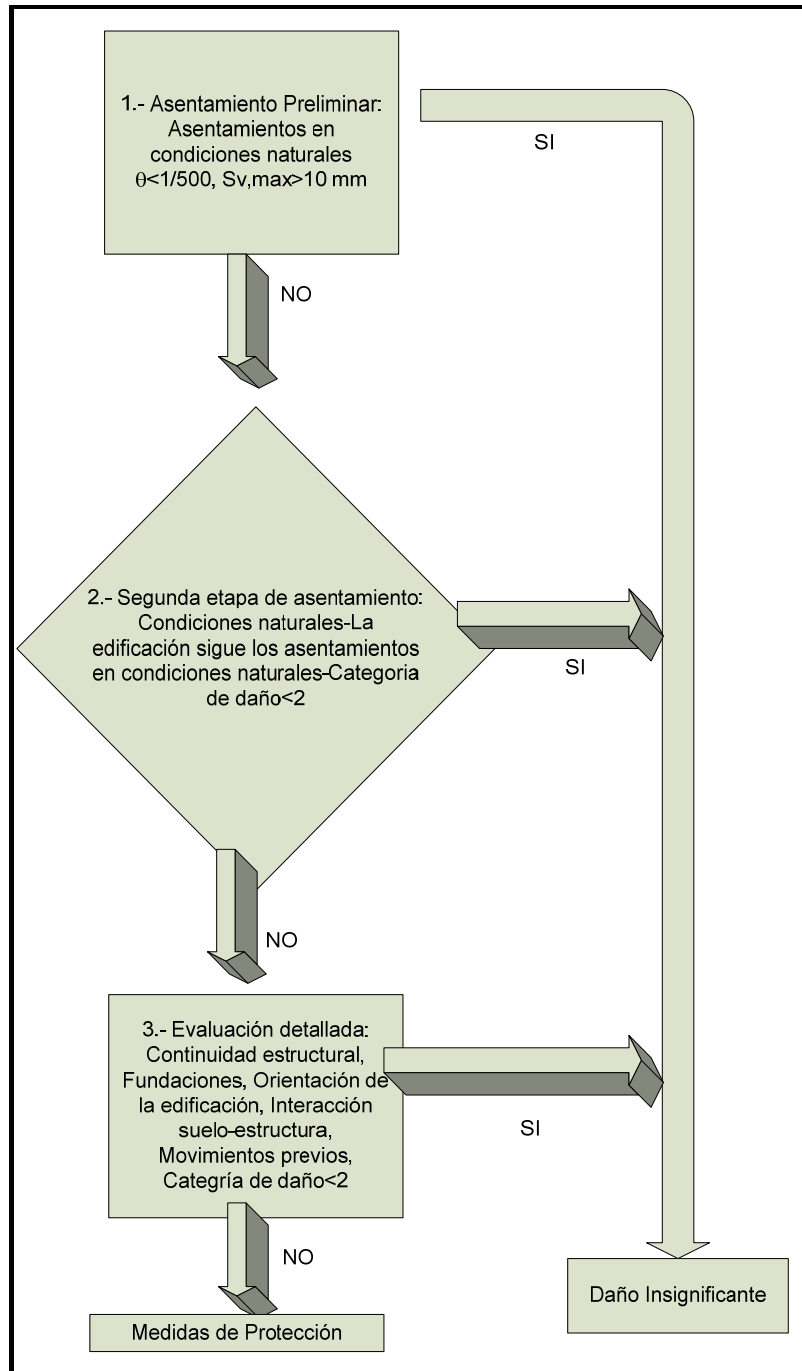


Figura 4.13 Diagrama esquemático de las tres etapas del método para evaluación de riesgos de daños. Fuente: Franzius, 2003.

4.1.2.1.2 Segunda etapa de asentamiento

En esta etapa de riesgo de asentamiento la construcción está representada como una viga elástica cuya fundación es asumida siguiendo el perfil de asentamiento descrito por la ecuación empírica dada en la ecuación 4.2. Para esta situación la porción de asentamiento debajo de la estructura es usada para calcular la relación de deflexión DR^{GF} y la máxima deformación horizontal $\mathcal{E}_h^{GF}$ (tanto para compresión como para tensión). Con esta información los esfuerzos y deformaciones dentro de la viga pueden ser evaluados con el método que se describirá más adelante. La categoría de daño descrita en la sección 4.2.3 se puede obtener de las magnitudes de esfuerzos.

Sin embargo este método es más detallado que el asentamiento preliminar aún sigue siendo conservativo debido a que el edificio sigue los asentamientos naturales. Sin embargo, se ha mostrado en estudios (Frishmann *et al.* 1994) que la interacción de la rigidez del edificio con el terreno reduce tanto el cociente de deflexión como el esfuerzo horizontal. Burland (1995), apunta que la categoría de daño obtenida de este asentamiento es sólo un grado de daño posible y que en la mayoría de los casos el daño actual será menor que la categoría predicha.

Las categorías de daño, definidas en la Tabla 4.2 y descrita con más detalle en la sección 4.2.3 distingue los niveles de daño estéticos (categorías 0 – 2), a servicios (3, 4) y a estabilidad (5). Para casos en que las construcciones exceden la categoría de daño 2 (por ejemplo daños potenciales que afectan los servicios) se debe realizar una evaluación detallada.

4.1.2.1.3 Evaluación detallada

En esta etapa de detalle la edificación y construcción del túnel debe tomarse en cuenta. Esto incluye el proceso tridimensional de la construcción del túnel y la orientación de la edificación con respecto al túnel. Las características del edificio, tales como el diseño de la fundación y la continuidad estructural, así como cualquier

movimiento previo que el edificio pudo haber experimentado en el pasado, deben ser tomados en consideración (Burland, 1995).

La interacción entre suelo y estructura es un factor clave de cómo la influencia de la rigidez del edificio reduce la deformación. La figura 4.11 muestra los asentamientos de la Mansión *House* debido a la construcción del túnel para el tren Dockland Light de Londres. La figura compara los asentamientos de las edificaciones con las predicciones naturales. La figura demuestra que la presencia de edificios reduce tanto la pendiente como los asentamientos comparados con las situaciones en estado natural. Potts & Addenbriook (1997) mostraron cómo la influencia de la interacción del suelo y la estructura puede ser incorporado dentro de la segunda etapa de asentamiento para reducir el número de casos para los cuales se debe hacer una evaluación detallada.

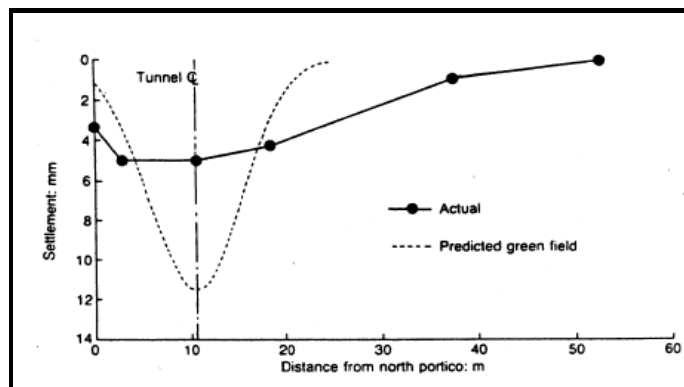


Figura 4.14 Asentamientos producidos por túneles de la Mansión House, Londres.
Fuente: Frishmann et al. (1994).

4.1.2.1.3 Categoría de daño

Burland *et al.* (1977) distinguen tres criterios donde se consideran los daños a edificios:

- Apariencia visual.
- Funcionamiento de servicios.
- Estabilidad.

Ellos concluyen que la apariencia visual de un edificio podría ser afectada cuando los elementos estructurales muestran desviaciones de $1/250$ de la vertical u horizontal. Desviaciones de $1/100$ o un cociente de reflexión de $2/250$ sería claramente visible. Sin embargo ellos señalan que el daño visual es difícil de cuantificar y depende de un criterio subjetivo. Ellos proponen un sistema de categorías de daño basado en aligerar la reparación. Esta clasificación se muestra en la tabla 4.1.

En esta lista el ancho de las grietas se toma como un indicador opcional en lugar de ser una medida directa cuyo énfasis está basado sobre la facilidad de reparación. El grado de severidad dado en la tabla aplica sólo sobre edificaciones domésticas estándar y de oficinas. Las 6 categorías en esta relación pueden ser subdivididas en los tres grupos de daño mencionados anteriormente. Las categorías 0 al 2 corresponden a daño estético. El daño de servicios ocurre en las categorías 3 y 4 mientras que la estabilidad de la estructura es afectada por un daño de categoría 5. Como se mencionó en la sección 4.2.2.2 la división entre las categorías 2 y 5 representan un límite importante. Burland (1995) señala que los daños relacionados con las categorías 0 al 2 pueden ser el resultado de muchas causas dentro de la estructura, tales como efectos térmicos, mientras que los daños de categoría 3 o superior son causados por movimientos del terreno.

Tabla 4.1 Clasificación de daños visibles a paredes con referencia particular a la facilidad de reparación. Fuente: Burland (1995).

Categoría de Daño	Grado de Sensibilidad Normal	Descripción del Daño Típico
0	Insignificante	Nacimiento de grietas menores que 0.1 mm
1	Muy Pequeño	Grietas finas las cuales pueden ser reparadas fácilmente durante la decoración. Daño generalmente restringido a paredes internas. El ancho típico de estas grietas es entre 1 y 5mm.
2	Pequeño	Grietas fácilmente rellenables. Redecoración probablemente requerida. Las grietas recurrentes pueden ser enmascaradas por forros adecuados. Las grietas pueden ser visibles externamente. Grietas típicas superiores a 5mm.
3	Moderado	Las grietas requieren algunas aberturas y pueden ser reparadas por un albañil. Las puertas y ventanas se desnivelan. Las tuberías de servicio pueden fracturarse. El ancho de las grietas es generalmente de entre 5 a 15 mm.
4	Severo	Trabajos de reparación extensivo involucran el reemplazo de secciones de paredes especialmente sobre ventanas y puertas. Tuberías de servicios desestabilizadas. Ancho típico de las grietas de entre 15 y 25 mm.
5	Muy Severo	Requiere reparaciones mayores que envuelve reconstrucción parcial o completa. Ancho típico de las grietas mayores que 25 mm.

4.1.2.1.4 El concepto de deformación crítica.

Burland & Wroth (1974) plantean que la deformación tensil es el parámetro fundamental para determinar el agrietamiento. Ellos resumieron los resultados de un gran número de pruebas de paneles y paredes. Sus resultados mostraron que el principio de una grieta visible está asociado con valor bien definido de deformación tensil promedio. Ellos definieron el valor, medido sobre la longitud de 1 m o más, como deformación unitaria crítica ϵ_{crit} .

Para trabajo con bloques de ladrillo reportaron valores de $\epsilon_{crit}=0.05\%$ - 0.1% mientras que para concreto bajan los valores de $\epsilon_{crit}=0.03\%$ - 0.05%.

En 1977 Burland *et al.*, reemplazaron la notación de ϵ_{crit} por ϵ_{lim} la cual hace referencia al límite de deformación unitaria tensil tomando en cuenta los diversos materiales y estados límites de los servicios.

Boscarding & Cording (1989) extendieron el concepto de daño por tensión asociando los valores de tensión para daño de edificaciones observados en estudios de casos de excavaciones con subsidencia. En su trabajo ellos relacionan los valores de tensión límite con las categorías de daños mostrados en la tabla 4.1. Esta relación se resume en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Relación entre la categoría de daño y esfuerzo tensil limitante. Fuente: Boscarding & Cording (1995).

Categoría de daño	Grado de severidad normal	Deformación unitaria limitante (%)
0	Insignificante	0 – 0.05
1	Muy Pequeño	0.05 – 0.075
2	Pequeño	0.075 – 0.15
3	Moderado	0.15 – 0.3
4 al 5	Severo a Muy Severo	>0.3

4.1.2.4. Interacción del suelo y la estructura.

Se ha señalado que la etapa preliminar y la segunda etapa de asentamiento en las tres etapas de riesgo presentado en la sección 4.1.2.2 usan los perfiles de asentamiento de campo para evaluar el daño potencial causado por la construcción del túnel. Este método puede ser demasiado conservador como asumir que las estructuras seguirán los asentamientos en condiciones naturales. Sin embargo, la rigidez de la estructura tiene probabilidad de alterar movimiento inducido del terreno y, por lo tanto, reducir la deformación del edificio. Burland (1995) concluye eso incorporando la interacción de la estructura de terreno en la evolución detallada, esta etapa de valoración usualmente resultará en una reducción en el grado posible de

daño previsto por la segunda etapa de valoración. La influencia de la interacción suelo estructura fue resaltada por mediciones en edificaciones durante la construcción de la Línea Jubilee del Metro de Londres. Los casos estudiados, en Londres, muestran que la rigidez relativa reduce la deformación de las edificaciones.

El efecto que la construcción de un túnel puede tener sobre estructuras adyacentes son difíciles y a menudo imposibles de estimar usando métodos convencionales de análisis (Potts, 2003). Los análisis numéricos, en contraposición, pueden simular este problema de interacción. Las siguientes secciones muestran cómo el modelado numérico puede ser adoptado para mejorar la comprensión de la interacción de estructura y el terreno del túnel.

4.1.2.5. Estudios numéricos de problemas de interacción

Para investigar la interacción de las estructuras y el suelo han sido desarrollados por muchos autores los modelos de elementos finitos. Estos modelos incluyen las edificaciones y la interacción con el túnel, cuyos movimientos de terreno pueden ser evaluados. Diferentes métodos han sido desarrollados para representar la edificación con diversos niveles de detalle incluidos en estos modelos:

- **Modelado completo 3D:** En este modelo un análisis detallado de la edificación tales como, las fachadas, puertas, ventanas, etc., pueden ser modelados. La ventaja es que la edificación puede ser considerada en cualquier configuración geométrica con respecto al eje del túnel.
- **Análisis de esfuerzo y deformación plano en la estructura:** Este método modela el plano geométrico de la estructura transversal del túnel. La edificación se describe por el ancho y la altura. La ventaja de este modelado en 2D es que se requieren menores cantidades de cálculos comparados con los análisis en 3D.

- **Modelo de viga profunda:** Este modelo es similar al método adoptado por Burland & Worth (1974). La estructura es representada como una viga elástica con una curvatura de rigidez (EI) y rigidez axial (EA) representando la rigidez de la estructura. La deformación puede ser impuesta sobre la columna incorporándola dentro de los análisis del túnel por elementos finitos o para predescribir el desplazamiento de la viga.

Burd *et al.* (2000) presentaron resultados de un estudio empleado como primera aproximación. En el análisis completo, la construcción en 3D consistía de cuatro fachadas modeladas por elementos sometidos a planos de esfuerzos. Dentro del modelo fueron incluidos detalles como ventanas y puertas. La fachada fue representada por un modelo constitutivo dando altos esfuerzos de compresión, pero relativamente bajos esfuerzos tensiles. La edificación fue asignada para obtener un peso seguro. Burd *et al.* (2000) presentaron resultados para ambas geometrías (donde la mitad de la malla fue modelada) y situaciones asimétricas en las cuales las construcciones tienen un ángulo asimétrico en el plano con respecto al eje del túnel.

En sus estudios ellos compararon análisis en los cuales la edificación y el movimiento del suelo estaban acoplados con los análisis en condiciones naturales cuyos asentamientos y desplazamientos horizontales fueron impuestos directamente sobre la edificación (referida a los análisis desacoplados)

De su análisis, ellos llegaron a las siguientes conclusiones:

- La rigidez de las edificaciones reduce los asentamientos diferenciales, sin embargo una inclinación significativa fue observada para una edificación con una excentricidad respecto al eje del túnel.
- En la deformación decreciente el edificio se comporta de forma rígida y desarrolla sustancialmente menos daño durante un análisis acoplado comparado con el desacoplado. Ello sugieren que el terreno provee cierto monto de resistencia lateral cuando la edificación está sujeta a deformación

decreciente. Conclusiones similares fueron sacadas por Burland & Worth (1974).

En la rotura tal resistencia no es provista y la estructura se comporta más flexiblemente, conduciendo a más altos grados de daño que en deformación decreciente. En tal caso el análisis acoplado desarrolló más daño que el desacoplado.

CAPÍTULO V.

EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

5.1. El Método de los Elementos Finitos

El método de los elementos finitos ha llegado a ser una solución numérica en un amplio rango de problemas de ingeniería. En este método de análisis, una región compleja que define un continuo se descentraliza en formas geométricas simples denominadas elementos finitos. Mediante un proceso de ensamblaje, de las ecuaciones locales de cada elemento, cuando se considera debidamente las cargas y restricciones particulares, da lugar a un conjunto de ecuaciones globales de toda la región compleja en estudio. La solución de esas ecuaciones nos permitirá obtener un conocimiento aproximado del comportamiento del continuo.

Las ideas básicas de los elementos finitos se originaron gracias a los avances en el análisis estructural de las aeronaves. En 1941, Threioff presentó una solución de problemas de la elasticidad usando interpolación polinomial por partes sobre subregiones triangulares para modelar problemas de torsión. Turner y otros investigadores obtuvieron matrices de rigidez para armaduras, vigas y otros elementos y presentaron sus hallazgos en 1956. Clough fue el primero en acuñar y emplear el término *Elementos Finitos* en 1960.

Durante la década de 1960, se utilizó este método para la obtención de soluciones aproximadas de análisis de esfuerzos. A principios de la década de 1960, se aplicó el método de los elementos finitos para la resolución de problemas no lineales desarrollándose estudios de convergencia y luego con el desarrollo de los computadores con gran capacidad de pensamiento se ha avanzado en el uso del Método de los Elementos Finitos en otras áreas afines pertenecientes al campo de la geomecánica.

5.1.1. LA GEOMETRÍA DEL PROYECTO DE TRAZADO Y SECCIÓN TIPO

5.2.1.1. Trazado en planta

Por lo que al trazado en planta se refiere, el proyectista ha de considerar como principales puntos de partida los siguientes:

- **La geotecnia local del macizo a atravesar.** Desde el momento que se tantea el encaje de la posible solución (o soluciones) en planta del proyecto, hay que disponer de una información tipo general sobre las condiciones geotécnicas del macizo a atravesar, aunque luego se vuelva sobre el tema. Ello permitirá establecer las alternativas de trazado, en principio más adecuadas desde el punto de vista geotécnico.
- **La afección a obras subterráneas existentes.** Se puede decir, sin exageración alguna, que la información sobre los servicios existentes en el subsuelo de la zona de la futura obra subterránea es tan importante, por no decir más, que la relativa a la geotecnia del macizo.
- **La afección a obras exteriores existentes.** El fenómeno de la **subsistencia** del terreno superficial, debida a la ejecución de un túnel bajo el mismo, existe siempre, aunque, naturalmente, depende muy esencialmente de las características geotécnicas del macizo.

Su manifestación principal son los asientos. Generalmente son de pequeña magnitud en los macizos de rocas ígneas (granitos, gabros, riolitas, basaltos, vidrios volcánicos, etc.), mientras que suelen alcanzar magnitudes importantes en las rocas sedimentarias, sobre todo rocas blandas y suelos (margas, argilitas, limolitas, etc.). Por ello, toda posibilidad de implantación del trazado

lejos de la planta de obras exteriores existentes es esencial, sobre todo, en estos últimos casos.

- En casos muy concretos en que **se considere conveniente (si no obligatorio) un sistema constructivo**, pueden condicionarse los radios del trazado. Así, con las máquinas integrales de túnel son convenientes radios superiores a los 400 m en planta.

De acuerdo con todo lo anterior, las recomendaciones clásicas de definición del trazado con criterios exclusivamente de tipo económico, es decir, el trazado más corto (con simples correcciones de acuerdo con un conocimiento general de las condiciones geotécnicas del macizo), no son suficientes. De hecho, en la mayoría de los actuales Proyectos de obras subterráneas, se cuida cada vez más el estudio previo de los tres primeros condicionantes previos o puntos de partida básicos, que se acaban de señalar. Por ello, merece la pena comentar algo más sobre la casuística relativa a los mismos y exponer el tratamiento de un caso, que sea lo más amplio y representativo posible, de esta problemática.

- La existencia de **obras o servicios en el subsuelo de la zona**, es tema que puede tener enorme complejidad en el caso de túneles urbanos. Se han llegado a tomar decisiones que han tenido que ir en contra de todos los principios en que hoy se fundamenta el diseño de un túnel por razones de la calidad geotécnica del macizo.

Así ha sucedido en dos proyectos japoneses en Hiroshima y Tokio, en los que se aplicó el llamado método DOT7, empleando Escudos de sección en forma de o de 8, (Fig. 5.1). Se trata de un modelo de TBM que excava dos secciones circulares secantes para un ferrocarril metropolitano de doble vía con gálibo mínimo ($9,4 \times 15,85 \text{ m}^2$). En principio, la solución va en contra de las formas recomendadas para

terrenos de calidad dudosa, que son las más próximas que sea posible a la totalmente circular.

No obstante, en este caso la forma adoptada se ha justificado por lo complicado del encaje del trazado en planta, en una zona urbana con multitud de servicios en explotación, alojados en galerías existentes.

Lo mismo puede decirse de las secciones rectangulares tan frecuentes en los túneles, generalmente de poco recubrimiento, de las vías de transporte en zonas urbanas (calles, autovías de penetración y ferrocarriles).

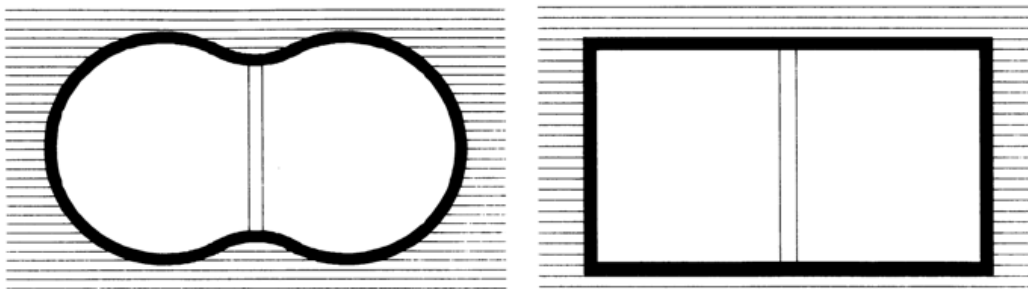


Figura 5.1. Secciones atípicas. Fuente: M. Castillejo (1992).

- Por lo que a la subsidencia se refiere, ya es posible hoy día estimar las deformaciones esperables en superficie, como consecuencia del avance del túnel, y adoptar los métodos de construcción más adecuados para minorarlas o, incluso, actuar previamente' para corregirlas. Por ejemplo, se puede provocar una entrada en tensión y consiguiente deformación previa del terreno en sentido contrario y de magnitud comparable a la del asiento esperable, actuando con inyecciones desde el exterior o desde una obra subterránea auxiliar. No obstante, la evaluación previa de las deformaciones no siempre tiene la precisión deseable, por lo que estos pre-tratamientos pueden ser arriesgados en ciertos tipos de terreno.
- Para terminar, el caso particular del Proyecto de una línea de f.c. metropolitano subterráneo, puede servir de pauta general para otros casos. El

trazado en planta, incluyendo la localización de las futuras estaciones es el estudio principal a realizar y debe tratar los problemas siguientes:

- o Reducción de la afección a estructuras principales existentes próximas. Para ello, se intenta que el trazado discorra, en su mayor parte, bajo las grandes avenidas o calles anchas de la ciudad.
- o Protección de edificios o estructuras singulares (con pantallas o elementos de efectos parecido) cuando sea insalvable la proximidad a las mismas, Fig. 5.2.
- o Limitación de las necesidades de adquisición o uso temporal de terreno, derechos de paso, etc. El número de puntos de ataque se limita al conveniente para cumplir el Programa deseable. Además, si es necesario, el acceso en esos puntos se hará por pozo.
- o Limitación de la afección al tráfico rodado durante la construcción. Se trata, en primer lugar, del transporte de escombros y también del suministro de áridos, cemento o prefabricados.
- o Viabilidad de los posibles métodos de construcción en los distintos tramos, estaciones y obras complementarias, de acuerdo con la geotecnia del macizo. De ello se trata en el epígrafe siguiente.

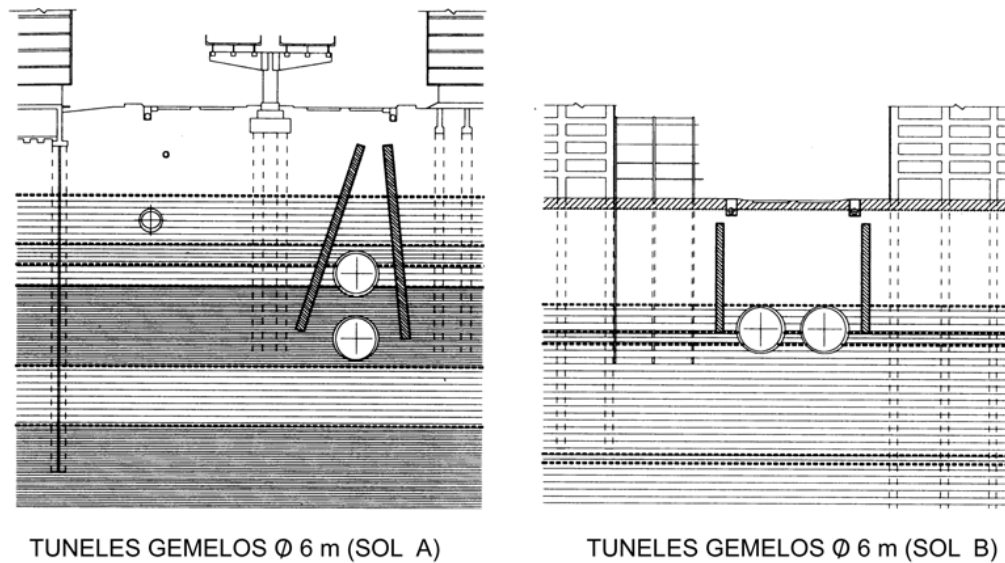


Figura 5.2. Protección de edificios o estructuras singulares. Fuente M. Castillejo (2002)

5.1.2. El trazado en alzado: pendiente

En primer lugar, las pendientes del trazado deben ajustarse a las necesidades funcionales del servicio a que se destina el túnel. Por ello, en algunos casos, como el de las conducciones hidráulicas en lámina libre, la pendiente viene fijada (o ha de establecerse entre límites estrechos) de acuerdo con el funcionamiento hidráulico del canal. En otros casos no es así, y pueden darse criterios de tipo más general, como los siguientes:

- Carreteras ordinarias. Con rampas superiores a un 5% la ventilación se complica de tal forma que dicha cifra puede considerarse como límite máximo recomendable para las pendientes, ya que tampoco debe ser rebasada por el tráfico descendente, por razones de seguridad vial.
- Autopistas. Generalmente se trata de túneles con tráfico en un solo sentido. Se recomiendan pendientes no superiores a un 2% en túneles ascendentes de más de 0,5 km de longitud. En casos especiales y, a ser posible, sólo en tramos cortos, pueden llegarse a un 4%. Con cifras mayores se complica la

ventilación y disminuyen las velocidades medias, lo que debe evitarse en este tipo de vías.

- En túneles para tráfico descendente, tampoco debiera rebasarse la primera cifra citada, por razones de seguridad vial, dadas las altas velocidades de los vehículos. En todo caso, de tener que hacerlo, habrá que limitar la velocidad sensiblemente por debajo de la de diseño¹¹.
- • Ferrocarriles. Como cifras orientativas límite se pueden señalar las de 25 milésimas (2,5%) en tramos largos, con un máximo de 50 milésimas (5%) en tramos muy cortos. Esto último suele ser frecuente en el caso de ferrocarriles metropolitanos para salvar servicios existentes en puntos singulares del trazado.
- En los proyectos de Alta Velocidad las cifras cambian radicalmente: los radios en planta han de superar los 2.000 m y las pendientes se mantienen por debajo de las 10 milésimas (1%).
- Ferrocarriles metropolitanos subterráneos. Se vienen recomendando últimamente, por múltiples razones, los diseños superficiales¹², entendiendo por tales los de estaciones muy próximas a la superficie (o simplemente semienterradas) y túneles poco profundos. En tales casos, la estación debe ser siempre un punto alto del trazado: con ello se facilita, tanto la aceleración del arranque del tren descendente como el frenado del ascendente, Fig. 5.3.
- Contrapendiente y desagüe durante la construcción. El Proyecto debe tener muy en cuenta el caso en que las filtraciones esperables sean importantes. Los avances entre los dos puntos de ataque de un túnel (las bocas) o de un tramo de túnel (accesos intermedios por pozo o galería) deberían hacerse siempre a favor de pendiente, ya que el desagüe por bombeo complica el proceso constructivo.
- El diseño para avanzar a favor de pendiente es posible en las conducciones a presión, con tal de mantener el trazado claramente bajo la línea piezométrica mínima esperable. En el resto de casos, no hay más remedio que recurrir al

bombeo, siendo recomendable prever una reducción de ritmos en el avance del tramo en contra pendiente, al establecer el programa de trabajos.

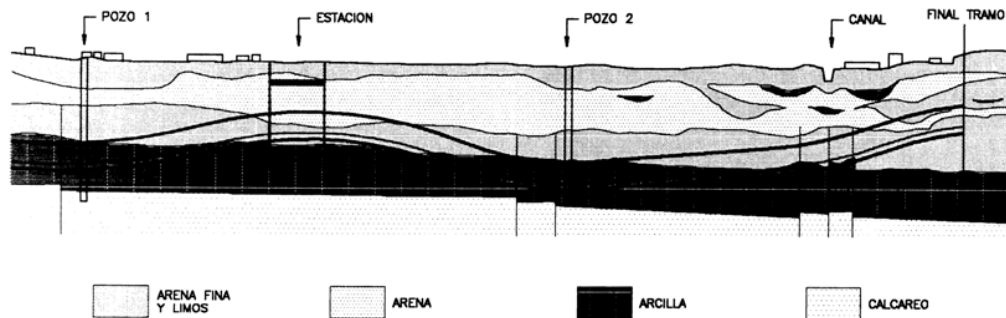


Figura 5.3. Perfil típico de un F.C. metropolitano moderno. Fuente: M. Castillejo (1985).

5.1.3. La sección tipo

Para la definición de la sección tipo, hay que considerar, por una parte, los gálbos requeridos funcionalmente y, por otra, la aproximación a la forma óptima deseable desde el punto de vista geotécnico, que es la circular.

Las condiciones de gálbo resultan del funcionalismo que se requiere de la obra terminada, pudiendo hacer algunos comentarios como los siguientes:

- En el caso más complejo de un túnel de carretera, hay que tener en cuenta los gálbos requeridos por el tráfico (generalmente obligados por una Instrucción a cumplir), las necesidades de aceras o arcenes, los espacios para conducciones de servicios, de drenajes, etc.

En la Fig. 5.4 se representan dos alternativas para unas mismas condiciones de gálbo. La superior puede adoptarse en terreno competente, mientras que la inferior (solera en arco o "contra bóveda") es recomendable en terrenos de baja calidad.

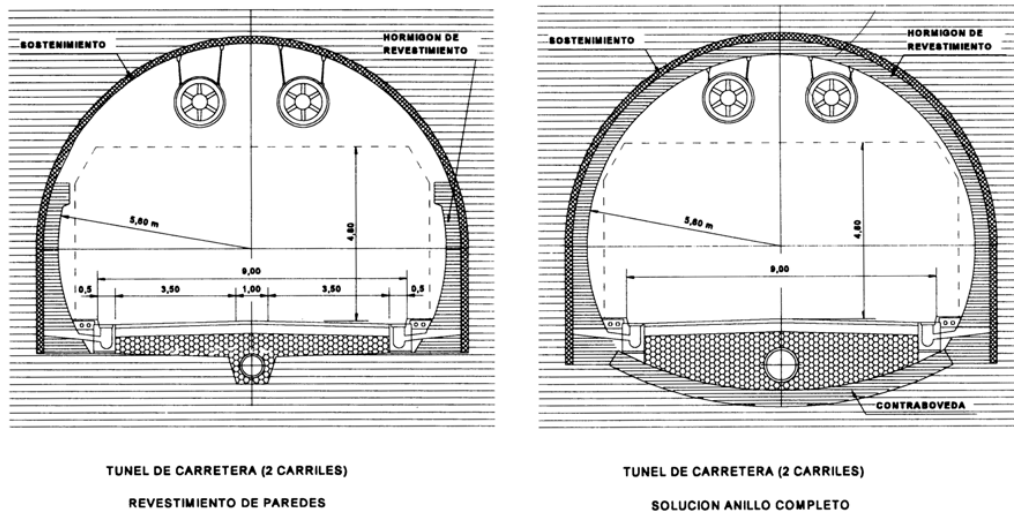


Figura 5.4. Secciones de túnel de carretera. Fuente: M. Castillejo (1992).

- En este mismo caso, hay que contemplar la necesidad de ventilación, sobre todo si la longitud del túnel supera cifras del orden de los 250 m, lo que es tanto como reservar espacio suficiente para los ventiladores (en el caso más simple de ventilación longitudinal) o bien para los conductos de impulsión de aire fresco y de aspiración para extracción del aire viciado, en los casos más.
- Lo mismo puede decirse de los túneles ferroviarios por lo que se refiere a la plataforma de vía, sistema de toma de corriente, etc., debiendo destacar que en los ferrocarriles de alta velocidad el efecto de impacto debe tenerse en cuenta con una mayoración adecuada de la sección.
- En todos los casos, incluso en los aparentemente muy simples, como el de las conducciones hidráulicas, hay que contemplar un margen razonable para el sostenimiento flexible de tipo medio que va a aplicarse a la sección. En España suele despreciarse este tema, suponiendo que se trata de unos pocos centímetros (3 ó 4 cm) de espesor, cuando la realidad es que luego pueden ser necesarias cifras de 8 - 10 cm o más a lo largo de una zona muy grande de túnel. En todo caso, la definición de una sección de excavación que cubra estos pequeños márgenes, tiene un peso mínimo sobre el coste de la excavación.

- Por supuesto, en todo caso el gálibo necesario para el sostenimiento de un túnel, debe estimarse a priori. Dado que difícilmente la entibación requerida es homogénea en toda la longitud, el Proyecto debe prever unas pocas secciones tipo a aplicar según las zonas. En todas ellas el gálibo de excavación debe corresponder al espesor máximo previsto en dicha sección tipo.
- Los espacios requeridos para los servicios en túneles de ferrocarril o de carretera pueden ser de gran importancia, como sucede si hay que alojar arterias importantes de conducción de agua o de gas. En el límite, puede ser preciso construir un túnel o galería auxiliar para alojar estos servicios.
- En túneles de gran longitud para carretera o ferrocarril, casi siempre está justificada la construcción de un túnel auxiliar paralelo, básicamente para servir de obra piloto que permita ir conociendo realmente el terreno a atravesar por el túnel (o túneles) principal(es).
- Naturalmente, cuando se ha tomado esta decisión, el túnel auxiliar se emplea tanto para diseñar más holgadamente el esquema de ventilación, como para alojar los demás servicios.
- Terrenos de calidad dudosa. En los casos de ferrocarriles, sobre todo metropolitanos, se presenta con cierta frecuencia el dilema de adoptar una sección para doble vía, o bien diseñar dos secciones, cada una de simple vía (túneles gemelos - "twin tunnels"), cuando la calidad geotécnica del terreno es baja. Si se añade la presencia de un nivel freático la solución suele ser la de doble túnel: el gálibo mínimo ha de respetar, en todo caso, las necesidades funcionales (plataforma, sistema de toma de corriente, etc.).
- • La solución de doble túnel (o túneles gemelos) en carreteras suele venir también recomendada por otras razones: la conveniencia de tener el tráfico en un solo sentido en vías de cierta importancia. En estos casos, la sección de dos carriles es la mínima a considerar para cada túnel sencillo.
- En grandes autopistas, la circulación en cualquiera de los sentidos requerirá con frecuencia más de dos carriles. Pues bien, la luz de excavación máxima

recomendable no debe pasar de los 20 m¹⁵, aún para macizos de buena calidad, pues suele ser más barato añadir nuevas secciones independientes que rebasar dicha dimensión.

- En todo caso, es muy importante que el macizo de roca entre cada dos secciones contiguas no sea inferior a los 2 diámetros (o 2 veces la dimensión mínima, en el caso de carreteras, normalmente la altura de excavación), para evitar la influencia negativa de la proximidad en el comportamiento geomecánico de la roca.
- Gálbo funcional, constructivo y de explotación. En algunos casos de túneles de sección pequeña (casi siempre por debajo de los 10-12 m²), frecuentes en las conducciones hidráulicas, hay que considerar otras necesidades que las del puro gálbo funcional para llegar a la sección definitiva. Son, por ejemplo:
 - o Gálbo de construcción: En túneles largos las necesidades de construcción (equipos, ventilación, etc.) pueden imponer un gálbo mínimo.
 - o Gálbo de explotación: Al caso anterior, en orografías difíciles, puede añadirse la necesidad de hacer visitable con vehículo una conducción larga, por ser antieconómica la construcción de accesos a varios puntos de entrada de la misma.
 - o Terrenos difíciles: A los casos anteriores cabe añadir la necesidad de ovalizar la sección (de puntos en la Fig. 5.5). Esta consideración es análoga a la ya hecha para los túneles de carretera. En el epígrafe 87.6 siguiente se volverá sobre el tema.

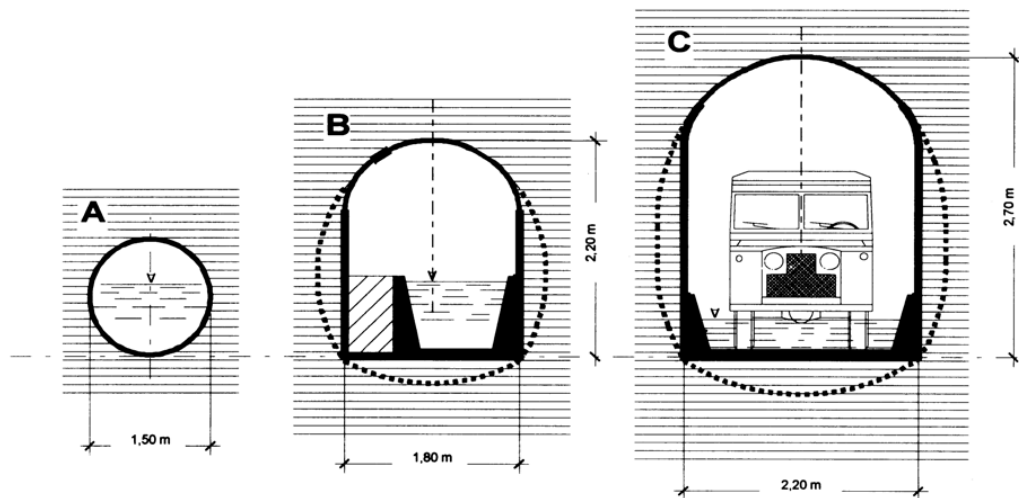


Figura 5.5. Tendencias de perfil definitivo. Fuente: D. Espinoza (2005)

5.2. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA DEL MACIZO

Las expresiones rocas y suelos, habituales en los antiguos tratados de Ingeniería de Túneles, tienden a desaparecer. Si se sigue usándolas es por su mero valor descriptivo, pero las propuestas diversas para su justificación se han demostrado totalmente faltas de valor para ser utilizadas en los estudios de su comportamiento.

Hoy hablamos de la roca, en general, como el medio natural en el que ha de trabajar el ingeniero de túneles y su conocimiento puede decirse que viene dado por dos caminos: la geología y la geotecnia del macizo.

El estudio geológico de un macizo se concreta en el establecimiento de diversas características de las rocas del mismo, entre las que destacan dos: la Estructura geológica que presentan (incluida la descripción del origen, historia geológica y disposición de pisos, etc.) y la Clasificación geológica habitual (granitos, gneis, esquistos, etc.) junto con el posible estudio de su Mineralogía (y Cristalografía, si procede). Características complementarias de un estudio geológico pueden ser una evaluación aproximada de algunas propiedades mecánicas de dichas rocas matrices, como la Cohesión o la Dureza.

El estudio geotécnico tiene que ir mucho más allá, porque de lo que se trata es de prever el comportamiento mecánico del macizo rocoso cuando se le someta a modificaciones en su estado tensional de equilibrio, consecuencia de la construcción del túnel. De ello responden no sólo las características intrínsecas de las rocas matrices, sino su disposición estructural natural, su estado de fracturación y la presencia de agua así como de posibles discontinuidades o, en el límite, accidentes geológicos singulares.

En resumen, desde un punto de vista práctico, el Proyectista debe considerar que un macizo rocoso necesita una definición geotécnica que ha de abarcar los cuatro aspectos siguientes:

- a. **Características intrínsecas del material básico** (las rocas matrices), entendiéndose que ha de extenderse a cada uno de los varios conjuntos de rocas matrices que puede presentar un macizo aunque, en principio, parezca continuo y sano.
- b. **Evaluación de discontinuidades.** Pueden señalarse la orientación de los planos de las mismas (rumbos y buzamientos); la frecuencia de tales discontinuidades; la apertura o separación de dichos planos; la naturaleza de los rellenos posibles; la rugosidad de los planos límites; la presencia y circulación de agua, etc.
- c. **Respuesta esperable de la roca matriz** (así como de las discontinuidades que presente) en el supuesto de cambios en el estado de equilibrio tensional "rocarellenos-agua".
- d. **Respuesta final esperable del macizo** (es decir, del conjunto de rocas matrices o componentes básicos) a los cambios antes citados que es el objetivo final del estudio geotécnico del mismo.

Siguiendo la lista anterior, los dos primeros apartados se refieren a lo que se llama usualmente descripción geotécnica de las rocas del macizo y de su conjunto, es decir

del propio macizo. Para ello se usan las metodologías geológicas habituales que van desde la geomorfología observada en superficie (afloramientos y catas) o en las columnas de sondeos hasta reconocimientos geofísicos.

Los dos últimos apartados se refieren a la evaluación de parámetros geotécnicos. De ellos, el tercero requiere principalmente ensayos de laboratorio y el cuarto una combinación de ensayos de laboratorio con nuevos datos de sondeos mecánicos, prospecciones geofísicas o ensayos mecánicos in situ.

Este conjunto de trabajos tiene por objeto llegar a calificar las formaciones presentes en el macizo a través de datos que van desde la mera descripción geomorfológica a la identificación concreta y, desde una primera clasificación de los materiales básicos a la clasificación y calificación geotécnica de los diferentes tramos del macizo.

Ahora bien, los propios índices o parámetros, con los que se llega a evaluar propiedades muy concretas, pueden ser contradictorios. Por ejemplo, una elevada resistencia a la compresión en una roca matriz puede inducir a una elección equivocada de una TBM típica de roca dura o extradura, porque si dicha roca se presenta muy fracturada, lo recomendable es otro tipo de máquina que ofrezca prestaciones más favorables al autosostenimiento temporal o provisional, ya que la alta fracturación de la roca permite el arranque con diseños más convencionales en cuanto a capacidad de cortadores.

Se podrían comentar otros ejemplos de índices igualmente contradictorios:

- a. *las rocas blandas permeables o impermeables* requieren tratamientos diferentes en cuanto al corte mecánico;
- b. una roca *blanda pero tenaz* (caso típico son las formaciones masivas de yeso) puede presentar dificultades de arranque muy peculiares, tanto si se emplean explosivos, como si se estudia su arranque mecánico, etc.

Por todo ello, se ha visto la necesidad de llegar a caracterizaciones de tipo global de los macizos, a partir de los trabajos e índices que se han comentado y, así han nacido las actuales Clasificaciones Geomecánicas de los Macizos Rocosos.

Históricamente, puede decirse que nacen con Terzaghi a mediados de los años 40, ya que su Clasificación, aunque pueda llamarse simplista, sigue dando hoy día, en general, resultados del lado de la seguridad, pese a dicha simplicidad, y no cabe duda de su aplicabilidad al diseño de los sostenimientos. Lo mismo se podría decir de otras Clasificaciones desarrolladas en los años 50 y 60 (Lauffer, Protodyakonov, etc.).

No obstante estos precedentes históricos reales, que se emplearon con profusión articular en la minería, se considera que la consagración universal de las modernas Clasificaciones geomecánicas tiene lugar con la publicación de las de Barton y de Bieniawski a mediados de los años 70, y presentadas ambas al Congreso Internacional de Mecánica de Rocas de 1979, celebrado en Montreux.

Estas dos Clasificaciones famosas definen sendos índices globales de Calidad a partir de algunos índices simples de las rocas matrices. Así, Barton define su índice Q de Calidad del Macizo Rcoso (que llama, literalmente, Rock mass quality) en función de los índices simples siguientes: el de fracturación (índice RQD - Rock quality designation -de Deere-); el de diaclasado (número de familias observables); el de rugosidad de diaclasas (planas, onduladas, continuas, etc.) y el de alteración de las mismas (alteración nula, ligera, con detritus, milonitos, etc.). Añade a ellos dos factores, el de reducción por presencia de agua y el representativo del estado tensional.

Bieniawski, por su parte, define el índice RMR de Valoración del Macizo Rcoso (literalmente llamado Rock mass rating) en función de: la resistencia a la compresión simple, el índice RQD de Deere; la separación de diaclasas; la continuidad/rugosidad de las diaclasas y un factor por presencia de agua.

Hay, por supuesto, otras clasificaciones que han buscado perfeccionar más algunas cualidades concretas del macizo, pudiendo decir que no hay inconveniente alguno, antes al contrario, en hacer adaptaciones para su empleo en casos concretos, si bien debe contarse siempre con el asesoramiento de expertos.

La clasificación geomecánica del macizo rocoso es, pues, en primer lugar, el banco de datos que se ofrece para el diagnóstico cualitativo del macizo que se estudia. Pero, además, y como se verá, en el epígrafe siguiente, es el elemento básico de lo que se puede llamar métodos empíricos de dimensionamiento y cálculo de la estructura resistente del túnel.

Por la importancia de estos temas, otros capítulos del presente texto los tratarán con mucho más detalle. El propósito de este epígrafe se limita a su presentación general al exponer las tareas con que se enfrenta el Proyectista.

5.2.1. Teorías clásicas de cálculo y dimensionamiento

Se consideran aquí las primeras concepciones de estructuras resistentes en las que no se cuenta con colaboración alguna de la roca. De acuerdo con esta definición, podrían quedar comprendidos, en primer lugar, los dimensionamientos pragmáticos que hacían los maestros del arte de las obras subterráneas hasta la última mitad del Siglo XIX (y, en algunos países, incluso hasta los primeros años del presente).

Un segundo grupo lo forman las proposiciones de leyes de carga derivadas de la observación real de los volúmenes de los hundimientos (o de las formas de los abovedamientos consiguientes), que aparecen a partir de mediados del siglo pasado. Estas observaciones se hicieron en diversos túneles en rocas de calidad mediocre (rocas altamente fracturadas o terrenos poco cohesivos).

El último grupo lo constituyen las posteriores formulaciones más concretas, que se han venido empleando hasta bien entrados los años 60 (e incluso, en algunos países,

los 70). De entre ellas fueron muy utilizadas las hipótesis de carga de Terzaghi (1945-46) primero, las de Protodyakonov (1952) y otros después.

Sean unas u otras, éstas que suelen llamarse Teorías clásicas proponen leyes de carga para las bóvedas de desprendimiento, por una parte y, por otra, para las cuñas de empuje sobre las paredes laterales del túnel. A partir de ellas, se dimensionan las estructuras de sostenimiento, sin contar para nada, con la colaboración del terreno, lo que lleva, en general, a diseños que están muy del lado de la seguridad.

5.2.4.1. Teorías Modernas

En pura teoría, el avance que, desde finales de los 60, ha supuesto la aplicación de la Geotecnia a los túneles, debiera haber permitido mantener hoy día planteamientos formalmente análogos a los de las llamadas Teorías clásicas, que se acaban de comentar. Las leyes de carga podrían tener, por una parte, unos parámetros para identificar familias de macizos de características globales análogas y, por otra, unos coeficientes, a calibrar de acuerdo con el estado real de alteración que, en cada familia, presentaran las rocas básicas. Pues bien, es tal y tan errática la dispersión de tales coeficientes y parámetros que este camino no es viable y las nuevas teorías se orientaron de forma diferente.

Partiendo de que el terreno atravesado tiene siempre una posible participación en el elemento estructural (lo que ha quedado evidenciado por la moderna Mecánica de rocas) es posible, aunque con una aproximación grosera, su caracterización geomecánica. A partir de ello, y aunque siguiendo vías diferentes, se han establecido una serie de Métodos modernos de cálculo y dimensionamiento, con soportes de muy diversa naturaleza (empíricos, técnico-analíticos, o matemáticos), que se describen a continuación.

5.2.4.2. Métodos empíricos

Cualquiera de ellos parte de una u otra Clasificación Geomecánica de Rocas, desde las cuales se llega a estimaciones de las cargas sobre los sostenimientos.

Los métodos se corresponden, por tanto, con las Clasificaciones, pudiendo citar como más famosas, ordenadas cronológicamente, las siguientes: la de Terzaghi (1945-46); la propuesta por Lauffer (1958-59), o las más empleadas hoy día, publicadas en los años 70, por Bieniawski y por Barton, comentadas ambas en el epígrafe anterior.

5.2.4.3. Métodos Analíticos

Parten de la hipótesis de comportamiento elástico del macizo, hasta llegar a una cierta deformación, en que se produce la plastificación.

Se acepta que hay una correspondencia entre presión interna y deformación radial (algunos la llaman convergencia), según una curva, la curva característica de la cavidad, que es del tipo $p_i = f(\delta_i)$ (Fig. 5.6).

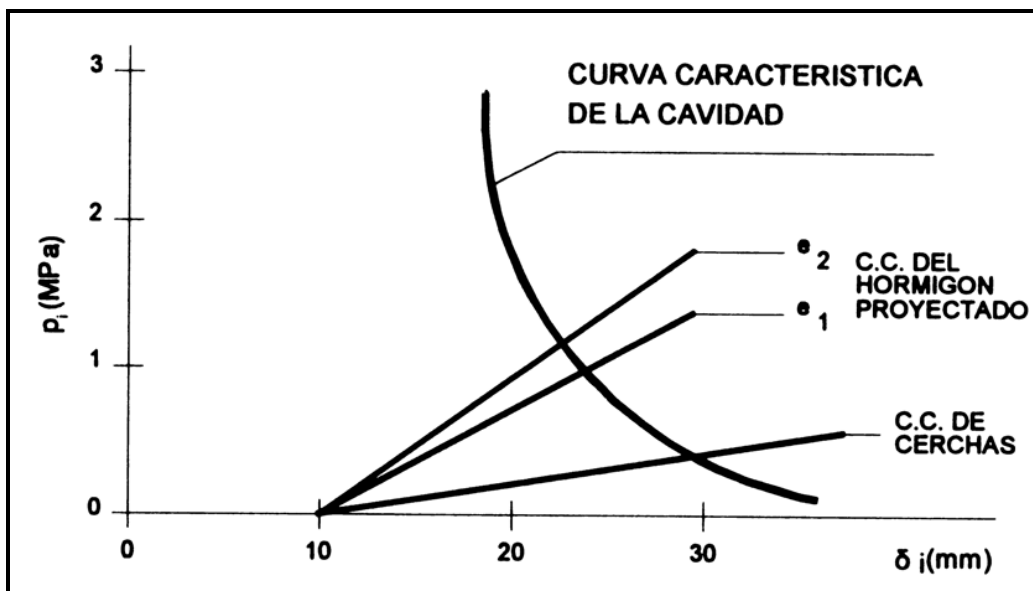


Figura 5.6. Curvas características. Fuente: M. Castillejo (1985).

Por otra parte, el sostenimiento elegido debe ser capaz de resistir una presión igual a dicha presión interna p_i . Como la ley de presiones/deformaciones del sostenimiento se conoce (curva característica del sostenimiento³⁹, el punto de encuentro de ambas gráficas define la situación de equilibrio esperable.

Ya se comprende que si la deformación (convergencia) no es aceptable, se puede elegir otra curva en la familia de las del sostenimiento, lo que es tanto como decidir el dimensionamiento de éste. En el caso de anillos de hormigón proyectado, por ejemplo, se elegiría un espesor mayor pasando a una recta diferente.

5.2.4.4. Métodos numéricos

Se parte de una ordenación de los elementos constitutivos del macizo que se asignan a una modelización según mallas de elementos finitos, en el caso más sencillo y frecuente, o bien a una malla de elementos discretos o discontinuos. La Fig. 5.7 recoge una propuesta del Prof. C. Sagaseta para un caso concreto.

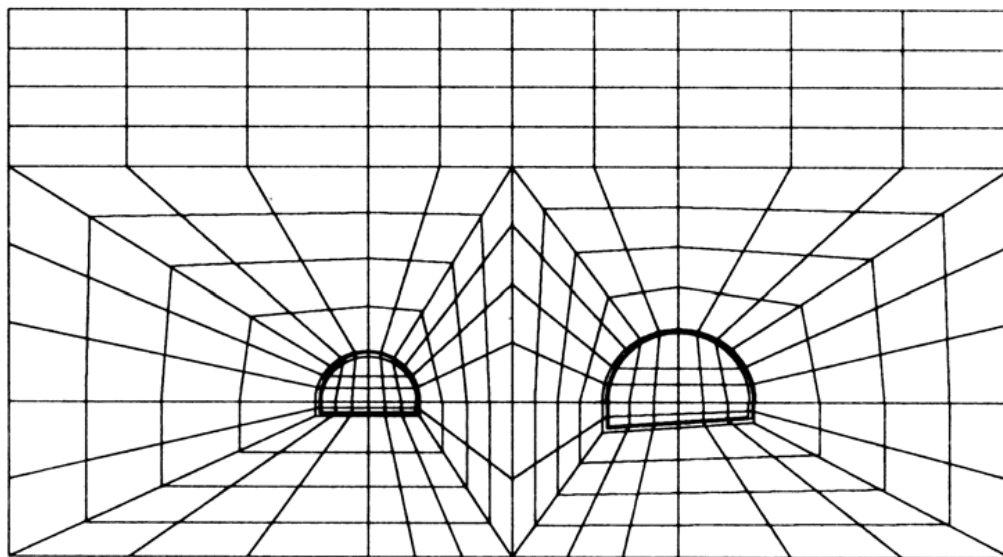


Figura 5.7. Túneles gemelos. Excavación sucesiva. Malla de elementos finitos. (Prof. Sagaseta).

En el caso de elementos finitos, se puede señalar:

- El método permite analizar el estado tensional de cada fase o etapa del proceso constructivo.
- Las mallas suelen ser más densas en las proximidades del contorno de la cavidad, por ser la zona que interesa analizar con el mayor detalle.

Por último, en general, puede decirse que la enorme capacidad y rapidez de cálculo de cualquiera de los distintos modelos existentes permite el estudio de un amplísimo conjunto de hipótesis de carga (diferentes intensidades, anisotropías, etc.) ofreciendo, pues, una amplia envolvente de situaciones.

5.2.4.5. Crítica general de las Teorías modernas

Ninguna de las Teorías descritas son ni comparables entre sí (el diferente origen de las abstracciones empleadas no lo permite) ni igualmente apropiadas a cualquier tipo de macizo. Lo único posible es aceptar unas aproximaciones a la selección del Método más adecuado, de acuerdo con una casuística de macizos, como han propuesto algunos expertos. Porque la realidad es que, dentro de cada grupo de Métodos, hay lagunas muy importantes sin cubrir, a las que se hace referencia seguidamente.

5.2.4.6. Métodos empíricos

La dificultad señalada se suele expresar diciendo que cada macizo requiere establecer su Clasificación geomecánica, o dicho de otro modo, que se puede partir de una Clasificación típica, pero es necesario adaptarla al caso particular, si se quiere evitar sorpresas.

Cualquiera de las Clasificaciones famosas se ha consagrado por éxitos logrados en una serie de casos particulares, pero no fue posible extenderla, sin más, a macizos de tipología diferente, lo que significa que aquel éxito era limitado.

5.2.4.7. Métodos analíticos

Estos métodos son, en principio, muy sugestivos, por usar las leyes de la Elasticidad, lo que facilita el dimensionamiento.

El éxito logrado en bastantes casos llevó a los expertos que los promovieron a abandonar los Métodos empíricos. Pronto se vio, sin embargo, que lo que pareció de posible generalización, lo era solamente en casos de macizos de características muy parecidas. En resumen, cabe decir que si difícil es fijar previamente la Clasificación geomecánica adecuada a cada macizo, es igualmente dudoso poder establecer las curvas características de cada macizo previamente a su construcción.

5.2.4.8. Métodos numéricos

La atracción inicial que producen estos métodos se basa en que los modelos matemáticos parecen capaces de adaptarse con gran facilidad a las condiciones cambiantes de los macizos.

Además, como ya se ha comentado, su gran capacidad de cálculo permite abordar estudios paramétricos con un amplísimo rango de variaciones. Pese a esta realidad, si la calidad de los parámetros geotécnicos conocidos es precaria, esa enorme envolvente de posibles situaciones tiene un mero valor teórico, que es, desgraciadamente, lo más frecuente.

En resumen, hay que pensar que las dificultades de unos u otros Métodos no son sino formas diferentes de expresar la dificultad de calibrar adecuadamente la abstracción,

sea ésta analítica o matemática, necesaria para esperar resultados prácticos del estudio técnico del fenómeno.

Todo esto ha propiciado el gran desarrollo de los procesos de dimensionamiento por iteración, a partir de las observaciones del comportamiento real de sostenimiento y terreno, si se quiere, las técnicas que siguen la doctrina del llamado Nuevo Método Austriaco de Túneles (New Austrian Tunneling Method, mejor conocido por sus siglas N.A.T.M.) al que se hace referencia brevemente.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE

6.1.- GEOGRAFÍA FÍSICA:

6.1.1.- Relieve:

En el norte de Guárico el relieve es abrupto y está formado por las estribaciones meridionales de la cadena interior de la Cordillera de la Costa. Estas montañas se van suavizando hacia el sur en descenso hacia Los Llanos, encontrándose algunas elevaciones aisladas de tipo calizo, como los morros de San Juan.

El trazado del túnel San Juan se encuentra determinado por los rasgos fisiográficos del área de emplazamiento. En los extremos norte y sur de la zona de estudio se tienen dos sectores de muy bajo relieve, comunicados por un valle estrecho en la parte central del área con orientación N – S conformado esencialmente por materiales coluvio – aluviales, presentando alturas entre 370 y 520 msnm, mientras que en el sector central de la zona se presenta un relieve abrupto y montañoso, con alturas de entre 600 y 1.100 msnm.

Este valle alargado con orientación hacia el sur, corresponde a un tramo del río El Castrero, el cual fluye desde su cabecera en sentido W – E para luego, girar bruscamente hacia el Norte recorriendo aproximadamente unos 4 km en esta dirección hasta desembocar en el río San Juan.

Entre las principales filas destaca la fila El Aventado y la fila El Bagre con una altura promedio de 800 msnm. Ambas filas conforman la divisoria de aguas del río Cerro Pelón o El Castrero en el sector sureste de su cuenca. A nivel regional, es notable la alineación de las principales filas del área de estudio, las cuales presentan

rumbo aproximado N 45° E estando posiblemente afectadas por el corrimiento Cantagallo.

La geodinámica externa de la zona de estudio se evidencia en una serie de movimientos de masas en las laderas próximas al sector del trazado del túnel.



Foto 1. Relieve de la zona norte sobre el eje del túnel, Orientación S 10° W. Fuente: L. Zurbaran (2007).

6.1.2.- Hidrografía:

El principal sistema fluvial de la zona corresponde al río El Castrero, en conjunto con otras quebradas de menor longitud como las quebradas San Luis, Los Bagres y El Bagre. Éstas conforman una cuenca alargada que muestra fuertes indicios de control estructural, evidenciado en los múltiples codos y giros de ángulos diversos que éstas presentan.

El patrón de drenaje predominante de la cuenca del río El Castrero, puede clasificarse como de tipo dendrítico de alta densidad, lo cual indica que la litología de esta zona es impermeable y bastante homogénea.

La cuenca adyacente a la del río El Castrero corresponde a una cuenca cuyo cauce principal es el río Parapara y muestra un drenaje de tipo reticulado, con grandes ángulos rectos, evidenciando litología y estructura muy diferentes a las de la cuenca El Castrero.

En el tramo inicial del túnel, a lo largo de aproximadamente 1,5 km hacia el sur, se presentan algunos cursos de agua de régimen estacional en una zona de topografía bastante plana.



**Foto 2. Curso de agua que cruza el alineamiento del túnel.
Orientación E - W. Fuente: L. Zurbaran (2007).**

6.1.3.- Suelos:

Los suelos que se encuentran en la zona norte del trazado del túnel corresponden a depósitos cuaternarios aluviales, limo arcillosos, bastante impermeables y más al sur, acumulaciones coluviales que presentan abundantes cantos de rocas verdes y ftanitas, de geometría diversa que van de angulosos a redondeados en una matriz areno-limosa. Estos depósitos coluvio-aluviales presentan espesor variable de hasta 20 metros sobre la formación rocosa a lo largo del eje del túnel.



**Foto 3. Suelos encontrados en el área de estudio.
Orientación N 20° W. Fuente: L. Zurbaran (2007).**

6.1.4.- Vegetación:

El área de estudio tiene una vegetación dominante de sabana, predomina la vegetación graminosa, herbácea, chaparrales, estepas de gramíneas y praderas secas, así como proliferaciones de bosque montano en las hondonadas del drenaje natural y al pie de Los Morros.



**Foto 4. Vegetación de la zona de estudio.
Orientación S12° W. Fuente: L. Zurbaran (2007).**

6.1.5.- Clima

Al norte de Guárico domina el clima tropical lluvioso de sabana, con meses secos, de noviembre a abril, y lluviosos, de mayo a octubre; los registros anuales oscilan entre los 800 mm hasta los 1.500 mm. Las temperaturas promedio anual está entre 28° y 30° C.

6.2.- GEOLOGÍA REGIONAL

El Sistema Montañoso del Caribe tiene un rumbo aproximado N 80° E, una longitud de 600 km y un ancho promedio de 100 km y se extiende desde la depresión de Barquisimeto hasta más allá de la península de Paria hacia Trinidad. El sistema se divide en dos grandes cadenas: La Cordillera de La Costa y la Serranía del Interior, separadas entre sí por una depresión que se extiende, de oeste a este, desde el límite de los estados Cojedes y Carabobo, a través de la cuenca del Lago de Valencia, hasta las depresiones del estado Aragua y los valles del río Tuy.

La configuración de este sistema en la parte central, ha sido dividido (Menéndez, 1966 y Bell, 1968) en ocho (8) fajas tectónicas con características individuales que se desarrollan con un rumbo general E – W y que incluyen la Cordillera de la Costa y luego la Serranía del Interior, partiendo desde la costa caribeña hasta llegar aproximadamente al sur de Ortiz en el estado Guárico.

Se trata, al norte de tres fajas principales con rocas metamórficas (Cordillera de la Costa, Caucagua-Tinaco y Villa de Cura), respectivamente, de origen sedimentario ígneo y volcánico y al sur, esencialmente de la Faja Piemontina, compuesta de flysch calizas y cherts y delimitada al norte por la relativamente estrecha Faja de Paracotos y al sur por el contacto, a través de la Zona de Fallas de Corrimiento, Faja Volcánica y Faja de Buzamientos Suaves, con el Terciario Superior de Los Llanos (Piedemonte del Oligoceno-Mioceno).

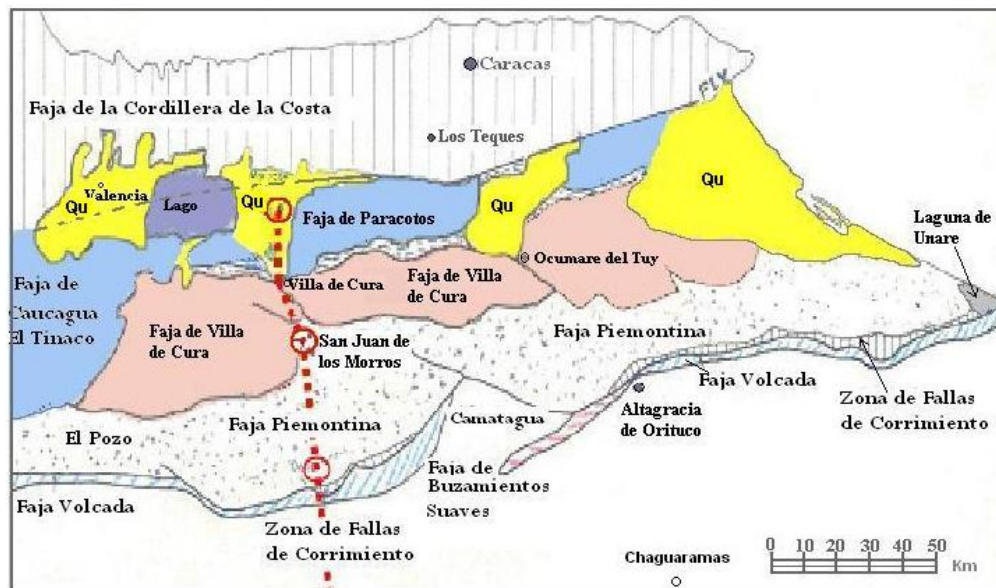


Figura 7. Ubicación de las fajas tectónicas. (Tomado de Menéndez A, 1966; Bellizia A, 1968).

A continuación se reportan las características más resaltantes de estas fajas de acuerdo con una secuencia que va desde el Norte hacia el sur.

1. Faja Tectónica de la Cordillera de la Costa, comprendida entre el sistema de fallas del Caribe, al norte, y la falla de La Victoria al sur. Afloran las unidades meta-sedimentarias del grupo Caracas.

2. Faja Tectónica de Caucaagua- El Tinaco, entre la falla de La Victoria, al norte, y la zona de fallas de Santa Rosa al sur. Es una faja interrumpida de bloques de basamento que infrayace una secuencia vulcano-sedimentaria ligeramente metamorfizada.

3. Faja de Paracotos, entre la falla de Santa Rosa, al norte, y la de Agua Fría al sur. En esta estrecha faja discontinua se presentan afloramientos del Maastrichtiense.

4. Cinturón Volcánico-Tectónico del Grupo de Villa de Cura, compuesta por una acumulación de rocas volcánicas ligeramente metamorfizadas, ubicada entre las fallas de Agua Fría al norte y Cantagallo al sur. Afloran las formaciones del grupo

Villa de Cura recubiertas parcialmente por rocas de la Formación Guárico del Paleoceno.

5. Faja Piemontina, se encuentra limitada al norte por la falla de Cantagallo y al sur por el Corrimiento Frontal. Es la más extensa y forma el cinturón que bordea el Grupo de Villa de Cura. Se caracteriza por grandes pliegues recurrentes al sur y fallas de corrimiento con buzamiento al norte.

6. Cinturón de Fallas de Corrimiento conformado por un sistema discontinuo de fallas, que expone repetidamente secciones de formaciones ubicadas al norte del mismo. Comprendidas entre la Faja Piemontina al norte y la Faja Volcada al sur.

7. Faja Volcada representada por un sector angosto de rocas terciarias volcadas hacia el sur. En esta faja afloran rocas de las formaciones Naricual, Quebradón y Quiamare, plegadas en un sinclinal, limitando al sur con la Faja de Buzamientos Suaves.

8. Faja de Buzamientos Suaves constituidas por rocas sedimentarias del Eoceno que forman un homoclinal regional hacia el sur y constituyen la parte septentrional de Los Llanos, a medida que el buzamiento se suaviza hacia el sur. Es una faja que define una región caracterizada por capas suavemente plegadas, con fallas normales e inversas de pequeño desplazamiento cuya frecuencia disminuye hacia el sur.

Dentro de las ocho fajas tectónicas descritas, solamente tres están directamente atravesadas por el trazado del ferrocarril y específicamente, de norte a sur, son:

- El Cinturón Volcánico-Tectónico del Grupo de Villa de Cura.
- La Faja Piemontina, entre San Juan de los Morros y la población de Ortiz.
- El Cinturón de Fallas de Corrimiento, inmediatamente al sur de la población de Ortiz.

Más específicamente, el trazado del ferrocarril en el área de estudio (tramo D - 1) se desarrolla esencialmente dentro de los aluviones cuaternarios, rocas de la Faja Piemontina y rocas del Grupo Villa de Cura.

6.3.- GEOLOGÍA LOCAL:

El macizo rocoso dentro del cual se excavará el túnel, presenta asociaciones litológicas que pertenecen a dos tipos de litologías bien diferenciadas: las formaciones del Grupo Villa de Cura, localizadas a lo largo de la parte central del trazado del túnel y la Formación Guarico, ubicada hacia ambos extremos de la zona de emplazamiento. Estas formaciones se describen a continuación:

6.3.1.- Formación Guárico [Unidad “UGC”]

Esta unidad descrita por Peirson *et al.* 1966, se caracteriza por una predominancia de depósitos flysch compuesto de espesas secuencias de alternancias monótonas de lutitas, areniscas y limolitas turbidíticas, en capas muy finas a medias, con lutitas y arcilitas gris oscura a gris oliva.

Presenta una serie de varias secciones de referencia para la “Facies Flysch” de la formación: Miembro Los Cajones (facies wild flysch), Miembro Morro del Faro (calizas arrecifales), Miembro Caramacate (facies periarrecifal de los arrecifes del Miembro Morro del Faro), Miembro Mamonal (flysch proximal con cantos líticos) y finalmente, una facies meridional de areniscas cuarzosas.

El Miembro Caramacate, que rodea a la Formación Morros del Faro, se compone de una compleja intercalación de masas alóctonas de calizas, flysch y facies de plataforma cerrada. La facies de plataforma cerrada, a su vez, se compone de limolitas y arcillas limosas calcáreas a muy silíceas en capas delgadas, grauvacas y conglomerados guijarrosos con carácter turbidítico compuestos por basalto, ftanita, cuarzo, lutita negra y caliza.

6.3.2.-Grupo Villa de Cura

Formación Santa Isabel [Unidad “USI”]

Descrita por Shagam (1960), esta unidad de origen sedimentario metamorfizado, se compone de esquistos cloríticos, granulita cuarzo-albítica (granofels), cantidades menores de metaftanitas, metalavas básicas y metatobas. Ocasionalmente, se encuentran conglomerados volcánicos de color verde oscuro con fragmentos angulares de hasta 20 cm de diámetro en una matriz de grano fino. Además, pueden encontrarse fragmentos redondeados pumáceos (bombas volcánicas) y de metaftanitas.

Los granofels y esquistos cuarzo-albíticos, son rocas laminadas y gruesamente esquistosas, de grano fino a medio. Las filitas y esquistos cloróticos son rocas plegadas y muy esquistosas, de color verde a verde oscuro, con horizontes de 10 a 15 cm y secuencias de hasta 30 m de espesor. Las metatobas se presentan como flujos delgados de 1 a 5 m de espesor y con tonalidades gris claro a gris verdoso. Las metaftanitas son rocas laminadas y microcristalinas de color verde claro, interestratificadas con las rocas cuarzo-albíticas. Predominan cerca de la base de la formación.

Formación El Carmen [Unidad “UEC”]

Descrita por Shagam (1960), la unidad se compone principalmente de una sucesión de metalavas básicas de color azul verdoso sub-maciza a esquistosa con grandes fenocristales de augita de color verde aceituna, así como albita, actinolita y plagioclasa. Navarro (1983) señala que la metalava piroxénica se caracteriza por la presencia de fenocristales de piroxeno (augita diopsídica) en una matriz constituida principalmente por microlitos de plagioclasa o de sus productos de la transformación metamórfica (lawsonita, pumpellita, epidoto). Estas metalavas básicas se encuentran interestratificadas con metatobas afaníticas, metatobas cristalinas y brechas de flujo.

Formación El Chino [Unidad “UECH”]

Según Navarro (1984) se compone principalmente de metatobas no laminadas, metalavas basálticas, filitas grafitosas, esquistos y granofels clorítico-cuarzo – albíticos y metaftanitas. Las metatobas, de color verde a verde azulado,

representan aproximadamente el 60% del espesor total de la formación, forman acumulaciones espesas entre 10 y 20 m y consisten de albita, cuarzo, clinopiroxeno, abundante clorita, pirita y otros accesorios.

Los flujos de lava representan aproximadamente un 20 % de la formación y se encuentran interestratificados con la metatobas. Su composición es similar a los metabasaltos de la Formación El Carmen. Son generalmente macizas y esquistosas, con tonalidades azul verdosas. Las filitas negras y metaftanitas se presentan como horizontes delgados y constituyen cerca del 5% del espesor total de la formación, concentrándose en el tope y base; son rocas microcristalinas de color negro grisáceo, con abundante sílice y pequeñas cantidades de grafito, albita, clorita, actinolita y sericita. Son resistentes a la erosión. Los esquistos y granofels cuarzo-albítico-cloríticos, similares a los granofels de la Formación Santa Isabel, constituyen cerca del 15% del espesor total de la formación. Son rocas de color verde grisáceo, submacizas a esquistosas y se presentan en secuencias de 5 a 10 m de espesor interestratificadas con las metalavas, metaftanitas y metatobas.

En general, el área de estudio se encuentra afectada estructuralmente por el corrimiento de Cantagallo en el límite sur con un rumbo aproximado de N 40° E, y al norte por la falla La Puerta que presenta dirección E – W.

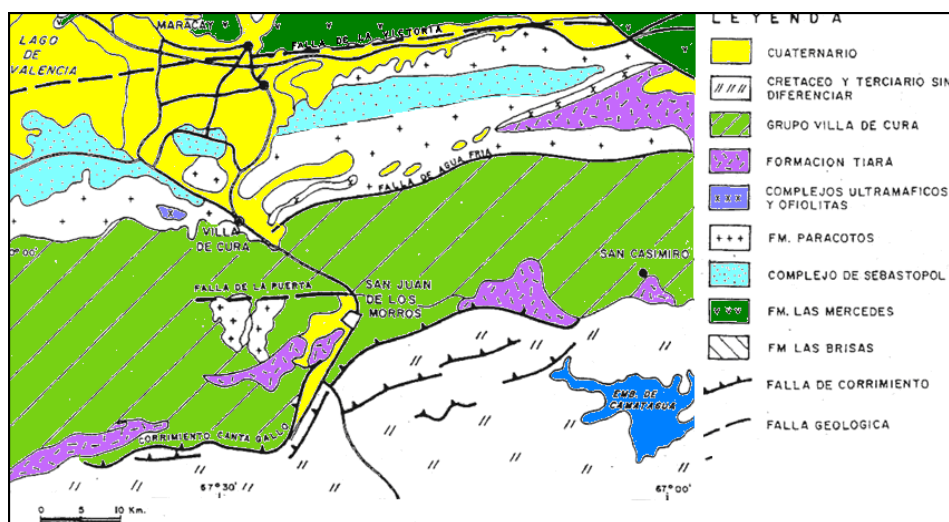


Figura 8. Mapa geológico del área de estudio. Tomado de: Léxico estratigráfico de Venezuela INTEVEP-PDVSA.

Aunque no es posible hablar de columna estratigráfica del grupo Villa de Cura debido al carácter ígneo de las rocas que lo conforman, se puede ilustrar una secuencia idealizada de estas formaciones mediante la figura siguiente.

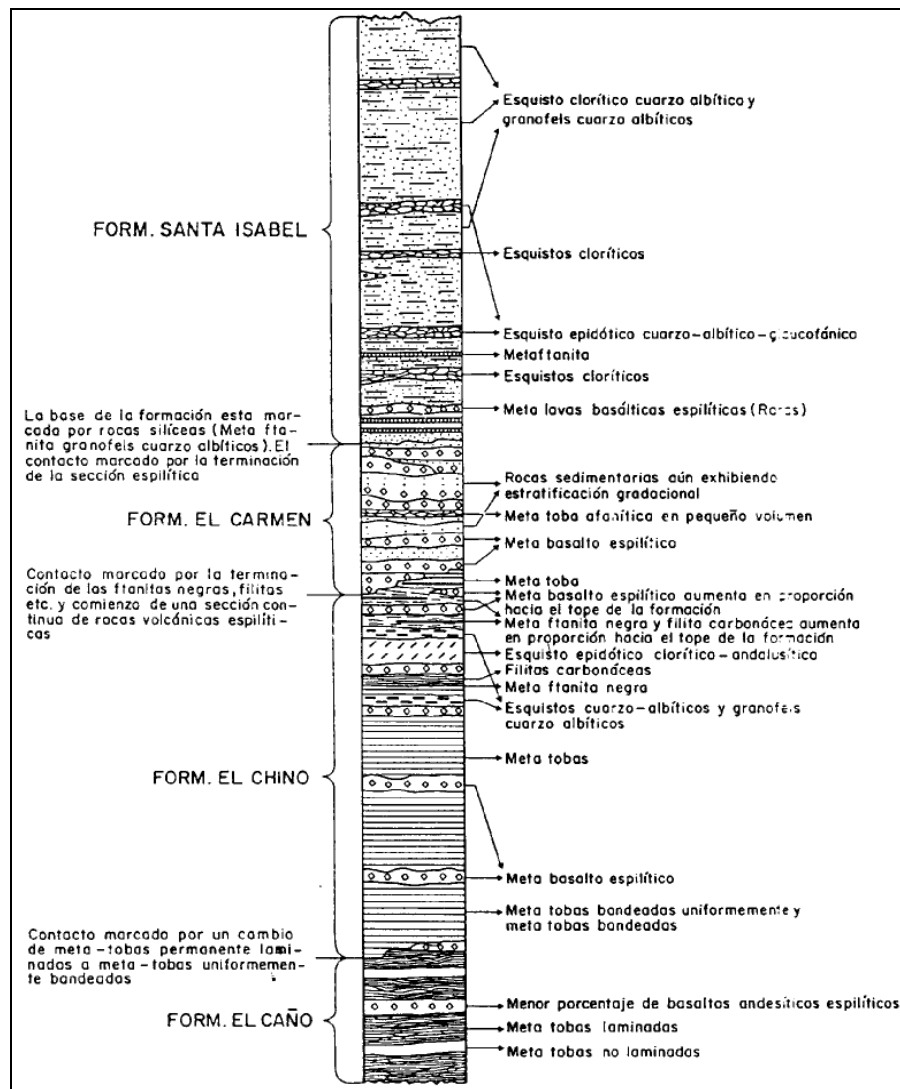


Figura 9. Sucesión litológica idealizada del grupo Villa de Cura, según Shagam (1960).

6.4. CARACTERIZACION GEOLÓGICA.

El trazado del túnel San Juan se encuentra emplazado en una zona de alta complejidad geológica, donde se encuentran principalmente dos tipos de asociaciones litológicas con características y propiedades muy diferentes. Hacia los extremos del túnel se encuentran rocas sedimentarias de origen turbidítico, mientras que en la parte central y montañosa se encontraron rocas volcánicas y metavolcánicas. Además, el túnel atravesará una serie de fallas y fracturas importantes a lo largo de su trazado que pueden influir en gran medida en el comportamiento del macizo en estas zonas particulares.

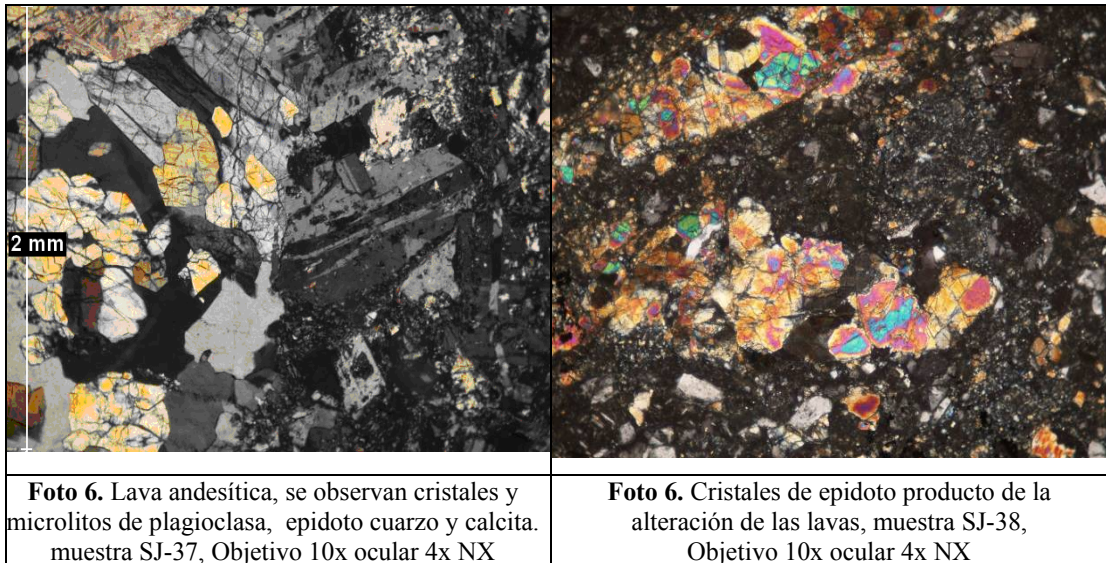
A lo largo del alineamiento se localizan depósitos superficiales cuaternarios que son principalmente aluviales en las zonas de topografía plana hacia los extremos del túnel y que van gradando a depósitos coluvio-aluviales y claramente coluviales hacia las zonas montañosas debido a aportes laterales de las laderas.

6.5. UNIDADES LITOLÓGICAS

En la zona de estudio se definieron cuatro unidades litológicas informales que se diferencian por sus características litológicas y su litotipo más abundante. Estas unidades se describen a continuación:

Unidad III

Unidad de metalavas y brechas de flujo. Metalavas basálticas, andesíticas, masivas, color verde. Presentan matriz formada por microlitos de plagioclasa con textura afieltrada, y epidoto producto de la transformación metamórfica, se observan evidencias de alteración hidrotermal como vetas de calcita, cuarzo y epidoto. Las brechas de flujo son de color verde claro con fragmentos angulosos de lavas piroxénicas de hasta 15 cm de diámetro. Además, se encuentran tobas de grano grueso y ocasionalmente diques de basalto de unos 10 cm de espesor. Esta unidad se encuentra en la zona central del trazado del túnel.



Fuente: L. Zurbaran (2007).

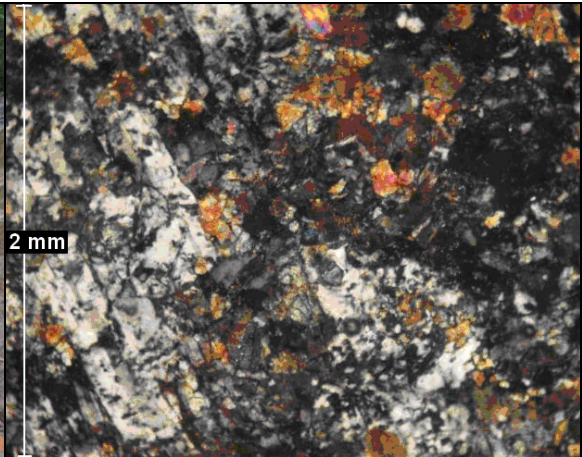


Foto 7. Afloramiento de unidad III. Detalle: brechas de flujo diaclasadas. Orientación S 85° W. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Unidad IV

Unidad de metatobas y metalavas básicas. Metatobas en secuencias espesas de unos 20 metros promedio, color verde grano grueso, representan aproximadamente el

60 % de la formación. Las metalavas básicas son afaníticas, color verde oscuro azulado y se presentan intercaladas con las tobas en espesores de hasta 10 metros.

	
Foto 8. Afloramiento Unidad IV, orientación N40W. Foto: Luis Zurbarán.	Foto 9. Cristales de plagioclasa albita y epidoto en metatoba, muestra SJ-04. Objetivo 10x ocular 4x NX

Fuente: L. Zurbaran (2007).

Finalmente, se tiene una importante falla que coincide con el trazado proyectado entre las progresivas 7+000 y 9+000 aproximadamente, con dirección N30°W representando una zona de alta complejidad estructural, controlando el drenaje de la quebrada La Cuesta.

Las representaciones estereográficas de las lineaciones definidas en el área de estudio, reflejan cuatro direcciones preferenciales: N37°E, N81°E, N15°W y N48°W. Estas direcciones se corresponden con la orientación de los contactos entre las unidades litológicas definidas y con las principales fallas de la zona.

6.6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Para determinar los parámetros geotécnicos de las rocas presentes en la zona de estudio, se realizó una serie de ensayos de laboratorio, listados en la siguiente tabla.

Tabla 6.1. Ensayos realizados. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Ensayos realizados	# de Ensayos
Densidad	7
Absorción	7
Carga Puntual	9
Resistencia a la tracción	9
Corte (*)	4
Velocidad de Onda	4
Compresión sin confinar	3
Difracción de RX	2
Sección Fina (Petrografía)	5
Número total de ensayos	50

Para estos ensayos, se tomaron muestras de las perforaciones realizadas a lo largo del eje del túnel. Las muestras escogidas para cada ensayo se especifican en la tabla 6.2; los resultados carga puntual, se muestran en la tabla 6.3; los resultados de ensayos de densidad y absorción en la tabla 6.4; los resultados de ensayos de compresión sin confinar, en la tabla 6.5 y los resultados de ensayos de velocidad de ondas en la tabla 6.6.

Tabla 6.2. Muestras ensayadas. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Muestra	Progresiva	Prof. (m)	Tipo de Ensayo
1	8+300	35	Petrográfico
2	5+830	79	Petrográfico
3	2+300	20,5	Petrográfico- densidad y absorción
4	8+200	37	Petrográfico
5	8+560	3	Petrográfico
6	5+830	73	Compresión- Carga puntual- Velocidad de onda
7	5+830	59	Compresión- Velocidad de onda
8	5+830	74	Compresión- Velocidad de onda
9	8+200	33	Compresión- Velocidad de onda
10	5+830	79	Carga puntual
11	8+200	36	Carga puntual
12	2+300	22	Carga puntual
13	8+560	1,5	Carga puntual
14	3+700	47	Carga puntual
15	5+830	78	Carga puntual
16	8+300	30	Carga puntual
17	5+830	55	Carga puntual
18	1+900	20	Carga puntual- Densidad y absorción
19	8+200	33,5	Brasilero
20	1+900	21	Brasilero
21	5+830	71,3	Brasilero- Densidad y absorción
22	2+300	24	Brasilero
23	5+830	74	Brasilero
24	5+830	58	Brasilero
25	8+300	28	Brasilero
26	8+560	0,4	Brasilero
27	2+300	17	Corte
28	2+300	25	Corte
29	8+200	31,52	Densidad y absorción
30	8+200	10	Densidad y absorción
31	2+300	10	Densidad y absorción
SJ-37	5+830	57	Petrográfico - Rx
SJ-38	5+831	55	Petrográfico - Rx

Tabla 6.3. Resultados de ensayos de carga puntual. Fuente: L. Zurbaran (2007).

No. de muestra	Altura (cm)	Diámetro (mm)	Carga de rotura P	Dirección del ensayo	Is (MPa)	Factor de corrección	Resistencia a la compresión (Mpa)
18	7,9	54,6	4	Di	1,40	1,04	33,50
12	10,3	54	5,4	Di	1,92	1,04	46,01
14	9,4	50,3	11,9	Di	4,72	1,00	113,19
17	8,2	54	22	Di	7,81	1,04	187,45
15	6,9	54,6	9	Di	3,14	1,04	75,38
10	65	54,3	6,6	Di	2,32	1,04	55,75
11	62,3	48,3	6,5	Axial	2,74	0,98	65,84
16	10,6	54,6	10	Di	3,49	1,04	83,76
13	10,3	54,6	35,7	Di	12,46	1,04	299,02

Tabla 6.4. Resultados de ensayos de densidad y absorción. Fuente: L. Zurbaran (2007).

No. de muestra	Peso seco (g)	Peso sumergido (g)	Peso saturado (g)	Densidad (g/cm ³)	Absorción (%)
21	425,5	270,7	429,5	2,75	0,94
9	484,3	303,3	487,5	2,68	0,66
30	195,9	128	196,1	2,89	0,10
31	181,8	109,5	186,7	2,51	2,70
18	47,6	28,4	48,8	2,48	2,52
3	316,4	197,1	320,6	2,65	1,33
29	578,1	361,7	581,4	2,67	0,57

Tabla 6.5. Resultados de ensayos de compresión sin confinar.

No. Muestra	Diámetro (mm)	Altura (mm)	Carga máxima (N)	Resistencia a la compresión (Mpa)
9	5,1	9,2	126434,14	1724,59
6	5,4	9,3	5246,85	66,87
8	5,2	9,3	46831,90	619,78

Tabla 6.6. Resultados de ensayos de velocidad de ondas. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Muestra:	6	7	8	9	Unidades
Diámetro:	5,4	5,3	5,2	5,1	cm
Longitud:	9,3	8,0	9,3	9,2	cm
Peso:	316,4	578,1	519,8	491,8	gr
Densidad	1485,5	3275,5	2631,8	2616,8	gr/cm ³
Onda P					
Tiempo muerto del equipo:	3,0	3,0	3,0	3,0	□s
Tiempo de viaje	24,0	18,0	19,0	40,0	□s
Velocidad de onda P	4428,6	6200,1	5812,5	2513,5	ms
Onda S					
Tiempo muerto del equipo:	1,8	1,8	1,8	1,8	□s
Tiempo de viaje	38,0	24,0	36,0	100,0	□s
Velocidad de onda S	2.569,1	4.189,2	2.719,3	947,1	m/s
Módulo de Elasticidad E	24,4	124,2	52,9	6,7	GPa
Modulo de Corte G	9,8	57,5	19,5	2,4	GPa
Módulo de Poisson □	0,25	0,08	0,36	0,42	
Constante de Lamé (□)	9,5	10,9	49,9	11,8	GPa
Modulo Bulk (K)	16,6	49,3	62,9	13,4	GPa

6.7. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA MATRIZ ROCOSA.

Los parámetros geotécnicos de la matriz rocosa se determinaron para el tipo litológico dominante en cada una de las unidades litológicas establecidas. Estos datos se obtuvieron mediante los ensayos de laboratorio realizados, tomando en cuenta los valores medios, complementándose con datos contenidos en la bibliografía. Estos datos pueden tomarse como valores referenciales.

Tabla 6.7. Parámetros medios del tipo litológico dominante en cada unidad. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Unidad	Densidad (Kg/m³)	Resistencia Compresión (Mpa)	Resistencia Tracción (Mpa)	Módulo deformación (GPa)	Módulo Poisson	mi
I	2,65	40	2	12,26	0,25	9
II	2,75	113	10	59,82	0,15	20
III	2,79	131	8	257,64	0,31	17
IV	2,30	150	6	51,73	0,27	15
V	2,65	40	2	44,31	0,42	9

6.8. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA

Para realizar la caracterización geomecánica del área de estudio, se dividió el trazado en cinco sectores delimitados por los contactos entre las unidades litológicas identificadas. En la siguiente tabla se muestran las progresivas correspondientes a cada sector y el porcentaje del túnel que estos representan.

Tabla 6.8. Sectorización del túnel. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Unidad	Sector	Progresivas	Porcentaje del túnel %
I	I	2+335 – 3+540	20
II	II	3+540 – 4+960	23
III	III	4+960 – 7+250	37
IV	IV	7+250 – 8+290	17
I	V	8+290 – 8+500	3

Dentro de estos sectores principales se detectaron zonas particulares de posible riesgo geológico, que se especifican en la siguiente tabla.

Tabla 6.9. Zonas de riesgo. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Sector	Zona de Riesgo	Progresivas	Longitud de la Zona de Riesgo (m)	Porcentaje del túnel %
I	I – R1	2+650 – 2+750	350	5,6
	I – R2	2+900 – 3+150		
II	II – R1	3+500 – 3+600	250	4,1
	II – R2	3+650 – 3+700		
	II – R3	4+250 – 4+350		
III	III – R1	4+900 – 5+000	300	4,8
	III – R2	5+150 – 5+250		
	III – R3	5+750 – 5+850		
IV	IV – R1	7+100 – 8+250	1150	18,7
V	V – R1	8+250 – 8+500	250	4,1
		Total zona de riesgo	2300	37

6.8.1. Clasificación RMR

Como resultado del levantamiento de campo, se caracterizó el estado del macizo rocoso en cada uno de los sectores establecidos. Esto se realizó mediante la clasificación de Bieniawski, tomando para cada sector, los valores medios de cada parámetro geomecánico.

Para las zonas de riesgo establecidas, se tomaron los valores mínimos de cada parámetro geomecánico (excepto σ_{ci}), para determinar la valoración del estado crítico del macizo.

Tabla 6.10. Clasificación RMR Sector III. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Parámetro RMR		Descripción	Valoración
1	σ_{ci} (kg/cm ²)	1.000 -2.500	12
2	RQD (%)	25 – 50	8
3	Separación (cm)	6 – 20	8
4	Persistencia (m)	> 10	0
	Abertura (mm)	0,1 – 1	4
	Rugosidad	Lig. Rugoso	3
	Relleno	Duro < 5mm	4
	Meteorización	Mod. Meteorizado	3
5	Agua	Húmedo	7
Unidad III Sector III		RMR básico	49
		Calidad	III. Media
		RMR₈₉	57
		GSI	50 – 55

Tabla 6.11. Clasificación RMR Sector IV. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Parámetro RMR		Descripción	Valoración
1	σ_{ci} (kg/cm ²)	1.000 -2.500	12
2	RQD (%)	25 – 50	8
3	Separación (cm)	6 – 20	8
4	Persistencia (m)	3 – 10	2
	Abertura (mm)	0,1 – 1	4
	Rugosidad	Lig. Rugoso	3
	Relleno	Duro < 5mm	4
	Meteorización	Mod. Meteorizado	3
5	Agua	Goteando	4
Unidad IV Sector IV		RMR básico	48
		Calidad	III. Media
		RMR₈₉	59
		GSI	50 – 55

Los valores de la clasificación geomecánica de cada sector, incluyendo las zonas de riesgo, se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 6.12. Clasificación geomecánica de cada sector. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Unidad	Sector	RMR Básico	Tipo terreno	RMR 89	GSI	Zonas de riesgo			
						RMR	Tipo terreno	RMR89	GSI
I	I	26	IV	34	25 – 30	< 20	V	24	< 20
II	II	56	III	64	55 – 60	20	IV	35	30 – 35
III	III	49	III	57	55 – 60	20	IV	35	30 – 35
IV	IV	48	III	59	50 – 55	20	IV	35	30 – 35
I	V	26	IV	34	25 – 30	< 20	V	24	< 20

Con el fin de visualizar de manera generalizada la calidad del terreno a excavar a lo largo del trazado del túnel, se expresa el porcentaje de longitud del túnel correspondiente a cada clase geomecánica.

Tabla 6.13. Porcentaje de cada clase geomecánica por RMR. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Clasificación Geomecánica	RMR	Longitud (m)	Porcentaje del túnel (%)	
I Muy buena	100-80	-	-	51
II Buena	20-60	-	-	
III Media	60-40	3.050	51	
IV Mala	40-20	2.465	40	49
V Muy mala	< 20	600	10	

6.9. TIPO DE COBERTURA

Establecer el rango de coberturas para cada sector, permite determinar el parámetro que controla el comportamiento de la excavación (GSI o IC).

Tabla 6.14. Rangos de cobertura. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Sector	GSI	b	Hi (m)	Hs (m)
I	25 – 30	10	20	50
II	55 – 60	10	10	110
III	55 – 60	10	10	110
IV	50 – 55	10	10	100
V	25 – 30	10	20	50
I – R	< 20	10	25	40
II – R	30 – 35	10	15	60
III – R	30 – 35	10	15	60
IV – R	30 – 35	10	15	60
V – R	< 20	10	25	40

Tabla 6.15. Tipos de cobertura sector III, IV y V. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Sector	Zona de riesgo	Progresiva	Tipo de Cobertura
III	-	5+000-5+150	Intermedia
	III – R2	5+150-5+250	Alta
	-	5+250-5+750	Intermedia
	III – R3	5+750-5+850	Alta
	-	5+850-6+450	Intermedia
	-	6+450-7+100	Alta
III – IV	IV – R1	7+100-7+930	Alta
IV	IV – R1	7+930-8+250	Intermedia
IV – V	V – R1	8+250-8+400	Intermedia
V	V – R1	8+400-8+500	Baja

En zonas de cobertura baja e intermedia, se puede estimar el comportamiento de la excavación mediante el GSI, mientras que para zonas de cobertura alta se debe considerar el valor del índice de competencia.

Tabla 6.16. Índice de competencia en zonas de cobertura alta. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Progresivas	H máx. (m)	Índice de Competencia
4+250 - 4+350	105	0,0446
4+900-5+000	80	0,0611
5+150-5+250	80	0,0611
5+750-5+850	82	0,0596
6+450-7+100	158	0,0707
7+100-7+250	160	0,0306
7+250-7+930	157	0,0405

6.10. SOSTENIMIENTO

Para cada sector del túnel se estima un tipo de soporte primario según las características geomecánicas que presente cada tramo del trazado. Una vez cuantificadas las propiedades geomecánicas de cada sector.

Tabla 6.17. Tipo de sostenimiento estimado. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Sector	Zona de riesgo	Progresiva	GSI o IC	Cobertura	Soporte
I	-	2+330-2+525	25-30	Baja	SP-E
	-	2+525-2+650	25-30	Intermedia	SP-D
	I – R1	2+650-2+750	<20	Baja	SP-E
	-	2+750-2+900	25-30	Baja	SP-E
	I – R2	2+900-3+150	<20	Baja	SP-E
	-	3+150-3+450	25-30	Baja	SP-E
	-	3+450-3+500	25-30	Intermedia	SP-D
II	II – R1	3+500-3+600	<20	Intermedia	SP-E
	-	3+600-3+650	55-60	Intermedia	SP-A
	II – R2	3+650-3+700	30-35	Intermedia	SP-C
	-	3+700-4+250	55-60	Intermedia	SP-A
	II – R3	4+250-4+350	IC < 0,15	Alta	SP-E
	-	4+350-4+900	55-60	Intermedia	SP-A
III	III – R1	4+900-5+000	IC < 0,15	Alta	SP-E
	-	5+000-5+150	50-55	Intermedia	SP-A
	III – R2	5+150-5+250	IC < 0,15	Alta	SP-E
	-	5+250-5+750	55-60	Intermedia	SP-A
	III – R3	5+750-5+850	IC < 0,15	Alta	SP-E
	-	5+850-6+450	50-55	Intermedia	SP-A
	-	6+450-7+100	IC < 0,15	Alta	SP-E
IV	IV – R1	7+100-7+930	IC < 0,15	Alta	SP-E
	V – R1	7+930-8+250	30-35	Intermedia	SP-C
V	V – R1	8+250-8+400	<20	Intermedia	SP-E
	V – R1	8+400-8+500	<20	Baja	SP-E

Con base en la observación y monitoreo del comportamiento real de la excavación se puede hacer uso de soportes adicionales, usando elementos de vidrioresinas para la estabilización del frente de excavación, micropilotes para el presoporte de la bóveda, o pernos metálicos cuando las condiciones de terreno lo requieran

6.11. EXCAVABILIDAD

Se determinó el tipo de excavación más adecuado en cada sector considerando la resistencia a la compresión del tipo litológico dominante y el espaciado entre las discontinuidades del macizo.

Tabla 6.18. Excavabilidad según la resistencia a la compresión. Fuente: L. Zurbaran (2007).

Unidad	Espaciado de discontinuidad (cm)	Resistencia a la compresión (Mpa)	Tipo de excavación
I	2 – 6	40	Excavación mecánica
II	6 – 20	113	Voladura
III	6 – 20	131	Voladura
IV	6 – 20	150	Voladura

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1. Características Geomecánicas

Tabla 7.1. Características geomecánicas del tramo analizado. Fuente: IAFE.

<i>Tipo de Terreno</i> (Grupo Geomecánico GG-i)	GSI [(Min.-Max.)]	m_i [(Med.)]	σ_{ci} (MPa) [(Min. - Med. - Max.)]
GG -D Lutitas o Limolitas duras, con intercalados estratos de Areniscas	(30 ≤ GSI ≤ 35)	9	(10 - 20 - 30)

7.2. Propiedades geomecánicas

Tabla 7.2. Propiedades geomecánicas del tramo analizado. Fuente: IAFE.

<i>Tipo de Terreno</i> (Grupo Geomecánico GG-i)	φ_m (°) [Med. - Des.]	Kn (t/m ³) [Med. - Des.]	α [Min. - Max.]
GG -D	53 (3)	22.815 (3.137)	0,64 – 0,78

7.3.

Características de los soportes primarios a utilizar

Se han seleccionado cinco soportes primarios básicos, con el objetivo que los mismos puedan adecuadamente cubrir, con suficiente amplitud y suficiente uniformidad, los más probables rangos estructurales de capacidad de contraste que es de esperar sean requeridos para la mayor parte de las situaciones rutinarias a encontrar a lo largo de todos los túneles del proyecto.

De acuerdo con los criterios de diseño del proyecto, en la ingeniería básica los cálculos para determinar las características estructurales de los soportes han sido llevados a cabo en términos estadísticos y los resultados, en cuanto a capacidad y rigidez, se reportan representados por la media y la desviación típica de ambas propiedades.

En la tabla 7.3 se resumen las principales características y propiedades de los cinco soportes primarios básicos previstos a ser aplicados a lo largo de los túneles, así como también del soporte especial SP-F al cual recurrir para las situaciones más críticas previstas.

Tabla 7.3. Características y Propiedades de los Soportes Primarios Básicos. Fuente: IAFE

Tipo	Concreto Proyectado ($F'c=150 \text{ Kg/cm}^2$)	Costillas Metálicas ($f'y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$)	Pernos Metálicos (20 toneladas)	Capacidad (Kg/cm^2) (*)	Rigidez (Kg/cm^3) (*)
SP-A	10 cm	-	puntuales de 4 m	1,4 ($\delta=0,2$)	3,8 ($\delta=0,4$)
SP-B	14 cm	2 IPN140 @ 150 cm	2 x 4 m @ par costillas	2,6 ($\delta=0,3$)	7,0 ($\delta=0,6$)
SP-C	16 cm	2 IPN160 @ 125 cm	2 x 4 m @ par costillas	3,3 ($\delta=0,4$)	9,0 ($\delta=0,8$)
SP-D	20 cm	2 IPN200 @ 125 cm	4 x 6 m @ par costillas	4,5 ($\delta=0,5$)	12,2 ($\delta=1,1$)
SP-E	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	8 x 6 m @ par costillas	5,0 ($\delta=0,6$)	13,6 ($\delta=1,1$)
SP-F	20 cm	2 IPN200 @ 100 cm	4 x 6 m (micropilotes) @ par costillas (H var.)	$\geq 5,5$ ($\delta=0,6$)	15,0 ($\delta=1,2$)

7.4. Creación de un Modelo Geomecánico y Geotécnico

Para el estudio del subsuelo se cuenta con tres tipos de modelos:

- Modelo geológico: representa la distribución espacial de los materiales, estructuras tectónicas, datos geomorfológicos e hidrogeológicos, entre otros, presentes en el área de estudio y su entorno de influencia.
- Modelo geomecánico, el cual representa la caracterización geotécnica e hidrogeológica de los materiales y su clasificación geomecánica.
- Modelo geotécnico de comportamiento que representa la respuesta del terreno durante la construcción y después de la misma.

Para el estudio de las subsidencias producidas en el Ferrocarril San Juan de los Morros-Los Flores se utilizó el programa PLAXIS 3D *Tunnel* a través del Método de los Elementos Finitos, para lo cual fue necesario en primer lugar la creación del Modelo de geomecánico como base para la realización de las simulaciones.

En las figuras 7.1 y 7.2 se muestra la malla de Elementos Finitos utilizada para el análisis en 3D. Por las características de geométricas del túnel, se trabaja por simetría utilizando sólo la mitad de la sección transversal del túnel para la realización de los cálculos. Esta simetría se debe a que las zonas adyacentes al eje del túnel carecen de estructuras urbanas que puedan considerarse para efectos de cálculo de esfuerzos.

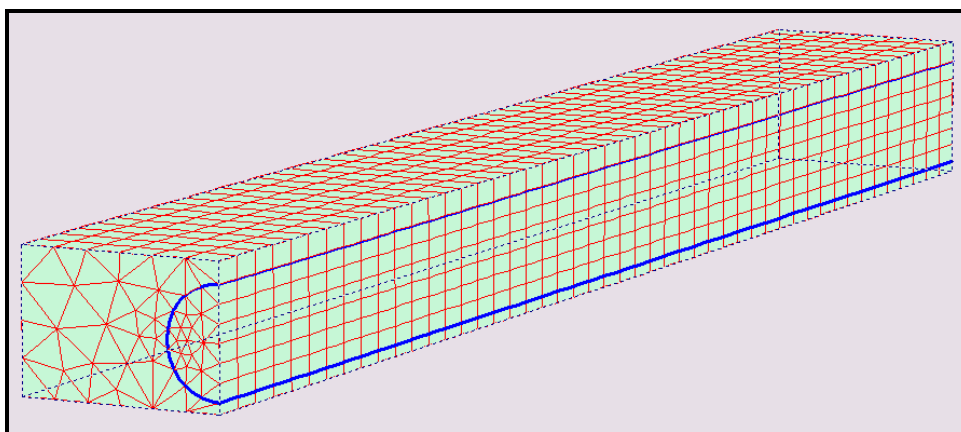


Figura 7.1 Malla de Elementos Finitos, vista 3D. Fuente: Elaboración propia.

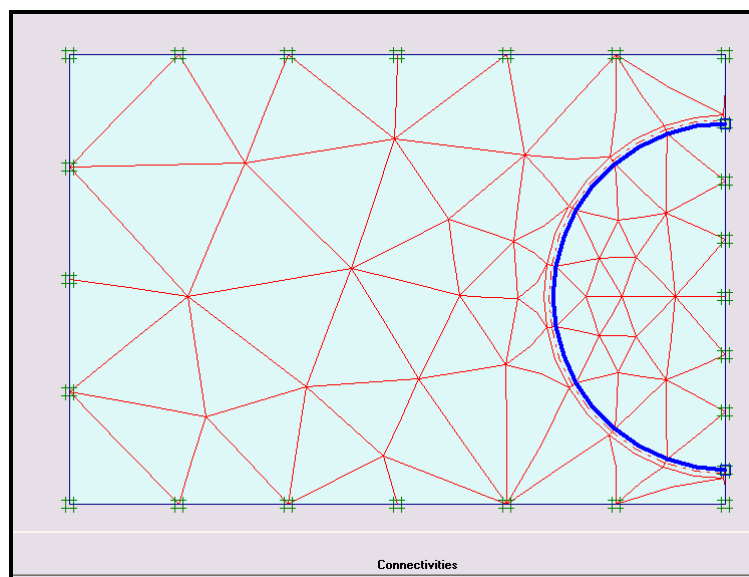


Figura 7.2 Perfil transversal de la malla de Elementos Finitos. Fuente: Elaboración propia

El revestimiento del túnel es de concreto proyectado, los parámetros se muestran en la tabla 7.6, mientras que los de los materiales del suelo se muestran en la tabla 7.5

Tabla 7.5 Parámetros de los materiales del suelo. Fuente: Elaboración propia

Material	γ_{unsat} [KN/m ³]	γ_{unsat} [KN/m ³]	ν [-]	E-ref [KN/m ²]	ϕ [°]
Terreno III	16	20	0,25	24,400	25
Terreno IV	17	21	0,42	26,800	15

Tabla 7.6 Parámetros del revestimiento (Concreto). Fuente: IAFE

E [KN/m ²]	ν [-]	W [KN/m ²]	EA [KN/m]	EI [KN/m ² /m]
26000	0,2	38150	8,200E+6	8,380E+4

En la secuencia de excavación no se controla la pérdida de volumen, esto se debe a que en este análisis tridimensional, la pérdida de volumen depende directamente de la longitud de la excavación(L_{exc}), esta selección de esta longitud de la excavación, tiene consecuencias serias sobre los recursos de cálculos necesarios. El aumento en esta longitud de excavación implica no solamente aumentar el número de elementos sino que también requiere un mayor número de fases de excavación.

En la figura 7.3, se muestra el modelo de esfuerzos in situ en su sección longitudinal, y en la figura 7.4 la sección transversal, obtenidas a través del Método de los Elementos Finitos (MEF) correspondiente al tramo San Juan de los Morros-Los Flores, del Ferrocarril de San Juan de los Morros- San Fernando de Apure, actualmente en construcción. Se puede observar que los valores arrojados por el MEF son similares a los obtenidos en campo, por ende pueden ser utilizados para consideraciones posteriores disminuyendo el grado de incertidumbre característico de la construcción de túneles, aumentando de esta manera el margen de seguridad en la construcción de los mismos.

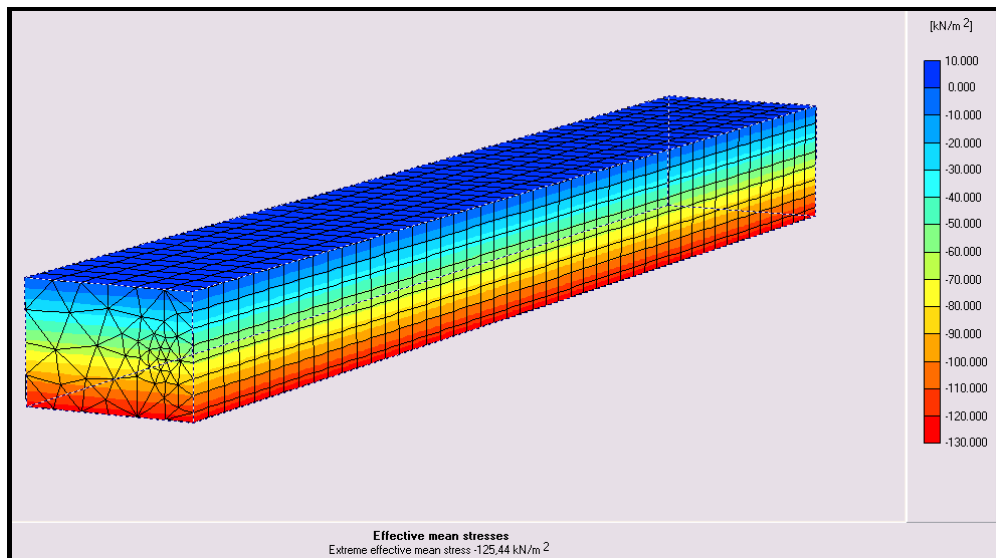


Figura 7.3 Modelo de esfuerzos obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

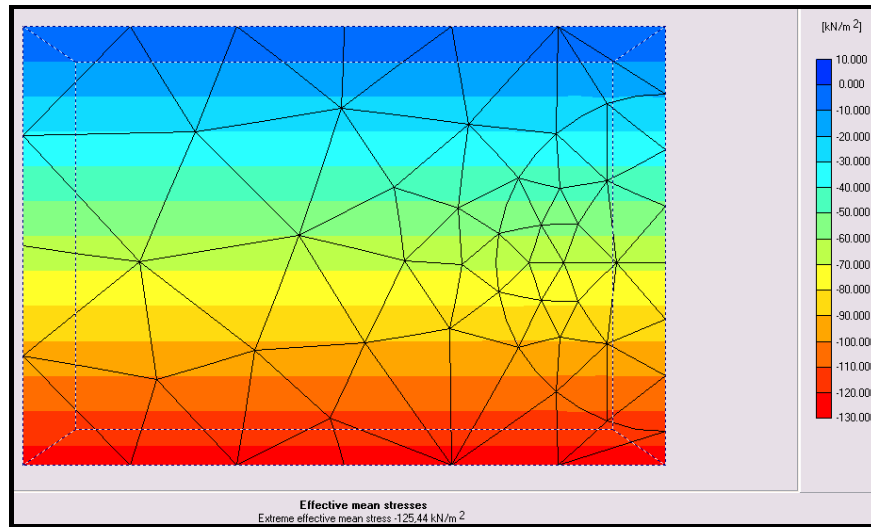


Figura 7.4 Corte transversal del modelo de esfuerzos obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

En la figura 7.5 se puede observar el modelo de presión de agua in situ obtenido. En el se puede observar que debido a la inexistencia de agua en el eje del túnel no se presenta ninguna presión de agua ($0,00 \text{ kN/m}^2$).

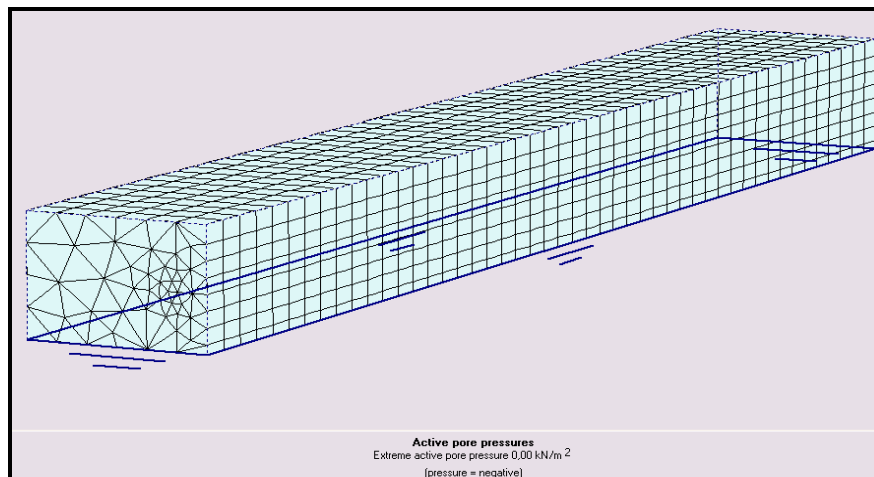


Figura 7.5 Corte longitudinal del presión de agua obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

Luego de la excavación del túnel se pueden observar cambios en la distribución de esfuerzos en el eje del túnel (figuras 7.6 y 7.7), observándose un aumento significativo de los esfuerzos totales de $125,44 \text{ kN/m}^2$ a $244,41 \text{ kN/m}^2$ cuando el túnel se encuentra excavado. En la figura 7.7 se puede observar la pérdida de volumen la

cual fue calculada en la sección transversal y refleja un mayor índice de pérdida de volumen alrededor del túnel.

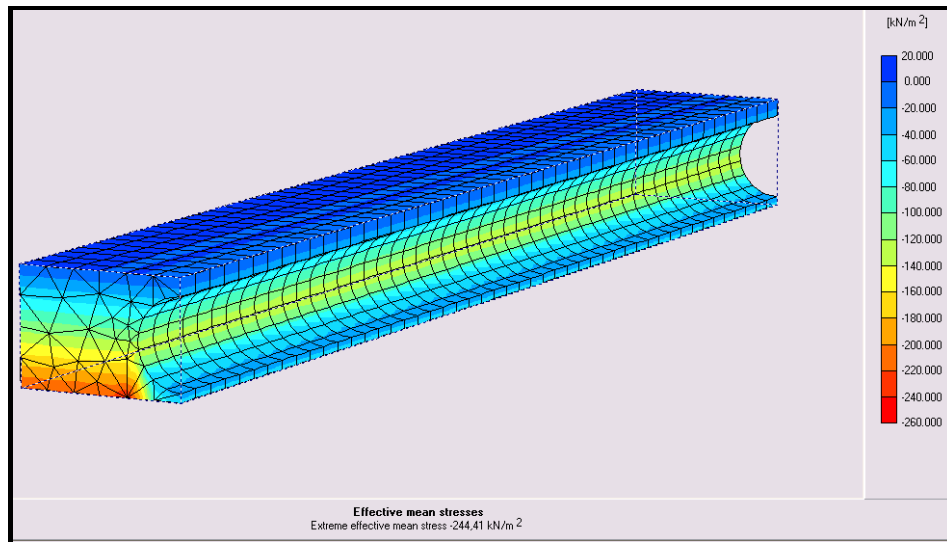


Figura 7.6 Corte longitudinal del modelo de esfuerzos obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

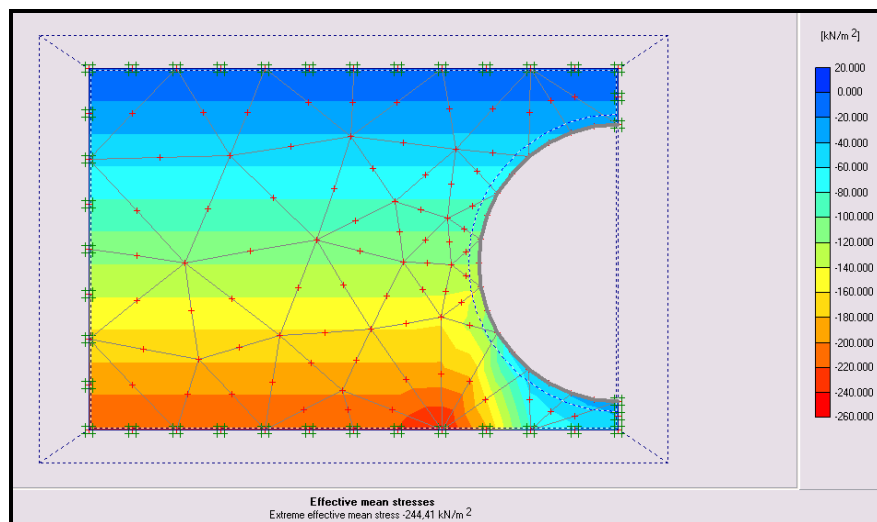


Figura 7.7 Corte transversal del modelo de esfuerzos obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

Para este análisis, el Programa *Plaxis 3D Tunnel* utilizó 4.224 elementos, estudiando en ellos 13.996 nodos y 27.344 puntos de esfuerzo.

Los puntos de análisis se detallan en la tabla 7.7

Tabla 7.7. Detalle del avance del

Transversal	Desde	Hasta
1a	296.87	300.00
1b	293.750	296.875
1c	290.625	293.750
1d	287.500	290.625
1e	284.375	287.500
1f	281.250	284.375
1g	278.125	281.250
1h	277.000	278.125
1i	271.875	277.000
1j	268.750	271.875
1k	267.625	268.750
1l	262.500	267.625
1m	259.375	262.500
1n	256.250	259.375
1o	253.125	256.250
1p	250.000	253.125
1q	246.875	250.000
1p	250.000	253.125
1r	246.875	250.000
1s	243.750	246.875
1t	240.625	243.750
1u	237.500	240.625

túnel. Fuente: Elaboración propia.

Transversal	Desde	Hasta
1v	234.375	237.500
1w	231.250	234.375
1x	228.125	231.250
1y	227.000	228.125
1z	221.875	227.000
2a	196.918	200.000
2b	193.836	196.918
2c	190.754	193.836
2d	187.673	190.754
2e	184.591	187.673
2f	181.509	184.591
2g	178.428	191.509
2h	177.345	178.427
2i	173.263	177.345
2j	169.181	172.263
2k	166.099	169.181
2l	163.018	166.099
2m	159.936	163.018
2n	156.854	159.936
2o	153.772	156.854
2p	150.690	153.772

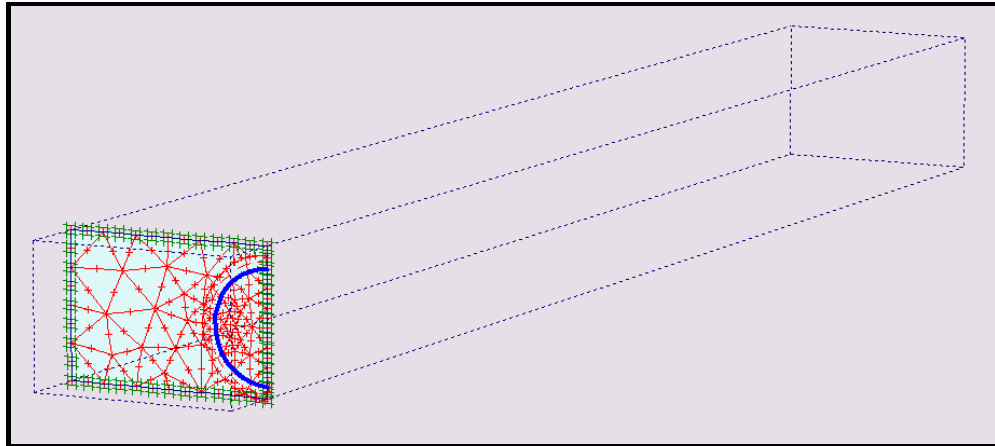


Figura 7.4 Corte transversal puntos de cálculo obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

La rapidez de los cálculos en el Plaxis 3D Tunnel va en función de la memoria RAM del computador que se esté utilizando, en este caso el computador utilizado fue un Intel Pentium®D CPU 3.40GHz con 2,00 GB de memoria RAM, en ella los cálculos fueron realizados en un tiempo aproximado de 2,5 minutos por cada simulación.

En la predicción de los asentamientos se realizó una simulación con la influencia del peso del terreno sobre el túnel para obtener las máximas deformaciones que se pudieran presentar, en las figuras 7.5, 7.6 y 7.7 se puede observar la distribución de los esfuerzos que alcanzan $755,43 \text{ kN/m}^2$ en corte longitudinal y transversal. La Figura 7.5 muestra los asentamientos producidos exagerados 100 veces para que puedan apreciarse mejor, $Z=85\text{m}$.

Para este análisis, el Programa *Plaxis 3D Tunnel* utilizó 4.224 elementos, estudiando en ellos 13.996 nodos y 27.344 puntos de esfuerzo.

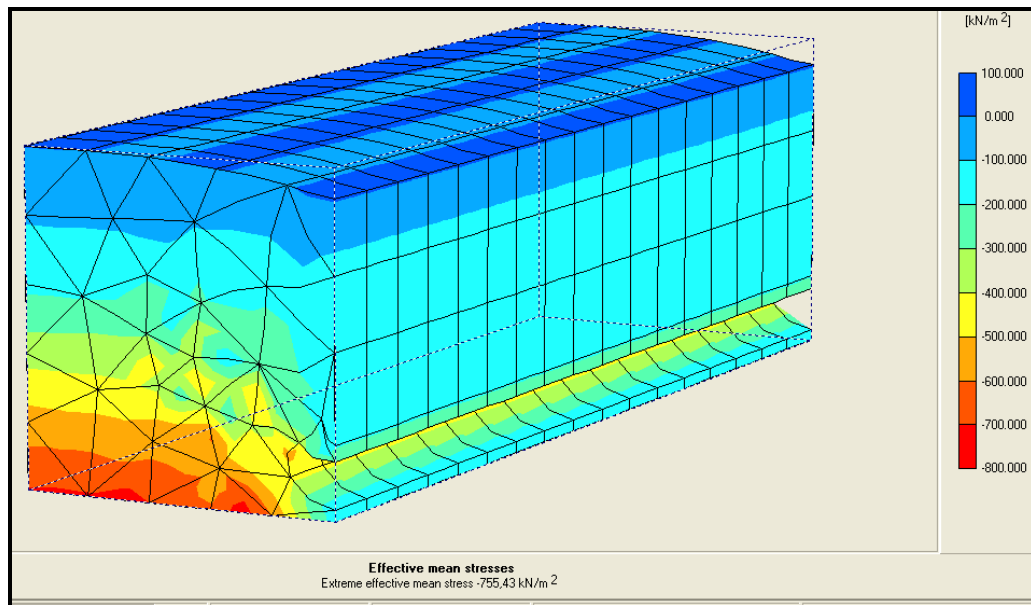


Figura 7.5 Vista 3D del modelo de asentamientos obtenido a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

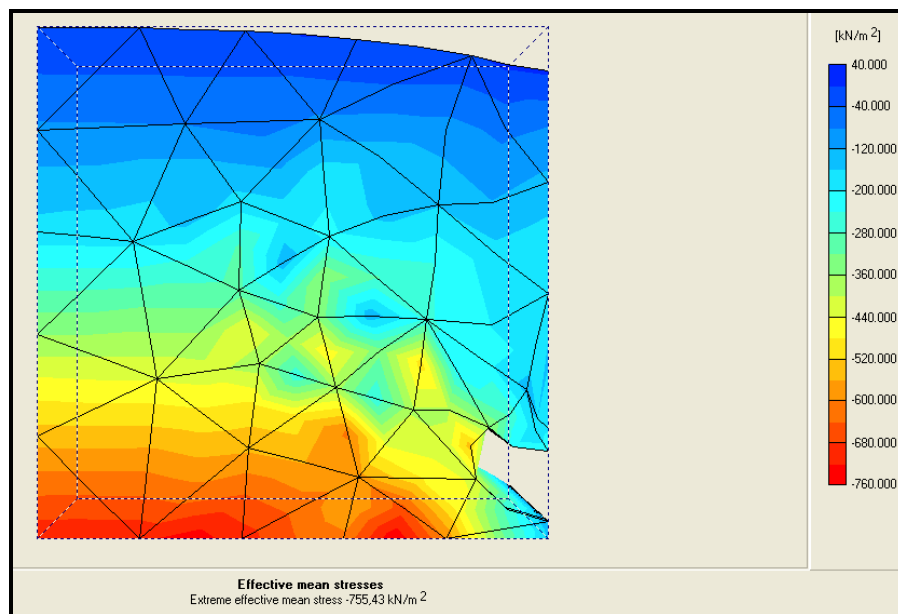


Figura 7.6 Corte transversal del modelo de asentamiento obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

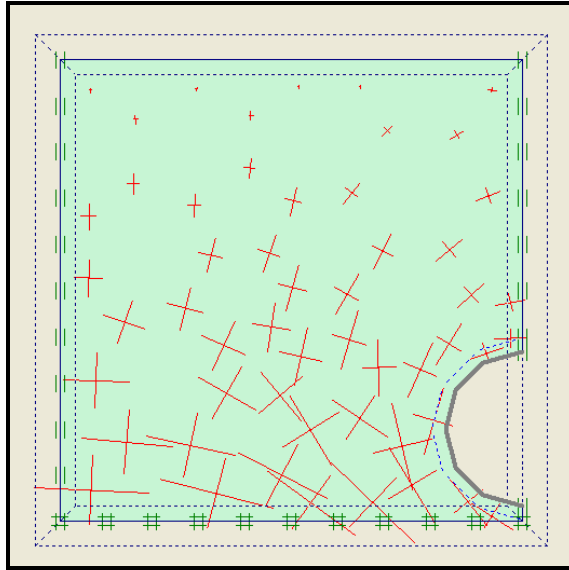


Figura 7.7 Corte transversal de las direcciones de los esfuerzos, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

Se cuantificaron los desplazamientos horizontales y verticales, así como los desplazamientos totales en el túnel que dan lugar a las deformaciones y subsidencias observadas en superficie. Los desplazamientos horizontales son de $3,01 \cdot 10^{-3} \text{m}$ (figuras 7.8, 7.9 y 7.10); los desplazamientos verticales son de $1,50 \cdot 10^{-3} \text{m}$ (figuras 7.11, 7.12 y 7.13); mientras que los desplazamientos totales son de $11,72 \cdot 10^{-3} \text{m}$ (figuras 7.14, 7.15, 7.16 y 7.17).

Un cambio en la longitud de excavación afecta considerablemente las deformaciones horizontales, de afectar considerablemente estas deformaciones, a su vez se estaría afectando la convergencia del túnel lo que se reflejaría como asentamientos en la superficie.

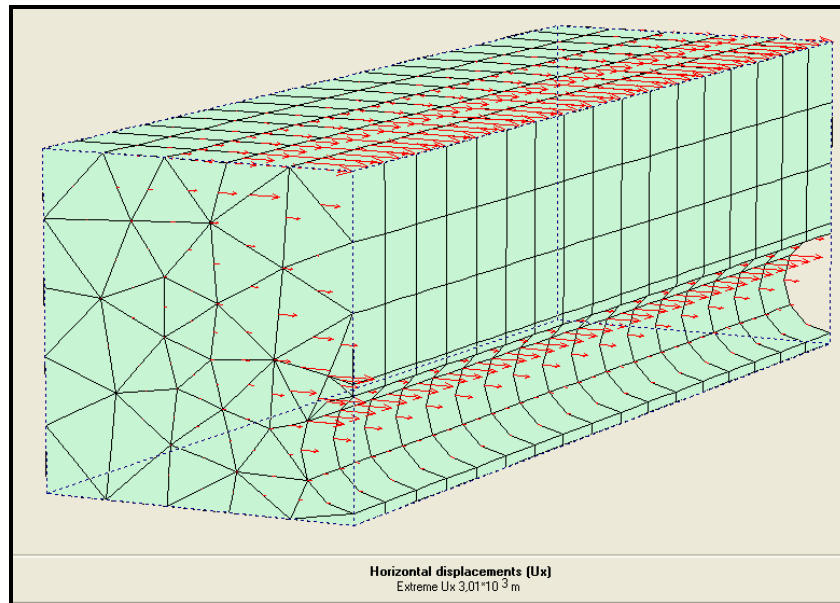


Figura 7.8 Corte longitudinal de la malla de desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

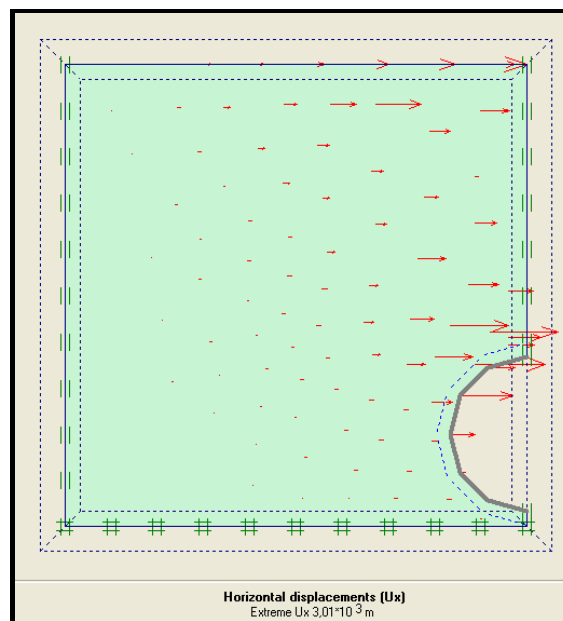


Figura 7.9 Corte transversal de la malla de desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

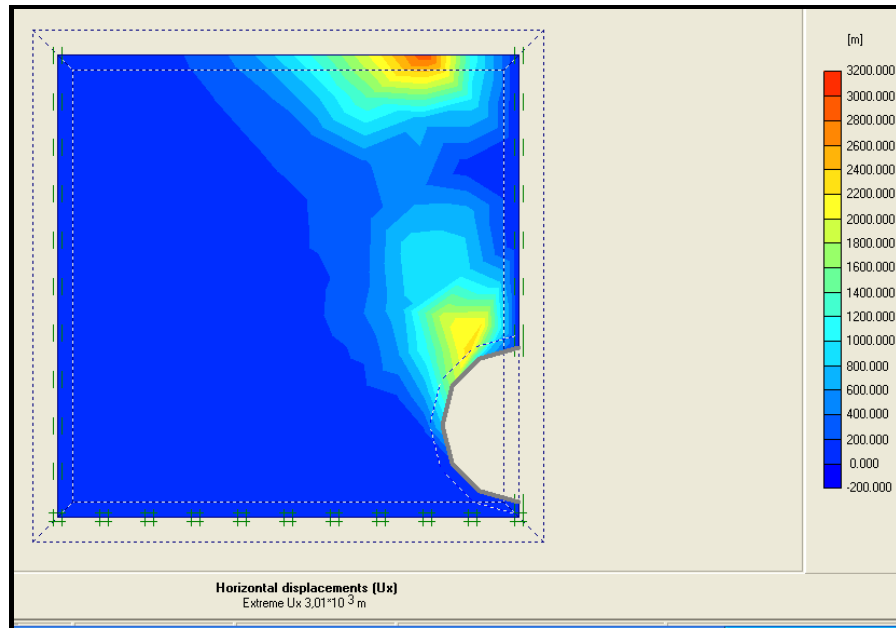


Figura 7.10 Corte transversal del modelo de desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

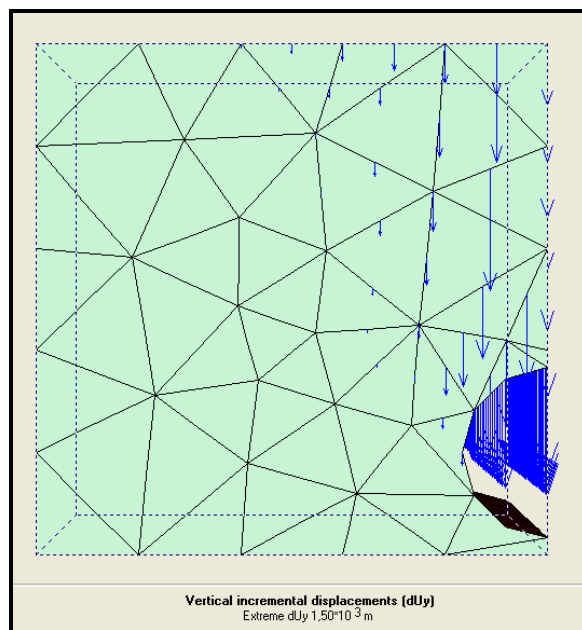


Figura 7.11 Corte transversal del modelo de desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

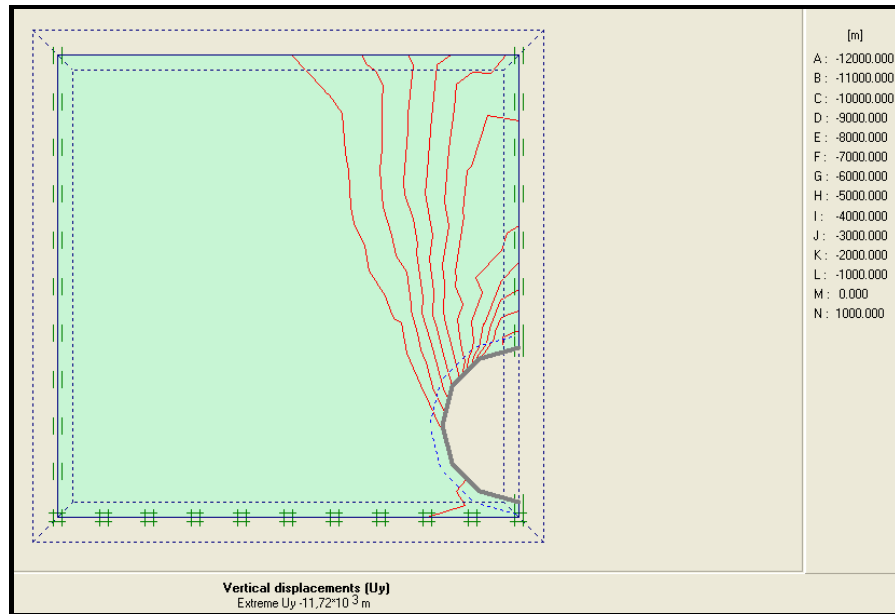


Figura 7.12 Corte transversal de líneas de contorno de desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

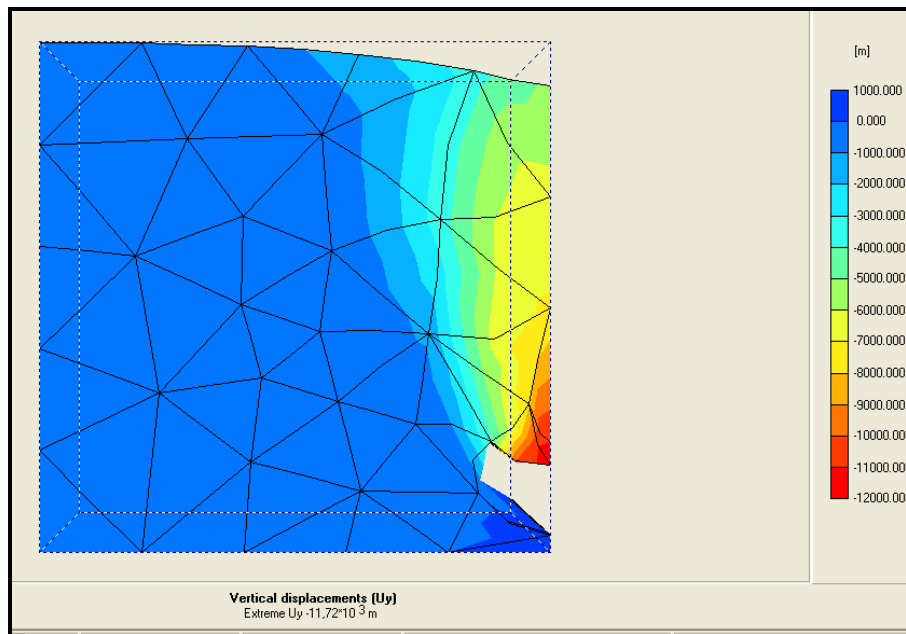


Figura 7.13 Corte transversal del modelo de desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

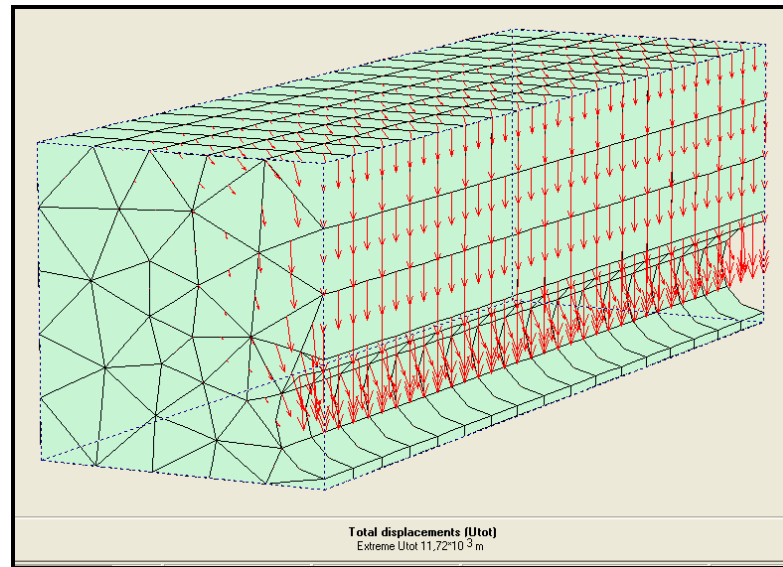


Figura 7.14 Corte longitudinal del modelo de desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

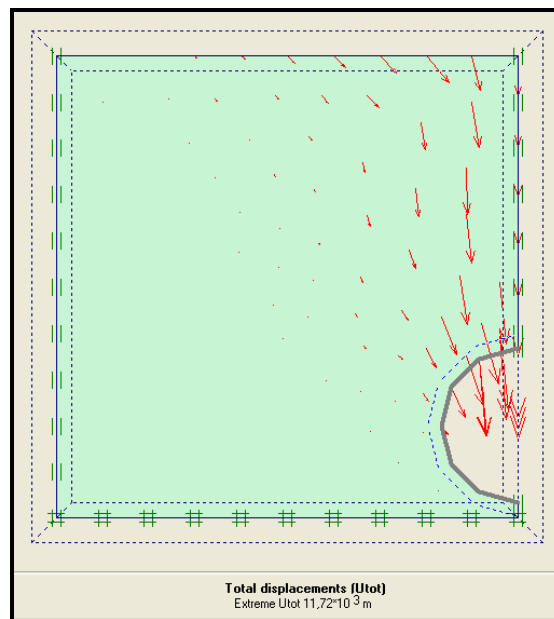


Figura 7.15 Corte transversal del modelo de desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

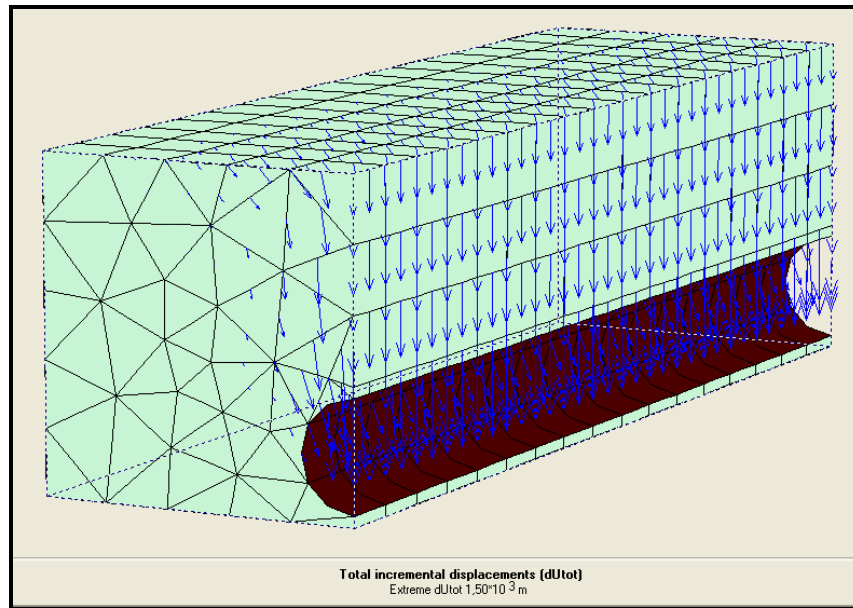


Figura 7.16 Corte transversal de la malla de desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

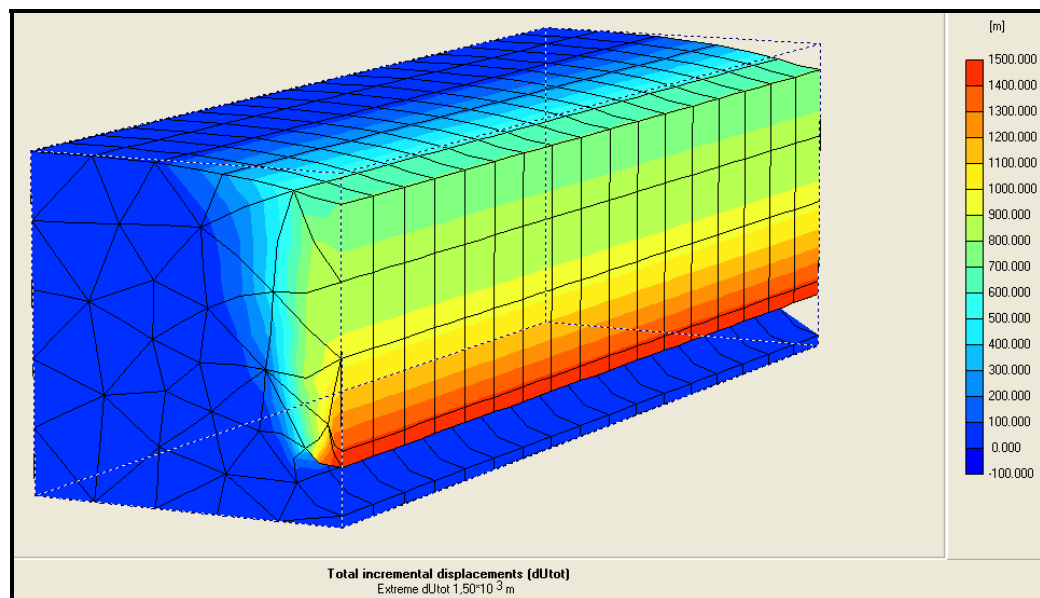


Figura 7.17 Vista 3D del modelo de desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

La pérdida de volumen fue considerada en el modelo 3D (figura 7.18) donde las pérdidas de volumen máximas se encuentran alrededor de 597,66%, las cuales se encuentran alrededor del túnel, con un incremento máximo de 23,86%.

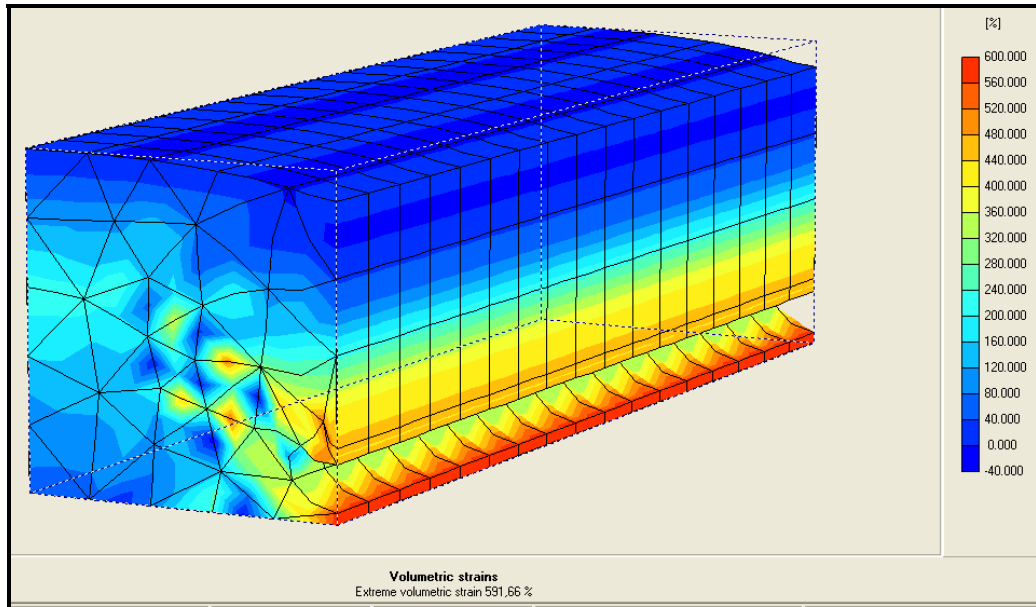


Figura 7.18 Vista 3D de pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

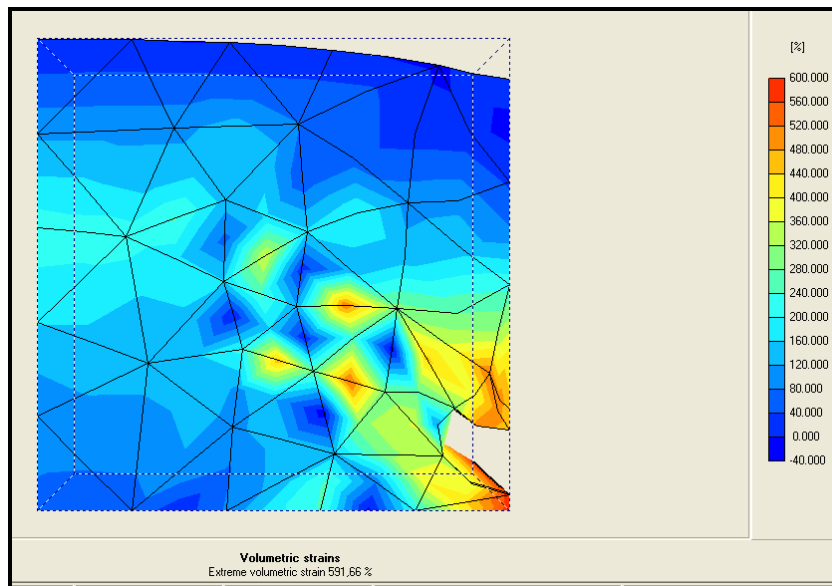


Figura 7.19 Vista transversal de pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

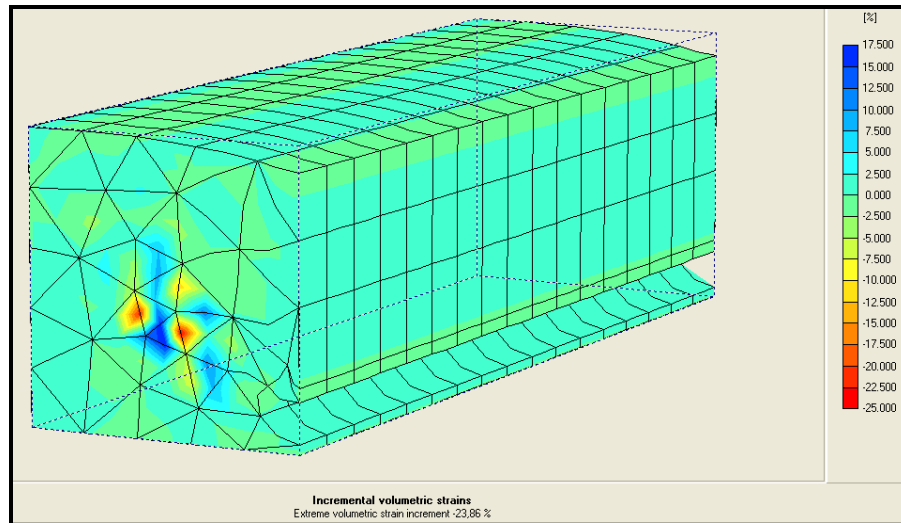


Figura 7.20 Vista 3D del aumento de pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

Las rocas metavolcánicas, muestran heterogeneidad de minerales; hay falla en poros que afectan la roca, la porosidad le da plasticidad a la masa que si es de rocas masivas resulta poco porosa. Estos puntos de plasticidad se observan en la fig. 7.21, los cuales fueron analizados a través de ecuaciones de Mohr-Coulomb.

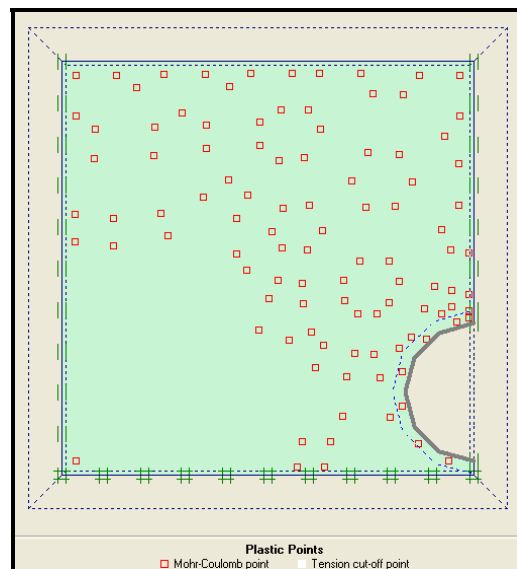


Figura 7.21 Vista 3D del aumento de pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

La segunda experiencia fue realizada en Roca Dura, para ello fue utilizada la malla de esfuerzos exagerada 100 veces, pudiéndose observar las deformaciones máximas mostradas en las figuras 7.22 y 7.23 con $Z=85\text{m}$.

Los desplazamientos calculados fueron:

- Los desplazamientos horizontales son de $4,69 \cdot 10^{-3}\text{m}$ (figuras 7.24, 7.25, 7.26 y 7.27);
- los desplazamientos verticales son de $22,16 \cdot 10^{-3}\text{m}$ (figuras 7.28, 7.29, 7.30 y 7.31);
- Los desplazamientos totales son de $22,16 \cdot 10^{-3}\text{m}$ (figuras 7.32, 7.33, 7.34 y 7.35).

Un cambio en la longitud de excavación afecta considerablemente las deformaciones horizontales, de afectar considerablemente estas deformaciones, a su vez se estaría afectando la convergencia del túnel lo que se reflejaría como asentamientos en la superficie.

Para este análisis, el Programa *Plaxis 3D Tunnel* utilizó .224 elementos, estudiando en ellos 13.996 nodos y 27.344 puntos de esfuerzo.

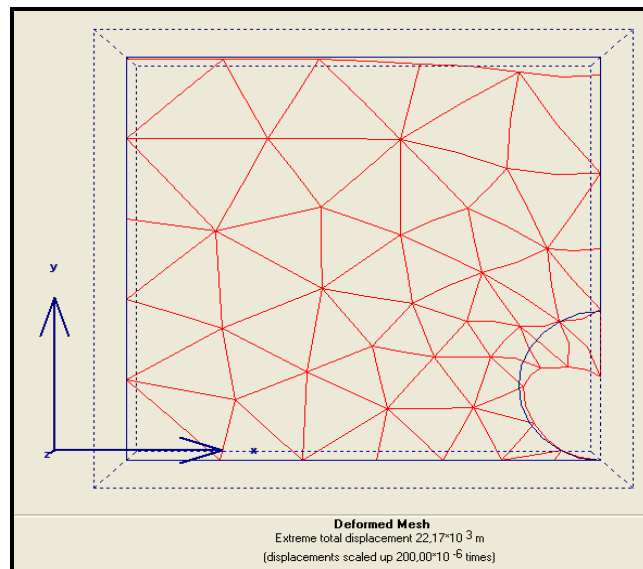


Figura 7.22 Vista transversal de la malla deformada, obtenida a través del *Plaxis 3D Tunnel* del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

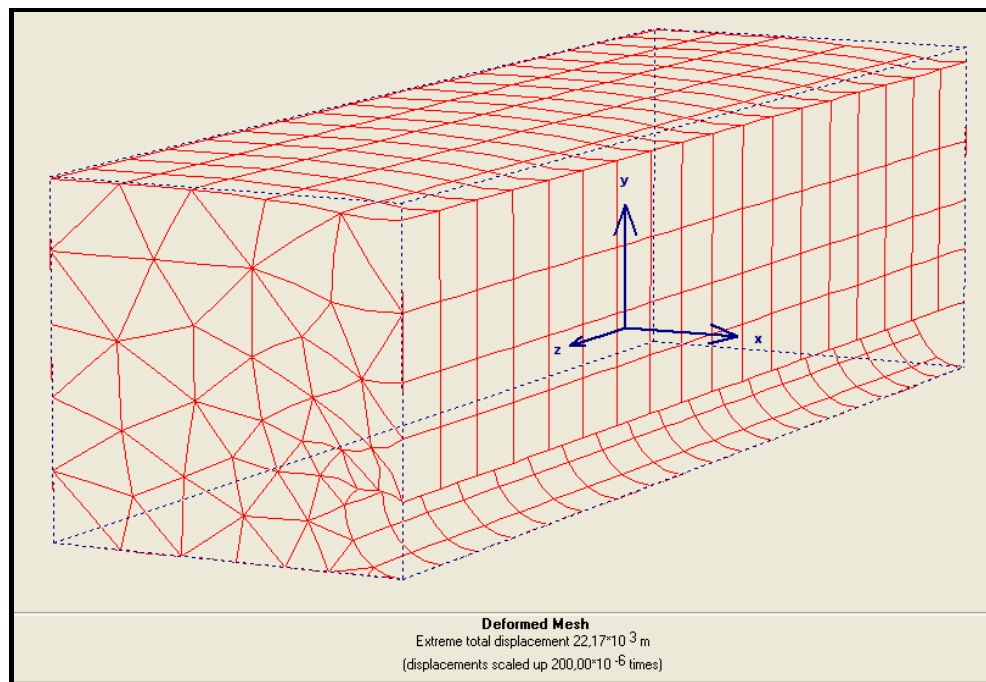


Figura 7.23 Vista 3D de la malla deformada, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

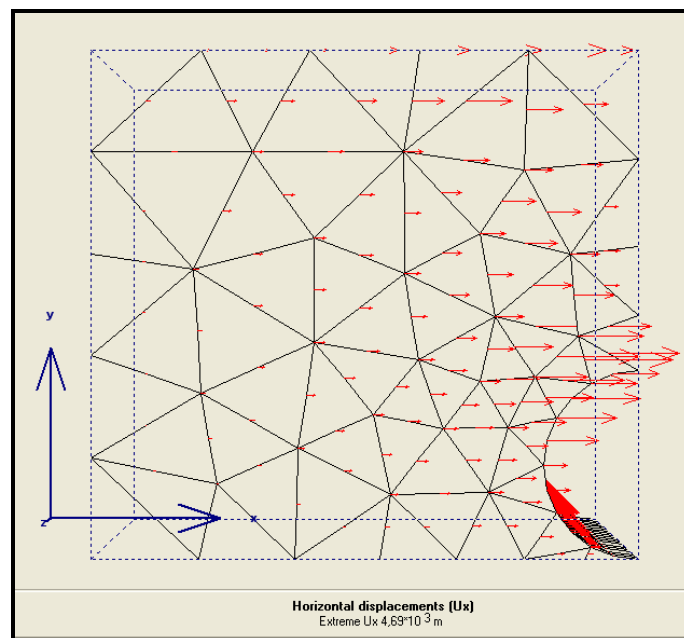


Figura 7.24 Vista transversal de los desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

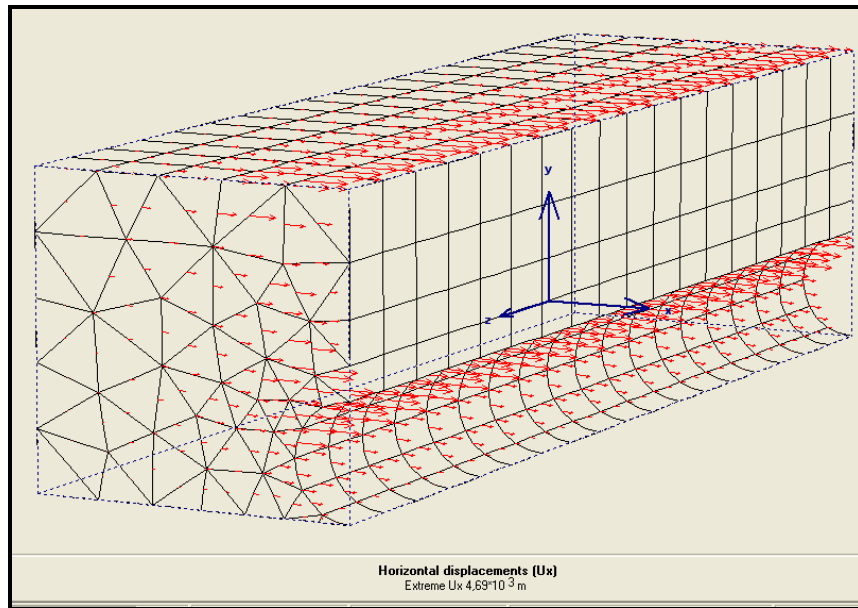


Figura 7.25 Vista 3D de los desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

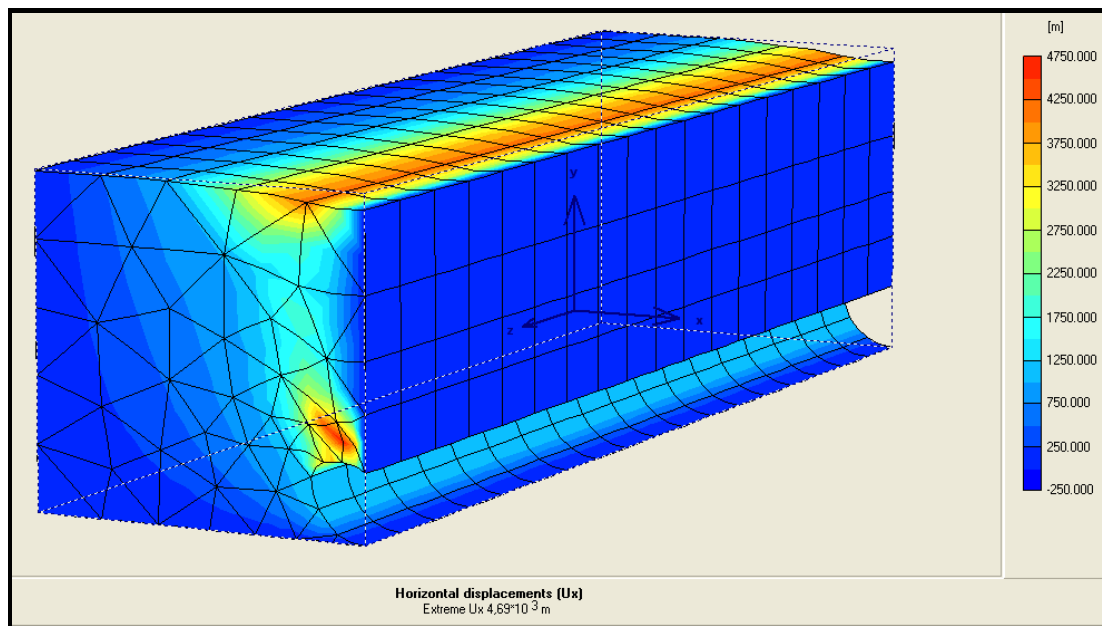


Figura 7.26 Vista 3D de los desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

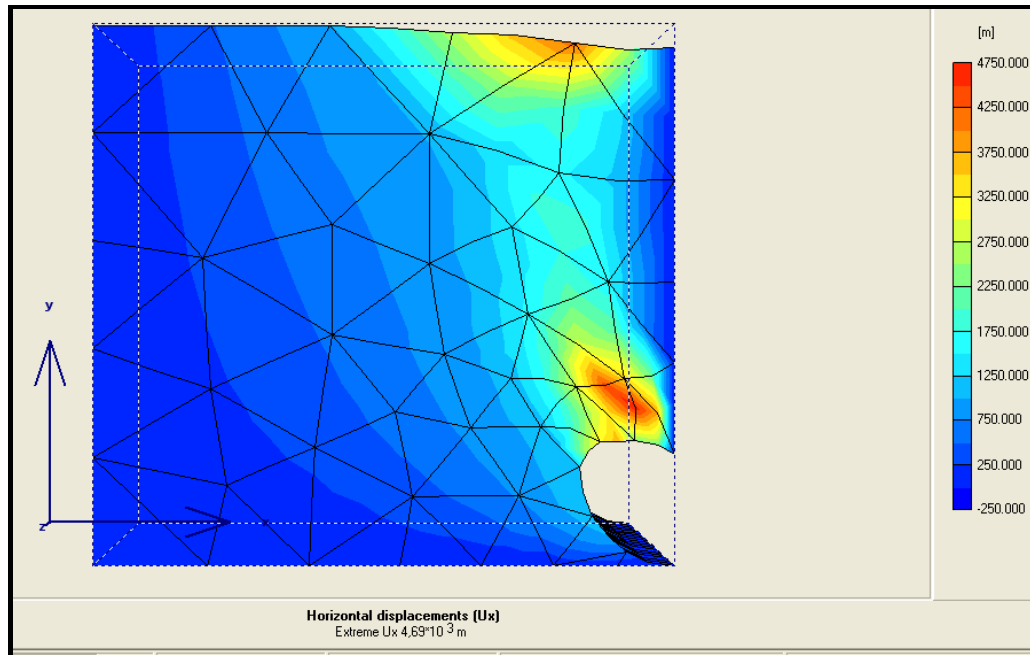


Figura 7.27 Vista longitudinal de los desplazamientos horizontales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

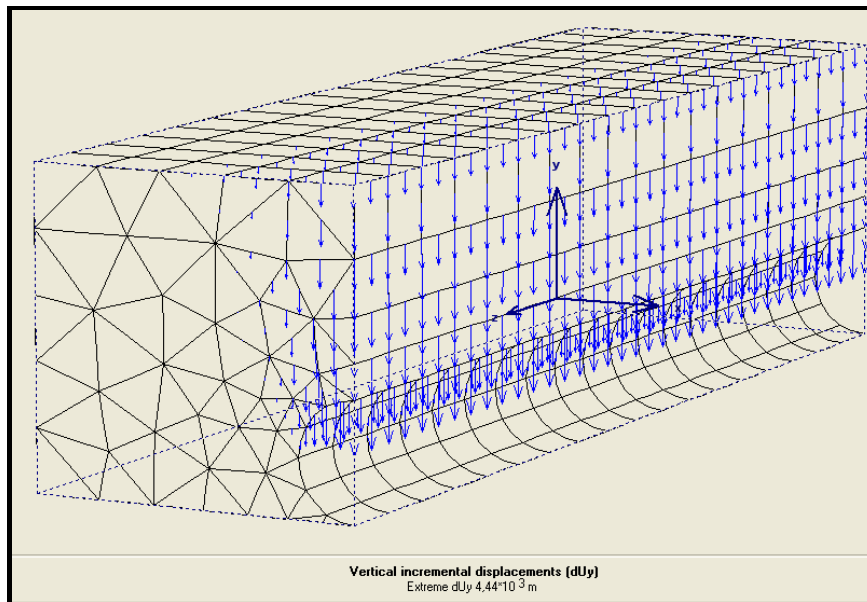


Figura 7.28 Vista longitudinal del incremento de los desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

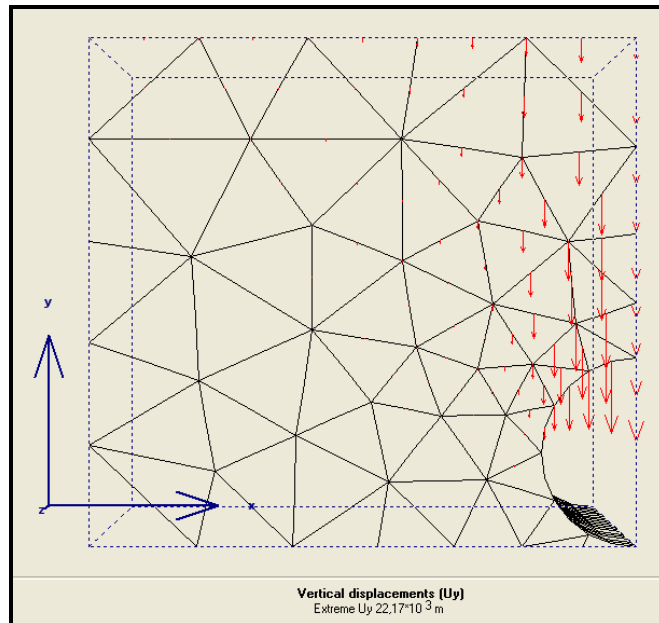


Figura 7.29 Vista transversal del incremento de los desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

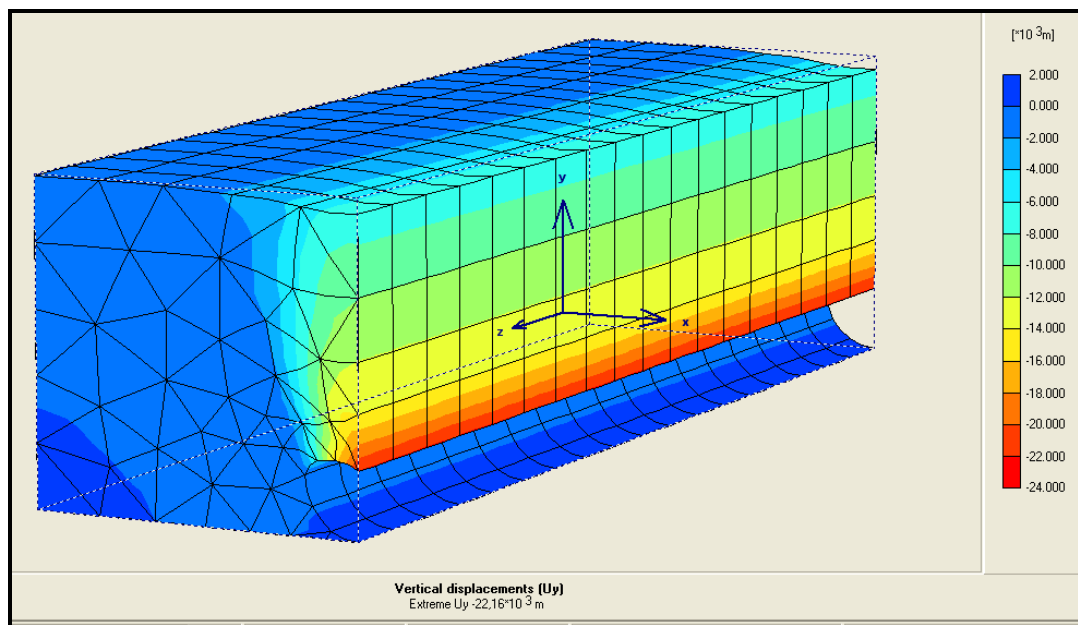


Figura 7.30 Vista 3D de los desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

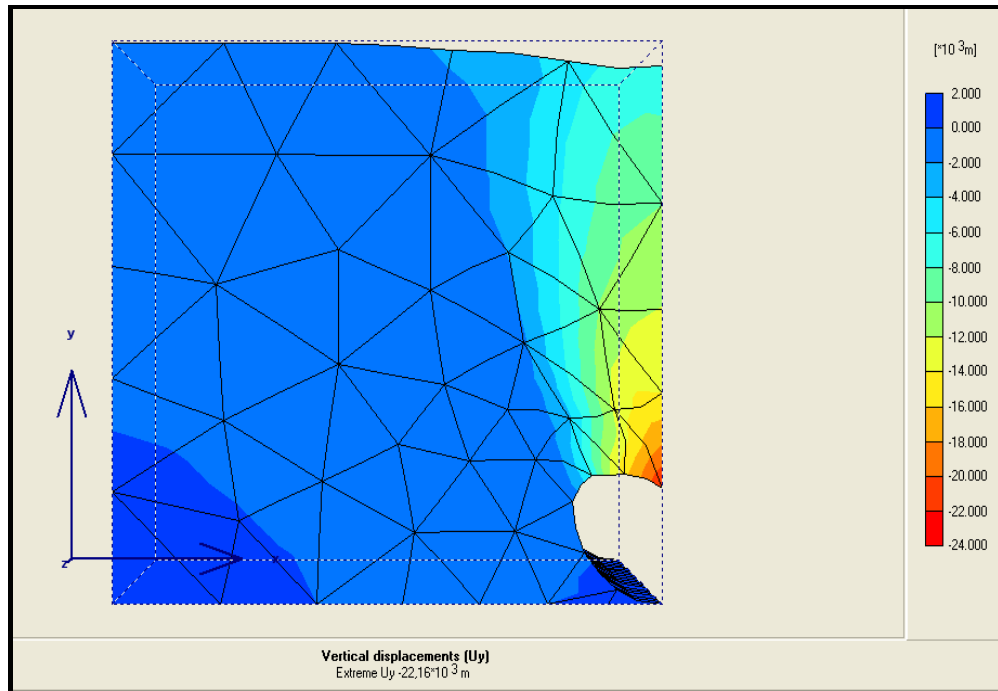


Figura 7.31 Vista transversal de los desplazamientos verticales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

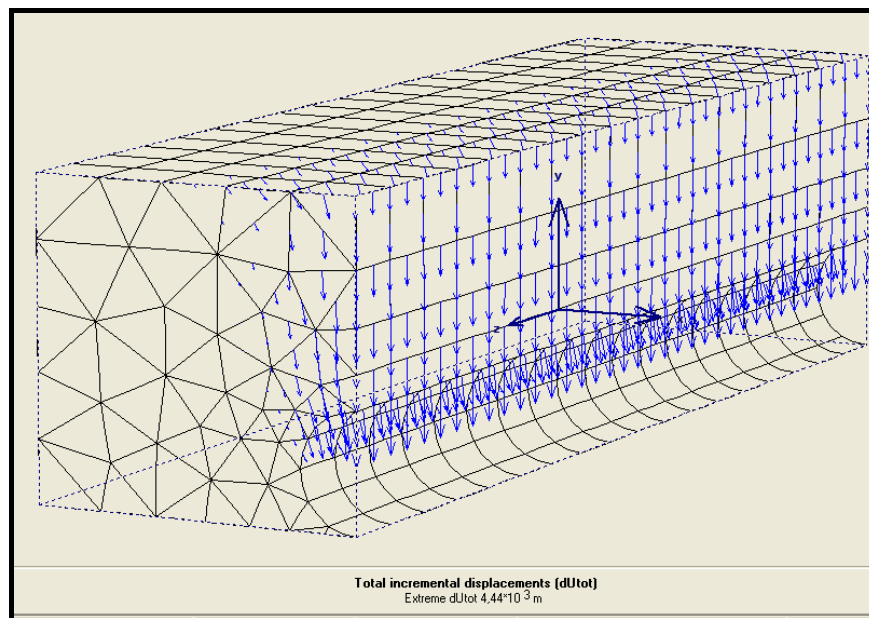


Figura 7.32 Vista longitudinal del incremento de los desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

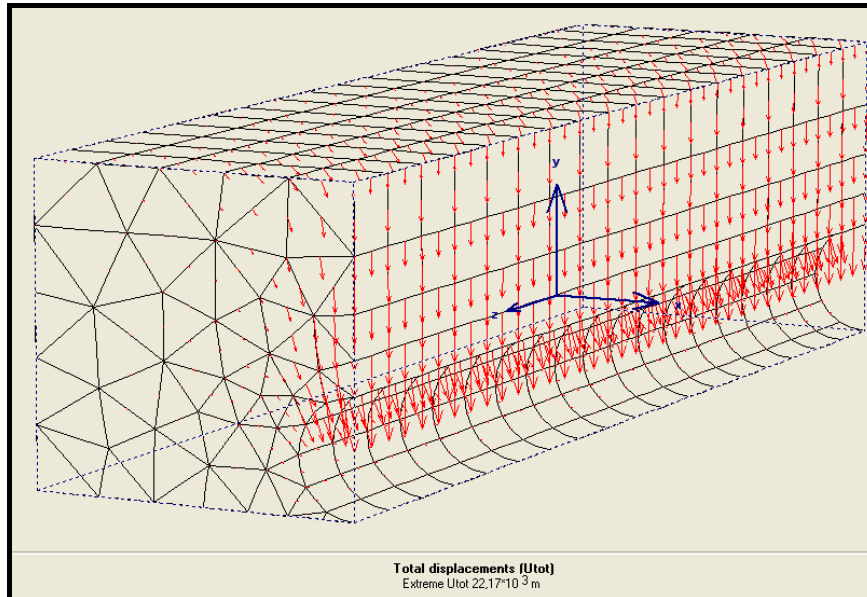


Figura 7.33 Vista longitudinal del incremento de los desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

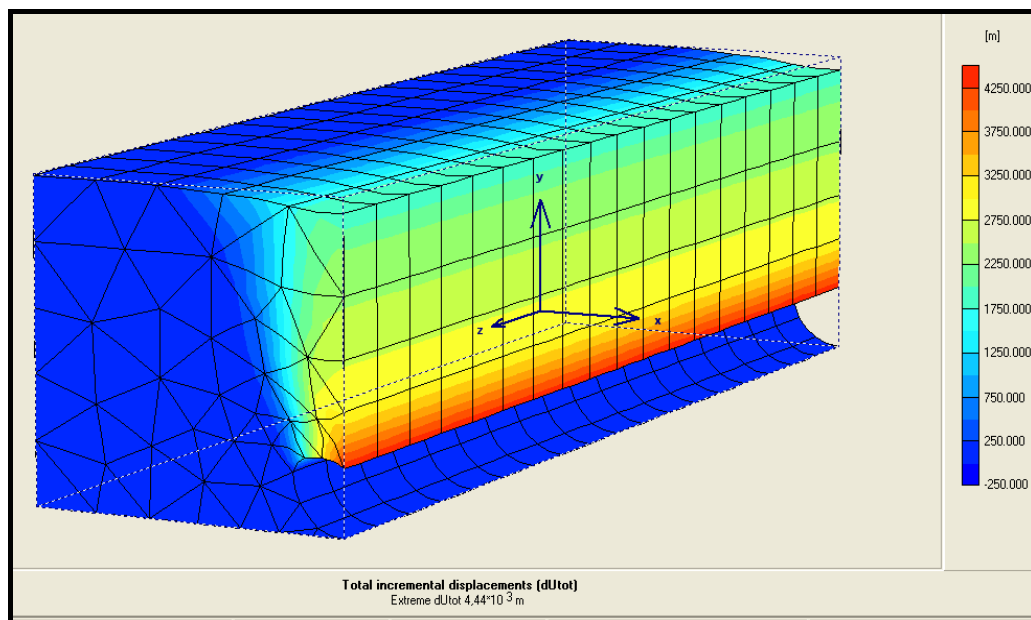


Figura 7.34 Vista 3D del incremento de los desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

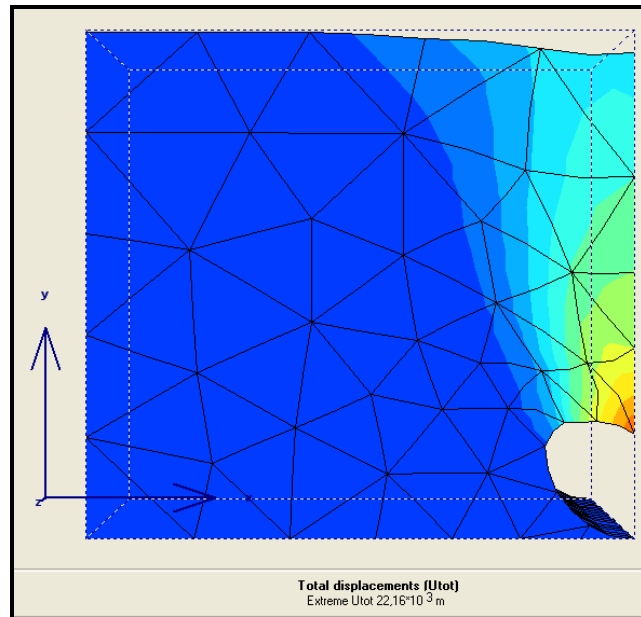


Figura 7.35 Vista transversal de los desplazamientos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

Los esfuerzos calculados fueron de $4,04 \cdot 10^{-3} \text{ KN/m}^2$. (Figuras 7.36, 7.37 y 7.38).

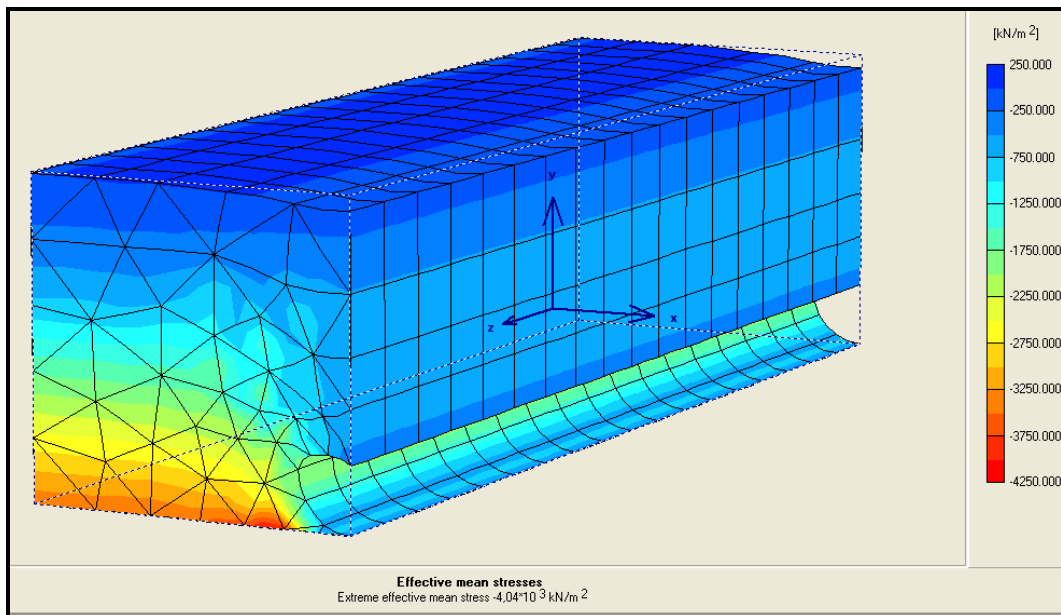


Figura 7.36 Vista 3D de los esfuerzos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

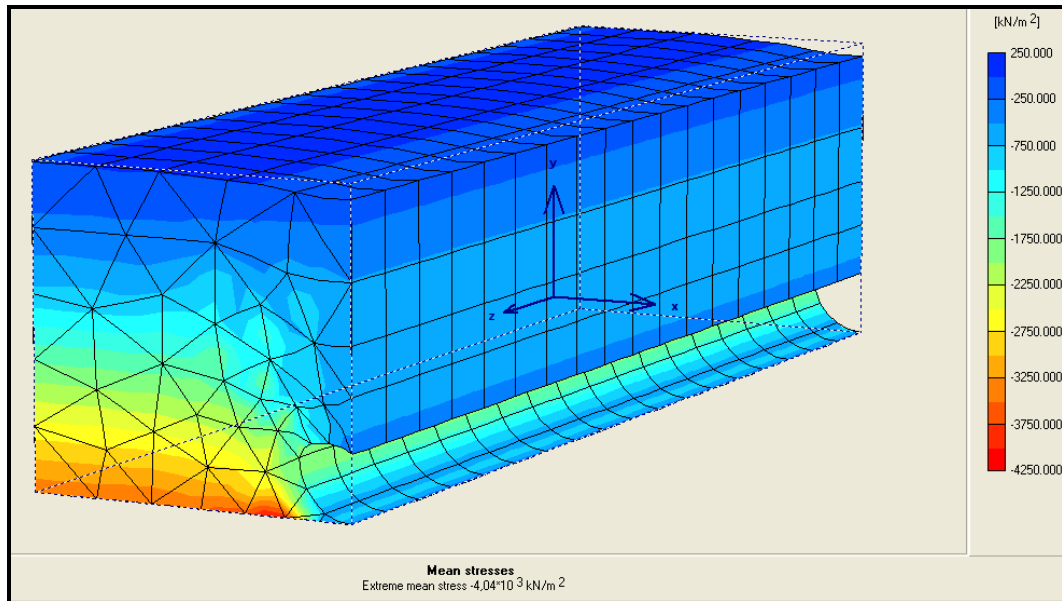


Figura 7.37 Vista 3D de los esfuerzos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

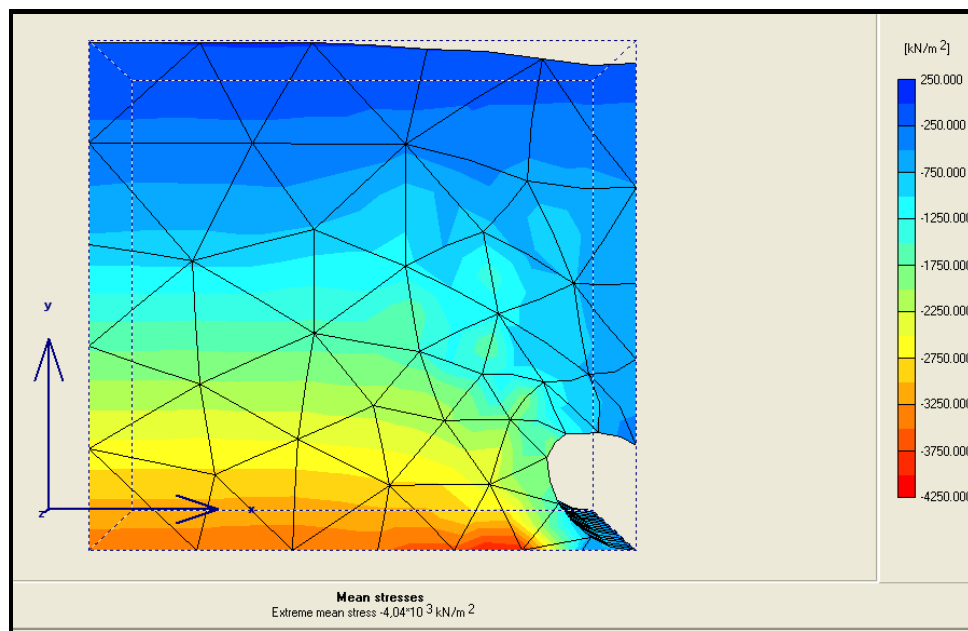


Figura 7.38 Vista transversal de los esfuerzos totales, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

Los puntos plásticos utilizados por el programa son mostrados en las figuras 7.39 y 7.40.

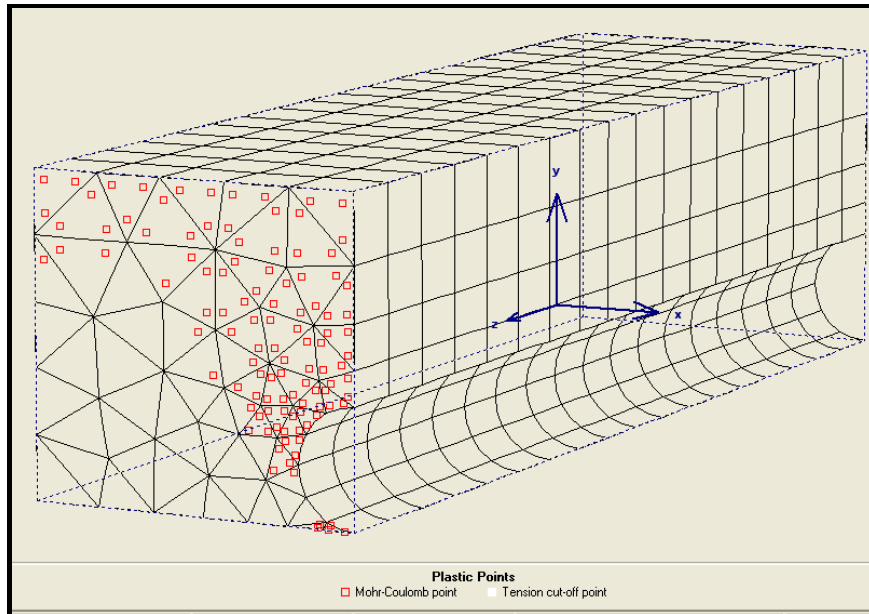


Figura 7.39 Vista longitudinal de los puntos plásticos, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

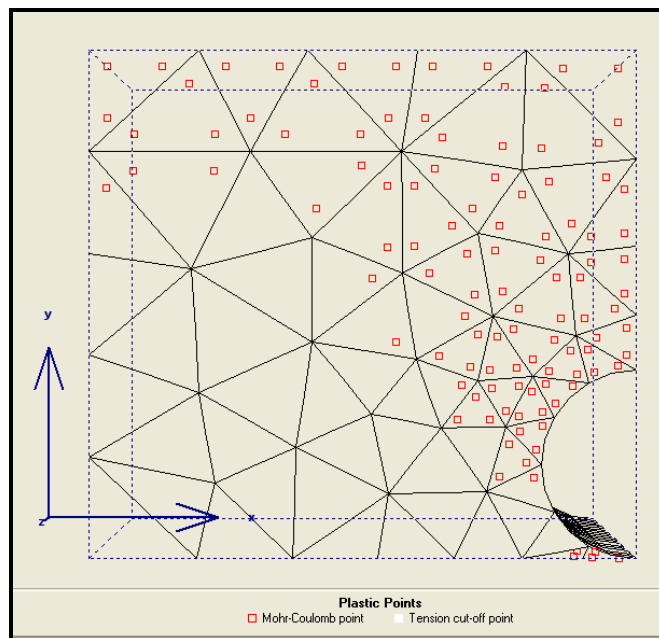


Figura 7.40 Vista transversal de los puntos plásticos, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

La pérdida de volumen fue calculada en $11,63 \cdot 10^{-3} \%$, las figuras 7.41, 7.42 y 7.43 muestran la distribución de la pérdida de volumen.

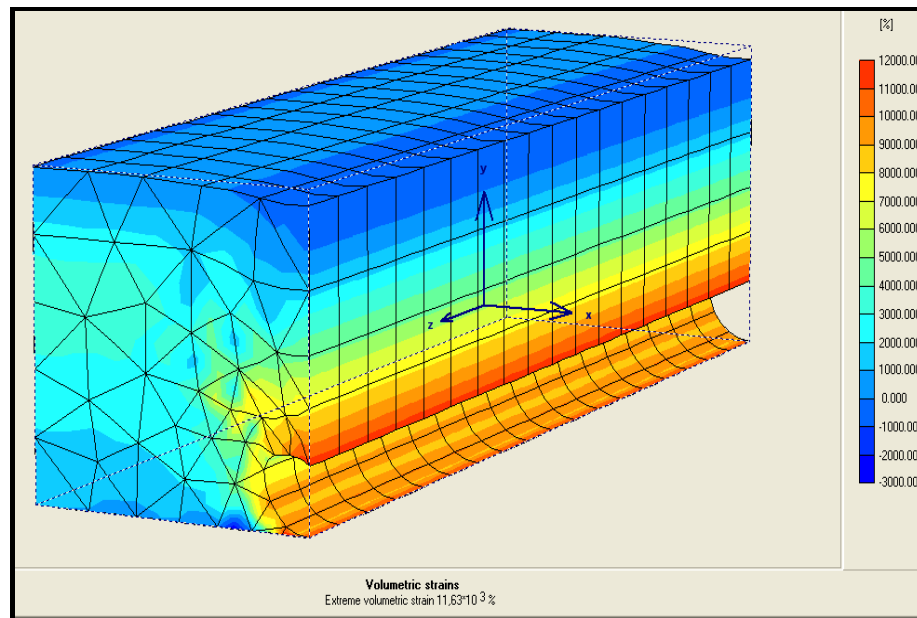


Figura 7.41 Vista 3D de la pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

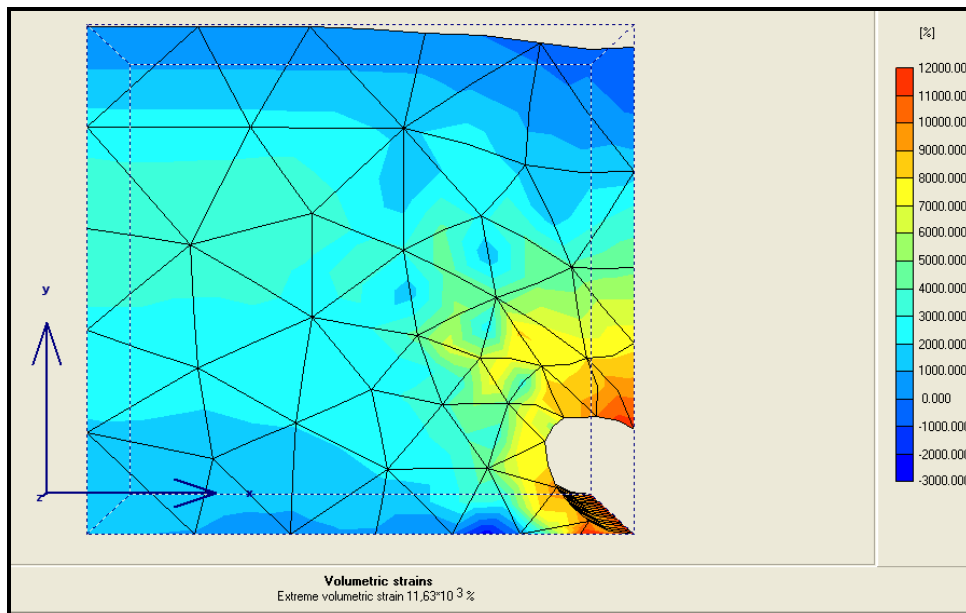


Figura 7.42 Vista transversal de la pérdida de volumen, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

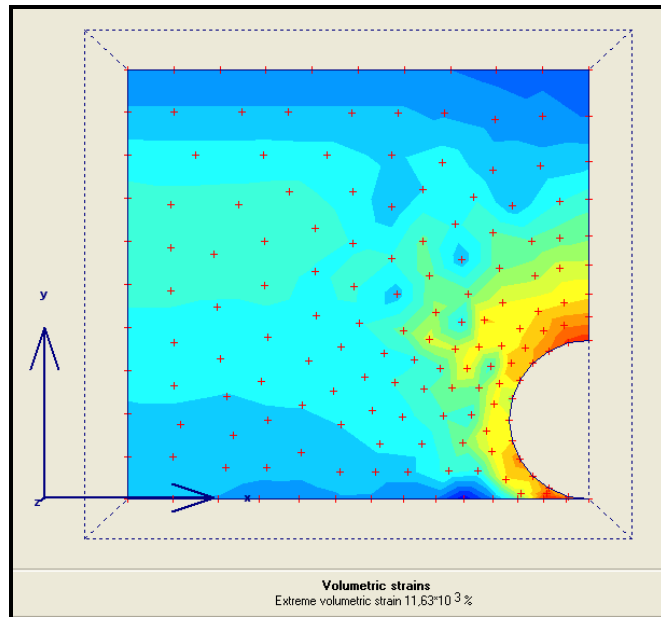


Figura 7.43 Vista transversal de la pérdida de volumen con puntos críticos, obtenida a través del Plaxis 3D Tunnel del túnel del ferrocarril San Juan-Los Flores. Fuente: Elaboración propia

En base a las dos experiencias anteriores, se pudo constatar que el colocar revestimientos de concreto inmediatamente a la excavación del túnel, disminuye las deformaciones producidas en el terreno así como también, los asentamientos que se reflejan en la superficie del mismo. Esto se debe a que al dejar el túnel libre de revestimiento, los esfuerzos se reacomodan con el tiempo dando lugar a superficies irregulares. Al colocar el revestimiento de concreto conforme se hace el avance del túnel se impide este reacomodo de esfuerzos ya que la rigidez absorbe cualquier cambio en el estado tensional, disminuyendo de esta forma las deformaciones y asentamientos producidos.

Es considerable la diferencia en los esfuerzos totales calculados en roca blanda con un K_0 : 0,5 y en roca dura con un K_0 : 2,5. Ya que la diferencia en la dureza de la roca afecta directamente la producción de desplazamientos horizontales, verticales y totales y por ende, las subsidencias producidas en la superficie. Con ello se observa una disminución significativa de los esfuerzos totales de $7,55 \cdot 10^{-3} \text{KN/m}^2$ a $4,04 \cdot 10^{-3} \text{KN/m}^2$

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. Conclusiones

El presente trabajo de investigación estudió el comportamiento del macizo rocoso en el Ferrocarril de San Juan de los Morros-San Fernando de Apure, específicamente en el tramo comprendido entre San Juan de los Morros-Los Flores en el estado Guárico. El comportamiento geomecánico se llevó a cabo con el programa *Plaxis 3D Tunnel*, el cual permitió hacer la malla de Elementos Finitos con la que se realizaron los análisis correspondientes.

Debido a que el túnel es simétrico se utilizó solo la mitad del mismo para realizar los cálculos. Los esfuerzos a lo largo del eje del Ferrocarril fueron modelados en dos situaciones: la primera de ella refleja los esfuerzos correspondiente a la construcción del túnel con un revestimiento de concreto, el cual no permite deformaciones, ya que la rigidez del mismo absorbe cualquier reacomodo de los esfuerzos sin que se refleje en el área adyacente al túnel.

En el segundo mallado se obvia la capa de concreto y se deja el revestimiento libre del macizo rocoso el cual permite deformaciones antes de que sea colocada la capa de revestimiento de *Shotcrete* (concreto proyectado) correspondiente. En ella se observa que hay una subsidencia del terreno debido al reacomodo de los esfuerzos que ahora no se encuentran en el estado natural en que se encontraban al iniciar la construcción del túnel. Los cuales se ven reflejados en la superficie como asentamientos.

La inexistencia de edificaciones a los alrededores del eje principal del Ferrocarril por estar en una zona despoblada facilita su construcción, ya que no hay que realizar controles de asentamiento de las estructuras preexistentes que facilitarían las subsidencias en la superficie.

La longitud de excavación es el factor que más influye significativamente en la aparición de subsidencias en el terreno. En túneles mineros construidos sin máquinas perforadoras se pueden observar mayor número de deformaciones en el revestimiento

debido a que se deja un tiempo en exposición lo que ocasiona el reacomodo de los esfuerzos y con estos la deformación visible. En túneles construidos con máquinas perforadoras con la colocación inmediata del revestimiento de concreto se observa una disminución significativa en las deformaciones y las subsidencias en el terreno debido a que la rigidez del concreto permite absorber cualquier reacomodo de los esfuerzos manteniendo un estado tensional óptimo para disminuir la deformación del túnel.

El revestimiento al ser definitivo, requiere de cálculos precisos para evitar la sobreestimación de las cargas actuantes que se pudieran reflejar en aumento de costos en la construcción del túnel y por el contrario si no se realiza una subestimación de las cargas se corre el peligro del desplome del túnel.

El aumento en la densidad de la Malla de Elementos finitos en *Plaxis 3D Tunnel*, proporciona mayor exactitud en los cálculos lo que se traduce en una menor desviación estándar en los resultados, pero afecta principalmente el tiempo de cálculos y las exigencias del computador en que se realiza el análisis.

En la excavación de un túnel, la información geotécnica preliminar existente en muchas ocasiones es insuficiente lo que obliga a realizar cálculos en valores hipotéticos o estimados de los parámetros, así pues, Las obras más difíciles de caracterizar y modelar, son las excavaciones subterráneas. A diferencia de una estructura de concreto, el escenario estructural es aleatorio e incierto y queda escondido bajo una cubierta de suelo y material rocoso. Entre los problemas a resolver en el diseño de túneles, que han de conducir agua a presión están el de la estabilidad de las paredes sin agua y con ella, el grosor del refuerzo, la permeabilidad del macizo y la estabilidad de las laderas exteriores vecinas en caso de presiones hidrostáticas inducidas y de fuga de agua hacia los taludes y laderas.

Los esfuerzos suponen mediciones por áreas o volúmenes y las deformaciones, la medición puntual. De todas maneras el puente para conocer los esfuerzos a partir de la magnitud y la dirección de las deformaciones es el módulo de Young.

En rocas, los límites de la deformación (en el comportamiento plástico, elástico, o frágil) depende de la temperatura, presión de confinamiento, presencia de fluidos, el

rango de esfuerzos y el tiempo empleado en producir la deformación de las rocas. La deformación de los materiales rocosos está caracterizada por las relaciones entre los esfuerzos implicados y el comportamiento de los distintos tipos de roca. La elevación de la presión de confinamiento produce un aumento de las condiciones de deformación elástica, previas a la rotura; la presión intersticial reduce la acción de los esfuerzos de la presión confinante sobre un material rocoso y disminuye, por tanto, su deformación; las deformaciones producidas a velocidades muy lentas permiten el desarrollo del campo dúctil, mientras que a velocidades elevadas la deformación es de tipo frágil; la magnitud de los esfuerzos varían las propiedades mecánicas de las rocas, con pequeñas magnitudes de esfuerzo se facilita la deformación dúctil, mientras que las grandes magnitudes se caracterizan por la fragilidad con la que responde el material rocoso; y la compactación, que aumenta con la profundidad, aumenta la cohesión de las rocas que la sufren, lo cual dificulta su rotura (deformación frágil).

Por esta razón, rocas típicamente frágiles (condiciones superficiales) pueden deformarse dúctilmente mediante profundidad, donde la temperatura, presión confinante y el tiempo empleado durante la deformación, varían la resistencia que presenta a deformarse frente a un estado de esfuerzos concreto. Dependiendo del estado de esfuerzos y las condiciones anteriormente citadas, esta deformación puede presentarse como asentamiento en la superficie.

8.2. RECOMENDACIONES

Utilizar el análisis por Elementos Finitos en la predicción de asentamientos futuros y desplazamientos en el terreno.

Colocar un revestimiento inmediato para disminuir las deformaciones y asentamientos producidos por el reacomodo de los esfuerzos que se presentan en los túneles libres de revestimiento.

Hacer levantamientos geológicos con el avance del túnel, incluirlos como parte de la construcción del mismo. Así mismo, basar todos los cálculos en resultados de ensayos de laboratorio, para evitar así cálculos erróneos que puedan afectar los costos de operación.

BIBLIOGRAFÍA

ÁLVAREZ, L. La Ingeniería Geológica y los grandes proyectos de infraestructura. GEOCONSULT. 2003.

BECHARA, L. MATOS, H. Estudio Geológico y Caracterización Geomecánica de la zona comprendida entre Charallave y Paracotos, Estado Miranda. UCV. Caracas, 2006.

CACERES, V. Aplicación de La Mecánica de Rocas en el Diseño de Túneles (Según Barton Y Bieniawski). [www.arqhys.com/contenidos/mecanica tuneles](http://www.arqhys.com/contenidos/mecanica_tuneles).

CASTILLEJO, Miguel (2004). Guía de estudios de la cátedra Cálculos Geomineros. Universidad Central de Venezuela, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Departamento de Minas. Inédito. Caracas

CASTILLEJO, Miguel. Análisis comparativo de los métodos de estabilidad de taludes y su control. Universidad Central de Venezuela, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Departamento de Minas. Inédito. Caracas, 1993.

CELADA T., Benjamín. (2006). Guía de estudios de la cátedra Obras Subterráneas. Universidad Politécnica De Madrid, Escuela técnica superior de ingenieros de minas de Madrid. Inédito. Madrid

DE MARCO, Pietro (2004). Guía de estudios de la cátedra Mecánica de Rocas. Universidad Central de Venezuela, Escuela de Geología, Minas y Geofísica, Departamento de Minas. Inédito. Caracas

ESPINOZA, D., Castillejo, Miguel (Tutor Académico) Análisis de subsidencia producida por la excavación de túneles de la línea 4 del Metro de Caracas, aplicando el método de los elementos finitos. U.C.V. 2005.

GONZÁLEZ DE JUANA, C., Iturralde Arozena, J. M. Y Picard, X. Geología de Venezuela y de sus cuencas petrolíferas. Ediciones Foninves Tomo I. 1980.

GONZÁLEZ DE JUANA, C., Iturralde Arozena, J. M. Y Picard, X. Geología de Venezuela y de sus cuencas petrolíferas. Ediciones Foninves Tomo II. 1980.

GONZALEZ DE VALLEJO, L., Ferrer, M. Ingeniería Geológica. Pearson Educación - Prentice Hall, Madrid, España. 2002.

HERNANDEZ, S. Retroalimentación geomecánica para el proyecto de revestimiento del túnel La Cabrera, sistema ferroviario central, tramo puerto cabello la encrucijada. Tesis Especial de Grado. U.C.V. Caracas. 2005.

INSTITUTO AUTÓNOMO DE FERROCARRILES DEL ESTADO (IAFE). Ingeniería de detalles de túneles Túnel San Juan entre las progresivas 2+325-3+800 y 8+150-8+443. Memoria técnica. Marzo, 2007.

MARTÍNEZ, W. y ZULBARÁN L., Castillejo, Miguel (Tutor Académico) Geología y geomecánica del macizo rocoso San Juan de los Morros –Los Flores, para la construcción del túnel San Juan. Sistema ferroviario San Juan de los Morros-San Fernando de Apure (tramo d-1), Estado Guárico. U.C.V. 2007.

MEGAW, T. Túneles, Planeación, Diseño y Construcción. Editorial Limusa. México, 1988.

MENSAÑA, F. (1997). El proyecto de túneles. En: Manual de túneles y obras subterráneas. Editor: Carlos López Jimeno. Madrid. Gráficas Arias Montano. 1ª edición. 1082 p.

MICHELANGELI, Juan. (2002). Diseño del sostenimiento primario de los túneles del Metro Las Adjuntas-Los Teques mediante el método de las líneas características. Trabajo especial de grado. Inédito. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

PERRI, Gianfranco. (1990). Diseño geotécnico de túneles. Ediciones Innovación Tecnológica. Caracas. 262 p

PERRI, Gianfranco. Apuntes para el curso de diseño geotécnico de Túneles en Roca. U.C.V., 1983.

PERRI, Gianfranco. CONSORCIO GRUPO EMPRESAS ITALIANAS. Ingeniería básica de túneles, memoria técnica. Inédito. Caracas, 2006.

PERRI, Gianfranco. Contribución a la Caracterización Geomecánica de los Macizos Rocosos en base al GSI de Hoek. Boletín 75 de la sociedad venezolana de Geotecnia. Caracas, 1999.

PERRI, Gianfranco. Diseño geotécnico de túneles. Ediciones Innovación Tecnológica. Caracas, 1990.

RIOS, V., Luis. Evaluación y seguimiento geotectónico estructural en el proceso constructivo del túnel de Altomonte, Tramo 4 del Ferrocarril Caracas-Cúa. Tesis Especial de Grado. U.C.V., 1999.

SIERRA, José. (1999). Alternativas de sostenimiento en la excavación del Túnel Tazón Norte del ferrocarril Caracas-Cúa. Trabajo especial de grado. Inédito. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

WITTKE, Walter. Rock Mechanics, theory and application with case histories, 1990.