



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**TÚNELES EN SUELOS CON ÉNFASIS
EN CARRETERAS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

CIVIL-ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

P R E S E N T A :

BLANCA ROSA CUENCA ALFARO

TUTOR:

Dr. ALBERTO JAIME PAREDES



2009

AGRADECIMIENTOS

A Dios Todopoderoso y a la Santísima Virgen de Guadalupe por haberme dado entendimiento, sabiduría y salud para culminar con éxito una meta más en mi vida.

Al Dr. Alberto Jaime Paredes por haberme permitido realizar este trabajo con él, por su apoyo incondicional, su dedicación y esmero para concluir exitosamente el mismo.

A mis padres, René Cuenca y Norma Alfaro, por confiar en mi capacidad y brindarme su apoyo para poder realizar estudios de posgrado.

A todos los sinodales por el tiempo dedicado para poder hacer de éste un mejor trabajo.

Al personal docente del Posgrado de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) por esforzarse día con día para transmitir sus conocimientos y tratar de formar profesionales integrales, con buena educación técnica y ética profesional.

A mi familia y amigos, en especial a GHDC, por su apoyo incondicional.



TÚNELES EN SUELOS CON ÉNFASIS EN CARRETERAS

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Alcances	3

2. GENERALIDADES

2.1. Clasificación de túneles	5
2.1.1. Según su servicio	5
2.1.2. Según su localización	5
2.1.3. Según la geología	6
2.2. Tipos de Túneles	6
2.2.1. Formas	7
2.2.2. Tipo de revestimiento	8
2.2.3. Tipos de losa inferior	10
2.2.4. Método de construcción	12
2.2.5. Acabado del túnel	14

3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS Y GEOLÓGICOS EN LA PLANEACIÓN, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES

3.1. Geología	17
3.1.1. Litología	18
3.1.2. Estratificación	19
3.1.3. Discontinuidades	21
3.1.4. Condiciones Hidrogeológicas	24
3.1.5. Esfuerzos internos	26
3.2. Sismicidad	27
3.2.1. Las placas tectónicas y lo sismos en México	27
3.2.2. Regionalización sísmica de la República Mexicana	28



3.2.3. Espectros de diseño	31
3.2.4. Riesgo sísmico	32
3.3. Clasificación de suelos	34
3.3.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	34
3.3.2. Clasificación por el comportamiento de los suelos en la construcción de túneles	40
3.3.3. Suelos especiales	43
3.4. Clasificación de las masas rocosas	45
3.4.1. Clasificación RMR	47
3.4.2. SISTEMA Q	50
3.5. Estudios básicos	51
3.5.1. Sondeos	53
3.5.2. Prospección geofísica	56
3.5.3. Ensayes in situ	57
3.6. Informe Geotécnico de Referencia	59
4. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS	
4.1. Construcción de túneles en suelos mediante el empleo de escudos	65
4.1.1. Características principales de los escudos	65
4.1.2. Escudos de frente abierto	66
4.1.3. Escudos de frente cerrado	69
4.2. Métodos de construcción de túneles	76
4.2.1. Método clásico de Madrid	76
4.2.2. Método Alemán	80
4.2.3. Método Inglés	81
4.2.4. Método NATM	81
5. TÚNELES CARRETEROS	
5.1. Consideraciones del ambiente local	85
5.2. Diseño geométrico	86
5.2.1. Sección transversal	88
5.2.2. Alineamiento	92



5.3. Señales de tránsito	93
5.3.1. Señalización en la aproximación al túnel	93
5.3.2. Señales de tránsito dentro del túnel	95
5.4. Iluminación	96
5.4.1. Adaptación	96
5.4.2. Instalación eléctrica	101
5.5. Ventilación	102
5.5.1. Tipos de ventilación	103
5.5.2. Alcances de la ventilación natural	107
5.5.3. Determinación de las necesidades de aire fresco	108
5.5.4. Diseño del sistema de ventilación	110
5.6. Control de tráfico y seguridad contra incendios	112
5.6.1. Equipo de seguridad	112
5.6.2. Especificaciones para el equipo de seguridad en túneles	114
6. MÉTODOS EMPÍRICOS Y ANALÍTICOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÚNELES	
6.1. Métodos empíricos	125
6.1.1. El método de Terzaghi	125
6.1.2. Soportes a partir del índice RMR	128
6.1.3. Soportes a partir del índice Q	130
6.2. Métodos analíticos	132
6.2.1. Formulación elástica	132
6.2.2. Análisis elastoplásticos	136
6.3. Asentamiento transversal superficial	142
6.3.1. Método de Peck	143
6.3.2. Método de Sagaseta y Oteo (1996)	146
6.4. Asentamiento longitudinal superficial	146
6.5. Diseño del revestimiento de túneles	148
6.5.1. Comportamiento del sistema suelo-revestimiento	149
6.5.2. Espesor del revestimiento	159



6.5.3. Aspectos del diseño estructural del revestimiento	165
7. MÉTODOS NUMÉRICOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÚNELES	
7.1. Método de elementos finitos	173
7.1.1. Proceso de análisis	175
7.1.2. Pasos a seguir en el cálculo del método de elementos finitos. Funcionamiento de un programa de elementos finitos	188
8. EJEMPLOS DE APLICACIÓN	
8.1. Problema a analizar	191
8.2. Análisis elástico	192
8.2.1. Métodos analíticos	192
8.2.2. Métodos numéricos	195
8.2.3. Comparación entre método analítico y método numérico	201
8.3. Análisis elastoplástico	204
8.3.1. Métodos analíticos	204
8.3.2. Métodos numéricos	207
8.3.3. Comparación entre método analítico y método numérico	211
8.4. Ejemplo de diseño de revestimiento	213
9. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	231
ANEXO I. Valores de los parámetros característicos del índice Q	237
ANEXO II. Expresiones para calcular la rigidez del ademe y la presión máxima de soporte	241
REFERENCIAS	243



TÚNELES EN SUELOS CON ÉNFASIS EN CARRETERAS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Clasificación de túneles según su servicio.

Figura 2.2. Clasificación de túneles según su localización.

Figura 2.3. Clasificación de túneles según la geología.

Figura 2.4. Túnel circular con dos carriles de tráfico y una acera de seguridad.

Figura 2.5. Túnel de doble caja con dos carriles de tráfico y una acera de seguridad en cada caja. Dependiendo de la ubicación y condiciones de carga, la pared central puede ser sólida o compuesta de columnas consecutivas.

Figura 2.6. Túnel de herradura con dos carriles de tráfico y una acera de seguridad.

Figura 2.7 Túnel ovalado con tres carriles de tráfico y dos aceras de seguridad.

Figura 2.8. Túnel circular con una losa estructural que proporciona espacio inferior para una ventilación de aire plena.

Figura 2.9. Túnel de caja simple con una losa estructural que proporciona espacio inferior para una ventilación de aire plena.

Figura 2.10. Túnel de herradura con una losa estructural que proporciona espacio inferior para una ventilación de aire plena.

Figura 3.1. Rumbo y buzamiento de un plano

Figura 3.2. Buzamiento de los estratos en relación con la excavación del túnel

Figura 3.3. Problemas debidos al agua en túneles

Figura 3.4. Formación de chimenea por tubificación

Figura 3.5. Placas tectónicas en la República Mexicana.

Figura 3.6. Regionalización sísmica de la República Mexicana.

Figura 3.7. Carta de microzonificación sísmica.

Figura 3.8. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)

Figura 3.9. Correlaciones aproximadas entre el tipo de suelo y permeabilidad (Casagrande A. y Fadum R.E., 1940).



Figura 3.10. Tendencias aproximadas del comportamiento de suelos de arenas limosas densas arriba del Nivel Freático (Heuer y Virgens, 1987).

Figura 3.11. Tendencias aproximadas del comportamiento del suelo para varios suelos (Deere et al., 1969).

Figura 3.12. Sistema de perforación rotatorio de lavado: a) Configuración típica de la perforadora, b) Tubo y zapata, c) Brocas de rodillos, de fricción y diamante, d) Descarga del fluido de perforación.

Figura 3.13. Sondeo helicoidal a) Ejecución, b) Extracción de muestras con sonda helicoidal

Figura 4.1. Esquema del escudo empleado para la construcción del túnel Támesis, en Inglaterra

Figura 4.2. Escudo con rejillas frontales.

Figura 4.3. Presión estabilizadora solo en el frente.

Figura 4.4. Ejemplos de hidroescudos (tomado de ITOCHU CONSTRUCTION MACHINERY.CO.,LTD, 2003)

Figura 4.5. Escudo con presión de tierra balanceada con tornillo transportador tipo espiral

Figura 4.6. Escudo padre-hijo.

Figura 4.7. Escudo rectangular.

Figura 4.8. Secuencia de excavación del Método Clásico de Madrid.

Figura 4.9. Etapa de excavación de la bóveda.

Figura 4.10. Etapa de excavación de la destroza.

Figura 4.11. Excavación de los hastiales

Figura 4.12. Excavación de la solera

Figura 4.13. Secuencia del método Alemán para la excavación de túneles

Figura 4.14. Método Inglés

Figura 5.1. Categorías de túneles. T 9.5* aplica para red de carreteras principales.

Figura 5.2. Sección transversal de túnel T5.5 (medidas en metros)

Figura 5.3. Sección transversal de túneles.

Figura 5.4. Medidas geométricas de las secciones transversales de túneles T4-T8.5 correspondientes a las categorías (las medidas se presentan en la tabla 5.1)



Figura 5.5. Medidas geométricas de las secciones transversales de túneles T9-T12.5 correspondientes a las categorías (las medidas se presentan en la tabla 5.1)

Figura 5.6. Señales en la aproximación del túnel.

Figura 5.7. Ejemplo de ubicación de señales en la aproximación al túnel

Figura 5.8. Señales de tránsito dentro del túnel

Figura 5.9. Niveles de luminancia requeridos en un túnel de tráfico unidireccional

Figura 5.10. Curva de reducción de la luminancia

Figura 5.11. Ventilación longitudinal

Figura 5.12. Ventilación semitransversal

Figura 5.13. Ventilación transversal

Figura 5.14. Bahía de emergencia (Manual Noruego de túneles)

Figura 5.15. Puntos de cambio (Manual Noruego de túneles)

Figura 5.16. Nicho para equipo técnico (Manual Noruego de túneles)

Figura 5.17. Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría B.

Figura 5.18. Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría C.

Figura 5.19. Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría D.

Figura 5.20. Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría E.

Figura 5.21. Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría F.

Figura 5.22. Señal para indicar la dirección de la salida de emergencia.

Figura 5.23. Señales de carril

Figura 6.1. Arqueo sobre un túnel, Terzaghi (1945).

Figura 6.2. Mecanismo de arqueo en el subsuelo presentado por Terzaghi (1945).

Figura 6.3. Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniawski, 1989).

Figura 6.4. Soportes según el índice Q (Barton)

Figura 6.5. Patrón del flujo de compresión (a) antes y (b) después de la excavación.

Figura 6.6. Nomenclatura correspondiente a la solución de Kirsch, dentro de la Teoría de Elasticidad.



Figura 6.7. Distribución de esfuerzos según Kirsch alrededor de un túnel circular en un medio elástico.

Figura 6.8. Extensión de la zona plástica alrededor de un túnel circular. Suelo puramente cohesivo.

Figura 6.9. Radio de la zona plástica, en función de los valores de c y ϕ para diferentes combinaciones de valores de σ_i y σ_z .

Figura 6.10. Distribución de esfuerzos en torno a una galería circular. a) Croquis de la distribución de los esfuerzos. b) Distribución de esfuerzos tangencial (σ_t) y radial (σ_r).

Figura 6.11. Ejemplo de problemas causados por asentamiento diferencial.

Figura 6.12. Ley de asentamientos superficiales

Figura 6.13. Relación entre el ancho de la depresión superficial (i/a) y la profundidad del túnel (z/a), para túneles excavados en diferentes materiales (Peck, 1969).

Figura 6.14. Perfil de asentamientos longitudinal según avance del túnel

Figura 6.15. Curvas de comportamiento e interacción entre el suelo y el revestimiento.

Figura 6.16. Equilibrio de la zapata de apoyo de la bóveda.

Figura 6.17. Equilibrio de la cubeta

Figura 6.18. Evolución de las presiones del suelo sobre el revestimiento primario y secundario.

Figura 6.19. Relación de flexibilidad suelo-revestimiento

Figura 6.20. Relación de compresibilidad suelo-revestimiento

Figura 6.21. Presiones sobre un revestimiento circular formado por primario y secundario

Figura 7.1. Discretización del continuo. a) Región bidimensional de estudio. b) Idealización de una región bidimensional mediante elementos finitos

Figura 7.2. Forma típica de elementos finitos de dos dimensiones

Figura 7.3. Uso de elementos de mayor orden para crear la malla de elementos finitos

Figura 7.4. Elemento de 3 nodos.

Figura 7.5. Ejemplos de integración numérica.

Figura 7.6. Matriz de rigidez para un solo elemento.

Figura 7.7. Matriz de rigidez del elemento en términos de los grados de libertad global.

Figura 7.8. Procedimiento de ensamblaje para una malla simple de dos elementos.



Figura 8.1. Perfil geológico y ubicación del eje del túnel

Figura 8.2. Nomenclatura empleada para la solución del problema.

Figura 8.3. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A')

Figura 8.4. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.5. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.6. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.7. Modelo discretizado con elementos triangulares.

Figura 8.8. Contornos de desplazamientos en la arcilla (fig. 8.1, sección A-A'): a) Desplazamientos horizontales, b) Desplazamientos verticales.

Figura 8.9. Contornos de esfuerzos en la arcilla (fig. 8.1, sección A-A'): a) Esfuerzos horizontales, b) Esfuerzos verticales.

Figura 8.10. Contornos de desplazamientos en la arena arcillosa (fig. 8.1, sección B-B'): a) Desplazamientos horizontales, b) Desplazamientos verticales.

Figura 8.11. Contornos de esfuerzos en la arena arcillosa (fig. 8.1, sección B-B'): a) Esfuerzos horizontales, b) Esfuerzos verticales.

Figura 8.12. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.13. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.14. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.15. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del túnel en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B).



Figura 8.16. Comparativa de la redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.17. Comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arcilla (sección A-A').

Figura 8.18. Comparativa de la redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en arena arcillosa (sección B-B').

Figura 8.19. Comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (sección B-B').

Figura 8.20. Nomenclatura empleada

Figura 8.21. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.22. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.23. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.24. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.25. Contornos de desplazamientos en la arcilla (fig. 8.1, sección A-A'):

a) Desplazamientos horizontales, b) Desplazamientos verticales.

Figura 8.26. Contornos de esfuerzos en la arcilla (fig. 8.1, sección A-A'): a) Esfuerzos horizontales, b) Esfuerzos verticales.

Figura 8.27. Contornos de desplazamientos en la arena arcillosa (fig. 8.1, sección B-B'): a) Desplazamientos horizontales, b) Desplazamientos verticales.

Figura 8.28. Contornos de esfuerzos en la arena arcillosa (fig. 8.1, sección B-B'): a) Esfuerzos horizontales, b) Esfuerzos verticales.

Figura 8.29. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').



Figura 8.30. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.31. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.32. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.33. Comparación de la Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.34. Comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Figura 8.35. Comparación de la redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.36. Comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

Figura 8.37. Curva de respuesta del suelo circundante.

Figura 8.38. Curva de respuesta del cilindro del frente.

Figura 8.39. Superposición de las curvas de respuesta del suelo circundante y de respuesta del cilindro del frente

Figura 8.40. Curva de respuesta del revestimiento para diferentes condiciones de presión aplicada al frente de la excavación

Figura 8.41. Determinación de la presión de diseño del revestimiento.

Figura 8.42. Curva de respuesta del suelo circundante.

Figura 8.43. Curva de respuesta del cilindro del frente.

Figura 8.44. Superposición de las curvas de respuesta del suelo circundante y de respuesta del cilindro del frente. Valor de $u_{i0} = 0.0066$ m

Figura 8.45. Curva de respuesta del revestimiento para $t=0.2$ m

Figura 8.46. Determinación de la presión de diseño del revestimiento



TÚNELES EN SUELOS CON ÉNFASIS EN CARRETERAS

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Métodos constructivos	12
Tabla 3.1 Descripción del espaciamiento (ISRM, 1981)	23
Tabla 3.2 Descripción de la abertura (ISRM, 1981)	23
Tabla 3.3 Descripción de la continuidad (ISRM, 1981)	23
Tabla 3.4 Descripción de las filtraciones en discontinuidades (ISRM, 1981)	24
Tabla 3.5. Valores de T_c y β_c	30
Tabla 3.6. Parámetros de los espectros de diseño para la República Mexicana	32
Tabla 3.7. Componentes y fracciones del suelo	36
Tabla 3.8. Terminología utilizada para describir la compacidad relativa de suelos granulares (Terzaghi K, Peck R. y Mesri G., 1996)	39
Tabla 3.9. Consistencia para suelos finos (cohesivos) (Terzaghi K, Peck R. y Mesri G., 1996)	39
Tabla 3.10. Sistema de Clasificación del Suelo empírica del Tunelero	41
Tabla 3.11. Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989; tomado de González, 2006)	49
Tabla 3.12. Clasificación Q	51
Tabla 3.13. Desarrollo de las investigaciones <i>in situ</i>	52
Tabla 3.14. Métodos geofísicos aplicados a la investigación geológica-geotécnica	57
Tabla 3.15. Ensayes <i>in situ</i> de resistencia	58
Tabla 3.16. Ensayos <i>in situ</i> de deformabilidad	58
Tabla 5.1. Especificaciones geométricas para varias secciones transversales de túneles (Manual Noruego de túneles)	90
Tabla 5.2. Datos de diferentes secciones transversales de túneles (Manual Noruego de túneles)	91
Tabla 5.3. Distancia mínima de seguridad de frenado	99
Tabla 5.4. Equipo de seguridad en túneles (Road Tunnels Handbook, 2004)	113
Tabla 5.5. Distancias normales entre bahías de emergencia (Manual Noruego de túneles)	116



Tabla 6.1. Carga de roca, H_p , sobre la clave de túneles, Terzaghi (1945)	128
Tabla 6.2. Soportes a partir del índice RMR (Bieniawski, 1989, tomado de González. 2006)	129
Tabla 6.3. Valores del índice ESR de la Clasificación Q	131
Tabla 6.4. Valores de las presiones finales, vertical p_{vf} y horizontal p_{hf} , para el diseño del revestimiento	159
Tabla 8.1. Propiedades de la arena y arcilla encontradas en el perfil geológico	192
Tabla 8.2. Resumen de la comparación entre métodos analíticos y métodos numéricos	213
Tabla 8.3. Propiedades del material en donde se construirá el túnel	213
Tabla 8.4. Características geométricas del proyecto	214
Tabla 8.5. Ecuaciones para el cálculo del revestimiento del túnel	214
Tabla 8.6. Capacidad de carga del prisma frontal para las distintas presiones del frente	216
Tabla 8.7. Valores de rigidez del ademe y presión máxima de soporte de ademe	217
Tabla 8.8. Desplazamiento máximo radial $u_{r\text{máx}}$	217
Tabla 8.9. Propiedades del material en donde se construirá el túnel	222



NOTACIÓN

Los símbolos son definidos cada vez que se presentan, sin embargo, a continuación se presentan los usados comúnmente.

A: radio del túnel

A₀: sección inicial del túnel.

c: cohesión del material.

C: relación de compresibilidades del suelo y el anillo.

E: módulo de Young.

E_c: módulo de elasticidad del concreto.

EFP: escudo de frente a presión.

F: relación de flexibilidades del suelo y el anillo.

f_c: esfuerzo de fluencia plástica del concreto.

F_c: factor de carga.

FEM: método de elementos finitos.

G₀: módulo de rigidez.

H_p: Carga de roca.

J_n: número de familias de discontinuidades.

J_r: índice de rugosidad de las discontinuidades.

J_a: índice de alteración de las discontinuidades.

J_w: corrección por la presencia de agua.

k_o: Coeficiente de tierras en reposo.

k_p: coeficiente de empuje pasivo de Rankine.



M_i : momento flexionante máximo.

N: número de golpes de campo obtenidos mediante el ensayo de penetración estándar.

N₆₀: El número de golpes N con una energía real entregada a la cabeza de golpeo 60%.

p_{ae} : presión de equilibrio.

p_{vf} : presión vertical final de equilibrio.

p_{aL} , σ_R : La presión límite de plastificación.

p_{ar} : presión de inyección del mortero de retaque.

PLT: prueba de resistencia de carga puntual.

q: capacidad de carga límite del prisma frontal.

Q: Índice de calidad de la masa rocosa para la clasificación de Barton.

Q_z : carga en la zapata por unidad de longitud.

r: distancia desde el centro del túnel hasta el punto en cuestión.

R: radio de la zona plástica.

RMR: Índice de la masa rocosa para la clasificación de Bieniawski.

RQD: Índice de calidad de la roca.

S_a : coeficiente sísmico.

S.U.C.S.: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

SPT: ensayo de penetración estándar.

$S_{máx}$: asentamiento máximo sobre el eje del túnel.

S_v : Asentamiento vertical.

SRF: factor de reducción de esfuerzos el cual tiene en cuenta la influencia del estado de esfuerzos del macizo rocoso.



t : espesor del revestimiento.

T_c : período característico.

T_s : periodo fundamental de vibración.

u_{io} : desplazamiento inicial.

u_a : desplazamiento radial en la periferia de las paredes del túnel excavado hacia el centro.

u_r : desplazamiento radial a una distancia r del centro del túnel.

u_c : compresión elástica del concreto

u_d : deflexión producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical.

u_z : desplazamiento vertical de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales.

V_s : volumen de asentamientos.

β_o : velocidad de propagación de ondas transversales (secundarias).

β_c : velocidad característica.

Δ : asentamiento vertical entre dos puntos situados a una distancia determinada.

ϕ : Ángulo de fricción interna del material.

μ, ν : relación de Poisson.

μ_c : relación de Poisson del concreto.

σ_z : presión vertical (esfuerzo geostático).

σ_h : presión horizontal.

σ_i : Presión interna en las paredes del túnel.

σ_t : Esfuerzo tangencial.

σ_r : Esfuerzo radial.



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

En las grandes urbes, como lo es la Ciudad de México, es cada vez más intenso el uso que se hace del espacio del subsuelo. El empleo de éste para transporte y vialidades ha adquirido mayor auge en los últimos años. Así se construyen calles, carreteras, trenes metropolitanos, pasos a desnivel subterráneos, Metros y túneles. En ocasiones son obras mixtas, una parte subterránea y otra superficial.

Desde que en el año 2180 A.C. se construyó un túnel bajo el río Éufrates en Babilonia (Izquierdo, 2001), la técnica de construcción de túneles ha experimentado sucesivos e importantes avances, ligados con el desarrollo tecnológico, tales como: la introducción de medios mecánicos para excavación y transporte de la tierra, el empleo de explosivos, el mejoramiento de la maquinaria auxiliar, la aparición de maquinaria especial, como son las máquinas perforadoras de túneles (TBM) o escudos y el empleo de revestimientos prefabricados, entre otros.

Sin embargo, el conocimiento teórico ha ido desfasado (con retraso, como en la mayoría de las ramas de la ingeniería civil) del conocimiento práctico del problema, y en muchas ocasiones el predimensionamiento de un túnel se hace con base en métodos empíricos y en experiencias anteriores de otros en terrenos análogos. Pero es importante tener siempre en cuenta que, como lo señala Peck (1969), el comportamiento del terreno (tipo de suelo y modelo reológico) y el proceso constructivo empleado en el túnel, influyen en los resultados que se obtengan.

El problema de la distribución de esfuerzos alrededor de un túnel tiene como fin el cálculo de aquellos que actúan sobre el revestimiento (en caso de que éste sea necesario), o la comprobación de la estabilidad si fuera posible prescindir de dicho revestimiento. Por esta razón, muchos investigadores se han enfocado en la determinación de esos esfuerzos, lo cual ha permitido el desarrollo de métodos empíricos y analíticos. Es importante destacar que el uso de métodos cerrados en problemas sencillos y aplicados correctamente, proporcionan una buena aproximación en la estimación de los esfuerzos y deformaciones alrededor del túnel; sin embargo, deben tenerse siempre presentes la serie de



simplificaciones e hipótesis aplicadas para obtener las ecuaciones que involucran estos métodos, ya que de lo contrario pueden obtenerse resultados erróneos o malas interpretaciones.

En la actualidad, el avance de los métodos numéricos y las computadoras han hecho de ellos una herramienta importante para el cálculo de esfuerzos y deformaciones en túneles, permitiendo resolver problemas complejos y condiciones de frontera difíciles. Sin embargo, también es importante destacar que previo al uso de estos métodos es necesario conocer los conceptos involucrados, para poder aplicarlos con éxito.

El diseño geotécnico es un elemento importante en la planeación, diseño y construcción de un túnel carretero, pero hay otros aspectos ingenieriles que son de igual importancia para el buen funcionamiento del túnel, tales como: la hidrología e hidráulica para el manejo de las aguas dentro del túnel, el análisis estructural del revestimiento a emplear, la seguridad del túnel, la cual lleva implícito el diseño geométrico, ventilación, medidas contra incendios, iluminación y señalización, entre otros.

1.2. Objetivos

El presente trabajo tiene como objetivos los siguientes:

- a) Conocer técnicas para caracterizar y describir los suelos y las masas rocosas.
- b) Conocer el comportamiento de la excavación de túneles, por medio de la redistribución de esfuerzos y los desplazamientos generados por los esfuerzos inducidos en la masa de suelo.
- c) Estudiar diferentes métodos de análisis para determinar los esfuerzos alrededor de una excavación subterránea, incluyendo métodos empíricos, analíticos y numéricos, tal como el método de elementos finitos (FEM).
- d) Comparar los resultados obtenidos en los métodos de análisis.
- e) Estudiar todos los aspectos de ingeniería que involucra la construcción de un túnel carretero para su buen funcionamiento.



- f) Estudiar el equipo y los métodos constructivos más empleados en la construcción de túneles.

1.3. Alcances

El presente trabajo es un estudio de túneles en suelos con énfasis en carreteras; no obstante, también se abordan aspectos relacionados con las masas rocosas, dado que el alineamiento de un túnel puede atravesar diferentes tipos de materiales.

Se presentan los métodos analíticos y numéricos, así como la aplicación de los mismos, y se hace una comparación de los resultados obtenidos con el propósito de tener un mayor conocimiento sobre la estabilidad de las excavaciones y su comportamiento ante la redistribución de esfuerzos.

Para la aplicación de métodos numéricos, se hace uso del programa LUSAS, el cual está basado en el método de elementos finitos (FEM). Cabe mencionar, que la versión empleada es una edición de enseñanza y entrenamiento, la cual limita el tamaño de los problemas a analizar, permitiendo como máximo 250 elementos, 500 nodos, 1500 grados de libertad y 10 casos de carga.

La aplicación de los métodos analíticos se hace empleando la teoría de elasticidad y la de elastoplasticidad. Cabe mencionar que cada una de estas teorías parte de hipótesis y simplificaciones con lo que se pretende modelar la realidad.

El contenido de este trabajo es el siguiente:

En el capítulo 2 se presenta una breve descripción de la clasificación de los túneles según su servicio, localización y geología. Asimismo, se presentan los tipos de túneles más comunes según su forma, tipo de revestimiento, método de construcción, acabado y tipo de losa inferior.

En el capítulo 3 se estudian los criterios más usados en la práctica ingenieril para realizar la descripción y clasificación de la masa de suelo y de las masas rocosas. Los estudios básicos necesarios para la caracterización del lugar. Asimismo, se explica la necesidad de realizar el Informe Geotécnico de Referencia y los aspectos necesarios que deben incluirse en éste.



En el capítulo 4 se presentan los métodos más comunes para la construcción de túneles, así como el equipo y maquinaria utilizados.

En el capítulo 5 se hace énfasis en los túneles carreteros. Se exponen todos los aspectos que involucra la construcción de los mismos, incluyendo las consideraciones de ambiente local, diseño geométrico, señales de tránsito, iluminación, ventilación, control de tráfico y seguridad contra incendios.

En el capítulo 6 se presentan algunos métodos empíricos y analíticos para determinar los esfuerzos y desplazamientos alrededor de una excavación circular, así como los desplazamientos longitudinales y transversales en la superficie. Además, se incluye un método simplificado para determinar el revestimiento de un túnel, considerando la interacción suelo-revestimiento.

En el capítulo 7 se presenta el método de elementos finitos para el cálculo de esfuerzos y deformaciones, describiendo el proceso de análisis y los aspectos básicos del funcionamiento de un programa basado en dicho método.

En el capítulo 8 se presenta la aplicación de algunos de los métodos presentados en el capítulo 6, así como la aplicación del método de elementos finitos por medio del programa LUSAS. Se analizan los esfuerzos y desplazamientos obtenidos con los diferentes métodos.

En el capítulo final se hacen comentarios y conclusiones derivadas de este trabajo.

2. TÚNELES. GENERALIDADES

2.1. Clasificación de túneles

Los túneles tienen innumerables funciones; pueden estar localizados en diferentes partes incluso bajo el agua y pueden construirse tanto en suelos como en rocas. Con base en lo anterior, los túneles pueden clasificarse según su servicio, su localización y geología.

2.1.1. Según su servicio (figura 2.1):

- a) Carreteros
- b) Ferrocarrileros
- c) Metro
- d) Acueductos y drenajes
- e) Cavernas

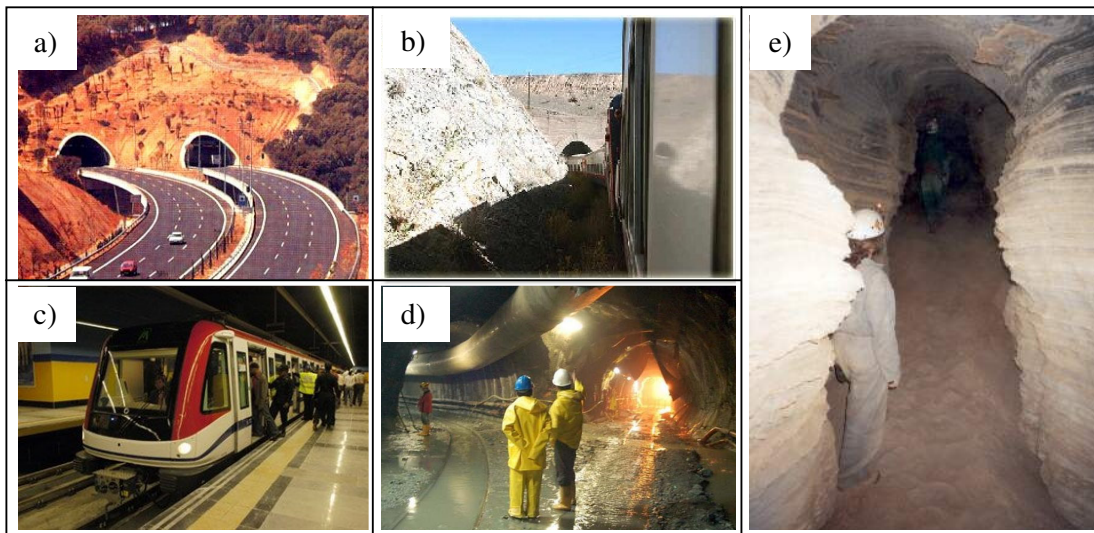


Figura 2.1. Clasificación de túneles según su servicio.

2.1.2. Según su localización (figura 2.2):

- a) Bajo el agua
- b) De montaña
- c) Túneles con poco techo

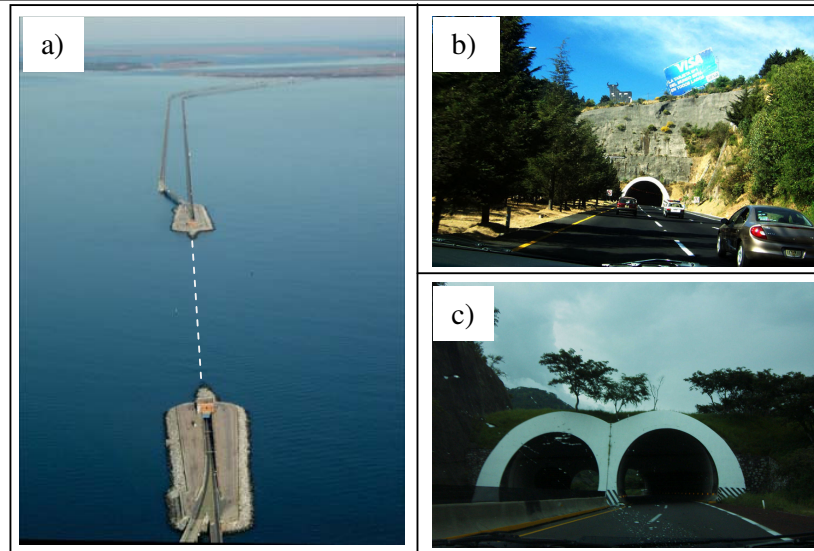


Figura 2.2. Clasificación de túneles según su localización.

2.1.3. Según la geología (figura 2.3):

- a) Túneles en roca
- b) Túneles en suelos
- c) Túneles con frentes mixtos

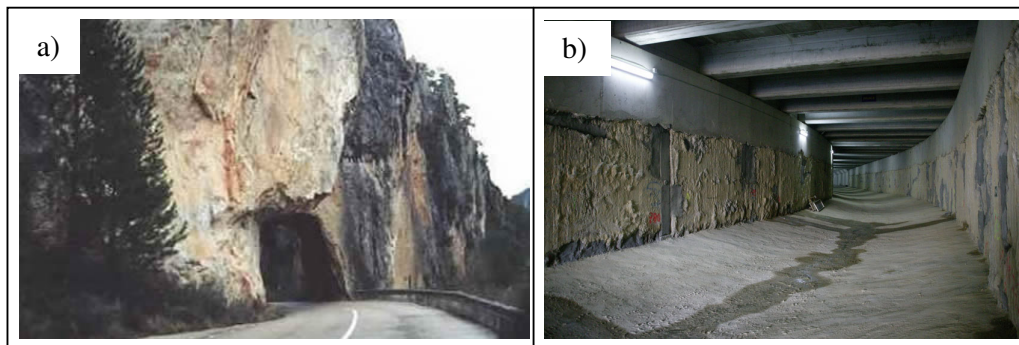


Figura 2.3. Clasificación de túneles según la geología.

2.2. Tipos de Túneles

En esta sección se describen los diferentes tipos de túneles carreteros y ferrocarrileros según su forma, tipo de revestimiento, tipo de losa inferior, método de construcción y acabados del túnel. Cabe mencionar, que en un futuro cercano pueden existir otros tipos, dado que con la aplicación de nuevas tecnologías disponibles se pueden implementar nuevos métodos de construcción; sin embargo, el propósito de ésta sección es dar a conocer los tipos más comúnmente utilizados en la actualidad.



2.2.1. Formas

Como se muestra en las figuras 2.4 a 2.7, hay 4 formas principales de túneles: circular, rectangular, portal y ovalado. Otra posible forma de túneles carreteros es el de una caja simple con tráfico bidireccional. Las diferentes formas están relacionadas generalmente con el método de construcción y las condiciones del suelo en el cual serán construidos. Aún cuando muchos túneles carreteros parecen rectangulares en su interior, debido a las carreteras horizontales y a las losas de techo, la forma exterior del túnel define su tipo. Algunos túneles pueden construirse utilizando combinaciones de estos tipos, debido a las condiciones diferentes de suelos a lo largo de ellos. En los túneles ferrocarrileros, la forma varía frecuentemente a lo largo de la vía férrea; generalmente cambian en la transición entre la estructura de la estación y la sección transversal típica del túnel.

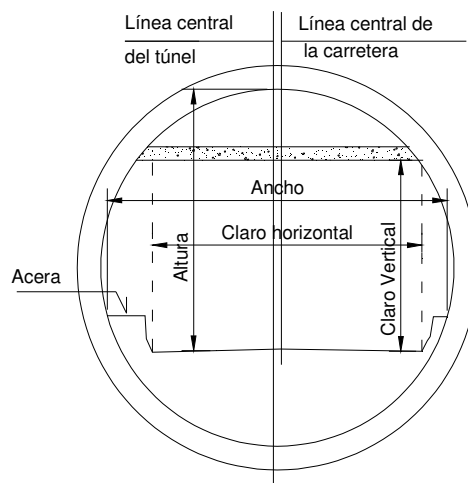


Figura 2.4. Túnel circular con dos carriles de tráfico y una acera de seguridad.

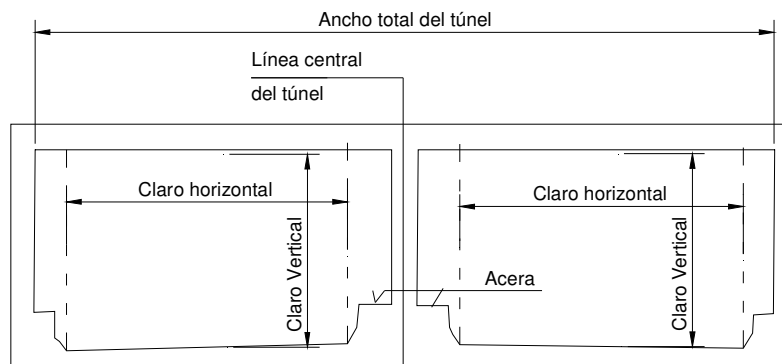


Figura 2.5. Túnel de doble caja con dos carriles de tráfico y una acera de seguridad en cada caja. Dependiendo de la ubicación y condiciones de carga, la pared central puede ser sólida o compuesta de columnas consecutivas.

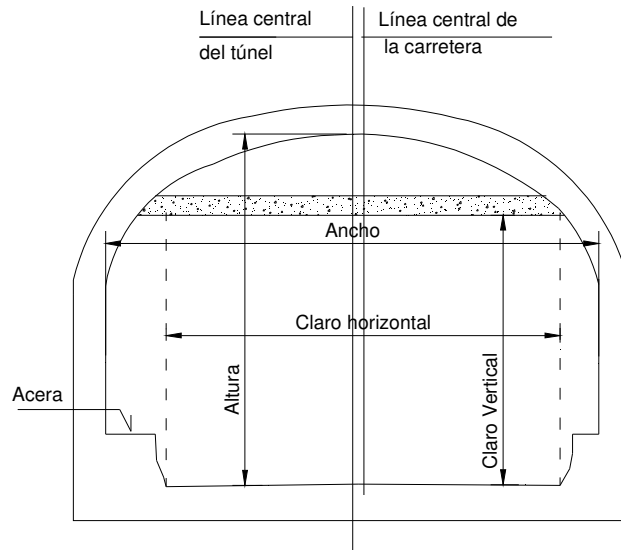


Figura 2.6. Túnel portal con dos carriles de tráfico y una acera de seguridad.

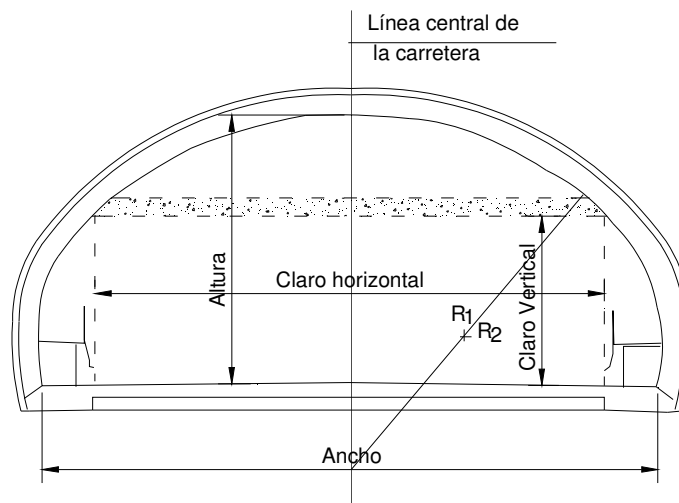


Figura 2.7 Túnel ovalado con tres carriles de tráfico y dos aceras de seguridad.

2.2.2. Tipo de revestimiento

Según el tipo de revestimiento, los túneles pueden agruparse bajo la siguiente clasificación:

- Roca no revestida
- Sistema de refuerzo de rocas
- Concreto lanzado (shotcrete)
- Sistemas de nervaduras o marcos
- Segmentos revestidos
- Concreto colado *in situ*



- Muros colados o colocados en zanjas rellenas de lodos bentoníticos o fraguantes

a) Roca no revestida

Como su nombre lo indica, un túnel en roca no revestida es aquel en el cual no existe revestimiento en la mayor parte de su longitud. Pueden existir recubrimientos de otros tipos en los portales o en zonas limitadas por roca débil.

b) Sistemas de reforzamiento de rocas

Estos sistemas son empleados para proporcionar estabilidad adicional a los túneles en rocas en las cuales existen defectos estructurales. La intención de estos sistemas es unificar las piezas de roca para producir una resistencia compuesta a las fuerzas externas. Los sistemas de refuerzo incluyen grapas metálicas y anclajes con pernos cortos, dovelas de acero sin pretensar, o pernos de acero pretensados. Para prevenir que pequeños fragmentos de rocas se caigan, se debe utilizar una malla metálica, concreto lanzado o una capa de revestimiento de concreto en conjunto con el sistema descrito anteriormente.

c) Concreto lanzado

El concreto lanzado es principalmente utilizado como una aplicación temporal, previo a la instalación de un revestimiento final o como una solución local en inestabilidades en un túnel de roca. Sin embargo, el concreto lanzado ha sido utilizado en ciertos proyectos como un revestimiento final. Cuando este es el caso, se coloca generalmente en capas y puede tener como refuerzo, metal o fibras sintéticas o metálicas orientadas en forma dispersa. A la superficie externa puede proporcionársele un acabado suave como el de un concreto regular.

d) Sistemas con nervaduras o marcos

Por lo general, es un sistema de dos pasos para revestir túneles de roca perforados y dinamitados. El primer paso consiste en colocar nervaduras o marcos de madera, acero o concreto moldeado, generalmente con bloques entre ellos. Esto proporciona estabilidad estructural al túnel. El segundo paso, consiste en verter concreto en el interior de las costillas. Otra aplicación de este sistema es formar las costillas o nervaduras empleando parrillas prefabricadas de barras de refuerzo embebidas en capas múltiples de concreto lanzado.

***e) Revestimientos en segmentos***

Generalmente son empleados en conjunto con una maquina perforadora de túneles, TBM (por sus siglas en inglés, Tunnel boring machine), en suelos blandos. Los revestimientos de segmentos prefabricados son erigidos con la cola cilíndrica del escudo de la TBM. Estos segmentos pueden estar hechos de concreto, acero o hierro fundido y son generalmente atornillados en conjunto para comprimir las juntas y evitar la filtración de agua.

f) Concreto colado in situ

La colocación de concreto, generalmente es el revestimiento final instalado sobre los métodos de estabilización iniciales. Puede ser usado como un recubrimiento delgado sobre el primer revestimiento para proporcionar una superficie con acabado en el túnel o para la impermeabilización de una membrana. Puede ser reforzado o no reforzado; asimismo puede ser asignado como un elemento de acabado no estructural o como el soporte estructural principal para el túnel.

g) Muros colados o colocados en zanjas rellenas de lodo bentonítico

Los tipos de construcción de estos muros varían, pero generalmente consisten en la excavación de una trinchera o zanja que coincide con el perfil del muro propuesto. Esta trinchera se mantiene continuamente llena con un fluido de perforación (lodo bentonítico o cualquier otra arcilla densa apropiada) durante la excavación, el cual estabiliza tanto el fondo de la excavación como sus paredes. Luego se baja una parrilla de refuerzo dentro del fluido de perforación a un intervalo determinado y finalmente se coloca con tubo Tremie el concreto en la excavación, el cual desplaza el fluido de perforación. Este procedimiento se repite en longitudes de paneles específicos. Como opción pueden introducirse tableros precolados en las zanjas, sustituyendo además los lodos bentoníticos por “lodos fraguantes”.

2.2.3. Tipos de losa inferior

La losa inferior es el elemento en el que se apoya la carretera o la cama de la vía. Hay dos métodos principales para apoyar la carretera o la cama de la vía; uno de ellos es colocándolas directamente sobre la base, en la parte inferior de la estructura del túnel, y otra sobre muros laterales con el objeto de proporcionar espacio bajo la carretera para ventilación y otros servicios. El primer método se utiliza en la mayoría de túneles



ferrocarrileros, dado que sus sistemas de ventilación raramente utilizan conductos de suministro bajo la losa. Este método también es empleado en muchos túneles carreteros sobre tierra, en los que la ventilación se suministra sobre el nivel de la carretera.

El segundo método se encuentra comúnmente en túneles carreteros circulares que deben proporcionar una superficie horizontal de la carretera lo suficientemente amplia para al menos dos carriles de tráfico; en este caso la losa de la carretera es suspendida de la parte inferior del túnel una cierta distancia empleando el hueco para ventilación plena y otras utilidades.

En las figuras 2.8 a 2.10 se presentan ejemplos de losas estructurales en túneles de formas comunes.

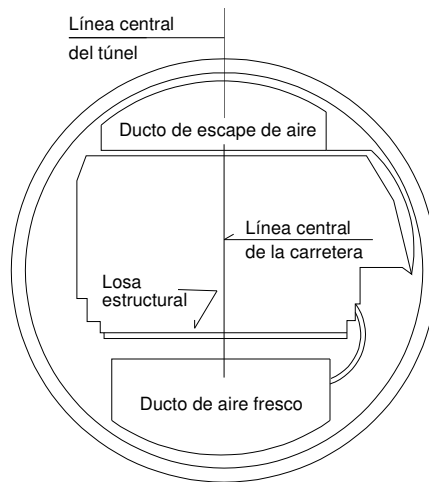


Figura 2.8. Túnel circular con una losa estructural que proporciona espacio inferior para una ventilación de aire plena.

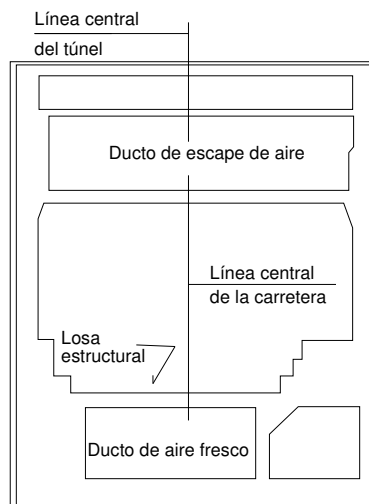


Figura 2.9. Túnel de caja simple con una losa estructural que proporciona espacio inferior para una ventilación de aire plena.

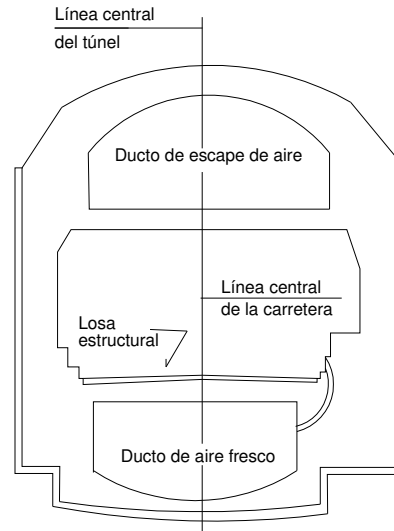


Figura 2.10. Túnel portal con una losa estructural que proporciona espacio inferior para una ventilación de aire plena.

2.2.4. Método de construcción

Como se mencionó anteriormente, la forma del túnel depende en gran parte del método utilizado para la construcción del mismo. En la tabla 2.1 se listan siete de los principales métodos constructivos con la forma que generalmente resulta. A continuación se presenta una breve descripción de los métodos constructivos; cabe señalar que posteriormente, en el capítulo 4, se presenta un enfoque amplio de los métodos constructivos más utilizados.

Tabla 2.1 Métodos constructivos

	Circular	Portal	Rectangular
Corte y relleno			X
Perforación con escudo o TBM	X		
Perforación y explosivos	X	X	
Tubo flotado y hundido en el lugar	X		X
Excavación secuencial		X	
Túnel hincado por empuje	X		X

**a) Corte y relleno**

Este método consiste en la excavación de una zanja abierta en la cual se construye el túnel hasta su elevación de diseño final y posteriormente se cubre con diferentes materiales de suelo compactados. Algunas variaciones de este método incluyen el uso de pilas y revestimientos aislados, anclajes y muros colocados en zanjas rellenas de lodo bentonítico para construir las paredes del túnel.

b) Perforación con escudo o TBM

Este método consiste en el uso de un escudo o una tuneledora mecánica (TBM) en el cual se excava la cara completa de la sección transversal del túnel al mismo tiempo, empleando una variedad de herramientas de corte que dependen de las condiciones del suelo (suelo blando o roca). La TBM está diseñada para soportar el suelo adyacente y el frente del túnel hasta que se instalen los revestimientos temporales.

c) Perforación y explosivos

Una alternativa del uso de TBM en rocas puede ser la perforación manual o con explosivos y la remoción de la misma utilizando técnicas convencionales de transportación. Este método fue utilizado comúnmente para la construcción de túneles antiguos y sigue empleándose cuando se determina que es más efectivo por costos o condiciones del terreno.

d) Tubo flotado y hundido en el lugar

Este método es utilizado frecuentemente cuando se necesita cruzar un canal o un río. Se excava una zanja en la parte inferior del agua y se hunden segmentos de túneles prefabricados en la posición en la cual son conectados a los otros segmentos. Posteriormente, la zanja puede rellenarse con tierra para cubrir y proteger el túnel del tráfico flotante (barcos, barcasas y botes).

e) Método de excavación secuencial (SEM)

En ciertos túneles, el suelo puede tener suficiente resistencia para poder excavar el frente de éste con equipo, en pequeños incrementos, sin soportes directos. Una vez excavadas las paredes del túnel, éste se soporta con concreto lanzado y se continúa con la excavación del siguiente segmento. La cohesión del suelo o roca puede aumentarse



por medio de una inyección de lechada de cemento, previa a la excavación de ese segmento.

f) Túneles hincados por empuje (Microtúneles)

En los últimos años se ha empleado satisfactoriamente este método en túneles largos ubicados bajo ciertos obstáculos (carreteras, edificios, líneas férreas) que no permiten el uso de técnicas de corte y relleno para túneles profundos. Este método generalmente es empleado cuando los obstáculos no pueden moverse o alterarse temporalmente. Consiste primeramente en la construcción de unos fosos para los gatos hidráulicos que proporcionaran el empuje; luego se construyen las secciones del túnel en el foso, las cuales son hincadas por medio de gatos hidráulicos dentro del terreno blando, el cual es sistemáticamente removido enfrente de la sección penetrada del túnel. Si el suelo sobre el túnel propuesto es pobre, puede estabilizarse por varios medios, como lechadas de cemento.

2.2.5. Acabado del túnel

El acabado interior de un túnel es muy importante dentro de la funcionalidad general de éste. En el caso de túneles carreteros, los acabados deben cumplir con los siguientes estándares para asegurar la seguridad y el fácil mantenimiento:

- Ser diseñados para realzar la iluminación y visibilidad del túnel
- Ser resistentes al fuego
- No producir gases tóxicos durante un incendio
- Ser capaces de atenuar el ruido
- Ser de fácil limpieza

A continuación se presenta una breve descripción de los tipos de acabados de túneles que existen en los túneles carreteros.

a) Losetas de cerámica

Los túneles con un revestimiento interior de concreto o concreto lanzado son propicios para la colocación de losetas de cerámica dada su superficie suave. Las losetas de cerámica son resistentes al fuego, económicas, de fácil limpieza, y buenos reflectores de la luz debido a su acabado exterior suave y vidrioso. Sin embargo, no son buenos atenuadores del sonido, por lo cual en túneles nuevos se han utilizado otros tipos de



acabados. Estas losetas difieren de la cerámica convencional en que requieren conexiones más seguras para prevenir el desprendimiento de las mismas y que caigan en la carretera.

b) Paneles metálicos esmaltados con porcelana

El esmaltado de porcelana en una combinación de vidrio y óxidos inorgánicos de color, que están fundidos al metal a temperaturas extremadamente altas. Este acabado es empleado para cubrir la mayoría de electrodomésticos. El esmalte de porcelana es generalmente aplicado ya sea a paneles de acero formados en frío o a paneles de aluminio troquelado. Para el techo, los paneles ocasionalmente son rellenos con concreto ligero; para paredes, suele utilizarse tablas de fibra de vidrio. Los atributos de los paneles esmaltados con porcelana son similares a los de las losetas con cerámica: son durables, de fácil limpieza, reflectivos y vienen en una gran variedad de colores; sin embargo, tampoco son buenos atenuadores del sonido.

c) Concreto cubierto con epóxico

Por muchos años se han utilizado revestimientos epóxicos para reducir los costos. Los epóxicos son resinas termoestables, químicamente formuladas por su dureza, fuerte adhesión, habilidad reflectiva y baja contracción. La experiencia ha demostrado que este tipo de revestimientos no resisten las condiciones ambientales del túnel como otros tipos, por lo que es necesario repararlos o rehabilitarlos con mayor frecuencia.

d) Acabados misceláneos

Hay una variedad de otros tipos de acabados que pueden ser utilizados en las paredes y techos de túneles. Algunos de éstos son cada vez más populares debido a las mejoras de sus propiedades de absorción del sonido, fácil reemplazo y capacidad de capitalizar los beneficios de los materiales mencionados anteriormente. Algunos de estos sistemas son los siguientes:

1) Paneles de concreto prefabricado

Este tipo de paneles es utilizado con frecuencia como una alternativa a los paneles metálicos; sin embargo, la combinación de ambos también es posible.



2) Losetas metálicas

Este sistema no es muy común, pero ha sido aplicado satisfactoriamente en ciertos túneles. Estas losetas son cubiertas con esmalte de porcelana y se colocan en mortero similar a las losetas de cerámica.

3) Paneles recubiertos de tableros de cemento (coated cementboard panels)

Estos paneles no han sido muy utilizados; sin embargo, son ligeros de peso y los tableros de cemento reforzados con fibras son recubiertos con esmalte al horno.

Resumen:

Los túneles pueden clasificarse según el servicio que prestarán (carreteros, ferrocarrileros, metro, cavernas, acueductos y drenajes), según su localización (bajo el agua, de montaña o con poco techo) o según la geología del lugar (roca, suelo o mixto).

Los diferentes tipos de túneles carreteros y ferrocarrileros se pueden agrupar según su forma, tipo de revestimiento, tipo de losa inferior, método de construcción y acabados del túnel.

Conclusiones

La clasificación de túneles es una manera de congregarlos en grupos que poseen alguna característica en común; esto puede facilitar la toma de decisiones para su planeación, diseño y construcción. Sin embargo, es importante destacar que un túnel puede estar reunido en más de una clasificación.



3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS Y GEOLÓGICOS EN LA PLANEACIÓN, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES

3.1. Geología

La geología es uno de los factores más importantes que determina el grado de dificultad y costo de una excavación subterránea, por lo que el conocimiento geológico no solo es necesario para proyectar adecuadamente el túnel, sino fundamental para evitar sobrecostos, accidentes y retrasos imprevistos. Las investigaciones geológicas de los túneles son en general más costosas que en otras obras de ingeniería civil. Sin embargo, el no dedicar suficientes medios a estos estudios puede conducir a situaciones imprevistas, incrementando los costos y poniendo en riesgo las vidas de los trabajadores.

La geología regional debe entenderse tan completamente como la geología específica a lo largo del túnel. En algunos casos es adecuado realizar exploraciones y sondeos fuera del emplazamiento de la obra, con el objeto de obtener un mejor entendimiento de la geología e hidrogeología del lugar. Cuando se dice que es necesario conocer la geología del lugar en donde se va a llevar a cabo la obra se refiere a que es necesario conocer la litología, tipo y características del suelo y/o roca, la estratificación y discontinuidades incluyendo fallas y fisuras, las condiciones hidrogeológicas, los esfuerzos internos y la actividad sísmica de la zona.

En la República Mexicana existen instituciones, asociaciones y dependencias gubernamentales que cuentan con información de tipo geológico-geotécnico accesible y de utilidad para el ingeniero; dentro de ellas se pueden mencionar:

- C F E (Comisión Federal de Electricidad)
- S C T (Secretaría de Comunicaciones y Transportes)
- PEMEX (Petróleos Mexicanos)
- Instituto de Geología de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI)
- Servicio Geológico Mexicano (SGM)
- Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT)
- Instituto de Geofísica de la UNAM



- Instituto de Geografía de la UNAM
- Instituto de Ingeniería de la UNAM
- Instituto de Geología y Metalurgia de San Luis Potosí
- I M P (Instituto Mexicano del Petróleo)
- Sociedad Geológica Mexicana
- Asociación de Ingenieros de Minas, Metalurgistas y Geólogos de México, A.C. (Geomimet)
- Asociación Mexicana de Geólogos Petroleros
- Geological Society of America
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS)
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas (SMMR)
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS)
- Asociación Mexicana de Túneles y Obras Subterráneas (AMITOS)

3.1.1. Litología

La litología de una roca hace referencia a su mineralogía, textura y su medio ambiente de depósito, así como a un nombre o término descriptivo de un sistema de clasificación reconocido.

Los términos litológicos son útiles en la geotecnia de túneles, ya que su empleo es una relación entre la textura, fábrica y anisotropía estructural de las rocas de un determinado origen. Por ejemplo, una roca ígnea tiene una estructura densa con pocas variaciones en sus propiedades mecánicas, mientras que algunas rocas sedimentarias y metamórficas son ampliamente anisotrópicas.

Conocida la formación rocosa se pueden inferir ciertas características que ayudan a predecir el comportamiento potencial de algunos tipos de suelo con base en las formaciones geológicas. Por ejemplo, las formaciones de caliza frecuentemente tienen juntas de disolución o incluso características de karstificación, mientras que las formaciones basálticas tienen presencia de diaclasas. Siempre que la geología indicada está presente, deben esperarse esas características y su respectivo efecto potencial en la construcción de túneles.



3.1.2. Estratificación

La distribución de los estratos puede variar desde una simple sucesión de estratos casi horizontales, hasta un complejo patrón de pliegues y fallas inclinadas que forman un ángulo cualquiera. En los estratos se pueden incluir depósitos aislados y de espesor irregular. Lo que se necesita en el estudio es el conocimiento de la geometría de cada estrato en tres dimensiones, en cualquier parte cercana al túnel. Los elementos básicos en la descripción de la formación, después de la litología, son el espesor, el buzamiento y el rumbo.

El espesor puede variar sobre el área estudiada, especialmente donde los depósitos recientes no consolidados llenan las hondonadas en una superficie más antigua, o han sido sometidos a erosión superficial. Otros factores que hacen variar el espesor de los estratos son el ritmo de deposición y la secuencia del tipo de depósitos.

El buzamiento y el rumbo definen respectivamente la pendiente descendente del plano de un estrato y la orientación de una línea a nivel en ángulo recto con la pendiente máxima que se encuentra en el plano del estrato, ver figura 3.1.

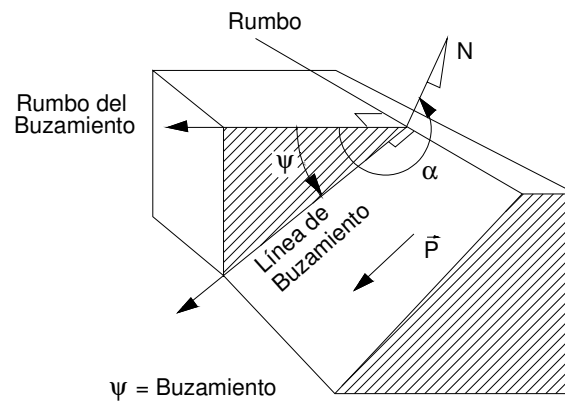


Figura 3.1. Rumbo y buzamiento de un plano

El buzamiento tiene gran importancia cuando el túnel atraviesa depósitos estratificados (figura 3.2). Un túnel horizontal que va en dirección del rumbo puede tener la probabilidad de permanecer en el mismo estrato, si éste tiene un espesor adecuado. Si el buzamiento a través de la línea del túnel (figura 3.2a) es más bien grande, el techo tenderá a separarse en cualquier plano de estratificación, y es posible que exista un lado débil donde la roca se deslice dentro de la excavación y un lado resistente en el lado opuesto; pero esto se puede



unificar con los patrones de las juntas. Si un túnel horizontal va en dirección del buzamiento (figura 3.2b), cortará progresivamente a través de estratos más altos de la sucesión, con los consiguientes cambios de resistencia y comportamiento; cualquier debilidad del cortante en los planos de estratificación dará por resultado el debilitamiento del techo según se vaya cortando el soporte en el frente. Por el contrario, un túnel perforado con dirección opuesta al buzamiento (figura 3.2c) irá avanzando hasta estratos más bajos y es menos probable que se debilite cerca del frente.

Si el buzamiento fuera casi vertical, las condiciones de excavación del túnel serían muy diferentes, ya sea que el túnel se perfore a lo largo de la línea del rumbo o en ángulo recto con el mismo. Si es a lo largo del rumbo, se mantendrán los mismos estratos y planos de estratificación y cualquier debilidad del cortante o cualquier estrato acuífero puede que haga muy difícil el ademe. Si el túnel se construye a lo largo de la línea de buzamiento (figura 3.2d), cortará a lo ancho la sucesión de estratos en ángulo recto y cada estrato, que es de por sí compacto, podrá funcionar como un arco transversal; es probable que un estrato requiera soporte mientras se penetra en su espesor.

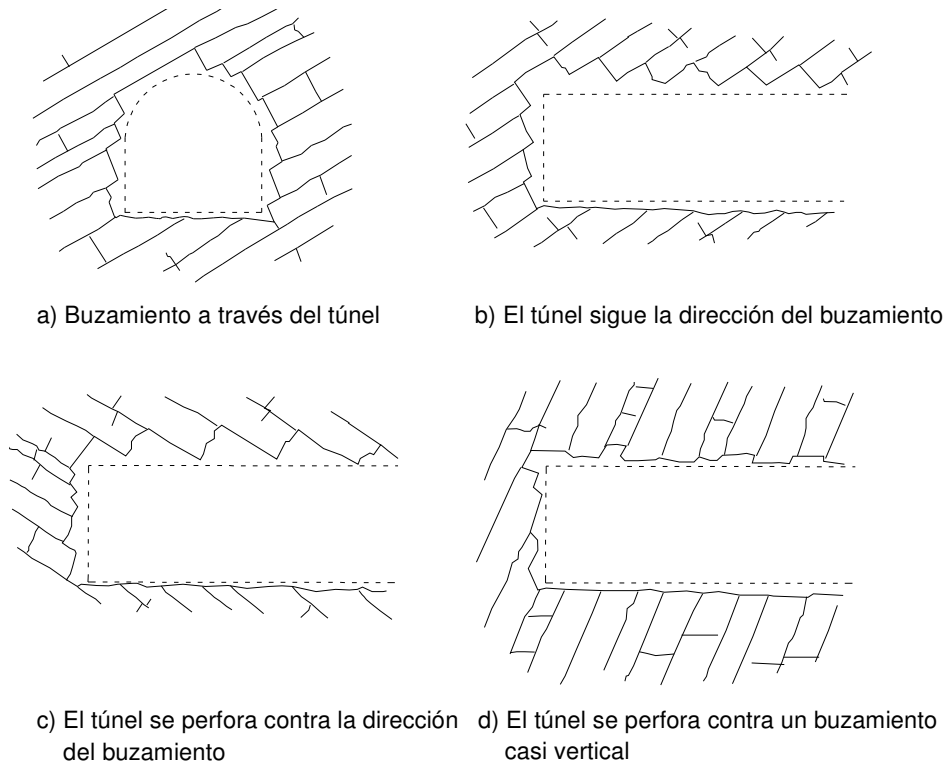


Figura 3.2. Buzamiento de los estratos en relación con la excavación del túnel



3.1.3. Discontinuidades

Los problemas más difíciles en la construcción de túneles provienen de las discontinuidades, especialmente si no han sido detectadas, ya que forman los principales planos potenciales de deslizamiento, tanto de bloques aislados como de macizos rocosos.

Se distinguen las discontinuidades de tipo sistemático y las de tipo singular. Las diaclasas, planos de estratificación y de esquistosidad pertenecen al primer grupo y están presentes prácticamente en todas las rocas, con mayor incidencia en zonas poco profundas, donde los procesos de meteorización y circulación de agua y los rellenos arcillosos son más frecuentes. A grandes profundidades la presión confinante hace que la apertura de las discontinuidades sea menor, pudiendo llegar a estar muy cerradas.

Las discontinuidades más importantes bajo el punto de vista de estabilidad son las de tipo singular, como las fallas; al estar sometidas estas estructuras a roturas y deformaciones a lo largo de su historia geológica, su resistencia es muy baja, presentando rellenos miloníticos y rocas de falla que, además de tener baja resistencia, pueden construir vías preferentes para la circulación de agua. Por otro lado, las fallas pueden acumular tensiones tectónicas importantes.

A continuación se presentan las características principales de las discontinuidades, algunas de las cuales son utilizadas para la clasificación de los macizos rocosos, tal como se verá más adelante en este mismo capítulo:

a) Orientación e inclinación: la orientación de una discontinuidad está dada por el ángulo del vector de buzamiento del plano (P) con respecto al Norte y la inclinación por el ángulo ψ , mostrados en la figura 3.1.

b) Número de familias: los planos de estratificación de las rocas sedimentarias, la esquistosidad y foliación de las rocas metamórfica, y las fracturas en general es común que formen una familia de discontinuidades, ya sea paralelas o semiparalelas.

c) Espaciamientos: El espaciamiento medio es la distancia que existe entre las discontinuidades sucesivas de una misma familia, según la perpendicularidad al plano de esta familia. El espaciamiento entre los planos de discontinuidades condiciona el tamaño de los bloques de matriz rocosa y, por tanto, define el papel que ésta tendrá en el



comportamiento mecánico del macizo rocoso, y su importancia con respecto a la influencia de las discontinuidades. En la tabla 3.1 se presenta la descripción del espaciamiento.

d) Abertura: la abertura es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad. La distancia entre las caras de una discontinuidad juega un papel importante en su comportamiento mecánico; también afecta el flujo de agua en el macizo y como consecuencia, las filtraciones de agua hacia la excavación. En la tabla 3.2 se presenta la descripción de la abertura.

e) Relleno: el comportamiento de una discontinuidad sin relleno es muy distinto al de una con relleno, por lo que es necesario especificar la naturaleza, el espesor, la alteración y la resistencia del material de relleno.

f) Continuidad: la continuidad o persistencia de un plano de discontinuidad es su extensión superficial, medida por la longitud según la dirección del plano y según su rumbo. En la tabla 3.3 se presenta la descripción de la continuidad.

g) Rugosidad: La descripción y medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la evaluación de la resistencia al corte de los planos, τ , que para discontinuidades sin cohesión puede ser estimada a partir de datos de campo y de expresiones empíricas. La rugosidad aumenta la resistencia al corte, que decrece con el aumento de la abertura y, por lo general, con el espesor del relleno. El término rugosidad se emplea en sentido amplio para hacer referencia tanto a la ondulación de las superficies de discontinuidad, como a las irregularidades o rugosidades a pequeña escala de los planos.

h) Resistencia de las paredes de la discontinuidad: La resistencia de la pared de una discontinuidad influye en su resistencia al corte y en su deformabilidad. Depende del tipo de matriz rocosa, del grado de alteración y de la existencia o no de relleno. La resistencia puede estimarse en campo con el martillo Schmidt, aplicándolo directamente sobre las paredes de la discontinuidad.

i) Filtraciones: el agua en el interior de un macizo rocoso procede generalmente del flujo que circula por las discontinuidades (permeabilidad secundaria), aunque en ciertas rocas permeables las filtraciones a través de la matriz rocosa (permeabilidad primaria) pueden ser



también importantes. En la tabla 3.4 se presenta la descripción de las filtraciones en discontinuidades.

Tabla 3.1 Descripción del espaciamiento (ISRM, 1981)

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	< 20 mm
Muy junto	20 - 60 mm
Junto	60 - 200 mm
Moderadamente junto	200 - 600 mm
Separado	600 - 2000 mm
Muy separado	2000 - 6000 mm
Extremadamente separado	> 6000 mm

Tabla 3.2 Descripción de la abertura (ISRM, 1981)

Abertura	Descripción
< 0.1 mm	Muy cerrada
0.1 - 0.25 mm	Cerrada
0.25 - 0.5 mm	Parcialmente abierta
0.5 - 2.5 mm	Abierta
2.5 - 10 mm	Moderadamente ancha
> 10 mm	Ancha
1 - 10 cm	Muy ancha
10 - 100 cm	Extremadamente ancha
> 1m	Cavernosa

Tabla 3.3 Descripción de la continuidad (ISRM, 1981)

Continuidad	Longitud
Muy baja continuidad	< 1 m
Baja continuidad	1 - 3 m
Continuidad media	3 - 10 m
Alta continuidad	10 - 20 m
Muy alta continuidad	> 20 m

**Tabla 3.4** Descripción de las filtraciones en discontinuidades (ISRM, 1981)

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca, y no parece posible que circule agua	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua	Relleno húmedo pero sin agua libre
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua	Relleno mojado con goteo ocasional
IV	Junta húmeda pero sin agua libre	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min)
V	Junta muy húmeda, ocasionalmente goteo, pero sin flujo continuo	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal y presión)
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min y la presión)	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevada

3.1.4. Condiciones Hidrogeológicas

La construcción de un túnel puede hacer variar las condiciones hidrogeológicas del lugar, es decir la posición del agua dentro de las rocas, su dirección, velocidad de movimiento y provocar variaciones en el tiempo. Lo anterior provoca la disminución de la resistencia del macizo, el aumento de las presiones intersticiales sobre el soporte y el revestimiento, hinchamientos y reblandecimientos en materiales arcillosos, en materiales salinos se pueden formar cavidades, graves problemas de avance en la excavación, entre otros.

En términos generales, el efecto del agua en la ejecución de un túnel se resume en 3 puntos principales:

- Necesidades de drenado del agua en la zona del frente, evitando que la escorrentía de la misma pueda afectar al apoyo de los soportes.

En caso de que el túnel se realice en contrapendiente, para que las aguas salgan por gravedad, debe disponerse de zanjas, oportunamente rellenas de material granular, para canalizar el agua, y en ningún caso permitir que las mismas se ubiquen junto al apoyo de soporte, especialmente si el terreno de apoyo es reblandecible (arcillas, margas, pizarras, areniscas poco cementadas).

En el caso de que el túnel se realice en pendiente, el agua debe extraerse mediante tuberías conectadas a una bomba, cuidando que la salida de agua de la tubería o del canal quede



fuera del túnel, para evitar la acumulación del agua que pudiera afectar el suelo que sirve de apoyo a los soportes.

- Inestabilidad del frente por presión de agua.

Otro problema serio puede causarlo la presión del agua en el frente del túnel y a lo largo de éste, ya que puede provocar problemas de inestabilidad, tal como se representa en el esquema de la figura 3.3.

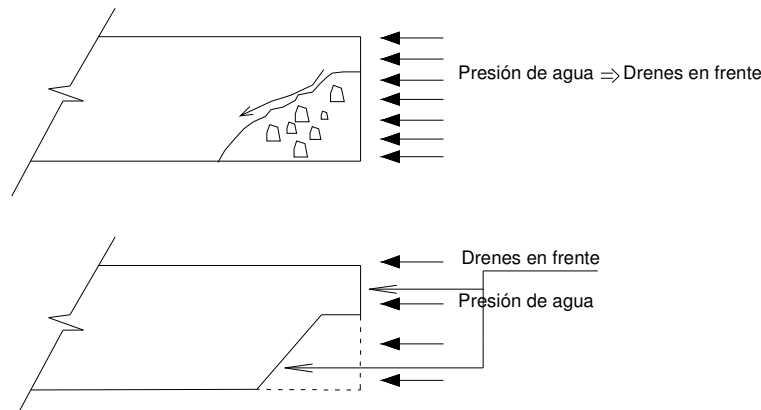


Figura 3.3. Problemas debidos al agua en túneles

Para evitar que se den problemas de inestabilidad debido al flujo de agua puede disminuirse la presión en el frente ya sea por medio de bombeo del agua, colocando drenes en el frente por delante del avance, o construyendo pozos para abatir el nivel freático. Asimismo, para evitar el flujo de agua a la zona de excavación puede reducirse la permeabilidad del terreno por medio de inyecciones. Si se planifica evitar la presencia de flujo de agua en el túnel, el revestimiento de éste debe ser diseñado para soportar presiones de agua.

- Inestabilidad del frente y zona excavada en donde se presentan problemas por tubificación y arrastre de finos.

La principal causa de formación de chimeneas en el caso de los túneles, es debido a que se produce la tubificación o arrastre de finos por efecto del gradiente del agua infiltrada en el frente del túnel y en las paredes.



En efecto, en el caso de nivel freático superficial, en un terreno permeable o incluso semipermeable, debido a la filtración por el túnel pueden producirse tubificaciones y arrastres de finos que crean recorridos de mayor permeabilidad, y en los que por tanto se concentra el flujo de agua y se eleva el gradiente. Este incremento del gradiente provoca a su vez una mayor tubificación o arrastre de finos, con lo que se entra en un proceso progresivo que culmina cuando se forma la chimenea, que puede alcanzar incluso la superficie del terreno original (con alturas de chimenea en muchos casos superiores a 50m). En la figura 3.4 puede verse un esquema de tubificación con formación de chimenea alcanzando la superficie.

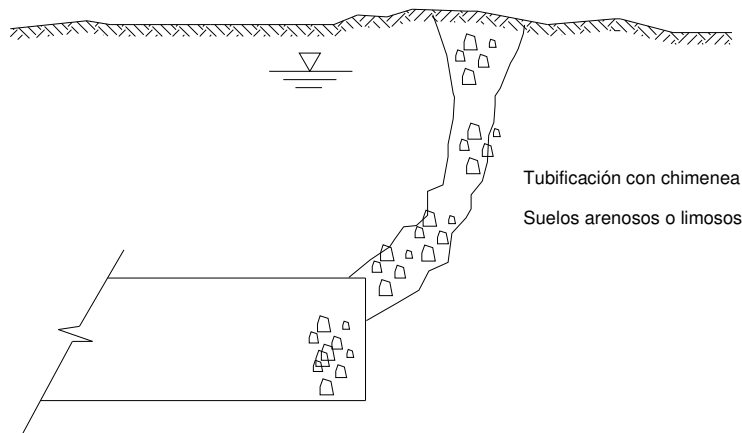


Figura 3.4. Formación de chimenea por tubificación

Aún en el caso de que no se produzca la chimenea, ni sea visible la tubificación, sí puede tenerse una pérdida de finos que provoque posteriormente aumentos de presiones sobre el soporte y asentamientos.

3.1.5. Esfuerzos internos

Las rocas, especialmente a profundidad, están afectadas por el peso de los materiales que las sobreyacen y por los esfuerzos que éstos ocasionan. En algunas zonas, principalmente en áreas orogénicas, el estado de esfuerzos está también influenciado por factores tectónicos, los cuales se presentan en diversas direcciones.

Las excavaciones subterráneas alteran el estado de equilibrio existente de los materiales alrededor del túnel, estableciéndose un nuevo estado de esfuerzos.



3.2. Sismicidad

La sismicidad es uno de los fenómenos derivados de la dinámica interna de la Tierra que ha estado presente en la historia geológica de nuestro planeta, y que seguramente continuará manifestándose de manera similar a lo observado en el pasado.

3.2.1. Las placas tectónicas y lo sismos en México.

Los sismos (temblores o terremotos) se producen por el rompimiento de la roca que compone la corteza terrestre. La corteza terrestre se comporta como un material frágil que se resquebraja por la acción de una fuerza externa que sobrepasa la resistencia del material. Cuando dos placas tectónicas o bloques de la corteza terrestre están en contacto, se produce fricción entre ellas, manteniéndolas en contacto hasta que la fuerza que se acumula por el movimiento entre las placas sea mayor que la fuerza de fricción que las mantiene en contacto. En ese momento se produce un sismo, al romperse ese contacto. La energía elástica que se había acumulado en la zona de contacto se libera en forma de calor, deformación de la roca y en energía sísmica que se propaga por el interior de la tierra.

El Territorio Mexicano se encuentra dividido en cinco placas tectónicas (figura 3.5). La mayor parte del país se encuentra sobre la placa Norteamericana; esta gran placa tectónica contiene a todo Norteamérica, parte del océano Atlántico y parte de Asia. La península de Baja California se encuentra sobre otra gran placa tectónica, la placa del Pacífico; sobre esta placa también se encuentra gran parte del estado de California en los Estados Unidos y del océano Pacífico. El sur de Chiapas se encuentra dentro de la placa del Caribe; esta pequeña placa contiene a gran parte de las islas caribeñas y a los países de Centro América. Otras dos pequeñas placas oceánicas conforman el rompecabezas tectónico de México: Cocos y Rivera; estas dos placas son oceánicas y se encuentran bajo el Océano Pacífico. La placa del Caribe se mueve hacia el este respecto a la de Norteamérica, a lo largo del sistema de fallas Polochic-Motagua. El movimiento entre estas dos placas es transcurrente, al igual que el movimiento entre la del Pacífico y la de Norteamérica en el Norte de Baja California. La placa del Pacífico se mueve hacia el noroeste respecto a Norteamérica. Este movimiento también genera zonas de extensión entre las placas del Pacífico y Norteamérica bajo el Mar de Cortés. Entre las placas del Pacífico y Rivera y entre las de Pacífico y Cocos también se dan movimientos de extensión y transversos. Las placas de Rivera y Cocos



chocan con la placa Norteamericana a lo largo de la Fosa Mesoamericana (F.M.A.); aquí se produce una compresión.

Al graficar todos los sismos superficiales (con profundidades menores de 40 km) ocurridos en los últimos 30 años en México (círculos rojos, figura 3.5), la gran mayoría se alinea con las fronteras entre las placas tectónicas. El roce de las placas a lo largo de sus fronteras es lo que produce la gran mayoría de los sismos en México y en el mundo. Los círculos azules (figura 3.5) representan los temblores que ocurren a profundidades mayores de 40 km. Estos sismos se localizan dentro de las placas oceánicas que se subducen bajo el continente. Al bajar las placas hacia el interior de la tierra, se someten a fuerzas gravitacionales que producen resquebrajamientos de la corteza. Estas resquebrajaduras se manifiestan como sismos (Kostoglodov, V. y Pacheco J. F., 1999).

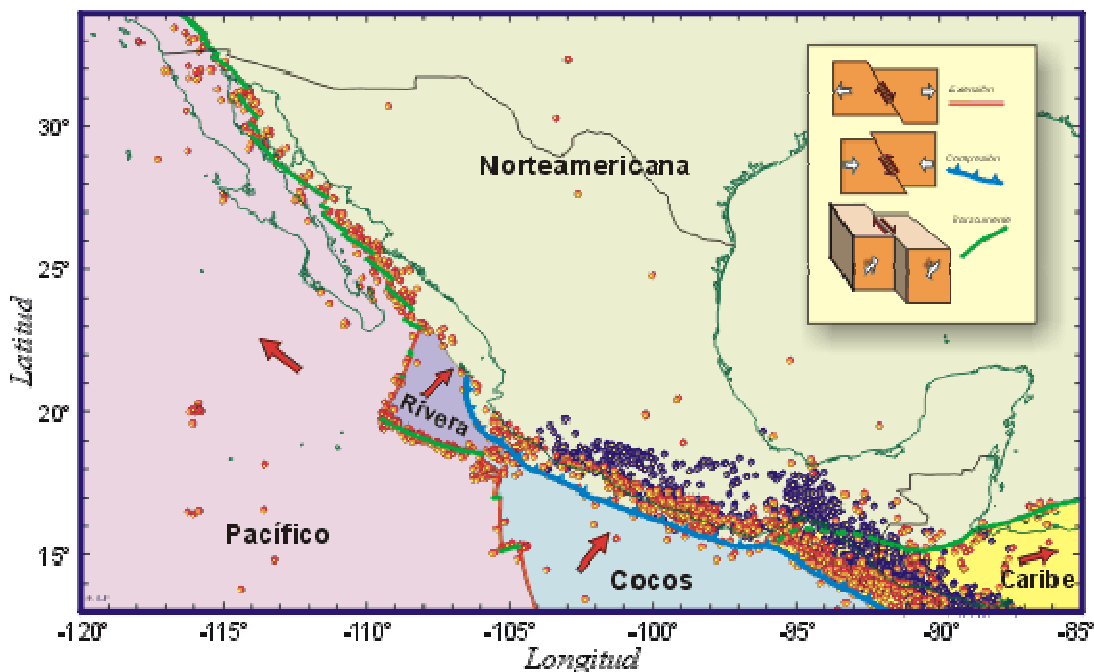


Figura 3.5. Placas tectónicas en la República Mexicana.

3.2.2. Regionalización sísmica de la República Mexicana

Con base en un estudio de riesgo sísmico, la Comisión Federal de Electricidad, ha propuesto en su manual de diseño por sismo que para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas, de la A a la D, tal como se muestra en el mapa de la figura 3.6. Las fronteras entre zonas coinciden con curvas de igual aceleración



máxima del terreno; la zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la zona D es la de mayor.

La zona A es aquella donde no se tienen registros históricos de sismos y donde las aceleraciones del terreno se esperan menores al 10% de la aceleración de la gravedad (0.1 g). En la zona D ocurren con frecuencia temblores de gran magnitud ($M > 7$) y las aceleraciones del terreno pueden ser superiores al 70% de g (0.7 g). Los niveles de sismicidad y de aceleración propios de las zonas B y C están acotados por los valores correspondientes de A y D, los temblores grandes son poco frecuentes y se estima que las aceleraciones se mantendrán por debajo de 0.7 g.

Cabe mencionar que aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, pueden esperarse altas aceleraciones debido a las condiciones del subsuelo del Valle de México.

Esta clasificación del territorio se emplea en los reglamentos de construcción para fijar los requisitos mínimos que deben seguir los proyectistas, diseñadores y constructores en las edificaciones y otras obras civiles de tal manera que éstas resulten suficientemente seguras ante los efectos producidos por un sismo.

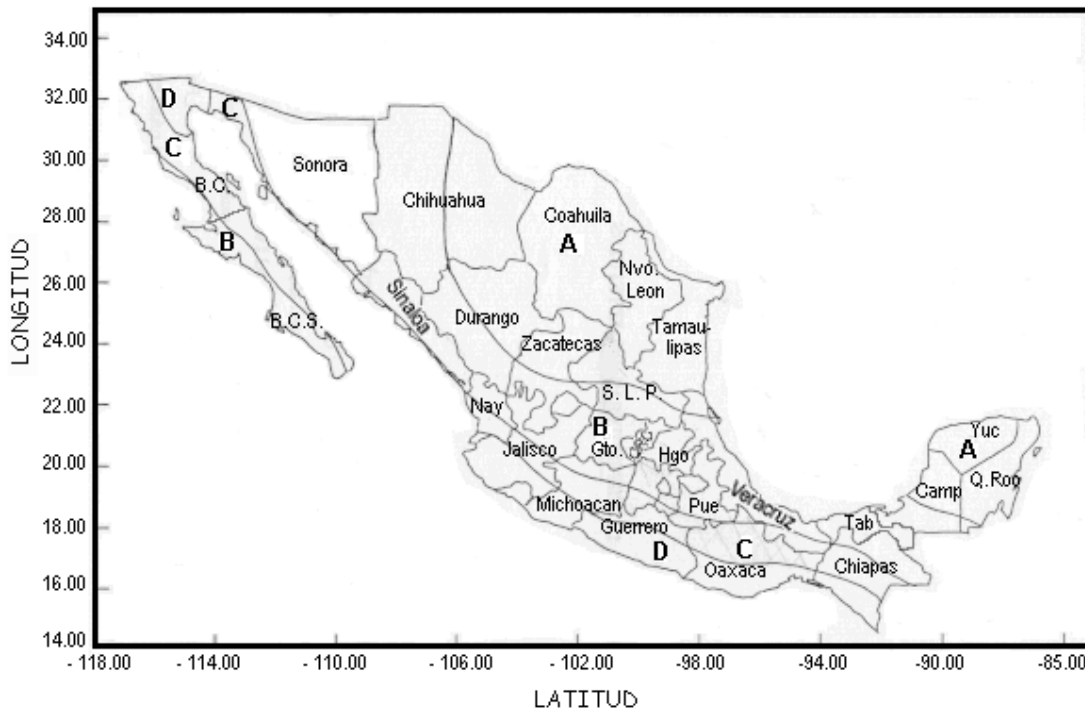


Figura 3.6. Regionalización sísmica de la República Mexicana.



Además de la regionalización de la figura 3.6, en el manual de diseño por sismo de la CFE se cuenta con una clasificación del terreno según su estratigrafía atendiendo a la respuesta del sitio ante excitación sísmica, la cual es función del periodo dominante de vibración y de la velocidad efectiva de propagación del sitio. Así, para clasificar un terreno se procede como sigue (CFE, 1993):

1. Se localiza el nivel de terreno firme bajo el cual todos los estratos posean velocidades de propagación de ondas transversales (secundarias) $\beta_o \geq 700$ m/s o módulos de rigidez $G_o \geq 85000$ t/m².
2. Para los estratos comprendidos entre el nivel de terreno firme y la superficie, se calculan el periodo fundamental de vibración T_s y la velocidad efectiva de propagación β_s del sitio.
3. Se determina la velocidad característica β_c y el período característico T_c , dependiendo de la zona sísmica en que se ubica el sitio en cuestión según la regionalización sísmica del país; los valores de estos parámetros característicos se consignan en la tabla 3.5.

Tabla 3.5. Valores de T_c y β_c

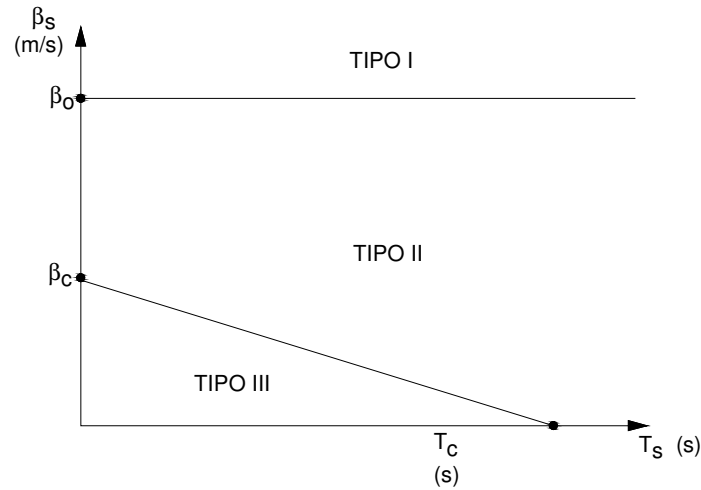
Zonificación sísmica	β_c (m/s)	T_c (s)
A	400	5.3
B	400	5.3
C	500	4.7
D	500	2.5

Una vez conocidos los parámetros dinámicos del sitio, T_s y β_s , así como los parámetros característicos de la zona sísmica, T_c y β_c , se aplica la carta de microzonificación sísmica que se presenta en la figura 3.7 según la cual el terreno se clasifica en:

Tipo I. Terreno firme: Depósitos de suelos formados solamente por estratos con velocidades de propagación de ondas transversales $\beta_o \geq 700$ m/s o módulos de rigidez $G_o \geq 85000$ t/m².

Tipo II. Terreno intermedio: Depósitos de suelo con período fundamental de vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumpla la relación: $\beta_c T_s + \beta_s T_c \geq \beta_c T_c$.

Tipo III. Terreno blando: Depósitos de suelo con período fundamental de vibración y velocidad efectiva de propagación tales que se cumpla la relación: $\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$.



Tipo I: $\beta_s \geq \beta_0$
 Tipo II: $\beta_c T_s + \beta_s T_c \geq \beta_c T_c$
 Tipo III: $\beta_c T_s + \beta_s T_c < \beta_c T_c$

Figura 3.7. Carta de microzonificación sísmica.

3.2.3. Espectros de diseño

En la definición de los espectros de diseño, Esteva y Ordaz (1989) consideraron un concepto de minimización que conduce a la mínima suma del costo inicial de la estructura y la esperanza del valor presente de las pérdidas por daños sísmicos. Se utilizó el modelo de recurrencia de sismos casual siguiendo con una distribución tipo Poisson (aunque la evidencia acumulada para la zona de subducción indica que además se generan sismos severos con periodos de retorno más o menos definidos) y una ley de tasas de excedencia de tipo exponencial.

Los espectros de diseño propuestos para las cuatro zonas sísmicas y los tres tipos de terreno se definen con las siguientes expresiones:

$$S_a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_a} T \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_a$$

$$S_a = c \quad \text{para} \quad T_a \leq T \leq T_b$$

$$S_a = c \left(\frac{T_b}{T} \right)^r \quad \text{para} \quad T_b \leq T$$



donde a_0 , c , T_a , T_b y r están dadas en la tabla 3.6, y S_a es el coeficiente sísmico, para amortiguamiento estructural del 5%. Esta información esta resumida y publicada en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (1993).

Tabla 3.6. Parámetros de los espectros de diseño para la República Mexicana

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_0 (g)	c (g)	T_a (s)	T_b (s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0.0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0.0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0.0	1.7	1

3.2.4. Riesgo sísmico

En términos generales se puede definir el riesgo sísmico como la probabilidad de que se presente un nivel de consecuencias económicas, sociales o ambientales en un sitio particular y durante un período de tiempo definido. Se obtiene de relacionar la peligrosidad sísmica con la vulnerabilidad de los elementos. Para cualquier lugar, la peligrosidad sísmica es una característica sobre la cual no se puede tener ningún control; solo se puede evaluar. Por el contrario, la vulnerabilidad de una estructura sí puede controlarse. En las zonas de alta actividad sísmica, el riesgo depende de la vulnerabilidad de las estructuras.

El objetivo de un análisis de peligrosidad sísmica es determinar cuál será el máximo terremoto, en un emplazamiento o región, en un periodo de tiempo determinado. Los primeros métodos de análisis de la peligrosidad fueron deterministas, es decir, se basaron en el registro histórico de los terremotos de mayor tamaño, pero pronto fueron cuestionados y reemplazados por los métodos probabilistas, basados en los períodos de recurrencia.

En una parte importante de la República Mexicana existe peligro sísmico. Para los terremotos de subducción, los periodos de recurrencia son más o menos entre 35 y 80 años, lo que indica que existen dos brechas que pueden romperse en un periodo no muy largo;



una es la de Guerrero, entre Zihuatanejo y Acapulco, y la otra es la del Istmo de Tehuantepec, en Oaxaca. Las magnitudes de los terremotos, de acuerdo con el tamaño de la brecha, pueden variar entre 7.9 y 8.3; la probabilidad de que ocurra un terremoto en estas dos brechas es alta, de acuerdo con el conocimiento actual de la tectónica global. Los periodos de recurrencia de los grandes temblores de profundidad intermedia son del orden de 100 años. Aunque no se ha localizado confiablemente la sismicidad de fondo, en general podría decirse que las zonas con mayor peligro son la parte sur de Puebla y norte de Oaxaca, con sismos que pueden alcanzar magnitudes del orden de 7.0 (Romo, M.P. y Ovando, E., 1995).

Las descripciones históricas sobre los sismos que han ocurrido en el Eje Volcánico Transmexicano y en el Golfo de México no permiten estimar períodos de retorno confiables para estas provincias tectónicas; sin embargo, las magnitudes esperadas deben al menos ser iguales a las máximas observadas instrumentalmente (Romo, M.P. y Ovando, E., 1995).

En lo que respecta a obras subterráneas, se sabe que éstas son menos sensibles a los efectos sísmicos que las estructuras sobre el terreno. El buen comportamiento de las estructuras subterráneas puede ser demostrado con el terremoto ocurrido en la ciudad de México en 1985, en donde las estructuras del metro y del drenaje profundo no sufrieron daños. En contraste, los edificios y otras obras superficiales sufrieron grandes daños (USACE, 1997). Sin embargo, las estructuras subterráneas pueden sufrir daño en un sismo bajo condiciones particularmente desfavorables. La mayoría de los daños severos ocurridos en túneles se han dado cuando (Wang, 1993):

- La aceleración pico del terreno ha sido mayor de 0.5g
- La magnitud del sismo ha sido mayor que 7.0
- La distancia epicentral ha sido menor a los 25 km
- El túnel ha estado construido en suelo débil
- El diseño del revestimiento del túnel no ha tenido la capacidad de soportar momentos
- El túnel ha estado construido en un terreno inestable incluyendo un plano de falla

3.3. Clasificación de suelos

La clasificación de suelos consiste básicamente en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante, con el objeto de ayudar en la resolución de



problemas y servir de guía para la preparación del programa de exploración, si la dificultad e importancia del problema requiere una investigación más profunda. Es por ello que han surgido varias clasificaciones adaptadas a problemas específicos.

A continuación se presentan los sistemas de clasificación que dan como resultado un mejor entendimiento del comportamiento de los materiales en los túneles.

3.3.1. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

El Profesor Arthur Casagrande creó el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), a petición del *Bureau of Reclamation* y del *Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos*; fue presentado al público en 1952, con el objeto de servir para todos los problemas de ingeniería en los que intervinieran suelos.

Este sistema de clasificación está basado en la descripción de las partículas de suelo. Inicialmente los suelos se clasifican por el tamaño de los granos que comprenden más del 50% de las partículas en una muestra. La graduación de los tamaños empieza con gravas (G), arenas (S), limos (M), y finalmente arcillas (C), las cuales poseen el tamaño de granos más pequeño. Este amplio rango se divide en dos categorías, los suelos de granos gruesos (gravas y arenas) los cuales incluyen todos aquellos suelos con granos visibles a simple vista, y los suelos de granos finos (limos y arcillas), los cuales son más finos que la malla No. 200. En la figura 3.8 y en la tabla 3.7 se presentan detalles de esta clasificación.

Los suelos de granos gruesos se subdividen en grupos que describen la distribución de tamaños en la muestra y la naturaleza de las partículas finas. Por ejemplo, el símbolo del grupo GW es utilizado para gravas bien graduadas que contienen poco o nada de finos, y el símbolo SM es utilizado para las arenas limosas, dado que M es el símbolo de limos.

En la ingeniería de túneles, debe dársele especial atención a otras dos categorías: boleas (con tamaños de 15 a 30 cm) y bloques (mayores de 30 cm). Aún cuando estas dos categorías están relegadas a un papel secundario por el sistema S.U.C.S., son sumamente importantes en todo proyecto de túneles.

Los suelos de granos finos están clasificados de acuerdo a su plasticidad. Los limos son generalmente no plásticos y las arcillas de plásticas a muy plásticas. Por ejemplo, ML es un limo de baja compresibilidad y plasticidad, mientras que un MH es un limo de alta compresibilidad y plasticidad. Otra categoría usada para suelos de granos finos es el



contenido de materia orgánica; por ejemplo: OL, es un suelo orgánico de baja compresibilidad y plasticidad, OH, es un suelo orgánico de alta compresibilidad y plasticidad y PT, turba.

DIVISIÓN MAYOR		SÍMBOLO *	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 ⊕ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE ½ cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	GRAVAS LIMPIA Poco o nada de partículas finas	GW Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. $Cu = D_{60} / D_{10}$ $Cc = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$		
		GRAVAS CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	GP Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW. LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4. LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	
		ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla No. 4 PARA CLASIFICACIÓN VISUAL PUEDE USARSE ½ cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA No. 4	ARENA LIMPIA Poco o nada de partículas finas	SW Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.		Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.
			ARENA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	SP Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.		
		SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 ⊕ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla No.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50	SM Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		SM Arenas limosas, mezclas de arena y limo.
				SC Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	SC Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	
	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50		ML Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo C – Arcilla, W – Bien Graduada, P – Mal Graduada, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad		
			CL Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.			
			OL Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.			
			MH Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.			
	SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.	CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.			
		OH Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.		OH Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.		
PT Turbas y otros suelos altamente orgánicos.	PT Turbas y otros suelos altamente orgánicos.	CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.) 				

Notas: ⊕ Todos los tamaños de las mallas en esta carta son los U.S. Standard
 *Clasificación de frontera- los suelos que posean las características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos; por ejemplo GW-GC, mezcla de arena y grava bien graduadas con cementante arcilloso.

Figura 3.8. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.)



Tabla 3.7. Componentes y fracciones del suelo

Suelo	Fracción del suelo	Símbolo	Granulometría y descripción	Definición de las propiedades	
Fracciones gruesas	Bloques	No hay	Redondeados a angulosos, formados por rocas duras; gran tamaño y diámetro medio superior a 30 cm	Los bloques y boleos son elementos muy estables, utilizados para terraplenes, balastos y para estabilizar taludes (enrocamientos). Debido a su tamaño y peso su presencia en los depósitos naturales del suelo tiende a mejorar la estabilidad de las cimentaciones. La angularidad de las partículas aumenta la estabilidad.	
	Boleos, bolos	No hay	Redondeados a angulosos, procedentes de rocas duras; diámetro medio inferior a 30 cm pero superior a 15cm		
	Grava	G	Redondeada a angulosa, procedente de rocas duras; pasa por el tamiz de 3" (76.2 mm) y es retenida por el tamiz N°4 (4.76 mm)	La grava y la arena tienen esencialmente las mismas propiedades ingenieriles aunque en grados diferentes. El tamiz N°4 es una división arbitraria y no corresponde a un cambio apreciable de propiedades. Son fáciles de compactar, resultan poco afectadas por la humedad. Las gravas suelen ser más estables frente al flujo de agua y más resistentes a la erosión y a la tubificación que las arenas. Las arenas y gravas bien graduadas son generalmente menos permeables y más estables que aquellas deficientemente graduadas (granulometría uniforme). La irregularidad de las partículas hace aumentar ligeramente la estabilidad. La arena fina uniforme tiene características próximas a un limo; es decir, disminuye su permeabilidad y reduce su estabilidad al aumentar la humedad.	
		Gruesa	Entre los tamices 3" y 3/4" (76.2 a 19 mm)		
		Fina	Entre los tamices 3/4" y N°4 (19 a 4.76 mm)		
	Arena	S	Redondeada a angulosa, procedente de rocas duras; pasa por el tamiz N°4 (4.76 mm) y es retenida por el tamiz N°200 (0.074 mm)		
		Gruesa	Tamices N°4 a 10		
		Media	Tamices N°10 a 40		
		Fina	Tamices N°40 a 200		
	Fracciones finas	Limo	M		Partículas que pasan por el tamiz N°200 (0.074 mm). Identificables por su comportamiento; es decir, ligeramente plásticas o sin plasticidad cualquiera que sea la humedad y con escasa o nula resistencia al secarse al aire
Arcilla		C	Partículas que pasan por el tamiz N°200 (0.074 mm). Identificables por su comportamiento; es decir, puede conseguirse que presenten propiedades de plasticidad dentro de una amplia gama de humedades y poseen considerable resistencia al secarse al aire		La característica diferente de la arcilla es la cohesión o resistencia cohesiva, que aumenta al disminuir la humedad. La permeabilidad de la arcilla es muy baja; es difícil de compactar en estado húmedo e imposible de drenar por métodos ordinarios; compactada es resistente a la erosión y a la tubificación. Está sometida a expansión y contracción con las variaciones de humedad. Las propiedades dependen no solo del tamaño y forma (partículas laminadas, laminares), sino también por su composición mineral, es decir, el tipo de mineral arcilloso y el medio químico o la capacidad de intercambio iónico. En general el mineral arcilloso montmorillonita tiene el mayor efecto sobre las propiedades, siendo este efecto mínimo en la illita y caolinita.
	Materia orgánica	O	Materia orgánica de diversos tamaños y en diversas fases de descomposición		La presencia de materia orgánica, incluso en cantidades moderadas, hace aumentar la compresibilidad y reduce la estabilidad de las fracciones finas del suelo. Puede descomponerse creando vacíos y haciendo variar las propiedades de un suelo por alteración química, por lo cual los suelos orgánicos no son adecuados para usos ingenieriles

Nota: Los símbolos y fracciones están de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Métodos de identificación en el campo de suelos o fracciones finas

Los procedimientos que se describen a continuación se realizan con las partículas que pasan por el tamiz N° 40 (aproximadamente 0.4 mm). Para fines de clasificación en el campo no es necesario el tamiz, basta con eliminar a mano las partículas que estorban para la prueba.

***Dilatancia (reacción al agitado)***

Se prepara una pastilla de suelo húmedo de un volumen aproximado de 10 cm^3 ; si es necesario debe añadirse agua suficiente para dejar el suelo blando pero no pegajoso.

Luego se coloca la pastilla en la palma de la mano y se agita horizontalmente, golpeando vigorosamente varias veces contra la otra mano. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual adquiere una consistencia gelatinosa y de aspecto brillante. Cuando se aprieta con los dedos, el agua y el brillo desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve dura y por último se resquebraja o desmorona. La rapidez de aparición del agua en la agitación y desaparición al apretarla sirven para identificar el carácter de los finos de un suelo.

Las arenas limpias muy finas dan la reacción más rápida y clara mientras que una arcilla plástica no presenta reacción. Los limos inorgánicos, como un polvo de roca típico, muestran una reacción moderadamente rápida.

Resistencia en estado seco (a la disgregación)

Se moldea una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de una masilla, añadiendo agua si es necesario. Se deja secar completamente la pastilla en una estufa o expuesta al sol y al aire, probando después su resistencia rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y proporción en la fracción coloidal que contiene el suelo. La resistencia (en estado seco) aumenta con la plasticidad.

Una elevada resistencia (en estado seco) es característica del grupo CH. Un limo inorgánico típico posee una resistencia (en estado seco) muy ligera. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma resistencia, ligera, en estado seco, pero pueden distinguirse por el tacto al pulverizar la muestra seca. La arena fina tiene tacto granular mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

Tenacidad (consistencia cerca del límite plástico)

Se moldea una muestra de 10 cm^3 hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse formando una capa delgada que permita una cierta pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente se “enrolla” con la mano sobre una superficie lisa o entre las palmas de las manos, formando



un cilindro de aproximadamente 3 mm de diámetro, amasándolo y volviéndolo a enrollar varias veces. Con estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente y la muestra adquiere una consistencia dura, acaba perdiendo su plasticidad y se desmorona cuando se alcanza el límite plástico. Después de desmoronarse el cilindro, se vuelven a agrupar los trozos, continuando el amasado ligeramente hasta que se vuelve a desmoronar. Cuanto más tenaz es el rollito cerca del límite plástico y cuanto más duro son los trazos al desmoronarse, más importante es la fracción arcillosa coloidal del suelo. La debilidad del rollito en el límite plástico y la rápida pérdida de cohesión de los trozos por debajo de dicho límite indican que se trata de una arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales como las arcillas del tipo caolín o las arcillas orgánicas que se encuentran por debajo de la “línea A”.

Las arcillas altamente orgánicas dan un tacto muy blando y esponjoso al llegar al límite plástico.

Propiedades ingenieriles de suelos para la construcción de túneles

Para la construcción de túneles, el sistema S.U.C.S. debe complementarse con otras descripciones tal como la estratigrafía geológica y las propiedades ingenieriles del suelo: resistencia, módulo equivalente de Young (E) y permeabilidad. Muchos de los problemas de túneles están dominados por la geología, a tal grado que es posible predecir el comportamiento potencial de algunos tipos de suelos con solo conocer las bases de las formaciones geológicas.

En los suelos de granos gruesos (como arenas), la resistencia de la masa de suelo suele estimarse con la prueba de penetración estándar (SPT). La compacidad relativa del suelo puede correlacionarse con el número de golpes “N” de la prueba de penetración estándar, tal como se muestra en la tabla 3.8.

Para suelos de granos finos, la resistencia de la masa del suelo se describe por medio de la consistencia o la resistencia al corte no drenada determinada por pruebas de resistencia en compresión simple del suelo. El sistema de clasificación generalmente aceptado para suelos de granos finos se presenta en la tabla 3.9.

**Tabla 3.8.** Terminología utilizada para describir la compacidad relativa de suelos granulares (Terzaghi K, Peck R. y Mesri G., 1996)

Número de Golpes, N_{60}	Compacidad relativa
0-4	Muy suelto
4-10	Suelto
10-30	Medianamente compacto
30-50	Compacto o denso
Más de 50	Muy compacto o muy denso

Nota: N_{60} = El número de golpes N con una energía $E_i = 60\%$ (E_i : energía real entregada a la cabeza de golpeo). $N_{60} = N \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4$, donde: N = número de golpes de campo, η_1 = corrección por energía del martillo ($0,45 \leq \eta_1 \leq 1$); η_2 = corrección por longitud de la barra ($0,75 \leq \eta_2 \leq 1$); η_3 = corrección por revestimiento interno del tomamuestras ($0,8 \leq \eta_3 \leq 1$); η_4 = corrección por diámetro de la perforación ($1 \leq \eta_4 \leq 1,15$).

Tabla 3.9. Consistencia para suelos finos (Terzaghi K, Peck R. y Mesri G., 1996)

Consistencia	N_{60}	q_u (kPa)
Muy blando	< 2	< 25
Blando	2-4	25-50
Media firme	4-8	50-100
Firme o rígida	8-15	100-200
Muy firme	15-30	200-400
Dura	> 30	> 400

N_{60} =ídem a la tabla 3.8.

Tanto la resistencia como el módulo E del suelo están fuertemente influenciados por las condiciones *in situ* de la masa de suelo. El módulo E de los suelos de grano grueso está influenciado por el esfuerzo efectivo actuante en la masa de suelo en y alrededor del túnel. Asimismo, las fisuras en arcillas firmes (rígidas) a muy firmes reducen la resistencia y el módulo E de la masa de suelo por debajo de los de una muestra inalterada.

El módulo E es una medida de la rigidez de la masa de suelo o de su resistencia no drenada a la deformación por fuerzas externas; es utilizado en cálculos simples como es la predicción de deformaciones de excavaciones subterráneas, así como en el análisis completo del comportamiento de suelos durante la construcción de túneles y en los métodos de elementos finitos. Es importante mencionar que el módulo del suelo es muy sensible al muestreo y otras formas de alteraciones del suelo, por lo que el control de calidad del muestreo, transporte y ensayo es vital si el módulo va a ser usado en el análisis.

La permeabilidad es un parámetro difícil de medir confiablemente, dado que los resultados son dependientes de las alteraciones del muestreo. Sin embargo, dado que las condiciones



de agua subterránea son muy importantes para el comportamiento del túnel, la permeabilidad debe ser estimada con base en el tamaño de los granos, en laboratorio o medida preferentemente *in situ*. En la figura 3.9 se presenta una correlación aproximada entre la permeabilidad, el tipo de suelo y el tamaño de los granos.

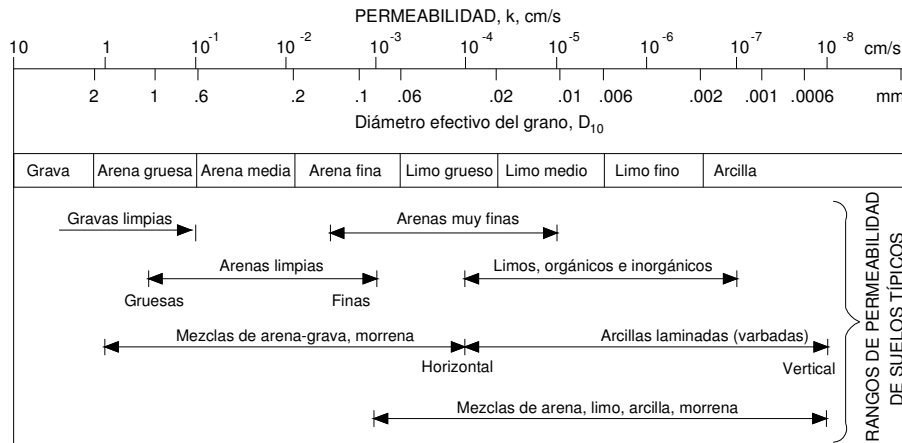


Figura 3.9. Correlaciones aproximadas entre el tipo de suelo y permeabilidad (Casagrande A. y Fadum R.E., 1940).

3.3.2. Clasificación por el comportamiento de los suelos en la construcción de túneles

En 1950 Terzaghi publicó el Sistema de Clasificación del Suelo del Tunelero, el cual es un sistema empírico que está basado en la reacción del suelo en construcciones de túneles. Terzaghi describió los tipos de suelo representativos y el comportamiento predicho de los mismos en los métodos de construcción de túneles existentes en los años 50. En la actualidad, estos tipos aún son útiles para describir el comportamiento del suelo con ciertos cambios para tomar en cuenta la nueva tecnología. Heuer modificó el sistema de clasificación de Terzaghi con el objeto de presentarlo en términos de ingeniería que reflejan la terminología y uso actual; esta clasificación se presenta en la tabla 3.10.

Las arenas y arenas limosas que tienen poca o nada de cohesión no pueden ser clasificados de acuerdo a una “resistencia” medible. Su comportamiento es función de su compacidad relativa, tamaño de los granos y cantidad de finos, condiciones del nivel de aguas freáticas y otros factores, incluyendo la angularidad de los granos. Una correlación aproximada del comportamiento de túneles desarrollado por Heuer y Virgins está dada en la figura 3.10, la

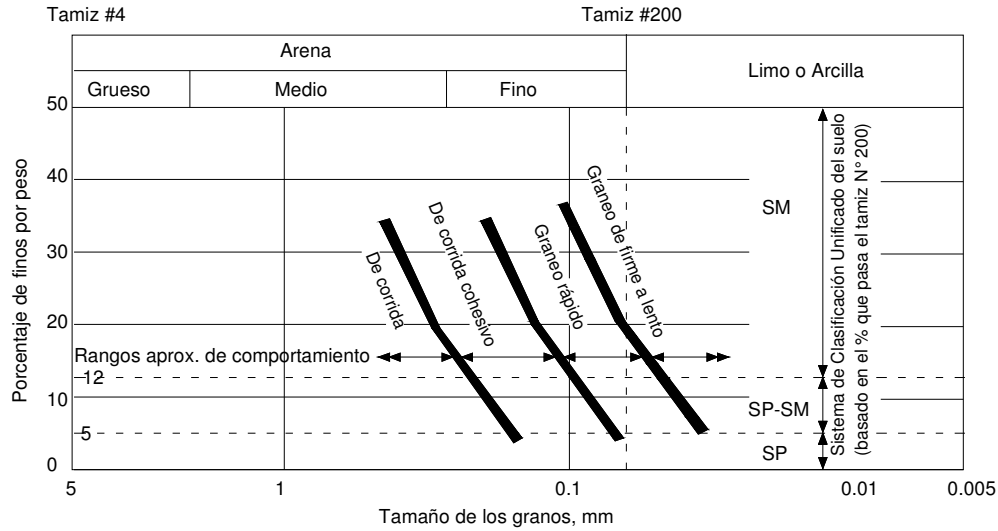


cual es para suelos compactos arriba del nivel de aguas freáticas (SPT $N > 30$). Debe notarse que éstas son unas correlaciones aproximadas para ilustrar tendencias generales. Heuer y Virgins reportan que los suelos muy sueltos ($N < 10$) pueden comportarse como una o dos clases más pobres, mientras que las arenas con partículas angulosas o arenas cohesivas pueden hacer que el suelo se comporte una o dos clases mejores.

Deere et al. (1969) desarrollaron un diagrama de comportamiento (figura 3.11) el cual a grandes rasgos correlaciona las condiciones del suelo descritas por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos con el Sistema de Clasificación del Suelo del Tunelero de Terzaghi.

Tabla 3.10. Sistema de Clasificación del Suelo empírica del Tunelero

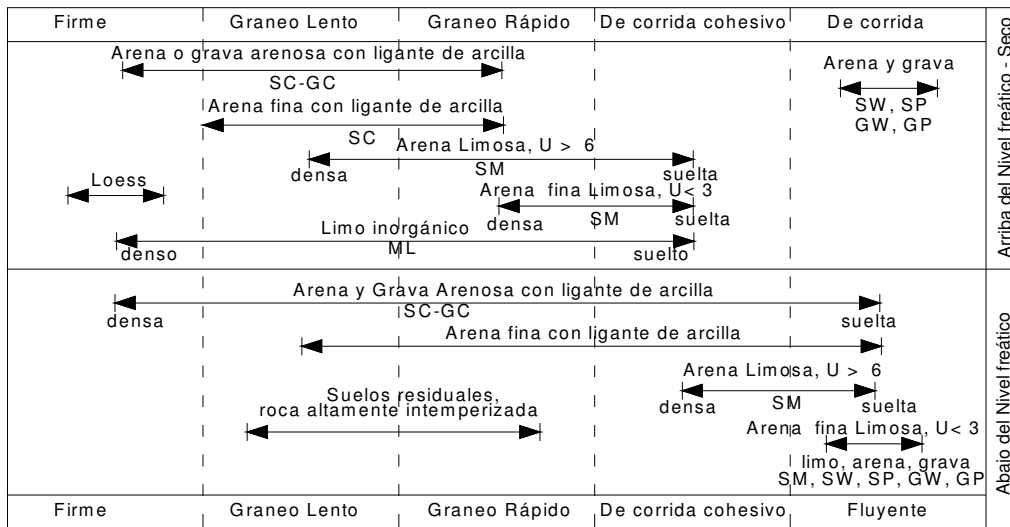
Clasificación		Comportamiento	Suelos Típicos
1. FIRME		El túnel puede excavar sin soporte inicial y el revestimiento definitivo puede construirse antes de que el suelo empiece a moverse.	Loes arriba del nivel freático, arcillas duras, margas, arenas y gravas cementadas que no estén sobre esforzadas.
2. GRANEO (Raveling)	Lento	Se empiezan a desprenderse del techo y paredes, trozos o laminillas de material, cierto tiempo después de que el material quedó expuesto, debido al aflojamiento o al sobre esfuerzo y a la fractura frágil (el suelo se separa o se rompe a lo largo de distintas superficies).	Suelos residuales o arenas con pequeñas cantidades de cementante. Arriba del nivel freático son de graneo lento y bajo el NAF son de graneo rápido.
	Rápido	En el graneo rápido, el proceso empieza en pocos minutos.	Arcillas firmes fisuradas pueden presentar graneo lento o rápido, dependiendo del grado de sobre esfuerzo.
3. EXTRUSIVO (Squeezing)		El terreno fluye plásticamente hacia el interior del túnel, sin ninguna fractura o pérdida de continuidad y sin ningún aumento perceptible del contenido de agua. Dúctil, fluye debido al sobre esfuerzo.	Suelos sin resistencia friccionante. El grado de extrusión depende del grado de sobre esfuerzo. Ocurre en arcillas muy blandas y hasta de consistencia media, a poca y a mediana profundidad. A gran profundidad, arcillas de duras a firmes, pueden presentar una combinación de graneo y extrusión.
4. DE CORRIDA (Running)		Los materiales granulares sin cohesión, son inestables con una pendiente mayor a su ángulo de reposo ($30 - 35^\circ$). Cuando son expuestos a pendientes mayores, los materiales corren como si fuera azúcar o arena de duna.	Materiales granulares, limpios y secos. Cuando existe una cohesión aparente por la presencia de humedad o una cementación débil, que permite que en un tiempo breve, el material sea estable, a esto, se le conoce como corrida cohesiva.
5. FLUYENTE (Flowing)		Una mezcla viscosa de suelo y agua fluye hacia el túnel. El material puede ingresar al túnel por el frente, el piso, la clave o por las paredes del túnel. Puede fluir grandes distancias y en ocasiones invadir completamente el túnel.	Bajo el nivel freático: Limos, arenas o gravas, que no contengan arcillas que les puedan dar cohesión y plasticidad. Se puede presentar en arcillas altamente sensitivas cuando se rompe su estructura.
6. EXPANSIVO (Swelling)		El suelo absorbe agua, incrementa su volumen y se expande lentamente hacia el túnel.	Arcillas altamente preconsolidadas con índices de plasticidad mayores de 30. Generalmente con contenidos significativos de montmorillonita.



Notas:

1. Basado en el tamaño de D_{10} mostrado para suelos densos, $N > 30$, arriba del nivel freático, desarrollado por Terzaghi (Proctor and White, 1977).
2. Suelos muy sueltos ($N < 10$) o partículas redondeadas pueden comportarse una o dos clases más pobres.
3. Arenas con partículas angulosas o cohesivas pueden comportarse como una o dos clases mejores.
4. El comportamiento por debajo del nivel freático puede ser fluente y es una función de la carga de agua, la permeabilidad y otros factores.

Figura 3.10. Tendencias aproximadas del comportamiento de suelos de arenas limosas densas arriba del Nivel Freático (Heuer y Virgens, 1987).



Notas:

1. La pérdida de aire (en túneles bajo aire comprimido) y la infiltración de agua es gobernado por la permeabilidad, en gran medida una función de D_{10} .
2. El comportamiento abajo del nivel freático bajo presión de aire adecuada es aprox. el mismo que arriba del nivel freático.
3. Suelto está definido para $N < 10$ (SPT), denso para $N > 30$.
4. Términos Descriptivos del material de acuerdo con el S.U.C.S.
5. El comportamiento puede ser de alguna manera mejor que el mostrado arriba del nivel freático, si el material está húmedo y fino o limoso.

Figura 3.11. Tendencias aproximadas del comportamiento del suelo para varios suelos (Deere et al., 1969).



3.3.3. Suelos especiales

Entre los suelos especiales más comunes están:

- Los suelos expansivos,
- Los suelos dispersivos,
- Los suelos colapsables y
- Los suelos licuables.

Suelos expansivos

Dentro de esta categoría se incluyen todos aquellos suelos arcillosos (predominancia de partículas de tamaño inferior a 2 micras) cuya estructura mineralógica y estructura les permite absorber agua con un cambio de volumen importante. Las moléculas de agua penetran en la red cristalina, entre las cadenas de silicatos que están unidas por enlaces débiles, disminuyéndolos o eliminándolos, pasando la red cristalina a formar un mayor volumen aparente, sin que se produzcan reacciones químicas. Si después cambian las condiciones, las moléculas de agua pueden salir de la red y producirse una disminución de volumen o retracción. La capacidad de cambio de volumen de estos materiales está condicionada, por lo tanto, por el contenido de arcilla y su mineralogía, su estructura y fábrica.

Los suelos expansivos (que usualmente contienen montmorilonita) incluyen a suelos sedimentarios y residuales, arcillas y pizarras. Se presentan en climas áridos y semiáridos en condiciones de deficiencia de humedad y no saturados. El cambio de humedad asociado con la construcción es una de las razones principales de la expansión del terreno de cimentación.

El cambio de volumen (expansión y contracción) está condicionado por los siguientes factores (además de los geológicos):

- Variaciones climáticas, incluyendo la precipitación y la evaporación.
- La vegetación, incluyendo las plantas, arbustos y árboles que agotan la humedad por transpiración.



- Los cambios hidrológicos generales producidos tanto por las acciones climatológicas, como por las variaciones del nivel freático debidas a explotación de acuíferos, construcción de embalses, etc.

Suelos dispersivos

Son aquellos cuya constitución mineralógica y estructura es tal que las fuerzas repulsivas entre las partículas finas (arcillas) exceden a las fuerzas de atracción de esas partículas. Por esta razón, los suelos flocculan en presencia de agua, es decir se separan los agregados de partículas y quedan partículas de menor tamaño que son más fácilmente arrastradas por el agua con cierta velocidad, produciéndose la erosión interna de estos suelos.

Los agregados de partículas o flóculos están constituidos por partículas arcillosas, que además suelen tener una proporción elevada de sales disueltas (arriba del 12% en el agua que está ocluida en los poros del suelo).

Determinadas condiciones como flujos de agua pura (agua de lluvia), con bajos contenidos de sales, activan y aceleran el proceso, que lleva a veces a la ruina de las obras, incluso con cargas nulas o muy pequeñas de agua.

Suelos colapsables

Estos suelos se caracterizan por tener una estructura muy abierta y floja. Inicialmente, al ser depositados por vía acuosa o eólica (lo que ayuda a formar dicha estructura) no tienen ninguna cohesión, pero acaban cementándose ligeramente por cristales de sulfatos o por rellenarse sus huecos con partículas más finas, lo que les da, en seco, una resistencia apreciable.

Estos suelos tienen un comportamiento que varía según el contenido de agua; cuando dicho contenido aumenta, la estructura inicial puede ser destruida, produciéndose una importante disminución de volumen (colapso) y el consiguiente asentamiento, además de un posible arrastre de partículas por agua con cierta velocidad.

Entre los tipos de suelos colapsables están:

- Eólicos: que corresponden al ejemplo más común de suelos colapsables. Los suelos eólicos típicos son arenas o limos de depósitos de viento, como loess, playas eólicas y



depósitos de cenizas volcánicas. Se caracterizan por tener altas relaciones de vacíos y bajos pesos volumétricos. Son típicamente granulares o ligeramente cohesivos.

- Residuales: estos suelos, producto de la meteorización “*in situ*” de la roca madre, también tienen potencial para el colapso. El proceso de meteorización produce suelos con un amplio rango de distribución del tamaño de partículas. Los materiales solubles y coloidales son lixiviados por la meteorización, lo cual redundará en grandes relaciones de vacíos y por lo tanto en estructuras inestables.

Suelos licuables

Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas finas, uniformemente graduadas, saturadas y que son sometidas a esfuerzos cortantes cíclicos, originándose un aumento de la presión de poro (por falta de drenaje), hasta valores del orden del esfuerzo total existente. Lo anterior ocasiona que el esfuerzo efectivo se anule prácticamente, con lo que los granos dejan de estar en contacto, la resistencia al corte disminuye a cero y el material se comporta como un líquido.

3.4. Clasificación de las masas rocosas

La clasificación de rocas consiste fundamentalmente en agrupar las rocas con características y comportamiento similares en grupos, con objeto de proporcionar una base para entender las características de cada grupo, dar datos cuantitativos para diseño y proporcionar una base de comunicación común.

Existen varios sistemas de clasificación de rocas, pero todas deben cumplir esencialmente con los siguientes atributos:

- a) Ser simple, fácilmente recordado y comprensible
- b) Cada término debe ser claro y la terminología usada debe ser ampliamente aceptada por los ingenieros y geólogos
- c) Deben incluirse las propiedades más significativas del macizo rocoso
- d) Debe estar basado en parámetros medibles que pueden ser determinados por pruebas de campo de fácil reproducción y económicas
- e) Debe estar basado en un sistema de evaluación que puede medir la importancia de los parámetros de clasificación



- f) Debe ser funcional y proporcionar datos cuantitativos para el diseño del soporte de la roca

Previo a presentar los sistemas de clasificación de rocas, es necesario conocer los parámetros utilizados, los cuales tienen diferente significado y solo si se consideran juntos pueden permitir una descripción satisfactoria del macizo rocoso.

La resistencia del material rocoso es incluida como un parámetro de clasificación en la mayoría de los sistemas de clasificación de masas rocosas. Este es un parámetro necesario debido a que la resistencia de la roca constituye la resistencia límite del macizo rocoso. La resistencia a la compresión uniaxial del material rocoso puede ser determinada en el campo indirectamente por medio de las pruebas de resistencia de carga puntual (PLT).

El segundo parámetro más comúnmente empleado es el índice de calidad de roca (RQD, por sus siglas en inglés “Rock quality designation”) el cual se debe a Don U. Deere. Consiste en determinar el porcentaje de recuperación de núcleos de roca con longitud mayor de 10 cm, obtenidos durante la ejecución de sondeos exploratorios en la masa rocosa. El valor de RQD se determina con la siguiente expresión:

$$RQD = \frac{\sum \text{Longitud de núcleos} > 10\text{cm}}{\text{Longitud perforada}} \times 100\% \quad (3.1)$$

Otros parámetros usados en el sistema de clasificación de roca actual son: el espaciamiento de discontinuidades, condición de discontinuidades (rugosidad, continuidad, separación, alteración de la junta, relleno), orientación de discontinuidades, condiciones de agua subterránea (caudal, presión), y esfuerzos de campo.

Se cree que en el caso de excavaciones superficiales en roca, que son controladas por las fallas de las estructuras geológicas, son importantes los siguientes parámetros de clasificación: resistencia de la roca intacta, espaciado de las discontinuidades, orientación de las discontinuidades y condiciones del agua subterránea. En el caso de excavaciones profundas, donde el comportamiento del macizo rocoso depende del esfuerzo, el



conocimiento del esfuerzo virgen de campo o el cambio en éstos puede ser más significativo que los parámetros geológicos. La mayoría de los proyectos de Ingeniería Civil, tales como túneles y obras subterráneas, caen dentro de la primera categoría de estructuras en macizos rocosos geológicamente controlados.

En la actualidad, los sistemas de clasificación de macizos rocosos más empleados en túneles son los propuestos por Bieniawski (1973) y Barton, Lien y Lunde (1974), los cuales son descritos en las secciones subsiguientes.

3.4.1. Clasificación RMR

La clasificación geomecánica o el sistema de calificación de macizos rocosos (RMR, por sus siglas en inglés “Rock Mass Rating”) fue desarrollado por Bieniawski en 1973. Esta clasificación ingenieril de macizos rocosos utiliza los siguientes seis parámetros, todos medibles en el campo, que también pueden ser obtenidos de la información de sondeos:

1. Resistencia a la compresión uniaxial (no confinada) de roca intacta
2. Índice de calidad de la roca (RQD)
3. Espaciamiento de las discontinuidades
4. Condición de las discontinuidades
5. Condiciones del agua subterránea
6. Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo se expresa por medio del índice RMR, que varía de 0 a 100.

Para aplicar la clasificación RMR, se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en donde se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades.



Para calcular el índice RMR a cada uno de los primeros cinco parámetros de clasificación se le asigna una puntuación, de acuerdo con su comportamiento geomecánico y basado en la tabla 3.11. Posteriormente se efectúa la corrección por orientación de las discontinuidades respecto al túnel y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación distingue 5 clases, cuyo significado geotécnico se expresa en la tabla 3.11; a cada clase de macizo rocoso se le asigna una calidad y unas características geotécnicas. Así, un macizo rocoso clasificado como muy bueno (Clase I), será un macizo rocoso duro, poco fracturado, sin filtraciones importantes y poco meteorizado, lo cual hace que presente pocos problemas de estabilidad y resistencia. Se puede deducir que tendrá una capacidad portante alta, permitirá la excavación de taludes con altas pendientes y no precisará medidas de estabilización y refuerzo en túneles.

En la tabla 3.11 se incluyen también las características del macizo con respecto al tiempo de mantenimiento y longitud de túnel sin ademar, así como la influencia de la orientación de las discontinuidades con respecto al túnel.



Tabla 3.11. Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989; tomado de González, 2006)

Parámetros de clasificación

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (Mpa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2m	0.6-2m	0.2-0.6m	0.06-0.2m	< 0.06m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1m	1-3m	3-10m	10-20m	> 20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	> 5mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5mm	Relleno duro > 5mm	Relleno blando < 5mm	Relleno blando > 5mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
Puntuación	6	5	3	1	0				
5	Agua freática	Caudal por 10m de túnel	Nulo	< 10 lt/min	10-25 lt/min	25-125 lt/min	> 125 lt/min		
		Relación: Presión de agua/Esfuerzo principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		

Corrección por la orientación de las discontinuidades

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy Desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Características geotécnicas

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15m de vano	6 meses con 8m de vano	1 semana con 5m de vano	10 horas con 2.5m de vano	30 minutos con 1m de vano
Cohesión	> 4 Kg/cm ²	3-44 Kg/cm ²	2-3 Kg/cm ²	1-2 Kg/cm ²	< 1 Kg/cm ²
Ángulo de rozamiento	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Orientación de las discontinuidades en el túnel

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20°. Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento				
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz 45-90	Buz. 20-45	Buz 45-90	Buz. 20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable



3.4.2. SISTEMA Q

El sistema Q de clasificación de macizos rocosos fue desarrollado por Barton, Lien y Lunde en 1974, todos del Instituto Geotécnico de Noruega. El sistema fue propuesto con base en el análisis de casos históricos de 200 túneles de Escandinavia. Este es un sistema de clasificación cuantitativo e ingenieril que permite el diseño de soportes para túneles.

En este sistema de clasificación se asigna a cada terreno un índice de calidad Q; un valor alto indica una mejor calidad de roca.

El valor de Q se obtiene de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (3.2)$$

Donde:

RQD = índice de calidad de roca;

J_n = número de familias de discontinuidades;

J_r = índice de rugosidad de las discontinuidades;

J_a = índice de alteración de las discontinuidades;

J_w = corrección por la presencia de agua;

SRF (*factor de reducción de esfuerzos*) = coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado de esfuerzos del macizo rocoso.

Estos parámetros se determinan con base en las tablas que se presentan en el Anexo I.

Los tres factores de la expresión 3.2 representan:

$\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$: el tamaño de los bloques

$\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$: la resistencia al corte entre los bloques

$\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$: la influencia del estado de esfuerzos de la masa

El índice Q obtenido varía entre 0.001 y 1000 con la clasificación del macizo rocoso tal como se muestra en la tabla 3.12



Tabla 3.12. Clasificación Q

Q	Clasificación
0.001 a 0.01	roca excepcionalmente mala
0.01 a 0.1	roca extremadamente mala
0.1 a 4	roca mala
4 a 10	roca media
10 a 40	roca buena
40 a 100	roca muy buena
100 a 400	roca extremadamente buena
400 a 1000	roca excepcionalmente buena

3.5. Estudios básicos

En las etapas de planeación, diseño y construcción de túneles, como en toda obra civil, es necesario conocer las condiciones geológicas y geotécnicas del lugar de emplazamiento de la obra, con el objeto de obtener la información necesaria para tomar las decisiones adecuadas en cuanto al trazado del túnel, diseño geométrico, proceso constructivo, así como para evaluar costos y otras implicaciones que podrá traer la obra propuesta.

Ante la importancia, tanto técnica como económica, de las investigaciones *in situ*, resulta esencial llevar a cabo una correcta planificación de las mismas, las cuales deben ir de acuerdo a las distintas fases del proyecto:

- **Estudios previos:** definición conceptual del proyecto, estudios informativos y de viabilidad.
- **Anteproyecto:** selección de emplazamientos y trazados, estudio de soluciones y estimaciones aproximadas de costos.
- **Proyecto:** definición detallada de soluciones, diseño, presupuesto, plazos y pliegos de condiciones.
- **Construcción:** verificación del proyecto, control en obra del terreno y tratamientos de mejora del mismo.
- **Explotación:** auscultación y control de la interacción terreno-estructura.

Estas fases se desarrollan en forma cronológica y permiten programar las investigaciones *in situ* con una secuencia de trabajos cuya intensidad y detalle en la obtención de datos debe ser creciente y complementaria con la fase anterior. En la tabla 3.13 se presentan las



actividades características y los trabajos de investigación geológico-geotécnicos recomendados para cada fase.

Tabla 3.13. Desarrollo de las investigaciones *in situ*

Fases del Proyecto	Actividades características	Trabajos de investigación geológico-geotécnicos
Estudios previos y de viabilidad	Revisión de información	- Topografía y relieve - Hidrología e hidrogeología - Mapas geológicos regionales - Historia geológica - Sismicidad y otros riesgos geológicos
	Foto-interpretación	- Fotografías aéreas y teledetección - Geomorfología - Litología y estructuras - Riesgos geológicos - Cartografías geológicas de síntesis
	Visita y reconocimiento previo de campo	- Reconocimientos de suelos y rocas - Fallas y estructuras - Datos hidrogeológicos, drenaje - Geomorfología, estabilidad de laderas, subsidencias, hundimientos, inundaciones, etc. - Problemas geoambientales - Accesos y situación de investigación <i>in situ</i>
Anteproyecto	Cartografía geológica-geotécnica (escalas 1:5000 - 1:10000)	- Litoestratigrafía y estructura - Geomorfología e hidrogeología - Clasificación y propiedades de los materiales
	Datos hidrológicos-hidrogeológicos	- Identificación de zonas inundables, kársticas, de encharcamiento, de escorrentía, etc. - Regionales y locales
	Investigaciones geotécnicas básicas ¹	- Sondeos y calicatas - Prospección geofísica - Ensayos de laboratorio
Proyecto	Investigaciones geotécnicas de detalle ²	- Sondeos y calicatas - Prospección geofísica - Ensayos <i>in situ</i> y ensayos de laboratorio
	Cartografía geotécnica detalle (escalas 1:500 - 1:2000)	- Mapas geológicos-geotécnicos de detalle - Sectorización y propiedades geomecánicas
Construcción	Seguimiento geotécnico	- Planos geotécnicos de obra - Estabilidad de excavaciones y túneles - Control de parámetros geotécnicos - Cimentación de estructuras
	Instrumentación	- Instalación y lectura instrumental - Ensayos <i>in situ</i> - Control de calidad
Explotación	Auscultación	- Seguimiento obra-terreno

¹ Investigaciones básicas: se refieren a sondeos espaciados y ensayos de identificación, principalmente.

² Investigaciones detalladas: se refieren a sondeos en cada estructura y en toda la zona del proyecto, ensayos *in situ* y ensayos de laboratorio.



3.5.1. Sondeos

Los sondeos son el método más común para la exploración detallada en la construcción de obras civiles. Sin embargo, es importante saber que aún un buen programa de sondeos no proporcionará todas las respuestas sobre los materiales y sus propiedades, pero sí dará las respuestas suficientes para que el diseñador pueda estar preparado para las significantes variaciones de las condiciones geológicas que se pueden encontrar.

Los sondeos son realizados para investigar problemas geológico-estructurales, zonas complejas o mal conocidas, obtener datos de fracturación del macizo y examinar los testigos, obtener muestras y testigos para ensayos, así como para efectuar medidas hidrogeológicas y ensayos en su interior.

Para hacer un buen programa de sondeos es importante tomar la decisión de la ubicación de los sondeos; no existen reglas generales, pero sí ciertos criterios, los cuales se mencionan a continuación:

- Los sondeos deben cortar el mayor número de formaciones geológicas representativas del trazado del túnel, situándolos estratégicamente para que su longitud sea la mínima posible.
- Deben situarse de tal forma que aporten la mayor información para resolver la estructura geológica donde haya mayor incertidumbre geológica, incluyendo los problemas hidrogeológicos, cortando lo más perpendicularmente posible a las estructuras.
- Siempre que sea posible, debe sobrepasarse la cota de la cubeta del túnel, por lo menos en una distancia igual al diámetro del mismo.
- Los sondeos deben planificarse de manera que se puedan realizar en ellos distintas pruebas, tales como ensayos de permeabilidad, de esfuerzo-deformación, de geofísica, entre otros.
- En las boquillas, lumbreras y accesos intermedios es necesario realizar suficiente número de sondeos con el objeto de estudiar los problemas de estabilidad, tales como la identificación de deslizamientos, filtraciones, espesor de zonas meteorizadas, entre otros. El número de sondeos en estas zonas depende de la complejidad de la misma, pero como pauta es conveniente realizar al menos 3 sondeos en cada zona de entrada al túnel.

Generalmente los equipos de perforación más utilizados en suelos y rocas son el equipo rotatorio de lavado, el perforador helicoidal y el de percusión.

Equipo rotatorio de lavado

El método rotatorio es generalmente el más apropiado para utilizar en suelos abajo del nivel freático. En las perforadoras rotatorias, las paredes de las perforaciones pueden estar estabilizadas por un tubo de ademe o por un fluido de perforación. Cuando se emplea ademe la perforación avanza secuencialmente de la siguiente manera: a) hincado del tubo de ademe a la profundidad de muestreo deseada, b) limpieza de la perforación hasta la parte baja del tubo de ademe, y c) inserción del dispositivo muestreador y obtención de la muestra de la parte baja del tubo de ademe.

Generalmente, el tubo de ademe se selecciona con base en el diámetro externo de las herramientas de muestreo o de extracción de núcleos, para que puedan avanzar dentro del ademado, pero también está influenciado por otros factores tal como la presencia de cuerpos de agua o suelos sueltos o muy blandos, y las dimensiones de los acoples del ademado. El ademe para perforadoras rotatorias de lavado generalmente tiene diámetro interno que varía de 60 mm a 130 mm. Aunque se utilice el tubo de ademe, es necesario tener cuidado cuando se perfora por debajo del nivel freático y mantener una carga de agua arriba en su interior mayor que el del agua en el subsuelo. En caso de no mantener una adecuada carga de agua puede resultar en la pérdida o levantamiento del fondo del suelo a ser muestreado.

En la figura 3.12 se muestra el equipo rotatorio de lavado y sus piezas.

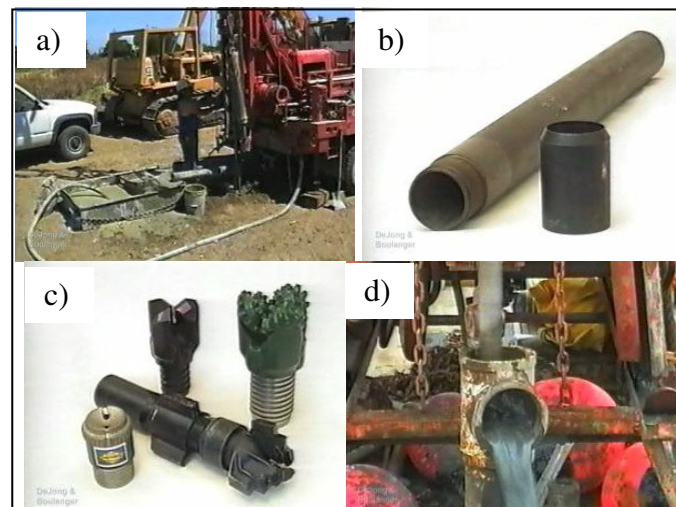


Figura 3.12. Sistema de perforación rotatorio de lavado: a) Configuración típica de la perforadora, b) Tubo de ademe y zapata, c) Brocas tricónicas, de arrastre y de diamante, d) Descarga del fluido de perforación.



Perforador helicoidal

Su uso se limita a suelos relativamente blandos y cohesivos, no siendo muy operativos en suelos duros o cementados. Entre sus ventajas se encuentran menor costo, facilidad de desplazamiento y de instalación del equipo.

Los perforadores helicoidales son de dos tipos, huecos y normales. Los primeros, a diferencia de los normales, permiten obtener muestras inalteradas sin extraer a la superficie el helicoide; están formadas por un tubo central de mayor diámetro que las normales. A lo largo y por el interior de los helicoides baja el varillaje que termina al final de la cabeza helicoidal y lleva una pequeña broca. Las barras giran dentro del helicoide. Cuando se toma una muestra, se extraen las barras del interior del helicoide, y a continuación se introduce por el interior del mismo el muestreador.

Los sondeos con barreno helicoidal incluyen desde los que se realizan manualmente, para pequeñas profundidades (2-4m) y diámetros (1-2 pulgadas), a los mecánicos, para profundidades hasta unos 40 m y diámetros 3, 4, 6 y 8 pulgadas, normalmente empleados en la realización de sondeos de reconocimiento.

En la figura 3.13 se presenta un sondeo con herramienta helicoidal, y la extracción de muestras.

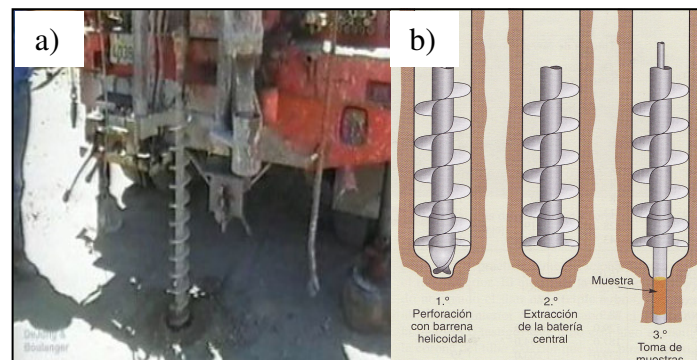


Figura 3.13. Sondeo con perforador helicoidal a) Ejecución, b) Extracción de muestras.

Sondeos a percusión

Este tipo de equipo de perforación generalmente se utiliza para penetrar roca dura con objeto de explorar el subsuelo o perforar pozos. La broca funciona de manera similar a un



martillo neumático, subiendo y bajando para romper y triturar el material rocoso. Comúnmente se emplea aire para limpiar los cortes de la superficie del suelo.

3.5.2. Prospección geofísica

La prospección geofísica es el conjunto de técnicas que investiga el interior de la tierra a partir de las variaciones detectadas en parámetros físicos significativos y de su correlación con las características geológicas. Son técnicas no destructivas y de investigación de gran cobertura, complementarias de los ensayos *in situ* y técnicas de investigación directa, como los sondeos mecánicos. Su aplicación en ingeniería geológica requiere especialización, dados los pequeños espesores que se investigan y la necesidad de conocer las características geotécnicas de los materiales que van a ser objeto de alguna investigación. Entre los usos más comunes de la geofísica están: determinar espesores de relleno o recubrimientos, excavabilidad de materiales, profundidad del nivel freático, localización de cavidades u otras heterogeneidades del subsuelo, cubicación de zonas de préstamo, estructura del subsuelo, propiedades geomecánicas de materiales, localización de fallas o superficies de deslizamiento, espesor de roca alterada, índice de fisuración, localización de conducciones subterráneas, evolución de fenómenos dinámicos, entre otros.

En la tabla 3.14 se presenta un resumen de los métodos geofísicos aplicados a la investigación geológica-geotécnica.



Tabla 3.14. Métodos geofísicos aplicados a la investigación geológica-geotécnica

Método	Técnicas	Aplicaciones	
Eléctrico	S.E.V.	Interpretación geológica, grado de alteración, cubicación de materiales, contenido de agua y salinidad	
	Calicatas eléctricas	Ídem al anterior pero para el estudio de su variación lateral	
	Dipolo-dipolo	Ídem al anterior pero para el estudio de su variación a lo largo de una sección	
Sísmico	Sísmica de refracción	Espesor de recubrimientos, excavabilidad, cubicación de áreas de préstamo, calidad de la roca, condiciones de cimentación	
	Sísmica de reflexión	Investigación geológica profunda en obras subterráneas y laderas	
Electromagnético	EM en dominio de frecuencias	Interpretación geológica, grado de alteración, contenido en agua y salinidad	
	EM en dominio de tiempos	Ídem al anterior pero a grandes profundidades	
	V.L.F.	Resistividad del terreno en superficie, interpretación geológica y variaciones laterales	
	Georadar	Huecos y elementos enterrados, contactos litológicos, investigación del trasdós de estructuras, etc.	
Gravimétrico	Gravimetría	Contactos litológicos con contrastes de densidad, terrenos blandos, cavidades, zonas de disolución, zonas de falla	
	Microgravimetría	Ídem al anterior pero de mayor detalle	
Magnético	Magnetometría	Galerías mineras abandonadas, huecos rellenos de arcilla, conducciones enterradas, fallas, diques, masas mineralizadas	
Sísmica en sondeos	Cross-hole	Litología del sondeo, velocidad de ondas P y S, módulos dinámicos, propiedades resistentes, excavabilidad, espesor de recubrimientos	
	Down-hole Up-hole		
	Tomografía sísmica	Interpretación geológica, cavidades, módulos dinámicos, velocidad de ondas P y S, propiedades resistentes, zonas de fracturas, zonas de alteración, excavabilidad, espesor de recubrimientos	
Testificación geofísica (en el interior de sondeos)	Eléctrica	Resistividad eléctrica Potencial espontáneo Conductividad eléctrica Tomografía eléctrica	Salinidad del agua, resistencia del material, secuencia litológica. Fracturas
	Nuclear o radiactiva	Gamma natural Gamma espectral Neutrón Gamma-Gamma	Investigación de arcillas, contenido en agua, densidad del terreno.
	Sónica o acústica		Propiedades mecánicas, grado de fracturación, secuencia litológica.
	Fluidos	Temperatura Conductividad de flujo Velocidad de flujo	Puntos de afluencia de agua al sondeo, niveles freáticos.
	Geométricos	Calibre Dipmetro Registro de T.V.	Acotación del sondeo, huecos y fracturas, orientación de discontinuidades

S.E.V.: Sondeos Eléctricos Verticales, V.L.F.: Very Low Frequency (Frecuencia muy baja)

3.5.3. Ensayes *in situ*

Los ensayes *in situ* tienen gran importancia para la determinación de las propiedades geotécnicas de los materiales, ya que a partir de ellos se miden los parámetros que determinan el comportamiento geomecánico del terreno, como son la resistencia, deformabilidad y permeabilidad, entre otros.

La principal ventaja de los ensayes *in situ* es que son más representativos que los ensayes de laboratorio en cuanto a las condiciones del terreno en el que se va a construir la obra o



estructura, al involucrar un volumen considerablemente mayor de material y estar éste en condiciones naturales. Sin embargo, la escala de los ensayos *in situ* no alcanza a representar todo el conjunto de macizo rocoso o suelo, lo que debe tenerse en cuenta para su interpretación y extrapolación de resultados.

En las tablas 3.15 y 3.16 se presentan los ensayos *in situ* más comunes de resistencia y deformabilidad, respectivamente.

Tabla 3.15. Ensayos *in situ* de resistencia

Ensayo	Lugar	Descripción	Características	Resultados
Penetración estándar (SPT)	En el interior de sondeos	Mide la resistencia a la penetración a través de la hincada de un tomamuestras, dejando caer una masa de 63.5 Kg desde una altura de 76 cm	En suelos, especialmente en materiales no cohesivos.	Valor N de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos.
Cono de penetración (CPT)	A partir de superficie hasta una profundidad de \approx 30m	Registro continuo de la resistencia a la penetración de una punta y un vástago mediante presión	En suelos granulares y cohesivos blandos. Cuando se instala un piezocono se pueden medir presiones intersticiales. No se obtienen muestras.	Resistencia por punta, fricción lateral y presión de poro
Veleta	En el interior de sondeos	Medida del par de giro necesario para la rotura del terreno	En materiales cohesivos blandos saturados	Resistencia al corte sin drenaje
Martillo Schmidt	Sobre superficies de roca	Medida del rebote registrado al efectuar una percusión con el martillo en la zona elegida	Permite ensayar rocas y discontinuidades	Resistencia a compresión simple del material a partir de correlaciones
Carga puntual (PLT)	Sobre muestras de roca	Medida de la carga necesaria para la rotura de una muestra mediante compresión entre puntas	Sobre testigos de sondeos o fragmentos de roca	Resistencia a compresión simple del material a partir de correlaciones
Corte <i>in situ</i>	En galerías, zanjas y pozos	Medida de la tensión tangencial necesaria para producir la rotura a través de una discontinuidad sometida a una determinada carga normal	Puede emplearse la célula de Hoek para muestras pequeñas o testigos en campo	Resistencia al corte de un plano de discontinuidad

Tabla 3.16. Ensayos *in situ* de deformabilidad

Ensayo	Lugar	Descripción	Características	Resultados
Placa de carga en suelos	Zanjas, pozos y en superficie	Medida de las deformaciones producidas al aplicar cargas verticales conocidas mediante una placa lisa y rígida.	Las placas pueden tener dimensiones variables (30x30 a 100x100 cm)	Módulo de Young y coeficiente de balasto
Placa de carga en macizos rocosos	En galerías y túneles	Medida de las deformaciones producidas al aplicar cargas conocidas mediante una placa lisa y rígida	Las placas pueden tener dimensiones variables (30x30 a 100x100 cm). Resulta difícil aplicar cargas >200 T	Módulo de Young
Presiómetro (en suelos)	En el interior de sondeos.	Medida de la deformación del terreno al ir aplicando una serie de presiones controladas en suelos	Aplicable en materiales con $E \leq 6000$ MPa. Puede ejercer presiones hasta 20 MPa.	Módulo de deformación presiométrico
Dilatómetro (en rocas)	En el interior de sondeos.	Medida de la deformación del terreno al ir aplicando una serie de presiones controladas en rocas	Aplicable en materiales con $E \leq 15000$ MPa. Puede ejercer presiones mayores de 20 MPa.	Módulo de deformación dilatométrico
Gato plano	En superficie, galerías, túneles	Medida de la deformación a lo largo de una hendidura creada en la roca	Hasta 70 Mpa.	Módulo de deformación y estado de esfuerzos



3.6. Informe Geotécnico de Referencia

El Informe Geotécnico de Referencia (GBR, por sus siglas en inglés; IGR, en español) fue sugerido a principios de los años 70 en los Estados Unidos Americanos por un panel que formó la National Academy of Sciences con el objeto de recomendar cambios en la industria de la construcción de obras subterráneas, ya que para esa época los altos e inciertos costos de la construcción de dichas obras había provocado que la construcción de túneles fuera casi imposible. Asimismo, todos los riesgos de las condiciones del subsuelo debían ser asumidos por el contratista del túnel. Dos de los cambios más significativos propuestos por dicho panel fueron, para ser desarrollados por el propietario: 1) datos geológicos y sus interpretaciones y 2) eliminar las cláusulas de no responsabilidad legal de la información geológica. De estas recomendaciones surgió el concepto del Informe Geotécnico de Referencia. Actualmente, el concepto de IGR está siendo expandido a todos los proyectos que involucran obras subterráneas y es el mayor interés de la comunidad geotécnica formular estrategias para enfrentar las oportunidades y riesgos asociados con la expansión de esta práctica.

El Informe Geotécnico de Referencia no es el típico estudio de mecánica de suelos; tampoco es el reporte de evaluación de las condiciones geotécnicas preparado por el contratista para participar en la licitación de un proyecto específico. El IGR debe proporcionar una interpretación realista de las condiciones del subsuelo que se anticipan en la obra propuesta, basada en la exploración geotécnica realizada, así como en el juicio y experiencia del ingeniero que lo realiza. Asimismo, debe proporcionar las condiciones medias del comportamiento del terreno y las condiciones del agua subterránea que se pueden anticipar durante la construcción y también proporcionar la variabilidad esperada de estas características geológicas relevantes.

El objetivo del IGR es establecer una base común realista para que todos los contratistas lo usen para participar en la licitación de que se trate. Posteriormente, que sirva de base para evaluar cualquier reclamo del contratista por condiciones diferentes del sitio que se encuentren durante la construcción. Finalmente, el IGR es la base para compartir el riesgo contractualmente, de manera equitativa, y asignar el riesgo entre el propietario y el contratista seleccionado.



Hay dos previsiones que deben implementarse en el contrato para que el IGR surta efecto. Estas son una cláusula de condiciones de sitio diferentes y la ausencia de lenguaje de no responsabilidad legal por el uso que haga el contratista de la información geológica.

A continuación se presenta un esquema recomendado para el contenido del IGR:

1. Introducción

- Nombre del proyecto.
- Propietario del proyecto.
- Equipo de diseño (y junta de revisión del diseño, si hubiera).
- Objeto del reporte; organización del reporte.

2. Descripción del proyecto

- Localización del proyecto.
- Tipo y propósito del proyecto.
- Resumen de las características clave del proyecto (dimensiones, longitudes, secciones transversales, formas, orientaciones, sistemas de soporte, tipos de revestimiento, secuencias requeridas de construcción).
- Referencias a planos del contrato específicos.

3. Fuentes e información geológica

- Otros reportes geotécnicos disponibles.
- Procedencia histórica de estas fuentes.

4. Marco del proyecto geológico

- Breve reseña general de la distribución geológica y del agua subterránea.
- Breve reseña general de la exploración del sitio y programas de prueba.
- Condiciones de la infraestructura superficial y de las condiciones topográficas y ambientales que afecten el plan general del proyecto.
- Cortes y afloramientos típicos.
- Perfil geológico a lo largo del (los) alineamiento(s) del túnel, mostrando la estratigrafía generalizada y de las unidades roca/suelo, así como el registro de la ubicación de los sondeos, profundidades y orientaciones.

5. Experiencia constructiva previa

- Proyectos cercanos relevantes.



- Características relevantes de los proyectos anteriores, enfocándose en los métodos de excavación, comportamiento del suelo, condiciones del agua subterránea, y métodos de soporte del terreno.
- Resumen de los problemas durante la construcción y la forma en que se resolvieron (con calificativos conforme sea apropiado).
- Proyectos cercanos cuyas condiciones y circunstancias puedan ser mal interpretadas y el por qué.

6. Caracterización del terreno

- Características físicas y ocurrencias de cada unidad de roca o suelo distinguible, incluyendo rellenos, suelos naturales y lecho de roca.
- Resultados de laboratorio y pruebas de campo presentadas en histograma (u otro formato adecuado), agrupados de acuerdo con cada unidad de roca o suelo distinguible.
- Rangos y valores para fines de la línea de referencia; explicaciones del por qué las distribuciones del histograma (u otras presentaciones) debieran considerarse representativas del rango de propiedades encontradas, y en caso contrario, por qué no; exposición razonada para seleccionar los valores y rangos de referencia.
- Estados de referencia de las diferentes longitudes o porcentajes de cada tipo de suelo pertinente a encontrarse durante la excavación; referencias cruzadas con la información contenida en los planos o especificaciones.
- Valores de la permeabilidad de la masa del terreno, incluyendo mediciones directas e indirectas de los valores de permeabilidad; bases para la ocurrencia potencial de grandes flujos internos localizados, no indicados por los valores de permeabilidad de la masa del terreno; exposición razonada para seleccionar los volúmenes de referencia; volúmenes de referencia.
- Para proyectos con TBM, las interpretaciones de las propiedades de la masa de roca que serán relevantes para los estimados de atacabilidad de la roca y desgaste de los cortadores, para cada uno de los tipos de roca distinguibles, incluyendo los resultados de pruebas del comportamiento de la roca y los resultados de los análisis petrográficos (no los estimados de valores de penetración, ni los estimados de los valores de avance).



7. Consideraciones de diseño

- Descripción del (los) sistema(s) de clasificación del terreno, utilizados para fines de diseño, incluyendo la nomenclatura del comportamiento del terreno.
- Criterios y metodologías usadas para el diseño del soporte del terreno sistema de estabilización del terreno, incluyendo la distribución de cargas.
- Criterios y bases para el diseño de los revestimientos finales.
- Consideraciones del comportamiento ambiental, tales como limitaciones en asentamientos y disminución de los niveles de las aguas freáticas.
- La manera en que los diferentes requisitos de soporte han sido desarrollados para los diferentes tipos de terreno, y el protocolo a seguir en campo para la determinación de los tipos de soporte para fines de pago; referencia a las especificaciones para las descripciones detalladas de métodos y secuencias.
- La necesidad y el razonamiento para la implementación de la instrumentación para la medición del comportamiento del terreno, incluida en los planos y especificaciones.

8. Consideraciones de construcción

- Comportamiento anticipado del terreno en respuesta a las operaciones de la construcción dentro de cada unidad de suelo y roca.
- Secuencias requeridas de construcción.
- Dificultades específicas de la construcción que se hayan anticipado.
- Razonamiento para los requisitos contenidos en las especificaciones que van a restringir los medios y métodos considerados por el contratista o a prescribir medios y métodos específicos (por ejemplo, el uso requerido de escudos de suelo balanceado o de lodos).
- El razonamiento para los estimados de referencia de los caudales de agua subterránea a encontrarse durante la construcción; para los túneles en roca, niveles de referencia de caudales de agua subterránea por frente y caudales acumulativos para ser bombeados al portal o lumbrera.
- El razonamiento y sustento de las técnicas de mejoramiento del terreno y del manejo y control del agua subterránea incluidos en el Contrato.



- Fuentes de demora, tales como flujo de aguas freáticas, zonas de cortante y fallas, boleos, gases nocivos, suelos o aguas contaminadas, agua caliente y roca caliente, etc.

Resumen

La geología es uno de los factores más importantes que determina el grado de dificultad y el costo de una excavación subterránea, por lo que el conocimiento geológico no solo es necesario para proyectar adecuadamente el túnel, sino fundamental para evitar sobre costos, accidentes y retrasos imprevistos.

Asimismo, una buena campaña geotécnica ayudará a tener una mejor percepción del terreno en donde se construirá el túnel. Para ello es necesario llevar a cabo una correcta planificación de las investigaciones *in situ*, las cuales deben ir de acuerdo a las distintas fases del proyecto, y en general, deben incluir sondeos y ensayos *in situ*. Estos últimos tienen gran importancia para la determinación de las propiedades geotécnicas de los materiales, ya que a partir de ellos se miden los parámetros que determinan el comportamiento geomecánico del terreno, como la resistencia, deformabilidad y permeabilidad.

Otro elemento fundamental en las exploraciones geológicas-geotécnicas es la clasificación de los suelos y de las masas rocosas. La clasificación de suelos consiste básicamente en incluir un suelo en un grupo que presenta un comportamiento semejante, con el objeto de ayudar en la resolución de problemas y servir de guía para la preparación del programa de exploración si la dificultad e importancia del problema requiere una investigación más profunda. La clasificación de suelos más empleada es el Sistema Unificado de Clasificación de suelos, S.U.C.S.

La clasificación de rocas, consiste básicamente en agrupar las rocas con características y comportamiento similares en grupos, con el objeto de proporcionar una base para entender las características de cada grupo, dar datos cuantitativos para diseño y proporcionar una base de comunicación común. En la actualidad, los sistemas de clasificación de macizos rocosos más empleados en túneles son los propuestos por Bieniawski (Clasificación RMR) y Barton, Lien y Lunde (Sistema Q).



Los proyectos de obras subterráneas, como la construcción de túneles, deben incluir en las bases de licitación el Informe Geotécnico de Referencia, dado las incertidumbres geológicas y geotécnicas que existen, con los riesgos que éstos involucran. El IGR tiene como objetivos principales establecer una base común realista para que todos los contratistas lo usen para participar en la licitación de que se trate, así como para servir de base para evaluar cualquier reclamo del contratista por condiciones diferentes del sitio que se encuentren durante la construcción y ser la base para compartir el riesgo contractualmente de manera equitativa entre el propietario y el contratista seleccionado.

Conclusiones

El objetivo principal de las exploraciones geológicas-geotécnicas propuestas para la construcción de un túnel es conocer a lo largo del mismo, con el menor grado de incertidumbre posible, las características de las formaciones geológicas que se atravesarán, el tipo de suelo o roca y su interrelación con el agua subterránea. Una investigación geológica-geotécnica pobre tendrá como consecuencia un costo económico elevado y un incremento de riesgos durante su construcción.

El informe Geotécnico de Referencia (GBR) es un documento que debe incluirse en las bases de licitación de un proyecto de obras subterráneas, ya que proporciona una interpretación realista de las condiciones del subsuelo que se anticipan en la obra propuesta. Debe basarse en la exploración geotécnica realizada así como en el juicio y experiencia de ingenieros geotécnicos que lo realizan. Ayuda a: 1) establecer una base común entre los licitantes, 2) una repartición equitativa de los riesgos involucrados entre el propietario y el contratista seleccionado y 3) establecer una base para evaluar cualquier reclamo del contratista por condiciones de sitio diferentes que se encuentren durante la ejecución del proyecto.



4. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

4.1. Construcción de túneles en suelos mediante el empleo de escudos

La tipología de las tuneleadoras que se conocen bajo el nombre genérico de “Escudos”, ha tenido un largo desarrollo, que comenzó hace más de siglo y medio, y evolucionó lentamente hasta los años 1960, en los que puede situarse el comienzo de los escudos modernos.

Los escudos son un sistema desarrollado para mejorar la seguridad en la excavación de túneles y mejorar los rendimientos, al permitir avanzar a plena sección o perforar una galería longitudinal de menor sección, que luego se amplía a la definitiva, en terrenos tales como rocas blandas o suelos que no permiten sistemas convencionales de excavación dada la necesidad sistemática de colocación de un sostenimiento.

4.1.1. Características principales de los escudos

Los escudos son básicamente un sistema de soporte móvil que provee de áreas de trabajo seguras para la excavación del frente del túnel al mismo tiempo que se coloca el revestimiento. Cuentan con una carcasa metálica exterior y generalmente constan de 3 partes, de acuerdo a sus funciones:

- a) Visera o parte frontal
- b) Cuerpo o parte intermedia
- c) Faldón o parte posterior

En la visera se realizan las actividades de excavación del frente y en la mayor parte de los casos alojan a la maquinaria o el personal con que se realiza dicha actividad. El cuerpo aloja todo el equipo hidráulico propio para el movimiento del escudo, además de servir de apoyo para la instalación del equipo con la que se ejecutan la excavación del frente y colocación del revestimiento. En el faldón se coloca el revestimiento del túnel en forma continua, quedando éste revestido a medida que el escudo avanza. Para avanzar, el escudo se apoya en el revestimiento recién colocado, empujándose con un sistema de gatos hidráulicos, los cuales, al desarrollar toda su carrera dejan espacio para la colocación del revestimiento.

Las actividades fundamentales que se realizan en la excavación de túneles con escudo son las comunes a cualquier tipo de túnel:

- a) Excavación del frente
- b) Rezaga y transporte del material de excavación
- c) Colocación del revestimiento



d) Manteo o eliminación del material excavado

Sin embargo, dependiendo del grado de mecanización de los escudos, esas actividades pueden ejecutarse en forma simultánea.

Los escudos son también conocidos como “Máquinas tipo Escudo” o “Máquinas perforadoras de Túneles”; estos nombres están ligados con las principales características de cada escudo en particular.

En función a la forma de ataque del frente de excavación, se puede decir que existen dos grandes grupos de escudos:

a) Escudos de frente abierto:

- Escudo manual
- Escudo con rejilla al frente
- Escudo con cabeza cortadora giratoria
- Escudo excavador

b) Escudos de frente cerrado:

- Con cabeza cortadora giratoria
- Con mampara de presión
- Con frente presurizado por lodos
- Con presión de tierra balanceada

4.1.2 Escudos de frente abierto

Tienen como principal característica y ventaja permitir observar directamente el suelo que se excava. A continuación se describe cada uno de los escudos de este tipo:

ESCUDO MANUAL

Este tipo de escudo no posee equipo propio para la excavación del frente, por lo que dicha actividad debe realizarse en forma manual.

Son los escudos más simples y cuentan con gatos frontales y plataformas accionadas hidráulicamente para ademar el frente. Su uso está restringido al rango de suelos blandos o poco compactos, puesto que la eficiencia en el avance de la excavación disminuye conforme se incrementa la compacidad relativa del suelo. Estos escudos han tenido mucho uso en la Ciudad de México desde la década de los 60's. En condiciones

críticas de estabilidad del frente de excavación ha sido necesario emplear aire comprimido en el interior del túnel, resultando una buena combinación.

En la figura 4.1 se presenta un esquema del escudo empleado para la construcción del túnel Támesis, en Inglaterra.

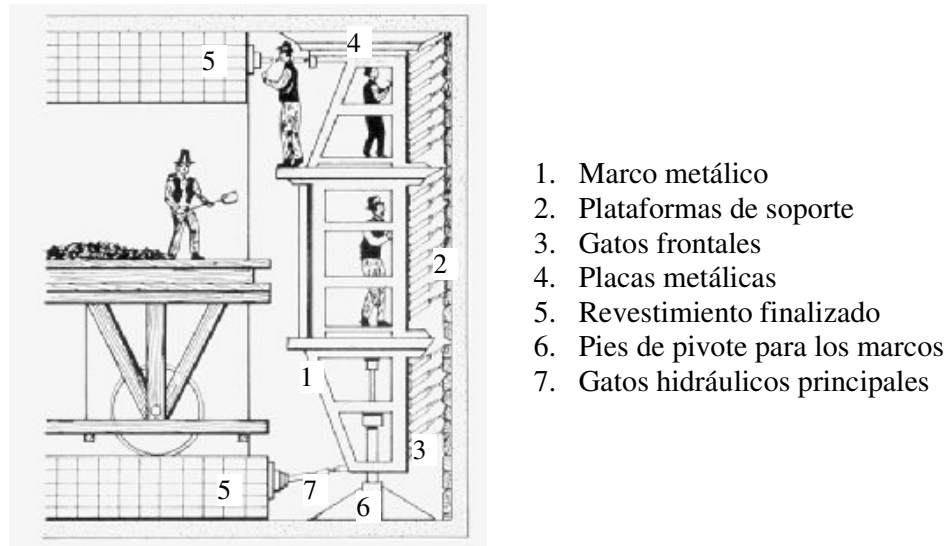


Figura 4.1. Esquema del escudo empleado para la construcción del túnel Támesis, en Inglaterra.

ESCUDO CON REJILLA AL FRENTE

Son de forma cilíndrica, su frente, que se proyecta hacia la excavación, tiene una rejilla de placas metálicas que forman triángulos rectángulos, de aproximadamente un metro de lado (ver figura 4.2). Este tipo de escudo es aplicado en suelos blandos cohesivos y es de patente mexicana.

En su interior cuenta con gatos hidráulicos que se apoyan en el soporte inicial previamente colocado, que le proporcionan suficiente fuerza de empuje para encajar su rejilla frontal en el terreno por excavar. La rejilla frontal cumple con dos propósitos fundamentales: la formación de bloques del suelo arcilloso excavado para facilitar su amasado, licuación y eventual expulsión del túnel mediante bombas centrífugas, y la estabilización del frente, desarrollando una fuerza de fricción entre el suelo y las paredes de la rejilla.

Cuando el material arcilloso por excavar es demasiado blando y tiende a entrar sin control al interior del escudo, unas persianas de cierre, colocadas detrás de las rejillas, se lo impiden.



Como en todos los escudos, en la parte posterior de la máquina y al amparo del denominado faldón, se va colocando el soporte inicial del túnel, generalmente formado por dovelas de concreto prefabricadas, que forman anillos circulares.

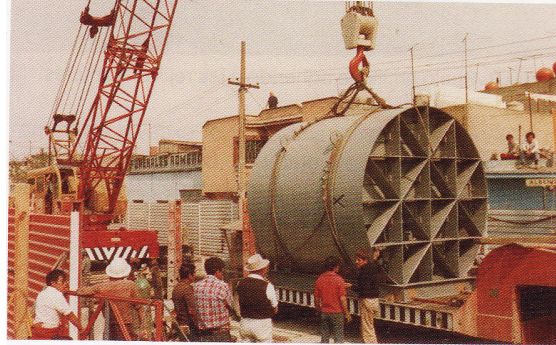


Figura 4.2. Escudo con rejillas frontales.

ESCUDO CON CABEZA CORTADORA GIRATORIA

Estos escudos están provistos de motor y transmisión para el movimiento giratorio de la cabeza de corte. Han sido usados en suelos autosoportables, secos y estables. No son adecuados para suelos inestables dado a que la cabeza cortadora tiene aberturas; sin embargo, ofrecen buena protección contra caídos en la corona y en las paredes. Una variante de estos escudos, como lo son los de cabeza cortadora giratoria con “patas” laterales que avanzan sin necesidad de apoyarse contra el revestimiento del túnel, ha sido aplicada en suelos competentes muy duros o en rocas suaves.

ESCUDOS EXCAVADORES

Son escudos clásicos a los cuales se les monta una o más excavadoras en su interior, a fin de atacar el frente en forma más eficiente. Una de las principales ventajas de montar una herramienta de excavación en el interior de un escudo es que éste puede aportar mayor apoyo para la herramienta, no sucediendo así con retroexcavadoras montadas sobre orugas o con cualquier equipo móvil.

Las excavadoras más usuales son las palas-retroexcavadoras y las rozadoras o desgarradoras.

Otra de las ventajas de este tipo de escudos consiste en la posibilidad de ademar el frente aún con la máquina excavadora; algunos escudos son construidos con sistemas de compuerta de ademe, accionada hidráulicamente, y que pueden cerrar el frente en unos cuantos segundos. Algunos escudos cuentan con gatos hidráulicos adicionales para



extender y retraer un conjunto de placas que constituyen una visera móvil. Estos escudos pueden excavar a través de suelos compactos.

4.1.3 Escudos de frente cerrado

ESCUDO CON CABEZA CORTADORA GIRATORIA

La cabeza cortadora es casi totalmente cerrada o se puede cerrar hidráulicamente en forma total. El objetivo de esto es conservar el cortador prácticamente en contacto con el frente del túnel y solamente dejar pasar el material que es cortado por las navajas del cortador.

Si el suelo no es estable pueden ocurrir caídos, los cuales pueden no ser detectados por el personal en el túnel. En teoría solo pueden ser caídos pequeños, debido a que no hay suficiente espacio, y en tales condiciones debe avanzar lo más rápido posible empujando el frente con la cabeza cortadora.

En algunos casos han ocurrido caídos por falla parcial del frente mientras el resto permanece estable, y el escudo ha excavado grandes cavidades antes de que la falla sea detectada. Se recomienda usar equipo para pesar o medir volumen de material comparando contra el avance, a fin de detectar cualquier sobreexcavación.

CON MAMPARA DE PRESIÓN

Estos escudos cuentan con una mampara metálica al frente (al inicio de la visera) formando una cámara en la que se aplica aire comprimido para estabilizar el frente, dejando el resto del túnel en condiciones normales de presión atmosférica.

El primer escudo de su tipo fue construido en 1961 y usado en el metro de París. La excavación se realizó con varios excavadores hidráulicos montados delante de la mampara de presión, siendo controlados por el operador a través de ventanas provistas en la mampara.

Con estos escudos se vislumbró la posibilidad de introducir un líquido para contener el frente, regulando la presión del líquido mediante una cámara de aire comprimido formada por 2 mamparas. Asimismo, se descubrió la conveniencia de usar escudos que trabajaran con el frente húmedo, evitando peligros de incendios y explosiones al entrar en contacto con el aire comprimido con formaciones conteniendo gases.

A partir de este momento se introdujeron los escudos con cabeza cortadora giratoria con mampara de presión y las diversas modalidades de escudo con frente presurizado.

CON FRENTE PRESURIZADO POR LODOS

Estos escudos, también conocido como hidroescudos, surgen como una respuesta a la necesidad de hacer túneles en suelos sumamente blandos e inestables, aprovechando el principio de estabilización a base de un fluido a presión, el cual usualmente suele ser el lodo bentonítico. En la figura 4.3 se presenta esquemáticamente la presión estabilizadora actuando solo en el frente.

El hidroescudo es capaz de excavar eficientemente los suelos más inestables de una manera económica y segura, con efectos mínimos en la superficie que se encuentre sobre el trazo de proyecto, dado que la presión del lodo contra el terreno evita deformaciones de éste, al actuar en el 100% de su contacto con el escudo.

De acuerdo con el principio de esta tecnología, la mezcla del terreno excavado con el lodo arcilloso es un líquido de alta viscosidad pero perfectamente bombeable, por lo que el transporte de esa mezcla se hace hidráulicamente hasta el exterior del túnel.

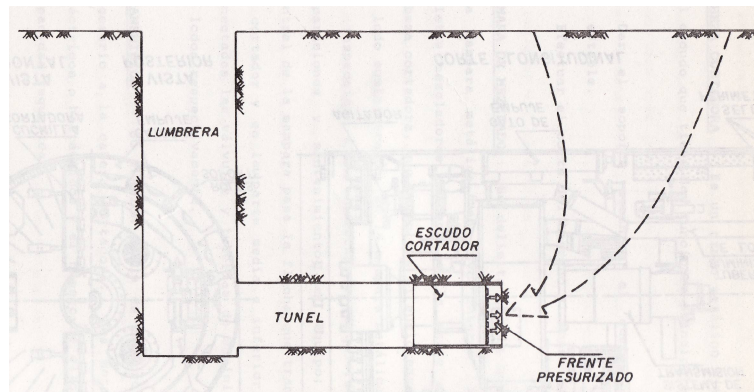


Figura 4.3. Presión estabilizadora solo en el frente.

En términos generales el escudo de presión de lodos consta de lo siguiente:

Cuerpo del escudo. Es un cilindro metálico dentro del cual se aloja la cabeza cortadora, cámara de mezclado, transmisión de la cabeza cortadora, cilindros hidráulicos de empuje y anillo erector.

Cabeza cortadora. Es un disco metálico situado al frente del escudo que tiene dos funciones principales: dar el soporte mecánico al suelo para mantenerlo estable y efectuar el corte del terreno al momento de girar.

Cámara de mezclado. Se delimita por la cabeza cortadora y una mampara metálica, en cuyo interior se alojan unas paletas mezcladoras adosadas a la parte posterior de la cabeza cortadora, que hacen que el suelo excavado se integre al lodo suministrado. En la



mampara metálica hay compuertas de inspección a la derecha e izquierda, para hacer reparaciones y mantenimiento del equipo. Por la parte central de la mampara pasa la flecha que transmite el torque al cortador y en la parte media e inferior, se encuentran conectadas las válvulas y tuberías y suministro y descarga de lodos respectivamente.

Transmisión. Su función es la de proporcionar el torque necesario a la cabeza cortadora. Sus motores pueden ser hidráulicos o eléctricos y el número de ellos depende de la capacidad requerida.

Gato de empuje. Tiene como fin apoyarse en las dovelas del último anillo colocado en el faldón, haciendo avanzar el escudo en forma controlada tanto en velocidad como en dirección, guardando perfecta armonía con la excavación. Están distribuidos en el perímetro del escudo, pero con una mayor concentración en la parte inferior para compensar la acción del peso propio de la máquina.

Anillo erector: Se utiliza para el montaje de las dovelas y tiene la posibilidad de acoplar, deslizar, girar y colocar las dovelas en su posición final.

Antes de iniciar la excavación de un tramo de túnel con este tipo de escudos, y con el fin de evitar una falla por extrusión al momento de exponer francamente el material, es necesario realizar un tratamiento del suelo en la zona de salida y llegada del escudo en cada una de las lumbreras. Una de las formas de realizar este tratamiento consiste en sustituir el suelo inestable por un lodo fraguante, cuyas características mecánicas sean mejores. Este procedimiento se puede resumir conceptualmente en la distribución de tableros construidos como paneles de Muros Milán, necesarios para cubrir una área adecuada y excavándolos hasta una profundidad de 3 m por abajo de la rasante de excavación del túnel en proyecto. Las paredes de los tableros se van estabilizando con lodo bentonítico el cual después es sustituido por lodo fraguante.

La excavación del túnel se inicia girando la cabeza cortadora y avanzando el escudo con los gatos de empuje simultáneamente. Previamente a lo anterior se debe establecer una recirculación de lodo por la cámara frontal. El suelo cortado pasa a la cámara presurizada a través de las compuertas de admisión distribuidas en el propio cortador; una vez dentro, se mezcla con el lodo presurizado que previamente fue inyectado a la cámara y cuya función principal consiste en dar estabilidad al suelo. Este lodo junto con el material de excavación es extraído por tubería, utilizando el sistema de bombeo instalado a lo largo del túnel hasta la superficie, donde se deposita en cárcamos de sedimentación y ajuste de densidad, sitio donde se eliminan los sólidos gruesos y el lodo

no sedimentado, mediante su carga con una almeja y una desarenadora a camiones volteo o con bombas sumergibles a camiones pipa según sea el caso.

Entre las desventajas que presenta este método están la necesidad de separar el material de excavación de los lodos, dado el elevado costo de la bentonita y el gran impacto ambiental del vertido de los lodos residuales en escombreras. Lo anterior supone una gran limitación para su empleo en terrenos cohesivos, dado el elevado coste de la separación entre la bentonita y el terreno arcilloso.

Otras de las desventajas son la necesidad de una superficie en planta muy importante para su arranque y que las plantas de separación de lodos necesitan gran superficie, con el costo que ello supone.

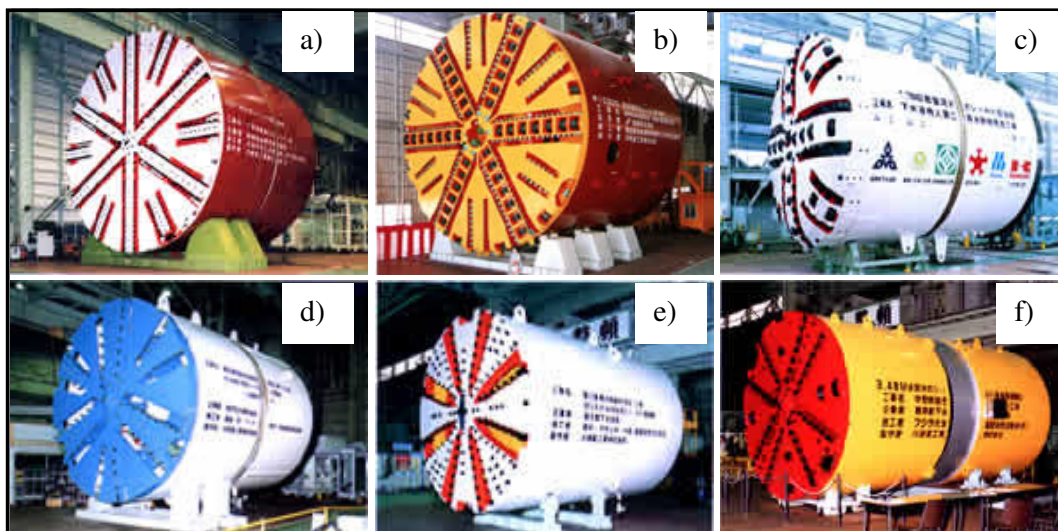


Figura 4.4. Ejemplos de hidroescudos (tomado de ITOCHU CONSTRUCTION MACHINERY.CO.,LTD, 2003)

En la figura 4.4 se presentan diferentes tipos de hidroescudos. El a) es empleado para excavar en curva; tiene un diámetro de 10.02 m. El b) se utiliza para excavar en roca y su diámetro es de 10.2 m. El c) es un hidroescudo tipo domo para excavar en roca y su diámetro es de 4.78 m. El d) es un hidroescudo de 5.24 m de diámetro. El e) y el f) son utilizados para excavar grandes distancias en lutitas y tienen un diámetro de 3.95 m.

CON PRESIÓN DE TIERRA BALANCEADA, EPB.

La idea fundamental del escudo con presión de tierra balanceada, también llamado escudo de suelos presurizado, es que el suelo en el frente pueda ser controlado para

evitar hundimientos, regulando la descarga de la rezaga de la cámara de suelo a presión y el ingreso a la cámara del suelo excavado a través de ranuras en la cabeza cortadora. Para proteger el frente del túnel contra la falla, el material excavado rellena la cámara del escudo a presión y equilibra el empuje pasivo del suelo en el frente. La apertura de la compuerta para la descarga del material excavado es ajustada para mantener la presión de equilibrio cuando el material es retirado.

En la figura 4.5 se muestra la estructura típica de un escudo de suelo presurizado, con un montaje perimetral del sistema de soporte de la cabeza cortadora. Este tipo es conocido también como montaje tipo tambor. Otro tipo de disco cortador es aquel conocido como montaje central, en el que el eje o flecha de la cabeza cortadora está apoyado en el centro del escudo. Las ventajas del montaje perimetral consisten en que se puede proporcionar una mayor capacidad del par de corte del disco, permitiendo que las obstrucciones en la cámara a presión sean retiradas más fácilmente debido a un mayor ancho de la cámara.

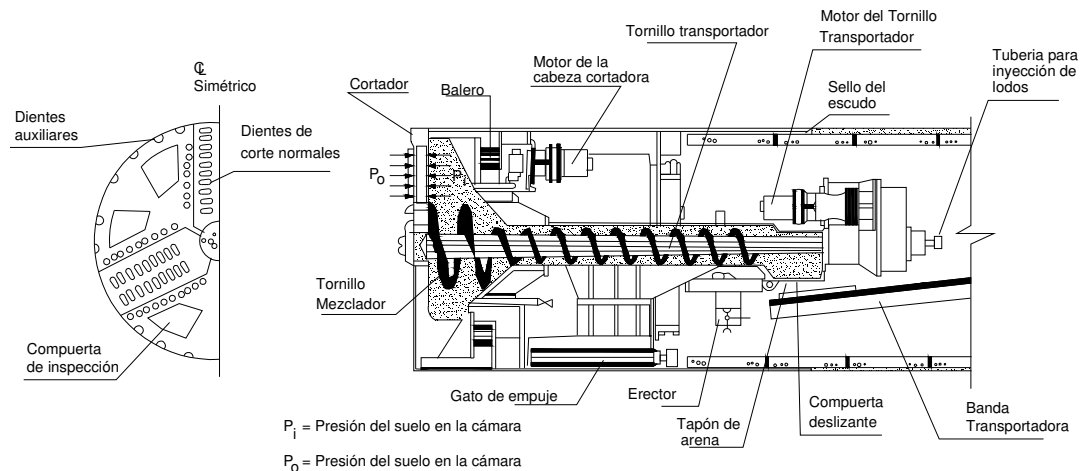


Figura 4.5. Escudo con presión de tierra balanceada con tornillo transportador tipo espiral.

La forma, tamaño y disposición de las ranuras del disco cortador dependen, entre otras cosas, del diámetro del escudo y de las condiciones geológicas. Sin embargo, se observa frecuentemente un ancho de las ranuras de 20 a 50 cm y una relación del área total de las ranuras al área total del frente del 15 al 40%. Las condiciones geológicas gobiernan la forma, tamaño, cantidad y calidad de los dientes de corte. Especialmente en suelos con gran contenido de grava se deben dar consideraciones especiales para prever el desgaste y la ruptura de los dientes de corte.



La cámara de presión es una zona de circulación de rezaga, en donde el material cortado penetra en ella mediante el giro de la cabeza cortadora y es removido, simultáneamente, por la acción del tornillo transportador en forma cuidadosamente controlada (figura 4.5). La cámara es uno de los elementos más importantes en el funcionamiento propio del escudo de presión balanceada. La forma y tamaño de la cámara deben ser especificados para que el suelo pueda penetrar suave y efectivamente a través de las ranuras del disco cortador, sin obturar el interior de la cámara; esto dependerá de las condiciones geológicas y de la estructura mecánica del escudo. La placa de barrido en la cámara a presión facilita la descarga del suelo por el tornillo transportador. Esta placa gira en forma similar a la cabeza cortadora.

La presión del suelo en la cámara de presión se controla mediante la observación de la carrera de los gatos del escudo, del par y de la velocidad de rotación de la cabeza cortadora y del tornillo transportador.

Estos elementos funcionales son los componentes fundamentales y particulares de un escudo de presión de tierra balanceada. Además de especificar cada componente con atención considerable a las condiciones geológicas y temporales, es esencial efectuar un control cuidadoso del tuneo para minimizar los hundimientos del terreno y para asegurar un avance razonable del túnel.

El método más general de control de tuneo con este tipo de escudo (figura 4.5) es el siguiente:

- a) Ajustar la velocidad de avance del túnel, usualmente de 3 a 5 cm por minuto.
- b) Medir la presión del suelo en la cámara P_i (figura 4.5) y el par del disco cortador T_i , para asegurar el llenado de cámara con la rezaga.
- c) Ajustar la rotación del tornillo transportador, apertura de la compuerta de salida y la rotación del alimentador a la banda transportadora para hacer que P_i (figura 4.5) y T_i se aproximen gradualmente a P_o (figura 4.5) y T_o , respectivamente. La presión P_o y el par T_o óptimos para la ejecución del túnel serán determinados por aproximaciones sucesivas desde el comienzo del avance de la excavación del túnel.
- d) Cuando las condiciones geológicas cambien bruscamente, la velocidad de desarrollo del túnel deberá ser reajustada.

El avance tecnológico en los escudos de tierra balanceada se ha visto reflejado al realizar máquinas de grandes dimensiones, capaces de trabajar a grandes profundidades, automatizadas y con una variedad de secciones transversales (tándem y forma triple



circular, conocida como cara múltiple o “*multi-face*”, rectangular, padre-hijo o “*parent-child*” y formas especiales).

A continuación se presentan algunos de estos escudos:

a) Escudo padre-hijo (parent-child shield)

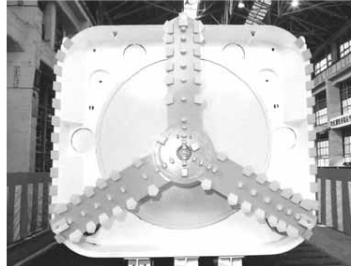
Este escudo ha sido desarrollado por Hitachi Zosen Corporation y es empleado para las excavaciones en donde es necesario realizar secciones con diámetros diferentes, dado que el escudo padre contiene un escudo de menor tamaño (escudo hijo), el cual puede ser separado (figura 4.6). Lo anterior tiene gran mérito dado que el costo de construcción puede ser reducido.



Figura 4.6. Escudo padre-hijo.

b) Escudo rectangular (rectangular shield machine)

Este tipo de escudo, también desarrollado por Hitachi Zosen Corporation (figura 4.7) permite reducir el área excesiva de la sección de excavación y la profundidad del túnel en comparación con el escudo circular, de forma que el espacio subterráneo puede ser efectivamente empleado. El escudo rectangular es una variante de los escudos de tierra balanceada (EPB).



Escudo rectangular: 4.28 m de ancho y 3.83 m de alto



Figura 4.7. Escudo rectangular.

4.2. Métodos de construcción de túneles

4.2.1 Método clásico de Madrid

Este método es también conocido como “método Belga”. Consiste en realizar la excavación abriendo una pequeña galería en la clave del túnel para ir ensanchándola poco a poco, protegiendo y ademando el frente, hasta permitir colocar concreto lanzado en toda la bóveda.

La ejecución se realiza en cuatro etapas consecutivas, con el siguiente orden (figura 4.8):

1. Bóveda
2. “Destroza” o banqueo
3. “Hastiales” o paredes
4. “Solera” o cubeta

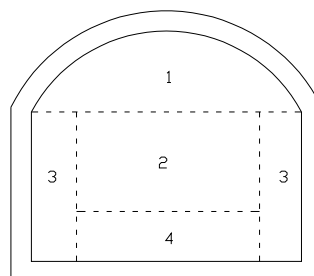


Figura 4.8. Secuencia de excavación del Método Clásico de Madrid.



Bóveda

Ésta es la etapa más importante y donde generalmente surgen la mayor parte de los problemas. Por norma general, el túnel se ejecuta en rebanadas o anillos de 2.5 m de longitud (Pertejo, 2008). La excavación se realiza con ademado de madera. Las tablas se van colocando a medida que avanza la excavación apoyadas en el propio terreno forrando la parte superior de la parte central de la bóveda (figura 4.9).



Figura 4.9. Etapa de excavación de la bóveda.

Una vez concluida la excavación de la parte central de la bóveda en toda su longitud se colocan los largueros que son los perfiles metálicos (originalmente de madera) que servirán de apoyo a las tablas. Entre las tablas y el larguero se coloca una tabla corrida haciendo de falso apoyo y separando éstas con calas para dejar espacio suficiente a las tablas de los vanos siguientes. El hueco por donde se mete esta tabla corrida se denomina “falso”.

Terminada la cavidad de avance se empieza a abrir la excavación a los lados de ésta, haciendo lo que se denominan “pases”. La excavación de estos pases se hace igual que lo anterior, apoyando tablonés en el terreno y colocando los largueros con sus falsos.

Finalizada la excavación de toda la bóveda se procede al encofrado (cimbrado) de la bóveda. Para esto se utilizan unos marcos metálicos que sirven de apoyo a las chapas del encofrado.

Realizada esta operación se rellena el anillo de concreto y una vez asentado el anillo se comienza la fase constructiva del túnel.

Todas estas operaciones son totalmente artesanales, por lo que se requiere de personal con gran habilidad y experiencia. Se corre el riesgo de que se produzcan



desprendimientos imprevistos antes de apoyar las tablas sobre los largueros. Al ser un proceso artesanal, en el que no se puede utilizar maquinaria, la obra avanza muy lentamente con el consiguiente aumento en el presupuesto.

Posteriormente se van extrayendo los materiales mediante una banda transportadora a medida que excavan otra rebanada del túnel. La rezaga de estos materiales entra dentro de la siguiente fase del método belga, “la destroza” o “banqueo”.

Destroza o banqueo

Una vez colocado el concreto en la bóveda y con un desfase de unos 5 o 6 anillos, se inicia la destroza o banqueo, consistente en excavar una caja central, dejando un resguardo del orden de 1 a 1.5 m en las paredes o hastiales para que los empujes que la bóveda transmite no formen en el terreno de apoyo planos de falla peligrosos que pudieran originar asentamientos y rotura de la misma. Esta operación se realiza con máquina excavadora y, además, en ella se retiran las tierras procedentes de la excavación de la bóveda que vierten en la destroza a través de una o varias bandas transportadoras (figura 4.10).

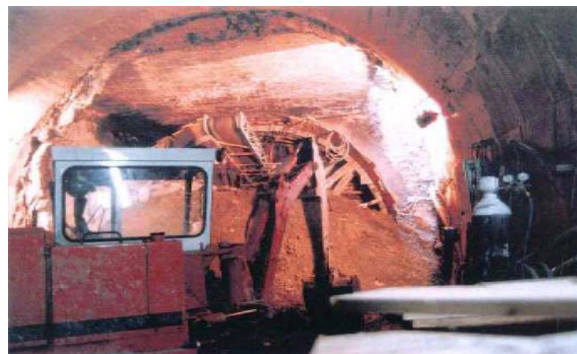


Figura 4.10. Etapa de excavación de la destroza.

Hastiales o paredes

Su excavación se realiza con la misma máquina del banqueo y se refina posteriormente con herramienta manual (figura 4.11). La entibación suele ser ligera. Se excavan módulos de 2.5 m, al igual que los anillos, con las dos precauciones siguientes: la junta de los anillos debe caer aproximadamente en el centro del “batache” (excavación que se ejecuta bajo los cimientos mediante pequeños tramos alternados, para asentar una obra y reducir los peligros para la propia excavación) con el fin de no descalzar la bóveda

completamente y, en segundo lugar, nunca se realizan dos bataches enfrentados al mismo tiempo por razones semejantes.

El problema es que de una u otra forma hay que descalzar parte de la bóveda y si el terreno cede se produce el agrietamiento y rotura de aquella. Cuando se considera que esto puede llegar a ocurrir y el claro del túnel es grande, se emplea el Sistema Alemán cuya única variante es precisamente ejecutar los hastiales antes de la bóveda, para evitar posibles asentamientos de ésta.



Figura 4.11. Excavación de los hastiales

Solera o cubeta

Se realiza la excavación correspondiente con máquina, colocando concreto posteriormente con plantillas para conseguir la correcta forma de contrabóveda que indique la sección tipo de túnel (figura 4.12). Se puede hacer en todo el claro, simultáneamente, y en módulos que varían entre 2.5 y 5 m, o bien por mitades. Cuando el terreno es arenoso y con abundancia de agua se suele producir un “lodazal” que hace que las máquinas se atasquen con frecuencia. En estos casos se recurre a zanjas o pozos drenantes.



Figura 4.12. Excavación de la cubeta o solera

En general, el método Belga es utilizable siempre que el terreno sea lo suficientemente competente para soportar el descalce de parte de la bóveda para ejecutar los bataches.

Por otro lado, las escasas instalaciones que requiere para su puesta en funcionamiento hacían de él, en los años 60 y 70, un sistema barato para tramos cortos, permitían atacar el túnel por varios frentes sin grandes inversiones. Hoy día, sin embargo, la escasez de mano de obra ha encarecido sensiblemente el precio del metro lineal.

El tipo de cimbrado o entibación descrito conlleva una gran incidencia de mano de obra, con los problemas propios que acarrea una obra de artesanía. Sin embargo, garantiza una vigilancia personal y continua con gran flexibilidad de actuación frente a imprevistos.

4.2.2. Método Alemán

Se emplea en túneles con claros mayores de 8 metros y para la construcción de estaciones subterráneas. Consiste en construir primero las paredes o hastiales, que se diseñan sólidos y de gran anchura, 2.5 ó 3 m al menos, y se construyen en general en dos fases, mitad superior e inferior, excavando siempre secciones menores de 3 m². Una vez construidos éstos, la bóveda, que ya tendrá un apoyo sólido sobre los hastiales, se va construyendo por costillas, con lo que las excavaciones en el terreno son siempre inferiores a los 3 m². La construcción de las costillas puede simplificarse si se ha excavado antes una galería en la clave, de muy pequeña sección. Con la bóveda terminada, apoyada sólidamente sobre los hastiales, puede procederse a la excavación, protegiendo o no los frentes, según sea necesario, con las “entibaciones” o colocación de concreto (figura 4.13). Como se puede ver, el método es similar al método belga pero cambiando el orden de las fases de ejecución: hastiales, bóveda, destroza y solera.

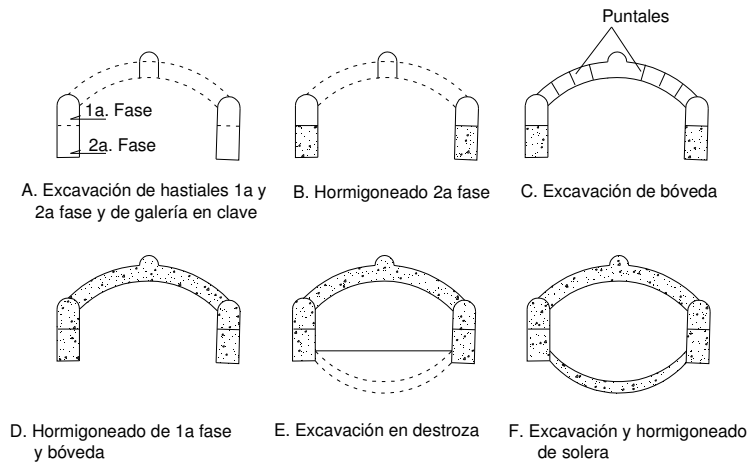


Figura 4.13. Secuencia del método Alemán para la excavación de túneles

4.2.3. Método Inglés

En este método la excavación se efectúa en franjas horizontales, comenzando por la parte superior. En caso de requerir revestimiento se hace por etapas (figura 4.14).

La coronación de la bóveda se apoya sobre puntales radiales (apuntalamiento en abanico). Estos puntales soportan elementos longitudinales tras lo que se hace deslizar la cimbra. Todos estos puntales se apoyan en vigas transversales.

En el escalón inferior se colocan travesaños y se establece apuntalamiento entre éstos y los de la etapa de bóveda, continuando así en cada escalón.

El revestimiento, en caso de requerirse, se ejecuta tras la excavación, comenzando por los muros y terminando por la bóveda. El banco final, si es necesario, se construye posteriormente, por franjas, entre los muros.

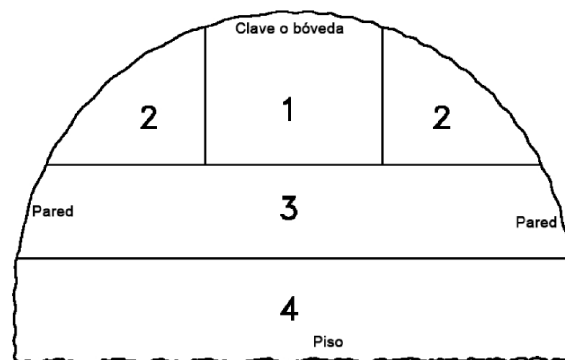


Figura 4.14. Método Inglés



4.2.4. Método NATM

El Nuevo Método Austríaco (NATM) fue patentado en 1956 y surgió en forma empírico-analítico tras la ejecución de los grandes túneles en los Alpes y el desarrollo de las técnicas de anclaje y concreto lanzado, así como de un mejor entendimiento de las relaciones esfuerzo-deformación en torno a cavidades.

Los conceptos inherentes al método son los siguientes:

- El suelo es partícipe en la función portante de la cavidad.
- La participación se logra permitiendo que el subsuelo se deforme, activando la resistencia al corte.
- Para aumentar la función portante del suelo, debe proveerse a éste un confinamiento radial.

Se caracteriza por la aplicación de un revestimiento delgado, semirrígido, colocado inmediatamente antes de que la roca se vea alterada por la descompresión. El revestimiento se diseña para que se alcance el equilibrio permanente después de producirse el reajuste de esfuerzos entre la roca y dicho revestimiento.

El material de revestimiento no se especifica; puede ser variado: anclajes, concreto lanzado, concreto, marcos, o combinaciones de ellos.

A continuación se resumen las fases del método:

1. Colocación de una entibación o ademado provisional inmediatamente después de excavar, el cual consiste generalmente en concreto lanzado, no demasiado rígido, complementado con anclaje y marcos.
2. Auscultación detallada del comportamiento del túnel, midiendo convergencias y deformaciones, tensión en anclajes, entre otros parámetros. Lo anterior se puede realizar mediante: celdas de presión, extensómetros, medidas de convergencia y topográficas.
3. Construcción del revestimiento definitivo a partir de los datos de auscultación obtenidos. Puede no ser necesario.

La excavación puede realizarse a plena sección o por banqueo. Al permitir la deformación del terreno, se produce la relajación de los esfuerzos y se disminuyen los esfuerzos sobre el revestimiento.

**Resumen**

Los escudos o máquinas perforadoras de túneles (TBM) fueron desarrolladas para mejorar la seguridad en la excavación de túneles y los rendimientos, ya que permiten avanzar a sección completa o perforar una galería longitudinal de menor sección, que luego se amplía a la definitiva, en terrenos que no permiten sistemas convencionales de excavación tales como rocas blandas o suelos, dada la necesidad sistemática de la colocación de un sostenimiento. Actualmente, con los avances tecnológicos desarrollados, estas máquinas también son utilizadas para excavaciones subterráneas en rocas duras.

Los escudos pueden ser de frente abierto o de frente cerrado. Las primeras permiten observar directamente el suelo que se excava.

Actualmente, los escudos más utilizados en suelos blandos son los de frente presurizado por lodos y los de presión de tierra balanceada (EPB). Los primeros son conocidos también como hidroescudos y se basan en el principio de estabilización a base de un fluido a presión, el cual generalmente suele ser lodo bentonítico; las ventajas que ofrecen estos escudos son que permiten excavar eficientemente los suelos más inestables de una manera económica y segura, con efectos mínimos en la superficie que se encuentra sobre el trazo del túnel.

Los EPB permiten controlar el frente para evitar los hundimientos, regulando la descarga de la rezaga de la cámara de suelo a presión y el ingreso a la cámara del suelo excavado a través de ranuras en la cabeza cortadora. Para proteger el frente del túnel contra la falla, el material excavado rellena la cámara del escudo a presión y equilibra el empuje pasivo del suelo en el frente. La apertura de la compuerta para la descarga del material excavado es ajustada para mantener la presión de equilibrio cuando el material es retirado.

Entre los métodos más comunes para la construcción de túneles están el Método de Madrid (etapas consecutivas de excavación: bóveda, destroza, hastiales y solera), Método Alemán (etapas consecutivas de excavación: hastiales, bóveda, destroza y solera); Método Inglés (la excavación se efectúa por franjas horizontales, comenzando por la parte superior) y el Método NATM (se permite la deformación del terreno para que se produzca la relajación de esfuerzos y así disminuir los esfuerzos sobre el revestimiento).



Conclusiones

El tipo de equipo a utilizar para la excavación de un túnel depende del tipo de suelo a excavar; así, por ejemplo, para suelos blandos es recomendable emplear los escudos con frente presurizado por lodos y los escudos con presión de tierra balanceada (EPB), ya que permiten estabilizar el frente y disminuir los posibles asentamientos en la superficie del terreno.

Cuando se emplea el método NATM es indispensable la auscultación detallada del comportamiento del túnel, midiendo convergencias y deformaciones, tensión en anclajes, entre otros aspectos; ya que el objeto principal de este método es permitir que el suelo se deforme para que se produzca la relajación de esfuerzos y disminuyan los esfuerzos sobre el revestimiento.

Para emplear el método clásico de Madrid es necesario que el suelo tenga la capacidad de soportar la bóveda mientras se excavan los hastiales o paredes, ya que de lo contrario se produce agrietamiento y rotura de la misma. En este caso sería más recomendable utilizar el Sistema Alemán, en el cual se realizan los hastiales antes que la bóveda.



5. TÚNELES CARRETEROS

La necesidad de realizar vías de comunicación más eficientes, que permitan acortar distancia o ahorrar espacio, en diversas situaciones orográficas conllevan a construir túneles carreteros. En la actualidad, el número de túneles existentes en todo el mundo crece día a día y los que superan la longitud de 1000 metros son más que considerables; por ejemplo, en México, en el Programa Nacional de Infraestructura 2007-2012 se ha contemplado la construcción de 82 túneles con una longitud total de 26,651 metros, destacando las autopistas de Durango-Mazatlán, México-Tuxpan y Mitla-Tehuantepec (SCT, 2008).

Si bien el diseño de estos túneles debe cumplir con requisitos similares a los de una carretera abierta, es indispensable que se tomen en cuenta otros aspectos, que van desde la etapa de planeación hasta la terminación completa del proyecto, incluyendo la operación y el mantenimiento, para garantizar su funcionalidad y la seguridad de los usuarios.

Dentro de estos aspectos están: consideraciones del ambiente local, diseño geométrico, señales de tránsito, iluminación, ventilación, control de tráfico, medidas de seguridad, entre otros.

Existe diversa bibliografía que proporciona recomendaciones para el diseño de túneles; sin embargo, después de una revisión de la misma, se encontró que el manual más completo a nivel mundial es el Manual de Túneles Carreteros (Road Tunnels Handbook) publicado por la Administración Noruega de Caminos Públicos en abril, 2004, por lo que este capítulo está basado en dicho manual, y en recomendaciones de la Asociación Mexicana de Túneles y Obras Subterráneas (AMITOS).

5.1. Consideraciones del ambiente local

Cuando se planifica la construcción de un túnel es necesario realizar una evaluación de los riesgos que pueden ocasionarse al medio ambiente, con el objeto de asegurar que el proyecto cumple con las legislaciones ambientales.

Con base en lo anterior, dentro de los aspectos ambientales a evaluar están:

- Asentamientos, vibraciones, ruido, polvo.
- Ambiente natural, balance hidrológico.



- Contacto con el vecindario e información.
- Limitaciones de las horas de trabajos, entre otros.

Con el objeto de dar seguimiento a lo anterior es necesario que en campo se lleve el control y registro durante el proyecto de lo siguiente:

- Programa de medición de vibración.
- Registro y control de asentamientos.
- Registro del nivel de aguas freáticas.
- Documentación para la medición de las fugas de agua en el túnel a la luz de los requisitos especificados.
- La calidad del agua de escorrentía del túnel tras la limpieza.
- Seguimiento de la calidad del agua en la zona receptora.
- Mediciones de ruido con el fin de documentar el cumplimiento de la normativa.
- Si se emplean químicos en la construcción del túnel, es necesario que se presente información que incluya, entre otros aspectos, la composición química, riesgos a la salud y al medio ambiente y medidas preventivas. Asimismo, se recomienda evaluar los riesgos ocasionados al medio ambiente por el uso de dichos químicos para tomar las medidas necesarias.
- Plan de ubicación de ventilación para controlar la limpieza y calidad del aire dentro y fuera del túnel.

5.2. Diseño geométrico

Los túneles se diferencian de los caminos abiertos en ciertas condiciones tales como:

- Poco o cero movimiento lateral
- Otras condiciones climatológicas
- Luz regular en todo el día y año, a excepción de las zonas de entrada
- Dificultad en estimar gradientes
- Dificultad en estimar distancia al vehículo de enfrente
- Otras medidas de seguridad, corte de servicios, etc.



Lo anterior hace que se requieran elementos de diseño diferentes a los de caminos abiertos, los cuales aumentan correspondientemente con el volumen de tráfico y la longitud del túnel.

El Manual Noruego divide a los túneles en diversas categorías, las cuales determinan las especificaciones geométricas requeridas y sus características. Las categorías son determinadas con base en el volumen de tráfico AADT (“volumen de tráfico diario promedio anual” por sus siglas en inglés), el cual es el tráfico total anual dividido entre 365 días y está dado como el volumen de tráfico total en las dos direcciones. Para determinar la categoría se debe estimar el volumen de tráfico probable a 20 años de la puesta en operación del túnel (AADT(20)).

Las categorías de los túneles también dependen de la longitud de los mismos (ver figura 5.1) y son la base para la selección de una sección transversal específica, número de carriles, necesidad de los apartaderos de emergencia y puntos de inflexión, junto con el equipo de seguridad.

La figura 5.1 aplica para túneles con longitudes mayores de 500 m. Cabe mencionar que la sección transversal para túneles de menor longitud también es seleccionada con base en dicha figura; sin embargo, el ancho del hombro del camino abierto puede prolongarse a través del túnel.

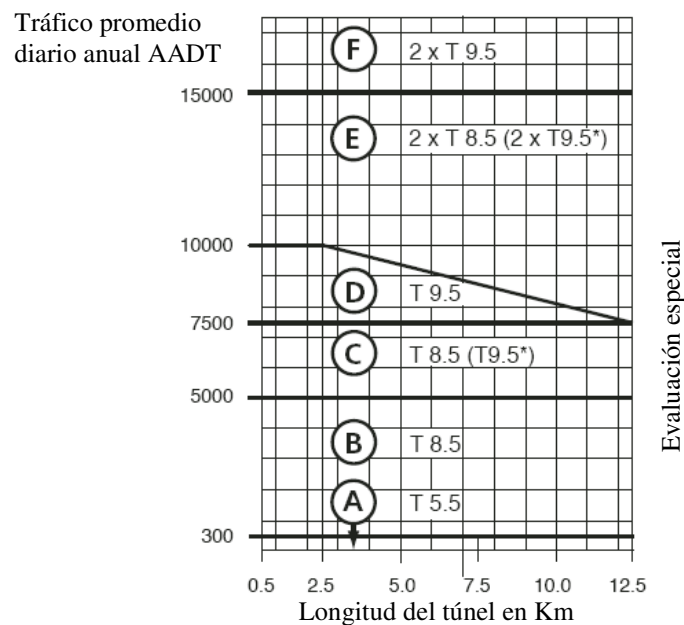


Figura 5.1. Categorías de túneles según nomenclatura del Manual Noruego. T 9.5* aplica para red de carreteras principales.



Los túneles con un solo carril ($AADT < 300$) están definidos como túneles Categoría A. La sección transversal de estos túneles se presenta en la figura 5.2. Los túneles de carreteras interurbanas o principales pertenecen a la categoría E, en los cuales debe tomarse la decisión de cuándo se construirá el segundo túnel. Si dicha decisión se aplaza, se debe considerar la construcción de servicios de este segundo túnel para un tiempo futuro.

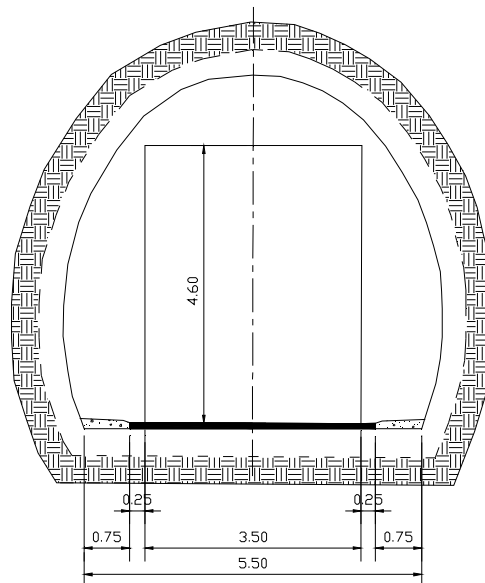


Figura 5.2. Sección transversal de túnel T5.5 (medidas en metros)

5.2.1 Sección transversal

La Asociación Mexicana de Túneles y Obras Subterráneas (AMITOS) recomienda que la geometría de las secciones del túnel, debe diseñarse con líneas cuyo lugar geométrico esté bien definido, tratando de formar arcos y evitando al máximo las inflexiones; asimismo deben hacerse varias alternativas, seleccionando la que ofrezca mayor estabilidad y menor área de excavación.

Para definir la geometría de un túnel vehicular, es conveniente tomar en cuenta los siguientes puntos:

- Gálibo vertical libre de 4.5 a 5.0 m al paño de los carriles
- Arroyo de 7.6 m mínimo en un sentido, considerando un carril de 4.0 m para autobuses y uno de 3.6 m para autos
- Banquetas de seguridad de 0.5 m como mínimo a cada lado para paso peatonal.



- En túneles de gran longitud deberá considerarse un carril adicional de 3.0 m para estacionamiento eventual, por descomposturas de los vehículos o emergencias de conductores y pasajeros
- El revestimiento primario y definitivo
- El procedimiento constructivo
- Las características del terreno

El Manual Noruego para túneles recomienda que la sección transversal sea designada de acuerdo al ancho total de la superficie de rodamiento (figura 5.3) y, como se mencionó anteriormente, la sección transversal esté designada para cada categoría. Las dimensiones de las secciones transversales típicas, recomendadas por el manual Noruego, pueden estar excedidas en dimensiones con el fin de proporcionar gálibo extra para un futuro recarpeteo de la superficie de rodamiento y tolerancia normal para el recubrimiento del túnel.

Generalmente, la sección transversal del túnel también debe incluir el espacio para señales de tránsito e instalaciones técnicas. La necesidad de ancho adicional debe ser estudiada para cada caso en particular.

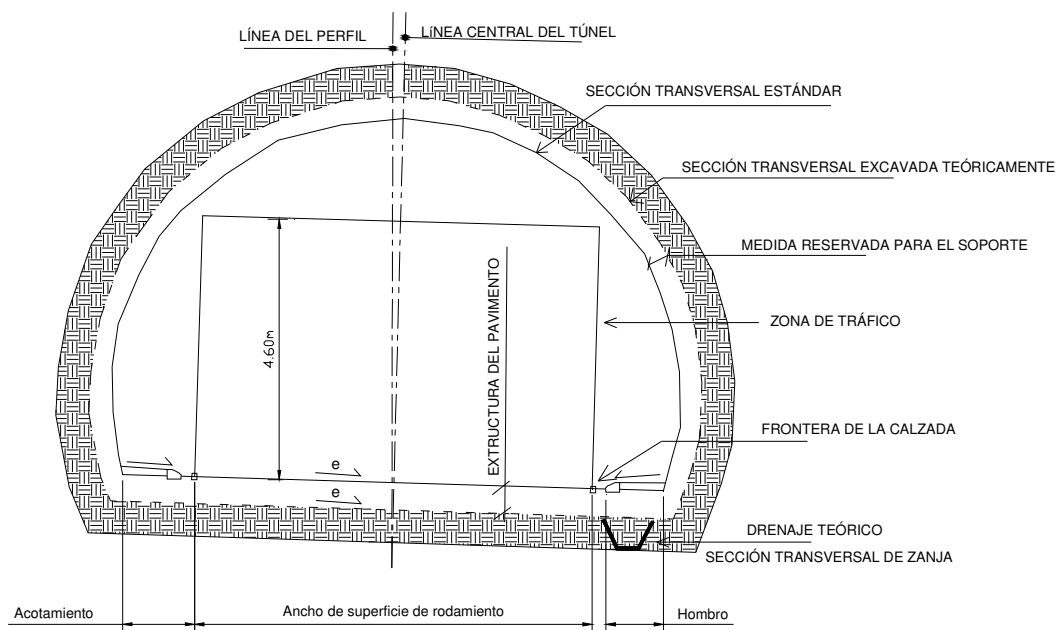


Figura 5.3. Sección transversal de túneles.



Medidas geométricas

En la tabla 5.1 se presentan las especificaciones geométricas para varias secciones transversales de túneles recomendadas por el manual Noruego, las cuales se ilustran en las figuras 5.4 y 5.5. Asimismo, en la tabla 5.2 y figura 5.3 se presentan los datos de diferentes secciones transversales de túneles. Cabe mencionar que estas secciones son solo algunos ejemplos de secciones típicas; sin embargo, la sección transversal puede adoptar otras formas dependiendo de cada caso en particular.

Tabla 5.1. Especificaciones geométricas para varias secciones transversales de túneles (según el Manual Noruego de túneles)

Sección Transversal	Ancho Total B_T	Ancho superficie de rodamiento B_k	Punto central del radio de la pared X	Centro de la altura del radio de la pared Y_v	Radio de la pared R_v	Centro de la altura del radio de recubrimiento Y_H	Radio de recubrimiento R_H
T4	4	3	-	-	-	1.33	2.4
T5.5	5.5	3.5	3.4	1.77	4.79	3.17	2.59
T7	7	5	2.06	1.57	4.79	2.78	3.2
T8.5	8.5	6.5	0.4	1.77	4.79	1.98	4.5
T9.5	9.5	7	0.44	1.57	4.79	1.22	5.2
T11.5	11.5	9.5	2.6	1.77	4.79	-0.26	7.2
T12.5	12.5	10	3.44	1.57	4.79	-0.46	7.45

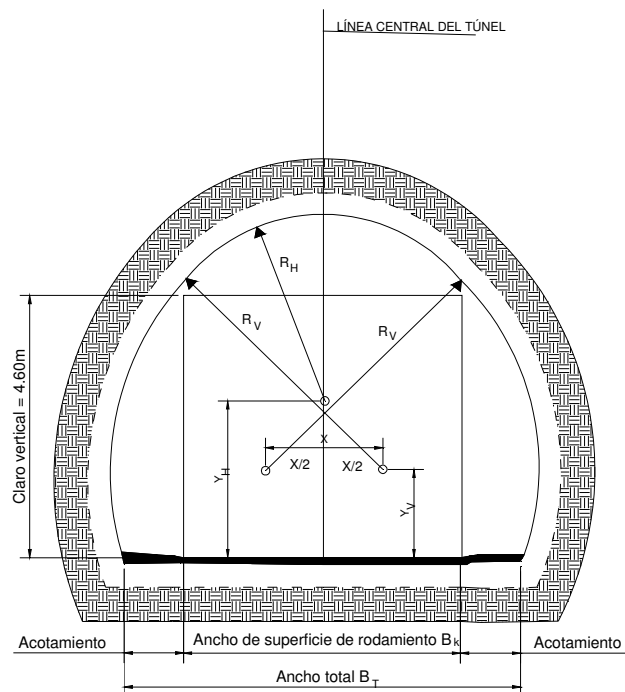


Figura 5.4. Medidas geométricas de las secciones transversales de túneles T4-T8.5 correspondientes a las categorías (las medidas se presentan en la tabla 5.1)

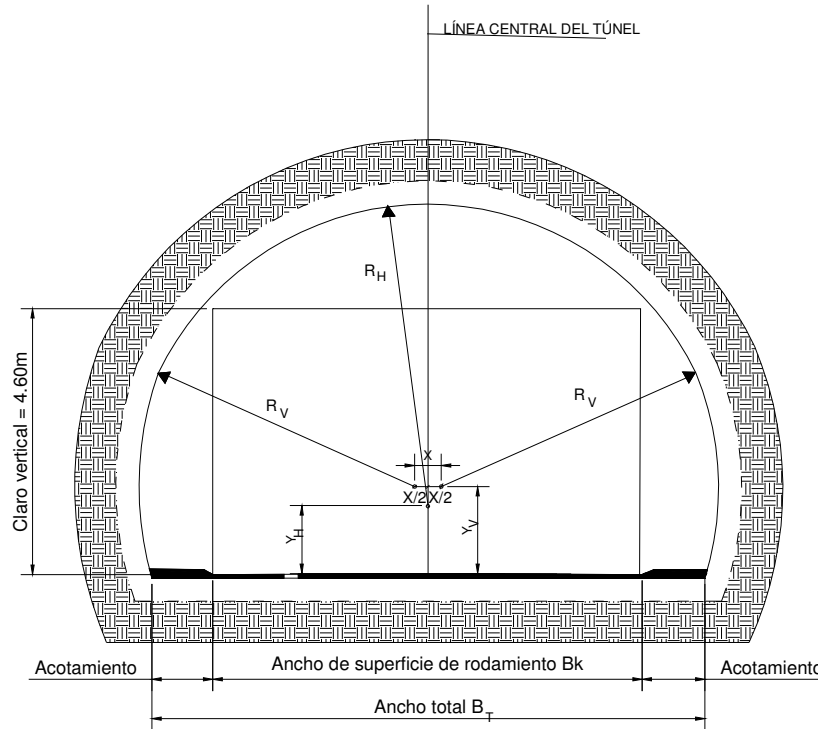


Figura 5.5. Medidas geométricas de las secciones transversales de túneles T9-T12.5 correspondientes a las categorías (las medidas se presentan en la tabla 5.1)

Tabla 5.2. Datos de diferentes secciones transversales de túneles (según el Manual Noruego de túneles)

Sección Transversal	Sección transversal excavada teóricamente		Sección transversal normal	
	Área A_s	Longitud de arco, B_s	Área A_N	Longitud de arco, B_N
	m^2	m	m^2	m
T4	20.31	12.31	13.65	10.04
T5.5	39.11	17.12	28.77	14.9
T7	47.85	18.32	37.23	16.01
T8.5	61.92	20.56	49.66	18.24
T9.5	66.53	21.02	53.53	18.71
T11.5	85.95	23.76	70.89	21.43
T12.5	91.23	24.3	75.41	21.99

Las especificaciones dependen de la construcción del pavimento y el área reservada para el recubrimiento. Las siguientes especificaciones aplican a la tabla:

A_s = Área calculada en la sección transversal de excavación teórica. En la tabla, el pavimento ha sido determinado de 0.5m y el revestimiento de 0.4m.

A_N = Área calculada de una sección transversal normal sobre la superficie de rodamiento y área de acotamiento, asumiendo que los hombros tienen una pendiente del 5%.

B_s = Longitud de arco calculada para una sección transversal teórica abajo del nivel de conformación, asumiendo 0.5m de pavimento y 0.4m de recubrimiento.

B_N = Longitud de arco calculado para una sección transversal normal abajo del nivel de la superficie de rodamiento



5.2.2. Alineamiento

Las características de alineamiento en túneles difieren de las de carreteras abiertas, en que las condiciones para el conductor vehicular son diferentes.

El trazado en planta y perfil del túnel dependen del trazado del resto de la carretera y de las características de ésta, con la que tiene que mantener una cierta homogeneidad, y suele ser más bien un parámetro de entrada al diseño del túnel que un resultado de éste.

El trazado en planta generalmente viene determinado por la traza general de la carretera y normalmente no puede variarse de forma sustancial. No responde a un planteamiento único, ya que depende de la longitud, ubicación e incidencia en la ladera.

Para determinar el alineamiento horizontal de un túnel es necesario tomar en cuenta las siguientes consideraciones (AMITOS):

- a) Evitar la pérdida de visibilidad a la salida; el cambio de las condiciones de luz dificulta la percepción de la vía, disminuyendo de forma abrupta la velocidad.
- b) Coordinación entre la orientación del túnel y la iluminación.

El trazado de un túnel corto (longitud < 200 m), debe ser recto, ya que conviene ver la salida (la percepción de la luz natural al otro lado ayuda a no tener deslumbramientos a la salida), dado que el conductor percibe el cambio de condiciones brevemente (200 m a 80-90 km/h = 7s) y puede percibir la existencia de objetos en la calzada por contraste. Si el túnel es largo (1000 a 1500 m), es importante disponer de curvas en las bocas, para evitar el deslumbramiento facilitando una transición adecuada de las condiciones de luz. Para túneles de más de 1500 m se recomienda disponer curvas de radio amplio para no tener más de 1500 m de recta; asimismo, los radios amplios facilitan una adecuada distancia de visibilidad.

En general no es recomendable que existan radios inferiores a 500 m. Si esto no es posible, se debe estar consciente de que la solución adoptada es de menor calidad y ensanchar la calzada, para facilitar la visibilidad y la maniobrabilidad, así como también limitar la velocidad.

Para el trazado en perfil se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Drenaje
- b) Pendiente longitudinal entre 2 y 5% para túneles bidireccionales; para túneles unidireccionales, el carril ascendente < 2% y el descendente < 5%.



- c) Evitar curvas verticales tanto cóncavas como convexas.
- d) Ventilación
- e) Tipos de vehículos que circulan

Velocidad de diseño

El manual Noruego de túneles recomienda que la velocidad de diseño para túneles mayores de 2.5 km de longitud, o con pendiente de 6% o mayor en por lo menos 1 km, debe ser al menos de 80 km/h. Para túneles de menor longitud en áreas urbanas la velocidad de diseño debe ser determinada con base en la velocidad permisible del sistema de calles del que forma parte.

5.3. Señales de tránsito

La señalización en un túnel es un aspecto importante a considerar en el diseño, ya que ayuda a la buena operación de los mismos, a la vez que disminuye el riesgo de accidente proporcionándoles seguridad a los usuarios.

5.3.1. Señalización en la aproximación al túnel

En lo que respecta a la seguridad del tráfico, las señales cerca de la entrada del túnel deben reducirse al mínimo, de manera que no confundan al usuario ni impidan la visibilidad de la entrada del túnel. Las señales deben estudiarse para cada túnel individual. Las medidas de seguridad en el interior del túnel deberán estar vinculadas a las señales.

En la figura 5.6 se presentan algunas de las señales recomendadas para utilizar en la aproximación del túnel; cabe mencionar que estas señales son las recomendadas por el Manual Noruego de Túneles y su uso puede ser adaptado al país en donde se construye el túnel, por ejemplo, en México se recomienda ver el Manual de dispositivos para el control de tránsito en calles y carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte. La señal a) "Nombre del túnel", con un símbolo del túnel y la longitud de éste debe ser usada para túneles con longitud mayor de 500 m y debe ubicarse al lado derecho del camino a una distancia de por lo menos 50 m antes de la entrada del túnel. Cuando la entrada del túnel no está claramente visible y aparece repentinamente para los



usuarios de la carretera, puede emplearse la señal de advertencia b) "Túnel" en lugar de la a), en combinación con la c).

La señal de prohibición d) "Limite de altura" es empleada únicamente en túneles donde el gálibo vertical es menor o igual a 4.59 m.

Las señales e) "No sobrepasar" y f) "Prohibido para peatones y ciclistas" solo deben emplearse donde las curvas en el camino u otras circunstancias especiales lo aconsejen. Para túneles que también son empleados por peatones y ciclistas deben disponerse de reglamentos y especificaciones especiales para la sección transversal, la iluminación y la ventilación del túnel.

El signo de información g) "estación de radio" debe emplearse en todos los túneles que posean radicomunicación.

La señal de alto de luz roja intermitente se indica con el signo j).

Las barreras deben tener la señal l) "barrera", o un diseño similar pero con colores rojo y blanco, deben ser colocadas al menos 50 m antes de la entrada del túnel para asegurar espacio suficiente en algún evento de evacuación, riesgo por humo o incendio, etc. También deben instalarse teléfonos de emergencia y extintores afuera de la entrada del túnel. La ubicación específica depende del túnel que se está diseñando; sin embargo, es recomendable colocar el equipo de emergencia, teléfono, extintores, etc. en el mismo lugar, por ejemplo 50m antes de la entrada del túnel. En la figura 5.7 se presenta un ejemplo del esquema de ubicación de las señales de tránsito en la aproximación al túnel.

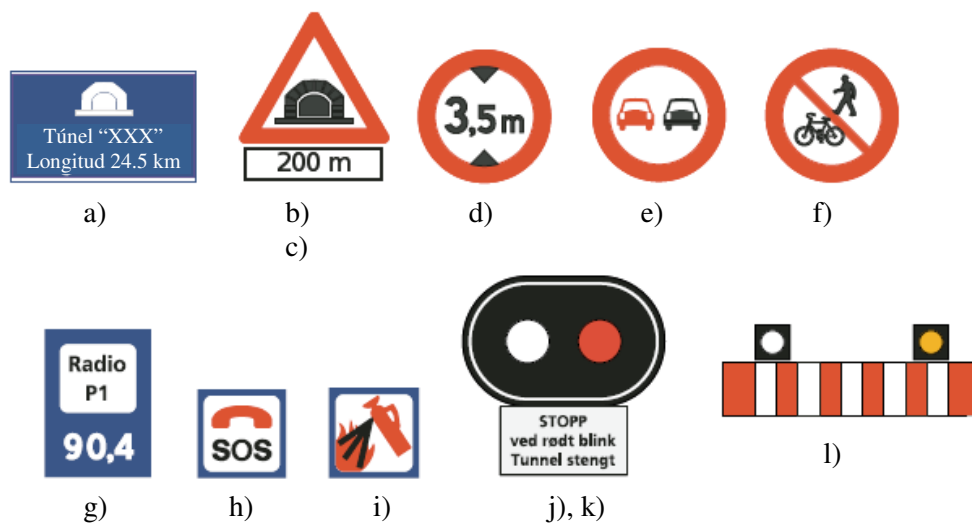


Figura 5.6. Señales en la aproximación del túnel.

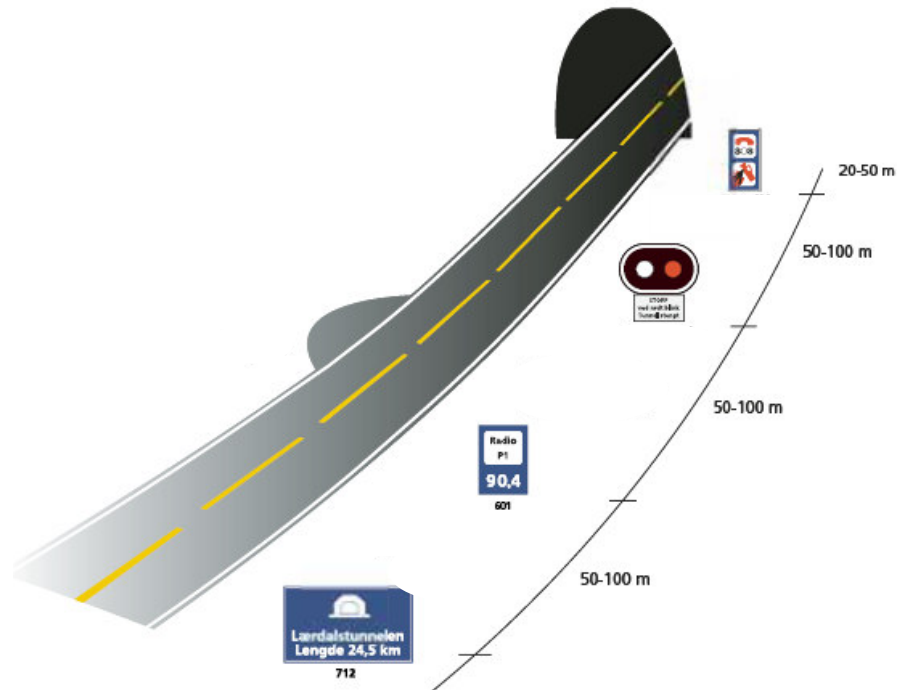


Figura 5.7. Ejemplo de ubicación de señales en la aproximación al túnel

5.3.2. Señales de tránsito dentro del túnel

Dentro del túnel debe evitarse la colocación de señales grandes, dado la limitante de espacio con que se cuenta en la sección transversal.

Las señales dentro del túnel deben estar iluminadas, ya sea con luz propia o con luz externa. Las señales para regular el tráfico, advertencia, informativas y direccionales deben considerarse de manera similar a las señales en caminos abiertos.

A continuación se describen algunas señales que son apropiadas especialmente en túneles, ver figura 5.8 Todos los teléfonos de emergencia y extintores dentro del túnel deben estar indicados con las señales de servicio a) "Teléfono de emergencia" y b) "Extintores", respectivamente. Las señales deben estar indicadas en las partes anterior y posterior.

La señal c) "Marcación de distancia para túneles" indica la distancia a la entrada del túnel en ambas direcciones. Esta señal es particularmente importante en túneles con longitudes mayores de 3 kilómetros.

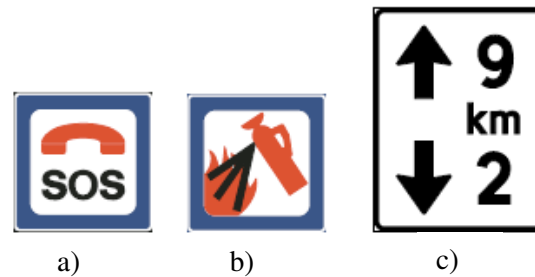


Figura 5.8. Señales de tránsito dentro del túnel

5.4. Iluminación

La iluminación en los túneles requiere de estudios minuciosos para ser aplicados con eficiencia, seguridad y economía, y que a su vez presenten un bajo costo de mantenimiento.

El manual Noruego para túneles recomienda que los túneles con longitud mayor de 100m se deben iluminar, mientras que en los de menor longitud debe evaluarse la necesidad de iluminación para cada caso en particular, tomando en cuenta la baja iluminación solar, riesgo de deslumbramiento, reflexiones desde las paredes, entre otros aspectos.

Las paredes y recubrimientos claros en el interior del túnel pueden reducir la necesidad de iluminación eléctrica, siempre y cuando se mantengan limpios con regularidad. La luz blanca proporciona una buena reproducción de color y un mejor contraste, por lo que es recomendable preferir su uso.

En las zonas de entrada y transiciones se recomienda el uso de luces de sodio a alta presión.

5.4.1. Adaptación

Al aproximarse a un túnel de día, la primera dificultad que se encuentra es el llamado efecto del “agujero negro”. En él, la entrada se presenta como una mancha oscura en cuyo interior no puede distinguirse nada. Este problema, que ocurre cuando se está a una distancia considerable del túnel, se debe a que la luminancia (luminosidad) en el exterior ($3000 - 8000 \text{ cd/m}^2$) es mucho mayor que la de la entrada ($5-10 \text{ cd/m}^2$). Este fenómeno se conoce como inducción.

A medida que se aproxima a la entrada, ésta va ocupando una mayor porción del campo visual y los ojos se van adaptando progresivamente al nivel de iluminación de su interior.



Pero si la transición es muy rápida comparada con la diferencia entre las luminancias exterior e interior, se sufrirá una ceguera momentánea, con visión borrosa, hasta llegar a un nuevo estado de adaptación visual. Este es el fenómeno conocido como adaptación.

Una falsa solución a este fenómeno podría ser mantener un valor de luminancia próximo al exterior en toda su longitud; sin embargo, es una solución antieconómica. Por lo anterior, lo recomendable en túneles largos es reducir progresivamente el nivel de luminancia desde la entrada hasta la zona central. En la salida no hay que preocuparse de este fenómeno, ya que al pasar de niveles bajos de luminancia a altos, la adaptación es más rápida.

Con base en lo anterior, los túneles pueden ser divididos en varias zonas, según los requerimientos luminosos (figura 5.9):

- a) Zona de acceso
- b) Zona de entrada
 - b.1) Zona de umbral
 - b.2) Zona de transición
- c) Zona central
- d) Zona de salida

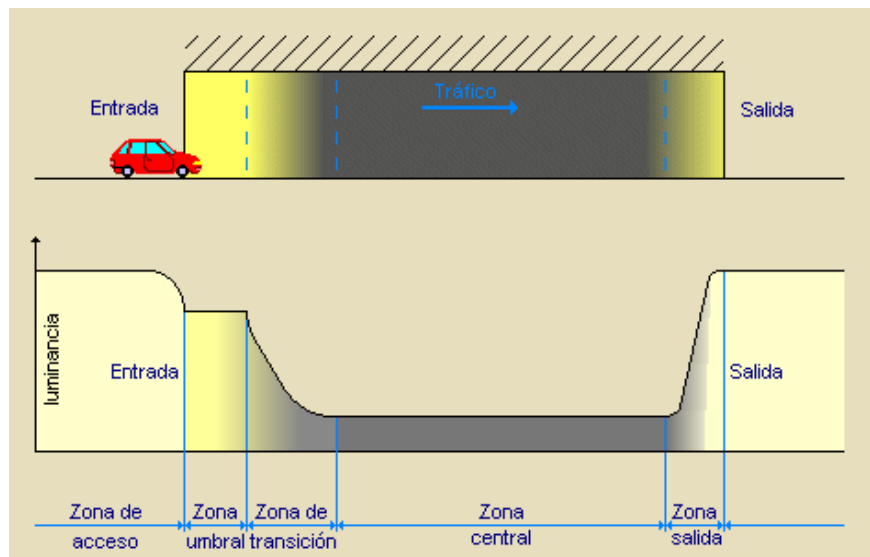


Figura 5.9. Niveles de luminancia requeridos en un túnel de tráfico unidireccional



Zona de acceso

Antes de establecer la iluminación necesaria en la entrada del túnel, se debe determinar el nivel medio de luminancia en la zona de acceso o luminancia externa de adaptación. Esta magnitud puede calcularse a partir de las luminancias de los elementos del campo visual del observador como puedan ser el cielo, los edificios, las montañas, los árboles, la carretera, etc. y su valor oscila entre 3,000 y 10,000 cd/m^2 .

En zonas llanas y descubiertas donde el cielo ocupa la mayor parte del campo visual se puede tomar un valor máximo de 8,000 cd/m^2 , mientras que en las zonas montañosas o edificadas, donde cobran mayor importancia las luminancias de los edificios, las montañas, la carretera o los árboles, se puede adoptar un valor de 10,000 cd/m^2 .

En la noche el problema es a la inversa, por lo que es recomendable mantenerlo iluminado, en una longitud aproximada de 120m, con postes normales de 10m de altura provistos con luminarias tipo semi-cutt-off de 250W, con lámparas de vapor de sodio de alta presión, para obtener un Nivel de Iluminación Promedio de 30 a 40 luxes.

Zona de umbral

Para proporcionar al conductor una información visual adecuada en la entrada del túnel, la iluminación debe ser por lo menos un 10% de la luminancia de la zona de acceso en un tramo de longitud aproximadamente igual a la distancia de frenado del vehículo. Como aún así la luminancia necesaria es muy alta y supone un consumo importante de energía, se puede intentar rebajarla aplicando medidas especiales.

La primera de esas medidas es disminuir el límite de velocidad en el túnel y hacer que los vehículos usen sus propias luces. De esta manera se facilita el proceso de adaptación y se reduce la distancia de frenado y por tanto la longitud de la zona de umbral. Asimismo, conviene emplear materiales no reflectantes, oscuros, en la calzada y fachadas en la zona de acceso para rebajar la luminosidad y otros claros, con propiedades reflectantes, de la zona de umbral para maximizarla. También es conveniente evitar que la luz directa del sol actúe como fondo de la entrada del túnel. A tal efecto conviene cuidar la orientación geográfica, maximizar el tamaño de la entrada, plantar árboles y arbustos que den sombra sobre la calzada, usar paralúmenes, etc. Por último, es posible crear una zona iluminada



con farolas antes de la entrada para favorecer la orientación visual y atraer la mirada del conductor hacia el túnel.

Previendo esta situación, se tomó el tiempo promedio de adaptación del ojo humano que está en relación con la distancia de frenado del auto para determinar la longitud de la zona de umbral dependiendo de la velocidad del auto.

De acuerdo al Artículo 930-5 tabla 930-5(b). NOM-001-SEDE-2005, la distancia mínima de seguridad de frenado, está dada por la tabla 5.3 (tomado de AMITOS, 2008).

Tabla 5.3. Distancia mínima de seguridad de frenado

Velocidad del tráfico (km/h)	Distancia mínima de seguridad de frenado (m)
48	60
64	90
80	140
88	165
96	200
104	220

Zona de transición

Como al llegar al final de la zona de umbral el nivel de luminancia es todavía demasiado alto, se impone la necesidad de reducirlo hasta los niveles de la zona central. Para evitar los problemas de adaptación, esta disminución se efectúa de forma gradual según un gradiente de reducción o en su defecto una curva escalonada con relaciones de 3 a 1 entre luminancias. Estas curvas, obtenidas empíricamente, dependen de la velocidad de los vehículos y la diferencia entre las luminancias de las zonas umbral e interior (figura 5.10).

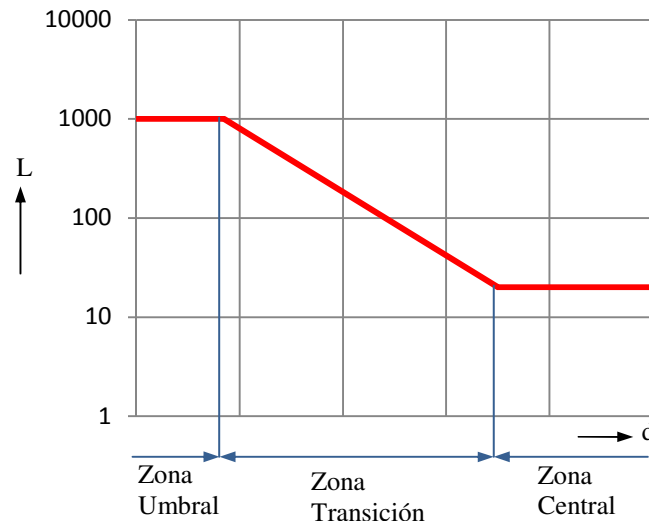


Figura 5.10. Curva de reducción de la luminancia

Zona central

En la sección central de los túneles el nivel de luminancia se mantiene constante hasta la zona de salida, al haberse acomodado la adaptación del ojo a las condiciones de iluminación interior del túnel. La longitud de esta zona es también variable y está condicionada a la longitud total del túnel y al tipo de circulación de una o dos direcciones, pudiendo ocurrir que esta zona no exista al traslaparse las zonas de transición de los dos carriles en túneles de doble dirección. Es conveniente, además, que las paredes tengan una luminancia por lo menos igual a la de la calzada para mejorar la iluminación en el interior del túnel.

Zona de salida

En la salida las condiciones de iluminación son menos críticas, pues la visión se adapta más rápido al pasar de ambientes oscuros a claros. Los vehículos u otros obstáculos se distinguen con facilidad porque sus siluetas se recortan claramente sobre el fondo luminoso que forma la salida. Esto se acentúa, además, si las paredes tienen una reflectancia alta. El nivel de iluminación suele ser igual o menor al de la zona de umbral. Las condiciones de iluminación se tienen que adaptar a la luminosidad de la boca de salida, por lo que necesita un mayor nivel de iluminación que la zona central para evitar



el excesivo contraste de luminancias con el exterior. La longitud de esta zona depende también de la velocidad de circulación en el interior del túnel.

5.4.2. Instalación eléctrica

Los conductores eléctricos van alojados en ductos metálicos instalados en la parte superior de las paredes del túnel, en ambos lados. Todos los circuitos están conectados a sus respectivos tableros de control ubicados en la Casa de Máquinas, situada a la entrada o salida de los portales del túnel según sea cada caso individual.

En túneles carreteros, la ventilación, alumbrado y los equipos que hay que instalar para el control de dichos dispositivos, y el conocimiento de lo que acontece en todo momento en los túneles, así como las instalaciones para casos de emergencia, conforman una parte muy importante de esa obra; todas ellas son las que aseguran una operación con un nivel de confort y seguridad adecuados.

El proyecto de instalaciones de un túnel carretero contempla los aspectos básicos que se describen a continuación:

- Instalaciones de alumbrado, que comprende la iluminación tanto del propio túnel como de las zonas colindantes a él.
- Instalaciones de fuerza, que comprende desde el suministro de la compañía eléctrica hasta la alimentación al elemento más mínimo que necesite electricidad.
- Instalaciones complementarias, como son: la red de puesta a tierra, los cables eléctricos y sus canalizaciones.

Todas estas instalaciones se deberán desarrollar cumpliendo con la norma NOM-001-SEDE-2005 y normativas aplicables, tanto a instalaciones como a equipos (AMITOS, 2008).

Equipos de alumbrado

Las lámparas utilizadas en los túneles se caracterizan por una elevada eficiencia luminosa y larga vida útil. Por ello se utilizan lámpara fluorescentes o de vapor de sodio a baja presión dispuestas en filas continuas en paredes o techos. En la entrada, donde los requerimientos luminosos son mayores, se instalan lámparas de halogenuros metálicos o de vapor de sodio a alta presión (García, 2008).



En el caso de las luminarias, éstas deben ser robustas, herméticas, resistentes a las agresiones de los gases de escape y los productos de limpieza, además de ser de fácil instalación, acceso y mantenimiento. Debido a los gases de escape y partículas en suspensión, es conveniente una limpieza periódica, momento que se puede aprovechar para sustituir las lámparas fundidas.

La distribución de las luminarias es muy importante; ha de garantizar una distribución uniforme de la luz sobre la calzada, el control del deslumbramiento, el nivel de luminancia, entre otros. Pero además, los túneles presentan dos dificultades adicionales: el “efecto cebra” y el “efecto del parpadeo o flicker”. El efecto cebra se produce por la aparición sucesiva de zonas claras y oscuras ante el conductor, que puede llegar a sentir una sensación de molestia e incluso mareo debido a una baja uniformidad de las luminancias en el túnel. El efecto de parpadeo o flicker se produce por cambios periódicos de los niveles de luminancia (unos reflejos, unas lámparas) en el campo visual según unas frecuencias críticas (entre 2.5 y 15 ciclos/segundo), que provocan incomodidad y mareos y que se evita colocando los aparatos en filas continuas o con una separación adecuada.

Como las condiciones de iluminación en el exterior varían con la climatología y con las horas del día, es conveniente instalar un sistema de regulación automática de la iluminación interior. Esta se hace gradualmente, con variaciones entre los estados inicial y final inferiores a 3 a 1. Para simplificar, se distingue entre tres niveles de iluminación: diurno, nocturno y crepuscular para los días nublados.

Es necesario disponer, además, de un sistema de alumbrado de emergencia que garantice unos niveles mínimos de iluminación en caso de apagón. En este sentido, hay que garantizar por lo menos el funcionamiento de una de cada tres luminarias.

5.5. Ventilación

La ventilación, está constituida por el conjunto de ventiladores y conductos destinados a dirigir y canalizar el aire fresco y los humos.

En los túneles carreteros, en el caso de que se produzca un incidente circulatorio en su interior, también conllevan un mayor riesgo para los usuarios, respecto al resto de la



carretera a cielo abierto. El incidente más peligroso que puede ocurrir en un túnel es la aparición de un incendio.

El sistema de ventilación debe en todo momento mantener una atmósfera segura al interior del túnel, para lo cual es necesario que los ventiladores reaccionen a los antecedentes que les proporcionen los correspondientes analizadores ambientales. Habitualmente los sistemas para analizar las condiciones del ambiente al interior están conformados por los siguientes instrumentos:

- Anemómetros al interior del túnel
- Anemómetros al exterior del túnel
- Termómetro para el aire de inyección
- Termómetros ambientales del túnel
- Analizadores de CO
- Analizadores de CO₂
- Opacímetros.

5.5.1. Tipos de ventilación.

En los túneles carreteros se emplean habitualmente cuatro sistemas distintos de ventilación, dependiendo de factores tales como la longitud o el volumen de tráfico.

Los cuatro sistemas son: ventilación natural, longitudinal, semi-transversal y transversal, aunque existen túneles con sistemas híbridos. Más adelante se incluye una descripción de cada uno de los sistemas.

La ventilación natural consiste en dejar que sea la propia circulación natural del aire por el túnel la que se encargue de evacuar los humos que se producen en su interior. En todo túnel se produce, de manera natural, una cierta circulación de aire en su interior, debido a la diferencia de presión existente entre ambas bocas. Esta diferencia de presión puede estar ocasionada por una diferencia de temperaturas entre ambos extremos del túnel, por diferencias de cota o por la dirección del viento. La ventilación natural opera de forma aleatoria, según la climatología del momento, y solamente es suficiente para renovar el aire de un túnel, cuando éste es muy corto o cuando la intensidad del tráfico que por él circula es muy pequeña.

**a) Ventilación longitudinal.**

La ventilación longitudinal es aquella en la que se fuerza la circulación natural del aire a lo largo del túnel. Por una de las bocas entra aire fresco y por la boca contraria sale el aire viciado (figura 5.11). El sentido de circulación del aire es conveniente que coincida con el de la circulación de los vehículos cuando el túnel es unidireccional, con objeto de aprovechar el efecto pistón que producen éstos.

La circulación del aire se logra mediante ventiladores de turbina o “Jet fans”. Generalmente los ventiladores se colocan en la clave del túnel cada cierto intervalo, aunque existen otros sistemas en que los ventiladores sólo se colocan en la boca de entrada del túnel o en los pozos de ventilación intermedios.

Los ventiladores suelen ser reversibles, especialmente en el caso de túneles bidireccionales, para poder aprovechar la ventilación natural en el sentido en que ésta se produzca. También se incluyen sistemas de medición de humos y de contaminantes con objeto de aplicar únicamente la potencia de ventilación que sea necesaria.

El caudal máximo del aire que puede proporcionar la ventilación longitudinal está limitado por la velocidad del aire que circula por el túnel; generalmente se limita ésta a un valor de 10 m/s. Con velocidades superiores se producen una serie de efectos no deseables: es complicado el movimiento de posibles peatones que circulen por el túnel; es difícil abrir las puertas del coche en caso de avería, las gotas de agua y otros pequeños residuos sólidos no caen al suelo sino que viajan en suspensión, lo que puede resultar peligroso para el tráfico.

El sistema de ventilación longitudinal es el más económico y el que se debe utilizar siempre que sea posible. Si la longitud del túnel es grande, será necesario insuflar caudales importantes de aire, lo que provocaría velocidades altas, a menos que se sitúen pozos o galerías de ventilación en puntos intermedios.

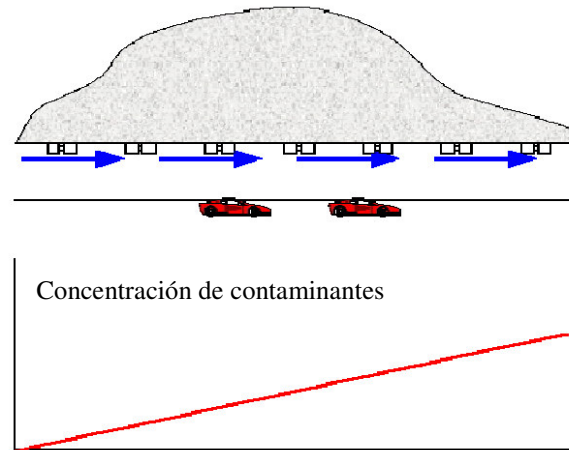


Figura 5.11. Ventilación longitudinal

b) Ventilación semitransversal.

En la ventilación semitransversal, el aire fresco se impulsa, desde el exterior, por un conducto situado dentro de la sección del túnel, habitualmente en la clave y separado de la zona de circulación de los vehículos por un falso techo. Aproximadamente, cada 6 m este conducto se comunica con el interior del túnel mediante unos difusores, puntos por los que entra el aire fresco. El aire viciado circula a lo largo del propio túnel y sale al exterior por las bocas (figura 5.12).

Este sistema es más caro de instalación y funcionamiento que el longitudinal pues necesita, además, de los ventiladores, un falso techo y un conducto para el aire fresco. Por contra, permite longitudes de túnel e intensidades de tráfico superiores. Igualmente se limita la velocidad de circulación del aire viciado a 10 m/s, por los motivos ya señalados con anterioridad. Los ventiladores suelen ser reversibles, con objeto de poder extraer los humos del túnel en caso de incendio.

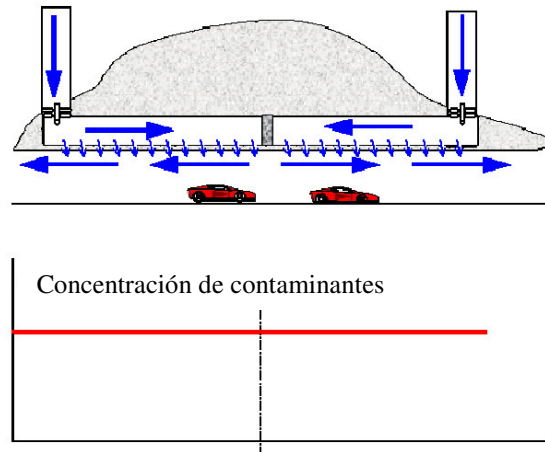


Figura 5.12. Ventilación semitransversal

c) Ventilación transversal.

La ventilación transversal es el sistema más complejo y seguro, permite mayores longitudes de túnel y mayores intensidades de tráfico, pero resulta también el más caro en instalación y mantenimiento.

Tanto el aire fresco como el aire viciado circulan a lo largo del túnel por unos conductos situados, generalmente, en la clave del túnel, separados de la zona ocupada por los vehículos por un falso techo y con un tabique divisorio entre ambos (figura 5.13). Uniformemente, a lo largo de la longitud del túnel, se impulsa aire fresco a su interior y se aspira el aire viciado.

La velocidad del aire en el túnel es teóricamente nula, por lo que no existen limitaciones por ese motivo. Por otra parte, la seguridad en caso de incendio es mayor, ya que se aspira el humo y se impulsa aire fresco simultáneamente en la zona específica donde se produzca el fuego, con lo que la capacidad para evacuar los humos y gases tóxicos sin afectar a los usuarios del túnel se incrementa.

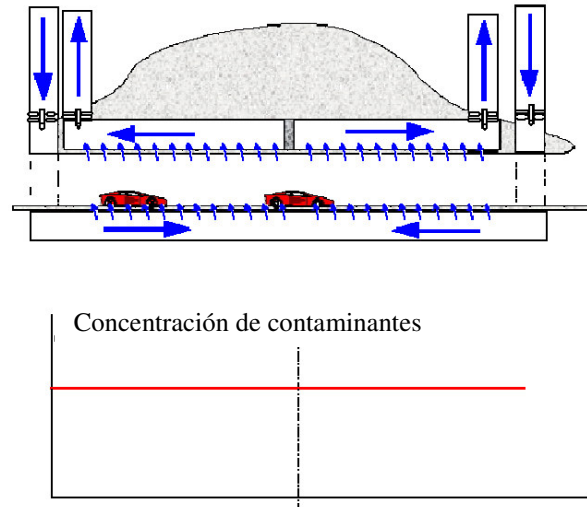


Figura 5.13. Ventilación transversal

5.5.2. Alcances de la ventilación natural.

La longitud máxima de túnel que puede dejarse sin ventilación artificial depende de la intensidad del tráfico, pero también de causas climatológicas e incluso geográficas. El análisis de éstas últimas es bastante complicado, por lo que hoy en día existen unas reglas empíricas en relación con el alcance de la ventilación natural en los túneles carreteros.

La AIPCR (Asociación Internacional Permanente de Congresos de Carreteras) ha propuesto la siguiente regla obtenida de la experiencia:

$$L=C/M \text{ (máxima)} \quad (5.1)$$

Donde L es la longitud admisible en kilómetros de un túnel ventilado naturalmente, M es la intensidad del tráfico de punta en vehículos/hora que atraviesa el túnel y C es una constante cuyo valor puede estimarse entre 300 y 600 para túneles bidireccionales y entre 1500 y 2000 para túneles unidireccionales (AMITOS, 2008).

Existen otros criterios publicados. Por ejemplo, en Japón existe una clasificación de túneles carreteros que indica que no es necesario ventilar para longitudes inferiores a 500m e intensidades de tráfico inferiores a 4000 vehículos/día (se han de cumplir ambas condiciones).



5.5.3. Determinación de las necesidades del aire fresco.

La AIPCR ha elaborado recomendaciones en relación con los caudales de aire fresco que son necesarios insuflar para asegurar la adecuada ventilación de un túnel. Se proponen cuatro criterios, debiendo adoptarse el más exigente de ellos. Los cuatro criterios son:

- Dilución del monóxido de carbono (CO).
- Dilución de los óxidos de nitrógeno (NOx).
- Dilución del humo.
- Estudio del caso de incendio.

Para la evaluación de las cantidades de estos gases emitidas por los vehículos, debe tenerse en cuenta que la emisión de humo y de contaminantes es función, entre otros factores, de la calidad de los motores de los vehículos, así como de las distintas legislaciones nacionales referentes a emisiones de humos y al control de las mismas en los vehículos, que, lógicamente, van evolucionando y tienden a ser más exigentes conforme transcurren los años. Por tanto, la AIPCR distingue actualmente (publicado en 1991) cuatro grupos de estándares que pueden asimilarse a cuatro grupos de países (AMITOS, 2008):

Grupo A. Donde se aplica la norma norteamericana FTP75 para vehículos ligeros y la norma US Transient 91 para camiones, controlándose periódicamente los niveles de emisión de los vehículos: EE.UU., Austria, Suiza, Suecia, Canadá y Corea en cuanto a vehículos de turismo y únicamente EE.UU. en vehículos pesados.

Grupo B. Donde se aplica la norma europea CEE 891458 de vehículos ligeros y la norma CEE 88177 de pesados, y existe control periódico de los vehículos: Comunidad Europea en turismo y Comunidad Europea, Suiza y Austria en camiones y autobuses.

Grupo C. Donde se aplican las normas europeas, pero no se controlan los niveles de emisión.

Grupo D. Donde no existe normativa ni control sobre las emisiones de los vehículos.

Es decir, México se encontraría actualmente en el grupo B, aunque dentro de unos años, con la generalización de los automóviles que consumen gasolina sin plomo, dotados de catalizador, se podría pasar al grupo A.



El último criterio para el dimensionamiento de la ventilación de un túnel es el estudio de un incendio eventual en su interior. Los factores que influyen sobre la propagación del humo en un túnel son múltiples:

- Tipo de ventilación.
- Velocidad longitudinal del aire en el túnel.
- Pendiente del túnel.
- Dimensión del incendio.
- Distancia al punto del incendio.

La AIPCR recoge diferentes experiencias, realizadas tanto en Europa como en Japón, de incendios provocados a escala real. En resumen los fenómenos observables son:

- La producción de humos y la punta térmica de un incendio dependen del tipo de material y de su disposición geométrica.
- Una vez generado el incendio se produce una presión en las proximidades del foco, por incremento de temperatura, que impulsa los humos hacia las bocas del túnel.
- Los humos se disponen en capas que tienen menor temperatura cuanto más cerca están de la solera, rellenando la totalidad de la sección.
- En puntos alejados del foco, las capas de humo disminuyen su velocidad y tienden a reinvertir el sentido de desplazamiento. De esta manera el túnel está cada vez más saturado en agentes tóxicos.

Si la velocidad del aire es baja, estos fenómenos se producen de manera simétrica, afectando por igual a ambas bocas del túnel. Si por el contrario la presión de ventilación es elevada, la propagación se producirá sólo hacia una de las bocas.

Los ensayos realizados con ausencia de ventilación muestran que, en 15 ó 20 minutos, la sección del túnel está llena de humo en una longitud de unos 500 m hacia cada lado del incendio (AMITOS, 2008). Por ello, se hace necesaria una cierta velocidad de aire que permita conducir los gases de la combustión hacia una de las bocas del túnel.

En túneles bidireccionales esto pondría en peligro la integridad de los pasajeros y por ello es preciso prever una corriente de aire que permita una extracción continua de los humos.



Por el contrario, en túneles unidireccionales, los usuarios deben tener la posibilidad de salir del túnel con sus vehículos o de ganar a pie el tubo vecino a través de una galería transversal; la extracción del humo puede así no ser necesaria.

La corriente de aire longitudinal mínima necesaria para que el humo solamente se propague hacia una de las bocas del túnel, depende de las dimensiones del incendio (vehículo ligero o vehículo pesado). Con velocidades del aire superiores a 3 ó 4 m/s, el humo se diluye rápidamente sobre la totalidad de la sección del túnel.

Por otra parte, es muy importante para que la lucha contra el fuego sea efectiva, que exista un acceso rápido y fácil al lugar del incendio para los bomberos, después que los usuarios hayan sido evacuados. El sistema de ventilación también debe ser capaz de asegurar, si fuese necesario, una velocidad longitudinal de aire comprendida entre 3 y 6m/s, en función de las dimensiones del incendio (AMITOS, 2008).

5.5.4. Diseño del sistema de ventilación.

Para el diseño del sistema de ventilación de un túnel debe seguirse un esquema como el que se indica a continuación:

- A.** Estimar el alcance de la ventilación natural en cada caso. Hay que tener en cuenta que la ventilación natural se ve favorecida por las siguientes circunstancias:
- Si el eje del túnel coincide con la dirección de los vientos dominantes.
 - Si las bocas del túnel están situadas en zonas abiertas y expuestas al viento.
 - Si el trazado en planta y alzado es recto.
 - Si el revestimiento tiene una superficie interior lisa (anillo de hormigón).
 - Si las bocas del túnel están a distinta cota.
- B.** Si la longitud del túnel es excesiva para el alcance estimado de la ventilación natural, será preciso diseñar un sistema de ventilación forzada. En primer lugar, habrán de calcularse los caudales necesarios para la dilución del monóxido de carbono, óxidos de nitrógeno y humos. Esta estimación debe efectuarse, de acuerdo con las expresiones del apartado anterior, para los supuestos de distintas velocidades de circulación de los vehículos por el túnel, incluso parados. También debe considerarse el caso de incendio dentro del túnel.



- C.** Conocido el caudal y la sección útil de túnel, se puede calcular la velocidad del aire por el mismo. Si resulta inferior a 10 m/s, puede optarse por una ventilación longitudinal. En caso contrario puede diseñarse una ventilación transversal o pensar en pozos de ventilación intermedios. Siempre que sea posible, es preferible acudir a la ventilación longitudinal, ya que es más económica que los otros tipos.
- D.** Los ventiladores deben ser capaces de proporcionar el caudal de aire requerido venciendo la resistencia aerodinámica del propio túnel, de sus singularidades y de los obstáculos en él situados. Para ello habrá que calcular, aplicando conceptos de mecánica de fluidos, los siguientes términos:
- Resistencia ofrecida por los paramentos del túnel a la circulación de aire.
 - Resistencia debida a las boquillas (ensanchamientos y estrechamientos).
 - Presión de ventilación natural (puede disminuir o aumentar la resistencia de ventilación).
 - Efecto pistón de los vehículos (puede aumentar o disminuir el empuje necesario de ventilación).
 - Resistencia aerodinámica de los vehículos.
 - Resistencia debida al viento dominante (puede ser positiva o negativa).
- Al sumar todos los términos, se obtiene el empuje que deberán suministrar los ventiladores para vencer la resistencia total del túnel manteniendo la velocidad del aire. Conocidas las características técnicas de los ventiladores, debe elegirse el más adecuado para las condiciones de servicio establecidas.
- E.** En las salidas del aire viciado, es conveniente adoptar una serie de precauciones para evitar molestias a los usuarios de la vía:
- Si la concentración de humos y gases es muy alta, conviene evacuar el aire mediante una chimenea o por un pozo intermedio.
 - Si la salida de aire viciado es por el propio túnel, es conveniente efectuar unas plantaciones de árboles cerca de las bocas para diluir los gases.
- F.** Una vez dimensionados los equipos de ventilación, hay que tener en cuenta las diferentes condiciones de servicio a las que van a estar sometidos. Lógicamente, los caudales de aire limpio necesario dependerán de la intensidad del tráfico. Deben por tanto disponerse elementos de medida de gases y de aforo de tráfico, que garanticen,



en tiempo real, las condiciones ambientales, indicando a los equipos de arranque que ventiladores deben estar en funcionamiento.

Los medidores de aforo de vehículos obtienen la información que permite al centro de control enviar a los equipos la orden de puesta en marcha de los ventiladores, dependiendo del tráfico puntual.

Estos equipos no son los más adecuados en el caso de tráfico congestionado, por lo que deberán colocarse adicionalmente detectores de monóxido de carbono con sensores electroquímicos. Estos detectores coordinarán la señal sobre la ventilación para impedir que se alcancen concentraciones tóxicas peligrosas.

5.6. Control de tráfico y seguridad contra incendios

Generalmente ocurren menos accidentes dentro de los túneles que en caminos abiertos; sin embargo, si un accidente ocurre en un túnel, las consecuencias son mayores que las de un camino abierto. Esas consecuencias pueden ser extremadamente destructivas y peligrosas, especialmente en el evento de un incendio, dado que el espacio cerrado dificulta la disipación del calor y el humo. Adicionalmente, las limitaciones de acceso para las operaciones contra incendios y de rescate, así como la dificultad de garantizar la seguridad en la ruta de escape de los usuarios desde un espacio cerrado, aumentan la severidad del accidente. Por ello para la buena operación de un túnel carretero es importante dotarlo de una serie de equipo y señales especiales, tal como se muestra en la tabla 6.1 y que son descritos más adelante.

5.6.1. Equipo de seguridad

El volumen de tráfico y la longitud del túnel determinan el equipo de seguridad necesario con el que estos deben contar; en el Manual Noruego de Túneles, dicho equipo es asignado con base en la categoría del túnel (tabla 5.4).

Para túneles de longitud menor a los 250m, las demandas de equipo de seguridad están únicamente basadas en la iluminación.

Los principios de evacuación del túnel están basados en que los usuarios puedan salir ya sea a pie o en sus propios vehículos. En túneles con tráfico bidireccional, las



instalaciones deben estar dispuestas para permitir que el usuario gire y maneje hacia afuera del túnel.

Tabla 5.4. Equipo de seguridad en túneles (Road Tunnels Handbook, 2004)

Equipo	Categoría de túnel						Notas
	A	B	C	D	E	F	
● Obligatorio ○ A evaluarse							
Bahías de emergencia (fig. 5.17 a 5.21)		●	●	●	●	●	
Puntos de cambio		●	●	●			
Posibilidad de escape a pie					●	●	Interconexiones c/250m
Suministro de energía, iluminación y ventilación		●	●	●	●	●	
Suministro de energía de emergencia							Iluminación en caso de que ocurra falla eléctrica
Luces en la salida de emergencia			○	●	●	●	Aprox. c/62.5m
Señal de salida de emergencia					●	●	También obligatorio en las demás categorías si el túnel es construido con alternativas de salidas de emergencias
Teléfono de emergencia (fig. 5.17 a 5.21)		●	●	●	●	●	Categoría B: Aprox. c/500m ¹⁾ , C:Aprox. c/375m ¹⁾ , D:Aprox. c/250m (en ambos lados) ¹⁾ , E: Aprox. c/500m ¹⁾ , F:Aprox. c/62.5m ¹⁾
Extintores (fig. 5.17 a 5.21)	○	●	●	●	●	●	Categoría B: Aprox. c/250m ¹⁾ , ²⁾ C,D: Aprox. c/125m ¹⁾ , ²⁾ , E: Aprox. c/125m ¹⁾ , F:Aprox. c/62.5m ¹⁾
Agua para extinguir incendios		●	●	●	●	●	Soluciones alternativas
Señal de alto roja intermitente		●	●	●	●	●	
Señales de cambio		○	○	○	○	○	
Señales de carril					○	○	
Vigilancia CCTV					○	○	

¹⁾ Los teléfonos de emergencia y extintores se deben instalar adicionalmente afuera de la entrada de cada túnel

²⁾ Extintores colocados en un lado a cada intervalo. Adicionalmente deben colocarse contiguo a los teléfonos de emergencia en el lado opuesto.



Un círculo relleno indica que el equipo detallado es obligatorio. Un círculo sin relleno indica que la necesidad de instalar este equipo debe ser considerada y solamente debe ser instalado si puede documentarse que existen circunstancias especiales que lo consideren necesario.

5.6.2. Especificaciones para el equipo de seguridad en túneles

Bahías, puntos de cambio y nichos

Las bahías para aparcamientos de emergencia permiten estacionar los vehículos fuera de los carriles de circulación en caso de que éstos sufran alguna descompostura, disminuyendo la probabilidad de que se origine un accidente. En la figura 5.14 se muestra el diseño típico de las bahías de emergencia.

Los puntos de cambio son construidos en túneles bidireccionales. Para vehículos ligeros, las bahías de emergencia pueden también funcionar como puntos de cambio; sin embargo, para vehículos pesados, el diseño recomendable es el que se muestra en la figura 5.15. El equipo técnico o cuarto de máquinas se localiza en nichos separados con paredes circundantes a un lado del carril de circulación. Se recomienda localizar estos nichos a la par de las bahías de emergencia (figura 5.16); en caso de que el nicho sea localizado separado de la bahía, debe construirse un carril de incorporación.

La distancia entre las bahías de emergencia se determina según la categoría del túnel. Estas distancias son aproximadas; la ubicación exacta dependerá de las circunstancias locales incluyendo la mecánica de rocas y las consideraciones geométricas. En la tabla 5.5 se presentan las distancias típicas recomendadas para la ubicación de las bahías de emergencia.

Se recomienda ubicar la primera bahía a no menos de 250 m de la entrada del túnel. Cuando se planifica la ubicación de bahías deben hacerse las siguientes consideraciones con respecto al número y ubicación de éstas:

- Normalmente, las bahías no deben situarse en una curva interna debido a la falta de visibilidad de los vehículos que se aproximan.
- En un cruce dentro del túnel, el inicio y el final de las rampas de acceso son consideradas como bahías de emergencia.
- En los túneles donde el $AADT(20) < 2500$ y la pendiente es $> 6\%$ en una longitud



mayor de 1 km, se debe considerar implementar una bahía de emergencia adicional para cada kilómetro de pendiente. Si el AADT(20) > 2500 en túneles con tráfico bidireccional, la necesidad de una bahía adicional es atendida en la medida que se construye un carril para sobrepasar.

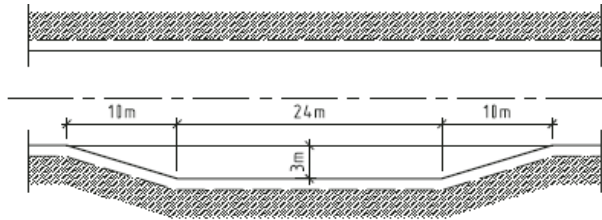


Figura 5.14. Bahía de emergencia (Manual Noruego de túneles)

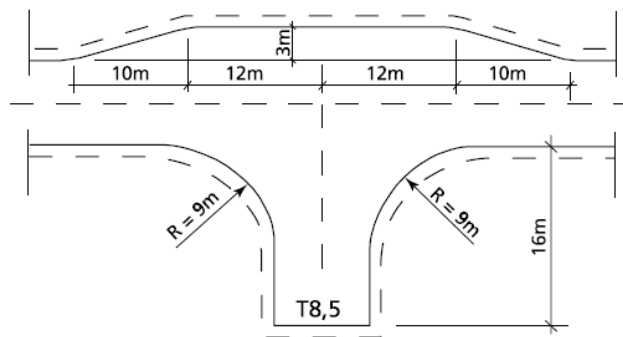


Figura 5.15. Puntos de cambio (Manual Noruego de túneles)

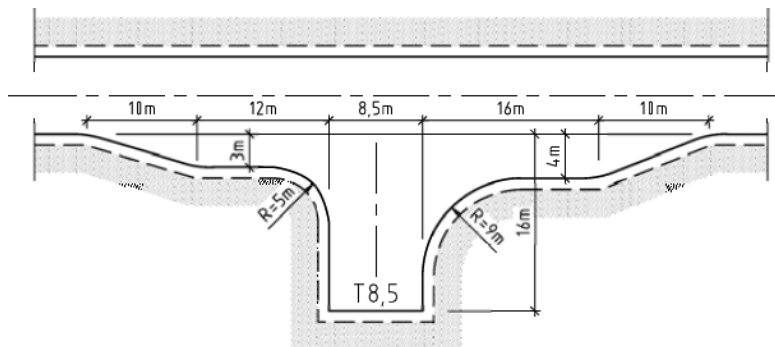


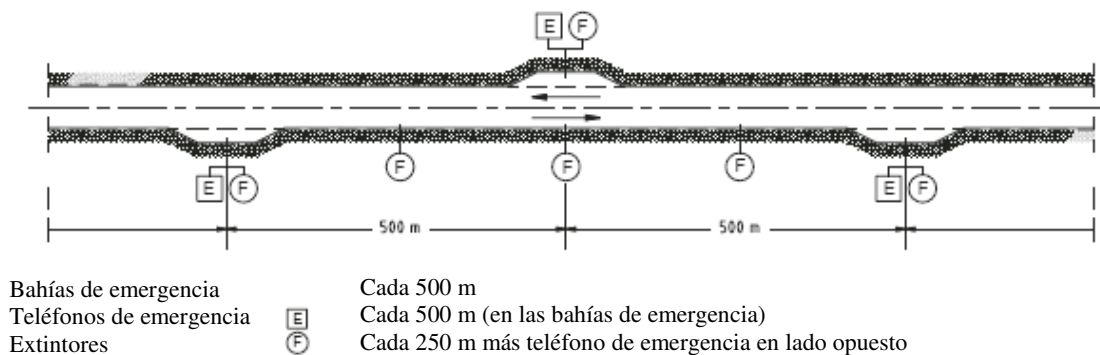
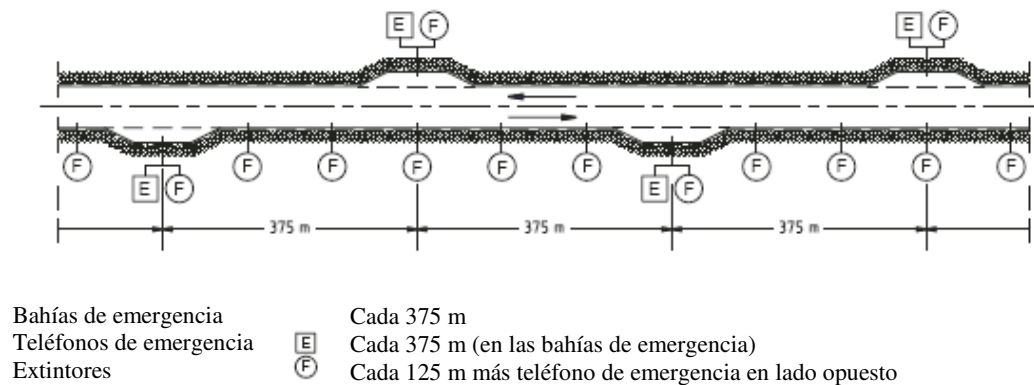
Figura 5.16. Nicho para equipo técnico (Manual Noruego de túneles)

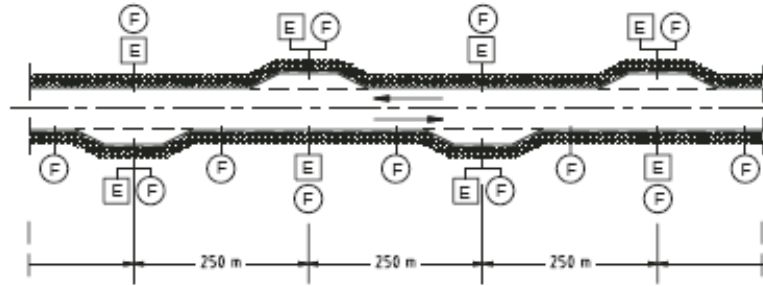
**Tabla 5.5.** Distancias normales entre bahías de emergencia (Manual Noruego de túneles)

Categoría del túnel	Distancia normal de bahías de emergencia (m)	Distancia normal de puntos de cambio (m)
A	-	-
B	500	2000
C	375	1500
D	250	1000
E,F	500	-

Nota: Las distancias dadas para cada categoría E y F aplica para cada tubo de túnel.

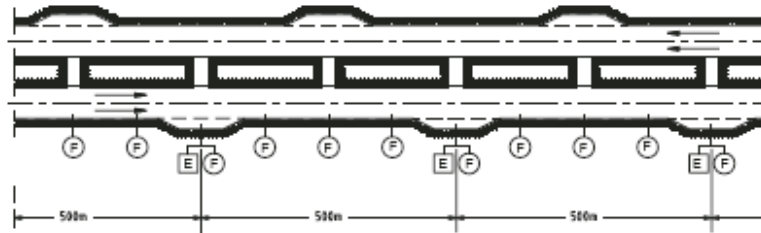
En las figuras 5.17 a 5.21 se muestra esquemáticamente la ubicación de las bahías de emergencia, teléfonos y extintores para diversas categorías de túneles, según lo recomendado en las tablas 5.4 y 5.5.

**Figura 5.17.** Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría B.**Figura 5.18.** Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría C.



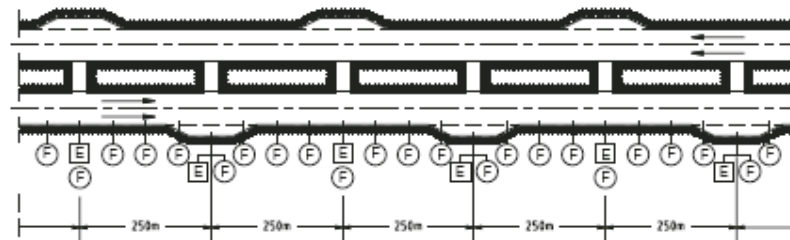
- Bahías de emergencia Cada 250 m
- Teléfonos de emergencia Cada 250 m (en las bahías de emergencia)
- Extintores Cada 125 m en un lado
Cada 250m en el lado opuesto

Figura 5.19. Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría D.



- Bahías de emergencia en cada carril Cada 500 m
- Interconexiones Cada 250 m
- Teléfonos de emergencia en cada dirección Cada 100 m
- Extintores en cada dirección Cada 125m

Figura 5.20. Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría E.



- Bahías de emergencia en cada carril Cada 500 m
- Interconexiones Cada 250 m
- Teléfonos de emergencia en cada dirección Cada 250 m
- Extintores en cada dirección Cada 62.5m

Figura 5.21. Bahías de emergencia y equipo. Túnel categoría F.



Suministro de energía de emergencia

Con el objeto de asegurar que los usuarios no se vean incapacitados por fallas en la energía eléctrica, se recomienda que el equipo que se menciona a continuación sea conectado al equipo de suministro de energía continuo (baterías o agregados):

- Vigilancia y control
- Señal de alto de luz roja intermitente
- Luces prioritarias
- Luces de ruta de escape
- Teléfonos de emergencia
- Señales de servicio
- Señales de salidas de emergencia
- Equipo de comunicación y radiodifusión

Asimismo, debe hacerse una evaluación para determinar si es necesario conectar otro equipo al suministro de energía continuo.

El suministro de energía de emergencia debe funcionar por lo menos durante una hora con la carga de diseño. Si el suministro de energía de emergencia consiste en una planta de batería central, ésta debe ser colocada en un cuarto especial.

Luces de la ruta de salida de emergencia

Estas luces son utilizadas para indicar a los usuarios las salidas en los túneles en caso de incendios. Las luces se encienden automáticamente cuando se remueve un extintor o cuando se activa la alarma desde la base de control de incendios. Las luces se montan 1m arriba de la calzada en un lado de la misma, a intervalos aproximado de 62.5 m. En las curvas las luces deben ser colocadas a manera que pueda observarse la siguiente.

La salida debe ser aproximadamente de 1800 lumen (Lm) y un color de temperatura de 4000 grados Kelvin (K).

Señales de salida de emergencia

En las interconexiones y otras rutas de emergencia dentro del túnel se emplean señales con luz interna en verde y blanco (figura 5.22) para indicar las rutas de escape, es decir la



dirección de las salidas de emergencia y su presencia. Estas señales deben poseer luz interna, si es necesario, y se colocan verticalmente a la dirección de manejo.



Figura 5.22. Señal para indicar la dirección de la salida de emergencia.

Teléfonos de emergencia

Los teléfonos de emergencia tienen como objetivo que los usuarios del túnel puedan informar a la operadora, a la policía o al cuerpo de bomberos, sobre la situación en el túnel en caso que se presente algún problema en éste y puedan ser asistidos e informados de los pasos a seguir en una situación específica. La distancia entre teléfonos de emergencia está dada según la tabla 5.4 y dependen de la categoría del túnel.

Extintores

Los extintores pueden ser utilizados para apagar incendios en su etapa inicial. Deben ser capaces de usarse tanto en incendios de aceites como eléctricos, y no generar gases dañinos para el cuerpo humano.

El manual Noruego recomienda que los extintores sean como mínimo de 6kg ABC y deben colocarse en cajas separadas. En caso que el extintor sea removido, se debe enviar una señal automáticamente al centro de control de tráfico. Es importante, que una señal informativa sea colocada en el lugar donde se ubica el extintor, para indicar a los usuarios que en caso que éste sea removido se activará automáticamente la alarma y el túnel quedará fuera de uso. Además, la alarma también será transmitida al centro de control cuando la caja que contiene al extintor sea abierta.

Agua para extinguir incendios

Como soluciones alternas para extinguir incendios, el manual Noruego recomienda las siguientes alternativas:



- Pozos separados de aproximadamente de 6m^3 de capacidad; conectados al sistema de drenaje.
- Vehículos cisterna con suficiente capacidad (aprox. 6m^3)
- Depósitos en las aproximaciones al túnel.
- En circunstancias especiales, donde se dispone de presiones de agua altas, por ejemplo en túneles urbanos, una alternativa es la colocación de una tubería de abasto.

Señal de alto roja intermitente

Esta señal es operada cuando el túnel tiene que ser cerrado al tráfico por alguna circunstancia anormal, por ejemplo cuando hay niveles de contaminación altos, accidentes de tránsito, mantenimiento u otras razones particulares.

Se recomienda colocar esta señal ya sea enfrente del portal del túnel, en puntos de cambio o inmediatamente después del lugar definido como una ruta de desvío antes del túnel. En ciertas circunstancias puede ser apropiado erigir las señales en varias de dichas alternativas.

La señal de alto roja intermitente tiene que tener la capacidad de ser activada con cualquiera de las siguientes formas:

- Automáticamente con la remoción de un extintor
- Automáticamente cuando se detecta que la calidad del aire es pobre
- Control remoto desde el centro de control de tráfico
- Localmente a través de paneles de control en el equipo

Señales de carril

Las señales de carril son señales luminosas con símbolos como se muestra en la figura 5.23: cruz roja en diagonal, flecha amarilla en diagonal (izquierda/derecha) y flecha verde vertical (hacia abajo). Las señales de carril son utilizadas para indicar usos excepcionales de los carriles en túneles de un solo sentido.

Pueden emplearse para cerrar un carril en caso de accidente, para operar tráfico en dos sentidos en un túnel, o en conexión con el mantenimiento de la carretera. En condiciones de tráfico normales, estas señales se encuentran apagadas.



Las señales son colocadas arriba de cada carril e informan al conductor si pueden utilizar ese carril (flecha verde) o no (cruz roja). La flecha amarilla intermitente indica que el carril esta cerrado más adelante y que el conductor debe cambiarse al carril señalado en la primera oportunidad posible.

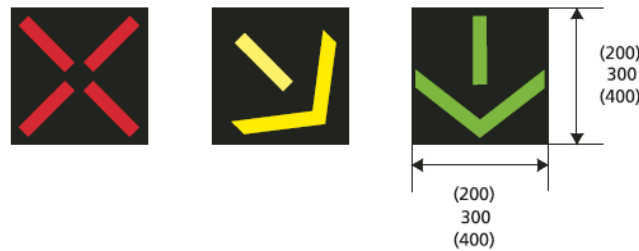


Figura 5.23. Señales de carril

Vigilancia CCTV

La vigilancia CCTV (circuito cerrado de televisión) es aplicable para túneles con alto volumen de tráfico diario y es utilizada para confirmar la información proveniente de otro sistema de alarma como teléfonos de emergencia; asimismo, permiten detectar cualquier incidente y obtener la información necesaria para tomar acciones apropiadas en caso de emergencias. Bajo circunstancias normales, las condiciones del tráfico son monitoreadas para controlar el tráfico vía CCTV. Las cámaras deben estar colocadas a intervalos apropiados, de manera que éstas puedan cubrir toda la longitud del túnel y las áreas alrededor de los portales.

Precaución por trabajos en la carretera.

Al igual que en las carreteras abiertas, una adecuada prevención de las obras que se están realizando en el túnel proporcionará seguridad a los trabajadores y, simultáneamente, preparará al usuario para una situación inusual que pudiera afectar el flujo de tráfico normal. Asimismo, puede ser difícil para el conductor juzgar la distancia actual a otros vehículos dentro del túnel.



Protección contra incendios

En la última década al menos 10 grandes incendios han ocurrido en Europa en túneles carreteros y ferrocarrileros, causando pérdidas de vidas humanas y daño estructural significativo. En particular la pérdida de vidas humanas en los incendios de los túneles Mont Blanc, Tauern, Kaprun and Gotthard (221 vidas se perdieron en 4 incendios en un periodo de 2 años) dieron origen a impulsar una de las principales revaluaciones de la seguridad contra incendios en los túneles de Europa. Agregado a la tragedia humana, está el daño de la estructura e instalaciones del túnel. Es por ello que la protección contra incendios es uno de los puntos más importantes a estudiar en el diseño de túneles.

Además de dotar al túnel con el equipo de seguridad necesario, tal como extintores, teléfonos de emergencia, alarma contra incendios, señales, entre otros, es necesario que la estructura del túnel sea diseñada para resistir en caso de un incendio, a fin de poder evacuar y proteger a los usuarios, hacer el rescate y las operaciones para apagar el incendio asegurando su seguridad y evitar el daño a la estructura del túnel y equipo, así como a estructuras colindantes. Cabe mencionar que es aceptable que haya reparaciones después de un gran incendio, pero no que se pierda el túnel por completo. Es por ello que la necesidad de protección especial contra incendios debe examinarse tomando en cuenta un balance económico entre costos extras producidos por la protección adicional contra incendios y el costo de las reparaciones y consecuencias de la interrupción del tráfico después de un posible incendio.

El Manual Noruego de Túneles, basado en las normativas en que los túneles con longitudes mayores a los 500 m están clasificados como objetos susceptibles a incendios presenta las recomendaciones siguientes para el diseño de túneles:

- Los túneles deben ser diseñados para una carga de fuego de 5 MW cuando el $AADT(10) < 10,000$, y 20MW cuando $AADT(10) > 10,000$.
- En túneles donde exista riesgo de daños a la infraestructura por un incendio, el diseño por fuego debe ser particularmente considerado.
- Los cables que se empleen en todos los ductos abiertos hasta la ubicación del equipo que debe estar en operación durante un incendio, deben ser resistentes al fuego.



Asimismo, es conveniente realizar un plan de emergencias contra incendios, el cual debe hacerse durante la etapa de planeación y en cooperación con los servicios de emergencia local.

Transporte de mercancía peligrosa

La restricción de transporte de mercancía peligrosa a través de un túnel es un factor importante cuando se trata con la seguridad contra incendios en los túneles carreteros.

En todos los túneles normales con volumen de tráfico bajo se permite el transporte de mercancía peligrosa. Para túneles en áreas urbanas, acuáticos y en túneles de concreto largos (túneles inmersos, túneles directamente debajo de edificios) debe hacerse un análisis especial, el cual debe incluir cálculos y comparación de daños personales y materiales en el túnel y rutas alternas.

El acuerdo Europeo en transporte de carreteras internacional de mercancías peligrosas, ADR, ha agrupado dichas mercancías en 9 grupos principales:

Clase 1: Sustancias y objetos explosivos

Clase 2: Gases: condensados, líquidos o bajo presión

Clase 3: Líquidos inflamables

Clase 4.1: Sólidos inflamables

Clase 4.2: Sustancias que reaccionan con agua, emitiendo gases inflamables

Clase 5.1: Sustancias Oxidantes (intensificadores de fuego)

Clase 5.2: Peróxidos orgánicos inflamables

Clase 6.1: Sustancias tóxicas o dañinas

Clase 6.2: Sustancias infecciosas

Clase 7: Material radioactivo

Clase 8: Sustancias corrosivas

Clase 9: Sustancias peligrosas misceláneas

Dentro de las medidas que pueden reducir las consecuencias, y en cierta medida el riesgo de un accidente con mercancías peligrosas están: las restricciones sobre el transporte, escolta, vigilancia y registro, tuberías de agua, alarma contra incendios y ventilación.



Resumen

La planeación y diseño de un túnel carretero conllevan una serie de aspectos ingenieriles para su buena operación, entre los cuales están: consideraciones del ambiente local, diseño geométrico, señales de tránsito, iluminación, ventilación, control de tráfico, medidas de seguridad, entre otros.

Al planificar la construcción de un túnel es necesario realizar una evaluación de los riesgos que se pueden ocasionar al medio ambiente, con el objeto de asegurar el menor daño al mismo y cumplir con las legislaciones ambientales.

La sección transversal del túnel se diseña con base en el volumen de tráfico diario promedio anual probable a 20 años de la puesta en operación (AADT(20)) y con la longitud del túnel. Para el diseño del alineamiento horizontal y vertical hay que tomar en cuenta el trazo del resto de la carretera y las características de ésta, así como aspectos de visibilidad, iluminación, drenaje, ventilación, entre otros.

Para garantizar la seguridad de los usuarios y la buena operación de los túneles, es necesario disminuir el riesgo de accidentes, para lo cual es indispensable implementar señales de tránsito, teléfonos de emergencia, extintores, bahías de emergencia, nichos, iluminación, ventilación, suministro de energía de emergencia, vigilancia CCTV.

Conclusiones

Los túneles carreteros congregan una serie de aspectos ingenieriles que deben ir integrados para que el túnel cumpla con su objetivo de servicio para el cual fue construido, de manera eficiente y segura para los usuarios.

Para restringir el paso de transporte de mercancía peligrosa o de ciertos vehículos en particular es necesario hacer un análisis costo-beneficio de los daños que pudiera sufrir el túnel en caso que estos vehículos tuvieran algún accidente dentro del mismo y el costo de que conllevaría tomar una carretera alterna.

En el diseño estructural de los soportes del túnel debe considerarse la necesidad de protección especial contra incendios, con base en un balance económico entre costos extras producidos por la protección adicional y el costo de las reparaciones y consecuencias de la interrupción del tráfico después de un posible incendio.



6. MÉTODOS EMPÍRICOS Y ANALÍTICOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÚNELES

La determinación de la estabilidad y condiciones de esfuerzos y deformaciones en un túnel se puede realizar ya sea por métodos empíricos, analíticos o numéricos. En este capítulo se abordaran los métodos empíricos y analíticos y en el siguiente capítulo los métodos numéricos.

6.1. Métodos empíricos

Los métodos empíricos están basados en una clasificación general del macizo rocoso. Pueden ser muy útiles en macizos rocosos fracturados y como medio de establecer las propiedades del mismo y los soportes requeridos para su estabilidad. Asimismo, son útiles para estimar costos del soporte en las etapas de anteproyecto.

Uno de los primeros métodos empíricos fue el desarrollado por Terzaghi, el cual está basado en su propio concepto sobre el arqueamiento de los suelos.

Actualmente, los métodos empíricos para el cálculo de soportes se basan en las clasificaciones RMR y Q (capítulos 3.4.1 y 3.4.2). Para su aplicación se requiere tomar en cuenta lo siguiente:

- Es necesario analizar la idoneidad de la clasificación geomecánica elegida en función de los datos geológicos, del comportamiento esfuerzo-deformación del macizo y del proceso constructivo a utilizar.
- Los soportes recomendados a partir de las clasificaciones representan las condiciones medias del tramo considerado, y no tienen en cuenta posibles extremos, por ejemplo los puntos singulares, ni rocas especiales (volcánicas, evaporíticas, expansivas).

6.1.1. El método de Terzaghi

La teoría de Terzaghi (1946) para la evaluación de las presiones verticales sobre la clave de un túnel puede emplearse para establecer las bases para el diseño de los ademes o soportes en túneles. La concepción teórica de Terzaghi en su método se fundamenta en su propio concepto sobre el fenómeno de arqueamiento en suelos, el cual indica que la acción de los esfuerzos producidos por la realización de un túnel forma un arco, localizado arriba de la clave del túnel el cual transfiere la sobrecarga de la roca localizada en ambos lados del



túnel. Este cuerpo de roca o “carga de roca”, es el responsable de la estabilidad de la excavación. Este efecto se produce como una consecuencia de la relajación de esfuerzos causada en la clave de la perforación. En la figura 6.1 se muestra la masa de roca afectada por el arqueo. El peso de esa masa que tiende a penetrar en el túnel mientras no se construya el ademe apropiado, se transfiere en su mayor parte a las masas laterales de roca y es resistido por la fricción que se desarrolla en las superficies ac y bd . Nótese que el ancho de la zona de arqueo, B_1 , es mayor que el ancho del túnel, B . También se observa que el espesor D de la zona de arqueo es aproximadamente igual a $1.5B$; por encima de esa altura, los esfuerzos en la masa de roca permanecen prácticamente inalterados, cuando se efectúa la excavación.

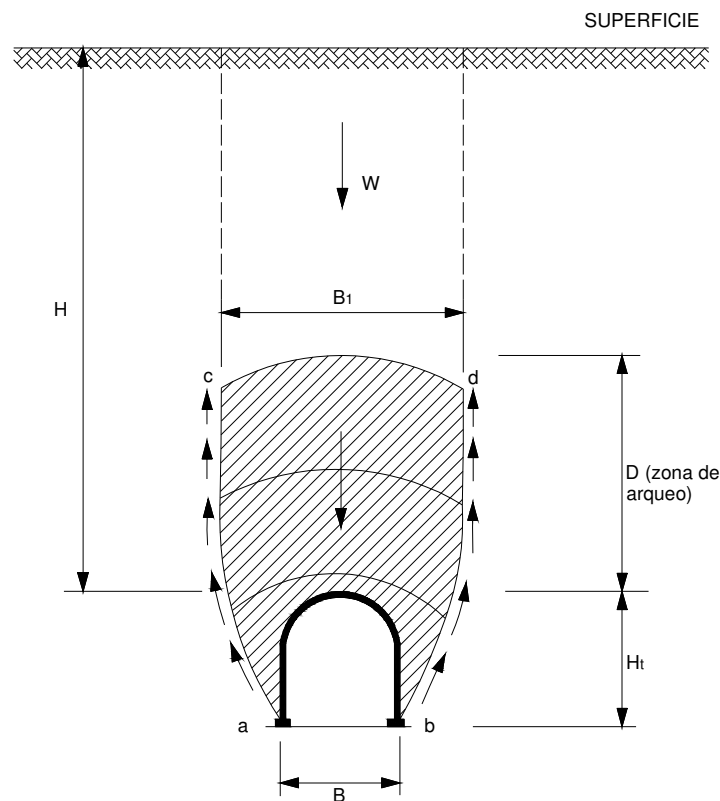


Figura 6.1. Arqueo sobre un túnel, Terzaghi (1945).

El esfuerzo vertical esperado sobre la clave, σ_v , basado en el comportamiento del subsuelo y la acción sobre la excavación formada (figura 6.2), según la teoría de arqueo de Terzaghi, se expresa con la ecuación 6.1.



$$\sigma_v = \frac{\gamma B_1}{k \tan \phi} \left(1 - e^{-k \tan \phi (z/B)}\right) \quad (6.1)$$

Donde:

σ_v : Esfuerzo esperado sobre la clave.

γ : Peso volumétrico del suelo.

B_1 : semiancho de la zona de aflojamiento potencial en la clave del túnel.

k : Relación de presión horizontal y vertical en los límites de la zona de aflojamiento.

ϕ : Ángulo de fricción interna del material.

z : Profundidad a la que se desea conocer la presión.

Cabe mencionar que la expresión 6.1 es para suelos puramente friccionantes, con $c = 0$, y sobrecarga nula, $q = 0$.

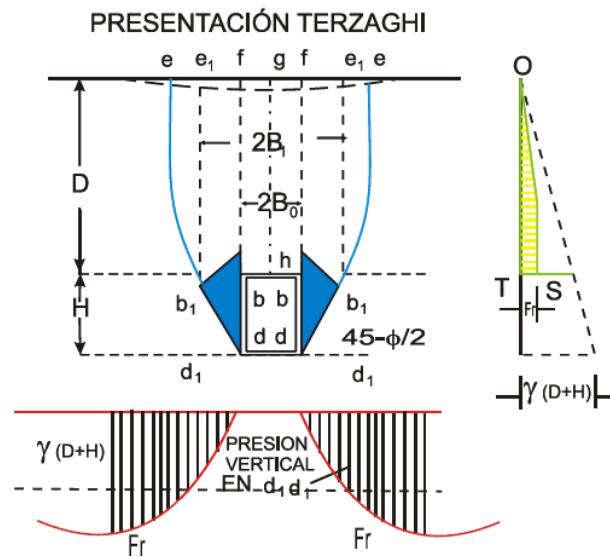


Figura 6.2. Mecanismo de arqueado en el subsuelo presentado por Terzaghi (1945).

La carga de roca H_p (altura de la zona de aflojamiento) está en función del ancho B de la excavación y de la altura H_t del túnel (figura 6.1). En la tabla 6.1 se resumen las relaciones empíricas para determinar la carga de roca H_p , sobre la clave de un túnel, según las recomendaciones dadas por Terzaghi; asimismo, se incluyen sus recomendaciones sobre la necesidad de ademado.

**Tabla 6.1.** Carga de roca, H_p , sobre la clave de túneles, Terzaghi (1945).

Estado de la roca o suelo	Carga de roca H_p , (m)	Observaciones
Sana e intacta	Cero	Ademe ligero, si hay roca explosiva
Sana estratificada	0 a 0.5B	Cuando sea necesario ademe ligero
Moderadamente fisurada	0 a 0.25B	Ademe ligero, si hay roca explosiva
Moderadamente fragmentada	0.25B a 0.35(B+H _t)	Ademe en el techo, rara vez en las paredes y nunca en el piso
Muy fragmentada	0.35(B+H _t) a 1.10(B+H _t)	Ademe en el techo y en las paredes
Triturada pero químicamente intacta	1.10(B+H _t)	Recomendable ademe circular
Grava y arena	0.62(B+H _t) a 1.4(B+H _t)	Recomendable ademe circular
Roca que fluye plásticamente (a poca profundidad)	1.10(B+H _t) a 2.10(B+H _t)	Conviene ademe circular
Roca que fluye plásticamente (a gran profundidad)	2.10(B+H _t) a 4.50(B+H _t)	Conviene ademe circular
Roca expansiva	Hasta 70m, independientemente del valor de (B+H _t)	Indispensable ademe circular

B: Ancho de la excavación, H_t: Altura de la excavación

6.1.2. Soportes a partir del índice RMR

La clasificación RMR (Bieniawski, 1979 y 1989) (inciso 3.4.1) indica implícitamente los tipos de soporte a emplear, tal como se muestra en la tabla 6.2. A partir del RMR puede estimarse la longitud de pase (longitud de avance sin soporte, figura 6.3). Por ejemplo, para un RMR=60 se obtiene una longitud de pase de 2 m, para un tiempo de estabilidad sin soporte de 41.7 días.

La carga de roca o presión se puede estimar según la expresión:

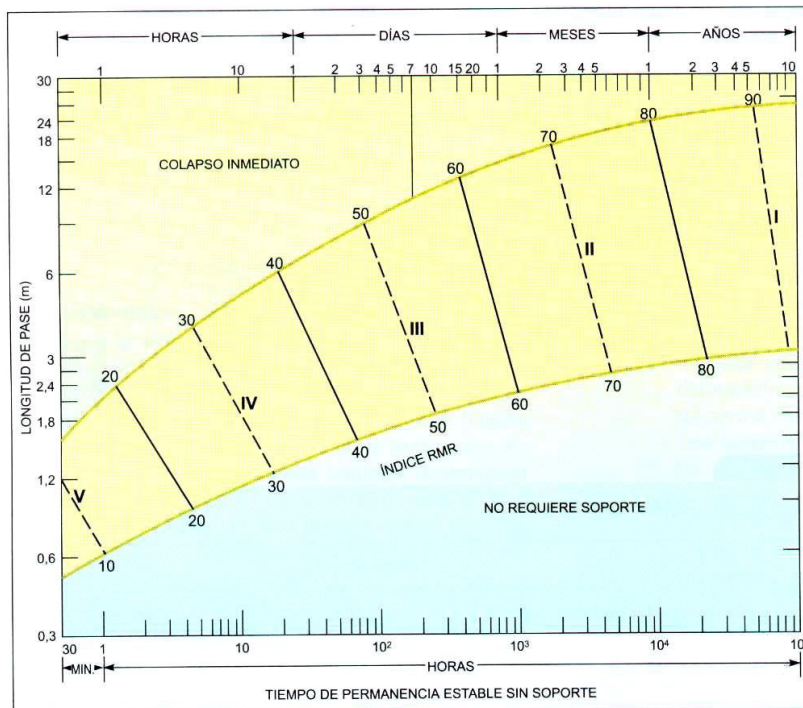
$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B \quad (6.2)$$

Donde γ es el peso específico de la roca y B el ancho del túnel. Cabe mencionar que esta expresión empírica debe utilizarse con precaución, pues puede proporcionar resultados poco representativos.

**Tabla 6.2.** Soportes a partir del índice RMR (Bieniawski, 1989, tomado de González. 2006)

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Anclajes	Concreto lanzado	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m	Innecesario, salvo algún anclaje ocasional.	No.	No.
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1.5 m	Anclaje local en clave, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2.5 ., Eventualmente con electromalla.	5 cm en clave para impermeabilización	No.
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1.5 a 3m. Completar sostenimiento a 20 m del frente	Anclaje sistemático de 3-4m con separaciones de 1.5 a 2m en clave y hastiales. Electromalla en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No.
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1 a 1.5 m. sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Anclaje sistemático de 3-4m con separaciones de 1-1.5m en clave y hastiales con electromalla	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Marcos ligeros espaciados 1.5 m cuando se requieran.
V ≤20	Fases múltiples. Avances de 0.5-1m. Colocar concreto lanzado inmediatamente en el frente después de cada avance	Anclaje sistemático de 5-6m, con separaciones de 1-1.5m en clave y hastiales con electromalla. Anclaje en solera.	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0.75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máximo esfuerzo vertical 250 kp/cm²

**Figura 6.3.** Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte (Bieniawski, 1989).



6.1.3. Soportes a partir del índice Q

Para la estimación de los soportes a partir de Q (inciso 3.4.2) se definen los siguientes parámetros:

- **Diámetro equivalente del túnel (D_e):**

$$D_e = \frac{\text{anchura, diámetro o altura (m)}}{ESR} \quad (6.3)$$

- **ESR (excavation support ratio):** factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores se presentan en la tabla 6.3. Los soportes se estiman según se indica en la figura 6.4.

El índice Q también permite calcular los siguientes parámetros:

1. Máximo vano sin sostener (longitud de pase):

$$L_p = 2ESRQ^{0.4} \text{ (m)} \quad (6.4)$$

2. Carga de roca sobre clave (P_r) (kg/cm^2):

Para macizos con menos de tres familias de discontinuidades:

$$P_r = \frac{2\sqrt{J_n}}{3J_r\sqrt[3]{Q}} \quad (6.5)$$

Para macizos con tres o más familias de discontinuidades:

$$P_r = \frac{2}{J_r\sqrt[3]{Q}} \quad (6.6)$$

3. Carga de roca en las paredes laterales del túnel (P_h) (kg/cm^2):

$$\text{Para } Q > 10 \quad P_h = 5Q \quad (6.7)$$

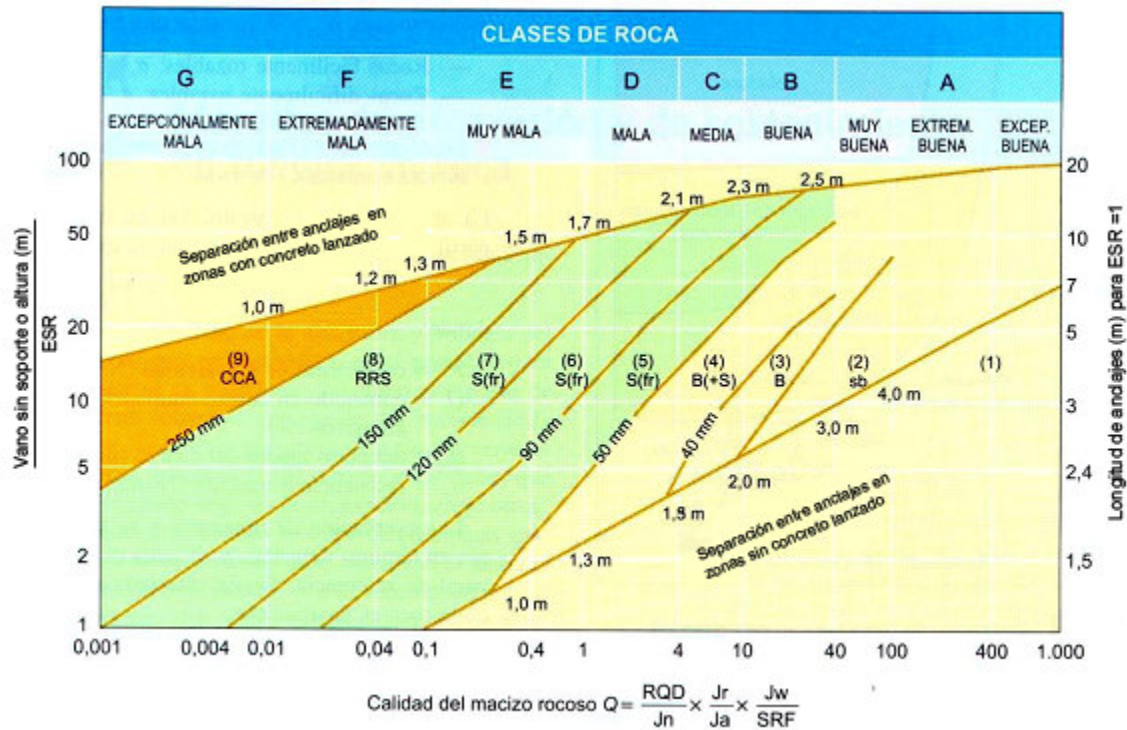
$$\text{Para } 0.1 < Q < 10 \quad P_h = 2.5Q \quad (6.8)$$

$$\text{Para } Q < 0.1 \quad P_h = Q \quad (6.9)$$



Tabla 6.3. Valores del índice ESR de la Clasificación Q

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2-5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1.6-2.0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamientos de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1.2-1.3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0.9-1.1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.5-0.8



Categorías de soporte

1. Sin soporte
2. Anclaje puntual
3. Anclaje sistemático, B
4. Anclaje sistemático con concreto lanzado, 40-100mm, B+S
5. Concreto lanzado con fibras, 50-90 mm y anclaje, S(fr)+B
6. Concreto lanzado con fibras, 90-120 mm y anclaje, S(fr)+B
7. Concreto lanzado con fibras, 120-150 mm y anclaje, S(fr)+B
8. Concreto lanzado con fibras, >150 mm con anclaje y arcos armados reforzados con concreto, S(fr)+RRS+B
9. Revestimiento de concreto, CCA

Figura 6.4. Soportes según el índice Q (Barton)



6.2. Métodos analíticos

Los métodos analíticos están basados en soluciones de la elasticidad, elastoplasticidad y viscoelasticidad, para cavidades de diferentes formas en medios isótropos o anisótropos. En este documento únicamente se abordan las soluciones elásticas y elastoplásticas para cavidades circulares.

6.2.1. Formulación elástica

Previo a la explicación de la obtención de los esfuerzos y deformaciones alrededor de un túnel, es necesario entender la modificación de las condiciones de esfuerzos alrededor del mismo. Las investigaciones teóricas básicas están relacionadas con las condiciones de esfuerzos geostáticos alrededor de una galería circular perforada en un material perfectamente elástico e isótropo. Antes de la excavación, esta condición está caracterizada por un flujo de presión paralelo uniformemente distribuido (figura 6.5a). La continuidad de estas líneas se ve alterada al excavar la galería; los esfuerzos transmitidos ininterrumpidamente en la cavidad deben ser transmitidos necesariamente a través del terreno que no ha sido tocado. En términos sencillos, las líneas de presión que originalmente eran un flujo regular vertical serán forzadas a los lados, debido a la remoción del material de la galería, produciendo concentraciones de esfuerzos, con la respectiva superposición en las masas que descansan lateralmente (figura 6.5b).

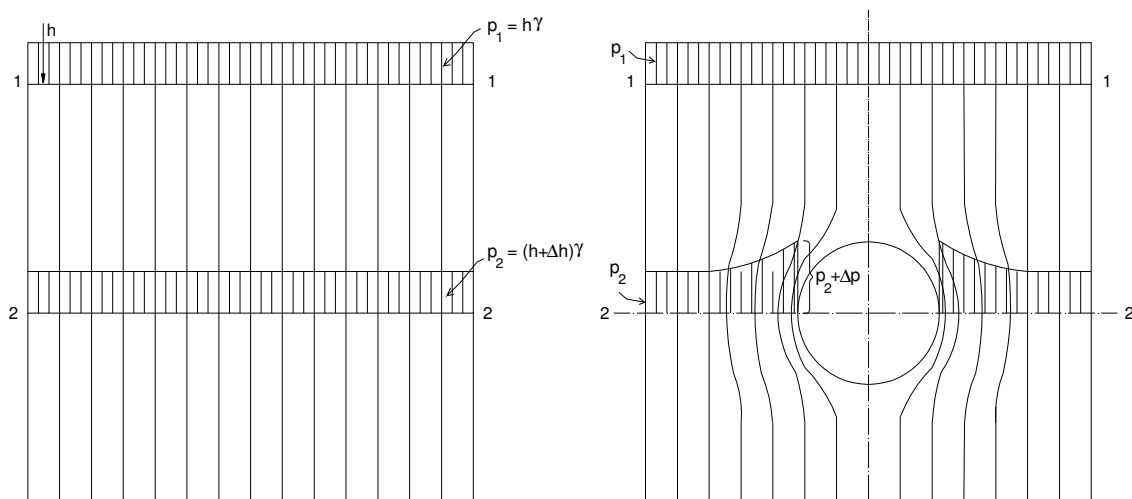


Figura 6.5. Patrón del flujo de compresión (a) antes y (b) después de la excavación.

**Condiciones de esfuerzo en un medio elástico y homogéneo.**

Las expresiones de la Teoría de la Elasticidad, que son un sistema de ecuaciones en derivadas parciales, permiten plantear los estados de esfuerzo y deformaciones alrededor de un túnel, siempre y cuando se cumplan las siguientes hipótesis simplificadoras:

- El túnel se supone de forma circular y sin revestir.
- El terreno se supone infinito, homogéneo e isótropo.
- Se analiza un problema bidimensional en deformación plana.

Con estas hipótesis las ecuaciones son integrables analíticamente.

Para el caso de un medio elástico, homogéneo y esfuerzos iniciales anisótropos (figura 6.6), $\sigma_h = k_o \cdot \sigma_z = k_o \gamma h$, los cálculos pueden ser efectuados con base en la teoría de esfuerzos de un tubo de pared gruesa asumiendo que el radio externo es infinito. Esta teoría de Föppl basada en los esfuerzos y deformaciones elásticas resulta para el caso de dos dimensiones en la siguiente ecuación diferencial (cuando u = desplazamiento en el interior, $u+du$ = desplazamiento en el perímetro externo de un cascarón anular con espesor dr).

$$r^2 \cdot \frac{d^2 u}{dr^2} + r \cdot \frac{du}{dr} - u = 0 \quad (6.10)$$

Esta ecuación diferencial lineal homogénea del tipo de Euler puede ser resuelta con la ayuda de una función apropiada de Airy, obteniendo las ecuaciones 6.11 y 6.12 de los esfuerzos radial (σ_r) y tangencial (σ_t), respectivamente (solución de Kirsch).

$$\sigma_r = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1+k_o) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-k_o) \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} - 4 \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right] \quad (6.11)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1+k_o) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-k_o) \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (6.12)$$

Asimismo, el esfuerzo cortante (τ_{rt}) está dado por la expresión 6.13:

$$\tau_{rt} = -\frac{\sigma_z}{2} \left[(1-k_o) \left(1 - 3 \frac{a^4}{r^4} + 2 \frac{a^2}{r^2} \right) \text{sen} 2\theta \right] \quad (6.13)$$



El desplazamiento en la dirección radial se obtiene con la expresión 6.14:

$$u = \frac{1 + \mu}{E} \left\{ \frac{(\sigma_v + \sigma_h)}{2} * \frac{a^2}{r} - \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2} \left[(1 - \mu) * \frac{4a^2}{r} - \frac{a^4}{r^3} \right] \cos(2(90 - \theta)) \right\} \quad (6.14)$$

Donde:

$\sigma_z = \gamma_a h$ (geoestático) presión vertical

$\sigma_h = k_o \cdot \sigma_v = k_o \gamma_a h$ = presión horizontal

γ_a = peso volumétrico del terreno que sobreyace

h = profundidad

a = radio de la cavidad circular

θ = ángulo central

E = módulo de Young

μ = relación de Poisson

r = distancia desde el centro de la galería circular hasta el punto en cuestión

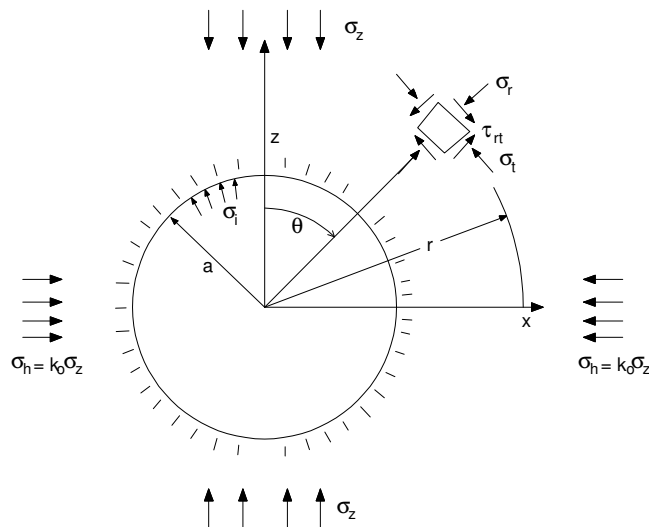


Figura 6.6. Nomenclatura correspondiente a la solución de Kirsch, dentro de la Teoría de Elasticidad.

Para el caso particular de $k_o = 1$, $\sigma_h = \sigma_v = \gamma h$, los esfuerzos tangenciales pueden ser calculados con la expresión 6.15 y los esfuerzos radiales con la expresión 6.16:



$$\sigma_t = \gamma h \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (6.15)$$

$$\sigma_r = \gamma h \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (6.16)$$

Si bajo esta condición se aplica una presión interna uniforme σ_i en las paredes del túnel, los esfuerzos se modifican en:

$$\sigma_t = \gamma h \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \sigma_i \left(\frac{a^2}{r^2}\right) \quad (6.17)$$

$$\sigma_r = \gamma h \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \sigma_i \left(\frac{a^2}{r^2}\right) \quad (6.18)$$

Donde:

h = la profundidad del recubrimiento

a = el radio del círculo

r = la distancia del punto bajo consideración (nótese que $r \geq a$).

Asimismo, a la distancia r del centro del túnel circular, no adorado, de radio a , el desplazamiento radial hacia dentro producido por la excavación del túnel resulta ser, según la teoría de la Elasticidad:

$$u = \frac{1+\nu}{E} \sigma_z \frac{a^2}{r} \quad (6.19)$$

Donde:

ν : Relación de Poisson

E : Módulo de Elasticidad

En la figura 6.7 se esquematiza la distribución de esfuerzos tangenciales y radiales alrededor de una galería circular basadas en las ecuaciones de Kirsch para el caso particular de $\sigma_h = \sigma_v = \gamma h$, es decir $k_o = 1$. Nótese que en el perímetro el esfuerzo tangencial aumenta al doble de su valor original, mientras que el esfuerzo radial es cero.

A medida que se aleja del perímetro, el esfuerzo tangencial disminuye gradualmente, mientras que el esfuerzo radial aumenta hacia la condición de esfuerzo original. Como se



puede observar, para un valor de $r/a > 4$ el incremento de esfuerzos inducidos es menor del 6%, por lo que la extensión de la zona de esfuerzos alterados puede ser tomada de manera segura como 2 veces el ancho de la galería.

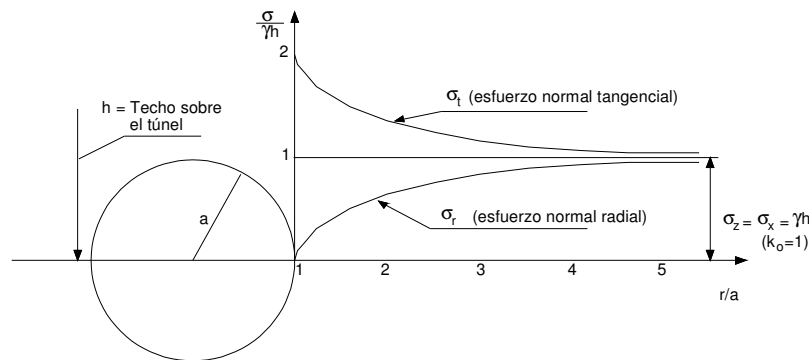


Figura 6.7. Distribución de esfuerzos según Kirsch alrededor de un túnel circular en un medio elástico.

Cabe mencionar que las soluciones elásticas deben utilizarse con criterio en la práctica, ya que ni las rocas ni los suelos son materiales homogéneos, isótropos y linealmente elásticos. En general, la precisión que es posible esperar de las soluciones elásticas disminuye cuando el material a través del que se excava el túnel se hace más blando; las soluciones se vuelven inaceptables en casi todos los suelos o en casos en que una roca resulta debilitada por la acción de explosivos. Sin embargo, proporcionan el orden de magnitud de los esfuerzos y deformaciones y de su distribución geométrica.

6.2.2. Análisis elastoplásticos

En los túneles se presentan casos en que la presión del subsuelo es tal que se produce la falla en una serie de zonas localizadas de manera que puede llegar a formarse alrededor de la galería una zona plástica limitada en estado de deformación contenida.

Las soluciones matemáticas basadas en la teoría de la plasticidad son más complejas que las que se manejan en la elasticidad, por lo cual es necesario hacer un mayor número de hipótesis simplificadoras. En los análisis plásticos suele establecerse:

- $\sigma_z = \sigma_h (K_o = 1)$;
- Se desprecia el peso de los materiales extraídos de la galería y



- Se acepta que el esfuerzo normal en la dirección del eje del túnel es principal.

Como condiciones de fluencia se utilizan la de Tresca para materiales puramente cohesivos ($\phi = 0$), o la de Coulomb para materiales con $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$.

Análisis plásticos en materiales cohesivos

Se considera que la fluencia plástica ocurre cuando:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \geq 2c_u$$

Donde: c_u es la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en una prueba triaxial no consolidada-no drenada en una muestra de suelo saturada o como la mitad de la resistencia en un compresión simple (q_u), determinada en una prueba de ese tipo. Mientras la diferencia de los esfuerzos principales es menor que $2c_u$, el material se mantiene en el intervalo elástico.

Los esfuerzos actuantes sobre el túnel son: la presión vertical σ_z , la presión horizontal, $\sigma_h = \sigma_z (K_o = 1, \text{ por hipótesis})$ y la presión interna σ_i aplicada desde el interior del túnel, sobre toda la periferia de la galería circular.

Si $\sigma_z - \sigma_i \leq c_u$, no se desarrollará ninguna zona plástica alrededor del túnel, pero si $\sigma_z - \sigma_i > c_u$, aparece una zona que se extiende hasta una distancia R, desde el centro del túnel (Figura 6.8).

La distancia R esta dada por la expresión 6.20.

$$R = ae^{\frac{\sigma_z - \sigma_i - 1}{2c_u}} \quad (6.20)$$

En la zona plástica, para $a \leq r \leq R$, los esfuerzos son:

$$\sigma_r = \sigma_i + 2c_u \ln \frac{r}{a} \quad (6.21)$$

$$\sigma_t = \sigma_r + 2c_u \quad (6.22)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_t) \quad (6.23)$$



Donde: σ_y es el esfuerzo normal actuante en la dirección correspondiente al eje del túnel.

La zona plástica se supone de volumen constante ($\mu = 1/2$). El esfuerzo cortante $\tau_{r\theta}$ es nulo en todos los puntos, por simetría.

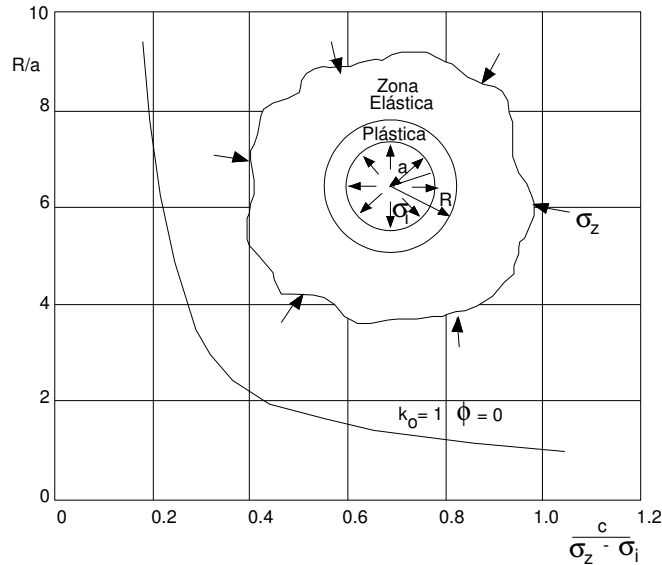


Figura 6.8. Extensión de la zona plástica alrededor de un túnel circular. Suelo puramente cohesivo.

En la frontera entre la zona elástica y la plástica, el esfuerzo esta dado por la siguiente expresión:

$$\sigma_R = \sigma_z - c_u \quad (6.24)$$

En la zona elástica $r \geq R$, los esfuerzos finales están dados por:

$$\sigma_r = \sigma_z - c_u \left(\frac{a}{r} \right)^2 e^{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_i - 1}{c_u} \right)} \quad (6.25)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z + c_u \left(\frac{a}{r} \right)^2 e^{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_i - 1}{c_u} \right)} \quad (6.26)$$

$$\sigma_y = 2\mu\sigma_z \quad (6.27)$$

Si no hay presión actuando en el interior del túnel, $\sigma_i = 0$, el radio de la zona plástica es:

$$R = ae^{\frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_z - 1}{c_u} \right)} \quad (6.28)$$



Los desplazamientos en la frontera entre la zona plástica y elástica, hacia el interior del túnel, resultan:

$$u_R = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1+\mu}{E} R = c_u \frac{1+\mu}{E} R \quad (6.29)$$

Por el contrario, si existe la presión σ_i en el interior del túnel, que sería el caso en que hubiera un ademe ejerciendo una presión uniforme sobre toda la periferia de la galería, el desplazamiento radial que sufrirían las paredes de dicha galería hacia el centro, en la zona plástica, resulta ser:

$$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \quad (6.30)$$

Donde:

$$A = 2c_u \frac{1+\mu}{E} e^{\frac{\sigma_z - \sigma_{i-1}}{c_u}} \quad (6.31)$$

Las deformaciones radiales en la zona elástica, $r \geq R$, pueden estimarse con:

$$u_r = \frac{1+\mu}{E} \left(c \frac{a^2}{r} e^{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_{i-1}}{c} \right)} \right) \quad (6.32)$$

Análisis plásticos en materiales con cohesión y fricción

El criterio de fluencia que tradicionalmente se ha considerado en estos casos es el de Mohr-Coulomb, que puede escribirse:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (6.33)$$

En donde el valor de cohesión c , es la ordenada en el origen de la envolvente de resistencia dibujada en el plano $\tau - \sigma$, obtenida de un conjunto de pruebas triaxiales (del tipo que se haya considerado más conveniente para el problema específico que se trate). Cabe mencionar que, probablemente, la envolvente de resistencia se aproximará a una recta dentro del intervalo de esfuerzos utilizados.

En este análisis también se asume que $\sigma_z = \sigma_x$ ($K_o = 1$) y que el material permanece con su volumen constante ($\nu = 1/2$).



Se considera que cuando $\sigma_z \leq \frac{\sigma_i + c \cdot \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}$ no hay desarrollo de zona plástica, y el material se mantiene en estado elástico. Para valores mayores de σ_z se desarrolla una zona plástica anular cuyo radio es:

$$R = a \left[(1 - \operatorname{sen} \phi) \frac{\sigma_z + c \cdot \cot \phi}{\sigma_i + c \cdot \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2 \operatorname{sen} \phi}} \quad (6.34)$$

Dentro de la zona plástica ($a \leq r \leq R$) los esfuerzos son:

$$\sigma_r = -c \cdot \cot \phi + (\sigma_i + c \cdot \cot \phi) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \quad (6.35)$$

$$\sigma_t = -c \cdot \cot \phi + (\sigma_i + c \cdot \cot \phi) \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \quad (6.36)$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_t) \quad (6.37)$$

En la frontera entre las zonas plástica y elástica los esfuerzos son:

$$\sigma_R = \sigma_z (1 - \operatorname{sen} \phi) - c \cdot \cos \phi \quad (\text{radial}) \quad (6.38)$$

$$\sigma_t = \sigma_z (1 + \operatorname{sen} \phi) + c \cdot \cos \phi \quad (\text{tangencial}) \quad (6.39)$$

En la zona elástica ($r \geq R$) prevalece el estado elástico, por lo que los esfuerzos finales pueden evaluarse con las formulas 6.17 y 6.18 reemplazando en ellas R por a y σ_R por σ_i . Nótese que estas ecuaciones son para el caso particular de $k_o = 1$, ya que una de las hipótesis simplificadoras es que $\sigma_z = \sigma_h$, tal como se mencionó anteriormente.

La figura 6.9 proporciona el radio de la zona plástica para diferentes casos de σ_z , σ_i y valores del ángulo ϕ .

En la figura 6.10 se presentan diversas distribuciones de esfuerzos alrededor de un túnel circular; se consideran los esfuerzos radial y tangencial en su variación con la distancia al centro de la galería.

En las expresiones anteriores puede observarse que si $\sigma_i = c = 0$, el radio de la zona plástica se hace infinito y la galería se cerrará por sí sola.

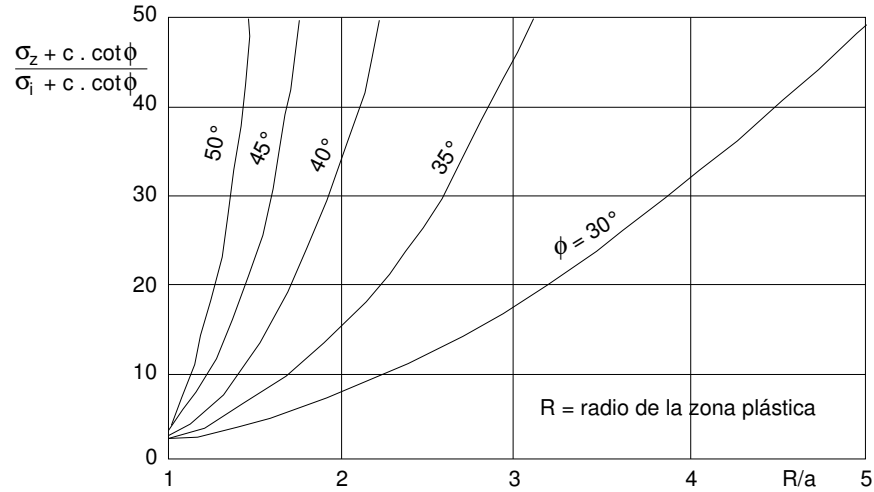
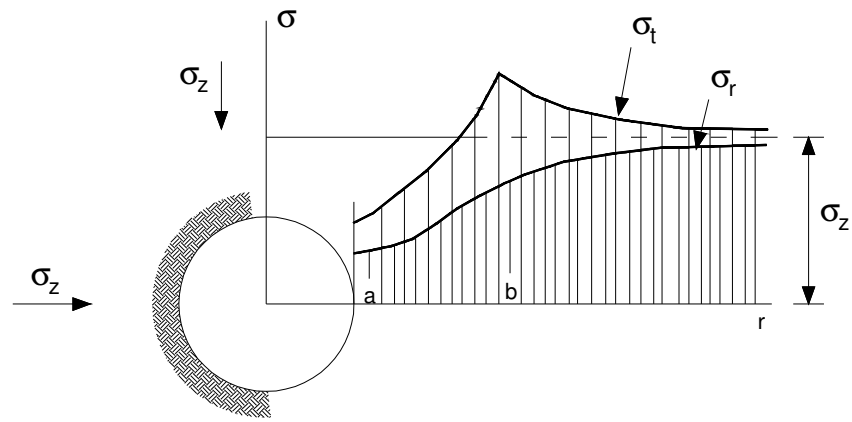
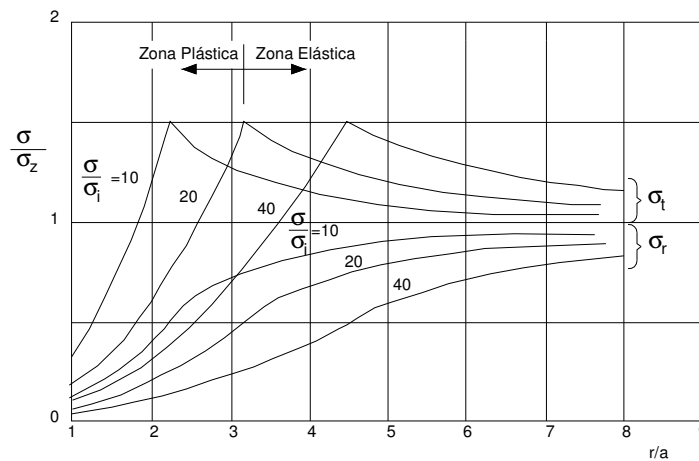


Figura 6.9. Radio de la zona plástica, en función de los valores de c y ϕ para diferentes combinaciones de valores de σ_i y σ_z .



a)



b)

Figura 6.10. Distribución de esfuerzos en torno a una galería circular. a) Croquis de la distribución de los esfuerzos. b) Distribución de esfuerzos tangencial (σ_t) y radial (σ_r).



Todas las formulaciones anteriores conservan su valor siempre y cuando el suelo mantenga su resistencia durante el período de flujo plástico. Cabe mencionar que esto no suele suceder y lo normal es que la fluencia traiga consigo un debilitamiento estructural, causa de disminución de resistencia.

Según la Teoría de la Plasticidad, el desplazamiento radial hacia el interior del túnel, en la frontera entre las zonas plástica y elástica, puede establecerse como:

$$u_R = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1+\nu}{E} R \quad (6.40)$$

Donde σ_R y R están respectivamente dados por las expresiones 6.38 y 6.34. Como antes, se supone que el volumen en la zona plástica se mantiene constante.

Si existe la presión σ_i en el interior del túnel, que sería el caso en que hubiera un ademe ejerciendo una presión uniforme sobre toda la periferia de la galería, el desplazamiento radial que sufrirían las paredes de dicha galería hacia el centro se calcula con la ecuación 6.30, en donde A para suelos cohesivo-friccionantes está dado por la expresión 6.41:

$$A = 2 \frac{1+\mu}{E} (\sigma_z + c \cdot \cot \phi) \operatorname{sen} \phi \left(\frac{R}{a} \right)^2 \quad (6.41)$$

En la zona elástica, $r \geq R$, las deformaciones radiales pueden evaluarse con la siguiente expresión:

$$u_r = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1+\nu}{E} \frac{R^2}{r} \quad (6.42)$$

6.3. Asentamiento transversal superficial

Dentro de los estudios necesarios para el proyecto de una obra subterránea tiene gran relevancia el análisis de asentamientos superficiales, o reflejo en superficie de las deformaciones que experimenta el terreno debido al cierre de la cavidad ocupada por el túnel. Obviamente, el interés de este estudio tiene mayor importancia en zonas urbanas, donde estos movimientos pueden conducir a riesgo de daños en edificaciones o servicios, dado su carácter diferencial. Dentro de este contexto, otro valor importante de verificar es la distorsión angular, la cual es la diferencia de asentamientos verticales entre dos puntos situados a una distancia determinada:



$$\Delta = \frac{\text{diferencia de asentamientos}}{\text{separación}} \quad (6.43)$$

Si el parámetro que mejor definiera el riesgo de daños de una estructura no fuera el valor de asentamiento máximo, sino la distorsión angular, la zona más peligrosa no coincidiría exactamente con la vertical del túnel, tal como se muestra en la figura 6.11.

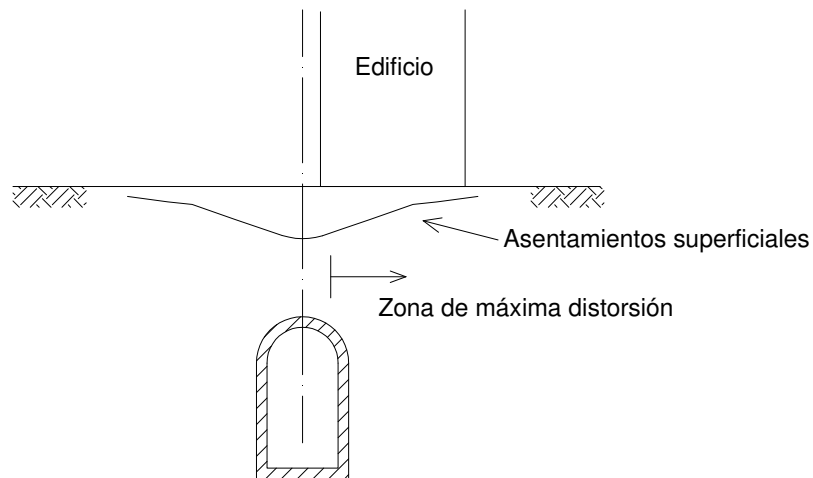


Figura 6.11. Ejemplo de problemas causados por asentamiento diferencial.

En la actualidad existen varios métodos para estimar los asentamientos que genera en su entorno la excavación de un túnel; uno de los más utilizados en la práctica ingenieril es el método desarrollado por Peck y Schmidt.

6.3.1. Método de Peck

Este método fue propuesto por Schmidt y publicado por Peck en 1969. Estima el perfil de asentamiento vertical superficial generado por la excavación del túnel asociándolo a una función de distribución de probabilidad normal, curva inversa de la distribución de Gauss, (figura 6.12). Dicha función tiene la siguiente expresión:

$$S_v = S_{m\acute{a}x} \cdot e^{\frac{-x^2}{2r^2}} \quad (6.44)$$

Donde:

S_v : Asentamiento vertical



x : Distancia horizontal desde el eje del túnel

i : Distancia horizontal desde el eje del túnel al punto de inflexión de la curva

$S_{m\acute{a}x}$: Asentamiento máximo sobre el eje del túnel.

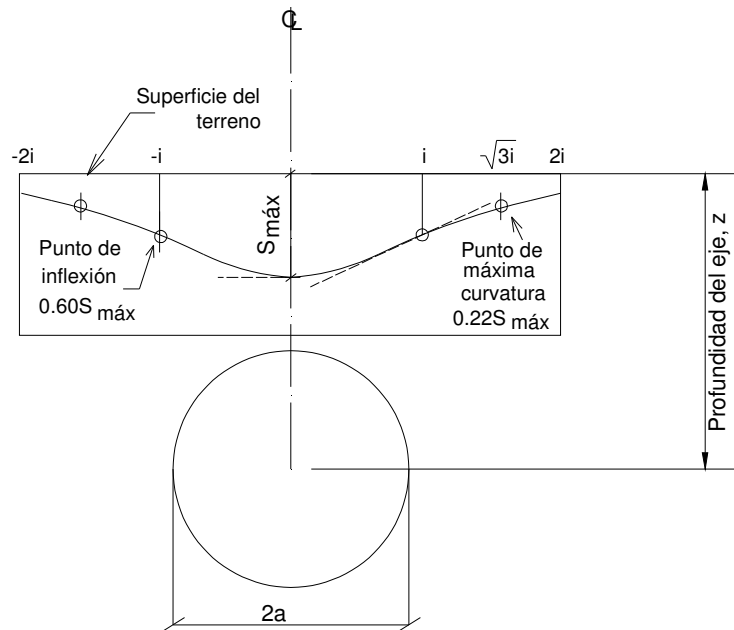


Figura 6.12. Ley de asentamientos superficiales

Como se puede observar, esta hipótesis permite definir la ley de asentamientos a partir de los siguientes parámetros:

- Volumen de asentamientos, V_s
- Posición del punto de inflexión, i (distancia del eje de simetría a ese punto)
- Asentamiento máximo, $S_{m\acute{a}x}$

Estos tres parámetros se relacionan entre sí mediante la siguiente expresión:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{V_s}{2.5i} \quad (6.45)$$

El valor de “ i ” puede obtenerse de la gráfica de la relación entre el ancho de la depresión superficial (i/a) y la profundidad del túnel ($-z/a$) que se presenta en la figura 6.13 (Peck, 1969). Esta figura fue realizada con base en valores de asentamientos medidos en varios túneles en diferentes materiales.

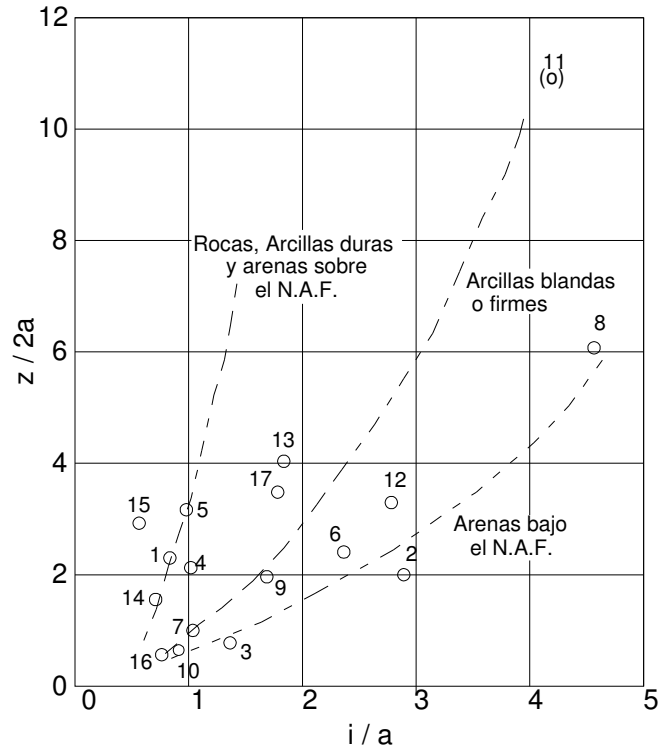


Figura 6.13. Relación entre el ancho de la depresión superficial (i/a) y la profundidad del túnel (z/a), para túneles excavados en diferentes materiales (Peck, 1969).

En el criterio de Peck, el valor de la pérdida de suelo se puede obtener según la siguiente fórmula:

$$V_s = [(1 + k_o) \sigma'_z (1 + \nu) A_o] / E \quad (6.46)$$

Siendo:

k_o = coeficiente de tierras en reposo

σ'_z = esfuerzo normal efectivo en el eje del túnel

ν = coeficiente de Poisson.

A_o = sección inicial del túnel.

E = módulo de deformación del terreno pero en la rama de descarga.

La distorsión angular o asentamiento diferencial entre un punto situado a una distancia x_o del eje del túnel, y el siguiente punto a una distancia $x_o + L$, sería:

$$\Delta = \frac{1}{L} \times \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}} \times \left[e^{\frac{-x_o^2}{2i^2}} - e^{\frac{-(x_o+L)^2}{2i^2}} \right] \quad (6.47)$$



6.3.2. Método de Sagaseta y Oteo (1996)

Este método ha sido deducido a partir de análisis no dimensionales y el método de elementos finitos, corregido a partir de mediciones reales que ha dado buenos resultados al compararse con medidas reales (Sagaseta y Oteo, 1996). Con este método, el asentamiento máximo $S_{m\acute{a}x}$ y el parámetro i pueden determinarse con las expresiones 6.48 y 6.49.

$$S_{m\acute{a}x} = \psi \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu) \quad (6.48)$$

$$\frac{i}{D} = \eta (0.52 \frac{H}{D} - 0.21) \quad (6.49)$$

En las expresiones anteriores se supone un terreno homogéneo, de densidad aparente γ , módulo de deformación aparente de descompresión E y módulo de Poisson ν , en el que se excava un túnel de diámetro medio D y de profundidad hasta su eje H . ψ es un factor de corrección que introduce la influencia del proceso constructivo, que está relacionada con la velocidad de avance de la excavación, los efectos viscosos del terreno y otros factores. Alcanza valores medios de 0.5 para suelos arcillo arenosos rígidos y 0.4 en arcillas rígidas (Oteo y Moya 1979). En túneles con escudo abierto, mala entibación (ademado) y retraso en la inyección de contacto, puede ser superior a 0.75.

6.4. Asentamiento longitudinal superficial

Además del estudio del perfil de asentamientos transversal, el perfil de asentamientos longitudinal que se produce con el avance del túnel también es importante. En zonas urbanas, donde los edificios pueden verse sometidos a fuerzas de torsión debido a la construcción de obras subterráneas, es necesario conocer la influencia en tres dimensiones de los asentamientos, es decir que se requiere analizar los asentamientos longitudinales.

Attewell y Woodman (1982) mostraron que el perfil de asentamientos longitudinal puede ser derivado, considerando un túnel como un número de puntos fuentes en la dirección longitudinal y superponiendo los asentamientos causados por cada punto fuente.

A partir del supuesto que el perfil de asentamientos transversal se adapta a una curva de Gauss, New y O'Reilly en 1991 dedujeron que el perfil de asentamientos longitudinal tiene



la forma de una curva de probabilidad acumulada, bajo la condición de que la deformación del suelo sea a volumen constante (condiciones no drenadas). El asentamiento arriba del túnel en el eje del mismo, a una ubicación x puede ser obtenido con la ecuación:

$$S_v(x) = S_{vm\acute{a}x} \frac{1}{i\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (6.50)$$

Donde x es la distancia desde el frente del túnel en la dirección del asentamiento, tal como se muestra en la figura 6.14.

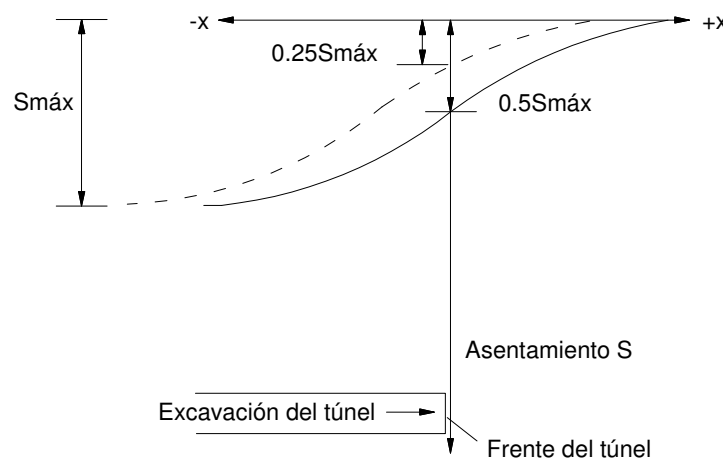


Figura 6.14. Perfil de asentamientos longitudinal según avance del túnel

Attewell y Woodman en 1982 observaron que el asentamiento superficial directamente arriba de la cabeza del túnel correspondía aproximadamente a la mitad del asentamiento máximo que finalmente se produce en una sección, para túneles construidos en arcillas rígidas sin soporte del frente (figura 6.14). Sin embargo, para túneles excavados en arcillas blandas con soporte del frente, éste asentamiento era sensiblemente inferior a $0.5 S_{m\acute{a}x}$. Mair y Taylor (1997) concluyeron que para túneles con suficiente soporte en el frente, los valores están en el orden del 25% al 30%, lo que conlleva a una traslación del perfil de asentamientos longitudinal tal como se muestra en la figura 6.14 con el perfil en línea punteada.



6.5. Diseño del revestimiento de túneles

El revestimiento de un túnel es básicamente una estructura instalada dentro del mismo, cuyas funciones pueden ser estructural (soporte del terreno circundante), funcional (evitar el flujo de agua dentro o fuera del túnel), mejorar la ventilación o proporcionar un acabado arquitectónico. Asimismo, el revestimiento ayuda a reducir al mínimo los asentamientos de la superficie.

En la práctica suelen distinguirse dos tipos de revestimiento según su función:

- a) **Primario.** Se utiliza para proveer un apoyo temporal que garantice la estabilidad del túnel durante su construcción y mantenga los asentamientos superficiales dentro de límites tolerables.
- b) **Secundario.** Proporciona la geometría final del túnel y asegura un comportamiento adecuado a largo plazo.

Cabe mencionar, que actualmente se hace cada vez más frecuente el uso de un revestimiento único que desempeña ambas funciones, al quedar instalado definitivamente durante la etapa de excavación.

Para realizar el diseño estructural del revestimiento es necesario estimar la magnitud y distribución de la presión que ejerce el suelo sobre la estructura de soporte. La distribución de presiones alrededor del revestimiento depende principalmente de los siguientes factores:

- Estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo;
- Resistencia al corte y deformabilidad del suelo;
- Procedimiento de excavación y de colocación del revestimiento primario;
- Tipo y rigidez del revestimiento primario, y del secundario, en su caso;
- Evolución de los esfuerzos en el suelo después de concluida la construcción.

La presión radial ejercida por el suelo es el resultado de un proceso de interacción entre éste y la estructura de soporte, lo cual implica que los desplazamientos radiales medidos en la frontera de ambos deben ser compatibles; por ello es necesario conocer cómo se desarrollan los desplazamientos durante el proceso de construcción, para comprender la influencia de cada factor en el comportamiento del sistema suelo-revestimiento.

A continuación se describe un método simple de análisis, que permite explicar la influencia de cada uno de los factores que determinan el diseño del revestimiento y evaluarlos en forma suficientemente aproximada para fines prácticos (Tamez et al., 1997)



6.5.1 Comportamiento del sistema suelo-revestimiento

Desplazamiento del suelo

A partir de las teorías de la elasticidad y la plasticidad (numerales 6.2.1 y 6.2.2) pueden obtenerse analíticamente valores aproximados del desplazamiento radial de un punto en la periferia del túnel, en función de las propiedades mecánicas del suelo y de la presión desarrollada en el contacto entre el revestimiento y el suelo. Esta relación se obtiene analizando un modelo idealizado que se muestra en la figura 6.15a, en el que se considera una masa de suelo homogéneo, isótropo y elastoplástico; en ella se aloja un túnel cilíndrico de pared delgada y longitud infinita, con revestimiento flexible.

Este es un modelo de equilibrio bidimensional, el cual se alcanza en la práctica cuando el frente del túnel se encuentra a una distancia mayor de 5 diámetros de la sección considerada (Tamez et al, 1997).

El estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo se supone uniforme, siendo su magnitud $\sigma_{ho} = \sigma_{zo} = \gamma H_o$. Si la presión radial inicial en el contacto suelo-revestimiento es $p_{ao} = \gamma H_o$ el desplazamiento radial de cualquier punto en la periferia del túnel es nulo y queda representado en la gráfica de la fig. 6.15b por el punto 0.

Si la presión de contacto se reduce hasta un valor p_a , dentro del intervalo elástico del suelo, se producirá un desplazamiento radial u , cuyo valor según la teoría de la elasticidad está dado por la expresión 6.51:

$$u = (\gamma H_o - p_a) \frac{1+\nu}{2E} D \quad (6.51)$$

En la que E y ν son el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, respectivamente. En la expresión 6.51 se puede observar que el desplazamiento radial u aumenta linealmente al disminuir la presión de contacto p_a entre suelo y revestimiento, hasta el punto L (fig. 6.15b), en el que se alcanza el límite elástico del suelo que está en el contacto; a partir de ese punto se inicia la plastificación del suelo.

La presión límite de plastificación puede calcularse con la expresión 6.38, donde $\sigma_R = p_{aL}$. Sustituyendo p_{aL} en la ecuación 6.51 se obtiene el desplazamiento elástico u_L .

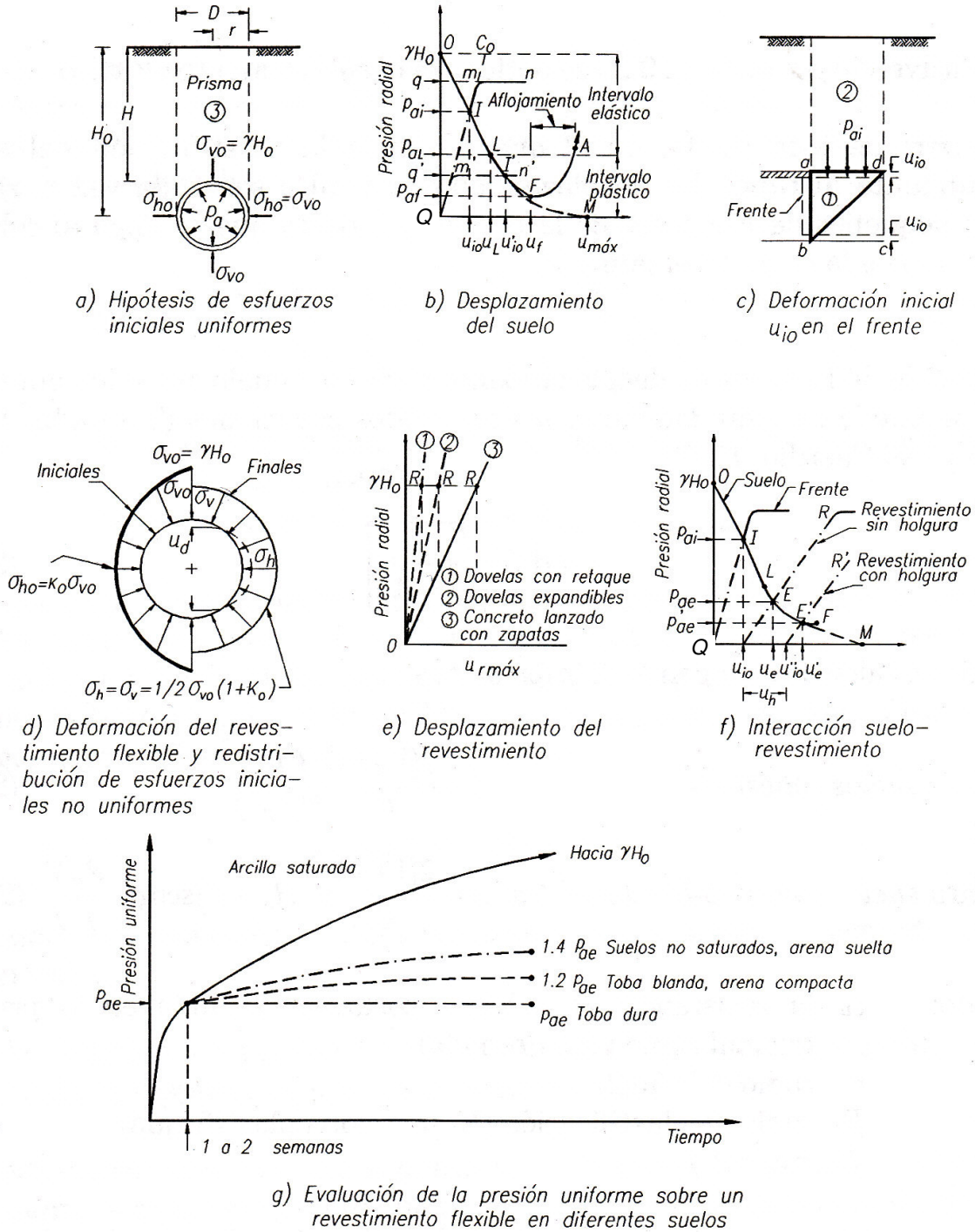


Figura 6.15. Curvas de comportamiento e interacción entre el suelo y el revestimiento.

A partir de este punto, en el que se inicia la plastificación del suelo circundante al túnel, los desplazamientos radiales son cada vez mayores para pequeños decrementos de la presión p_a , hasta que se llega al colapso del suelo de la clave en el punto F.



El cálculo de la curva de desplazamiento radial del suelo entre los puntos L y F se puede realizar mediante el uso de las ecuaciones 6.30 y 6.31 para suelos cohesivos y 6.30 y 6.41 para suelos cohesivo-friccionantes.

Cuando se requiere considerar una condición diferente a la de esfuerzos isotrópicos, es decir $\sigma_h \neq \sigma_z$, Alberro (1983) presenta la siguiente ecuación para el cálculo de la extensión de la zona plástica alrededor del túnel, que en este caso es variable:

$$R = a \left[\frac{(T + p_a)(1 + N_\phi)}{\sigma_z + \sigma_h + 2T} \right]^{\frac{1}{1-N_\phi}} \left[1 + \frac{2(\sigma_z - \sigma_h) \cos 2\theta}{(N_\phi - 1)(\sigma_z + \sigma_h + 2T)} \right] \quad (6.52)$$

Donde:

θ es el ángulo formado con respecto al eje horizontal del túnel (en la clave, $\theta=90^\circ$).

$$N_\phi = \frac{(1 + \sen\phi)}{(1 - \sen\phi)} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = k_p$$

Además, para la construcción de la curva de desplazamiento en el intervalo plástico (entre los puntos L y F) hay que tomar en cuenta el peso del material plastificado en la clave del túnel, por lo que una vez obtenido el desplazamiento radial con la ecuación 6.30 para una presión p_a , esta última se corrige de acuerdo con la siguiente expresión:

$$p_{a,total} = p_a + \gamma(R - a)\psi \quad (6.53)$$

En donde ψ es una constante que varía entre 0 y 1, siendo el segundo valor conservador.

Con lo anterior, es posible trazar la curva presión-desplazamiento, que representa la respuesta del suelo, mostrada en la figura 6.15b.

La línea discontinua que une al punto M con la curva de respuesta del suelo representa el comportamiento que tendría el suelo si fuera un medio elastoplástico perfecto, carente de peso y el túnel estuviera a gran profundidad, condiciones que son solo de interés teórico.

En la práctica de la construcción, cuando el desplazamiento del suelo de la clave del túnel excede el valor de u_f se inicia un proceso de colapso progresivo ascendente en el suelo de la clave, que Terzaghi (1942) denominó “aflojamiento”; este fenómeno va acompañado de un incremento de la presión de apoyo p_a necesaria para el equilibrio, según la curva FA de la



figura 6.15b. Esta condición se desarrolla en la práctica como resultado de las siguientes causas:

- Sobreexcavación excesiva de la clave o caídos, por no ser retacados en forma eficiente e inmediata después de colocado un revestimiento primario formado por marcos de acero o por dovelas de concreto o acero.
- Desplazamiento excesivo del revestimiento primario, por falta de una zapata de apoyo de la bóveda de concreto lanzado, o insuficiente apoyo de marcos de acero o dovelas.

El fenómeno de aflojamiento tiene las siguientes consecuencias:

- Aumento de la presión vertical, mayor que la horizontal, sobre la estructura de soporte primario, lo cual induce en ella esfuerzos y deformaciones desfavorables que pueden conducir al colapso del revestimiento primario de la excavación.
- Desarrollo de un estado de equilibrio plástico en la masa de suelo que genera asentamientos superficiales.

De aquí la conveniencia de que se desarrolle la condición de aflojamiento durante la construcción, con el fin de garantizar un comportamiento estructural más eficiente del revestimiento primario y de reducir los asentamientos superficiales. Esto se consigue mediante:

- El retaque eficiente e inmediato de los huecos entre el suelo y la estructura de soporte primario. Esta condición no se presenta si se coloca concreto lanzado.
- La construcción de una zapata de apoyo adecuada para la estructura de soporte primario, sea ésta de marcos de acero, dovelas prefabricadas o una bóveda de concreto lanzado.

Desplazamiento del revestimiento primario

a) Curva característica del revestimiento

El desplazamiento radial del revestimiento primario bajo la presión aplicada por el suelo tiene tres componentes:

- Compresión elástica del concreto (u_c) bajo presión uniforme p_a .
- Deflexión (u_d) producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical.



- Desplazamiento vertical (u_z) de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales.

Compresión elástica (u_c). La compresión elástica de un anillo de concreto sometido a presión radial uniforme p_a produce un desplazamiento u_c dado por la siguiente ecuación:

$$u_c = \frac{p_a D_m^2}{4tE_c} \quad (6.54)$$

Donde:

D_m es el diámetro medio del anillo de concreto

t espesor del anillo de concreto

E_c módulo de elasticidad del concreto en compresión

Cabe mencionar que este desplazamiento es muy pequeño en comparación con los otros componentes.

Deflexión (u_d). La distribución de presiones naturales en la masa de un suelo antes de excavar el túnel tiene la forma que muestra el diagrama del lado izquierdo de la figura 6.15d, en la que se indica que $\sigma_{ho} = k_o \sigma_{zo}$. Si en esta condición inicial de esfuerzos se coloca un revestimiento circular perfectamente flexible, incapaz de soportar un momento flexionante (por ejemplo de dovelas articuladas o de concreto lanzado simple), se produce el ovalamiento del anillo, disminuyendo el diámetro vertical y aumentando el horizontal; simultáneamente, estos desplazamientos radiales en el suelo hacen disminuir la presión de contacto σ_{zo} y aumentar σ_{ho} , hasta que estas llegan al valor promedio $\sigma_v = \sigma_h = \frac{1}{2} \sigma_{vo} (1 + k_o)$, que muestra el diagrama del lado derecho de la figura 6.15d. Por el contrario, un revestimiento infinitamente rígido mantendría los valores iniciales de σ_{zo} y σ_{ho} , y tendrían que ser capaz de soportar, sin deformarse, un momento flexionante proporcional a $(\sigma_{zo} - \sigma_{ho})$; sin embargo, tal revestimiento no existe en la práctica, por lo que siempre se producirá alguna deformación del anillo y una redistribución de presiones, cuya deformación final dependerá de las rigideces relativas del anillo y del suelo.

Para un revestimiento flexible, puede estimarse el máximo valor posible de $u_{dmáx}$, considerando que, según la figura 6.15d el desplazamiento radial en la clave es el mismo



para el revestimiento y para el suelo, si el contacto entre ambos es perfecto. Este desplazamiento se obtiene de la siguiente ecuación:

$$u_{dm\acute{a}x} = (\gamma H_o - \sigma_v) \frac{(1 + \mu)D}{2k} \quad (6.55)$$

Sustituyendo $\sigma_v = \frac{1}{2} \gamma H_o (1 + k_o)$ en la expresi3n anterior, se tiene:

$$u_{dm\acute{a}x} = \frac{1}{2} (1 - k_o) \gamma H_o \frac{(1 + \mu)D}{2k} \quad (6.56)$$

En donde k es la rigidez del ademe. En el anexo II se presenta una tabla con las expresiones para calcular la rigidez del ademe y la presi3n m\acute{a}xima de soporte.

En el caso del revestimiento r\acute{ı}gido la deflexi3n es generalmente peque\~{n}a.

Asentamiento de zapatas (u_z).

El asentamiento de las zapatas longitudinales r\acute{ı}gidas en las que se apoya el revestimiento abierto de concreto lanzado se expresa por la ecuaci3n:

$$u_z = \frac{2.2(1 - \mu^2)}{E_z} q_z B \quad (6.57)$$

Donde:

E_z es el m3dulo de elasticidad del suelo situado por debajo de la zapata.

Considerando $\mu = 0.3$ y $q_z B = Q_z$ (carga en la zapata por unidad de longitud, la expresi3n 6.57 se reduce a:

$$u_z = \frac{2Q_z}{E_z} \quad (6.58)$$

Para una b3veda cil\ndrica, sujeta a presi3n radial uniforme p_a , $Q_z = p_a D/2$, que sustituido en la expresi3n 6.58 se tiene:

$$u_z = \frac{p_a D}{E_z} \quad (6.59)$$

De donde:

$$u_{zm\acute{a}x} = \frac{\gamma H_o D}{E_z} \quad (6.60)$$

**Desplazamiento de la clave ($u_{r\text{máx}}$)**

Despreciando la deformación por compresión uniforme del concreto, el desplazamiento máximo del revestimiento en la clave, bajo una presión máxima igual a γH_o , es:

$$u_{r\text{máx}} = u_{d\text{máx}} + u_{z\text{máx}} \quad (6.61)$$

$u_{r\text{máx}}$ y γH_o son las coordenadas del punto R de la figura 6.15e, que define la recta OR, representativa de la respuesta del revestimiento.

Como puede observarse en la figura 6.15e, la pendiente de la recta varía con el tipo de revestimiento y su procedimiento de colocación. La línea 1 representa un revestimiento circular de dovelas retacadas con mortero estable, a presión; la línea 2 un revestimiento circular de dovelas expansibles y la línea 3 un revestimiento de concreto lanzado, provisto de zapatas bien diseñadas de acuerdo con la capacidad de carga y la deformabilidad del suelo en que se apoyan y construidas simultáneamente con el revestimiento.

b) Desplazamiento inicial (u_{i0})

Este desplazamiento tiene dos componentes:

- Desplazamiento previo a la colocación del revestimiento
- Desplazamiento por holgura

Desplazamiento previo a la colocación del revestimiento

Antes de que la excavación del frente llegue a una sección cualquiera del trazo de un túnel, la presión vertical media a la profundidad del eje, en el frente de esa sección, está representada por el punto 0 de la figura 6.15b, y vale $\sigma_{z0} = \gamma H_o$; la presión horizontal, en la dirección normal al frente, es $\sigma_{z0} = k_o \gamma H_o$.

Al aproximarse la excavación a la sección considerada se van disminuyendo gradualmente ambas presiones, hasta anularse la horizontal ($\sigma_{ho} = 0$), en el caso de excavación a frente abierto, como se muestra en el mecanismo de falla del frente de la figura 6.15c; en esta condición se habrá producido un desplazamiento vertical u_i de la base del prisma 2 que hará disminuir la presión inicial σ_{z0} . Este es un problema tridimensional para el cual no se dispone de una solución analítica rigurosa, por lo que se emplea aquí un análisis simplista aproximado.



El desplazamiento radial en el frente, u_i , puede considerarse como el resultado de la interacción de un cilindro horizontal de suelo, imaginario, cuyo diámetro es el del túnel, representado en la figura 6.15c por las letras abcd, el cual soporta una presión radial exterior p_{ai} aplicada por el suelo circundante, cuya respuesta a la presión radial interior en la frontera con el cilindro es representada por la curva OLM de la figura 6.15b.

La respuesta del cilindro está representada por la gráfica Qmn de la figura 6.15b; Qm es la rama de la respuesta elástica y mn la de respuesta plástica; ésta última es la línea horizontal cuya ordenada al origen es la capacidad de carga límite del prisma frontal, expresada por

$$q = \alpha \cdot c \cdot \sqrt{k_p} - 0.5\gamma_1 D + p_i k_p \quad (6.62)$$

Donde α es un factor que varía entre 3.4 y 6 dependiendo del tipo de falla y la forma de la cuña. Si no se presenta extrusión de material se recomienda utilizar el valor de 3.4. k_p es el coeficiente de empuje pasivo de Rankine.

La rama elástica sigue la recta QC_o que representa la deformabilidad del cilindro de suelo sujeto a una presión radial exterior uniforme; el desplazamiento elástico radial máximo u_{co} de la periferia del cilindro por efecto de la descarga inducida al excavar el frente, representado por el punto C_o, se calcula con la ecuación:

$$u_{co} = \frac{(1 - \mu)\gamma H_o D}{2E_1} \quad (6.63)$$

Donde E_1 es el módulo de elasticidad del suelo dentro del cilindro frontal.

Si la capacidad de carga q es mayor que la ordenada del punto de intersección I, como indica la curva Qmn, la presión de equilibrio será p_{ai} y el desplazamiento radial inicial u_{io} .

Pero si la capacidad de carga q' es menor que p_{ai} , la curva de respuesta del cilindro será Qm'n', cuyo punto de equilibrio es I' y cuyas coordenadas son u'_{io} y q' .

El revestimiento primario se coloca después que se ha producido el desplazamiento inicial u_{io} o u'_{io} .

Desplazamiento por holgura

Cuando se emplea revestimiento de dovelas atornilladas que se arman dentro del faldón del escudo, queda un espacio anular entre el revestimiento y el terreno, que es



aproximadamente igual al espesor de la cola del escudo; este espacio se denomina aquí holgura.

Si la holgura no se rellena de inmediato con mortero estable inyectado, el suelo circundante fluye plásticamente hasta ocupar el espacio de la holgura y sufre un desplazamiento radial u_h , que se suma al desplazamiento inicial del frente, u_{io} , estableciendo el contacto con el revestimiento; el desplazamiento radial será entonces, como muestra la figura 6.15f.

$$u_{io}'' = u_{io} + u_h \quad (6.64)$$

Cabe mencionar que el retaque inmediato y total de la holgura, inyectando mortero, eliminara el desplazamiento u_h y el asentamiento superficial correspondiente.

Interacción suelo-revestimiento

La gráfica de la figura 6.15f se obtiene superponiendo las gráficas 6.15b y 6.15e, y representa el fenómeno de interacción entre el suelo y el revestimiento. La curva OLF corresponde a la respuesta del suelo circundante al túnel: la línea QI a la del prisma del suelo del frente. El punto I, en que se interceptan ambas gráficas, representa el equilibrio de la masa de suelo que se encuentra adelante y sobre el frente al concluir el avance de la excavación y antes de colocar el revestimiento; el desplazamiento radial medio alrededor de la cavidad en este momento es u_{io} ; si en este momento se coloca un revestimiento flexible en perfecto contacto con el suelo, sin holgura entre ambos, la presión que actúa sobre el revestimiento recién colocado es nula, pero evoluciona a medida que la excavación del frente avanza.

Al continuar la excavación, a medida que el frente se aleja del tramo en el que se acaba de colocar el revestimiento, la acción tridimensional del frente se va perdiendo gradualmente, hasta anularse y alcanzar un estado de equilibrio bidimensional cuando el frente se encuentra a una distancia de 5 diámetros del tramo en cuestión; a consecuencia de esta evolución el tramo radial crece, aumentando la presión sobre el revestimiento a lo largo de la línea $u_{io}R$, que se determina, para cada tipo de revestimiento.

En el punto E se alcanza el equilibrio en el que la presión radial de apoyo p_{ae} , desarrollada en el contacto, estabiliza el sistema suelo-revestimiento, en su condición de equilibrio bidimensional final.



Si el revestimiento se coloca con holgura, el suelo debe sufrir un desplazamiento radial v , adicional a u_{io} , antes de establecer el contacto suelo-revestimiento representado por el punto u''_{io} a partir del cual el desplazamiento crece según la línea $u''_{io}R'$, hasta alcanzar el equilibrio en el punto E'.

La presión de equilibrio disminuye hasta p'_{ae} , pero el desplazamiento radial crece hasta u'_e , lo que implica, necesariamente, un mayor asentamiento superficial.

Es conveniente recordar que en un revestimiento flexible la presión de equilibrio p_{ae} es prácticamente uniforme, por lo que los esfuerzos de flexión son muy pequeños, siendo importantes solamente los esfuerzos de compresión.

Mediciones de la presión sobre el revestimiento definitivo realizadas en túneles construidos en arcillas saturadas (Housel, 1942; tomado de Tamez, 1997), indican que la presión de equilibrio p_{ae} sobre un revestimiento semirígido se desarrolla en un período de una a dos semanas (figura 6.15g), pero continúa creciendo lentamente con el tiempo hasta alcanzar valores cercanos o iguales a la presión total natural debida al peso propio del suelo a la profundidad del eje del túnel, γH_o .

La naturaleza del fenómeno no ha sido suficientemente investigada, pero parece estar relacionada con la evolución de la presión en el agua y de los esfuerzos efectivos del suelo, cuyo equilibrio inicial ha sido alterado por las diversas actividades de la construcción y se requiere de un tiempo largo para alcanzar un nuevo equilibrio (Tamez, 1997).

En contraste con este hecho, la figura 6.15g muestra que en los suelos granulares compactos, parcialmente saturados, en la que la evolución de los esfuerzos efectivos es casi simultánea con el avance de la excavación, la presión uniforme sobre el revestimiento crece hasta valores del orden de $1.4 p_{ae}$, en las tobas de consistencia media hasta $1.2 p_{ae}$ y en las tobas duras permanece constante con el tiempo.

La tabla 6.4 contiene algunos valores finales empíricos, de la presión vertical de equilibrio p_{vf} , para distintos tipos de suelo y de revestimientos.



Tabla 6.4. Valores de las presiones finales, vertical p_{vf} y horizontal p_{hf} , para el diseño del revestimiento.

	Tipo de suelo	p_{vf}	p_{hf}	Revestimiento Primario	
SAT ⁽¹⁾	Arcillas en proceso de consolidación	$1.4\gamma H_o$	$0.7\gamma H_o$	Dovelas atornilladas con retaque a presión p_{ar} ⁽²⁾	EFP
	Arcillas de consistencia blanda a dura, no sujetas a consolidación por causas externas ⁽⁴⁾	γH_o	$0.7\gamma H_o$		
	Limos y arenas en estado suelto a semicompacto	$0.7p'_{vo}+u_o$ ⁽⁵⁾	p_{ar} ⁽²⁾		
NSAT ⁽⁶⁾	Arcillas no expansivas ⁽⁴⁾ , consistencia dura a muy dura, limos y arenas sueltas a semicompactas	$1.4p_{ar}$ ⁽¹⁾ ó $1.4 p_{ae}$ ⁽²⁾	p_{ae} ⁽⁷⁾ ó p_{ar} ⁽²⁾	Dovelas atornilladas con retaque a presión p_{ar} ⁽²⁾ , o dovelas expandibles, o bóveda de concreto lanzado apoyada en zapatas	EA ⁽⁸⁾
	Limos y arenas compactas a muy compactas, tobas blandas	$1.2p_{ar}$ ⁽¹⁾ ó $1.2 p_{ae}$ ⁽⁷⁾			
	Tobas duras a muy duras	p_{ae} ó p_{ar} ⁽²⁾⁽⁷⁾			

Notas:

- (1) SAT: Saturado
- (2) p_{ar} , presión de inyección del mortero de retaque; valores recomendables: suelo saturado $p_{ar} \geq 1.1uf$, donde uf es la presión del agua en el fondo; para suelo no saturado $p_{ar} \geq 0.4\gamma H_o$; si $p_{ar} < p_{ae}$ usar p_{ae} ⁽⁷⁾
- (3) EFP: escudo de frente a presión
- (4) Para arcillas expansivas usar $p_{vf}=1.4\gamma H_o$ y $p_{hf}=0.7\gamma H_o$
- (5) p'_{vo} , presión efectiva natural a la profundidad del eje, u_o presión en el agua al eje del túnel. Los valores de p_{vf} son recomendables para diseño de revestimientos primarios flexibles; para revestimiento único $p_a=p_{vf}$
- (6) NSAT: No saturado
- (7) p_{ae} , presión de equilibrio obtenida del análisis de interacción suelo-revestimiento primario
- (8) EA: Escudo abierto

6.5.2. Espesor del revestimiento

El comportamiento de revestimientos formados por anillos de dovelas de concreto colocados sin holgura, o de bóvedas de concreto lanzado, es similar al de un cilindro de pared delgada sometido a presión radial uniforme; esto se debe a que la flexibilidad del revestimiento permite una reducción de la altura y un incremento del ancho del túnel, suficientes para redistribuir la diferencia inicial entre las presiones vertical y horizontal.

Revestimientos flexibles

a) Anillos de dovelas precoladas

El espesor del anillo se determina con la expresión correspondiente al diseño plástico de un arco sujeto a una presión uniforme p_u :



$$t = \frac{F_c p_u D}{2 f_c} \quad (6.65)$$

Siendo:

D diámetro del túnel

f_c esfuerzo de fluencia plástica del concreto ($f_c = 0.8 f_c'$)

F_c factor de carga (generalmente igual a 2, para revestimiento primario y 3 para revestimiento único).

p_u presión radial uniforme (tabla 6.4, $p_u = p_{hf}$ para revestimiento primario y $p_u = p_{vf}$ para revestimiento único).

El espesor de las dovelas debe verificarse para soportar esfuerzos de maniobra durante su fabricación y su colocación en el túnel.

b) Revestimiento de concreto lanzado

El espesor del revestimiento en la bóveda se determina con la expresión 6.65.

Es necesario diseñar las zapatas longitudinales de apoyo de la bóveda para evitar que sufra asentamientos excesivos antes de la construcción de la cubeta.

Zapata longitudinal de apoyo. La posición de la zapata y su ancho se eligen de manera que la reacción del suelo sea colineal con la carga transmitida por la bóveda, a través de la ampliación gradual de su espesor, a la vez que permita formar el plano de unión con la cubeta.

En la figura 6.16 se muestra esquemáticamente el polígono de fuerzas que determina el equilibrio de la zapata, despreciando la fuerza debida a la cohesión del suelo, ya que ésta depende del contenido de humedad y puede sufrir variaciones importantes durante la construcción; de este polígono se obtiene la fuerza por unidad de longitud Q_z que debe soportar la zapata.

El ancho B se obtiene aplicando la ecuación de la capacidad de carga para una zapata longitudinal:

$$B = \frac{Q_z}{q_u} FS \quad (6.66)$$

$$q_u = cN_c' + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (6.67)$$



Donde:

C: Parámetro de cohesión del suelo al nivel de desplante

γ : Peso volumétrico del suelo

N'_c, N'_γ : Factores de capacidad de carga dependientes del ángulo de fricción del suelo y la inclinación de la superficie de apoyo β .

FS: factor de seguridad ($FS \geq 2$)

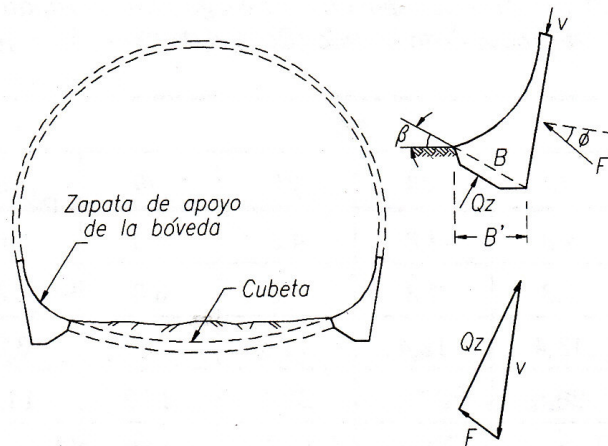


Figura 6.16. Equilibrio de la zapata de apoyo de la bóveda.

Cubeta cilíndrica. En el diseño se consideran las fuerzas mostradas en la figura 6.17, despreciando la fricción en el contacto con el suelo, ya que ésta puede sufrir disminución durante la vida útil del túnel.

La fuerza normal que actúa en la cubeta puede determinarse mediante modelos numéricos o bien, en forma simple, considerando que está sometida a una presión radial p_u , igual a la de la bóveda.

El espesor de la cubeta para una presión radial p_u se obtiene con la expresión:

$$t_c = \frac{F_c p_u R_c}{0.8 f'_c} \quad (6.68)$$

Donde R_c es el radio de curvatura de la cubeta y las demás literales se definieron previamente.

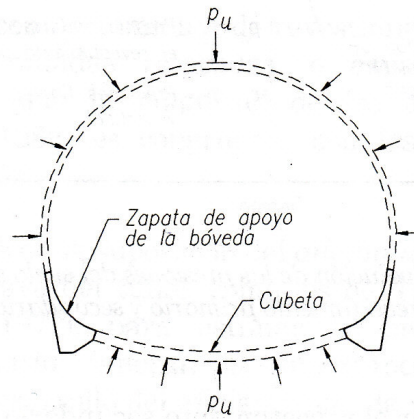


Figura 6.17. Equilibrio de la cubeta

Revestimiento secundario rígido

a) Presión inicial

Antes de colocar el revestimiento secundario, el primario se encuentra bajo una presión inicial uniforme, $p_{vi} = p_{hi}$, desarrollada con el tiempo transcurrido después de su colocación, a partir de la presión de equilibrio p_{ae} , como muestra la figura 6.18

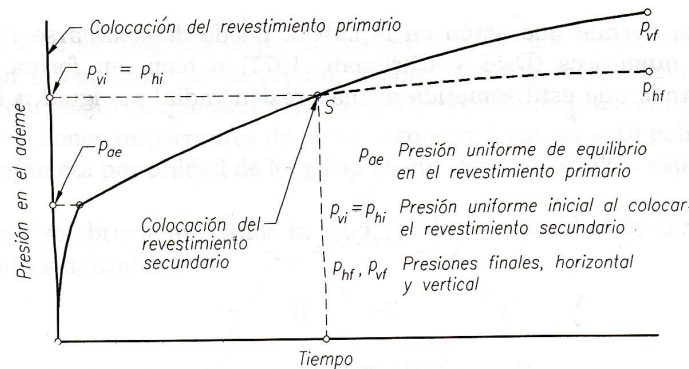


Figura 6.18. Evolución de las presiones del suelo sobre el revestimiento primario y secundario.

En el momento de colocar el revestimiento secundario solamente habrá en él los esfuerzos debidos a su propio peso y al proceso de fraguado y endurecimiento, puesto que la presión inicial p_{vi} está siendo soportada por el primario. En tales condiciones, el secundario soportará solamente aquellos esfuerzos que se desarrollen a consecuencia de cambios futuros en la presión exterior, compartiéndolos con el primario, ya que ambos



experimentarán las mismas deformaciones futuras. A partir del punto S, la presión vertical continúa creciendo hasta su valor final p_{vf} , mientras que la horizontal evoluciona hacia un valor igual a p_{hf} .

El valor final de la presión vertical p_{vf} dependerá de las rigideces relativas entre el suelo y el revestimiento, cuyo efecto se manifiesta a través del proceso de interacción suelo-revestimiento secundario.

La magnitud de la presión inicial varía según el tipo de suelo y de revestimiento primario, el procedimiento de colocación y el tiempo transcurrido entre ésta y la instalación del revestimiento secundario. Cuando el primero está formado por dovelas de concreto atornilladas y retacadas con mortero estable inyectado a presión, inmediatamente detrás de la cola del escudo, a medida que éste avanza, la presión inicial es igual a la de inyección del mortero p_{ar} , la cual generalmente es mayor que la presión p_{ae} que se desarrollaría si no se hiciera el retaque o se hiciera de manera deficiente y tardía.

Los revestimientos de dovelas expandibles, así como los de concreto lanzado correctamente apoyado en zapatas, alcanzan su equilibrio bajo una presión p_{ae} , que puede estimarse mediante el análisis de interacción suelo-revestimiento.

La observación del comportamiento de revestimientos de concreto lanzado y dovelas atornilladas retacadas, o expandibles, adecuadamente colocadas, muestra que la magnitud de los desplazamientos radiales medidos (Rendón, 1982; tomado de Tamez et al 1997) es congruente con los estimados mediante el análisis de interacción.

b) Evolución de la presión inicial

La medición de la presión real en revestimiento de túneles (Peck, 1969 y Tschebotarioff, 1979; citado por Tamez et al 1997) muestra que la presión vertical evoluciona con el tiempo, llegando en algunos casos a sobrepasar al valor inicial de la presión total del suelo al nivel del eje del túnel, γH_o . Esta evolución se relaciona estrechamente con la compresibilidad del suelo y con los cambios que sufre su estado de esfuerzos efectivos a través del tiempo.

Un caso extremo de esta evolución corresponde a las arcillas blandas sujetas a un proceso de consolidación inducido por el abatimiento de la presión hidrostática original en los



acuíferos que subyacen a las arcillas lacustres, como en el valle de México; en este caso, la presión vertical puede crecer hasta $p_{vf} = 1.4\gamma H$ y la horizontal reducirse a $p_{hf} = 0.7\gamma H$, lo que da una diferencia $p_{vf} - p_{hf} = 0.7\gamma H$ para un revestimiento rígido; esta diferencia de presiones induce importantes esfuerzos de flexión y compresión en el revestimiento. Un fenómeno semejante puede ser causado en estos suelos por la aplicación de cargas superficiales sobre el túnel, dentro de una distancia al eje igual a su profundidad.

La reconsolidación de la arcilla circundante al túnel, cuyo equilibrio natural es alterado por la construcción, produce también un incremento de la presión con el tiempo. En Peck (1969) y Tschebotarioff (1979) existe información sobre mediciones de presión en revestimientos de túneles construidos en arcillas saturadas en Londres, Chicago y Detroit, donde las cuales tienen menor compresibilidad que las del valle de México y no están sujetas a consolidación por causas externas. La información muestra que en revestimientos flexibles, la presión vertical se mantiene igual a la horizontal y alcanza, después de varios años, valores comprendidos entre $0.8\gamma H_o$ y γH_o . En revestimientos rígidos la presión horizontal permanece casi constante, mientras la vertical crece con el tiempo, dando una diferencia final $p_{vf} - p_{hf} = 0.33\gamma H_o$.

En suelos no saturados (limos y arenas semicompactos a muy compactos, arcillas de consistencia dura a muy dura y tobas de consistencia variable), el aumento de la presión con el tiempo se hace más pequeño a medida que crecen la compacidad o la resistencia. En tobas y en suelos granulares compactos, la presión vertical final p_{vf} es menor que $1.3 p_{ae}$, mientras que en las arcillas, limos y arenas en estado suelto puede llegar a un valor cercano a $0.8\gamma H_o$, especialmente si la colocación del revestimiento primario es deficiente y permite desplazamientos radiales excesivos que producen el aflojamiento. Esto ocurre en el caso de anillos de dovelas insuficientemente o tardíamente retacados o expandidos, así como en el de bóvedas de concreto lanzado sin zapata de apoyo, con espesor escaso o con fraguado demasiado lento.

Con base en esta información y en la observación del comportamiento de revestimientos flexibles y rígidos en túneles del Metro y el drenaje profundo de la ciudad de México, se ha formado la tabla 6.4, que presenta valores sugeridos de p_{vf} y p_{hf} para el diseño de



revestimientos rígidos o flexibles, en diferentes tipos y condiciones de suelo, cuando el revestimiento primario está correctamente diseñado y colocado (Tamez et al, 1997).

6.5.3. Aspectos del diseño estructural del revestimiento

Elementos mecánicos en el revestimiento

Puesto que en la realidad no existe ningún revestimiento de rigidez infinita, se producirán siempre desplazamientos radiales hacia el interior en la clave y el fondo y hacia el exterior en el diámetro horizontal, lo que implica una disminución de la presión vertical y un aumento de la horizontal, disminuyendo así la diferencia ($p_{vf} - p_{hf}$) y con ella los momentos flexionantes que ésta produce; habrá también un cambio en los valores de las fuerzas normales. La magnitud de estos cambios en los elementos mecánicos es función de las rigideces relativas del suelo y del revestimiento.

Anillo circular. Pueden usarse las ecuaciones propuestas por Burns y Richard en 1964 en las que se supone un anillo sujeto a presiones uniformes diferentes, p_h en el plano horizontal y p_v en el vertical.

Momento flexionante máximo:

$$M_i = \pm \frac{0.25(1-K)}{F+1} p_v r_m^2 \quad (6.69)$$

Fuerzas normales:

$$N = \frac{p_v}{2} \left(\frac{1+K}{C+1} \pm \frac{1-K}{F+1} \right) r_m \quad (6.70)$$

Donde:

M_i : momento flexionante máximo, reducido por interacción, (+) para la sección diametral vertical del túnel y (-) para la horizontal.

K: relación de presiones horizontal/vertical ($K = p_h / p_v$) antes de la deflexión del anillo

p_v : presión vertical final (tabla 6.4)

r_m : radio medio del anillo

N: fuerza normal modificada por la interacción, (+) para la sección diametral horizontal del túnel y (-) para la vertical



F: relación de flexibilidades del suelo y el anillo, dada por:

$$F = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right)^3 \frac{(1 - \mu_c^2)}{(1 + \mu_s)} \quad (6.71)$$

C: relación de compresibilidades del suelo y el anillo, dada por:

$$C = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right) \frac{(1 - \mu_c^2)}{(1 + \mu_s)(1 - 2\mu_s)} \quad (6.72)$$

E_s y E_c módulos de elasticidad del suelo y del concreto, respectivamente

t: espesor total del anillo

μ_s y μ_c : relación de Poisson del suelo y del concreto, respectivamente.

En las figuras 6.19 y 6.20 se presentan gráficas para los valores de F y C en función de la relación de esbeltez r_m/t y de la relación de módulos E_c/E_s , para diferentes tipos de suelos, que van desde arcillas blandas hasta tobas muy duras.

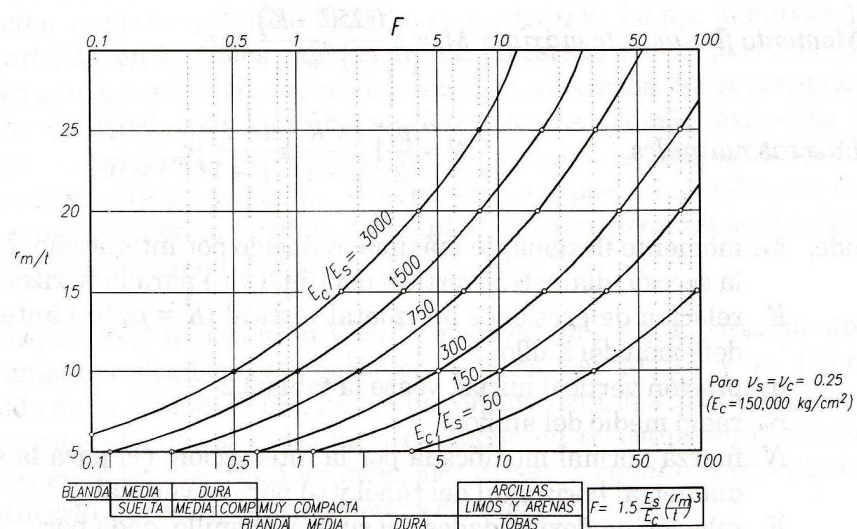


Figura 6.19. Relación de flexibilidad suelo-revestimiento

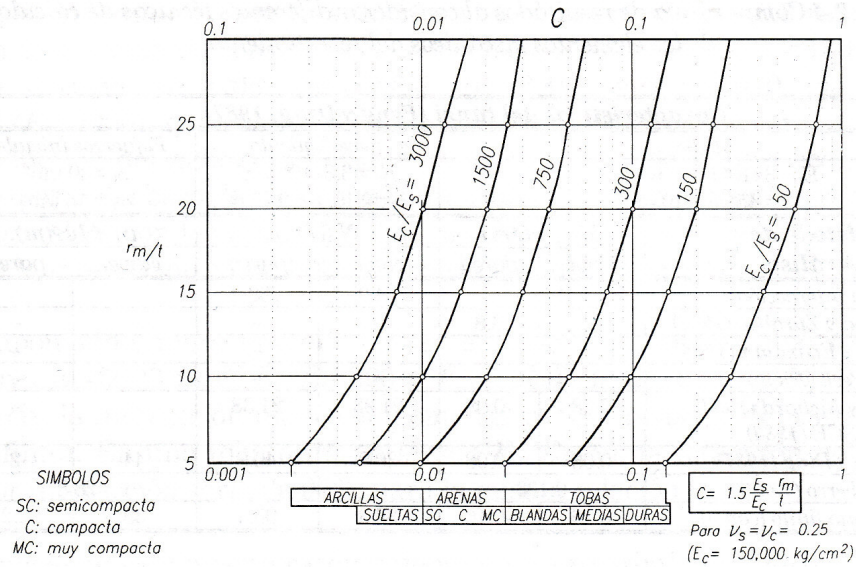


Figura 6.20. Relación de compresibilidad suelo-revestimiento

Este método de Burns y Richard (1964) presenta la particularidad de una fácil y rápida evaluación de los elementos mecánicos generando resultados comparables con los de modelos más refinados; sin embargo, tiene la limitante que sólo puede aplicarse a revestimientos con sección circular (Tamez et al, 1997).

Diseño del revestimiento primario y secundario

La figura 6.21 muestra la aplicación de los conceptos descritos a la determinación de los elementos mecánicos para el diseño de un revestimiento secundario de un túnel de sección circular.

El anillo primario flexible está sujeto a una presión radial uniforme, $p_{vi} = p_{hi}$, cuyo valor se recomienda en la tabla 6.4, en función del tipo y condición de suelo y de revestimiento primario empleado. En estas condiciones, el momento flexionante $M_p = 0$ y la fuerza normal para cualquier sección es:

$$N_p = p_{hi} r_e \quad (6.73)$$

Al instalar el anillo secundario, éste se integra al primario y ambos se someten, a medida que el tiempo avanza, a un incremento de presión vertical $\Delta p_v = p_{vf} - p_{hi}$. La presión vertical final p_{vf} se determina con base en los criterios de la tabla 6.4.

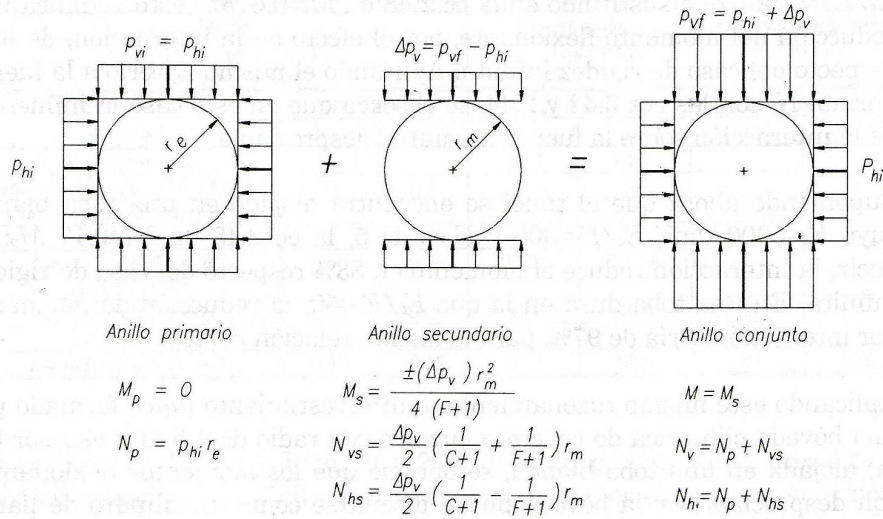


Figura 6.21. Presiones sobre un revestimiento circular formado por primario y secundario

Considerando que la presión horizontal no varía, $\Delta p_h = 0$, se tiene $k = \Delta p_h / \Delta p_v = 0$; sustituyendo estas condiciones en las ecuaciones 6.69 y 6.70, resultan las expresiones de momento y fuerza normal que aparecen en la figura 6.21. Las relaciones F y C se obtienen de las gráficas de las figuras 6.19 y 6.20 o de las ecuaciones 6.71 y 6.72. Se tendrá así, en el revestimiento primario, una precompresión bajo la fuerza normal N_p , y en el conjunto del primario y el secundario los esfuerzos producidos por flexo-compresión bajo el momento $\pm M_s$ y las fuerzas normales N_{hs} y N_{vs} . Esto implica que en el primario actuará la suma algebraica de los esfuerzos derivados de la precompresión del anillo y de la flexo-compresión del conjunto, mientras que en el secundario actuarán solamente los esfuerzos de flexo-compresión.

Si en las secciones horizontales existe tensión en el revestimiento primario se podrá prever el refuerzo adecuado para soportarla, o bien si esto no es posible, se incluirá el refuerzo necesario en el revestimiento secundario.



Resumen

Los métodos empíricos para la determinación de esfuerzos en un túnel están basados en una clasificación general del macizo rocoso. Pueden ser muy útiles en macizos rocosos fracturados, y como medio de establecer las propiedades del mismo y los soportes requeridos. Asimismo, son útiles para estimar costos del soporte en las etapas de anteproyecto. Dentro de estos métodos está el método de Terzaghi, el cual se basa en su propio concepto de arqueado de suelos y presenta una serie de relaciones empíricas para determinar la carga de roca H_p sobre la clave de un túnel para diferentes estados de la roca o suelo. Actualmente, los métodos empíricos para el cálculo de soportes se basan en las clasificaciones RMR y Q.

Dentro de los métodos analíticos están los métodos basados en soluciones de la elasticidad y elastoplasticidad, para cavidades circulares en medios isótropos o anisótropos. Para calcular los estados de esfuerzo y deformaciones alrededor de un túnel mediante la teoría de la elasticidad se asume que el túnel es de forma circular y sin revestir, que el terreno es infinito, homogéneo e isótropo, y que el problema analizado es bidimensional en deformación plana. Para la aplicación de las soluciones matemáticas basadas en la teoría de la plasticidad se asume que $\sigma_z = \sigma_h$ ($K_o = 1$), se desprecia el peso de los materiales extraídos de la galería y se acepta que el esfuerzo normal en la dirección del eje del túnel es principal. Como condiciones de fluencia se utilizan la de Tresca para materiales puramente cohesivos ($\phi = 0$), o la de Coulomb para materiales con $c \neq 0$ y $\phi \neq 0$.

Además de la importancia de determinar la relajación de esfuerzos y deformaciones que se producen alrededor del túnel por la excavación del mismo, es importante determinar los asentamientos superficiales que experimenta el terreno debido a la construcción del túnel. Estos asentamientos deben determinarse tanto transversal como longitudinalmente. Para calcular los asentamientos transversales existen varios métodos; en este capítulo se abordaron los métodos de Peck y Smith (1969) y el de Sagaseta y Oteo (1996).

Finalmente, otra parte esencial en el diseño de los túneles es el diseño del revestimiento. En la práctica suelen distinguirse dos tipos, según su función: el primario, utilizado para proveer un apoyo temporal que garantice la estabilidad del túnel durante la construcción y el otro tipo es el secundario, el cual proporciona la geometría final del túnel y asegura un comportamiento adecuado a largo plazo. En este documento se presentó un método



simplificado para el diseño del revestimiento tomando en cuenta la interacción suelo-revestimiento. Básicamente consiste en realizar la curva de desplazamiento del suelo y del revestimiento. La primera se traza con base en el cálculo de esfuerzos y desplazamientos obtenidos a partir de la teoría de la elasticidad y de la plasticidad. La curva del desplazamiento del revestimiento se obtiene determinando el desplazamiento radial del revestimiento a través de sus tres componentes: la compresión elástica del concreto bajo presión uniforme p_a , la deflexión producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical y el desplazamiento vertical de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales.

Conclusiones

Los métodos empíricos deben emplearse con criterio, ya que están basados en experiencias adquiridas en observaciones y estudios realizados a diferentes túneles, los cuales pueden tener variantes diferentes al caso particular que se desea analizar.

Las soluciones elásticas proporcionan un orden de magnitud de los esfuerzos y deformaciones y de su distribución geométrica; sin embargo, en la práctica deben utilizarse con criterio ya que ni las rocas ni los suelos son materiales homogéneos, isótropos y linealmente elásticos.

Los métodos para determinar los asentamientos en la superficie que se presentan en este capítulo están basados en mediciones reales de campo y análisis realizados con elementos finitos, con objeto de poder predecir de una forma más certera los asentamientos que se producirán por la construcción del túnel.

Para el diseño del revestimiento se hace un análisis de interacción suelo-revestimiento, mediante la superposición de la curva de desplazamiento del suelo y la curva de desplazamiento del revestimiento. La curva del suelo representa las fase por las que pasa el mismo; en la primera fase (tramo O-L figura 6.15 b)) el comportamiento es elástico, por lo que la curva es una línea recta. En el punto L se supera el criterio de rotura, y la línea tiene una forma u otra dependiendo del comportamiento plástico del terreno. Si la línea del



terreno corta el eje “x” significa que la excavación se autosostiene sin necesidad de ningún elemento estructural de refuerzo, con una deformación radial dada por la abscisa del punto de corte. Si por el contrario, la curva no toca el eje x y comienza a subir de nuevo se produce el colapso del túnel.

Del método de diseño presentado se concluye que:

- El suelo o roca tiene una cierta capacidad de autosostenerse, es decir, al construir un túnel el material puede ser estable sin necesidad de soporte.
- Es conveniente dejar relajarse al terreno antes de colocar el soporte, por supuesto, sin que se produzca el colapso, porque de este modo los elementos mecánicos actuando sobre el revestimiento serán menores. Dicho de otro modo: hay que aprovechar al máximo la capacidad autoportante del material.





7. MÉTODOS NUMÉRICOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE TÚNELES

Los modelos matemáticos de ingeniería toman principalmente la forma de ecuaciones diferenciales o integrales. Con el rápido desarrollo de computadoras de alta velocidad en las últimas décadas, las posibilidades de utilizar eficientemente estos modelos ha aumentado considerablemente.

El uso de modelos matemáticos implementados en computadoras permite simular y analizar problemas complejos y condiciones de frontera difíciles en ingeniería. Esto reduce la necesidad de pruebas experimentales costosas y consumidoras de tiempo y hace posible comparar diferentes alternativas para su optimización.

Para usar modelos matemáticos en computadoras se necesitan métodos numéricos. Sólo en los casos muy simples es posible encontrar soluciones analíticas exactas de las ecuaciones en el modelo, y en general proporcionan soluciones aproximadas pero aceptables.

Los métodos numéricos usados más comúnmente en el diseño de túneles son el método de los elementos finitos, el método de diferencias finitas y el método de elementos de contorno, entre otros. En este capítulo se abordará únicamente el método de los elementos finitos, ya que los otros métodos están fuera de los alcances de este trabajo.

7.1. Método de Elementos Finitos

El método de elementos finitos (FEM) es una técnica general para la solución numérica de ecuaciones diferenciales e integrales en ingeniería. Este método fue introducido a finales de los años 50 y a principios de los 60 para la solución numérica de ecuaciones diferenciales parciales en ingeniería estructural (ecuaciones elásticas, ecuaciones de placas, etc.). El método fue concebido como una generalización de métodos previos en ingeniería estructural para vigas, marcos y placas, donde las estructuras eran subdivididas en pequeñas partes, por lo que se llamaron elementos finitos, con comportamiento simple conocido. Durante los 60s y 70s el método fue desarrollado por ingenieros, matemáticos y analistas numéricos, como un método general para soluciones numéricas de ecuaciones diferenciales parciales y ecuaciones integrales con aplicaciones en muchas áreas de la ingeniería. Hoy en día, el método de elementos finitos es usado ampliamente para problemas en ingeniería estructural, geotecnia, resistencia de materiales, mecánica de fluidos, ingeniería nuclear, electromagnetismo,



propagación de ondas, conducción de calor, procesos de convección-difusión, circuitos integrados, ingeniería petrolera, y muchas otras áreas.

En geotecnia, las aplicaciones del método de elementos finitos son muy numerosas y puede decirse que van en aumento. Estas aplicaciones se pueden agrupar en tres tipos de problemas:

1. **Problemas de equilibrio:** Análisis de esfuerzos en dos y en tres dimensiones, construcción y excavación, estabilidad de taludes, interacción suelo-estructura, análisis de presas y túneles, flujo de agua en suelos, entre otros.
2. **Problemas de valores característicos:** frecuencias naturales y modos de vibración.
3. **Problemas de propagación:** flujo transitorio en suelos, consolidación de suelos, propagación de ondas de esfuerzo en suelos, interacción dinámica suelo-estructura.

El Método de los Elementos Finitos (FEM ó MEF) aplicado en geotecnia consiste en modelar el terreno, que es un medio continuo, mediante una serie de elementos discretos conectados unos con otros a través de unos puntos comunes llamados nodos. Cada uno de los elementos es finito, es decir geoméricamente definido, limitado en tamaño y en grados de libertad. Dentro de cada elemento se plantean las ecuaciones de la Elasticidad en función de los valores de los movimientos y de los esfuerzos en los nodos, suponiendo que en el interior del elemento ambos siguen las leyes constitutivas del comportamiento de los geomateriales.

El MEF es uno de los métodos más usados hoy en día para el cálculo de túneles. Esto es así porque reúne las siguientes características:

- El modelo puede ajustarse a la realidad tanto como se desee. Es posible calcular túneles de cualquier forma y con cualquier revestimiento; el límite lo fija la capacidad del programa y del ordenador.
- Pueden efectuarse análisis tridimensionales o bien simplificados, bidimensionales.
- Se pueden considerar las fases constructivas de que consta el proceso de excavación del túnel.
- Para el terreno existen gran variedad de comportamientos y de criterios de rotura. Asimismo, pueden modelarse terrenos anisótropos y no homogéneos.
- Pueden tenerse en cuenta las orientaciones reales de las diaclasas de la roca con respecto al túnel.



7.1.1. Proceso de análisis

En general, el procedimiento consiste en que un cambio en las condiciones originales del sistema provocará un desplazamiento de los nodos de los elementos afectados, y estos desplazamientos, a su vez, impactarán en el comportamiento de los elementos vecinos y así sucesivamente.

Dado que los desplazamientos en cualquier punto del elemento están relacionados con los desplazamientos en los nodos, es posible calcular los esfuerzos en el elemento a partir de las relaciones esfuerzo-deformación, por lo que los desplazamientos en los nodos son las variables fundamentales.

El método de los elementos finitos incluye los siguientes pasos:

- a) Discretización del continuo
- b) Modelo de desplazamiento
- c) Ecuaciones elementales
- d) Ecuaciones globales
- e) Condiciones iniciales y de frontera
- f) Solución de las ecuaciones globales
- g) Cálculo de esfuerzos y deformaciones.

A continuación se describe cada uno de los pasos.

a) Discretización del continuo

El continuo es el cuerpo físico, región, estructura o sólido que se desea analizar (figura 7.1a). La discretización es el proceso mediante el cual el continuo es subdividido en un sistema o malla equivalente de elementos finitos (figura 7.1b). Para problemas bidimensionales es usual utilizar elementos triangulares o cuadrilaterales; mientras que para problemas tridimensionales los hexaedros y tetraedros son las formas de los elementos más utilizados.

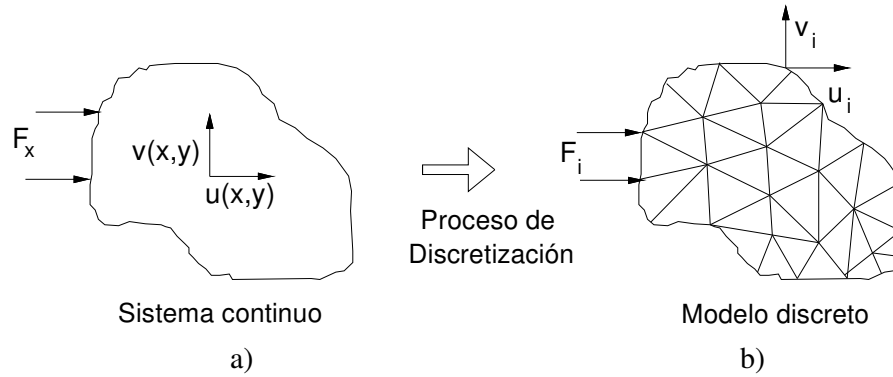


Figura 7.1. Discretización del continuo. a) Región bidimensional de estudio. b) Idealización de una región bidimensional mediante elementos finitos

La geometría del continuo se especifica en términos de coordenadas de los nodos. Para elementos con lados rectos, estos nodos generalmente se localizan en las esquinas de los mismos. Si los elementos tienen lados curvos, se emplean nodos adicionales en el centro de cada lado (figura 7.2). El conjunto de elementos en la malla completa están conectados entre sí por los lados de los elementos y un número de nodos. Para referirse a la malla de elementos finitos completa, los elementos y nodos deben numerarse de manera sistemática. Los nodos son numerados secuencialmente de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba; los elementos son numerados separadamente en forma similar.

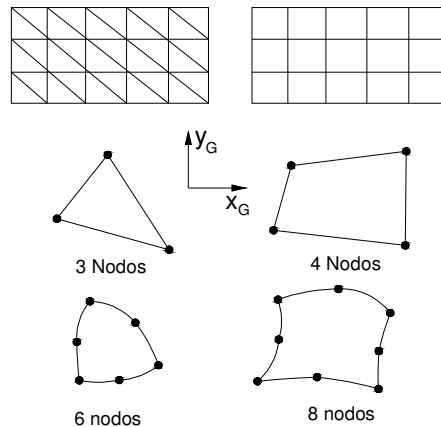
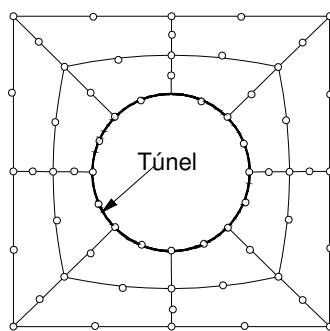


Figura 7.2. Forma típica de elementos finitos de dos dimensiones

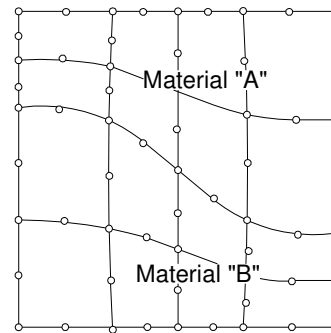
Para elegir el número de elementos a emplear en la formación de la malla debe tomarse en cuenta que si bien es cierto que un gran número de elementos incrementa la exactitud del análisis, también requieren un mayor esfuerzo para generar la malla, así como mayor capacidad de la computadora empleada. Por lo anterior, es conveniente balancear los dos aspectos anteriores y, en general, la mejor malla es la más simple.

Cuando se construye la malla debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- La separación mínima que debe existir entre las fronteras de la malla y las del túnel es de 5 veces la dimensión mayor del túnel; la posición de la frontera superior de la malla depende de las condiciones del problema en cuestión. Lo anterior tiene la finalidad de no inducir alteraciones en el estado de esfuerzos alrededor del túnel ocasionados por la cercanía de las fronteras.
- La relación largo/ancho del elemento debe ser menor de 3, ya que de lo contrario se generan errores de cálculo considerables.
- Emplear elementos pequeños en zonas donde se esperen grandes cambios en el estado de esfuerzos.
- La geometría de los valores de frontera del problema debe ser aproximada lo más exacto posible.
- Si hay fronteras curvas o interfaces de material curvas, deben utilizarse elementos de mayor orden con nodos en el centro de cada lado (figura 7.3).



a) Fronteras curvas



b) Interface de material curva

Figura 7.3. Uso de elementos de mayor orden para crear la malla de elementos finitos

Adicionalmente a los factores anteriores, el tamaño y número de elementos depende del comportamiento del material, dado que influye en la solución final. Para materiales con comportamiento lineal, el procedimiento es relativamente sencillo y sólo en las zonas donde las incógnitas varían rápidamente necesitan atención especial. Con el objeto de obtener soluciones correctas, estas zonas requieren una malla refinada de elementos pequeños. La situación es más compleja para materiales no lineales, ya que la solución final puede depender, por ejemplo, de la historia previa de carga. Para dichos problemas el diseño de la malla debe tomar en cuenta las condiciones de frontera, las propiedades del material, y en algunos casos, la geometría, ya que todos estos varían a lo largo del

proceso de solución. En todos los casos una malla de elementos de forma regular darán los mejores resultados.

b) Modelo de desplazamiento

Se considera que el modelo de desplazamientos representa en forma aproximada la distribución real de desplazamientos.

En un problema de deformación plana en dos dimensiones los desplazamientos están caracterizados por los desplazamientos globales u y v en las direcciones de las coordenadas x y y , respectivamente.

La aproximación principal en el método de elementos finitos es suponer una forma particular de la manera que estas componentes de los desplazamientos varían en el dominio bajo investigación. Claramente, esta variación supuesta debe satisfacer las condiciones de compatibilidad. Se considera que los componentes de desplazamientos de cada elemento tienen una forma polinomial, en donde el orden del polinomio depende del número de nodos en el elemento. Las componentes de desplazamientos están expresadas en términos de sus valores en los nodos. Por ejemplo, las ecuaciones de desplazamientos para el elemento triangular de tres nodos que se muestra en la figura 7.4, están dados por las expresiones 7.1.

$$\begin{aligned}u &= a_1 + a_2x + a_3y \\v &= b_1 + b_2x + b_3y\end{aligned}\quad (7.1)$$

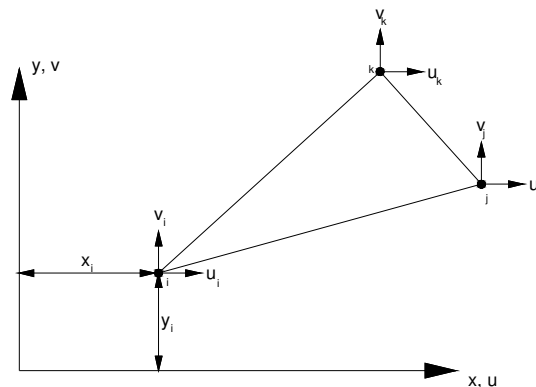


Figura 7.4. Elemento de 3 nodos.

Las seis constantes, $a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, b_3$, pueden ser expresadas en términos de desplazamientos nodales sustituyendo las coordenadas nodales (i, j, k) en las ecuaciones 7.1, y la solución de las ecuaciones resulta:



$$\begin{aligned}
 u_i &= a_1 + a_2 x_i + a_3 y_i \\
 u_j &= a_1 + a_2 x_j + a_3 y_j \\
 u_k &= a_1 + a_2 x_k + a_3 y_k
 \end{aligned}
 \tag{7.2}$$

$$\begin{aligned}
 v_i &= b_1 + b_2 x_i + b_3 y_i \\
 v_j &= b_1 + b_2 x_j + b_3 y_j \\
 v_k &= b_1 + b_2 x_k + b_3 y_k
 \end{aligned}
 \tag{7.3}$$

La solución anterior, en forma matricial está definida por la expresión 7.4

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{u_i, u_j, u_k, v_i, v_j, v_k\}^T = [N] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}_{\text{nodos}}
 \tag{7.4}$$

En donde la matriz $[N]$ es conocida como la matriz de funciones de forma. Los componentes de desplazamiento u y v son ahora expresados en términos de sus valores en los nodos.

c) Ecuaciones elementales

Las ecuaciones elementales son aquellas que gobiernan el comportamiento deformacional de cada elemento. Combinan esencialmente las ecuaciones de compatibilidad, equilibrio y constitutivas.

Se tiene que los desplazamientos están dados por la expresión 7.5, y las deformaciones correspondientes a dichos desplazamientos por la expresión 7.6.

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = [N] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}_n = [N] \{\Delta d\}_n
 \tag{7.5}$$

$$\Delta \varepsilon_x = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial x}; \quad \Delta \varepsilon_y = -\frac{\partial(\Delta v)}{\partial y}; \quad \Delta \gamma_{xy} = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial y} - \frac{\partial(\Delta v)}{\partial x}
 \tag{7.6}$$

$$\Delta \varepsilon_z = \Delta \gamma_{xz} = \Delta \gamma_{zy} = 0; \quad \{\Delta \varepsilon\}^T = \{\Delta \varepsilon_x, \Delta \varepsilon_y, \Delta \gamma_{xy}, \Delta \varepsilon_z\}^T
 \tag{7.6}$$

Combinando las ecuaciones 7.5 y 7.6 para un elemento con n nodos, se obtiene:



$$\begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \\ \Delta \varepsilon_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \dots & 0 & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta v_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta v_2 \\ \dots \\ \dots \\ \Delta u_n \\ \Delta v_n \end{Bmatrix} \quad (7.7)$$

En forma abreviada:

$$\{\Delta \varepsilon\} = [B]\{\Delta d\}_n \quad (7.8)$$

En donde la matriz $[B]$ contiene las derivadas de las funciones de forma N_i , mientras que $\{\Delta d\}_n$ contiene la lista de los desplazamientos nodales para un solo elemento.

El comportamiento constitutivo puede ser escrito con la expresión 7.9.

$$\{\Delta \sigma\} = [D]\{\Delta \varepsilon\} \quad (7.9)$$

En donde $\{\Delta \sigma\} = [\Delta \sigma_x \Delta \sigma_y \Delta \tau_{xy} \Delta \sigma_z]$.

Para materiales elásticos lineales la matriz constitutiva $[D]$ (matriz que contiene las propiedades del material) toma la forma de la expresión 7.10.

$$\frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1/2-\nu) \end{bmatrix} \quad (7.10)$$

Donde E y ν son el modulo de Young y la relación de Poisson, respectivamente.

Para determinar las ecuaciones elementales para un material lineal, se hace referencia al principio de energía potencial mínima. Este principio establece que la posición estática de equilibrio de un cuerpo elástico lineal cargado es aquella que minimiza la energía potencial total. La energía potencial total de un cuerpo está definida como:

Energía potencial total (E) = Energía de deformación (W) – trabajo realizado por las cargas aplicadas (L).

El principio de energía potencial mínima establece que para el equilibrio:



$$\delta\Delta E = \delta\Delta W - \delta\Delta L = 0 \quad (7.11)$$

La energía de deformación, ΔW , está definida como:

$$\Delta W = \frac{1}{2} \int_{vol} \{\Delta\varepsilon\}^T \{\Delta\sigma\} dVol = \frac{1}{2} \int_{vol} \{\Delta\varepsilon\}^T [D] \{\Delta\varepsilon\} dVol \quad (7.12)$$

En donde la integración es en el volumen del cuerpo.

El trabajo realizado por las cargas aplicadas, ΔL , puede ser dividido en contribuciones de fuerzas de cuerpo y esfuerzos superficiales, y es expresado como:

$$\Delta L = \int_{vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Srf} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSrf \quad (7.13)$$

Donde:

$\{\Delta d\}^T = \{\Delta u, \Delta v\}$ = desplazamientos;

$\{\Delta F\}^T = \{\Delta F_x, \Delta F_y\}$ = fuerzas de cuerpo;

$\{\Delta T\}^T = \{\Delta T_x, \Delta T_y\}$ = esfuerzos de superficie (cargas lineales, presiones de sobrecarga);

Srf = parte del límite del dominio sobre el cual los esfuerzos de superficie son aplicados.

Combinando las ecuaciones (7.12) y (7.13) la energía potencial total del cuerpo es:

$$\Delta E = \frac{1}{2} \int_{vol} \{\Delta\varepsilon\}^T [D] \{\Delta\varepsilon\} dVol - \int_{vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSrf \quad (7.14)$$

La esencia del método de elementos finitos es discretizar el problema en elementos, lo cual tiene dos efectos. En primer lugar, la energía potencial es reemplazada por la suma de las energías potenciales de los elementos por separado.

$$\Delta E = \sum_{i=1}^N \Delta E_i \quad (7.15)$$

Donde N es el número de elementos.

En segundo lugar, la variación de los desplazamientos puede ser expresada en términos de los valores nodales utilizando la ecuación 7.5; con lo que la ecuación 7.14 se puede expresar como:

$$\Delta E = \sum_{i=1}^N \left[\frac{1}{2} \int_{vol} \{\Delta d\}_n^T [B]^T [D] [B] \{\Delta d\}_n - \int_{vol} \{\Delta d\}_n^T [N]^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} \{\Delta d\}_n^T [N]^T \{\Delta T\} dSrf \right]_i \quad (7.16)$$



Donde la integral de volumen es sobre el volumen de un elemento y la integral de superficie es sobre la porción del límite del elemento sobre el cual los esfuerzos de superficie son especificados. Las incógnitas principales son el incremento de los desplazamientos nodales sobre la malla completa, $\{\Delta d\}_n$. Minimizando la energía potencial con respecto a estos incrementos de los desplazamientos nodales, se obtiene:

$$\sum_{i=1}^N [K_E]_i \{\Delta d\}_i = \sum_{i=1}^N \{\Delta R_E\} \quad (7.17)$$

Donde:

$$[K_E] = \int_{vol} [B]^T [D][B] dVol = \text{Matriz de rigidez elemental};$$

$$\{\Delta R_E\} = \int_{vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Srf} [N]^T \{\Delta T\} dSrf = \text{Vector de carga.}$$

Por lo tanto el problema es reducido a determinar y sumar las ecuaciones de equilibrio para cada elemento por separado:

$$[K_E] \{\Delta d\}_n = \{\Delta R_E\} \quad (7.18)$$

Para evaluar la matriz de rigidez elemental y el vector de cargas se utiliza la integración numérica. Generalmente, la evaluación explícita de estos elementos integrales no puede realizarse, a excepción de casos especiales, por lo que se emplea un esquema de integración numérica. Uno de los procedimientos más simples empleados es la “regla trapezoidal”, el cual, en términos generales, consiste en partir el rango x de la integral en un número de pasos iguales de tamaño a y suponer que el área bajo la curva es igual a la suma de las áreas trapezoidales $a(f(x_i) + f(x_{i-1}))/2$ (figura 7.5a).

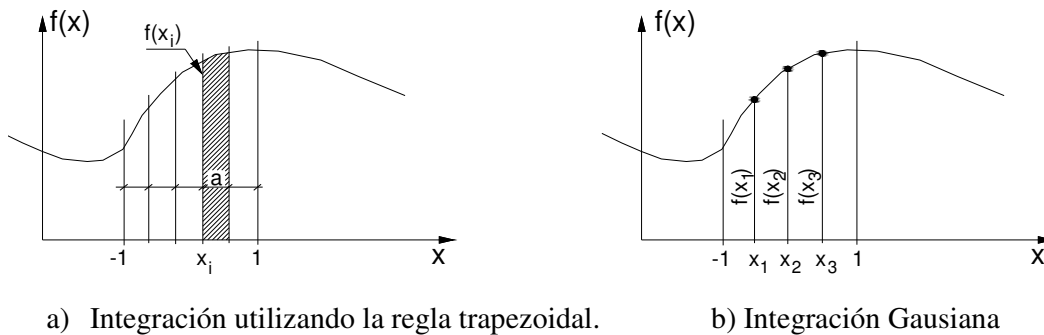


Figura 7.5. Ejemplos de integración numérica.



Esencialmente, la integral de una función es reemplazada por la suma ponderada de la función evaluada en un número de puntos de integración. Por ejemplo, considérese la integral de una dimensión con tres puntos de integración, figura 7.5b:

$$\int_{-1}^1 f(x)dx = \sum_{i=1}^3 W_i f(x_i) = W_1 f(x_1) + W_2 f(x_2) + W_3 f(x_3) \quad (7.19)$$

Donde:

W_i son pesos;

$f(x_i)$ son los valores de la función en los tres puntos de integración $x_{i=1,2,3}$.

Los valores de los pesos, W_i , y la ubicación de los puntos de integración, x_i , dependen de la naturaleza del esquema de integración empleado. El número de puntos de integración determina el orden de integración. Con un orden de integración mayor se obtienen procesos de integración con mayor exactitud. Desafortunadamente el número de evaluaciones de función también depende del orden de integración, por lo que el costo de análisis aumenta cuando se emplea un mayor orden de integración. Esto se vuelve particularmente importante para integrales de dos y tres dimensiones, en donde se requiere de un arreglo de los puntos de integración. Por ejemplo, para la generalización en dos dimensiones de la integral expuesta en el párrafo anterior, se requerirá un arreglo de 3x3 de los puntos de integración. Para un elemento en tres dimensiones, el arreglo aumentará a 3x3x3.

El esquema de integración numérica más común es la integración Gaussiana, en donde los puntos de integración se conocen como puntos Gaussianos. Para la integración Gaussiana, el orden de integración depende del tipo de elemento usado y su forma.

d) Ecuaciones Globales

El siguiente paso en el método de los elementos finitos es ensamblar las ecuaciones de equilibrio de cada elemento en un conjunto de ecuaciones globales:

$$[K_G]\{\Delta d\}_{nG} = \{\Delta R_G\} \quad (7.20)$$

Donde:

$[K_G]$: Matriz de rigidez global

$\{\Delta d\}_{nG}$: Vector que contiene los grados de libertad desconocidos (desplazamientos nodales) para toda la malla de elementos finitos.



$\{\Delta R_G\}$: Vector de cargas global

Al proceso de ensamblaje de la matriz de rigidez de cada elemento en una matriz de rigidez global es conocido como el “Método directo de rigidez”. Los términos de la matriz de rigidez global se obtienen sumando la contribución individual de cada elemento mientras que se tome en cuenta los grados de libertad que son comunes entre elementos. Los términos del vector de carga, se obtienen de manera similar, sumando las cargas individuales actuando en cada nodo.

La esencia del método directo de rigidez es el ensamblaje de los términos individuales de la matriz de rigidez de cada elemento, $[K_E]$, en la matriz de rigidez global, $[K_G]$, de acuerdo al esquema numérico de grados de libertad global. Al nivel del elemento, los términos de la matriz de rigidez corresponden a la rigidez relativa entre los grados de libertad contenidos en cada elemento. Al nivel de la malla, los términos de la matriz de rigidez corresponden a la rigidez relativa entre los grados de libertad de la malla completa. Por esta razón el tamaño de la matriz de rigidez depende del número total de grados de libertad y los términos diferentes de cero ocurren de las conexiones entre los grados de libertad a través de los elementos.

Para ilustrar las etapas del proceso de ensamblaje es conveniente considerar una malla de 4 elementos con un solo grado de libertad en cada nodo (nota: para análisis de dos dimensiones, generalmente hay dos grados de libertad en cada nodo).

Con un solo grado de libertad en cada nodo las matrices de rigidez son mucho más simples y es más fácil de describir el proceso de ensamblaje. En tal caso, los grados de libertad pueden estar asociados con el número de nodos.

El número de grados de libertad y la forma de la matriz de rigidez para un solo elemento de cuatro nodos se ilustra en la figura 7.6. Se supone que todas las matrices de rigidez son simétricas por lo que solo se presentan la diagonal y los términos del triángulo superior.

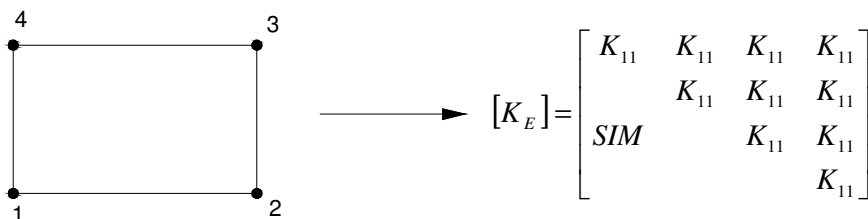


Figura 7.6. Matriz de rigidez para un solo elemento.



Si este elemento se vuelve parte de una malla, entonces, con respecto al número de grados de libertad global, la matriz de rigidez tomará la forma que se muestra en la figura 7.7. Los valores numéricos de los términos de rigideces siguen siendo los mismos; sin embargo, las cantidades que ellos representan en términos globales se vuelven diferentes. Por ejemplo, en la figura 7.6 el término de rigidez K_{11} se refiere al grado de libertad elemental 1, mientras que en la figura 7.7 el mismo grado de libertad se vuelve grado de libertad global 2; de aquí que la contribución del elemento al valor global de K_{22} es igual a K_{11} . Es importante notar que cada fila y columna de la matriz de rigidez elemental corresponde a cada grado de libertad del elemento.

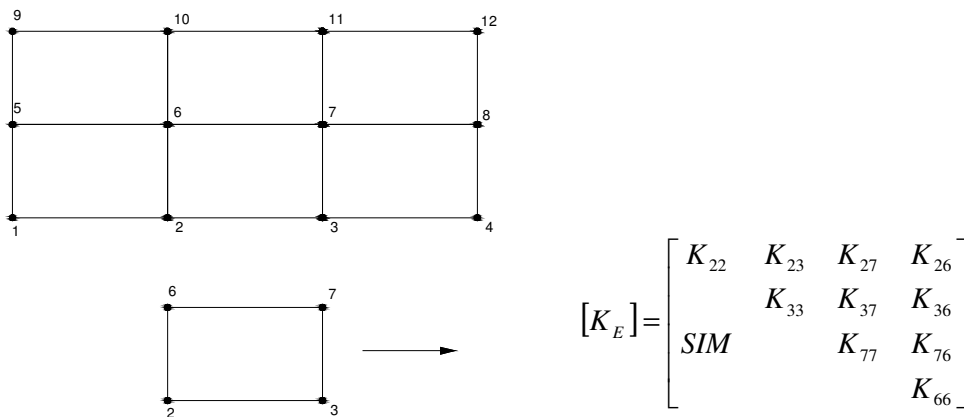


Figura 7.7. Matriz de rigidez del elemento en términos de los grados de libertad global.

El proceso de ensamblaje puede ahora demostrarse utilizando matrices de rigidez expresadas en términos de grados de libertad global. En la figura 7.8 se muestra una malla simple de dos elementos y los números de grados de libertad. Las etapas de la figura 7.8 muestra el ensamblaje completo de la matriz de rigidez global para dicha malla. Debe notarse que hay un reordenamiento de los términos debido a la diferencia entre la numeración de elementos estándar y la numeración de los grados de libertad. Asimismo, los términos en la matriz de rigidez global correspondientes a los grados de libertad, los cuales son comunes a más de un elemento, surgen por la suma de las contribuciones de los elementos respectivos. Para los grados de libertad que ocurren en un solo elemento solamente hay un término ensamblado en la matriz de rigidez global.



ensamblada mostrada en la figura 7.8d. Los términos diferentes de cero en la matriz de rigidez global surgen solo de la conexión entre los grados de libertad y los elementos. Por tanto, para cada columna en la matriz de rigidez global, los últimos términos distintos de cero corresponden al mayor grado de libertad al cual es conectado un grado de libertad particular. Esta propiedad conduce a la matriz de rigidez global la cual es generalmente escasa y en bandas.

e) Condiciones de frontera

La última etapa en la configuración del sistema global de ecuaciones es la aplicación de las condiciones de frontera. Éstas son las condiciones de carga y desplazamiento que definen los valores de frontera del problema analizado.

Si existen cargas puntuales o lineales prescritas, se pueden ensamblar directamente en el vector de cargas global $\{\Delta R_G\}$. Si están definidas condiciones de frontera de presión, éstas deben primero expresarse como fuerzas nodales equivalentes antes de agregarse al vector de cargas $\{\Delta R_G\}$. De manera similar que en el proceso de ensamblaje de la matriz de rigidez global, el ensamblaje del vector de cargas es realizado con respecto al sistema de numeración de los grados de libertad global. Las fuerzas de cuerpo también contribuyen al vector $\{\Delta R_G\}$, como lo hacen las fuerzas de los elementos excavados y construidos.

Las condiciones de frontera de desplazamiento afectan al vector $\{\Delta d\}_{nG}$. Siempre deben prescribirse las condiciones suficientes de desplazamientos con el objeto de retener cualquier modo de deformación de cuerpo rígido, tal como rotación o traslación de la malla completa de elementos finitos. Si no se satisfacen estas condiciones, la matriz de rigidez global será singular y las ecuaciones no se podrán resolver. Para problemas de deformación plana en dos dimensiones, deben prescribirse por lo menos los desplazamientos de dos nodos en la dirección “x” y de un nodo en la dirección “y”, o viceversa.

e) Solución de las ecuaciones globales

Una vez establecida la ecuación de la matriz de rigidez global y añadidas las condiciones de frontera, se forma matemáticamente un sistema grande de ecuaciones,



las cuales tienen que resolverse dando valores a los desplazamientos nodales $\{\Delta d\}_{nG}$. Hay diferentes técnicas matemáticas para resolver sistemas de ecuaciones grandes. La mayoría de programas de elementos finitos adoptan una técnica basada en la eliminación Gaussiana. Sin embargo, para problemas en 3 dimensiones, las técnicas iterativas pueden ser más efectivas en relación a los costos.

e) Cálculo de esfuerzos y deformaciones

Una vez que se han resuelto las ecuaciones globales y se han obtenido los valores de desplazamientos nodales, pueden evaluarse cantidades secundarias como son los esfuerzos y las deformaciones.

Las deformaciones pueden encontrarse utilizando la ecuación 7.7 y pueden posteriormente combinarse con la matriz constitutiva $[D]$, para obtener los esfuerzos (véase la ecuación 7.9).

7.1.2. Pasos a seguir en el cálculo del método de elementos finitos. Funcionamiento de un programa de elementos finitos.

Los programas para cálculo por elementos finitos disponen de tres módulos de trabajo:

1. **Pre-procesador.** Donde se prepara el modelo para el cálculo. En él se realizan las operaciones de:
 - a) Dibujo del modelo o importación si se ha generado por medio de un fichero CAD que genere ficheros compatibles.
 - b) Selección del tipo de elemento o elementos a emplear. En función del tipo de cálculos a realizar estos programas suelen disponer de diferentes tipos de elementos que son especiales para cada aplicación. Por ejemplo, suelen tener elementos especiales para cálculos de esfuerzos planos, esfuerzos 3D, electrostática, magnetostática, elementos de contacto, etc.
 - c) Selección de los materiales a emplear, que pueden obtenerse por librerías, o ser definidos por el usuario. Esto último es común cuando se emplean materiales de propiedades no lineales o materiales anisótropos.
 - d) Asignación de elementos y propiedades de materiales a los diferentes componentes del modelo.
 - e) Mallado de los componentes del modelo.
 - f) Aplicación de cargas exteriores (puntuales, lineales o superficiales).



- g) Aplicación de las condiciones de frontera del modelo.
- 2. Calculador.** Es la parte del programa que realiza todo el cálculo del método de los elementos finitos y genera las soluciones. Los pasos que sigue son los siguientes:
- a) Selección del tipo de cálculo a realizar, por ejemplo si es un análisis transitorio, en régimen armónico, estático, etc.
 - b) Configuración de los parámetros de cálculo. Selección de intervalos de tiempo, norma del error, número de iteraciones, etc.
 - c) Inicio del cálculo. El programa empieza transfiriendo las cargas al modelo, genera las matrices de rigidez, realiza la triangulación de la matriz, resuelve el sistema de ecuaciones y genera la solución.
- 3. Post-procesador.** Es la herramienta que permite la representación gráfica de los resultados, así como resultados indirectos que se pueden obtener operando las soluciones del modelo.

Resumen

El método de los elementos finitos consiste en modelar el terreno como un medio continuo, mediante una serie de elementos discretos conectados unos con otros a través de unos puntos comunes llamados nodos. Dentro de cada elemento se plantean las ecuaciones de la elasticidad en función de los valores de los desplazamientos y de los esfuerzos en los nodos, suponiendo que en el interior del elemento ambas siguen unas leyes conocidas. Posteriormente se elabora la matriz de rigidez $[K]$, que contiene las rigideces de cada elemento frente a cada movimiento y la conexión entre los diversos elementos. En definitiva, se llega a la siguiente expresión matricial: $\{\Delta R\} = [K] \cdot \{\Delta d\}$, donde $[K]$ es la matriz de rigidez del problema, $\{\Delta R\}$ es el vector de cargas sobre los nodos y $\{\Delta d\}$ es el vector de desplazamientos de los nodos.

Una vez resuelto el sistema, pueden obtenerse los esfuerzos en cualquier punto volviendo a aplicar las ecuaciones de la elasticidad dentro de cada elemento.

Conclusiones

El método de elementos finitos permite ajustar el modelo a la realidad; por ejemplo, en el caso específico de túneles, permite analizar túneles de cualquier forma con cualquier



revestimiento; el límite lo fija la capacidad del programa y de la computadora que se utilice.

Este método también permite efectuar cálculos tridimensionales o bien cálculos simplificados bidimensionales, permitiendo además considerar las fases constructivas de que constará el proceso de excavación del túnel.

El empleo de programas basados en elementos finitos debe ir de forma conjunta con el conocimiento técnico sobre el problema que se desea analizar, ya que la introducción de datos erróneos proporcionará resultados incongruentes con la realidad.

Para que los resultados que se obtengan con los programas de elementos finitos sean aceptables, durante la etapa de creación del modelo debe tenerse en cuenta, entre otros aspectos, lo siguiente: balancear adecuadamente el número de elementos a emplear en la formación de la malla con la capacidad de la computadora a utilizar, la separación mínima que debe existir entre las fronteras de la malla y las del túnel es de 5 veces la dimensión mayor del túnel, la relación largo/ancho del elemento debe ser menor de 3, ya que de lo contrario se generan errores de cálculo considerables, emplear elementos pequeños en zonas donde se esperen grandes cambios en el estado de esfuerzos; si hay fronteras curvas o interfaces de material curvas, deben utilizarse elementos de mayor orden con nodos en el centro de cada lado.



8. Ejemplos de aplicación

En este capítulo se presentan ejemplos de aplicación de los métodos analíticos y numérico con elementos finitos presentados en los capítulos 6 y 7, respectivamente. En principio se determinan los esfuerzos y desplazamientos en las paredes y clave de un túnel generados por la excavación del mismo. Esto se hace considerando el material elástico así como también elastoplástico; para ambas consideraciones se hace el análisis por solución analítica o cerrada y por método numérico empleando el programa LUSAS (versión estudiantil).

Posteriormente se presentan dos ejemplos del diseño de revestimiento de túneles, con base en el método simplificado expuesto en el capítulo 6.5.

8.1. Problema a analizar

Para ejemplificar el uso de los métodos presentados en los capítulos 6 y 7, considérese el perfil geológico a lo largo del eje del túnel que se presenta en la figura 8.1.

Como puede observarse, la parte media del valle está constituida por una arcilla, cuyas propiedades se presentan en la tabla 1. Al pie de la montaña se localiza una formación de arena arcillosa, cuyas propiedades también se presentan en la tabla 1.

Para fines de cálculo, considérese que el túnel a construir es de sección circular, cuyo radio (a) es de 4 m, y se ubica a una profundidad media de 20 m tanto en la arcilla como en la arena.

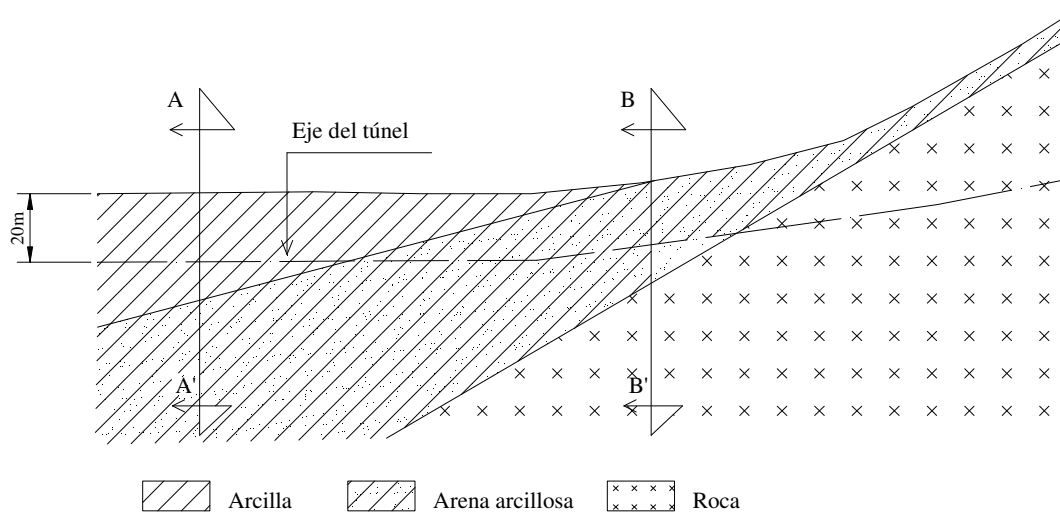


Figura 8.1. Perfil geológico y ubicación del eje del túnel

**Tabla 8.1.** Propiedades de la arena y arcilla encontradas en el perfil geológico.

Material	Propiedades	Valor	Unidades
Arcilla	Peso volumétrico total, γ	17.658	kN/m ³
	Módulo de elasticidad, E	7357.5	kN/m ²
	cohesión, c	150	kN/m ²
	Angulo de fricción, ϕ	0	°
	Relación de Poisson, μ	0.45	-
	Coefficiente de tierras en reposo, k_0	0.8	-
Arena arcillosa	Peso volumétrico total, γ	14.715	kN/m ³
	Módulo de elasticidad, E	10000	kN/m ²
	cohesión, c	56	kN/m ²
	Angulo de fricción, ϕ	32	°
	Relación de Poisson, μ	0.33	-
	Coefficiente de tierras en reposo, k_0	0.5	-

8.2. Análisis elástico

8.2.1. Métodos analíticos

Para calcular los esfuerzos radiales y tangenciales tanto en las paredes como en la clave del túnel se usaron las ecuaciones de Kirsh (ecuaciones 6.11 y 6.12) presentadas en el capítulo 6, tomando en cuenta las propiedades del material de la tabla 8.1 y considerando para las paredes del túnel un ángulo θ igual a 90° y para la clave del túnel 0° (ver nomenclatura en figura 8.2). Asimismo, se calcularon los desplazamientos en la horizontal que pasa por el centro del túnel (pared del túnel), empleando la ecuación 6.14.

Los resultados obtenidos para la sección A-A' (arcilla) se presentan en las figuras 8.3 y 8.4 y los resultados de la sección B-B' (arena arcillosa) en las figura 8.5 y 8.6.

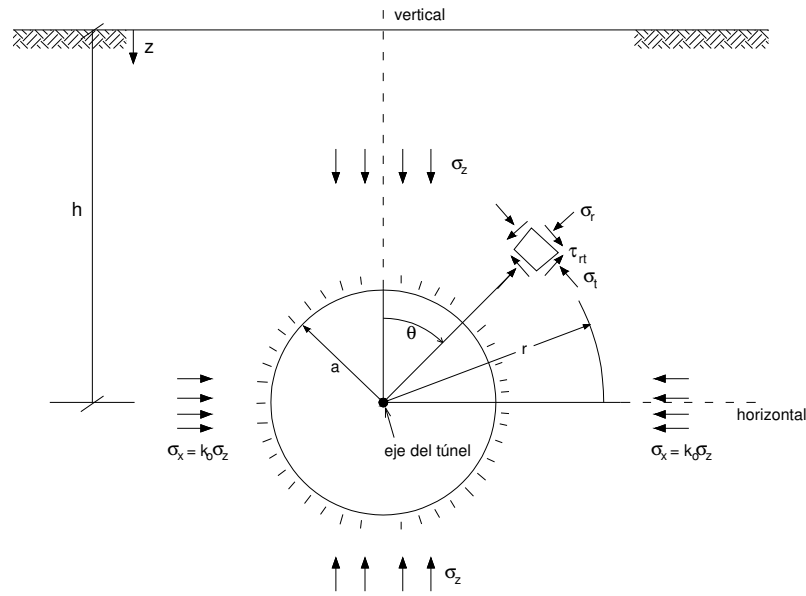


Figura 8.2. Nomenclatura empleada para la solución del problema.

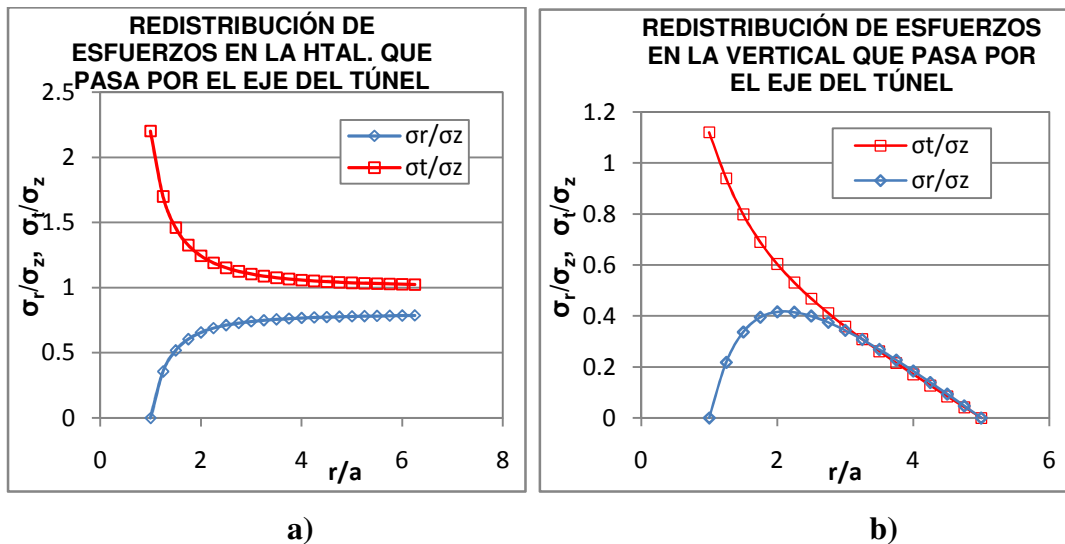


Figura 8.3. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A')

En la figura 8.3 a) se observa que el esfuerzo tangencial va disminuyendo a medida que se aleja de la pared del túnel, mientras que el esfuerzo radial va aumentando hasta llegar al estado de esfuerzos inicial, por lo que a una distancia r/a mayor de 4 se puede considerar que ya no existe alteración del estado de esfuerzos; es decir, que la zona de alteración puede considerarse como dos veces el diámetro del túnel.



En la figura 8.3 b) se observa que en la clave del túnel se produce el esfuerzo tangencial máximo y a medida que se va subiendo a la superficie éste disminuye. Por otra parte, el máximo esfuerzo radial se produce a una distancia r/a de 2 aproximadamente y directamente en el perímetro de la clave del túnel es cero.

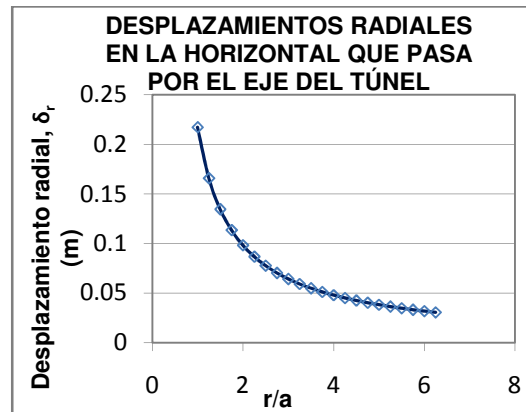


Figura 8.4. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

En la figura 8.4 se observa que el desplazamiento radial máximo es 0.22m aproximadamente, el cual corresponde con una distancia radial $r = 4m$ (en el perímetro de la excavación); a medida que dicha distancia aumenta el desplazamiento disminuye.

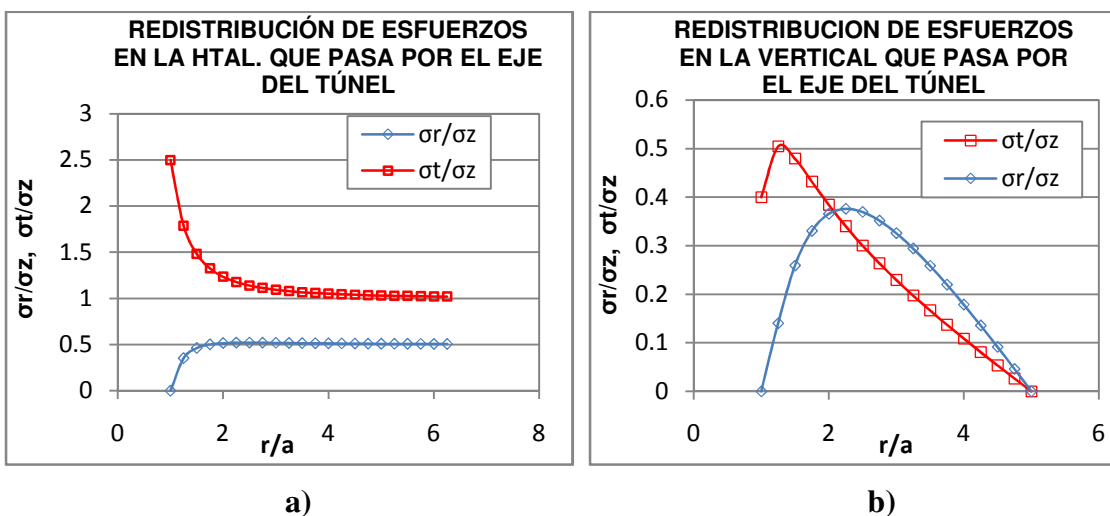


Figura 8.5. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

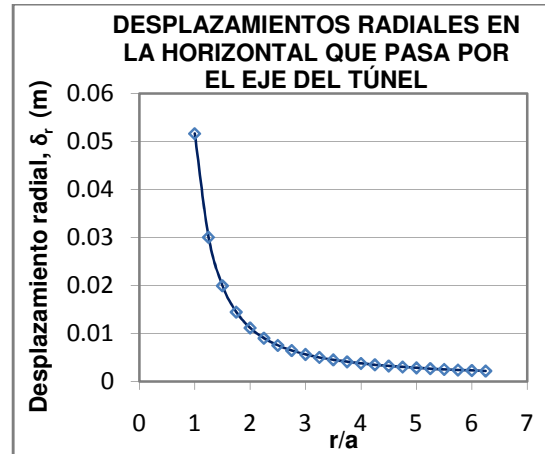


Figura 8.6. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

En la figura 8.5 a) se observa que en la pared del túnel el esfuerzo tangencial es máximo (2.5 veces el esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel) y a medida que se aleja de la pared del túnel dicho esfuerzo va disminuyendo, mientras que el esfuerzo radial va aumentando hasta llegar al estado de esfuerzos inicial. Se puede observar que a una distancia r/a mayor de 4 ya no existe alteración del estado de esfuerzos inicial.

En la figura 8.5 b) se observa que el esfuerzo tangencial máximo se produce en la clave ($r/a = 1.25$), después del cual a medida que aumenta la distancia radial (es decir, que se reduce la profundidad) disminuye dicho esfuerzo; por otra parte, el máximo esfuerzo radial se produce a una distancia r/a de 2.25 aproximadamente y directamente en la clave del túnel es cero.

En la figura 8.6 se observa que el desplazamiento radial máximo es 0.052m aproximadamente, el cual corresponde a una distancia radial $r = 4$ m (en el perímetro de la excavación), y el desplazamiento disminuye a medida que dicha distancia aumenta.

8.2.2. Métodos numéricos

Para calcular los esfuerzos radiales y tangenciales alrededor del túnel por medio de métodos numéricos se empleó el programa LUSAS, el cual es un programa desarrollado por el Sistema Vector Internacional de Procesamiento en Inglaterra. Fue elaborado para el análisis estructural en ingeniería que utiliza el método de elementos finitos y posee facilidades detalladas para diversos tipos de estructuras civiles, tales como edificios,



tribunas, presas, torres, túneles, entre otros. Asimismo permite realizar diferentes tipos de análisis, entre los que destacan el análisis lineal, no lineal, etapas de construcción, creep, presfuerzo, postensado, fatiga, sísmico e impacto.

Para los ejemplos de aplicación que se realizaron en este trabajo se utilizó la versión 14.0-4 del citado programa LUSAS, en una edición de enseñanza y entrenamiento. Esta versión limita el tamaño de los problemas a analizar; permitiendo como máximo 250 elementos, 500 nodos, 1500 grados de libertad, y 10 casos de carga.

Modelación

Para la solución del problema se hizo un modelo en dos dimensiones, siguiendo los siguientes pasos:

- Se definió la geometría del problema aprovechando la simetría del mismo.
- Discretización. La masa de suelo a analizar se dividió en un conjunto de elementos finitos. Los elementos empleados son de forma triangular (figura 8.7).
- Modelo de desplazamiento. El modelo empleado es de deformación plana y se seleccionó un orden de interpolación cuadrático.
- El comportamiento del material del suelo se consideró elástico.
- Se impusieron las condiciones de frontera del problema, restringiendo los desplazamientos en la dirección “x” en las fronteras laterales y los desplazamientos en la dirección “y” en la frontera inferior del problema.

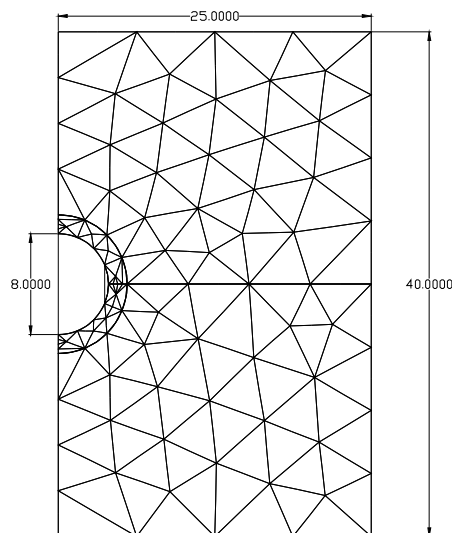


Figura 8.7. Modelo discretizado con elementos triangulares.



En las figuras 8.8 y 8.10 se presentan los contornos de los desplazamientos horizontales y verticales alrededor del túnel después de finalizada la excavación, en la arcilla y en la arena arcillosa, respectivamente (figura 8.1, secciones A-A' y B-B'). En la figura 8.9 y 8.11 se presentan los contornos de esfuerzos horizontales y verticales alrededor del túnel después de realizada la excavación, en la arcilla y en la arena arcillosa, respectivamente.

Con base en las graficas anteriores, y con objeto de comparar posteriormente estos resultados con los obtenidos analíticamente, en la figura 8.12 se presenta la redistribución de esfuerzos en la horizontal y en la vertical que pasan por el eje del túnel, en tanto que en la figura 8.13 se muestran los desplazamientos radiales en la horizontal que pasa por el eje del túnel para la arcilla (sección A.A'). De manera similar, en las figuras 8.14 y 8.15 se presentan los resultados obtenidos en la arena arcillosa (sección B-B') del problema de la figura 8.1.

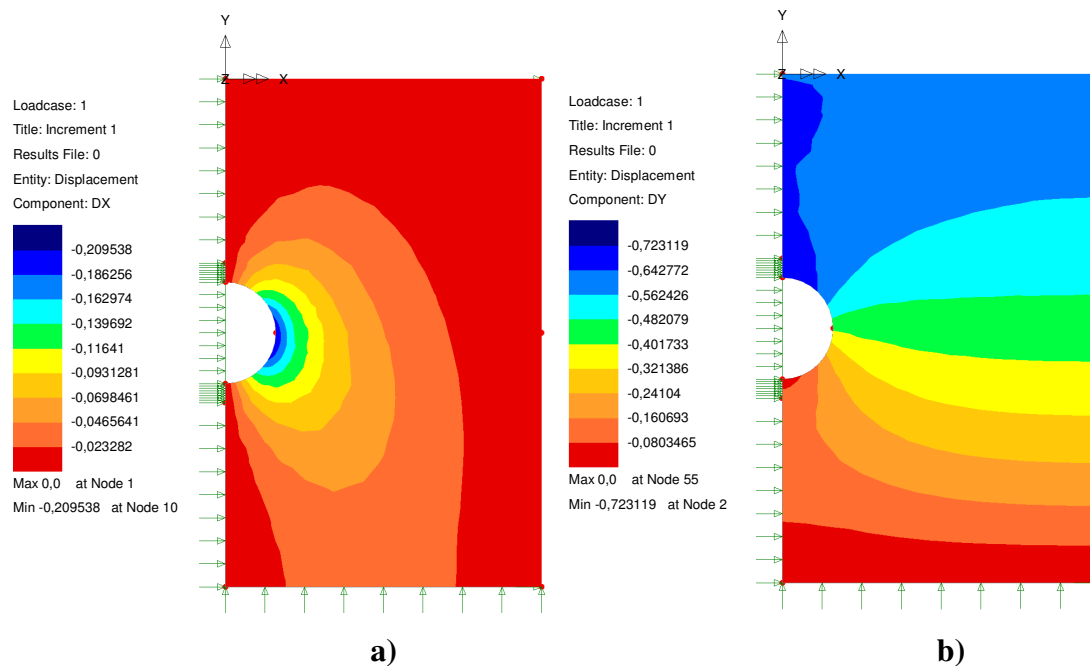


Figura 8.8. Contornos de desplazamientos en la arcilla al final de la excavación del túnel (fig. 8.1, sección A-A'): a) Desplazamientos horizontales, b) Desplazamientos verticales.

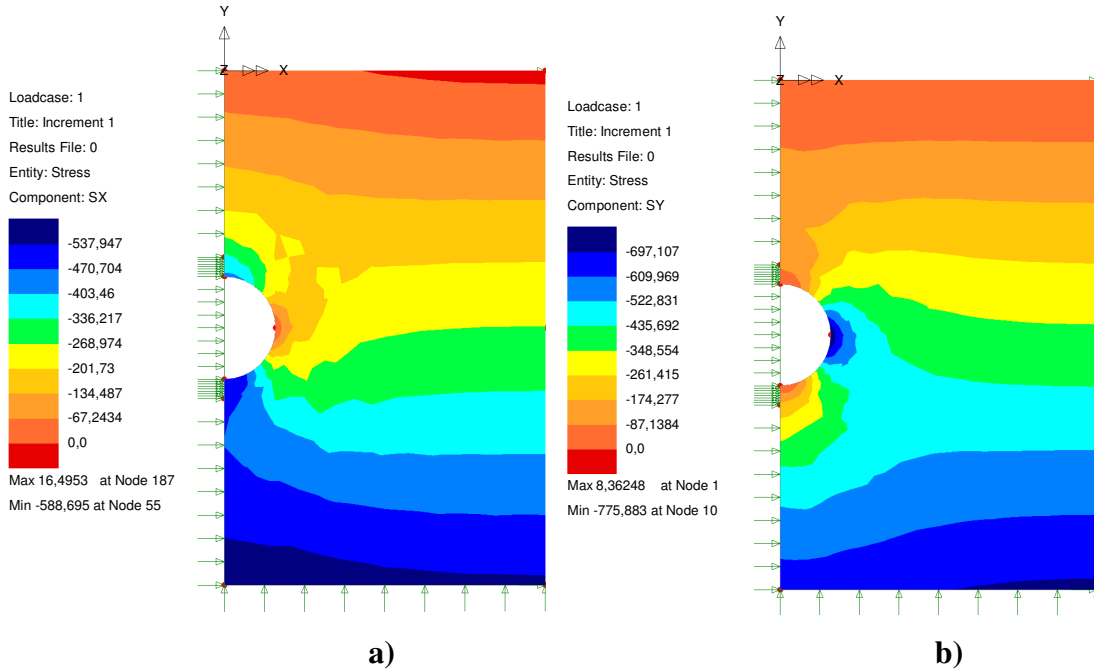


Figura 8.9. Contornos de esfuerzos en la arcilla al final de la excavación del túnel (fig. 8.1, sección A-A’): a) Esfuerzos horizontales, b) Esfuerzos verticales.

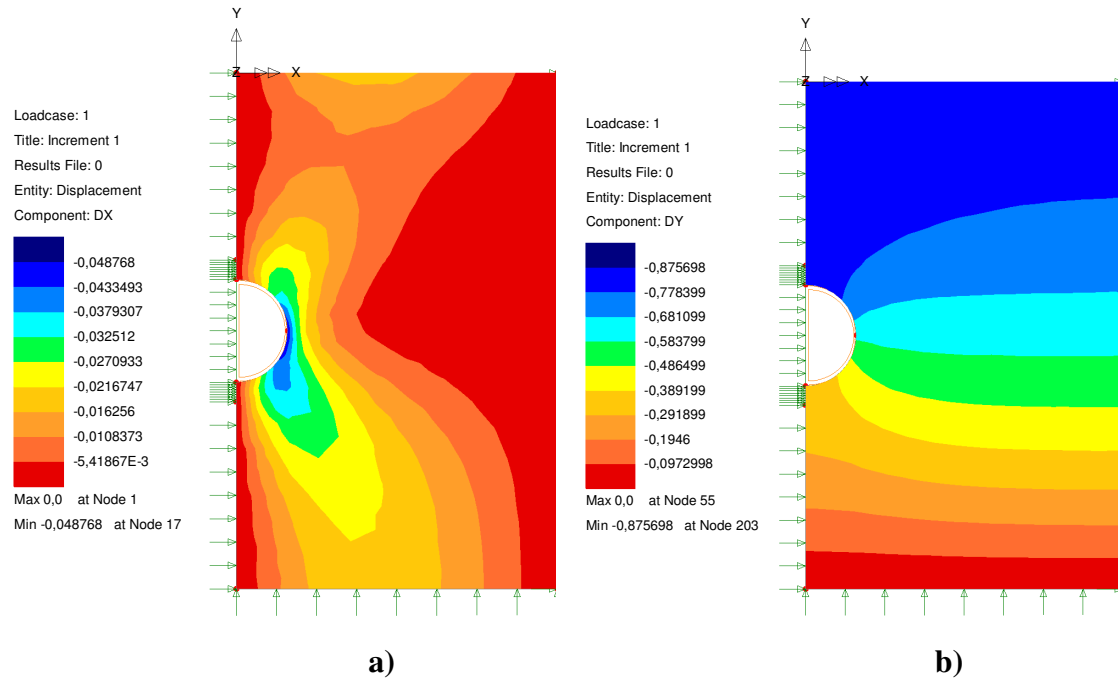


Figura 8.10. Contornos de desplazamientos en la arena arcillosa al final de la excavación del túnel (fig. 8.1, sección B-B’): a) Desplazamientos horizontales, b) Desplazamientos verticales.

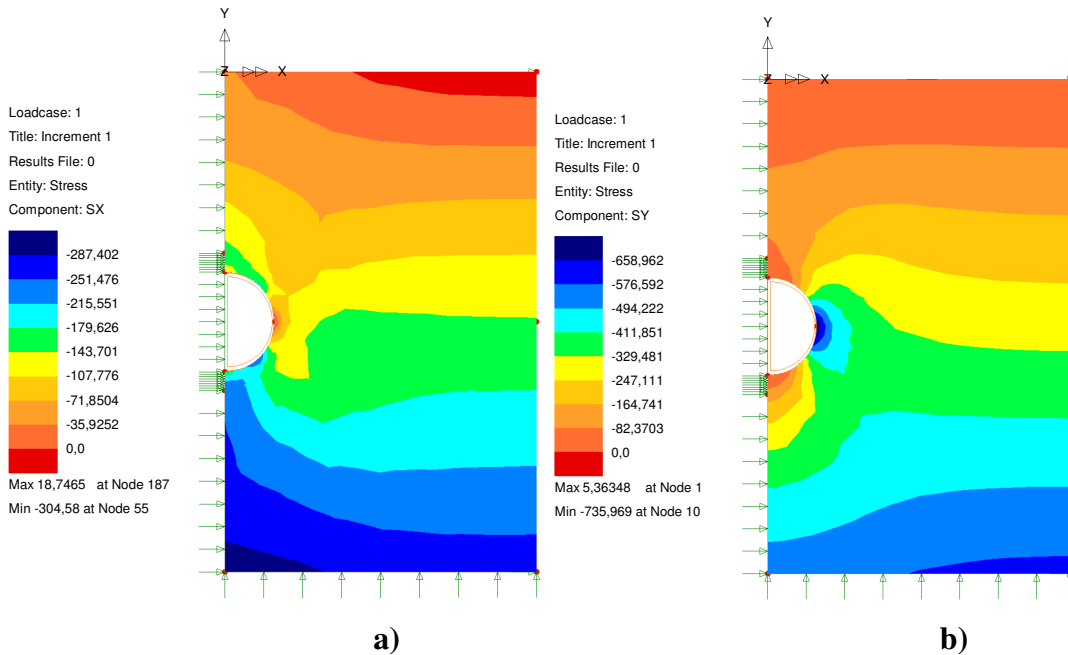


Figura 8.11. Contornos de esfuerzos en la arena arcillosa (fig. 8.1, sección B-B') al final de la excavación del túnel: a) Esfuerzos horizontales, b) Esfuerzos verticales.

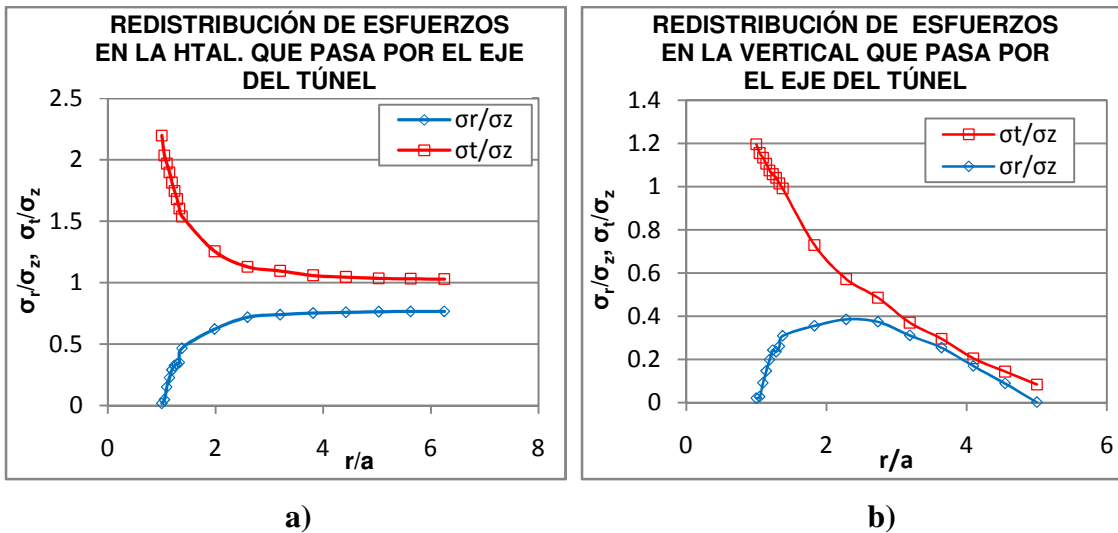


Figura 8.12. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

En la figura 8.12 a) se observa que en la pared del túnel el esfuerzo tangencial es máximo (2.2 veces el esfuerzo vertical inicial) y a medida que se aleja de la pared del túnel el esfuerzo tangencial va disminuyendo, mientras que el esfuerzo radial va aumentando hasta



llegar al estado de esfuerzos inicial. Puede observarse que a una distancia r/a mayor de 4 ya no existe alteración del estado de esfuerzos inicial.

En la figura 8.12 b) se observa que el esfuerzo tangencial máximo se produce en la clave (1.2 veces el esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel), y a medida que se aleja de la misma, disminuye, mientras que el máximo esfuerzo radial se produce a una distancia r/a de 2.28 aproximadamente y directamente en la clave del túnel es cero.

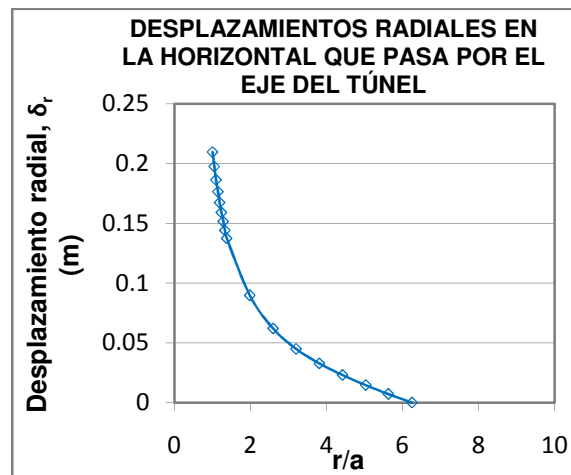


Figura 8.13. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

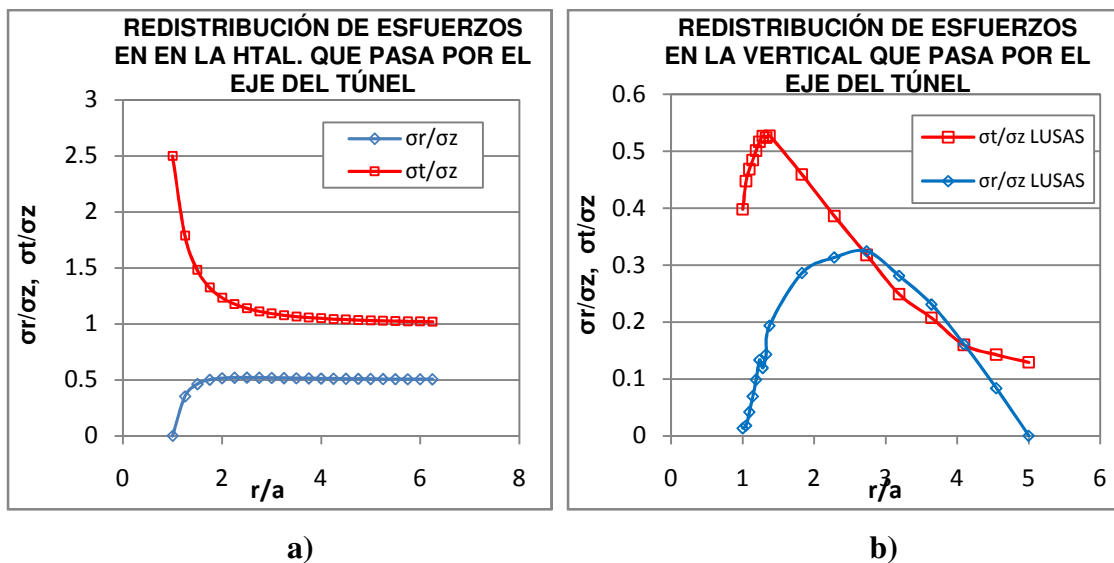


Figura 8.14. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').



En la figura 8.14 a) puede notarse que en la pared del túnel el esfuerzo tangencial es máximo (2.5 veces el esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel), mientras que el esfuerzo radial va aumentando hasta llegar al estado de esfuerzos inicial. En la figura 8.14 b) se observa que el esfuerzo tangencial máximo se produce en la clave ($r/a = 1.28$), después del cual a medida que aumenta la distancia radial (disminuye la profundidad) disminuye dicho esfuerzo, mientras que el máximo esfuerzo radial se produce a una distancia r/a de 2.73 aproximadamente y directamente en la clave del túnel es cero.

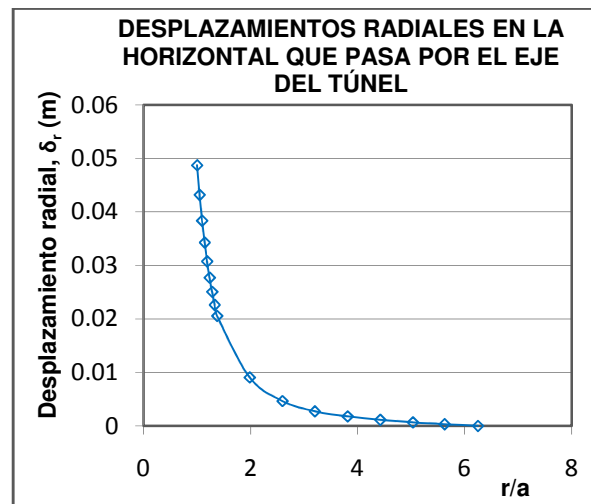


Figura 8.15. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del túnel en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B).

En las figuras 8.13 y 8.15 se nota que el desplazamiento máximo se presenta a una distancia radial $r = 4\text{m}$ (en el perímetro de la excavación), y a medida que dicha distancia aumenta el desplazamiento disminuye. En la arcilla el desplazamiento máximo es de 0.21 m y en la arena arcillosa es de 0.049m, aproximadamente.

8.2.3. Comparación entre método analítico y método numérico

En la figura 8.16 se comparan los valores de esfuerzos en la horizontal y vertical que pasan por el eje del túnel, obtenidos con métodos analíticos y con el programa LUSAS, para el túnel excavado en arcilla. Nótese que los resultados obtenidos son semejantes; las diferencias obtenidas con el programa pueden deberse a la limitante del número de elementos empleados en LUSAS.

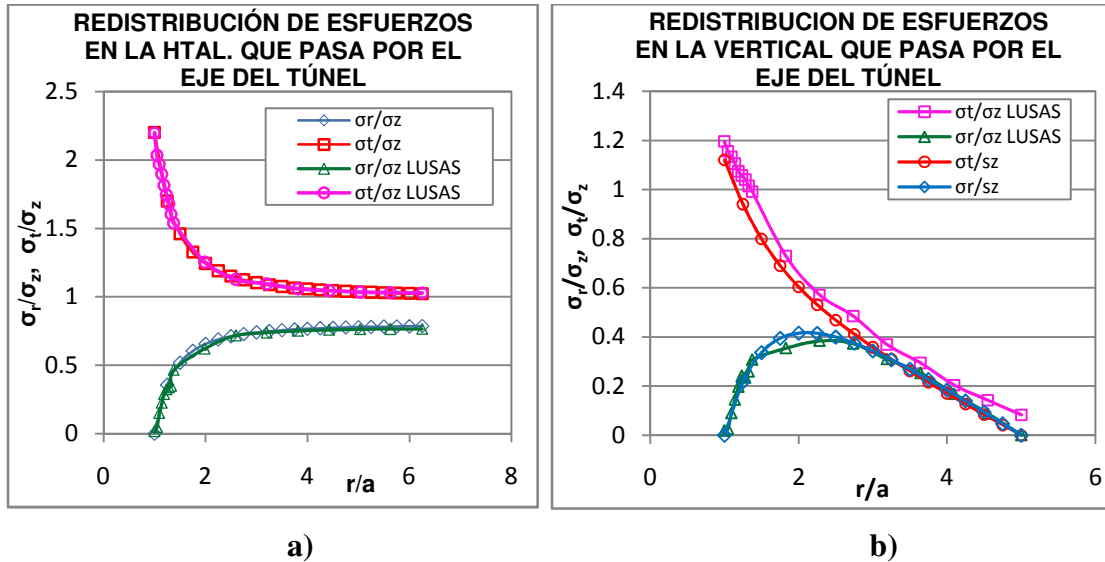


Figura 8.16. Comparativa de la redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en arcilla (figura 8.1, sección A-A').

En la figura 8.17 se presenta la gráfica de comparación de los desplazamientos en la horizontal que pasa por el eje del túnel obtenidos con métodos analíticos y con el programa LUSAS para el túnel excavado en arcilla. Como puede observarse, los resultados obtenidos con el programa comienzan a diferir con los obtenidos analíticamente a medida que se acerca a la frontera del modelo empleado, esto se debe a que en el programa se introdujo como condición inicial el desplazamiento en la frontera igual a cero.

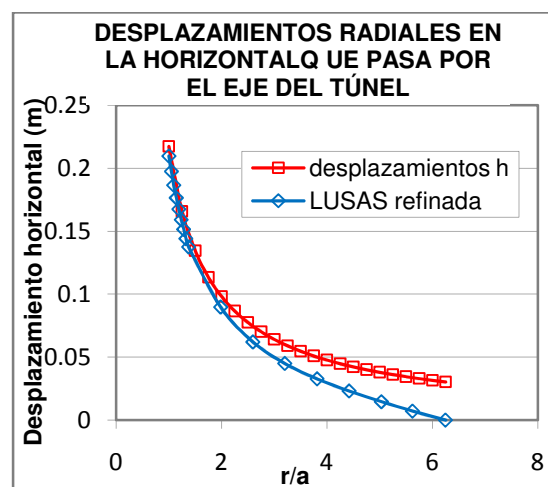


Figura 8.17. Comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arcilla (sección A-A').



En la figura 8.18 se comparan los valores de esfuerzos en las paredes y clave del túnel, obtenidos con métodos analíticos y con el programa LUSAS para el túnel excavado en arena arcillosa. En la figura 8.19 se presenta la gráfica de comparación de los desplazamientos radiales en la horizontal que pasa por el eje del túnel. Nótese que los resultados son parecidos; sin embargo, cerca de la frontera difieren debido a que en el programa se le asignó un valor igual a cero.

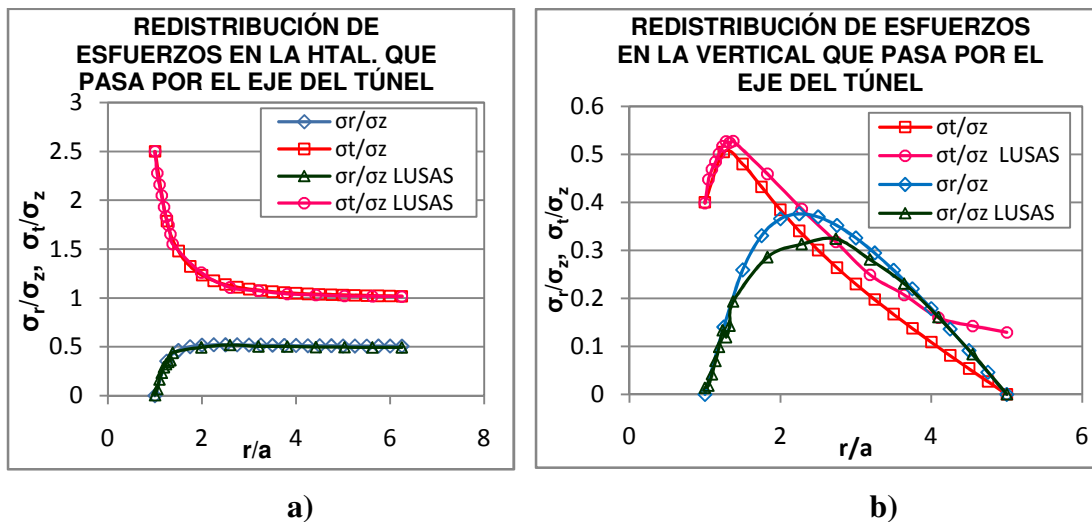


Figura 8.18. Comparativa de la redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en arena arcillosa (sección B-B').

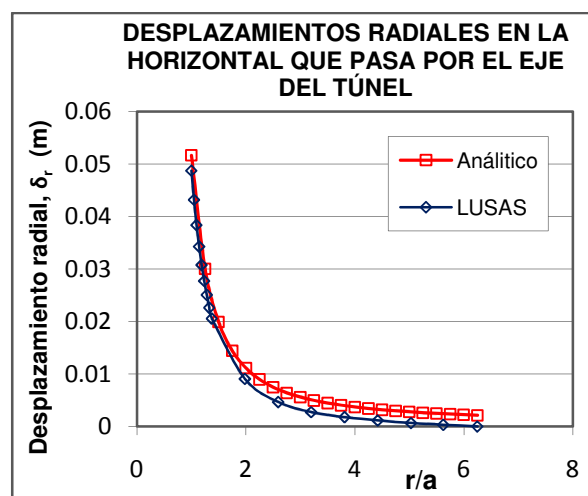


Figura 8.19. Comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (sección B-B').



8.3. Análisis elástoplástico

8.3.1. Métodos analíticos

Material cohesivo (arcilla, sección A-A')

Primero es necesario determinar si se desarrollará una zona plástica, para lo cual se compara el esfuerzo vertical a la profundidad del eje del túnel contra la resistencia del material (c_u). Se asumirá que no se está aplicando una presión interna dentro del túnel, es decir $\sigma_i = 0$:

$$\sigma_z - \sigma_i > c_u, \text{ si hay zona plástica de radio } R.$$

$$353.16 \text{ kPa} > 150 \text{ kPa} \therefore \text{si hay zona plástica}$$

Para calcular el radio R de la zona plástica (figura 8.20) se empleó la ecuación 6.20, obteniendo que $R = 7.87 \text{ m}$.

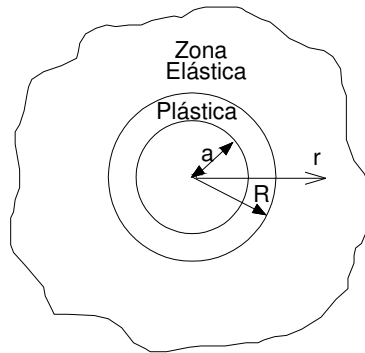


Figura 8.20. Nomenclatura empleada

Los esfuerzos radiales y tangenciales en la horizontal y la vertical que pasan por el eje del túnel para una distancia radial $a \leq r \leq R$, se determinaron empleando las ecuaciones 6.21 y 6.22 (capítulo 6). Para una distancia radial $r \geq R$ se emplearon las ecuaciones para la zona elástica (ecuaciones 6.25 y 6.26). Asimismo, los desplazamientos radiales entre la zona plástica y elástica hacia el interior del túnel se calcularon utilizando las ecuaciones 6.30 y 6.31 y para la zona elástica con la ecuación 6.32.

Cabe mencionar que las ecuaciones analíticas para el análisis elástoplástico han sido deducidas suponiendo que $k_o = 1$, es decir que $\sigma_z = \sigma_v$.

Los resultados obtenidos se presentan en las figuras 8.21 y 8.22.

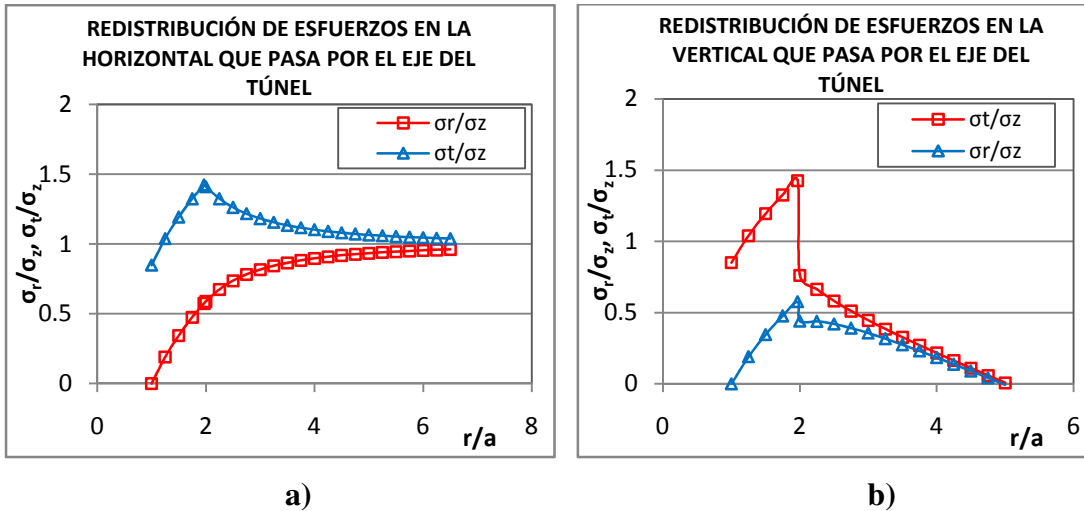


Figura 8.21. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

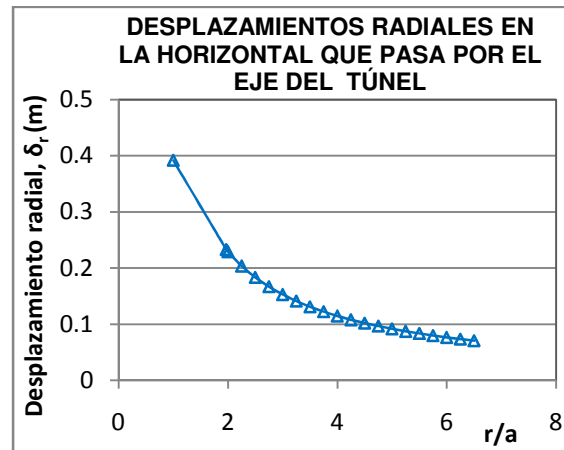


Figura 8.22. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

Material con cohesión y fricción (arena arcillosa, sección B-B')

Para que exista desarrollo de zona plástica debe cumplirse que:>

$$\sigma_z > \frac{\sigma_i + c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$296.3 > \frac{0 + 56 \cdot \cos 32^\circ}{1 - \sin 32^\circ}$$

$296.3 > 101.03 \therefore$ sí se desarrolla zona plástica.



El radio R de la zona plástica (figura 8.20) se calculó con la ecuación 6.34, obteniendo que $R = 5.46$ m. Los esfuerzos radiales y tangenciales en la horizontal y la vertical que pasa por el eje del túnel para una distancia radial $a \leq r \leq R$, se determinaron empleando las ecuaciones 6.35 y 6.36 (capítulo 6); para una distancia radial $r \geq R$, se emplearon las ecuaciones para la zona elástica (ecuaciones 6.17 y 6.18), sustituyendo en ellas R por a y σ_R por σ_i . Asimismo, los desplazamientos radiales entre la zona plástica y elástica, hacia el interior del túnel se calcularon utilizando las ecuaciones 6.30 y 6.41 y para la zona elástica con la ecuación 6.42. Los resultados obtenidos se presentan en las figuras 8.23 y 8.24.

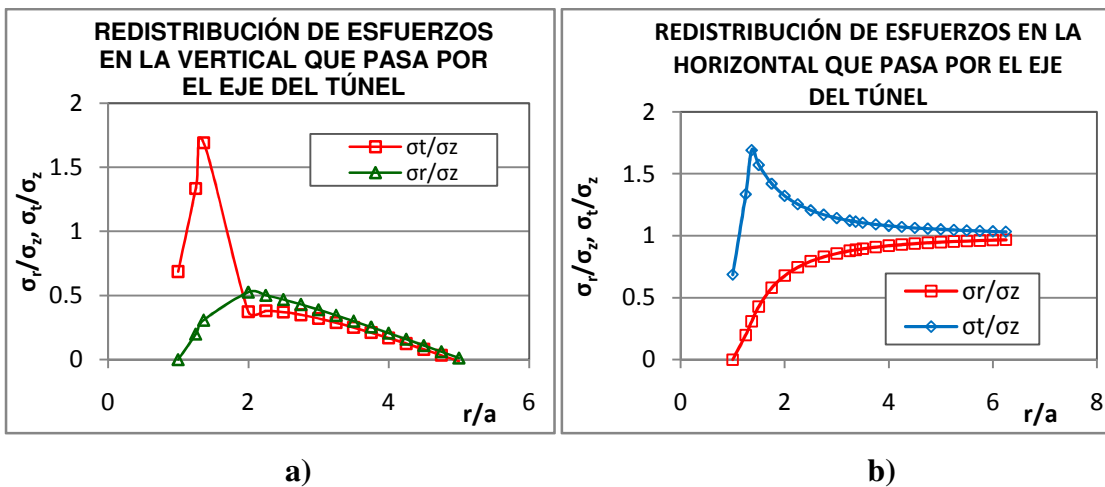


Figura 8.23. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección B-B').

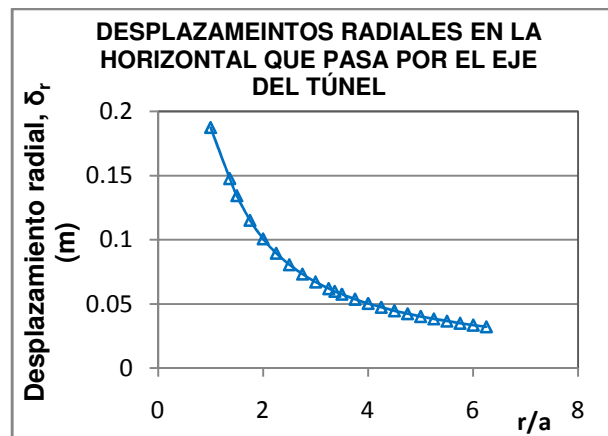


Figura 8.24. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel en la horizontal que pasa por el eje del túnel, producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

8.3.2. Métodos numéricos

De la misma forma que en el análisis elástico, numeral 8.2.2, se utilizó el programa LUSAS para la solución del problema. Se siguieron los mismos pasos para el modelado, con la diferencia en el comportamiento del material del suelo, ya que aquí se consideró un material elastoplástico cuya condición de fluencia sigue el modelo de Coulomb.

En las figuras 8.25 y 8.27 se presentan los contornos de los desplazamientos horizontales y verticales alrededor del túnel después de finalizada la excavación, en la arcilla y en la arena arcillosa, respectivamente (figura 8.1, secciones A-A' y B-B'), y en la figura 8.26 y 8.28, se presentan los contornos de esfuerzos horizontales y verticales alrededor del túnel después de realizada la excavación, en la arcilla y en la arena arcillosa, respectivamente.

Con base en las graficas anteriores y con objeto de comparar posteriormente estos resultados con los obtenidos analíticamente, en la figura 8.29 se presenta la redistribución de esfuerzos en la horizontal y en la vertical que pasan por el eje del túnel y en la figura 8.30 los desplazamientos radiales en la horizontal que pasa por el eje del túnel para la arcilla (sección A-A'). De manera similar en la figura 8.31 y 8.32 se presentan los resultados obtenidos en la arena arcillosa (sección B-B') del problema de la figura 8.1.

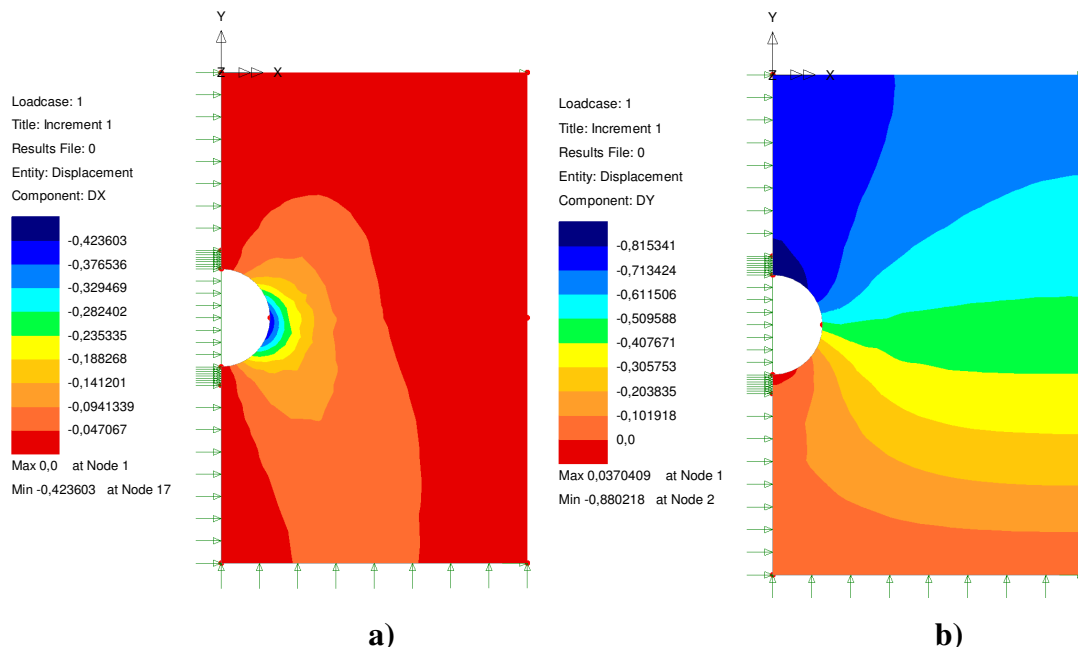


Figura 8.25. Contornos de desplazamientos en la arcilla (fig. 8.1, sección A-A') al final de la excavación del túnel: a) Desplazamientos horizontales, b) Desplazamientos verticales.

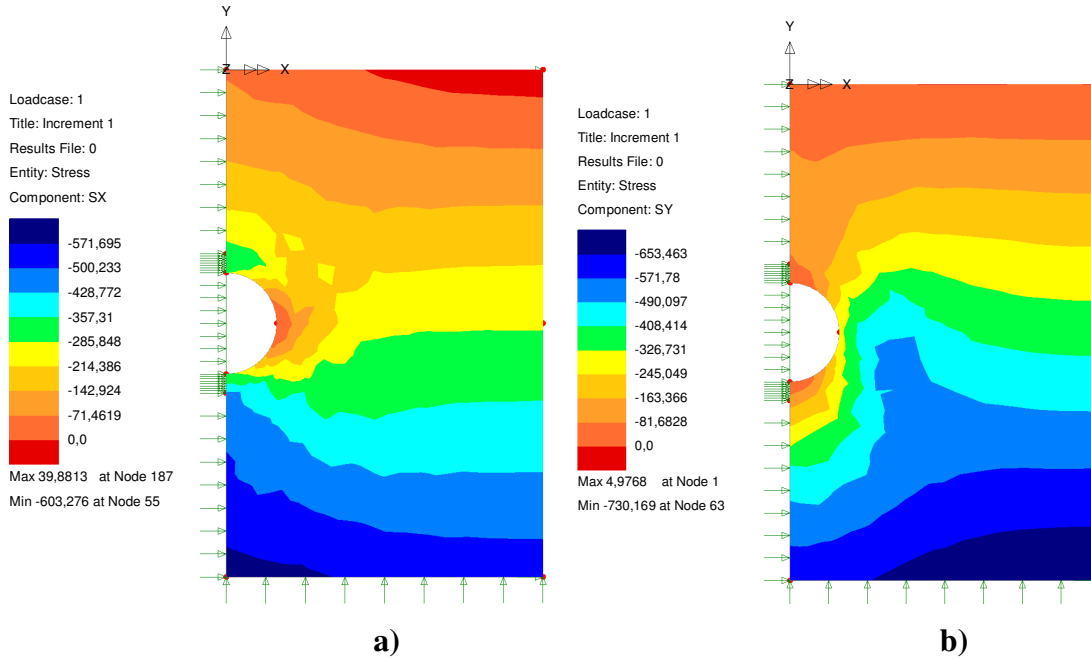


Figura 8.26. Contornos de esfuerzos en la arcilla (fig. 8.1, sección A-A') al final de la excavación del túnel: a) Esfuerzos horizontales, b) Esfuerzos verticales.

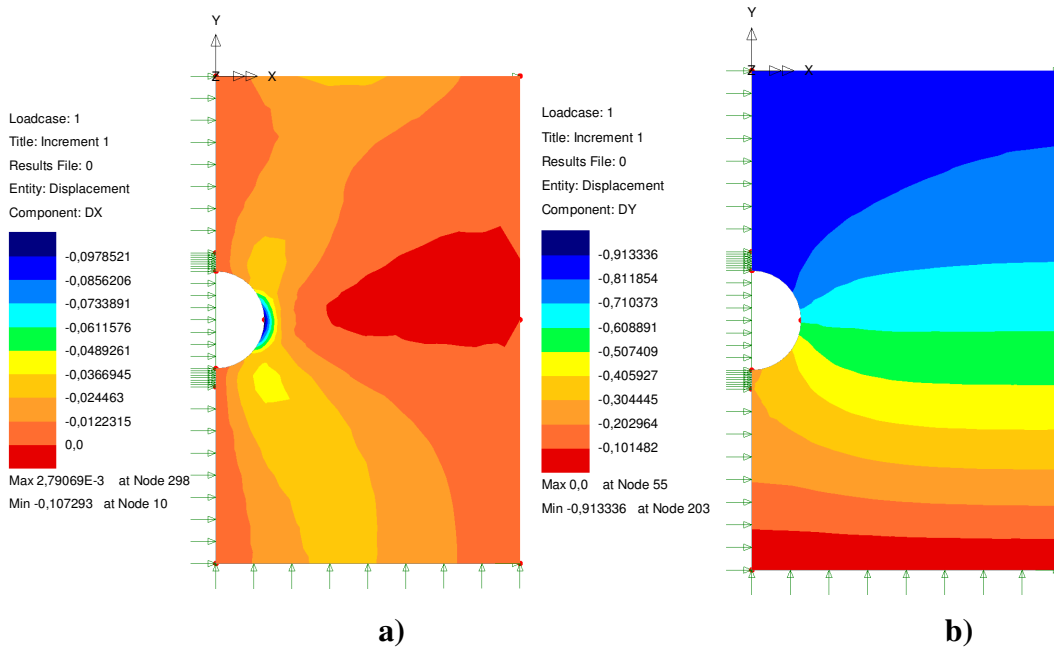


Figura 8.27. Contornos de desplazamientos en la arena arcillosa (fig. 8.1, sección B-B') al final de la excavación del túnel: a) Desplazamientos horizontales, b) Desplazamientos verticales.

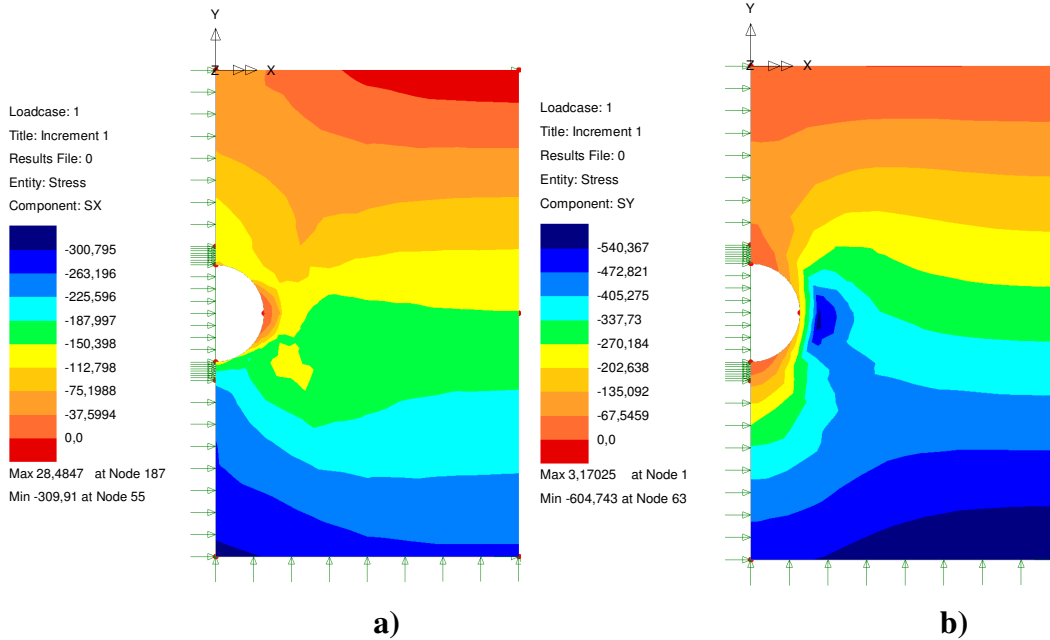


Figura 8.28. Contornos de esfuerzos en la arena arcillosa (fig. 8.1, sección B-B') al final de la excavación del túnel: a) Esfuerzos horizontales, b) Esfuerzos verticales.

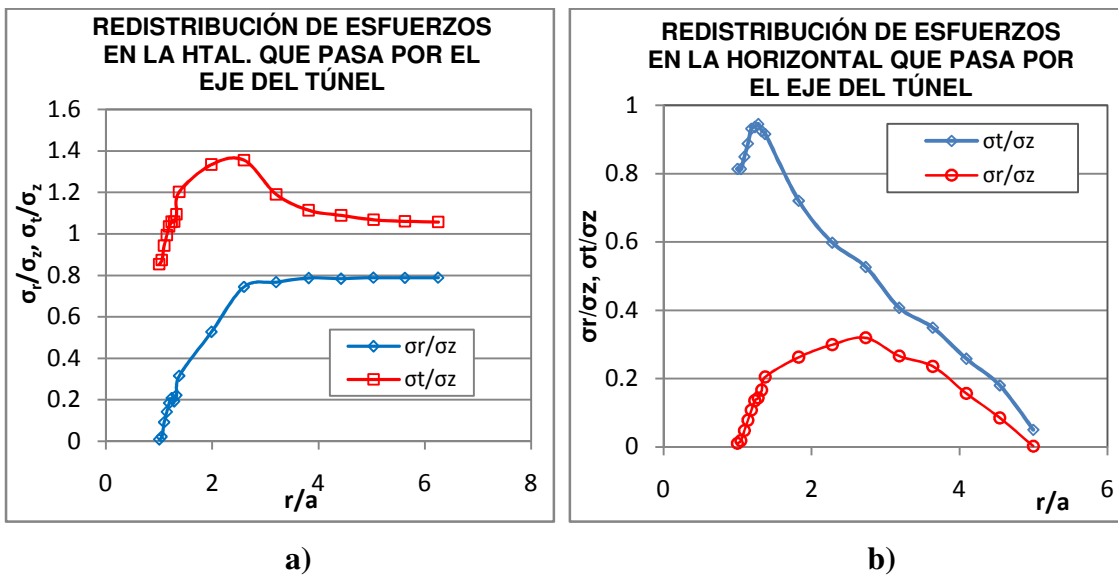


Figura 8.29. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

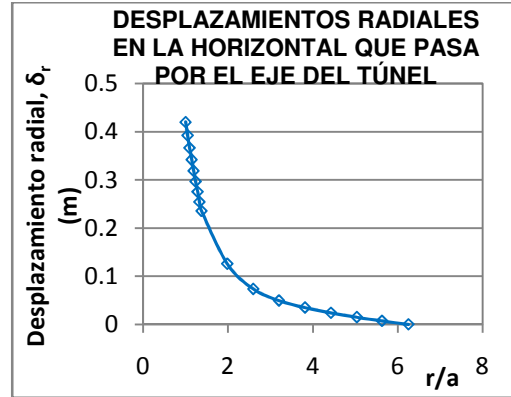


Figura 8.30. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

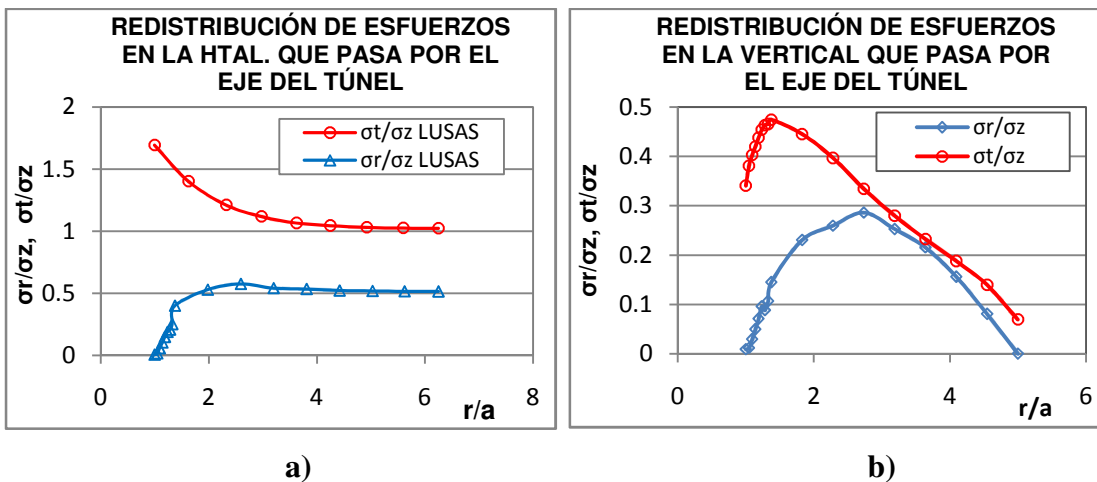


Figura 8.31. Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

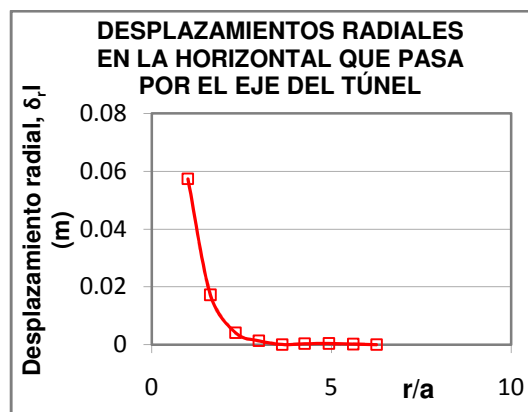


Figura 8.32. Desplazamientos radiales hacia el interior del túnel producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

8.3.3. Comparación entre método analítico y método numérico

En la figura 8.33 y 8.34 se presentan las comparativas de los resultados obtenidos con métodos analíticos y con el programa LUSAS, para el túnel excavado en arcilla.

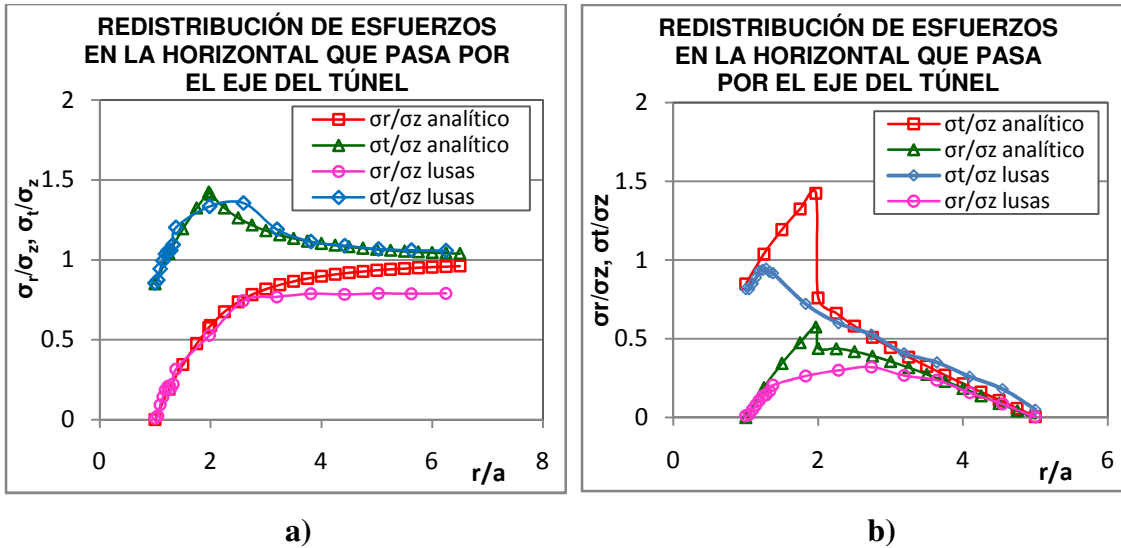


Figura 8.33. Comparación de la Redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

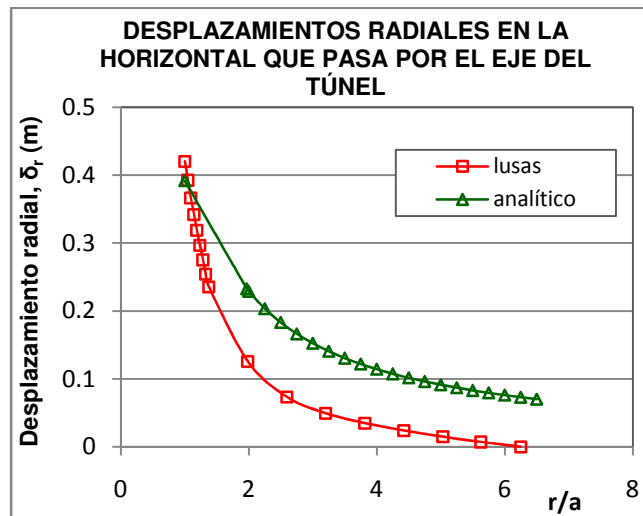


Figura 8.34. Comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel producidos por la excavación del mismo en la arcilla (figura 8.1, sección A-A').

En la gráfica 8.33 a) se observa que los resultados son semejantes; sin embargo, el esfuerzo radial calculado con el método analítico difiere al calculado con el programa Lusas en el



rango elástico; esto se debe a que una de las hipótesis simplificadorias para la obtención de las ecuaciones analíticas es asumir que $k_0=1$. En la figura 8.33 b se observa que los resultados obtenidos difieren en la zona cercana al radio plástico.

En la figura 8.35 y 8.36 se comparan los resultados obtenidos con métodos analíticos y con el programa LUSAS, para el túnel excavado en arena arcillosa.

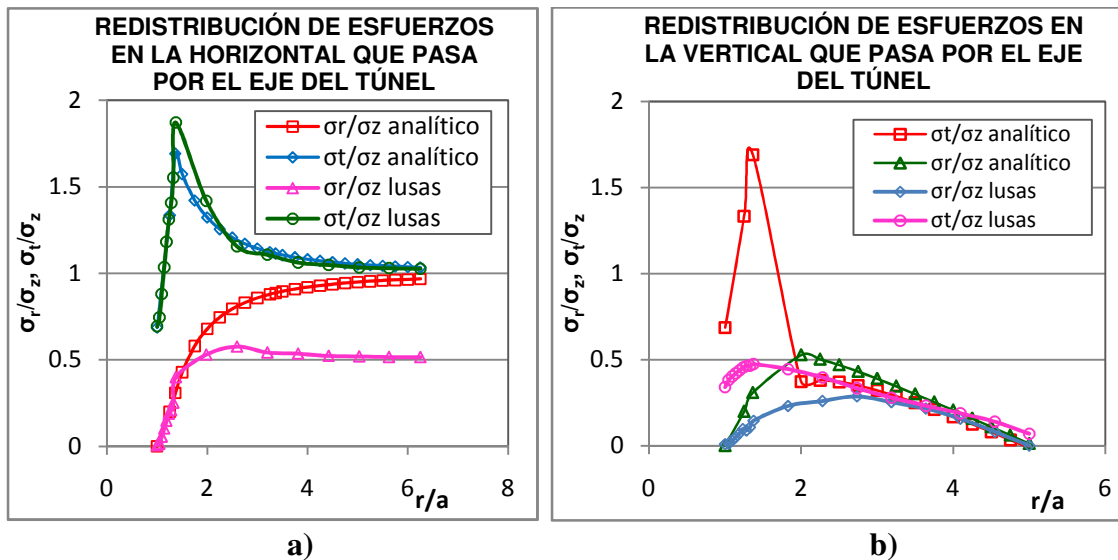


Figura 8.35. Comparación de la redistribución de esfuerzos radiales (σ_r) y tangenciales (σ_t) normalizados con respecto al esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel (σ_z), producidos por la excavación del túnel en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').

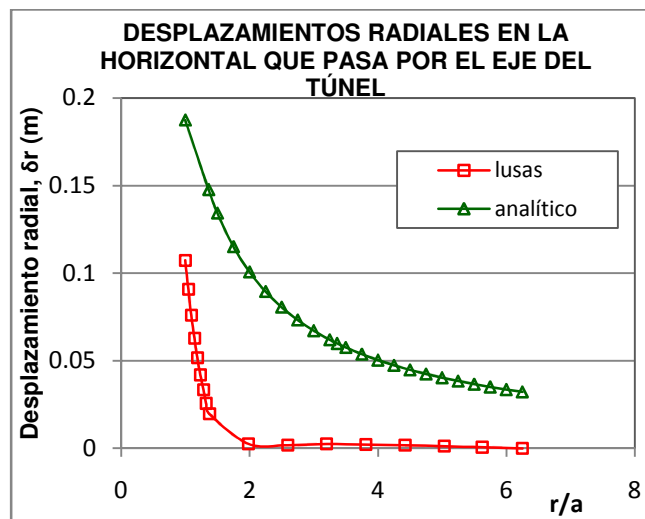


Figura 8.36. Comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel producidos por la excavación del mismo en la arena arcillosa (figura 8.1, sección B-B').



En la tabla 8.2 se presenta el resumen de los resultados obtenidos con métodos analíticos y con el programa LUSAS considerando el comportamiento del suelo tanto elástico como elastoplástico. Como se puede observar, los valores obtenidos por ambos métodos para un análisis elástico son bastante similares, mientras que para los obtenidos para el análisis elastoplásticos difieren. Esto se debe a que para la obtención de las ecuaciones analíticas para el material elastoplástico, se hacen un mayor número de simplificaciones e hipótesis, tal como que $k_0 = 1$.

Tabla 8.2. Resumen de la comparación entre métodos analíticos y métodos numéricos.

Material	Comportamiento del material	Método	Horizontal que pasa por el eje del túnel			Vertical que pasa por el eje del túnel	
			σ_r/σ_z máx.	σ_t/σ_z máx.	Desplazamiento radial máximo, $\delta_{r\text{máx}}$ (m)	σ_r/σ_z máx.	σ_t/σ_z máx.
Arcilla	Elástico	Analítico	0.767	2.200	0.217	0.416	1.120
		LUSAS	0.766	2.200	0.210	0.384	1.195
	Elastoplástico	Analítico	0.960	1.420	0.392	0.575	1.420
		LUSAS	0.789	1.360	0.420	0.320	0.950
Arena Arcillosa	Elástico	Analítico	0.500	2.500	0.051	0.376	0.500
		LUSAS	0.510	2.500	0.049	0.324	0.526
	Elastoplástico	Analítico	0.967	1.691	0.187	0.527	1.691
		LUSAS	0.576	1.870	0.107	0.287	0.475

8.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE REVESTIMIENTO

1. Se desea diseñar el revestimiento de un túnel de sección circular de 8 m de diámetro exterior. En el lugar de emplazamiento de la obra el subsuelo está constituido por arcillas de alta compresibilidad cuyas propiedades mecánicas se presentan en la tabla 8.3.

Tabla 8.3. Propiedades del material en donde se construirá el túnel.

Material	Propiedades	Valor	Unidades
Arcilla	Peso volumétrico total, γ	17.658	kN/m ³
	Módulo de elasticidad, E	7357.5	kN/m ²
	cohesión, c	150	kN/m ²
	Angulo de fricción, ϕ	0	°
	Relación de Poisson, μ	0.45	-
	Coeficiente de tierras en reposo, k_0	0.8	-



Geometría del túnel:

En la tabla 8.4 se indican las características geométricas del proyecto.

Tabla 8.4. Características geométricas del proyecto

Dimensión geométrica	Valor asignado
Diámetro del túnel	$D = 8 \text{ m}$
Profundidad de la clave del túnel	$H = 16 \text{ m}$
Profundidad del eje del túnel	$H_o = 20 \text{ m}$
Holgura radial entre e revestimiento y el suelo	$u_h = 0.07 \text{ m}$
Carga superficial	$q_s = 0 \text{ m}$

Ecuaciones a utilizar en la solución del problema

En la tabla 8.5 se presentan las ecuaciones que se utilizarán para el cálculo del revestimiento del túnel.

Tabla 8.5. Ecuaciones para el cálculo del revestimiento del túnel

Ecuación	Número	Ecuación	Número
$R = ae^{\frac{\sigma_z - \sigma_i}{2c_u} \frac{1}{2}}$	6.20	$q = \alpha.c.\sqrt{k_p} - 0.5\gamma_1 D + p_i k_p$	6.62
$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}}$	6.30	$u_{co} = \frac{(1-\mu)\gamma H_o D}{2E_1}$	6.63
$A = 2c_u \frac{1+\mu}{E} e^{\frac{\sigma_z - \sigma_i}{c_u} - 1}$	6.31	$t = \frac{F_c p_u D}{2f_c}$	6.65
$p_{aL} = \sigma_R = \sigma_z(1 - \text{sen}\phi) - c.\text{cos}\phi$	6.38	$M_i = \pm \frac{0.25(1-K)}{F+1} p_v r_m^2$	6.69
$u = (\gamma H_o - p_a) \frac{1+\nu}{2E} D$	6.51	$N = \frac{p_v}{2} \left(\frac{1+K}{C+1} \pm \frac{1-K}{F+1} \right) r_m$	6.70
$p_{a,\text{total}} = p_a + \gamma(R-a)\psi$	6.53	$F = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right)^3 \frac{(1-\mu_c^2)}{(1+\mu_s)}$	6.71
$u_c = \frac{p_a D_m^2}{4tE_c}$	6.54	$C = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right) \frac{(1-\mu_c^2)}{(1+\mu_s)(1-2\mu_s)}$	6.72
$u_{d\text{m}\acute{a}\text{x}} = \frac{1}{2}(1-k_o)\gamma H_o \frac{(1+\mu)D}{2k}$	6.56	$N_p = p_{hi} r_e$	6.73

**Curva de respuesta del suelo circundante**

Para definir la curva característica del suelo es necesario determinar los puntos O, L y F de la figura 6.15 b) (capítulo 6), que corresponden a la condición geoestática inicial, al límite entre el comportamiento elástico y plástico que rodea a la excavación y al límite entre el comportamiento plástico y la generación de la zona de aflojamiento del suelo de la clave, respectivamente.

Punto O (condición geoestática):

$$\gamma H_o = 17.658 \text{ kN/m}^3 * 20\text{m} = 353.16 \text{ kN/m}^2$$

Punto L (frontera del intervalo elástico, ecuaciones 6.38 y 6.51):

$$p_{aL} = \gamma H_o (1 - \text{sen} \phi) - c \cdot \cos \phi = 92.49 \text{ kN/m}^2$$

$$u_L = (\gamma H_o - p_{aL}) \frac{1 + \nu}{2E} D = 0.205 \text{ m}$$

Punto F (empieza a desarrollarse la zona de aflojamiento en la clave del túnel).

Se obtiene encontrando el mínimo de la presión de soporte calculada mediante la ecuación 6.53. La ecuación 6.20 se emplea para evaluar el radio plástico y las ecuaciones 6.30 y 6.31 para la deformación radial.

p_a : 294 a 100

$$p_{a, \text{total}} = p_a + \gamma(R - a)\psi$$

$$R = ae^{\frac{\sigma_z - \sigma_i - 1}{2c_u}}$$

$$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}}, \text{ donde: } A = 2c_u \frac{1 + \mu}{E} e^{\frac{\sigma_z - \sigma_i - 1}{c_u}}$$

En la figura 8.37 se presenta la curva de respuesta del suelo circundante, en la que se destacan los puntos O, L y F calculados anteriormente

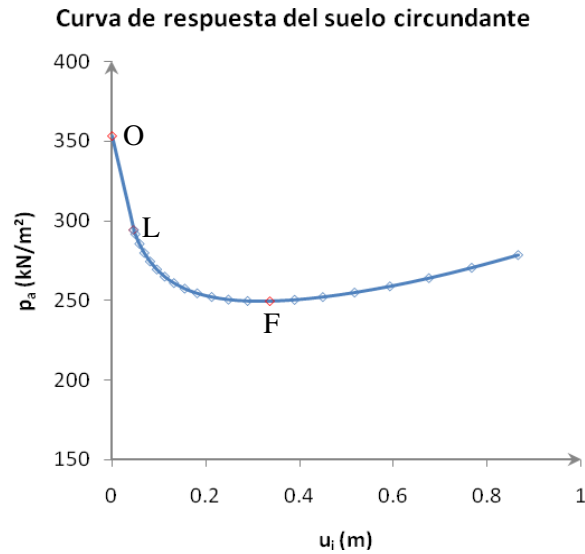


Figura 8.37. Curva de respuesta del suelo circundante.

Curva de respuesta del revestimiento

Para su construcción se harán los siguientes cálculos:

- Curva de respuesta del cilindro del frente
- Deformación radial de la periferia del túnel antes de colocar el revestimiento (u_{i0})
- Curva de respuesta del revestimiento

Los análisis se efectuarán considerando distintas condiciones de presión del frente, es decir $p_i = 0, 75.1, 150$ y 225 kN/m^2

a) Curva de respuesta del cilindro del frente:

i) Capacidad de carga del prisma frontal (q), para cada una de las condiciones de análisis (ecuación 6.62). en la tabla 8.6 se presentan los resultados.

$$q = \alpha \cdot c \cdot \sqrt{k_p} - 0.5 \gamma_1 D + p_i k_p = (3.4)(58.86)\sqrt{1} - 0.5(17.658)(8) + p_i(1)$$

Tabla 8.6. Capacidad de carga del prisma frontal para las distintas presiones del frente.

p_i	q
0	129.492
75	204.492
150	279.492
225	354.492



ii) Cálculo del valor de la abscisa u_{co} que representa la deformación del cilindro de suelo sujeto a una presión igual a la geostática (ec. 6.63)

$$u_{co} = \frac{(1-\mu)\gamma H_o D}{2E_1} = \frac{(1-0.45)(353.16)(8)}{(2)(7357.5)} = 0.1056 \text{ m}$$

iii) Curva de respuesta del cilindro del frente para cada presión del frente (figura 8.38)

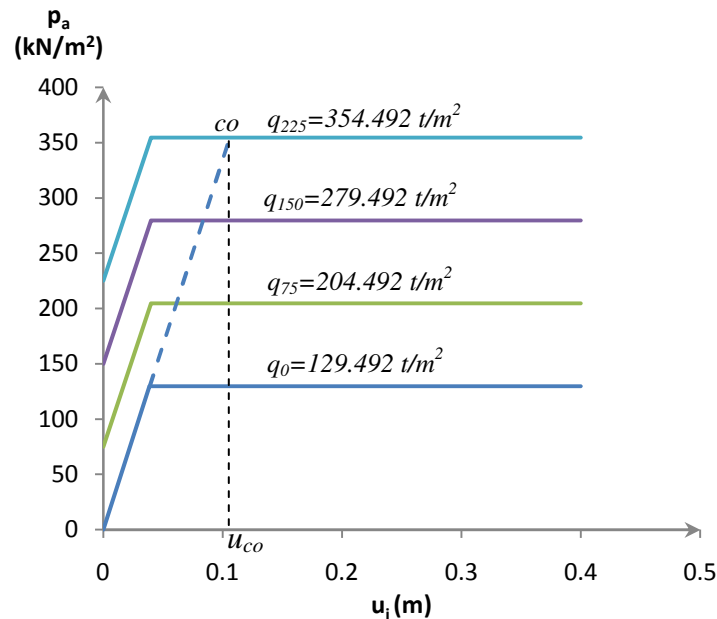


Figura 8.38. Curva de respuesta del cilindro del frente.

b) Deformación radial de la periferia del túnel antes de la instalación del revestimiento (u_{io}). En la figura 8.39 se presenta la superposición de las gráficas de la respuesta del suelo y la del cilindro frontal; la intersección de ambas define el punto I; la proyección de este punto en el eje de las abscisas define la deformación inicial (u_{io}). De dicha figura se observa también que cuando no se aplica presión, o cuando la presión aplicada es de 75 kN/m^2 , no existe intersección con la curva del suelo circundante, lo que significa que podrían desarrollarse deformaciones radiales de magnitud considerable en la periferia del túnel si no se instala de forma inmediata el revestimiento.

De la gráfica 8.39 se obtiene:

Para: $p_f = 150 \text{ kN/m}^2$, $u_{io} = 0.07 \text{ m}$

Para: $p_f = 225 \text{ kN/m}^2$, $u_{io} = 0.031 \text{ m}$



Estos desplazamientos se incrementarán en 0.07 m si no se hace oportunamente el retaque de la holgura entre el revestimiento y el suelo.

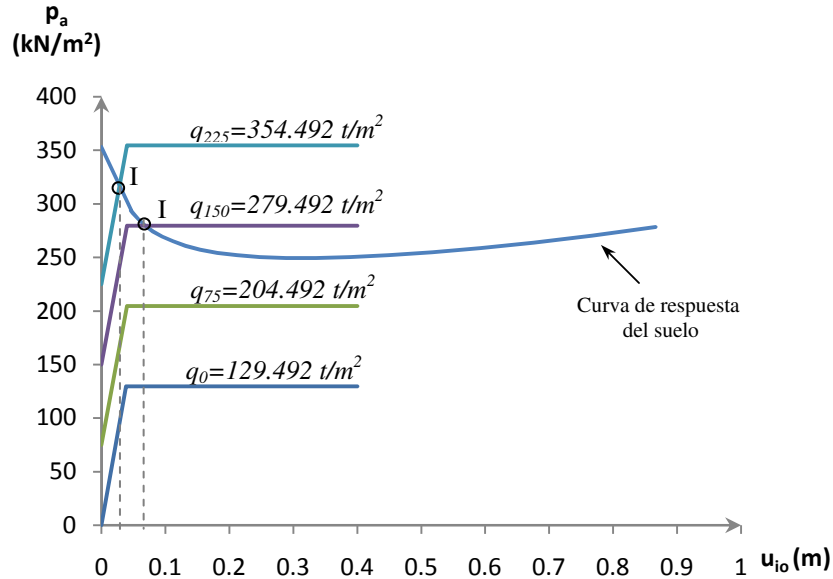


Figura 8.39. Superposición de las curvas de respuesta del suelo circundante y de respuesta del cilindro del frente

c) Curva de respuesta del revestimiento

Para elaborar esta curva se tomará en cuenta lo siguiente:

- Resistencia a la compresión simple del concreto $f'_c = 19.62$ Mpa
- Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 12488.13$ Mpa
- Relación de Poisson del concreto, $\mu_c = 0.3$
- Espesor del revestimiento, $t = 0.1, 0.2, 0.3$
- Rigidez del ademe (cilindro del concreto), k_c (ecuación 8.1)
- Presión máxima soporte del ademe, $p_{sc,máx}$ (ecuación 8.2)

$$k_c = \frac{E_c [r^2 - (r-t)^2]}{(1 + \mu_c) [(1 - 2\mu_c)r^2 + (r-t)^2]} \quad (8.1)$$

$$p_{sc,máx} = \frac{1}{2} f'_c \left[1 - \frac{(r-t)^2}{r^2} \right] \quad (8.2)$$



En la tabla 8.7 se presentan los resultados de la rigidez del ademe y de la presión máxima de soporte, considerando espesores de 0.1, 0.2 y 0.3 m.

Tabla 8.7. Valores de rigidez del ademe y presión máxima de soporte de ademe.

t	k_c (Mpa)	$p_{sc, \text{máx}}$ (Mpa)
0.100	351.177	0.484369
0.200	719.086	0.956475
0.300	1104.552	1.416319

Con los datos anteriores se construye la curva de respuesta del revestimiento, a partir del cálculo del desplazamiento radial del revestimiento para la condición geostática (γH_o). Tal como se mencionó en el capítulo 6.5, el desplazamiento se define como la suma de las deformaciones por compresión elástica (u_c) y deflexión del revestimiento (u_d) (ecuaciones 6.54 y 6.56):

$$u_{r, \text{máx}} = \frac{\gamma H_o D^2}{4tE_c} + \frac{1}{2}(1 - k_o)\gamma H_o \frac{(1 + \mu_c)D}{2k_c}$$

En la tabla 8.8 se presentan los resultados del desplazamiento máximo radial.

Tabla 8.8. Desplazamiento máximo radial $u_{r, \text{máx}}$

t (m)	u_c (m)	u_d (m)	$u_{r, \text{máx}}$ (m)
0.10	0.003590	0.000618	0.004209
0.20	0.001795	0.000300	0.002095
0.30	0.001197	0.000194	0.001391

Para ejemplificar el procedimiento únicamente se utilizará el espesor de 0.1m. La curva de soporte es entonces la recta formada por el punto de origen (punto O) de la gráfica presión versus deformación radial y el punto R (0.004209 m, 353.16 kN/m²).

En la figura 8.40 se presenta la curva del revestimiento para cada presión del frente.

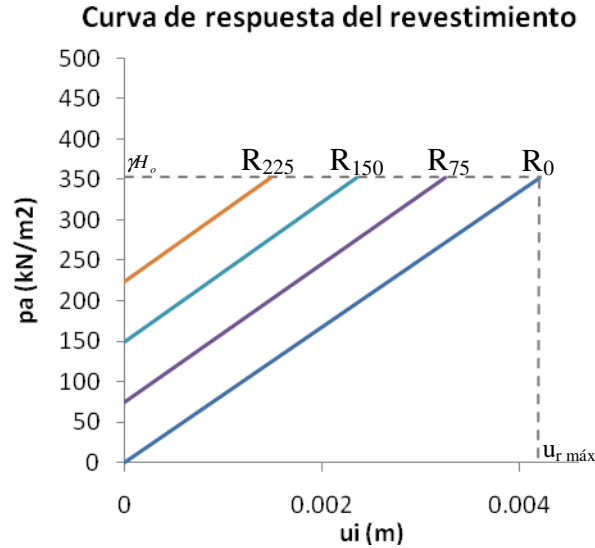
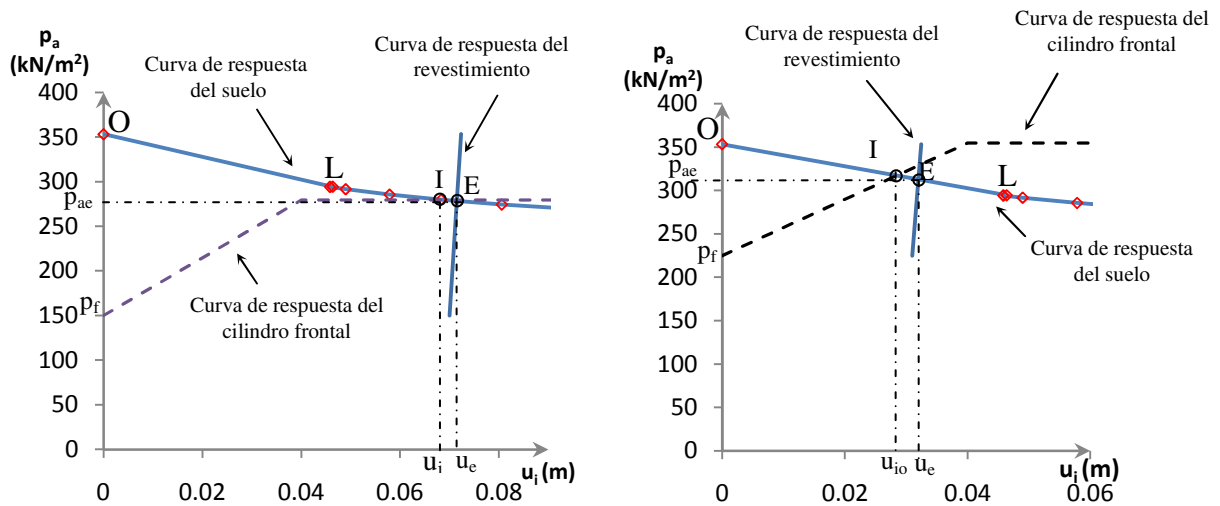


Figura 8.40. Curva de respuesta del revestimiento para diferentes condiciones de presión aplicada al frente de la excavación

Presión de diseño del revestimiento

Superponiendo las curvas de respuesta del suelo y del revestimiento, esta última considerando el desplazamiento inicial u_{io} , se obtiene el punto de intersección entre ellas, que define la presión de diseño del revestimiento p_{ae} y la deformación radial generada en la periferia del túnel u_e . En la figura 8.41 se muestran los resultados para las condiciones con presión en el frente de 150 y 225 kN/m^2 .



a) Presión de inyección en el frente de 150 kN/m^2

b) Presión de inyección en el frente de 225 kN/m^2

Figura 8.41. Determinación de la presión de diseño del revestimiento.



Espesor del revestimiento primario:

De las gráficas de la figura 8.41 se observa que la presión de equilibrio p_{ae} , está ligeramente debajo de la presión geostática, por lo que puede considerarse, en arcillas saturadas, que el anillo se encuentra sujeto a presión uniforme γH_o . El espesor de concreto para esta presión esta dado por la ecuación 6.65, de donde se obtiene que el espesor necesario es de 0.18m.

$$t = \frac{F_c p_u D}{2 f_c} = \frac{(2)(353.16)(8)}{(2)(0.8)(19620)} = 0.18\text{m}$$

Diseño del revestimiento secundario

Al colocar el revestimiento secundario, éste debe integrarse al primario mediante llaves de cortante provistas en el intradós de las dovelas, de manera que ambos anillos soporten los esfuerzos que se generen al evolucionar la presión de tierra con el tiempo.

La presión vertical final p_{vf} para el diseño de este revestimiento, considerando que en este caso el túnel está alojado en arcilla blanda en proceso de consolidación, tendrá un valor de 1.4 γH_o ; mientras la horizontal p_{hf} será 0.7 γH_o (tabla 6.4).

Momento flexionante máximo

Considerando un espesor de dovelas de 0.20m y el del anillo interior de igual espesor, se obtiene un espesor total de 0.4 m y un radio medio del túnel de $r_m=3.8$ m. El cálculo del momento flexionante se realiza con las expresiones 6.69 y 6.71.

$$F = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right)^3 \frac{(1 - \mu_c^2)}{(1 + \mu_s)} = 0.634$$

$$M_i = \pm \frac{0.25(1 - K)}{F + 1} p_v r_m^2 = \pm 546.16 \text{ kN} - \text{m}$$

Fuerzas normales

Para el anillo primario la fuerza de precompresión se calcula con la ecuación 6.73.

$$N_p = p_{hi} r_e = 1412.64 \text{ kN}$$

La fuerza normal final modificada por interacción N, se calcula con las ecuaciones 6.70 a 6.72.



$$C = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right) \frac{(1 - \mu_c^2)}{(1 + \mu_s)(1 - 2\mu_s)} = 0.035$$

$$N = \frac{p_v}{2} \left(\frac{1 + K}{C + 1} \pm \frac{1 - K}{F + 1} \right) r_m = 4991.4 \pm 862.35$$

En donde el signo (+) corresponde a la fuerza normal aplicada en la sección diametral del túnel N_v y el (-) a la fuerza normal aplicada en la sección diametral vertical N_h , por lo que se tiene, $N_v = 5853.756$ kN y $N_h = 4129.05$ kN.

Los incrementos de las fuerzas normales en el revestimiento integrado son:

$$\Delta N_v = N_v - N_p = 5853.756 - 1412.64 = 441.12 \text{ kN}$$

$$\Delta N_h = N_h - N_p = 4129.05 - 1412.64 = 2716.4 \text{ kN}$$

Con los valores de M , ΔN_v y ΔN_h se analizan los esfuerzos de flexocompresión y flexotensión producidos en el revestimiento integrado, los cuales se suman algebraicamente a los esfuerzos de precompresión en el anillo primario, para obtener así el estado final de esfuerzos en cada uno de los dos anillos.

2. Con el objeto de ejemplificar el diseño del revestimiento en un material constituido por tobas blandas, se analiza un túnel con las mismas características geométricas que el ejemplo anterior, pero tomando las propiedades del material que se presentan en la tabla 8.9.

Tabla 8.9. Propiedades del material en donde se construirá el túnel.

Material	Propiedades	Valor	Unidades
Toba blanda	Peso volumétrico total, γ	17.658	kN/m ³
	Módulo de elasticidad, E	98100	kN/m ²
	cohesión, c	78.48	kN/m ²
	Angulo de fricción, ϕ	20	°
	Relación de Poisson, μ	0.3	-
	Coeficiente de tierras en reposo, k_0	0.5	-

**Curva de respuesta del suelo circundante**

Punto O (condición geostática):

$$\gamma H_o = (17.658 \text{ kN/m}^3)(20\text{m}) = 353.16 \text{ kN/m}^2$$

Punto L (frontera del intervalo elástico, ecuaciones 6.38 y 6.51):

$$p_{aL} = \gamma H_o (1 - \text{sen}\phi) - (c) \cos\phi = 158.62 \text{ kN/m}^2$$

$$u_L = (\gamma H_o - p_{aL}) \frac{1+\nu}{2E} D = 0.010 \text{ m}$$

Punto F (empieza a desarrollarse la zona de aflojamiento en la clave del túnel).

Se obtiene encontrando el mínimo de la presión de soporte calculada mediante la ecuación 6.53. La ecuación 6.20 se emplea para evaluar el radio plástico y las ecuaciones 6.30 y 6.41 para la deformación radial.

Pa : 150 a 0

$$p_{a,\text{total}} = p_a + \gamma(R - a)\psi$$

$$R = a \left[(1 - \text{sen}\phi) \frac{\sigma_z + (c) \cot\phi}{\sigma_i + (c) \cot\phi} \right]^{\frac{1 - \text{sen}\phi}{2 \text{sen}\phi}}$$

$$\frac{u_a}{a} = 1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}}, \text{ donde: } A = 2 \frac{1+\mu}{E} (\sigma_z + (c) \cot\phi) \text{sen}\phi \left(\frac{R}{a}\right)^2$$

En la figura 8.42 se presenta la curva de respuesta del suelo circundante, en la que se destacan los puntos O, L y F calculados anteriormente.

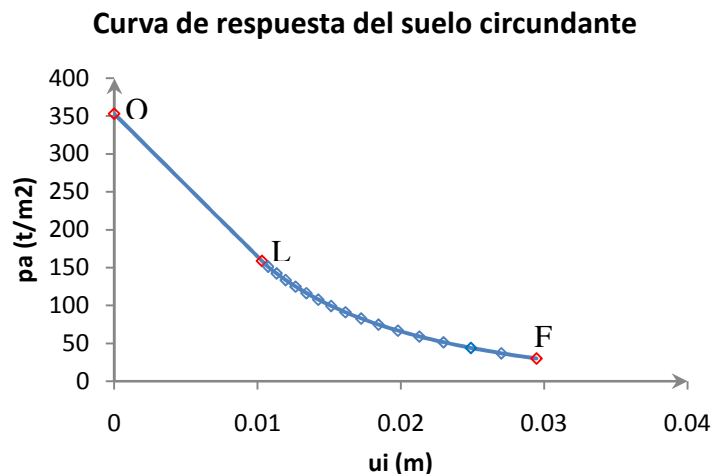


Figura 8.42. Curva de respuesta del suelo circundante.



Curva de respuesta del revestimiento

Para su construcción se harán los siguientes cálculos:

- Curva de respuesta del cilindro del frente con las ecuaciones 6.62 y 6.63 (ver figura 8.43)
- Deformación radial de la periferia del túnel antes de colocar el revestimiento (u_{io}), mediante la sobreposición de las gráficas de la respuesta del suelo y la del cilindro frontal (ver figura 8.44)
- Curva de respuesta del revestimiento (figura 8.45). Para elaborar esta curva se tomará en cuenta lo siguiente:
 - Resistencia a la compresión simple del concreto $f'_c = 19.62 \text{ Mpa}$
 - Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 12488.13 \text{ Mpa}$
 - Relación de Poisson del concreto, $\mu_c = 0.3$
 - Espesor del revestimiento, $t = 0.2, 0.3, 0.4$
 - Rigidez del ademe (cilindro del concreto), k_c (ecuación 8.1)
 - Presión de máxima soporte del ademe, $p_{sc,m\acute{a}x}$ (ecuación 8.2)
 - Para ejemplificar el procedimiento se utilizará un espesor de 0.2m.

Para hacer los análisis no se consideró la aplicación de presión en el frente.

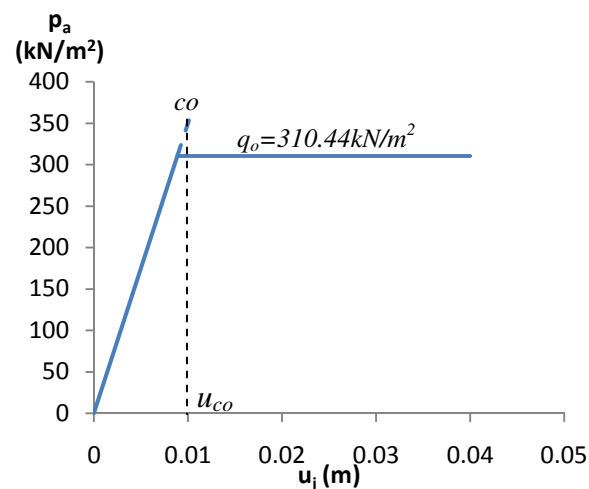


Figura 8.43. Curva de respuesta del cilindro del frente.

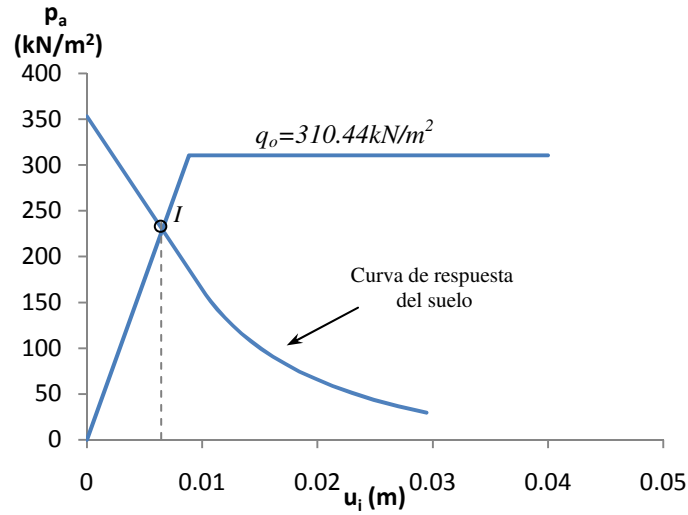


Figura 8.44. Superposición de las curvas de respuesta del suelo circundante y de respuesta del cilindro del frente. Valor de $u_{i0} = 0.0066 \text{ m}$

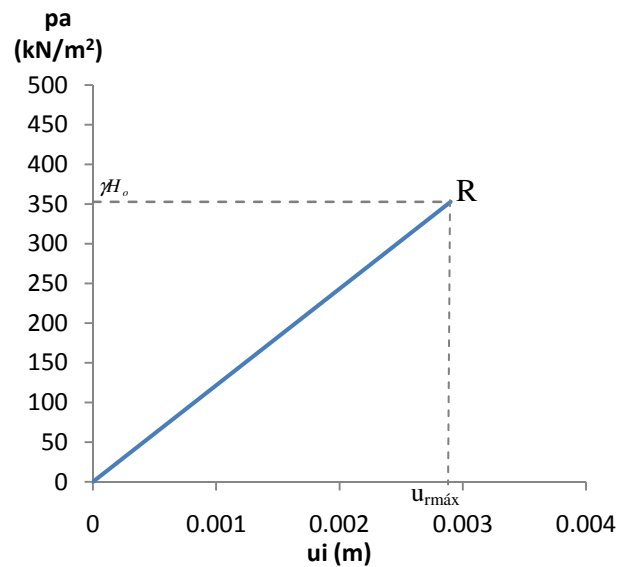


Figura 8.45. Curva de respuesta del revestimiento para $t=0.2\text{m}$

Presión de diseño del revestimiento

Superponiendo las curvas de respuesta del suelo y del revestimiento, esta última considerando el desplazamiento inicial u_{i0} , se obtiene el punto de intersección entre ellas, que define la presión de diseño del revestimiento p_{ae} y la deformación radial generada en la



periferia del túnel u_e . En la figura 8.46 se presenta la gráfica para la determinación de la presión de diseño del revestimiento.

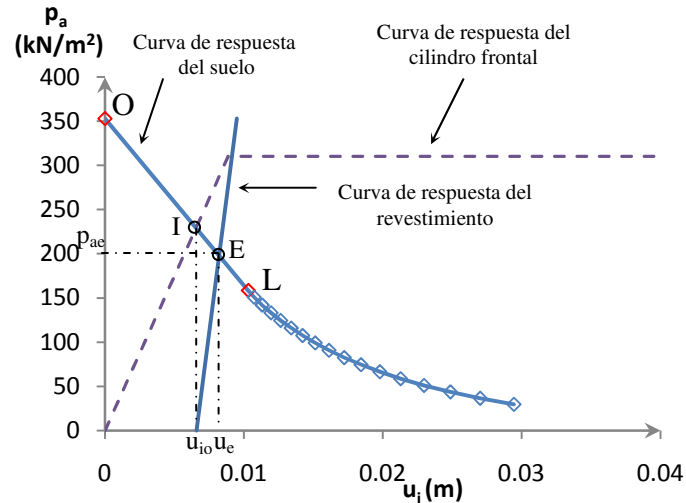


Figura 8.46. Determinación de la presión de diseño del revestimiento

Espesor del revestimiento primario:

En la figura 8.46 se observa que la presión de equilibrio p_{ae} , es de 200 kN/m^2 , cuyo desplazamiento correspondiente es $u_e = 0.0082 \text{ m}$. La presión p_{ae} contempla el período de construcción del túnel; posteriormente su magnitud irá cambiando con el transcurrir del tiempo y alcanzará su estabilización a largo plazo en función del tipo de suelo y el cambio de las condiciones externas del túnel.

De acuerdo con las recomendaciones de la tabla 6.4, la presión de diseño del revestimiento a largo plazo para tobas blandas puede considerarse como 1.2 veces la presión de equilibrio, $1.2p_{ae}$, obtenida del análisis de interacción suelo-revestimiento.

El espesor de concreto para esta presión está dado por la ecuación 6.65.

$$t = \frac{F_c p_u D}{2 f_c} = \frac{(2)(1.2)(200)(8)}{(2)(0.8)(19620)} = 0.12 \text{ m}$$

Por lo que se propone utilizar un espesor de 0.20 m .

**Diseño del revestimiento secundario**

Al colocar el revestimiento secundario, éste debe integrarse al primario mediante llaves de cortante provistas en el intradós de las dovelas, de manera que ambos anillos soporten los esfuerzos que se generen al evolucionar la presión de tierra con el tiempo.

La presión vertical final p_{vf} para el diseño de este revestimiento, considerando que en este caso el túnel está alojado en tobas blandas, tendrá un valor de $1.2 p_{ae}$ (tabla 6.4), mientras la horizontal p_{hf} será $0.7 p_{ae}$

Momento flexionante máximo

Considerando un espesor de dovelas de 0.20m y el del anillo interior de igual espesor, se obtiene un espesor total de 0.4 m y un radio medio del túnel de $r_m=3.8$ m. El cálculo del momento flexionante se realiza con las expresiones 6.69 y 6.71.

$$F = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right)^3 \frac{(1 - \mu_c^2)}{(1 + \mu_s)} = 9.43$$

$$M_i = \pm \frac{0.25(1 - K)}{F + 1} p_v r_m^2 = \pm 85.57 \text{ kN} - \text{m}$$

Fuerzas normales

Para el anillo primario la fuerza de precompresión se calcula con la ecuación 6.73

$$N_p = p_{hi} r_e = 960 \text{ kN}$$

La fuerza normal final modificada por interacción N, se calcula con las ecuaciones 6.70 a 6.72.

$$C = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right) \frac{(1 - \mu_c^2)}{(1 + \mu_s)(1 - 2\mu_s)} = 0.130597$$

$$N = \frac{p_v}{2} \left(\frac{1 + K}{C + 1} \pm \frac{1 - K}{F + 1} \right) r_m = 1774.638 \pm 17.49$$

En donde el signo (+) corresponde a la fuerza normal aplicada en la sección diametral del túnel N_v y el (-) a la fuerza normal aplicada en la sección diametral vertical N_h . Por lo que se tiene, $N_v = 1792.13$ kN y $N_h = 1757.15$ kN.



Los incrementos de las fuerzas normales en el revestimiento integrado serán:

$$\Delta N_v = N_v - N_p = 1792.13 - 960 = 832.13 \text{ kN}$$

$$\Delta N_h = N_h - N_p = 1757.15 - 960 = 797.15 \text{ kN}$$

Con los valores de M , ΔN_v y ΔN_h se analizan los esfuerzos de flexocompresión y flexotensión producidos en el revestimiento integrado, los cuales se suman algebraicamente a los esfuerzos de precompresión en el anillo primario, para obtener así el estado final de esfuerzos en cada uno de los dos anillos.

Resumen

Como se observa en todas las gráficas de redistribución de esfuerzos en la horizontal que pasa por el eje del túnel, para el comportamiento elástico del material, el esfuerzo radial es cero en la periferia del túnel, y a medida que se aleja, éste aumenta hasta llegar al valor del esfuerzo inicial. Por su parte, el esfuerzo tangencial es máximo en la periferia del túnel y a medida que aumenta la distancia radial, va disminuyendo hasta llegar al valor del esfuerzo inicial.

En la clave del túnel el esfuerzo radial es cero en la periferia y a medida que aumenta la distancia radial, éste también aumenta hasta llegar a un valor máximo, después del cual disminuye hasta cero en la superficie.

En las gráficas de redistribución de esfuerzos en el material con comportamiento elastoplástico, se observa que en la horizontal que pasa por el eje del túnel el esfuerzo radial es cero en la periferia, y aumenta con la distancia radial, hasta llegar al esfuerzo inicial, mientras que el esfuerzo tangencial comienza en un valor y aumenta hasta llegar a un máximo, el cual se da en la frontera entre la zona plástica y elástica, después del cual comienza a disminuir hasta llegar al esfuerzo inicial.

En la clave del túnel el esfuerzo radial es cero en la periferia y a medida que aumenta la distancia radial se incrementa hasta llegar a un valor máximo (en la frontera entre la zona plástica y elástica), después del cual disminuye hasta llegar a la superficie, en donde el valor del esfuerzo es cero.



En todas las gráficas de desplazamientos se observa que el desplazamiento máximo se presenta en la periferia del túnel y a medida que la distancia radial aumenta, el desplazamiento disminuye.

Para el diseño del revestimiento es necesario realizar las siguientes curvas: respuesta del suelo circundante, del cilindro del frente y respuesta del revestimiento. De la superposición de estas 3 curvas se determina la presión de equilibrio p_{ae} , con la cual se diseña el espesor del revestimiento. Cabe mencionar que en la tabla 6.4 (capítulo 6) se presentan valores de las presiones finales, para el diseño del revestimiento, el cual para arcillas de consistencia blanda a dura, no sujetas a consolidación por causas externas, es de γH_o , y para tobas blandas es de $1.2p_{ae}$.

Conclusiones

La comparación entre los resultados obtenidos con el método analítico y el método numérico para el comportamiento elastoplástico del material, tanto para la arena como para la arcilla, muestra diferencias; éstas son explicables si se toma en cuenta que las ecuaciones del método analítico han sido obtenidas considerando una serie de hipótesis.

Los desplazamientos radiales obtenidos en la horizontal que pasa por el eje del túnel son mayores en la arcilla que en la arena, tal como se esperaba debido a las propiedades del material.

Con base en los resultados del desplazamiento radial obtenidos con el programa Lusas, se concluye que las condiciones de frontera (desplazamiento igual a cero en la frontera) influyeron en los resultados. Por lo anterior, se recomienda que para obtener mejores resultados, la frontera debe estar lo más alejada posible del problema en análisis. Cabe mencionar que en el ejemplo realizado la frontera se alejó lo más que se pudo, dado que la versión estudiantil de LUSAS limita el tamaño del problema a analizar (250 elementos, 500 nodos, 1500 grados de libertad y 10 casos de carga).



La presión en el aire del frente del túnel actúa radialmente contra la periferia del mismo, reduciendo el desplazamiento radial del suelo circundante y, como consecuencia, también contribuye a reducir el asentamiento superficial.

Cuando la curva de respuesta del cilindro del frente no intersecta a la curva de respuesta del suelo circundante pueden desarrollarse deformaciones radiales de magnitud considerable en la periferia del túnel si no se instala de forma inmediata el revestimiento.



9. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Con base en las discusiones y resultados presentados en este documento, se presentan a continuación las conclusiones y comentarios obtenidos:

1. La clasificación de túneles es una manera de congregarlos en grupos que poseen alguna característica en común, lo que puede facilitar la toma de decisiones para su planeación, diseño y construcción; sin embargo, es importante destacar que un túnel puede estar reunido en más de una clasificación.
2. El objetivo principal de las exploraciones geológicas-geotécnicas propuestas para la construcción de un túnel debe ser; conocer a lo largo del mismo, con el menor grado de incertidumbre posible, las características de las formaciones geológicas a atravesar, tipo de suelo o roca y su interrelación con el agua subterránea. Una investigación geológica-geotécnica pobre tendrá como consecuencias un costo económico elevado y un incremento de riesgos durante su construcción.
3. El informe Geotécnico de Referencia (GBR) es un documento que debe incluirse en las bases de licitación de un proyecto de obras subterráneas, ya que proporciona una interpretación realista de las condiciones del subsuelo que se anticipan en la obra propuesta. Debe basarse en la exploración geotécnica realizada, así como en el juicio y experiencia de ingenieros geotécnicos que lo realizan. Ayuda a: 1) establecer una base común entre los licitantes, 2) a una repartición equitativa de los riesgos involucrados, entre el propietario y el contratista seleccionado y 3) a establecer una base para evaluar cualquier reclamo del contratista por condiciones de sitio diferentes que se encuentren durante la ejecución del proyecto.
4. El tipo de equipo a utilizar para la excavación de un túnel depende del tipo de suelo a excavar. Así, por ejemplo, para suelos blandos es recomendable emplear escudos con frente presurizado por lodos o escudos con presión de tierra balanceada (EPB), ya que permiten estabilizar el frente y disminuir los posibles asentamientos en la superficie del terreno.



5. Cuando se emplea el método NATM es indispensable la auscultación detallada del comportamiento del túnel, midiendo convergencias y deformaciones, tensión en anclajes, entre otros parámetros; ya que el objeto principal del método es permitir que el suelo se deforme para que se produzca la relajación de esfuerzos y disminuyan los esfuerzos sobre el revestimiento.

6. Para emplear el método clásico de Madrid es necesario que el suelo tenga la capacidad de soportar la bóveda mientras se excavan los “hastiales” o paredes, ya que de lo contrario se produce agrietamiento y rotura de la misma. En este caso sería más recomendable utilizar el Sistema Alemán, en el cual se realizan los hastiales antes que la bóveda.

7. Los túneles carreteros congregan una serie de aspectos ingenieriles que deben ir integrados para que el túnel cumpla con el objetivo de servicio para el cual fue construido, de manera eficiente y segura para los usuarios.

8. En el diseño estructural de los soportes del túnel debe considerarse la necesidad de protección especial contra incendios, con base en un balance económico entre costos extras generados por la protección adicional y el costo de las reparaciones y consecuencias de la interrupción del tráfico después de un posible incendio.

9. Los métodos empíricos deben emplearse con criterio, ya que están basados en experiencias adquiridas en observaciones y estudios realizados a diferentes túneles, los cuales pueden tener diferentes variantes al caso particular que se desea analizar.

10. Las soluciones elásticas proporcionan un orden de magnitud de los esfuerzos y deformaciones y de su distribución geométrica; sin embargo, en la práctica deben utilizarse con criterio ya que ni las rocas ni los suelos son materiales homogéneos, isótropos y linealmente elásticos.



11. Los métodos para determinar los asentamientos en la superficie que se presentan en este documento, están basados en mediciones reales de campo y análisis realizados con elementos finitos, con objeto de poder predecir de una forma más certera los asentamientos que se producirán por la construcción del túnel.

12. Para el diseño del revestimiento se realiza un análisis de interacción suelo-revestimiento, mediante la superposición de la curva de desplazamiento del suelo y la curva de desplazamiento del revestimiento. La curva del suelo representa las fases por las que pasa el mismo. En la primera fase el comportamiento es elástico, por lo que la curva es una línea recta. Posteriormente, se supera el criterio de rotura, y la línea tiene una forma u otra dependiendo del comportamiento plástico del terreno. Si la línea del terreno corta el eje “x” significa que la excavación se autosostiene sin necesidad de ningún elemento estructural de refuerzo, con una deformación radial dada por la abscisa del punto de corte. Si, por el contrario, la curva no toca el eje x y comienza a subir de nuevo se produce el colapso del túnel.

13. Del método de diseño del revestimiento presentado en este documento se concluye que:
 - El suelo o roca tiene una cierta capacidad de autosostenerse, es decir, al construir un túnel, el material puede ser estable sin necesidad de soporte.
 - Es conveniente dejar relajarse al terreno antes de colocar el soporte, por supuesto, sin que se produzca el colapso, porque de este modo los elementos mecánicos actuando sobre el revestimiento serán menores. Dicho de otro modo: hay que aprovechar al máximo la capacidad autoportante del material.

14. El método de elementos finitos permite ajustar el modelo a la realidad. Por ejemplo, en el caso específico de túneles, permite analizarlos de cualquier forma, con cualquier revestimiento; el límite lo fija la capacidad del programa y de la computadora que se utilice. Este método también permite efectuar cálculos tridimensionales o bien cálculos simplificados bidimensionales, permitiendo además considerar las fases constructivas de que constará el proceso de excavación.



15. El empleo de programas basados en elementos finitos debe ir de forma conjunta con el conocimiento técnico sobre el problema que se desea analizar, ya que la introducción de datos erróneos proporcionará resultados incongruentes con la realidad.
16. Para que los resultados que se obtengan con los programas de elementos finitos sean aceptables, durante la etapa de creación del modelo debe tenerse en cuenta, entre otras cosas, lo siguiente: a) balancear adecuadamente el número de elementos que se empleará en la formación de la malla con la capacidad de la computadora a utilizar, b) la separación mínima que debe existir entre las fronteras de la malla y las del túnel es de 5 veces la dimensión mayor de este último, c) la relación largo/ancho del elemento debe ser menor de 3, ya que de lo contrario se generan errores de cálculo considerables, d) emplear elementos pequeños en zonas donde se esperen grandes cambios en el estado de esfuerzos, Si hay fronteras curvas o interfaces de material curvas, deben utilizarse elementos de mayor orden con nodos en el centro de cada lado.
17. La comparación entre los resultados obtenidos con el método analítico y el método numérico para el comportamiento elastoplástico del material (tanto para la arena como para la arcilla) muestra algunas diferencias; éstas son explicables si se toma en cuenta que las ecuaciones del método analítico han sido obtenidas partiendo de hipótesis distintas.
18. Los desplazamientos radiales obtenidos en la horizontal que pasa por el eje del túnel, son mayores en la arcilla que en la arena, tal como se esperaba debido a las propiedades del material.
19. Con base en los resultados del desplazamiento radial obtenidos con el programa Lusas, se concluye que las condiciones de frontera (desplazamiento igual a cero en la frontera) influyeron en los resultados. Por lo anterior, se recomienda que para obtener mejores resultados, la frontera debe estar lo más alejada posible del problema en análisis. Cabe mencionar que en el ejemplo realizado la frontera se alejó lo más que se



pudo, dado que la versión estudiantil de LUSAS limita el tamaño del problema a analizar (250 elementos, 500 nodos, 1500 grados de libertad y 10 casos de carga).

20. Los asentamientos en superficie producidos por la construcción de un túnel corresponden a una superficie en tres dimensiones, por lo que es importante analizar los asentamientos transversales y longitudinales. El perfil de asentamientos transversales se asocia a una función de distribución de probabilidad normal, curva inversa de la distribución de Gauss, cuyo máximo valor ocurre en la vertical que pasa por el eje del túnel. El perfil de asentamientos longitudinales tiene la forma de una curva de probabilidad acumulada, bajo la condición de que la deformación del suelo sea a volumen constante.

21. La presión en el aire del frente del túnel actúa radialmente contra la periferia del mismo, reduciendo el desplazamiento radial del suelo circundante, y como consecuencia también contribuye a reducir el asentamiento superficial.



**Anexo I.**

Valores de los parámetros característicos del índice Q

1. Calidad del testigo RQD		RQD (%)
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100
Notas:		
i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q.		
ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.		
2. Índice de diaclasado		Jn
A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa	0.5-1.0
B	Una familia de diaclasas	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
I	Roca triturada, terrosa	20
Notas:		
i) En intersecciones de túneles se utiliza la expresión (3Jn)		
ii) En las bocas de los túneles se utiliza la expresión (2Jn)		
3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		Jr
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad		
b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1.5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1.5
F	Diaclasas planas, lisas	1.0
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0.5
Nota:		
i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden		
c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1.0



J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad		1.0
<p>Notas:</p> <p>i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3m, se debe aumentar el índice Jr en una unidad</p> <p>ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor Jr = 0.5</p>			
4. Índice de alteración de las discontinuidades		ϕ_r	Ja
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimiento, impermeable, cuarzo	-	0.75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1.0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25°-30°	2.0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3.0
E	Recubrimiento de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4.0
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc	25°-30°	4.0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos pero con espesores inferiores a 5mm)	16°-24°	6.0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos pero con espesores inferiores a 5mm). El valor de Ja depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8-12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
K, L, M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H y J para las descripciones de las arcillas)	6°-24°	6, 8 ó 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles)	-	5
O, P, R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10,13 ó 13-20
5. Factor de reducción por la presencia del agua		Presión de agua (kg/cm ²)	Jw
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5l/min, de forma localizada	< 1	1
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2.5	0.66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2.5-10	0.5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2.5-10	0.33



E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	> 10	0.2-0.1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0.1-0.005
<p>Notas:</p> <p>i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor J_w</p> <p>ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo</p>			
6. Condiciones tensionales de la roca			SRF
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando			
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)		10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $\leq 50m$)		5.0
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación $>50m$)		2.5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)		7.5
E	Zonas de fracturas aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación $\leq 50m$)		5.0
F	Zonas de fracturas aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación $>50m$)		2.5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)		5.0
<p>Nota:</p> <p>i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50% si las zonas de fractura solo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación</p>			
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas			
		σ_v/σ_1	σ_θ/σ_c
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	> 200	< 0.01
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0.01-0.3
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0.3-0.4
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0.5-0.65
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0.65-1
			SRF
			2.5
			1
			0.5-2
			5-50
			50-200



N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	<2	> 1	200-400
Notas:				
i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta $0.75\sigma_c$; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomará el valor $0.5\sigma_c$. σ_c es resistencia a compresión simple, σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor y σ_θ es el esfuerzo tangencial máximo, estimado a partir de la teoría de la elasticidad.				
ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2.5 y 5 unidades (véase clase H)				
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas				
			σ_θ/σ_c	SRF
O	Presión de deformación baja		1-5	5-10
P	Presión de deformación alta		> 5	10-20
Nota:				
i) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350Q^{1/3}$ (Singh et al., 1992). La resistencia a compresión del macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{Mpa}) \approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$, donde γ es la densidad de la roca en g/cm^3 (Singh, 1993)				
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua				
				SRF
R	Presión de expansión baja			5-10
S	Presión de expansión alta			10-15



Anexo II.

Expresiones para calcular la rigidez del ademe y la presión máxima de soporte (Hoek y Brown, 1985)

<i>Revestimiento</i>	<i>Rigidez del ademe (k)</i>	<i>Presión máxima de soporte (p_{smax})</i>
<i>Concreto lanzado o colado en el lugar</i>	$k_c = \frac{E_c [r^2 - (r-t)^2]}{(1 + \nu_c) [(1 - 2\nu_c)r^2 + (r-t)^2]}$	$p_{sc,max} = \frac{1}{2} f_c' \left[1 - \frac{(r-t)^2}{r^2} \right]$
<i>Arcos de acero retacados</i>	$\frac{1}{k_s} = \frac{dr}{E_a A_a} + \frac{2d\theta t_B}{E_B W^2} + \frac{dr^3}{E_a I_a} \left[\frac{\theta(\theta + \text{sen } \theta \cos \theta)}{2 \text{sen}^2 \theta} - 1 \right]$	$p_{ss,max} = \frac{3A_a I_a \sigma_{ys}}{\left[3I_a + X A_a \left(r - \left(t_B + \frac{X}{2} \right) (1 - \cos \theta) \right) \right]^*} * \frac{1}{2dr\theta}$
<i>Anclas</i>	$\frac{1}{k_b} = \frac{d_l d_l}{r} \left[\frac{4l_a}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right]$	$p_{sb,max} = \frac{T_{bf}}{d_l d_l}$

Nomenclatura: Concreto lanzado

E_c :módulo de elasticidad del concreto $\approx 10,000(f_c')^{1/2}$, para el Valle de México, kg/cm²
 ν_c :relación de Poisson del concreto (0.25) t :espesor del revestimiento, cm
 f_c' :resistencia a la compresión axial del concreto r :radio del túnel, cm

Arcos de acero retacados

W :ancho del patín del perfil y longitud de la calza, cm A_a :área del perfil, cm²
 X :peralte del perfil, cm σ_{ys} :resistencia a la ductilidad del acero, kg/cm²
 t_B :espesor de la calza, cm d :espaciamiento entre arcos, cm
 I_a :módulo de inercia del acero, cm⁴ θ :medio ángulo entre calzas, radianes
 E_a :módulo de elasticidad del acero, kg/cm²
 E_B :módulo de elasticidad de la calza, kg/cm²

Anclas

l_a :largo del ancla libre o del cable, cm E_b :módulo de elasticidad del ancla, kg/cm²
 T_{bf} :carga final de debilitamiento en ensaye de adherencia, kg
 Q :constante carga-deformación del ancla y su cabeza
 d_t :espaciamiento entre anclas en el sentido transversal al túnel, cm
 d_l :espaciamiento longitudinal entre anclas, cm d_b :diámetro del ancla, cm





REFERENCIAS

1. AMITOS, A.C., **Curso “Diseño, Construcción y Supervisión de Túneles Carreteros”**, México D.F., Octubre 29-31, 2008.
2. AMITOS, A.C., **Curso Víctor Hardy 92, Túneles y excavaciones subterráneas**, tomo I y II, México D.F., 1992.
3. AMITOS, A.C., **Curso Víctor Hardy 1995**, México D.F., 1995.
4. Bickel, John et al., **Tunnel Engineering Handbook**. Chapman and Hall. Estados Unidos, 1996.
5. Comisión Federal de Electricidad, **Manual de Diseño de obras civiles, Sección C. Estructuras**, Tema 1. Criterios de diseño, Capítulo 3. Diseño por sismo. México, 1993.
6. Esteva L y Ordaz M, **Riesgo sísmico y espectros de diseño en la República Mexicana**, Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1989.
7. González de Vallejo, L., Ferrer M., Ortuño L., Carlos O., **Ingeniería Geológica**. Pearson Educación. Madrid, 2002.
8. Hoek Evert, **Big Tunnels in Bad Rock**, 2000 Terzaghi Lecture, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 127, N°9, Septiembre, 2001.
9. Imai K., Hanaoka Y., and Tanaka Y., **New Technologies of Shield Tunneling Boring Machines**, Steel Structure and Machinery Headquarters, Hitachi Zosen Corporation.
10. Jaime, Alberto, **Uso del espacio del subsuelo en México**.
11. Johnson, Claes, **Numerical solution of partial differential equations by the finite element method**, Cambridge University Press, 1987.



12. Kostoglodov, V. y Pacheco J. F., **“Cien años de sismicidad en México”**, Instituto de Geofísica de la UNAM, 1999.
13. Lambe, William, **Mecánica de suelos**, Limusa, México, 2006
14. LUSAS, Application Examples Manual (Bridge, Civil and Structural), LUSAS Version 14: Issue 1.
15. Mashimo H., **State of the Road Tunnel Safety Technology in Japan**, Public Works Research Institute, Independent Administrative Institution, Tsukuba, Japan.
16. Megaw T.M., Bartlett, J.V., **Túneles. Planeación, diseño y construcción**. Volumen 2. Editorial limusa, México, 1990.
17. Migliazza M., Chiorboli M., Giani G.P., **Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground**. Elsevier, computers and Geotechnics, 2008.
18. Moreno y Fernández, Andrés A., **“Construcción de túneles en suelos y rocas”**, Tercera conferencia magistral “Alfonso Rico Rodriguez”, SMMS, AMYTAC, AMITOS, México, 2005.
19. Norwegian Public Roads Administration, **Road Tunnels**, No. 021 in the series of handbooks, Abril 2004.
20. O'Rourke, T.D., **Guidelines for Tunnel Lining Design**, ASCE, New York, 1984.
21. Peck, R.B., **“Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground”**, State of the Art Report, VII International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, México, 1969.



22. Potts, David M and Zdravkovic, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering, application**. Thomas Telford, London, 2001.
23. Potts, David M and Zdravkovic, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering, theory**. Thomas Telford, London, 1999.
24. Romo M P y Ovando E, **“Geoseismic zoning of Mexico and its application to spectra design determination”**, Lecture and State-of-the-Art paper, Proceedings of the X Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Guadalajara, México, Vol. 4, November, 1995.
25. Rosas J.L. **Estudios geológicos previos para la construcción de túneles carreteros**. Túneles carreteros 1984, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1983.
26. Sagaseta Milán, César, **Estado Tenso-Deformacional alrededor de un túnel excavado en un medio elastoplástico con especial consideración de la influencia del proceso constructivo**, Tesis doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
27. Singh Bhawani, Goel Rajnish K., **Tunneling in weak rocks**, Elsevier geo engineering book series; v. 5; UK, 2006.
28. Smith, Ronald E., **“Geotechnical Baseline Report: State of the Practice”**. Proceedings , 36 annual Symposium on Engineering Geology anti Geotechnical Engineering Luke, Jacobson y Werle University of Nevada, Las Vegas, 2001.
29. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (SMMS, A.C.), **“Túneles en suelos blandos y firmes”**, México D.F., 1981.
30. Széchy Károly, **The art of tunneling**. Akademiai Kiadó, Budapest, 1970.



31. Tamez González, E. et al., **Diseño Geotécnico de túneles**, TGC Geotecnia S.A. de C.V., México 1997.
32. Terzaghi, K., Proctor M. E., White T. L., **Rock Tunneling with Steel Supports with and Introduction to Tunnel Geology**. Comercial Shearing and Stamping Company. Ohio, 1956.
33. Tercera conferencia magistral “Alfonso Rico Rodríguez” impartida por el M. en I. Andrés A. Moreno y Fernández “**Construcción de túneles en suelos y rocas**”, México, Nov. 2005.
34. U.S. Army Corps of Engineers (USACE), **Tunnels and shafts in rock, Engineer manual**, Washington D.C., USA, 1997.
35. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Federal Transit Administration, **Highway and Rail Transit, Tunnel Inspection Manual**, 2005.
36. Wang, Jaw-Nan, **Seismic Design of tunnels, A simple state-of- the-art design approach**, Published by Parsons Brinckerhoff Inc., One Penn Plaza, New York, USA, 1993.
37. Zienkiewics, O.C., **The finite element method**, Third edition, McGraw Hill Book Company (UK) Limited, 1977.