



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - GEOTECNIA

SELECCIÓN DEL TIPO DE REVESTIMIENTO EN TÚNELES CARRETEROS

T E S I S

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:
RUTH LIDIA UBALDO RODRÍGUEZ**

**TUTOR:
M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
COTUTOR:
M.I. JOSÉ FRANCISCO SUÁREZ FINO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

MÉXICO D.F., FEBRERO 2016.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Secretario: M.I. Agustín Deménegui Colina
Vocal: M.I. Germán López Rincón
1er. Suplente: Ing. Juan Luis Cottier Caviedes
2do. Suplente: M. en I. José Francisco Suárez Fino

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: México, D.F.

TUTOR DE TESIS:

M.I. Germán López Rincón

FIRMA

Mis más sinceros agradecimientos:

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a su Unidad de Posgrado, por haberme permitido pertenecer a sus filas de profesionales en Ingeniería, y ofrecerme sus instalaciones para lograr este objetivo.

A todos los Profesores que impartieron las distintas asignaturas de la Maestría y a los especialistas en Obras Subterráneas y Túneles que compartieron su conocimiento y experiencias, particularmente a los Profesores: M. I. José Francisco Suárez Fino, M. I. Germán López Rincón y al M. I. Fermín Sánchez Reyes, por su apoyo, tiempo y disposición en el desarrollo de esta Tesis.

A los Profesores, como parte de mis Sinodales: Dr. Rigoberto Rivera Constantino, M. I. Agustín Deménegui Colina, Ing. Juan Luis Cottier Caviedes, por sus valiosos comentarios para la conclusión de este trabajo.

No omito dar créditos a la empresa Consultec Ingenieros Asociados S.C., por su apoyo en la consulta y préstamo de información, además de sus instalaciones.

Gracias Dios...sí se puede!!

CONTENIDO

I.	OBJETIVO	XIII
II.	INTRODUCCIÓN	XIV
1.	ANTECEDENTES	1
1.1.	Origen de los túneles	2
1.2.	Túneles en el mundo	4
1.3.	Túneles en México	9
2.	REVESTIMIENTO EN TÚNELES CARRETEROS	19
2.1.	Definición y función	20
2.2.	Tipos de revestimiento	20
2.2.1.	Concreto Lanzado	23
2.2.1.1.	Concreto lanzado sin fibras	24
2.2.1.2.	Concreto lanzado con fibras	26
2.2.2.	Concreto hidráulico	29
2.2.2.1.	Concreto Reforzado con acero	30
2.2.2.2.	Concreto Simple	32
2.2.3.	Elementos prefabricados	33
2.2.3.1.	Dovelas	34
2.2.3.2.	Paneles	36
3.	CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO	39
3.1.	Consideraciones	40
3.2.	Condiciones de carga y frontera para el análisis del revestimiento	48
3.3.	Análisis estructural del revestimiento	52
3.4.	Diseño estructural del revestimiento	58
4.	SELECCIÓN DEL TIPO DE REVESTIMIENTO	60
4.1.	Principales factores que deben tomarse en cuenta	61
4.2.	En función de las condiciones geológico, hidrológico, geotécnico y estructurales	62
4.3.	En función de solicitaciones funcionales y de operación	73
4.4.	Ventajas y desventajas	77
5.	CONSIDERACIONES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL REVESTIMIENTO	79
5.1.	Control de calidad de los materiales	80
5.2.	Control de calidad durante la ejecución del revestimiento	81
5.3.	Durabilidad y comportamiento del revestimiento a largo plazo	90
6.	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DURANTE LA VIDA ÚTIL DEL TÚNEL	94
7.	EJEMPLOS PRÁCTICOS EN MÉXICO	108
7.1.	Proyecto Túneles Autopista Toluca-Naucaipan	109

7.1.1.Datos Generales	109
7.1.2.Revestimiento de proyecto	115
7.1.3.Adecuación de los procedimientos constructivos, sostenimiento y revestimiento	115
7.2. Proyecto Túnel Acapulco	125
7.2.1.Datos generales	125
7.2.2.Revestimiento de Proyecto	130
7.2.3.Propuesta de revestimiento sin acero	133
8. TENDENCIAS ACTUALES EN MATERIA DE REVESTIMIENTOS EN EL MUNDO	140
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	149
BIBLIOGRAFÍA	152
ANEXOS	
ANEXO A CRITERIOS DE RESISTENCIA	156
ANEXO B CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS	163
ANEXO C DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	167

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1.1.** Mina localizada en Bomvu Swazilandia. Ref. [1].
- Figura 1.2.** Túnel bajo el Támesis. Ref. [3].
- Figura 1.3.** Túnel de Hoocsa. Ref. [4].
- Figura 1.4.** Túnel Holland en Nueva York, Ref. [5].
- Figura 1.5.** Túnel Lincoln bajo el Río Hudson, Ref. [6].
- Figura 1.6.** Acceso e interior del túnel Mont Blanc, Ref. [7].
- Figura 1.7.** Túnel San Bernardino. Ref. [8].
- Figura 1.8.** Túnel de St. Gotthard. Ref. [9].
- Figura 1.9.** Túnel de Fréjus. Ref. [10].
- Figura 1.10.** Túnel de Enasan, Japón. Ref. [11].
- Figura 1.11.** Túnel Ogarrio, Real de Catorce San Luis Potosí, México. (Cortesía: M.I. Fermín A. Sánchez Reyes)
- Figura 1.12.** Cañón del Zopilote. Ref. [13].
- Figura 1.13.** Túnel del Libramiento Puerto Vallarta, (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).
- Figura 1.14.** Portal e interior del túnel Agua de Obispo. Ref. [14].
- Figura 1.15.** Túnel Los Querendes. Ref. [15].
- Figura 1.16.** Maxitúnel de Acapulco. Ref. [16].
- Figura 1.17.** Túnel Amozoc–Perote. Ref. [17] [18].
- Figura 1.18.** Túnel los Chorros, Carretera a Monterrey, México. (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).
- Figura 1.19.** Túnel los Chorros, Carretera a Monterrey, México. (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).
- Figura 1.20.** Nueva Autopista Durango-Mazatlán, México. , (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).
- Figura 1.21.** Revestimiento Túnel El Sinaloense, Ref. [19].
- Figura 1.22.** Revestimiento Túnel Baluarte, Ref. [19].
- Figura 1.23.** Túneles en la Autopista México-Tuxpan, (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).
- Figura 1.24.** Revestimiento de los Túneles México-Tuxpan, (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).
- Figura 1.25.** Túnel Salina Cruz-Oaxaca. Ref. [21]. (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).
- Figura 1.26.** Portales del nuevo túnel de acceso a Puerto Vallarta Jalisco, México. Ref. [22].
- Figura 1.27.** Túnel de Loma Larga, Monterrey Nuevo León, México. Ref. [23].
- Figura 1.28.** Supervía Poniente. Ref. [24].
- Figura 2.1.** Revestimiento de concreto hidráulico, Túnel en la autopista Durango Mazatlán, México.
- Figura 2.2.** Túnel revestido con concreto lanzado, Supervía Poniente, México.
- Figura 2.3.** Revestimiento de dovelas, túnel carretero M 30, España. Tomada de Alliance, Ref. [26].
- Figura 2.4.** Revestimiento a base de paneles prefabricados, proyecto: Túnel Folgoso, Galicia España. Tomada de Alliance, Ref. [26].
- Figura 2.5.** Concreto lanzado reforzado con acero (varillas), “efecto sombra”.
- Figura 2.6.** Ejemplo de impermeabilización sobre un revestimiento de concreto lanzado. Túnel en la Carretera Toluca-Naucalpan, México (Cortesía Consultec).
- Figura 2.7.** Revestimiento de concreto lanzado sobre la geomebrana y malla electrosoldada. Túnel Carretera Toluca-Naucalpan México (Cortesía Consultec).
- Figura 2.8.** Revestimiento de concreto lanzado. Túnel Supervía Poniente, México (Cortesía Consultec).
- Figura 2.9.** Acabado final del revestimiento de concreto lanzado Túnel Carretera Toluca-Naucalpan. (Cortesía Consultec).

Figura 2.10. Revestimiento de concreto lanzado, Túnel Supervía Poniente, México. (Cortesía Consultec).

Figura 2.11. Revestimiento de concreto lanzado con malla electrosoldada. Túnel en la carretera Toluca-Naucaupan, (Cortesía Consultec).

Figura 2.12. Colocación del sistema de impermeabilización, Túnel Interlomas-México 2014. (Cortesía Consultec).

Figura 2.13. Comparativa de revestimientos de concreto lanzado e hidráulico.

Figura 2.14. Colocación de Acero en hastiales, Túnel Interlomas, México.

Figura 2.15. Acero de refuerzo colocado en clave y hastiales. Túnel Interlomas, México.

Figura 2.16. Revestimiento de concreto hidráulico en un túnel de la Carretera Durando-Mazatlán, México.

Figura 2.17. Cimbra metálica para revestimiento en túneles carreteros.

Figura 2.18. Revestimiento de dovelas, túnel carretero M 30, España. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Figura 2.19. Revestimiento con paneles prefabricados. Túnel de Oliana-Coll de Nargo, Lérida España. (Cortesía M.I. J. Francisco Suárez Fino).

Figura 2.20. Anillos dovelados, (propia).

Figura 2.21. Apoyo de la tuneladora en las dovelas durante el proceso de excavación, (propia).

Figura 2.22. Habilitado de dovelas y colocación, (propia).

Figura 2.23. Colocación de paneles en clave y hastiales. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Figura 2.24. Ejemplo de panel vitrificado. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Figura 3.1. Esquema de los distintos tipos de comportamiento esfuerzo-deformación.

Figura 3.2. Clasificación ISRM. Tomada de Rock mass properties, www.rocscience.com

Figura 3.3. Clasificación de Deere y Miller (1966).

Figura 3.4. Geometría de la cuña máxima para análisis. Tomada de Proyecto Túnel Acapulco (Consultec).

Figura 3.5. Sostenimiento, sistema de impermeabilización y revestimiento.

Figura 3.6. Sección resistente y distribución de esfuerzos, deformaciones y fuerzas en el estado último de resistencia, (Consultec).

Figura 3.7. Análisis estructural por cargas de aflojamiento, (Consultec).

Figura 3.8. Esquema de distintos tamaños de cuña, Tomada del Proyecto Túnel Acapulco

Figura 3.9. Penetración de la cuña a través de la capa de concreto lanzado, Tomada del Proyecto Túnel Acapulco.

Figura 4.1. Detalle de la impermeabilización y del drenaje de un túnel. (López, 1999).

Figura 4.2. Sección tipo de ubicación de drenes e impermeabilización. Tomado del Proyecto Túnel el Sinaloense, (Consultec).

Figura 4.3. Detalle, drenes y boca de tormenta. Tomado del Proyecto Túnel el Sinaloense, (Consultec).

Figura 4.4. Sistema de impermeabilización y drenaje.

Figura 4.5. Túnel de Gudvanga, Noruega. Longitud de 11,42 km, <http://www.fierasdelaingenieria.com/los-tuneles-de-carretera-mas-largos-del-mundo/>

Figura 4.6. Construcción del revestimiento una vez estabilizada la excavación con los elementos de soporte y sostenimiento. Túnel Interlomas, México (Consultec).

Figura 4.7. Túnel Kahuish con una Longitud de 1800 m, región de Áncash, Perú.

Figura 4.8. Revestimiento de concreto hidráulico, Túnel Interlomas, México.

Figura 4.9. Revestimiento de concreto hidráulico, Túnel Interlomas, México.

Figura 4.10 Túnel de Daza, Variante Oriental de Pasto, Colombia. Hacar et al., (2015).

Figura 4.11. a) Revestimiento paneles vitrificados; b) Revestimiento concreto lanzado.

Figura 5.1. Colocación de acero, Túnel Interlomas, México. (Cortesía Consultec).

Figura 5.2. Presencia de zonas con humedad en revestimiento de concreto hidráulico.

Figura 5.3. Suministro de concreto hasta el frente del colado del revestimiento, Túnel Interlomas, México. (Cortesía Consultec).

Figura 5.4. Cimbra deslizante para colado de concreto, Túnel Interlomas México, (Cortesía Consultec).

Figura 5.5. Defectos de colado en revestimiento de concreto hidráulico. Túnel Interlomas, México.

Figura 5.6. Presencia de fisuras, en un revestimiento concreto simple. Túnel Interlomas, México.

Figura 5.7. Defectos de aplicación concreto lanzado, Túnel Toluca-Naucaupan, México.

Figura 5.8. Diagrama del manejo de la boquilla. Tomada de Sika, (2010).

Figura 5.9 Fabricación de dovelas.

Figura 6.1. Iluminación en Túneles con revestimiento de concreto hidráulico (Izq.) y revestimiento de paneles (Der.).

Figura 6.2. Concreto lanzado y revestimiento en hastiales con paneles. Túnel Loma Larga, Monterrey Nuevo León, México, Ref. [28].

Figura 6.3. Túnel de Laerdal, Noruega. Ref. [29].

Figura 6.4. Galería de emergencia. Tomada del proyecto Carretera Durango-Mazatlán, México.

Figura 6.5. Bahía de emergencia. Tomada del proyecto Carretera Durango-Mazatlán, México.

Figura 6.6. Revestimiento, banquetas y pavimento. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Figura 6.7. Marcas viales y señalización, Túnel Pont Pla, Andorra suroeste de Europa. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Figura 6.8. Señalización SOS.

Figura 6.9. Iluminación.

Figura 6.10. Detección y extinción de incendios

Figura 6.11. Ventilación

Figura 6.12. Centros de control

Figura 6.13. Elementos de instalaciones, circuito cerrado

Figura 7.1. Autopista Toluca-Naucaupan.
Fuente:http://transparencia.edomex.gob.mx/saascaem/informacion/avanceobra/toluca_naucaupan.pdf

Figura 7.2. Colocación de concreto lanzado simple como revestimiento definitivo. Túneles Chimalpa I y II. (Cortesía Consultec).

Figura 7.3. Descripción del desarrollo de resistencia del concreto reforzado con fibras de acero. Tomada el proyecto Toluca-Naucaupan.

Figura 7.4. Diagramas de interacción y elementos mecánicos para un sostenimiento de 20 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, y un revestimiento de concreto lanzado simple de 30 cm de espesor, $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Tomado del Proyecto Toluca-Naucaupan, México.

Figura 7.5. Diagramas de interacción y elementos mecánicos para sostenimiento de 30 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y marcos metálicos IPR, y un revestimiento de concreto lanzado simple de 30 cm de espesor, $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Tomado del Proyecto Toluca-Naucaupan, México.

Figura 7.6. Diagramas de interacción y elementos mecánicos para sostenimiento de 20 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero y marcos metálicos TH-36, y un revestimiento de concreto lanzado simple de 30 cm de espesor, $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Tomado del Proyecto Toluca-Naucaupan, México.

Figura 7.7. Diagramas de interacción para una sección de concreto lanzado de 30 cm de espesor y resultados de elementos mecánicos del análisis de cuñas de diferentes tamaños y módulo de elasticidad del terreno $E_m = 1,500 \text{ MPa}$.

Figura 7.8. Revestimiento de concreto lanzado en los túneles Chimalpa.

Figura 7.9. Acabado final del revestimiento de concreto lanzado.

Figura 7.10. Trazo del túnel Acapulco. Portal oficial del Estado de Guerrero, <http://guerrero.gob.mx/articulos/escenica-alterna/>

Figura 7.11. Sección del túnel y dirección de los carriles. Tomada del Proyecto Acapulco.

Figura 7.12. Diagrama de interacción y elementos mecánicos para una sección de concreto simple de 35 cm de espesor, $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$. Tomada del proyecto túnel Acapulco, México.

Figura 7.13. Diagrama de interacción para una sección de concreto simple de $e = 35 \text{ cm}$ y elementos mecánicos del análisis de cuñas de diferentes tamaños y diferentes módulos de elasticidad del terreno. Tomada del proyecto túnel Acapulco.

Figura 7.14. Corte del túnel y la cuña en la sección de análisis y cuña formada por las familias de discontinuidades.

Figura 7.15. Detalle de la malla de elementos finitos en la zona del túnel.

Figura 7.16. Cuña descargando sobre el revestimiento de concreto hidráulico.

Figura 7.17. Diagrama de interacción de la sección de concreto simple y resultados del análisis por elementos finitos.

Figura 7.18. Colado del revestimiento de concreto hidráulico con acero de refuerzo.

Figura 7.19. Acabado final del revestimiento.

Figura 8.1. Panel de acero esmaltado. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Figura 8.2. Colocación de panel en hastiales y clave de túnel. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Figura 8.3. Pintura cerámica aplicada directamente sobre el concreto. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Figura 8.4. Pintura cerámica aplicada directamente sobre el concreto. Tomada de Alliance.

Figura A.1. Tabla de Hoek et al. (1995) para estimar valores de la constante de la roca intacta para distintos tipos de roca. Los valores entre paréntesis corresponden a estimaciones. Marinos et al., (2001).

Figura A.2. Estimación de la resistencia en Compresión uniaxial. Tomada de Rock mass properties, www.rocscience.com

Figura A.3. Guías para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek-Brown (D). Extraída de Hoek et al., (2002). Fuente (40).

Figura A.4. Diagrama idealizado que muestra la transición desde una condición de roca intacta a la de un macizo rocoso muy fracturado, en la medida que aumenta el tamaño de la muestra considerada, Hoek et al., (2002), tomada de www.rocscience.com.

Figura A.5. Tabla de Hoek y Brown (1988) que relaciona calidad del macizo y la litología con las constantes del criterio de resistencia. (González de Vallejo et al., 2004).

Figura A.6. Tabla de Hoek (1995) que relaciona calidad del macizo y la estructura con las constantes del criterio de resistencia, (Ramírez et al., 20014).

Figura A.7. Relaciones entre esfuerzos principal mayor y menor de H-B y criterio equivalente M-C, tomada de www.rocscience.com.

Figura B.1. Relación entre calidades del macizo rocoso, módulo de Young y cargas de aflojamiento sobre la clave según los criterios de Bieniawski (1974) y Barton (1992). (Sánchez, 2013).

Figura C.1. Sección transversal refuerzo en dos lechos (esfuerzo a tensión y compresión), tomada de <http://portales.puj.edu.co/wjfajardo/CONCRETO%20I/NOTAS%20CLASE/3-%20FLEXI%C3%93N.pdf>

Figura C.2. Diagrama de interacción de una sección rectangular.

ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla 1.1.** Túneles Carreteros más largos del mundo. Ref. [12].
- Tabla 1.2.** Relación de Túneles Carreteros en México, (Cortesía Consultec).
- Tabla 2.1.** Tipo de materiales para fabricación de paneles. Tomada de ALLIANCE, Ref. [26].
- Tabla 3.1.** Relación de rigideces, (Consultec).
- Tabla 4.1.** Factores que afectan la infiltración, (López et al., 1997).
- Tabla 4.2.** Relación de impermeabilización y el drenaje con procedimientos constructivos. (Bayón, 2005).
- Tabla 4.3.** Ventajas y desventajas de los revestimientos.
- Tabla 7.1.** Resumen de las propiedades de resistencia a la compresión simple, deformabilidad y caracterización en términos de la resistencia. Tomados del Proyecto Autopista Toluca-Naucaupan, México (Consultec).
- Tabla 7.2.** Criterios y parámetros de resistencia. Tomados del Proyecto Autopista Toluca-Naucaupan, México.
- Tabla 7.3.** Unidades geotécnicas. Información tomada del Proyecto Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.4.** Clasificaciones geomecánicas. Tomados del Proyecto Autopista Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.5.** Relación entre calidades geotécnicas y esquemas constructivos. Tomada el proyecto Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.6.** Tramificación geotécnica y constructiva propuesta para los túneles Chimalpa.
- Tabla 7.7.** Condiciones geotécnicas de los túneles Chimalpa, México. Tomada del Proyecto Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.8.** Valores de los módulo de deformación para los distintos rangos de calidad geotécnica. Tomados del Proyecto Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.9.** Valores de los parámetros del macizo rocoso para los modelos de análisis, criterio H-B. Tomados del Proyecto Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.10.** Valores propuestos de los parámetros de resistencia para los modelos de análisis, criterio M-C. Tomados del Proyecto Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.11.** Cargas de aflojamiento para análisis estructural. Tomados del Proyecto Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.12.** Valores del módulo de deformación para los distintos rangos de calidad geotécnica. Tomados del Proyecto Toluca-Naucaupan.
- Tabla 7.13.** Resumen de las propiedades de resistencia a la compresión simple, deformabilidad y caracterización en términos de la resistencia. Tomados del Proyecto Acapulco, México.
- Tabla 7.14.** Criterios y parámetros de resistencia Unidad I. Tomados del Proyecto Acapulco, México.
- Tabla 7.15.** Criterios y parámetros de resistencia Unidad II. Tomados del Proyecto Acapulco, México.
- Tabla 7.16.** Información tomada del Proyecto Acapulco, México.
- Tabla 7.17.** Clasificaciones geomecánicas. Tomados del Proyecto Acapulco, México.
- Tabla 7.18.** Tramificación geotécnica y constructiva propuesta para el túnel Acapulco
- Tabla 7.19.** Valores de los módulo de deformación para los distintos rangos de calidad geotécnica. Tomados del Proyecto Acapulco, México.
- Tabla 7.20.** Valores de los parámetros del macizo rocoso para los modelos de análisis. Tomados del Proyecto Acapulco.
- Tabla 7.21.** Valores propuestos de los parámetros de resistencia para los modelos de análisis. Tomados del Proyecto Acapulco.
- Tabla 7.22.** Cargas de aflojamiento para análisis estructural. Tomados del Proyecto Acapulco

Tabla 8.1. Plan estratégico de la Comisión Europea, (López et. al., 2005).

Tabla B.1. Escala de calidades de la Clasificación RMR₈₉. (González de Vallejo et al., 2004).

Tabla B.2. Escala de calidades de la clasificación Q74. (Singh et al., 2006).

Tabla B.3. Valores de índice ESR de la Clasificación Q Barton₇₄, (Singh et al., 2006).

Tabla B.4. Características de las discontinuidades y parámetros del criterio de Barton asociados a las clasificaciones RMR y Q. (Sánchez, 2013).

“El ingeniero geotécnico aplicará la teoría y la experimentación pero moderándolas, poniéndolas en el contexto de la incertidumbre de la naturaleza. El enjuiciamiento o sentido común entra a través de la ingeniería geológica”.

Karl Terzaghi, 1961

OBJETIVO

El objetivo de la tesis es otorgar al lector un panorama general de diseño y una serie de prácticas de construcción de los diferentes tipos de revestimiento que pueden ser empleados en los túneles carreteros en México; se describe desde el propio concepto de revestimiento como parte de la estructura, los requerimientos funcionales y de operación del túnel.

Se describe una disertación sobre los factores que intervienen en la toma de decisiones que conducen a la implementación de uno u otro tipo revestimiento y se plantean algunas recomendaciones para la toma de decisiones.

También se explican los criterios generales de análisis y diseño de revestimientos de concreto hidráulico y concreto lanzado y, se describen los diferentes tipos de acabado que pueden implementarse en un túnel carretero.

Finalmente, se presentan ejemplos de aplicación de dos túneles carreteros que actualmente se construyen en México.

INTRODUCCIÓN

Los túneles carreteros se diseñan para favorecer el paso fluyente, continuo, y seguro de vehículos motorizados, a través de los obstáculos topográficos que impone el trazo de una carretera o una autopista, su diseño debe ser básicamente funcional y, hasta donde sea posible, estético.

En los últimos años, la evolución tecnológica de la ingeniería de túneles ha ampliado sus alcances. Hoy esta disciplina se ha consolidado como una auténtica industria, dotada de medios que permiten librar de manera eficiente y segura los obstáculos y dificultades que impone la naturaleza, haciendo a este sector cada vez más eficaz y productivo.

En la actualidad contamos con programas informáticos que hacen posible elaborar modelos matemáticos cada vez más confiables; en la obra se dispone de maquinaria de construcción y sistemas constructivos de gran versatilidad y eficiencia para la estabilización y sostenimiento del terreno, que han expandido a profundidad la aplicabilidad de la ingeniería de túneles.

En varios países del mundo se han invertido una cantidad importante de tiempo y recursos en la construcción de infraestructura carretera, que incluyen un número importante de túneles. En México en los últimos años, se han construido un gran número de carreteras que incluyen túneles de gran importancia y de longitud considerable, tal es el caso del túnel Sinaloense (2,794 m) en operación y, el túnel Acapulco (3,300 m) actualmente en construcción.

Tomando en cuenta lo anterior y considerando que el revestimiento de los túneles carreteros en nuestro país se ha convertido en un tema de controversia, en el presente trabajo se plantean y describen los elementos necesarios para decidir en qué casos se puede implementar un tipo de revestimiento y bajo qué condiciones y, se valoran las desventajas y ventajas que cada revestimiento puede aportar.

A continuación se describe brevemente el contenido del presente trabajo, exponiendo al lector la aportación que se pretende al considerar que dependiendo el tipo de revestimiento en túneles carreteros, su selección impacta de manera representativa en el costo, beneficio, seguridad y confort para los usuarios.

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES. Se hace una breve descripción de la historia de los túneles ferroviarios como origen de los túneles carreteros en el mundo y en México. Se expone la evolución a través de los años en el empleo de revestimiento como acabado final.

CAPÍTULO 2. REVESTIMIENTO EN TÚNELES CARRETEROS. En este apartado se define el concepto y la función que tiene un revestimiento en los túneles carreteros. Se describen los diferentes tipos de revestimiento que actualmente se proyectan y construyen tanto en México como en el mundo, tales como revestimientos de: concreto lanzado, concreto hidráulico reforzado o simple; de elementos prefabricados como dovelas o paneles.

CAPÍTULO 3. CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO. Hasta la fecha, los túneles carreteros en México se han diseñado y construido mediante métodos convencionales, sin embargo en el mundo es muy común que se diseñen y construyan mediante el método mecanizado con las *tuneladoras*.

En el presente trabajo se tratan los conceptos generales de análisis y diseño para un revestimiento de concreto hidráulico con y sin acero de refuerzo y, de concreto lanzado; tomando en cuenta que las técnicas convencionales modernas de construcción de túneles consideran el trabajo del sostenimiento, colocado durante la excavación y la estabilizan por completo y que sólo bajo ciertas circunstancias, se requerirá de un trabajo estructural adicional al que son capaces de realizar los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento.

CAPÍTULO 4. SELECCIÓN DEL TIPO DE REVESTIMIENTO. Los túneles carreteros que se construyen actualmente en México están basados en proyectos, en los que la conceptualización del acabado final, de acuerdo con sus funciones, adquiere especial interés. En ocasiones el objetivo para el que son propuestos provoca como ya se mencionó, discrepancias y plantea la disyuntiva de emplear soluciones estructurales o puramente estéticas y funcionales. Más aun, cuando se opta por una solución en la que se le da un carácter de elemento resistente, surge la discusión sobre su tipología si es de concreto colado in situ o concreto lanzado, sobre si requiere ser reforzado y en caso afirmativo, cuál es el tipo de refuerzo más adecuado.

En este capítulo se describen los principales factores que deben tomarse en cuenta para definir el tipo de revestimiento, en función de las condiciones hidrológicas, geológicas, geotécnicas y estructurales; además de tomar en cuenta las solicitaciones funcionales y de operación del túnel.

CAPÍTULO 5. ASPECTOS A TOMAR EN CUENTA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE UN REVESTIMIENTO. El concepto de calidad considera el desarrollo de un túnel como un sistema formado por diferentes fases enlazadas, desde la planeación hasta el fin de la vida útil del túnel.

La ejecución óptima de la construcción del revestimiento de un túnel es un tema fundamental para su correcto funcionamiento y operación a lo largo de su vida útil, no es suficiente realizar un buen diseño, se requiere llevar a cabo un estricto control de calidad durante la construcción.

En este capítulo se describirá la importancia de llevar a cabo un estricto control de calidad de los materiales y un control de calidad durante la ejecución del revestimiento; además se trata el tema de la durabilidad y el comportamiento del revestimiento a largo plazo.

CAPÍTULO 6. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DURANTE LA VIDA ÚTIL DEL TÚNEL. La concepción de un túnel, no solo implica su diseño y construcción, debe tomarse en cuenta que se requiere de un plan o manual de operación y mantenimiento para que tenga un correcto y adecuado funcionamiento. En este apartado se desarrolla un planteamiento de quién o quiénes son los responsables de realizar éste plan, bajo qué condiciones se lleva a cabo y en que consiste; ya que, concluida la construcción se requiere que las instalaciones propias del túnel tales como: sistemas de ventilación, iluminación, seguridad, señalización, comunicación, etc., tengan un correcto mantenimiento y por consiguiente un adecuado funcionamiento para brindar la seguridad necesaria a los usuarios.

CAPÍTULO 7. EJEMPLOS PRÁCTICOS EN MÉXICO. En este apartado se presentan dos ejemplos de túneles carreteros proyectados y construidos en México, en los que se han implementado distintos tipos de revestimiento. En los ejemplos se describen los datos generales de cada proyecto y el diseño del revestimiento en fase de proyecto. En uno de los ejemplos se presenta el diseño original con un procedimiento constructivo y un revestimiento de concreto lanzado, y una propuesta de adecuación con otro procedimiento constructivo y el mismo revestimiento de concreto lanzado (adicionalmente colocación de malla electrosoldada). En el segundo ejemplo, con base en las condiciones geológicas, hidrológicas, geotécnicas y estructurales reales presentes durante la construcción, se plantea la adecuación del revestimiento de concreto hidráulico reforzado con a cero a concreto hidráulico simple. Finalmente se comentan los resultados obtenidos en obra de ambos casos.

CAPÍTULO 8. TENDENCIAS ACTUALES EN MATERIA DE REVESTIMIENTO EN EL MUNDO. La variedad y aplicación que existe hoy en día respecto al tipo de revestimiento en túneles carreteros, está en función de la ubicación del túnel, de las condiciones geológico-geotécnicas bajo las cuales se excavará; de los alcances y las necesidades de cada proyecto en particular, ya que no siempre es necesaria la implementación de un revestimiento de concreto hidráulico armado o sin refuerzo; tampoco se justifica, ni es funcional construir un revestimiento sólo de concreto lanzado.

En este capítulo se menciona la implementación de otro tipo de revestimientos que se han empleado en distintos países del mundo, como por ejemplo dovelas prefabricadas, paneles vitrificados, pinturas cerámicas, etc., los cuales lejos de ser elementos estructurales, son acabados que le proporcionan al túnel una estética y un confort que hacen del trayecto del usuario por el interior del túnel, más agradable y seguro.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1. Origen de los túneles.

La palabra túnel del latín “*tunna*” y en el francés antiguo “*tonnelle*” integrado por “*tonna*” con el significado de cuero o piel y el diminutivo “*elle*”, designaba una red de pesca, para luego significar “*camino subterráneo*”, en el siglo XVIII (Lombardi, 2006). En el Diccionario de la Real Academia Española, túnel se define como *paso subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación*. Es por lo tanto, una cavidad que debe ser estabilizada a corto y largo plazo, desde su apertura hasta su operación.

Partiendo de lo anterior, el “*arte*” de los túneles se crea con la minería. La mina más antigua se localiza en el cerro de Bomvu Ridge, en Swazilandia en el Sur África (Figura 1.1), del año 40.000 a.C, en ella el hombre de Neandertal excavaba hematites “*pedra de sangre*”¹, considerada para ritos mortuorios en aquella época.



Figura 1.1. Mina localizada en Bomvu Swazilandia. Ref. [1].

En la literatura se lee que el primer “túnel” fue construido bajo el Éufrates con la finalidad de comunicar el Palacio y el Templo de Belos en la Babilonia del 2200 a.C. Se trataba de un túnel falso, construido mediante zanja a cielo abierto y posteriormente recubierta, por lo que durante el tiempo de estiaje se desviaba el cauce del Éufrates, entonces se puede entender que no se trataba precisamente de un túnel carretero.

En la época del Imperio Romano se construyeron túneles con muy diversos propósitos, como galerías mineras, en caminos o calzadas romanas como el túnel de Posillipo, además de túneles como propósito militar y las catacumbas. Ya durante la edad media, la minería se robustece y consolida, fundamentalmente en Centroeuropa, surgiendo al filo del Renacimiento la obra maestra de la minería, *De Re Metallica* de Georgius Agrícola.

Cabe destacar que con la experiencia adquirida durante la construcción de túneles para canal, que fueron obras inicialmente construidas bajo el concepto de túneles, resulto por demás valiosa, pues en el período siguiente, ya superado en Europa el paso de la Revolución Industrial, inicio la Era de los Ferrocarriles que se desarrolla a partir del siglo XIX y en la que los túneles tuvieron gran auge, incorporando progresivamente maquinaria y procedimientos constructivos a partir de los cuales el

¹Es una forma de mineral de color verde oscuro opaco con manchas rojas distintivas, es también conocida como heliotropo. Definición tomada de: <http://www.vikingogems.com/Piedra-de-Sangre>.

esfuerzo manual va cediendo en pro de una incipiente mecanización, recordando que el primer método de excavación de galerías mineras y posteriormente de túneles fue la técnica del fuego, la cual consistía en provocar un incendio en el frente de excavación y después sofocarlo repentinamente con agua fría produciendo un brusco gradiente térmico que daba lugar al agrietamiento o fracturamiento de la roca; provocando un ambiente viciado, irrespirable y generando gases a menudo venenosos, siendo una trampa mortal para el trabajador, Ref [6].

Los avances técnicos del siglo XIX, que surgen gracias a la Revolución Industrial, como ya se mencionó, hacen que aparezcan los ferrocarriles. En 1803 se abrió el primer ferrocarril del mundo tirado por caballos, en Surrey Inglaterra. El primer túnel de ferrocarril fue el de Terre-Noir en Francia (Figura 2.6), de la línea Roanne-Andrezieux, camino de carriles traccionado o jalado por caballos y construido en 1826, con 1476 m de longitud, 5 m de altura y cerca de 3 m de ancho.

Los ferrocarriles de vapor, por su parte comenzaron en Gran Bretaña, se multiplicaron de forma importante entre los años 1830 y 1845. Durante estos años tuvo lugar la concepción de la perforación del primer túnel bajo el Támesis (Figura 1.2) entre Rotherhithe y Wapping, el primero que se construye en terreno blando y con enorme presencia de agua y en el que por primera vez, se aplica la técnica del escudo que patentase Marc Brunel en aquella época, Ref. [2].

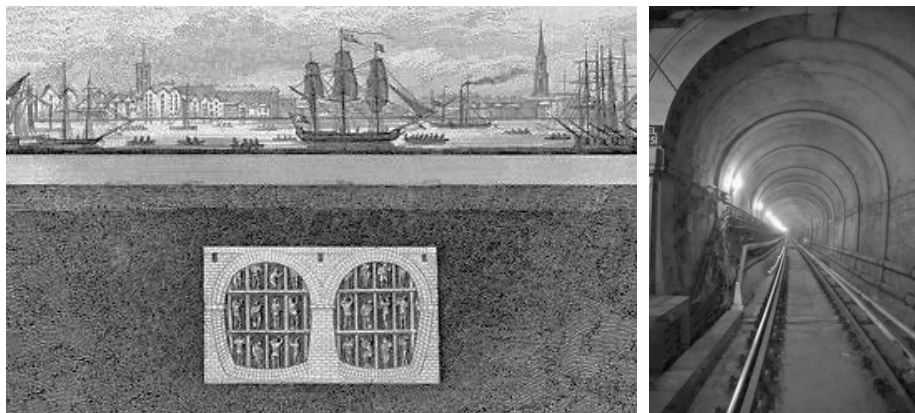


Figura 1.2. Túnel bajo el Támesis. Ref. [3].

Mientras que en el continente Americano, por ejemplo en Estados Unidos, se imponían los túneles en la segunda parte del siglo XIX. La construcción de dos túneles bajo el río de Chicago abiertos en 1869 y 1871, sirvieron como la única vía de escape para los habitantes de la ciudad durante el atroz incendio que redujo la ciudad a cenizas en octubre del año 1871. El túnel Hoosac marca también sin duda un hito a nivel de avances tecnológicos y el túnel de Saint Clair construido a finales del XIX bajo el río con el mismo nombre entre EE.UU y Canadá mediante equipo de tuneleo.

En el caso de los túneles de carretera, con el empleo de la máquina de combustión interna, no sólo extendió la potencia de la ingeniería sino que dio lugar al motor de explosión, lo que condujo al desarrollo de las carreteras y por tanto a la demanda de un número creciente de túneles para vehículos a motor, no sólo perforados bajo montañas sino también bajo colinas menores o incluso bajo los cauces de los ríos, Ref. [2].

Son innumerables los túneles construidos desde entonces hasta la actualidad, así como la mejora en las técnicas y elementos constructivos que poco a poco han alcanzado un grado de eficacia

inimaginable. En los siguientes capítulos se describe el impacto que ha tenido la concepción de túneles carreteros y ejemplos relevantes en el mundo y en México.

1.2. Túneles en el mundo.

La construcción de túneles ha evolucionado con el tiempo, tanto las técnicas de construcción, de exploración como las de análisis y diseño también han evolucionado enormemente, repercutiendo en los costos de la obra. Actualmente en el mundo se siguen construyendo estas magnas obras, imponiendo renovadas metodologías de diseño y mejorando cada vez más las técnicas y los procedimientos constructivos.

De forma particular los siguientes párrafos se enfocarán a túneles ferroviarios y carreteros en el mundo, siendo estos últimos el objetivo de aplicación del presente trabajo.

Partiendo en Gran Bretaña, en el año 1890 ya se tenía un registro de más de 50 túneles construidos con longitud mayor a 1.6 km. Sin embargo, fue la zona de los Alpes en Europa la que más retos impuso, en aquel momento, a los ingenieros del ferrocarril, optando por la construcción de túneles.

Entre los túneles ferroviarios, se puede mencionar que el primero de los grandes túneles en los Alpes, fue el Mont Cenis nombrado así por su ubicación, aunque también se le conoce como Fréjus Rail Tunnel, éste enlazaba el ferrocarril con Turín, en Italia, alcanzado una longitud de 12.23 m. Su construcción empezó en 1857 y concluyó en 1871. El siguiente en construirse fue el de St. Gotthard entre 1872 y 1882 que enlaza Suiza con Italia desde Zurich hasta Milán, con una longitud de 14.4 Km. Años después entre 1898 y 1906 se construyó el túnel Simplon de Berna a Milán con 19.8 Km de longitud para unir la población suiza de Brig con Iselle en la región de Piamonte en el norte de Italia. El túnel Arlberg construido de 1880 a 1884 entre Austria y Suiza con 10.5 Km de longitud y el túnel Lötschberg con 14.6 Km de longitud. Construido ya en el siglo XX, uno de los grandes túneles en los Alpes es el localizado entre Suiza y Francia, llamado Estruch et al., 2006.

Por su parte en Norteamérica el túnel de Hoocsa (Figura 1.3) construido entre 1855 y 1876 que conecta la ciudad de Boston con el valle del Hudson. El primer gran túnel en roca construido en los Estados Unidos, alcanzado una longitud de 7.4 km., atraviesa zonas montañosas de Berkshire, al este de North Adams, Massachusetts. Construido para proporcionar una conexión ferroviaria entre Boston y el estado de Nueva York. Su construcción tomó 24 años (1851-1875), debido al uso de técnicas lentas y laboriosas que la roca les impuso en un inicio, y en parte debido a las dificultades financieras y políticas, que como siempre, o al menos en este tipo de obras, impacta considerablemente (Estruch et al., 2006).

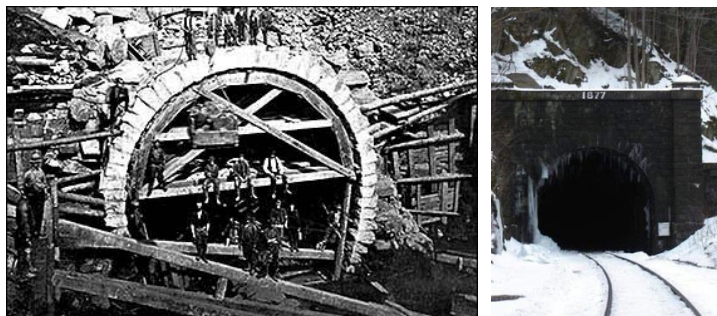


Figura 1.3. Túnel de Hoocsa. Ref. [4].

En el siglo XX las principales técnicas de excavación de túneles habían sido ideadas y probadas. Con el nuevo siglo continuó la expansión de túneles en todo el mundo. El primer túnel para vehículos motorizados fue construido en Nueva York, el túnel de Holland, nombrado así por el ingeniero jefe del proyecto Clifford Milburn Holland (1883-1924). Bajo el río Hudson conecta la isla de Manhattan en New York con New Jersey (Soto, 2004). El túnel con 2.6 km de longitud fue abierto al tráfico en 1927; por fin se cruzaba el río Hudson (Figura 1.4) por carretera, que hasta entonces los vehículos cruzaban con ferry (transbordador).



Figura 1.4. Túnel Holland en Nueva York, Ref. [5].

Otra gran obra bajo el mismo río se ejecutó, el túnel Lincoln (Figura 1.5) de aproximadamente 1.5 km de longitud; consta de tres túneles bajo el río Hudson, conectando Weehawken, New Jersey con el centro de Manhattan en New York, EE. UU. Nombrado así en honor al presidente Abraham Lincoln y diseñado por el ingeniero civil noruego Ole Singstad.

La construcción marcó un logro en la ingeniería subterránea al ser construidos, ambos, bajo el lecho de un río. Para su construcción se utilizaron enormes anillos de hierro de aproximadamente 21 t, que formaban parte de lo que sería el revestimiento, al ser cubiertos con concreto. De los tres túneles que constituyen esta obra, el primero de 2.504 km de longitud (centro), inició operaciones en 1937, seguido por el de 2.281 km (norte) en 1945 y el sur con 2.44 km, el último en dar servicio en 1957.

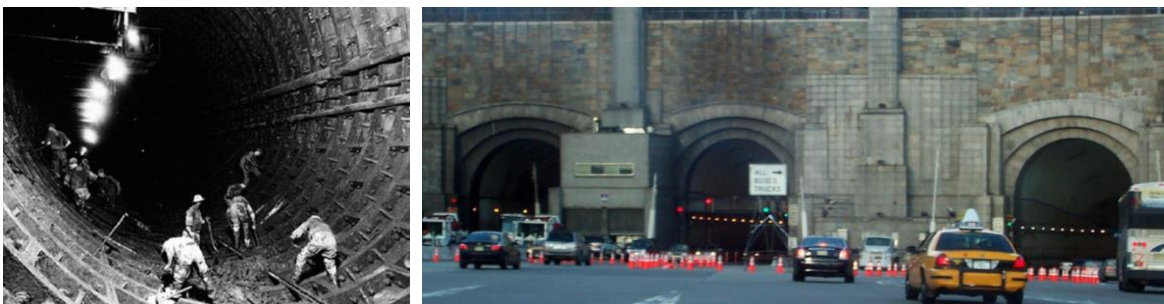


Figura 1.5. Túnel Lincoln bajo el Río Hudson, Ref. [6].

En aquella época también se construían túneles para atravesar pequeñas colinas y en carreteras costeras. Así que, con la evolución del automóvil, se extendió el transporte por carretera y se hizo necesaria la construcción de túneles por las mismas razones que para ferrocarriles, es decir, hacer rutas más directas y eliminar fuertes pendientes, que en ese entonces las pendientes pronunciadas y las curvas cerradas eran aceptadas en carreteras, ya que los vehículos no transportaban cargas pesadas a largas distancias.

En Europa, igualmente en los Alpes dio lugar la construcción de los túneles más largos para carreteras, como el Mont Blanc (Figura 1.6), construido bajo el macizo rocoso del mismo nombre. El túnel fue inaugurado en 1965 alcanzando 11.6 km de longitud y 8.6 m de ancho, enlaza a Francia con Italia, 7.64 km en Francia y 3.96 km en Italia, (Estruch et al., 2006). Es una de las principales rutas de transporte transalpinas, particularmente para Italia, que es el medio para transportar hasta un tercio de sus mercancías hacia el norte de Europa.



Figura 1.6. Acceso e interior del túnel Mont Blanc, Ref. [7].

El túnel Mont Blanc tiene condiciones aptas para su uso con seguridad y vale la pena mencionarlas; tiene una sección en forma de herradura, calzada de 7.0 m con acotamientos de 0.8 en cada lado. A cada 300 m hay áreas de descanso para vehículos (bahías) con dimensiones de 3.15 m de ancho por 30 m de largo, situadas de manera alternada en los costados a lo largo del túnel y numeradas del 1 al 36 en dirección Francia-Italia. Frente a cada área de descanso, hay un cambio de sentido designada para camiones. Cuenta con losa en la calzada y la estructura por debajo de ésta, de concreto reforzado. Sin embargo, y aspecto muy importante por el enfoque que tiene el presente trabajo, el revestimiento se proyectó y construyó de 0.5 m de espesor de concreto simple considerando las condiciones geológico-geotécnicas que presentó el terreno.

Un evento que ha resultado por demás relevante en las obras subterráneas y en especial en este túnel, fue en el año 1999, cuando una de las catástrofes en el interior del túnel marcó literalmente el diseño, construcción pero sobre todo la seguridad en los túneles carreteros; impactando principalmente en Europa y en otras partes del mundo (incluyendo México), especialmente al diseñar túneles de gran longitud.

El evento se presentó al provocarse un incendio en el interior del túnel, alcanzando temperaturas de 1000 °C, causando la muerte a 39 personas y daños considerables en la estructura del túnel, por lo que llevo tiempo la reparación y la reapertura del mismo, aproximadamente tres años, según reportes que se pueden consultar en la red en relación con este hecho.

Las altas temperaturas causaron afectaciones en el concreto que era parte del revestimiento, sin embargo por tratarse de concreto simple no lo dañaron estructuralmente, según los reportes que se realizaron.

Por otra parte, resultados obtenidos de diferentes pruebas, mediante las cuales se provoca un incendio en el interior de un túnel con la finalidad de conocer las posibles afectaciones que se pudieran generar en el interior éste, demostraron que el revestimiento de concreto reforzado sufre mayores daños, un factor que debe tomarse en cuenta en la selección de un tipo de revestimiento.

Es importante tomar en cuenta que realizando este tipo de ensayos se puede conocer el posible comportamiento del revestimiento ante altas temperaturas y cómo impacta en el diseño y selección

del mismo, considerando también que los resultados obtenidos de dichas pruebas demostraron que el acero empieza a perder resistencia a la tensión a partir de los 200 °C y el concreto a partir de los 300 °C empieza a perder resistencia. Además el riesgo más frecuente para el concreto al sobrepasar estas temperaturas es que se pueda presentar el fenómeno de “spalling”, o estallido del concreto, por la presión interna generada al vaporizarse el agua intersticial, (Fuentes, 2014).

Después del evento del Mont Blanc y considerando sucesos similares como el incendio del túnel de Tauern en Austria con 12 muertos en 1999 y el del túnel St. Gotthard en Suiza con 11 muertos en 2001, (García et al., 2006), se mejoraron las normativas de los sistemas de seguridad, ya que los graves accidentes sufridos en diversos túneles europeos con enorme daño social y pérdidas humanas, derivó en España en la publicación del Real Decreto 635/2006 sobre requisitos mínimos de seguridad en los túneles de carreteras del Estado, además de la Directiva 2004/54/CE también sobre requisitos mínimos de seguridad para túneles de la red transeuropea de carreteras y NFPA 502, Standard for Road Tunnels, Bridges, and Other Limited Access Highways (2008).

Otras obras se agregaron a la lista de túneles carreteros en la zona de los Alpes como el de San Bernardino (Figura 1.7), puesto en funcionamiento en 1967 con 6.60 km de longitud, ancho de calzada de 7.5 m., conecta Hinterrhein en Suiza del este con San Bernardino en Tessin. La carretera nacional N 13 que pasa por el túnel, es la segunda más importante que atraviesa los Alpes en Suiza, (Estruch et al., 2006). Como se observa, cuenta con revestimiento de concreto.



Figura 1.7. Túnel San Bernardino. Ref. [8].

El túnel de St. Gotthard (Figura 1.8), con casi 17 km de longitud, calzada de 7.80 m y ductos de ventilación en la clave, une Suiza con Italia, atraviesa el Macizo de San Gotardo en los Alpes, de norte a sur desde Göschenen hasta Airolo. Construido entre los años 1970 y 1980 e inaugurado al tránsito el 5 de septiembre de 1980. El túnel es la infraestructura principal de la carretera suiza A2 entre Basilea y Chiasso. Al momento de su inauguración, era el túnel carretero más largo del mundo. El túnel tiene un carril de circulación por sentido como se puede ver en las fotografías. Como detalle importante, para evacuación en caso de incendio, existe un túnel paralelo, el cual se comunica con el principal mediante galerías transversales excavadas cada 250 m (Wikipedia).

Para su construcción se utilizó el método tradicional de excavación con explosivos. En 1977 terminaron los trabajos de excavación y en 1978 se completaron los trabajos, incluido el revestimiento de concreto.

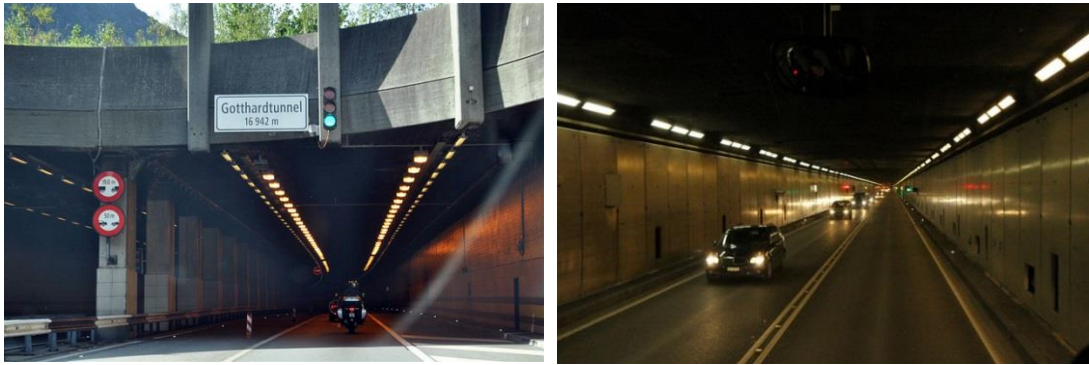


Figura 1.8. Túnel de St. Gotthard. Ref. [9].

Otra de las grandes obras es el túnel de Fréjus, con 12.90 km (Figura 1.9), inaugurado también en 1980, localizado entre Francia e Italia a través del Norte de los Alpes. La construcción del túnel se inició en 1973 y terminó en 1979, empleando métodos igual con explosivos. El túnel consta de dos carriles de circulación controlados continuamente por 220 cámaras, cuenta con un túnel de rescate o escape paralelo preparado para casos de emergencia, Ref. [10].



Figura 1.9. Túnel de Fréjus. Ref. [10].

En el continente Asiático, en Japón, país montañoso, también se han construido túneles de gran longitud para autopistas, como el túnel de Enasan en la autopista de Tokio-Nagora con 8.65 km., terminado en 1975, de la misma época que el del Mont Blanc (Estruch et al., 2006). Este túnel tiene un acabado final como revestimiento con paneles prefabricados (Figura 1.10).



Figura 1.10. Túnel de Enasan, Japón. Ref. [11].

En la Tabla 1.1 se muestran algunos ejemplos de túneles carreteros más largos del mundo, información actualizada a noviembre del 2014, Ref. [12].

Del ranking de túneles más largos del mundo que superan los 10 km de longitud, entre carreteros se tienen:

Posición	Nombre	Localización	País	Longitud (m)	Año finalización	Notas
14	Túnel de Lærdal	Laerdal - Aurland	Noruega	24.51	2000	Más largo de carretera.
26	Zhongnanshan	Zhongnanshan	China	18.04	2007	
28	Túnel carretero de San Gotardo	Uri - Tesino	Suiza	16.918	1980	
31	Förfart Stockholm	Estocolmo	Suecia	16	2020	No se ha comenzado su construcción
46	Arlberg	Vorarlberg - Tirol	Austria	13.972	1978	
57	Hsuehshan	Taipéi - Yilan	Taiwán	12.942	2006	
58	Fréjus		Francia - Italia	12.895	1980	
59	Túnel Calle 30 (tramo Sur del a M-30 entre A-5 - A-3)	Madrid	España	12	2007	
60	Túnel de Mont Blanc	Alpes	Francia - Italia	11.611	1965	
61	Túnel del Pardo (cierre de la M-50)	Madrid	España	11.5	2015*	
62	Gudvangen	Gudvangen - Fläm	Noruega	11.428	1991	
63	Folgefonn	Odda - Gjerde	Noruega	11.15	2001	
64	Kanetsu	Gunma - Niigata	Japón	11.055	1985—91	
65	Hida (+ túnel de emergencia)		Japón	10.75	2010 (*)	
67	Gran Sasso d'Italia	Abruzos	Italia	10.176	1984—95	
68	Le tunnel Est	Rueil-Malmaison - Versailles	Francia	10	2007 (*)	

Tabla 1.1. Túneles carreteros más largos del mundo. Ref. [12].
En sombreado, están los túneles en construcción (*).

1.3. Túneles en México.

La construcción de túneles carreteros en México, data del año 1902, cuando se construyó el primer túnel en San Luis Potosí, el llamado Ogarrío (Figura 1.11); inicialmente fue una mina, conforme se explotó se implementó el paso de un tranvía y tiempo después como paso vehicular, bajo las condiciones de los autos de aquella época.

Otro que también se puede mencionar, es del año 1927, año en que se terminara de trazar la antigua carretera federal México-Acapulco, ubicada en el Cañón del Zopilote en la Sierra Madre del Sur. Se puede incluir dentro de esta categoría porque en su trazo original se proyectó un corto túnel, destruido a finales de los años cincuenta (Figura 1.12). Posteriormente, la construcción de un pequeño túnel en la carretera de Xilitla, San Luis Potosí, que unía esta población con el camino nacional México-Laredo y que fue inaugurado en 1936; otro muy corto en la carretera de Cuetzalan, Puebla, destruido a finales de los años cincuenta.



Figura 1.11. Túnel Ogarrío, Real de Catorce San Luis Potosí, México.
(Cortesía: M.I. Fermín A. Sánchez Reyes)

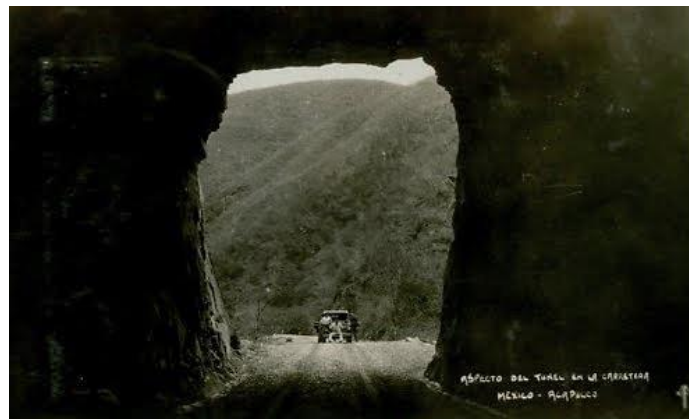


Figura 1.12. Cañón del Zopilote. Ref. [13].

Al final de la década de los años 70, en 1979 se construyó el túnel carretero Muñiz en la carretera San Fernando-Chicoasén, Chiapas; siendo un túnel de acceso a la central hidroeléctrica de Chicoasén y que a través de éste se realizaba el suministro de material arcilloso desde el banco de préstamo hasta donde se estaba levantando la cortina; aunque en sentido estricto no se trata de un túnel carretero, fue de los primeros bajo el concepto de acortar distancias y minimizar tiempo de traslado.

Tiempo después, en los años ochenta, fue el libramiento de Puerto Vallarta (Figura 1.13), un túnel con aproximadamente 450 m de longitud para dos carriles de circulación, uno por sentido. En su construcción se consideró la colocación de sostenimiento de marcos metálicos y concreto lanzado, y en tramos que presentaban condiciones débiles, se adicionaron anclas cortas. El revestimiento es de concreto hidráulico armado colado in situ de 40 cm de espesor (AMITOS, 2013).

También de la misma década, entre los años 1986 y 1987, son los túneles gemelos de La Venta, construidos sobre la autopista México-Toluca. Cuentan con casi 500 metros de longitud y cada uno proyectado para tres carriles de circulación; revestimiento de concreto hidráulico armado.

Entre los años 1989 a 1993 se construyó la autopista del Sol que comunica la capital de la ciudad de México con la costa del Océano Pacífico, incluye los túneles gemelos Agua de Obispo (Figura 1.14) y

Tierra Colorada con 450 y 400 metros de longitud, respectivamente. Ambos cuentan con revestimiento de concreto reforzado.



Figura 1.13. Túnel del Libramiento Puerto Vallarta, (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).



Figura 1.14. Portal e interior del túnel Agua de Obispo. Ref. [14].

También en los años 90 y en la misma autopista del Sol, se encuentra el túnel Los Querendes (Figura 1.15) con 100 m de longitud; un dato interesante es que sobre este túnel y motivo de su concepción, fue que en el trazo original de la utopista se descubrió un sitio arqueológico de aproximadamente 35 hectáreas de extensión; hecho que obligó la construcción del túnel por debajo del hallazgo a fin de no modificar la trayectoria en recta del proyecto original y no afectar dicho descubrimiento durante la construcción.



Figura 1.15. Túnel Los Querendes. Ref. [15].

El túnel cuenta con cuatro carriles de circulación más banquetas, una sección de excavación de aproximadamente 200 m²; 14 m de altura por 22 de ancho; hasta el año 2007 fue el único túnel de estas características (AMITOS, 2013).

En el año 1994 se inició la construcción del llamado Maxitúnel de Acapulco (Figura 1.16), cuenta con casi 3 km de longitud, 9.60 m de altura y 13.60 m de ancho. Conecta y complementa con la Autopista del Sol, reduciendo considerablemente el tiempo de viaje de Acapulco a la Ciudad de México.



Figura 1.16. Maxitúnel de Acapulco. Ref. [16].

En esta misma época se construyeron los túneles carreteros de La Esperanza en las Cumbres de Maltrata, estado de Veracruz; el túnel el Tigre en la carretera Morelia-Lázaro Cárdenas y posteriormente se construyeron los túneles de la carretera Arriaga-Tierra y Libertad, en el Estado de Chiapas.

Posteriormente, ya en el siglo XXI se reinició el proyecto y construcción de singulares obras como el túnel Amozoc-Perote en el 2008 (Figura 1.17).

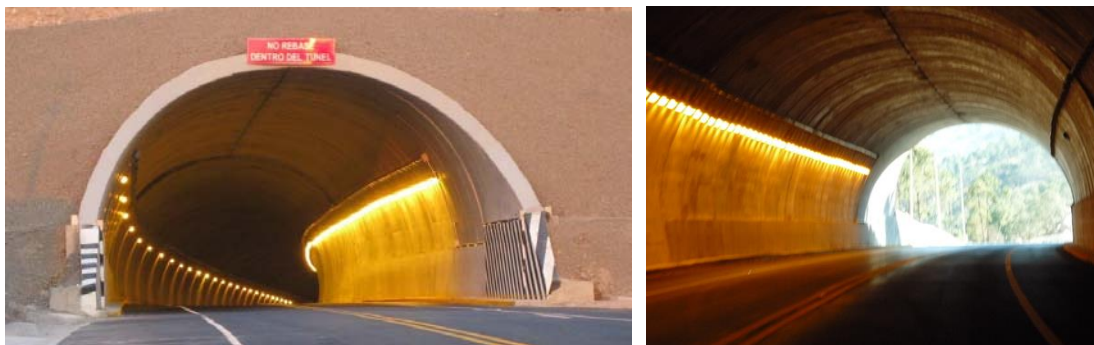


Figura 1.17. Túnel Amozoc-Perote. Ref. [17] [18].

El túnel los Chorros (Figura 1.18-1.19) de aproximadamente 200 m de longitud, construido sobre la carretera que va de Matehuala, San Luis Potosí a Monterrey, constituida por cuatro carriles dividiéndose en dos cuerpos. Una característica especial de este túnel es que cuenta con túneles falsos en sus extremos, detalle no muy empleado hasta entonces y que su finalidad fue de protección a los usuarios de posibles desprendimientos del terreno vecino, arriba de los portales, además de combinarlo con la estructura del entorno natural correspondiente a las abundantes diagonales trazadas por el paisaje de las laderas y contrafuertes montañosos (AMITOS, 2013).



Figura 1.18. Túnel los Chorros, Carretera a Monterrey, México. (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).



Figura 1.19. Túnel los Chorros, Carretera a Monterrey, México. (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).

Otros proyectos de importancia y recientemente terminados, es la nueva Autopista Durango-Mazatlán y la México-Tuxpan.

La primera ubicada en la Sierra Madre Occidental, de Matamoros a Mazatlán, constituida por 69 túneles carreteros, una de las obras más atractivas para la ingeniería civil en nuestros últimos tiempos. La longitud aproximada que cubren los túneles es de 26.4 km, destacando el Sinaloense (Figura 1.21) con casi 3 km de longitud y el túnel Baluarte (Figura 1.22). Los túneles se proyectaron de dos carriles de circulación con 3.5 m de ancho y acotamientos de 2.0 m., además se consideró que en un futuro las dimensiones de los túneles permitan el servicio con tres carriles de circulación, dos de subida y uno de bajada.

Aspecto importante que resalta de esta magna obra es que cuentan con sistemas inteligentes, el primero de su tipo en México, controlado desde dos Centros de control encargado de monitorear los túneles a lo largo de instalaciones de fibra óptica, y cuenta con sistemas de iluminación, de comunicación, control de incendios, ventilación, señalización, etc.

Con respecto al revestimiento, es de destacar el rediseño efectuado para la estructura final de revestimiento de varios túneles, para la que se propuso, ya durante la obra, eliminar el acero de refuerzo en el concreto. El primer proyecto con tecnología de este tipo.



Figura 1.20. Nueva Autopista Durango-Mazatlán, México. , (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).



Figura 1.21. Revestimiento Túnel El Sinaloense, Ref. [19].



Figura 1.22. Revestimiento Túnel Baluarte, Ref. [19].

El segundo proyecto, la autopista México–Tuxpan (Figura 1.23-1.24) con 293 km de longitud, de los cuales en el tramo de Nuevo Necaxa-Ávila Camacho cuenta con una longitud de 37 km, atraviesa la Sierra Madre Oriental y consta de seis túneles gemelos sección portal de dos vías de circulación con longitud total de 8 km, el Huauchinango, Necaxa, Xicotepéc I y II, El Zoquital y Las Pilas. Cuenta también con sistemas de control y supervisión, sistemas de ventilación y contra-incendio y sistemas de comunicación.



Figura 1.23. Túneles en la Autopista México-Tuxpan, (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).



Figura 1.24. Revestimiento de los Túneles México-Tuxpan, (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).

Respecto a la construcción del sostenimiento, se consideraron marcos metálicos, colocación de anclas expansivas y concreto lanzado con fibras metálicas. Implementación de una membrana impermeabilizante antes del revestimiento para la protección de filtraciones y el revestimiento de concreto simple, Ref. [20].

Proyectos subterráneos no menos importantes, 3 túneles como parte de la autopista Atizapán-Atacomulco en los cuales se considera revestimiento de concreto reforzado y 3 en la carretera Oaxaca-Puerto Escondido con revestimiento de concreto simple. Uno más en Salida Cruz (Figura 1.25), y el nuevo túnel de acceso a Puerto Vallarta (Figura 1.26), ambos con revestimiento de concreto reforzado.



Figura 1.25. Túnel Salina Cruz-Oaxaca. Ref. [21]. (Cortesía: M.I. J. Francisco Suárez Fino).



Figura 1.26. Portales del nuevo túnel de acceso a Puerto Vallarta Jalisco, México. Ref. [22].

El Túnel vehicular entre los Municipios de Monterrey y San Pedro Garza, en Monterrey Nuevo León, México. Cruzará el cerro de Loma Larga, cuenta con 17 m de ancho y 9 m de altura, con revestimiento de paneles prefabricados en hastiales hasta una altura de 3.5 m como acabado final y concreto lanzado como el principal, visible en la clave del túnel, (Figura 1.27).



Figura 1.27. Túnel de Loma Larga, Monterrey Nuevo León, México. Ref. [23].

La Supervía Poniente es una obra vial de cuota que une la zona de Santa Fe en el Distrito Federal, México con el Anillo Periférico a la altura de su cruce con Av. Luis Cabrera por medio de diversos túneles, puentes y vías rápidas. En los túneles se consideró revestimiento de concreto lanzado (Figura 1.28).



Figura 1.28. Supervía Poniente. Ref. [24].

Además de 2 en la autopista Toluca-Naucalpan, y uno en la carretera Tepic-Compostela; 2 en el Libramiento Morelia, otro en el libramiento Tamazunchale y 6 más en el libramiento Puerto Vallarta.

Sin duda la construcción de las obras subterráneas como túneles carreteros más relevantes actualmente y que gracias a esto se vislumbra un mayor conocimiento en estas obras y la bondad que estos pueden tener, considerando proyectos óptimos y eficientes; procedimientos constructivos, que además de bien planeados, bien ejecutados, proyectos con calidad y de calidad; la entrega de los mismos en tiempo y forma, toda una industria para la ingeniería civil.

A continuación se presentan los túneles construidos, en proyecto y en proceso de construcción en México en materia de proyectos carreteros (cortesía Consultec).

Construidos:

Año	Carretera	N° de Túneles	Revestimiento
1980-1990	Libramiento de Puerto Vallarta	1	Concreto Hidráulico armado
1990-2000	Cuernavaca-Acapulco	5	Concreto Hidráulico armado
	México-Toluca	2	Concreto Hidráulico armado
	Esperanza-Cd. Mendoza	4	Concreto Hidráulico armado
2000-2006	S.L.P.- Los Chorros	1	Concreto Hidráulico armado
	Patzcuaro-Uruapan-Lázaro Cárdenas	1	Concreto Hidráulico armado
	Arriaga-Ocozocoautla	2	Concreto Hidráulico armado
	Durango-Mazatlán	3	Concreto Hidráulico armado
Total:		19	

Año	Carretera	N° de Túneles	Revestimiento
2006-2012	Av. Luis Donaldo Colosio, Puerto Vallarta, Jalisco	1	Concreto Hidráulico armado
	Durango -Mazatlán	60	Concreto Hidráulico simple y armado
	México-Tuxpan (unidireccionales)	6	5 con Concreto Hidráulico simple y 1 armado
	Amozoc-Perote	1	Concreto Hidráulico armado
	Acceso al Puerto de Salina Cruz	1	Concreto Hidráulico armado
Total		69	

En Proyecto:

Nombre	N° de Túneles	Revestimiento
Carretera Jala – Puerto Vallarta, Jalisco	14	Concreto Hidráulico armado
Pachuca – Huejutla	4	Concreto Hidráulico armado
Total:	18	

Recientemente construidos y en construcción:

Nombre	N° de Túneles	Revestimiento
Vialidad Interlomas Estado de México (unidireccionales)	2	Concreto Hidráulico simple y armado
Libramiento Sur Morelia	2	Concreto Hidráulico simple
Libramiento Poniente Morelia	1	Concreto Hidráulico simple
Naucalpan – Toluca, Estado de México	2	Concreto Lanzado con malla electrosoldada
Libramiento Tamazunchale, San Luis Potosí	1	Concreto Hidráulico armado
Barranca Larga – Ventanilla Oaxaca	4	Concreto Hidráulico armado
Carretera Escénica alterna (Acatúnel) Acapulco Guerrero	1	Concreto Hidráulico armado
Libramiento Norponiente de Acapulco	3	Concreto Hidráulico armado
Mitla – Tehuantepec II, Oaxaca	3	Concreto Hidráulico armado
Atizapán – Atlacomulco	3	Concreto Hidráulico simple
Carretera Jala-Compostela	1	Concreto Hidráulico armado
Tepic- San Blas	1	Concreto Hidráulico armado
Total:	26	

Tabla 1.2. Relación de Túneles Carreteros en México.

CAPÍTULO 2

REVESTIMIENTO EN TÚNELES CARRETEROS

2.1. Definición y función.

La selección de un revestimiento parte de la definición misma del sistema; es decir, si se le define únicamente como una estructura que da soporte al terreno, a fin de preservar su estabilidad durante la operación del túnel, o si se le define como un elemento puramente funcional, que mejora las condiciones de servicio (iluminación y ventilación), y que constituye el acabado final y estético del túnel.

En general, los túneles carreteros se diseñan con la finalidad de favorecer el flujo continuo y seguro de vehículos automotores, atravesando obstáculos impuestos por la naturaleza. Un túnel consta de distintas estructuras que le permiten mantenerse estable y brindar seguridad y confort a los usuarios durante su operación.

Uno de los elementos que conforman un túnel carretero es el revestimiento, también conocido como “revestimiento definitivo”; que puede definirse como una estructura generalmente de concreto ya sea lanzado o hidráulico y, cuyo diseño está en función de la solución adoptada, estructural o puramente estética y funcional.

No obstante, dicha definición no es totalmente válida para revestimientos prefabricados como en el caso de paneles o de otros materiales actualmente empleados para, propiamente, “*revestir un túnel*”, ya que estos últimos, no son elementos de tipo estructural y generalmente no tienen contacto con el terreno, no así, es el caso de las dovelas, que son elementos prefabricados de concreto armado y que además de tener contacto con el terreno, también suelen funcionar adecuadamente como acabado final de un túnel carretero.

Debe tomarse en cuenta que dependiendo del tipo de revestimiento, la rugosidad de las paredes de un túnel es un factor fundamental para el sistema de ventilación; asimismo, según el tipo de acabado es otro factor fundamental para el sistema de iluminación e impermeabilización.

2.2. Tipos de Revestimiento.

Un túnel carretero además de ser construido para atravesar zonas montañosas o topografías muy accidentadas, también se construye para evitar cortes muy altos que frecuentemente producen problemas de inestabilidad y sobrecostos durante la construcción y peor aún durante la operación de la carretera. En México los túneles carreteros construidos hasta la fecha, se han efectuado mediante métodos convencionales (barrenación y voladura); en varios países los túneles carreteros de longitudes considerables se construyen mediante método mecanizado con tuneladora.

La concepción de este tipo de obras singulares consideran en su fase de diseño la colocación de sistemas de sostenimiento y soporte durante su excavación y, una vez finalizada esta etapa se coloca un revestimiento, que en algunos casos se diseña considerando que trabaja a largo plazo como una estructura que da soporte al terreno y forma parte del acabado final del túnel y en otros casos como ya se mencionó, su función es puramente estética y funcional. Optar por una opción depende de varios factores que pueden dividirse en dos grupos: aquellos que impone el terreno y los que son propios de la funcionalidad del túnel.

Dentro del grupo que corresponde al terreno, pueden mencionarse los siguientes:

- Geológicos: se relacionan con la litología (suelos, rocas y sus diferentes tipologías); la estructura (estratigrafía, naturaleza de las discontinuidades, estructuras geológicas mayores como fallas, plegamientos, etc.); la composición química del terreno (suelos o

rocas expansivas, minerales agresivos para las estructuras, etc.); el tectonismo y la geohidrología del sitio.

- Topográficos: representan las condiciones de frontera del túnel que en ocasiones determinan de forma importante las soluciones constructivas y estructurales.
- Geotécnicos: se relacionan con la resistencia de los materiales, su deformabilidad, los posibles modos de rotura (si son estructuralmente controlados o regidos por grandes deformaciones y/o esfuerzos); en roca, la naturaleza y las condiciones de las discontinuidades; en suelos, la permeabilidad, grado de saturación, consolidación (si es el caso), la propia consistencia (granulares, finos, etc.).

En cuanto a los factores relacionados con la funcionalidad del túnel se pueden mencionar los siguientes:

- Tipo de carretera: implica volumen de tránsito, dimensiones de la calzada, velocidad de proyecto, trazado, señalización, niveles de seguridad necesarios, etc.
- Instalaciones: sistemas de iluminación, ventilación y contra incendio.

Según los factores anteriormente descritos y sus posibles combinaciones, se deben definir los criterios que contribuyan al diseño y la selección del tipo de revestimiento y acabado que mejor se adecua a un túnel en específico; considerando todos los elementos que impactan en su concepción para llegar a la mejor opción posible cumpliendo con la seguridad y funcionalidad que requiere una carretera o autopista de altas especificaciones.

Con base en lo anterior se desprende la variedad de tipos de acabado final que hoy en día se emplean en túneles carreteros. Una de las tipologías más empleadas es la de revestimiento de concreto hidráulico, simple o armado (Figura 2.1). En algunas ocasiones también se elige la opción de utilizar concreto lanzado (Figura 2.2). Este último, a diferencia del de concreto hidráulico, presenta condiciones visuales, de iluminación y ventilación muy desfavorables respecto a los revestimientos lisos. Precisamente se busca que el acabado final proporcione una eficiente operación y un fácil mantenimiento, así como una sensación de confort al conductor, seguridad y estética en el interior del túnel, situación que no resulta aceptable cuando se emplea concreto lanzado.



Figura 2.1. Revestimiento de concreto hidráulico, Túnel en la autopista Durango Mazatlán, México.



Figura 2.2. Túnel revestido con concreto lanzado, Supervía Poniente, México.

Como ya se ha mencionado, existen túneles con revestimiento mediante dovelas (Figura 2.3) en el que se considera como el elemento de soporte más importante y se coloca casi inmediatamente después del avance de la excavación, mediante equipos mecanizados tuneladoras; hoy en día, casi siempre se recurre a estos equipos cuando las longitudes por excavar son suficientes como para amortizar el costo del equipo. En México no se ha construido ningún túnel carreteros con este método, sin embargo, no se descarta que en un futuro cercano se construyan los primeros túneles de gran longitud en los que esta solución sea atractiva y rentable.



Figura 2.3. Revestimiento de dovelas, túnel carretero M 30, España. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Así mismo como ya se mencionó, el revestimiento de un túnel podrá tener función estructural o no, dependiendo de las condiciones asumidas en el diseño, en la Figura 2.4 se muestra un ejemplo en el que el acabado no tiene función estructural y es de paneles prefabricados.



Figura 2.4. Revestimiento a base de paneles prefabricados, proyecto: Túnel Folgoso, Galicia España. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Respecto a las metodologías de diseño del revestimiento, dependerá de varios factores entre los que destacan, la ubicación del túnel, la cobertura, el entorno geológico-geotécnico en el que se excavará y las hipótesis de cálculo que se asuman, ya que usualmente se considera que el revestimiento puede únicamente ser considerado como un acabado final y por lo tanto se considera un porcentaje muy reducido de las cargas en su diseño. En estos casos, una parte lo toma el sostenimiento (temporal) y otra el revestimiento (a largo plazo). En otros casos se establece la hipótesis que el sostenimiento prácticamente toma las solicitaciones de carga del terreno circundante a la excavación y si se implementó una adecuada hipótesis de diseño basada en el previo reconocimiento del terreno y se ha efectuado una construcción bien ejecutada, es poco probable que el revestimiento llegue a tomar parte de la carga, aun cuando se encontrará sujeto a elementos externos para los que también debe desempeñarse adecuadamente, como son: cambios de temperatura, humedad, envejecimiento, corrosión, incendio, etc.

Otro factor muy importante que contribuye a la estética y durabilidad del revestimiento es la colocación de un sistema de drenaje e impermeabilización, que independientemente del tipo de revestimiento o acabado, debe implementarse.

A continuación se describen los diferentes tipos de revestimiento empleados en túneles carreteros.

2.2.1. Concreto Lanzado.

El primer dispositivo hecho para el lanzado en seco de materiales para construcción se cree que fue inventado en Pensilvania en 1907 por Carl Ethan Akeley, quien necesitaba una máquina para “rociar” sobre figuras de alambre para hacer modelos de animales. En 1915 el diseño fue más tarde desarrollado por The Cement Gun Company que fue seguida por The Allentown Gun Company.

Al proceso original de mortero lanzado de mezcla en estado seco, se le nombró “gunita”. A principios de 1930 se le dio el término genérico “shotcrete” *hormigón proyectado o concreto lanzado*, introducido por The American Railway Association para describir el proceso de gunitado (lanzado). En 1950 *guns* fue desarrollado, tanto, que podría manejar agregados gruesos en el proceso de mezcla en seco. En 1951 The American Concrete Institute por sus siglas en inglés ACI (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural), adoptó el término “shotcrete” (concreto lanzado) para todo el mortero y concreto aplicado neumáticamente para ambos procesos tanto seco como húmedo (Vandewalle, 2005).

Finalmente el ACI 506R-85 en el documento “*Guide to Shotcrete*” define al concreto lanzado como: “*Mortero o concreto lanzado a través de una manguera a alta velocidad sobre una superficie*”. *Pudiendo ser superficie de concreto, piedra, terreno natural, mampostería, acero, madera, poliestireno, etc.*

Aunque varios términos han sido usados para describir el proceso de concreto lanzado y diferentes términos están todavía en uso, The European Standard Committee ha seleccionado el término “*Sprayed concrete*” para ambos procesos.

2.2.1.1. Concreto lanzado sin fibras.

La aplicación de concreto lanzado como parte del diseño y proceso constructivo de un túnel, se lleva a cabo inmediatamente después de la excavación cuando es parte del sostenimiento o después de éste cuando se considera como revestimiento.

El concreto lanzado actualmente es implementado como revestimiento en algunos túneles carreteros en México, estabilizando primero la excavación y posteriormente el lanzado del revestimiento, siendo éste de concreto lanzado. Dependiendo de diversos factores, en ocasiones se logran optimizar tiempos y costos, aunque por otro lado se sacrifican la estética, el confort y habría que revisar en cada caso en particular, los costos de la instalación y operación de los sistemas de iluminación y ventilación.

Los materiales para elaborar el concreto lanzado deben cumplir normativas y especificaciones, sin embargo también se deben tomar en cuenta aspectos constructivos y de control de calidad; la mezcla diseñada debe cumplir ciertos requerimientos de resistencia, endurecimiento, manejabilidad, bombeabilidad, fraguado, etc, que repercutirán sin duda en el acabado final del revestimiento.

El concreto lanzado es un material con resistencia a la compresión con un alto grado de durabilidad, puede ser aplicado en cualquier condición y forma. Sin embargo, como se trata de un material con una baja resistencia a la tensión y al corte, se comporta como un material frágil cuando ha alcanzado el esfuerzo máximo. Para enfrentar esta limitante del concreto, se requiere ser reforzado con un material apropiado, como fibras de acero, malla electrosoldada, o acero de refuerzo (varillas), aunque el empleo de armados de varilla producen el “efecto sombra” (Figura 2.5).



Figura 2.5. Concreto lanzado reforzado con acero (varillas), “efecto sombra”.

Cuando un túnel revestido con concreto lanzado requiere ser impermeabilizado, normalmente no se emplean fibras de acero ya que pueden afectar la membrana impermeable, se utiliza malla electrosoldada como refuerzo sujeta mediante piezas espaciales denominadas “arañas” (Figura 2.6); estas piezas se anclan al concreto lanzado del sostenimiento y atraviesan el geotextil y la geomembrana por lo que antes de lanzar se debe vulcanizar perfectamente para que cumpla su función impermeabilizante. Una vez sujeta la malla electrosoldada, se lleva a cabo el lanzado en capas delgadas para evitar que se despreque por su peso propio (Figura 2.7).

Cabe mencionar que por lo general la primera capa de lanzado presenta un rebote importante, en algunos casos de hasta el 50%, lo que representa una pérdida económica significativa. Sí no se emplea un sistema de impermeabilización mediante geotextil, geomembrana y drenes

longitudinales por detrás de la esquina de la zapata del revestimiento, se recurre al sistema antiguo de dejar que los drenes radiales descarguen dentro del túnel y al cabo de poco tiempo, el revestimiento termina manchado y deteriorado, dando un aspecto desagradable al usuario (Figura 2.8).



Figura 2. 6. Ejemplo de impermeabilización sobre un revestimiento de concreto lanzado. Túnel en la Carretera Toluca-Naucalpan, México (Cortesía Consultec).



Figura 2.7. Revestimiento de concreto lanzado sobre la geomebrana y malla electrosoldada. Túnel Carretera Toluca-Naucalpan México (Cortesía Consultec).



Figura 2.8. Revestimiento de concreto lanzado. Túnel Supervía Poniente, México (Cortesía Consultec).



Figura 2.9. Acabado final del revestimiento de concreto lanzado Túnel Carretera Toluca-Naucalpan. (Cortesía Consultec).

Por otra parte, de acuerdo con el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), el concreto lanzado se caracteriza porque a diferencia del concreto hidráulico durante su colocación se compacta al mismo tiempo, debido a la fuerza con que se proyecta desde la boquilla, evita la colocación de cimbras, presenta baja permeabilidad, alta resistencia, adhesividad y durabilidad; disminuye las grietas por temperatura; puede dársele cualquier acabado; su técnica permite el acceso a sitios difíciles.

En la literatura y en algunos manuales de reconocidos proveedores de equipos para concreto lanzado y fibras, se puede encontrar información con respecto a la colocación del concreto lanzado, las características de los equipos para lanzado y el proceso de lanzado en túneles, se sugiere su consulta. En este inciso no se detallan estos aspectos debido a que quedan fuera del objetivo de la tesis.

2.2.1.2. Concreto lanzado reforzado con fibras de acero.

La utilización de fibras en el concreto, no es tan actual como se pensaría, en realidad este elemento se ha utilizado ya desde hace mucho tiempo, solo de características diferentes y con la finalidad de reforzar ciertos materiales; por ejemplo se llegó a incorporar “paja” a materiales arcillosos para evitar las fisuras, esteras de caña al yeso o asbesto (amiante) a mezclas de cemento. Es hasta los años 50 que se empezaron hacer estudios sobre el empleo de fibras de acero y vidrio en el concreto, años después estudios sobre la utilización de fibras sintéticas. Es por tanto que en 1950 surge el concepto de materiales compuestos y el concreto reforzado con fibras fue uno de los temas de interés en aquella época (Mármol, 2010).

Inicialmente el concreto lanzado era aplicado simple o reforzado. A principios de las años 70's se realiza el primer trabajo experimental con concreto lanzado reforzado con fibra de acero, dando buenos resultados⁹. Desde entonces el concreto lanzado ha sido usado extensamente en todo el mundo para una amplia variedad de aplicaciones, desde la estabilización de posible deslizamiento de rocas, sistema de soporte en túneles, pistas de aeropuertos y rehabilitación en distintas estructuras por mencionar algunas.

En la literatura, al concreto lanzado con fibras se le denomina como: *un mortero o concreto, que contiene fibras de acero discretas discontinuas, proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie.*

En el caso de obras subterráneas, el concreto lanzado había sido universalmente empleado en la construcción de túneles, colocando (en algunos casos todavía se coloca) malla electrosoldada con múltiples objetivos, sobre todo en terrenos de muy mala calidad con riesgo de caída de bloques o para facilitar la adherencia en hastiales y clave de las excavaciones. Posteriormente se pensó en implementar, en sustitución de la mencionada malla, las fibras de acero, ya que como parte de la mezcla de concreto resultaba más eficiente, Fuente (41).

Por lo anterior, puede considerarse que la fibra actúa en combinación con el concreto lanzado; lo mismo que el concreto convencional, el concreto lanzado es un material frágil con resistencia limitada a la tensión y a la flexión pero con excelente resistencia a la compresión.

El concreto lanzado en obras subterráneas está sujeto a esfuerzos de tensión, principalmente, inducidos por flexiones, cortantes y contracciones. Como la capacidad del concreto a la tensión es reducida, se presenta la necesidad de reforzarlo con un material adecuado a fin de que el elemento absorba de mejor forma las flexiones y cortantes, aumente su ductilidad² y pueda controlarse el agrietamiento (durabilidad). Las fibras son elementos de corta longitud y pequeña sección que se incorpora a la masa del concreto a fin de proporcionarle ciertas propiedades específicas, como mejorar la energía de absorción³, resistencia de impacto y proporcionar ductilidad. Esencialmente, la naturaleza y el tipo de fibras determinan la efectividad de la acción reforzante y la eficacia de la transmisión, (Mármol, 2010).

Actualmente se cuenta con información de diversos tipos de fibras y que en cualquier manual especializado se pueden encontrar a detalle las características y especificaciones técnicas, de trabajabilidad y funcionalidad cuando estos elementos se incorporan al concreto.

En México, las fibras de acero son las más empleadas en el concreto lanzado para la construcción del sostenimiento o revestimiento en túneles carreteros. Cuando se implementa concreto lanzado con fibras como revestimiento, debe considerarse que no exista un sistema de impermeabilización que pudiera ser dañado al momento de lanzar; sin embargo como ya se mencionó, es recomendable impermeabilizar los túneles cuando se tenga presencia de agua en el terreno, de lo contrario el túnel presentará el aspecto mostrado en la Figura 2.10; en tal caso se recomienda impermeabilizar y el revestimiento de concreto lanzado sería sin fibras pero con malla electrosoldada (Figura 2.11).



Figura 2.10. Revestimiento de concreto lanzado, Túnel Supervía Poniente, México. (Cortesía Consultec).

² Capacidad de un material de poder soportar apreciables deformaciones conservando buena resistencia. Fuente (36).

³ Energía que tiene que ser absorbida durante la deformación del concreto, referencia: EFNARC 14488-5



Figura 2.11. Revestimiento de concreto lanzado con malla electrosoldada. Túnel en la carretera Toluca-Naucalpan.

Respecto a las fibras de acero, siendo de las mayormente empleadas en el uso de concreto lanzado, están disponibles en un número de formas, tamaños y tipos. Una variedad de tipos de procesos son usados para la fabricación de fibras de acero, incluyendo:

- Corte de alambre trefilado en frío.
- Chapa de acero de corte longitudinal.
- El proceso de extracción en estado fundido.
- Fibras de acero molido.

La presencia de fibra de adecuada resistencia y homogéneamente distribuidas dentro de un concreto, constituye una microarmadura, la cual, por un lado se muestra eficaz para contrastar el muy conocido fenómeno de fisuración ó contracción y por otro lado, tiene como objetivo mejorar algunas de las propiedades mecánicas de éste, tales como su resistencia a la flexión y al impacto, es decir, asigna al concreto un aumento de la ductilidad, que puede llegar a ser considerable en la medida en que sea elevada la dosificación y la cantidad de las fibras, además proporciona al concreto una gran tenacidad⁴ y la posibilidad de que las estructuras fabricadas puedan soportar niveles de contracción de gran interés aplicativo (MACAFFERRI).

Por su parte, las normativas internacionales como la ASTM A820 y la EHE-08, las fibras de acero de refuerzo para concreto hidráulico, también las clasifican en relación a su proceso de fabricación en los siguientes tipos:

- Tipo I: Conformadas en frío (trefilado)
- Tipo II: Fabricadas en base a especificaciones particulares definidas en un documento de cálculo.
- Tipo III: Extruidas en caliente.
- Tipo IV: Rebabas producto del maquinado de piezas de acero.
- Tipo V: Conformadas en frío y modificadas.

Respecto a sus características mecánicas, las especificaciones y requerimientos que deban considerarse en las fibras de acero, según el ACI en el State of the Art Report on Fiber Reinforced

⁴ Capacidad de un material de oponerse a la propagación de la fisuración disipando energía de deformación, Fuente: (Mármol, 2010).

Concrete, las características más importantes que una fibra de acero debe tener son: resistencia, rigidez y adherencia con el concreto. Mientras que en la ASTM A 820 relativo a Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete, se establece que la resistencia mínima a la tensión y los requerimientos que deben cumplir las fibras de acero sujetas a esfuerzos de flexión, así como las tolerancias de longitud, diámetro (o diámetro equivalente) y relación de esbeltez según el tipo de fibra.

Cabe mencionar que, cuando se emplean las fibras de acero como reforzamiento del concreto, es común que en los proyectos donde se implementan, la “cantidad” a utilizar se especifica mediante unidades de peso por unidades de volumen, por ejemplo: kilogramos de fibra por metro cúbico de concreto a aplicar y como regla entre 20 a 40 kg/m³ de concreto. Sin embargo, en cada proyecto se debe especificar la dosificación de fibras en kg/m³ y el nivel de absorción de energía con el que deberá cumplir la mezcla, además de especificar en la memoria de cálculo y en los planos estructurales el tipo de fibra, indicando su longitud, diámetro (o diámetro efectivo), relación de esbeltez y la resistencia a la tensión.

El concreto reforzado con fibras (CRF) incrementa la resistencia al impacto. Adicionalmente, controlan la fisuración durante la vida útil del elemento y brindan mayor resistencia a la fatiga. Su diámetro oscila entre 0.25 mm y 1.5 mm, con longitudes variables entre 13 mm y 70 mm. La más importante propiedad del concreto reforzado con fibras, es la tenacidad, descrita como la capacidad de absorción de energía de un material, que se refleja en el concreto una vez se han presentado fisuras, momento en que las fibras trabajan como refuerzo.

En el caso de fibras de acero, dependiendo del sistema de fabricación, hay fibras de diferentes tamaños, secciones, rugosidad superficial y formas. Normalmente tienen deformaciones a lo largo de la fibra o en sus extremos. Esta última modalidad es más eficaz para aumentar la adherencia en el concreto. Para comparar una fibra con otra se utilizan tres conceptos: relación de esbeltez, anclaje y resistencia a la tensión del alambre. Una forma fácil de comparar el desempeño de dos fibras, es revisando la relación de esbeltez (longitud/diámetro).

Lo anterior son algunas de las consideraciones que se deben tomar en cuenta para diseñar un revestimiento de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, además de otras consideraciones que tienen que ver más con aspectos geotécnicos.

2.2.2. Concreto Hidráulico

En México el concreto hidráulico es el más empleado como revestimiento de túneles carreteros, sobre todo de concreto armado; no obstante, en años recientes se han empezado a construir revestimientos de concreto simple tal como se citaron algunos ejemplos en el Capítulo 1 de esta Tesis.

La elección del revestimiento con o sin acero de refuerzo, depende principalmente de las solicitaciones de carga del terreno y las consideraciones de diseño que se asuman para el sostenimiento. Depende también de los aspectos estructurales, los funcionales y de operación que se requieran, ya que no sólo se necesita que el túnel se comporte estructuralmente adecuadamente, sino se requiere que sea seguro y funcional durante su operación.

La construcción del revestimiento de concreto hidráulico se realiza mediante el empleo de cimbra metálica deslizante, especialmente diseñada para un proyecto específico en túneles carreteros. En

este tipo de revestimiento se coloca un sistema de impermeabilización que consiste en un geotextil drenante y una membrana impermeable de PVC (Figura 2.12).

El concreto hidráulico como acabado final, es un tipo de revestimiento que tiene varias ventajas, entre las que destacan que al tener un acabado liso, uniforme y de color claro (cuando se construye adecuadamente), la iluminación y ventilación resultan menos costosas y el usuario puede disfrutar de un trayecto seguro y agradable.

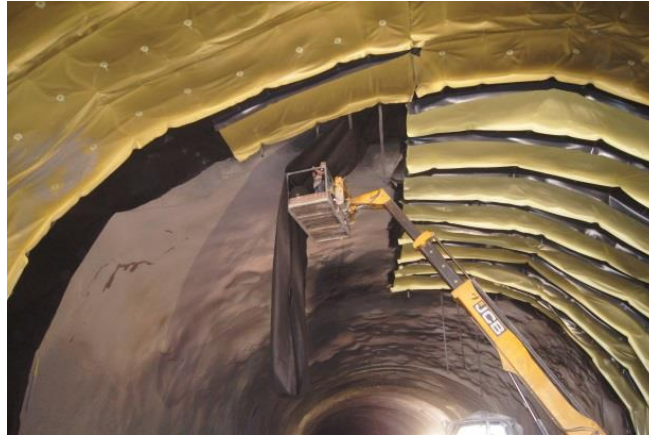


Figura 2.12. Colocación del sistema de impermeabilización, Túnel Interlomas-México 2014. (Cortesía Consultec).

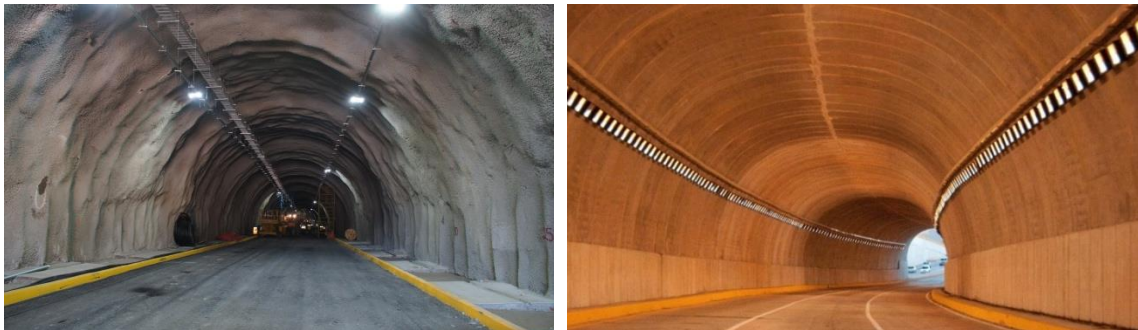


Figura 2.13. Comparativa de revestimientos de concreto lanzado e hidráulico.

2.2.2.1. Concreto reforzado con acero.

Según el ACI, el concreto reforzado se define como: *Reinforced concrete, concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero de presforzado⁵ o refuerzo no presforzado.*

Hasta hace unos años en México, para túneles carreteros era una tradición construir revestimientos de concreto reforzado con acero, con el argumento de que se diseñaba un sostenimiento primario capaz de soportar “temporalmente” la excavación y posteriormente implementar un revestimiento “definitivo” que terminaría por estabilizar la excavación (Figuras 2.14 y 2.15).

⁵ Que se le han introducido esfuerzos internos con el fin de reducir los esfuerzos potenciales de tracción en el concreto causados por las cargas.



Figura 2.14. Colocación de Acero en hastiales, Túnel Interlomas, México.



Figura 2.15. Acero de refuerzo colocado en clave y hastiales. Túnel Interlomas, México.

El acero de refuerzo que se emplea en el revestimiento son varillas corrugadas, ya que producen mejor adherencia con el concreto debido a las rugosidades de la varilla.

Para el diseño del revestimiento se suelen asumir las condiciones de carga que se consideran para el sostenimiento o soporte temporal. El diseño estructural dependerá de la geometría del túnel y condiciones geológicas-geotécnicas previamente definidas, además de las propiedades de resistencia y deformabilidad del terreno. También se debe considerar la profundidad a la que se excavará el túnel para diseñar el revestimiento para las sollicitaciones adecuadas como por ejemplo la presión de montaña que suele presentarse en túneles construidos a grandes profundidades. La revisión estructural, en este caso, se apoya en lo establecido por el ACI. En el siguiente capítulo se tratará con mayor detalle lo referente al análisis.

El inconveniente o desventaja de este revestimiento, es el procedimiento constructivo, ya que se requiere de una logística bien planeada para el suministro y colocación de los materiales, desde el habilitado de la membrana impermeable y del acero hasta el colado del revestimiento con la cimbra metálica.

Por otra parte, el empleo del acero debe ser bien analizado y justificado para las condiciones de terreno que realmente lo requieran, ya que implica bastante tiempo de colocación y un costo importante que en algunos casos es innecesario.



Figura 2.16. Revestimiento de concreto hidráulico en un túnel de la Carretera Durando-Mazatlán, México.

2.2.2.2. Concreto Simple

El revestimiento de concreto hidráulico sin acero de refuerzo o simple, es una forma generalizada de revestimiento en túneles en el mundo. Hasta hace unos años en México, para túneles carreteros era una tradición construir revestimientos de concreto reforzado con acero, sin embargo con el entendimiento cada vez más profundo y la implementación de técnicas modernas de diseño y construcción ha sido posible proyectar y construir túneles de concreto simple.

Según el ACI, al concreto simple lo define como: *un concreto estructural sin refuerzo o con menos refuerzo que el mínimo especificado para concreto reforzado*. Se emplea en estructuras sometidas básicamente a esfuerzos de compresión, en estructuras que pueden admitir fisuramiento sin ver afectada su integridad estructural.

No obstante, por el tipo de estructura que se trata, se deben considerar las juntas de contracción, ya que éstas sirven para controlar la magnitud de los esfuerzos de contracción por cambio de temperatura y humedad, por lo que en su diseño es importante tomar en cuenta: las condiciones climáticas de la zona, las características de concreto utilizado, el procedimiento empleado para su fabricación, la restricción que tiene la estructura al desplazamiento, llevar a cabo un buen curado, implementar aditivos acelerantes, colar en tramos más cortos para tener el mayor número de juntas y, sobre todo contar con un eficiente y estricto control de calidad tanto de los materiales como de la propia construcción del revestimiento.

En la construcción de revestimientos de concreto, ya sea simple o reforzado, se emplean y diseñan cimbras metálicas deslizantes o colapsibles, especiales para este tipo de obras, como se observa en la Figura 2.17. La cimbra se ajusta a las variaciones del peralte en curva del túnel, permaneciendo sin cambios la forma del intradós en toda la longitud de los túneles.

El molde o cimbra es diseñado específicamente para cada proyecto, pues dependerá del tipo de sección transversal, longitud del túnel, procedimiento constructivo y especificaciones de cada proyecto.



Figura 2.17. Cimbra metálica para revestimiento en túneles carreteros.

Como se sabe, el concreto simple es resistente a la compresión, pero débil en tensión, lo que limita su aplicabilidad como elemento estructural y que por tanto se emplea acero de refuerzo para absorber dichas tensiones, además de que éste permite restringir la aparición de grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto, aunque no siempre se presentan por falta de acero, sino puede presentarse por un mal curado o por defectos constructivos durante el colado.

La mezcla de concreto, es el producto de la combinación de agregados, agua, y cemento en cantidades proporcionales específicas a fin de obtener la resistencia necesaria. En la literatura se pueden encontrar y consultar las diferentes pruebas a las que se sujeta el concreto simple, por medio de muestreo, a fin de conocer el comportamiento del concreto respecto a su resistencia, los especímenes o muestras son ensayados bajo diferentes condiciones, como son: a compresión, tensión y flexión. Lo relativo con las condiciones de calidad, tanto en materiales como de ejecución se explican en el Capítulo 5 de esta tesis.

2.2.3. Elementos prefabricados.

Otro tipo de revestimiento que se ha utilizado en túneles carreteros son elementos prefabricados como las dovelas de concreto reforzado (Figura 2.18) o paneles (Figura 2.19). Las dovelas son colocadas con equipo especial como *tuneladoras*, ya sea en suelo, roca triturada o terreno mixto y su uso es generalmente en túneles con longitudes considerables, en donde sea prácticamente imposible realizarlo mediante métodos tradicionales (barrenación y voladura), y la adquisición de un equipo de tal magnitud sea rentable y justificable.

Este tipo de revestimiento se puede observar con mayor frecuencia en túneles para comunicación, en transporte como el metro o ferroviario; por ejemplo en la ciudad de México, el revestimiento de algunos túneles por donde pasa el metro están contruidos con dovelas, sin embargo todavía no se cuenta con un túnel carretero con este tipo de revestimiento.

Mientras que en el caso de los paneles prefabricados, en México son pocos los casos en los que se han requerido a diferencia de otros países en donde son ampliamente utilizados (Figura 2.11).



Figura 2.18. Revestimiento de dovelas, túnel carretero M 30, España. Tomada de Alliance, Ref. [26].



Figura 2.19. Revestimiento con paneles prefabricados. Túnel de Oliana-Coll de Nargo, Lérida España. (Cortesía M.I. J. Francisco Suárez Fino).

2.2.3.1. Dovelas.

En otros lugares se han construido túneles de carretera empleando máquinas *tuneladoras* y revistiendo la excavación con dovelas. Las dovelas son elementos prefabricados de concreto reforzado.

Son elementos que en conjunto forman anillos (Figura 2.20), conformados por el mismo número de piezas, generalmente entre cinco y ocho, más una dovela llave, cuña, o de cierre. Estos elementos se colocan simultáneamente durante el avance de la *tuneladora*, o en ciclos de excavación (avance) y paro para su colocación, permitiendo la estabilización total de la excavación durante toda la obra. Además, estos elementos permiten el apoyo de la *tuneladora* en su parte trasera (Figura 2.21), necesario para el proceso de excavación y estabilidad del frente.

Los anillos están dispuestos de manera yuxtapuesta y pueden ser rectos o troncocónicos. Los anillos rectos son de ancho constante y están limitados por planos paralelos entre ellos y perpendiculares al eje del túnel; únicamente pueden utilizarse para la construcción de tramos rectos. Los anillos troncocónicos se caracterizan por estar limitados por planos no paralelos entre ellos, permiten, según el orden de colocación, seguir curvas en plano o en perfil, o corregir desviaciones accidentales de un trazo y también construir tramos rectos.

El ancho medio de los anillos (medido en el sentido longitudinal del túnel) depende principalmente del diámetro del túnel y del radio de las curvas de la línea de trazo. El ancho de la dovela es variable,

estando comprendida entre 1,0 y 1,70 m, el peso de cada dovela determinará la capacidad del elemento erector del escudo, con el que son colocadas durante la construcción del túnel (López et al., 2003).

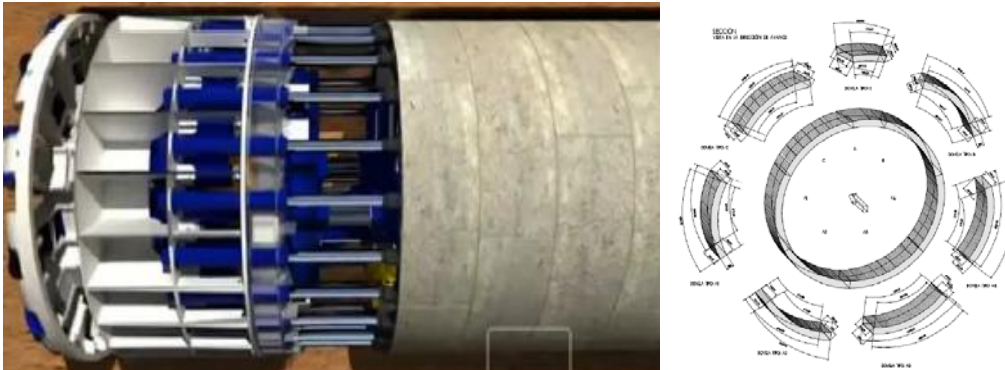


Figura 2.20. Anillos dovelados.

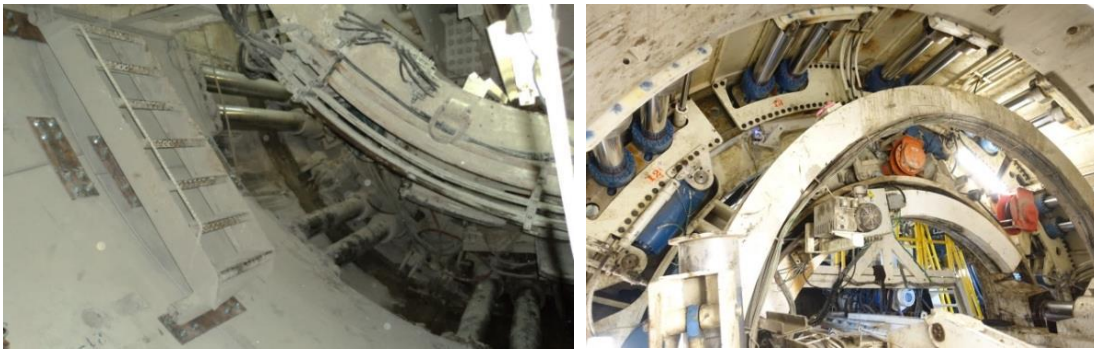


Figura 2.21. Apoyo de la tuneladora en las dovelas durante el proceso de excavación.

El encaje perfecto de todas las dovelas que forman el anillo de revestimiento se consigue con un elemento final denominado dovela llave, clave o de cierre; puede ser dovela llave longitudinal, tiene la forma de trapecio cilíndrico que se coloca longitudinalmente, o dovela llave radial, que puede ser introducida radialmente. Se necesita únicamente un pequeño espacio para su colocación, ya sea en la clave, cubeta, hastiales o donde se requiera, según el trazo del túnel y conforme lo especifique el equipo excavador. En todos los casos, las dovelas vecinas colocadas en cada lado de la clave son moldeadas exactamente con la forma de la llave, llamadas dovelas de contra-llave.

Generalmente un anillo dovelado está compuesto por un número de dovelas idéntico, o diferentes en el caso de anillos oblicuos, dovelas normales estándar, dos dovelas contra llave y una llave o de cierre. Estos anillos van cambiando su posición conforme lo establezca el equipo excavador y la línea del túnel. Las dovelas se fabrican utilizando moldes metálicos con tolerancias muy exigentes con el fin de conseguir un buen ensamblaje de los anillos y las dovelas.

Por otra parte, en algunos casos, las dovelas requieren además la presencia de una armadura interior con el objeto de soportar los esfuerzos debidos tanto a su manipulación como a las cargas del terreno (López et al., 2003).

Para la formación del anillo de revestimiento se pueden colocar las dovelas de dos modos:

1. Es el más utilizado, ya que se adapta perfectamente a cualquier tipo de terreno. Consiste en el montaje del anillo de dovelas al abrigo de la coraza del escudo, extrayéndose éstas a medida que avanza el escudo. El hueco que queda entre el extradós del anillo y el terreno será rellenado posteriormente con inyección.
2. Se trata de anillos que se montan fuera del abrigo del escudo y que se expanden contra el terreno (revestimientos expandidos). Estos revestimientos solamente pueden aplicarse en aquellos terrenos con cortes muy regulares, sin posibilidad de presencia de huecos o desprendimientos que podrían dañar la estructura del anillo e incluso influir en la seguridad del túnel.

Para la unión entre las juntas comprendidas entre dovelas (juntas radiales) y entre anillos (juntas circunferenciales), se emplean tornillos de acero que se insertan en los rebajes y que pueden ser lisos, curvos y con tirafondo⁶. En el caso donde no se precisan tornillos de este tipo son las dovelas hexagonales y las dovelas expandidas, por su geometría y su filosofía de colocación, respectivamente.

Al igual que los anteriores revestimientos, se debe garantizar la estanqueidad del túnel mediante la colocación en las juntas de la dovela unas bandas o tiras de impermeabilización (impermeabilización primaria), Figura 2.22. Además, inyectando una lechada de concreto en el espacio que queda entre el terreno y el anillo de dovelas construido (impermeabilización secundaria), (López et al., 2003).



Figura 2.22. Habilitado de dovelas y colocación.

Actualmente, para la construcción de túneles dovelados en el mercado existe una variedad de equipos de excavación tanto para suelos como para roca, como tuneladoras abiertas, de escudo simple, o doble escudo y las EPB empleadas particularmente en terrenos blandos, tuneladoras para frentes mixtos, etc. La selección del equipo dependerá de las condiciones del terreno y los alcances del proyecto.

2.2.3.2. Paneles

En la mayoría de los túneles de carretera se considera la colocación de un revestimiento, independientemente de su desempeño (estructural o no), se espera que éste se comporte

⁶ Es un tornillo afilado dotado de una cabeza diseñada para imprimirle un giro con la ayuda de una llave fija, destornillador, llave Allen. Ref. [25].

adecuadamente a largo plazo, ya que es indispensable garantizar la durabilidad del túnel con el tiempo y asegurar su funcionalidad durante la operación.

Tradicionalmente el revestimiento de los túneles carreteros se diseña y construye mediante concreto simple o reforzado, aunque como ya se explicó también con dovelas y concreto lanzado. Como el revestimiento debe, además garantizar una superficie lo suficientemente uniforme con la finalidad de hacer un mantenimiento relativamente sencillo y por lo tanto proporcionar un funcionamiento adecuado, desde su limpieza hasta su operación, el empleo de paneles vitrificados o placas metálicas actualmente son una opción como elementos de revestimiento, que pueden ser utilizados en distintas obras de este tipo, ya que permite un acabado agradable y conforme a las necesidades requeridas de funcionalidad.

Entre algunos materiales con los que se fabrican se encuentra el aluminio, que además de ser ligero, puede tener un tratamiento superficial con resina de poliéster o estar vitrificado. Los paneles suelen ser bastante eficientes al mejorar el aspecto interior del túnel; aunque en el túnel se haya considerado concreto hidráulico como revestimiento, su uso está más justificado en el caso de no estarlo y que únicamente se haya colocado el sostenimiento. Se colocan generalmente en hastiales y algunas ocasiones en la clave (Figura 2.23), dependerá de los alcances de cada proyecto y necesidades que se tengan del mismo.

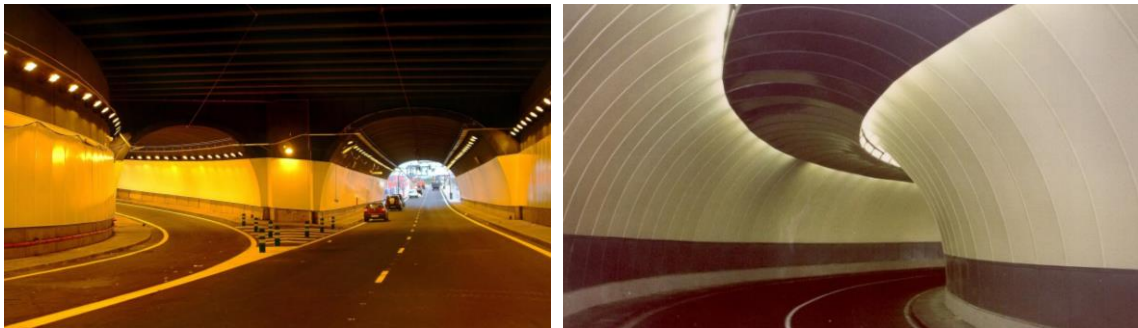


Figura 2.23. Colocación de paneles en clave y hastiales. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Dichos elementos con ciertas dimensiones y características, tienen como misión u objetivo dotar de estética, proyección eficiente de la iluminación y mejora en la ventilación al túnel, principalmente. La forma de colocación generalmente se realiza mediante largueros y bastidores anclados para cubrir los hastiales del túnel (Figura 2.24).



Figura 2.24. Ejemplo de panel vitrificado. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Existen productos que se utilizan con mayor frecuencia y se supone cumplen con normativa especializada en este tipo de elementos, conforme estudios y análisis que se han retomado de una serie de túneles en el mundo. Cabe destacar que normalmente se trata de productos resistentes al fuego y de “fácil” limpieza.

El panel se puede emplear para mejorar el aspecto interior del túnel, y su uso está más justificado en el caso con acabados no tan uniformes, como el concreto lanzado, aunque también se emplea cuando se colocó concreto hidráulico.

Entonces, en túneles donde resulte solo la necesidad del sostenimiento, con este tipo de elementos se reduce la rugosidad de las paredes del túnel, con menor pérdida de carga para la ventilación y mejor luminosidad, además se pueden mejorar las condiciones acústicas del túnel. Se consigue un aspecto definitivo más estético, se mejora la impermeabilidad y se dispone de una superficie uniforme y resistente para el anclaje de forma fácil de los distintos elementos del túnel para su operación y funcionamiento; como señalización, luminarias y conducciones.

Este revestimiento debe presentar las características de fácil limpieza, mantenimiento rápido, fácil reparación y ser resistente al fuego. Los paneles prefabricados no deberían desprenderse ante un impacto, siendo difícil su rotura, y debe haber garantías en cuanto a su suministro futuro en caso de reparación, incluso a largo plazo.

En túneles carreteros, la colocación de paneles puede ser sólo en los hastiales con iluminación ligeramente por encima de ellos, dejando la bóveda sin cubrir, o bien, considerar el revestimiento en toda la parte interna del túnel. Para la fabricación de estos elementos se emplean muy diversos materiales y así existen en el mercado paneles de concreto armado de alta resistencia, paneles de aluminio recubiertos con poliéster, de fibra de cemento recubierto con porcelana de acero esmaltado y paneles formados por GRC (Conglomerado Reforzado de Fibras de Vidrio), etc. En la Tabla 2.1 se tienen ejemplos de algunos tipos de materiales empleados en la fabricación de paneles Ref. [46], que se supone cumplen con normativas aplicables en función del material con el que se vaya a diseñar.

Tipo	Características
Acero inoxidable	El acero inoxidable gracias a sus propiedades mecánicas, permite la reducción del espesor de la estructura. Resistencia a la abrasión por roce. Limpieza con agua a presión, detergente y con apoyo de un rodillo de nylon. Elevada reflexión de la luz (Ahorro energético) sin producir deslumbramiento. Excelentes propiedades mecánicas, que permiten aligerar las estructuras. Buen comportamiento en caso de incendio: Decaída progresiva y lenta de las propiedades mecánicas de los paneles; utilización de lacados que no propagan las llamas y presentan una baja emisión de humos. Facilidad en las operaciones de limpieza, ya sea automatizadas para la limpieza periódica de las partículas contaminantes que provienen de los tubos de escape de los vehículos o aquellas especiales para la limpieza de actos vandálicos (graffiti). Ausencia de pigmentos tóxicos y aleaciones peligrosas, el panel es reciclable al 100%. El panel asegura un buen nivel de luminosidad sin producir deslumbramientos, contribuyendo de esta forma al ahorro energético como a la seguridad del tramo.
Acero vitrificado	Resistencia a la abrasión, resistencia al choque, dureza de la superficie, resistencia al rayado, resistencia a los ácidos, resistencia a los Graffiti.
Aluminio liso	El revestimiento en aluminio liso cumple con los siguientes requisitos: reflectancia, durabilidad, mantenimiento, es estético, reciclabilidad.
Aluminio grecado ondulado	El revestimiento de panel grecado/ondulado cumple con los siguientes requisitos. reflectancia, durabilidad, mantenimiento estético, reciclabilidad, impermeabilización.
Pintura Especial para Túneles	En los casos de túneles cuyo interior sea concreto aplicado con cimbra deslizante o con dovelas de concreto reforzado, también es posible recubrir los hastiales con productos como pinturas.

Tabla 2.1. Tipo de materiales para fabricación de paneles. Tomada de ALLIANCE, Ref. [26].

CAPÍTULO 3

CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Los criterios que se describen a continuación corresponden al análisis y diseño del revestimiento de concreto hidráulico y concreto lanzado.

Cabe aclarar que los criterios e hipótesis que se presentan, se basan en una metodología para diseñar un revestimiento de concreto de túneles carreteros y, que han sido desarrollados y empleados actualmente en México con buenos resultados.

La metodología que a continuación se describe fue desarrollada por la empresa *Consultec Ingenieros Asociados S.C.* Se trata de una metodología para diseñar el espesor y las características del revestimiento; asimismo se describe cómo se determinan los parámetros de diseño, tanto de la estructura de revestimiento como las del terreno (roca).

Es importante mencionar que el tema es muy extenso, en este trabajo sólo se describen los aspectos más sobresalientes a considerar tanto para el análisis como para el diseño del revestimiento.

3.1. Consideraciones

Como antecedente, entre las metodologías de diseño de túneles en su concepto genérico, se parte de las teorías clásicas, en las que se consideran las primeras concepciones de estructuras resistentes en las que no se contaba con la colaboración alguna de la roca, que de acuerdo con esto, desde el siglo XIX se realizaron algunos dimensionamientos de obras subterráneas de manera práctica que realizaba la gente que se dedicaba al “*arte de tunelear*” en aquella época (López et al., 1997). Después de tener ya más práctica y visión en el comportamiento de las obras subterráneas, se consideró la carga que se generaba en las bóvedas de las excavaciones, observaciones que se dieron en túneles con rocas de mala calidad altamente fracturadas o en terrenos poco cohesivos.

Terzaghi (1946), fue de los primeros en desarrollar una clasificación de la roca, que permitía definir el tipo de soporte a emplear en función de las características que presentaba la roca, siendo de las más empleadas, inicialmente desarrollado en arenas.

Las teorías clásicas propusieron leyes de carga en las bóvedas por desprendimiento y por cuñas de empuje sobre las paredes laterales del túnel. Con este desarrollo se determinaban los soportes sin considerar la aportación que la roca puede generar cuando se trata de terreno competente y autosoportable, lo que llevaba a diseños conservadores. Sin embargo, realmente tomando la participación del terreno en función de las condiciones y características de resistencia y deformabilidad que éste presenta, nacen las teorías modernas, en las cuales no se considera nula la aportación del terreno, entonces se desarrollaron métodos empíricos, analíticos y numéricos (López et al., 1997).

De acuerdo con la literatura (Rico et al., 2005), cuando se realiza una excavación, se generan desplazamientos, a su vez la carga de los materiales suprayacentes actúan como una carga repartida sobre la clave del túnel, pero cuando aún no se excava, la deformación del terreno se mantiene impedida por la propia resistencia de éste. Los elementos de sostenimiento se colocan precisamente para mantener estable la excavación, por lo tanto, se requiere saber cuál es tipo de procesos deformacionales y de redistribución de esfuerzos que se van a generar antes y durante la excavación, así como, cuales son los fenómenos y mecanismos que determinarán la estabilidad de la cavidad, se deben conocer preliminarmente las condiciones en las que se encuentre el sitio, como la litología, condiciones geológicas, geohidrológicas, geotécnicas, y definir entonces los parámetros mecánicos de la roca.

Además de lo anterior, el diseño del revestimiento depende también de la geometría del túnel, la profundidad, las necesidades de funcionalidad y de las solicitaciones de carga a las que estará expuesto, ya que el análisis parte del concepto interacción terreno-estructura; se asume que el revestimiento está en contacto con el medio (roca), aun se hayan colocado los sistemas de soporte y sostenimiento de tipo temporal, permitiendo que en algunos casos existan diseños un tanto conservadores.

No obstante, asumiendo que el revestimiento trabaja a largo plazo, en el diseño preliminar es prácticamente imposible conocer el comportamiento que prevalecerá en el túnel sin haber iniciado su construcción, es por eso que en cualquier caso, la propuesta de diseño debe ser justificada y considerar aspectos como la seguridad durante la construcción del túnel y su correcta operación una vez concluido. Son importantes tanto los aspectos de tipo estructural (de ser el caso) como los de funcionalidad. Por lo tanto, independientemente de las condiciones definidas y una vez analizado el comportamiento de la excavación con sus correspondientes sistemas de sostenimiento y soporte, se requiere que una vez iniciada la excavación se deba hacer un seguimiento geológico-geotécnico del frente de excavación de manera rigurosa, y estar constantemente supervisando el comportamiento del túnel, con la finalidad de ajustar los parámetros y por ende el diseño del revestimiento, si así lo requiere, manteniendo la seguridad de la obra.

Para el análisis y diseño del revestimiento se requiere definir los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso, siendo necesario determinar y acotar primero los correspondientes con la roca intacta. Dichos parámetros se obtienen a partir de una campaña de exploración integral y de detalle, así como de pruebas de laboratorio, entre las que destacan:

- Pruebas de compresión simple para determinar la resistencia a la compresión simple de la roca intacta (σ_c^i) y parámetros de deformabilidad (E_i y ν_i).
- Prueba de tensión indirecta o brasileña, para determinar resistencia a la tensión de la roca intacta (σ_t).
- Pruebas triaxiales, para determinar los parámetros de resistencia (c_i , ϕ_i) de la roca intacta y los esfuerzos principales mayor y menor (σ_1 , σ_3), respectivamente.

Para el análisis resulta necesario conocer el comportamiento esfuerzo-deformación y el criterio de resistencia o rotura de la roca intacta, es decir, que durante las pruebas se debe identificar cómo se comporta el material en función de sus características mecánicas y físicas a lo largo de la aplicación de carga en las probetas seleccionadas. El comportamiento de la roca intacta se extrapolará después al macizo rocoso, que es el medio donde se construirá el túnel. Por lo tanto, se debe conocer este comportamiento cuando se realizan excavaciones subterráneas como los túneles, considerando que al realizar la excavación, el estado de esfuerzos prevaleciente en el medio sufre cierta alteración, pudiendo comprometer la seguridad de la excavación.

Comportamiento esfuerzo-deformación

El comportamiento de los materiales, normalmente, se diferencia entre el comportamiento de deformación y resistencia. La deformación es un término genérico y cubre los tipos de diagramas de deformación y los esfuerzos asociados. Con respecto al comportamiento del terreno, la velocidad de deformación es muy importante porque determina si el terreno se comporta de forma dúctil o frágil. Bajo la condición de la velocidad, hay que saber si el material se comporta elásticamente o no. El módulo de Young (E) está relacionado con este aspecto, asegurando que el material considerado se comporta con total elasticidad. El comportamiento de la roca intacta se define por

la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida, es decir, cómo se va deformando y cómo varía su comportamiento durante la aplicación de la carga (relación σ - ϵ); cómo varía la resistencia del material para determinados niveles de deformación (González de Vallejo, 2004):

- El comportamiento antes de llegar a la rotura.
- La forma en que se produce la rotura.
- El comportamiento después de la rotura.

Tal relación viene dada durante la prueba de compresión simple, obteniendo la gráfica correspondiente. En las gráficas se puede definir qué comportamiento se ha adoptado, tomando en cuenta que las rocas presentan relaciones no lineales entre las cargas aplicadas y las deformaciones producidas a partir de un determinado nivel de esfuerzos, lo que permite obtener diferentes modelos de curvas σ - ϵ para los distintos tipos de rocas que se tengan (González de Vallejo et al., 2004).

Entonces, si durante la prueba, la roca supera la resistencia pico, es decir, si la deformación aumenta más allá de la deformación pico, la roca puede presentar un comportamiento:

- Frágil: la resistencia disminuye drásticamente hasta, inclusive, alcanzar un valor próximo a cero sin ninguna o muy poca deformación plástica; comportamiento típico en rocas duras con alta resistencia.
- Dúctil: la deformación continúa aumentando sin que se pierda la resistencia (deformación dúctil), es decir la resistencia se mantiene constante después de grandes deformaciones; típico de materiales blandos. En este comportamiento, la resistencia pico y la residual son iguales.

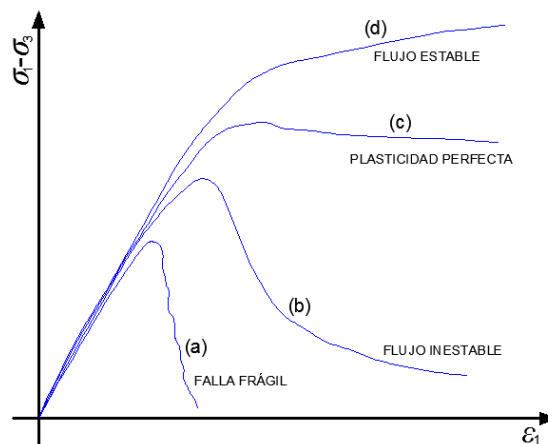


Figura 3.1. Esquema de los distintos tipos de comportamiento esfuerzo-deformación.

Criterio de resistencia de la roca intacta

Cuando se aplica carga a la muestra de roca, se producen deformaciones y rotura, dependiendo de la resistencia de la roca y otras condiciones extrínsecas del propio material. La resistencia se puede entender como el esfuerzo que la roca puede soportar para ciertas condiciones de deformación y ésta depende de los parámetros de resistencia (c y ϕ), y de aspectos externos, magnitud de esfuerzos que se ejercen, ciclos de carga y descarga o presencia de agua.

Los criterios de rotura o resistencia de la roca se definen a partir de criterios empíricos, entre los criterios que se aplican para determinar la resistencia de las muestras de roca intacta, son los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb (Anexo A), ya que son los más utilizados en este tipo de análisis.

Para aplicar los criterios de resistencia, una de las sugerencias y estudio desarrollado por los proyectistas citados, es realizar análisis estadístico y probabilístico de los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, en este caso de la resistencia a la compresión simple, tensión brasileña y triaxial. Inicialmente, se define la serie de muestras representativas de cada unidad y a las que es posible realizar el análisis. Se trata de muestras de roca sanas, pudiéndose clasificar considerando sus características geológicas. Posteriormente si es necesario, se reclasifican y se aplican los criterios de rotura para determinar la resistencia de la roca intacta. Se obtienen las envolventes de rotura de acuerdo con los esfuerzos principales mayor y menor según el criterio Hoek-Brown, y en términos de esfuerzos tangenciales y normales la envolvente Mohr-Coulomb, respectivamente. Con el análisis se pretende acotar de forma precisa los parámetros mecánicos.

Clasificación roca intacta

Con respecto a la clasificación de la roca intacta, se consideran los parámetros de resistencia y deformabilidad. Para llevar a cabo la clasificación, se pueden emplear los criterios establecidos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas ISRM (1978), Figura 3.2 y la clasificación establecida por Deere y Miller (1966), Figura 3.3.

Clase (a)	Calificación de la roca según su resistencia	Resistencia uniaxial (MPa)	Indice de carga puntual (MPa)	Estimación en terreno de la resistencia	Ejemplos
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10	Golpes de martillo geológico sólo causan descostramientos superficiales en la roca.	Basalto fresco, chert, diabasa, gneiss, granito, cuarcita.
R5	Muy Resistente	100 – 250	4 – 10	Un trozo de roca requiere varios golpes de martillo geológico para fracturarse.	Anfibolita, arenisca, basalto, gabro, gneiss, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4	Un trozo de roca requiere más de un golpe con el martillo geológico para fracturarse.	Caliza, mármol, filitas, arenisca, esquistos, pizarras.
R3	Moderadamente Resistente	25 – 50	1 – 2	Un trozo de roca puede fracturarse con un único golpe del martillo geológico, pero no es posible descostrar la roca con un cortaplumas.	Arcillolita, carbón, concreto, esquistos, pizarras, limolitas.
R2	Débil	5 – 25	(b)	Un golpe con la punta del martillo geológico deja una indentación superficial. La roca puede ser descostrada con una cortaplumas pero con dificultad.	Creta, sal mineral, potasio.
R1	Muy Débil	1 – 5		La roca se disgrega al ser golpeada con la punta del martillo geológico. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas.	Roca muy alterada o muy meteorizada.
R0	Extremadamente Débil	0,25 – 1		La roca puede ser indentada con la uña del pulgar.	Salbanda arcillosa dura.

(a) Clases según Brown [2].

(b) Para rocas con una resistencia en compresión uniaxial menor que 25 MPa los resultados del ensayo de carga puntual son poco confiables.

Figura 3.2 Clasificación ISRM.
Tomada de Rock mass properties, www.rocscience.com

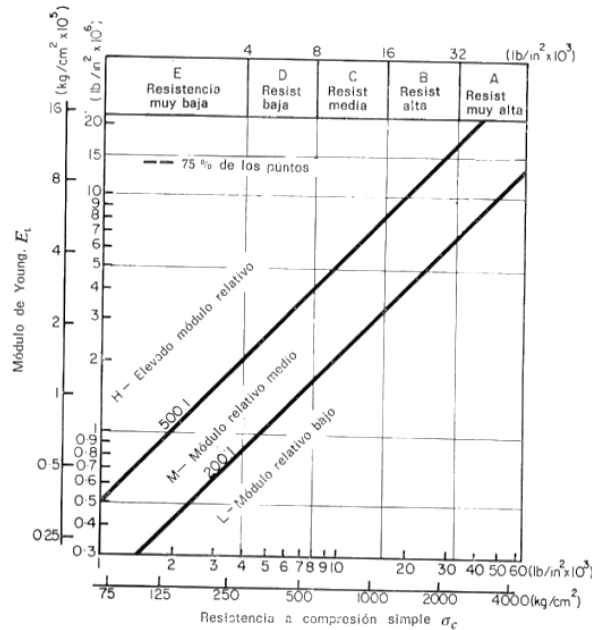


Figura 3.3. Clasificación de Deere y Miller (1966).

En el primer caso, se tienen en cuenta la resistencia a la compresión simple, el índice de carga puntual, o en su caso, algunas características y condiciones físicas. Mientras que en el segundo, considera la resistencia última a la compresión simple y el módulo de deformabilidad E_{50} tangente al 50% de la resistencia. Dichos valores, se obtienen de las pruebas de laboratorio hechas a las probetas de roca intacta seleccionadas.

Para la clasificación se obtiene el promedio de la resistencia a compresión simple de las probetas seleccionadas de las unidades litológicas previamente definidas y el promedio del módulo de elasticidad tangente al 50% de la resistencia última, también determinado para cada unidad.

Las unidades geotécnicas se definen a partir del estudio geológico-geofísico, de las características estructurales del macizo y del área de influencia que tendrá la excavación. Las unidades se definen previamente durante la integración geológica-geotécnica del proyecto en estudio.

Parámetros de deformabilidad del macizo rocoso

Con relación al macizo rocoso, además de los parámetros de resistencia (c_m , ϕ_m), se deben determinar sus parámetros de deformabilidad (E_m , ν_m), ya que el macizo rocoso será el medio donde se emplazará el túnel y por lo tanto se relaciona con el diseño y construcción del revestimiento.

Cuando se pretende modelar con un grado de aproximación adecuada el comportamiento de un macizo rocoso, es necesario determinar dichos parámetros, además de los elásticos, también los de resistencia. Así, todos los modelos analíticos y numéricos de estimación del comportamiento mecánico de los materiales, necesitan dos componentes elásticas: el Módulo de Elasticidad (E_m) y el Coeficiente de Poisson (ν_m) del macizo rocoso analizado (Ramírez et al., 2004).

Para estimar el módulo de Young o módulo de elasticidad del macizo, se suelen emplear correlaciones empíricas que parten de las clasificaciones geomecánicas clásicas. Entre las más utilizadas se tienen las clasificaciones geomecánicas *RMR* de Bieniawski y el índice *Q* de Barton (Anexo B). Ambas clasificaciones se basan en los datos de recuperación de núcleos, número de

familias de discontinuidades, rugosidad y estado general de las juntas, presencia de agua; la resistencia de la roca intacta, la orientación de las discontinuidades respecto de la excavación y el tipo de obra que se trate. Todos estos datos se registran durante los recorridos del sitio en estudio y de los trabajos de campo, siendo fundamentales para la caracterización del macizo rocoso.

Previa caracterización, se deben definir las unidades geotécnicas representativas del proyecto; las cuales se definen a partir de las unidades geológicas determinadas previamente y de las características estructurales del macizo, así como del área de influencia de la excavación.

Es importante mencionar que la caracterización es de tipo preliminar, a partir de las condiciones superficiales estructurales que presente el macizo y de los sondeos que se hayan realizado y hasta donde éstos lo permitan, por lo que durante la excavación es preciso llevar a cabo el levantamiento de los datos correspondientes, corroborarlos con los iniciales, de ser el caso redefinirlos y ajustar los modelos de cálculo.

Con respecto a las cargas que se deben considerar y determinar para el análisis y dimensionamiento del revestimiento, los criterios de Bieniawski (1989) y Barton (1974), son empleados para determinar las llamadas cargas de aflojamiento que se pudieran presentar sobre la clave del túnel (Anexo B), que son tomadas en cuenta durante el análisis estructural y diseño del revestimiento.

Los parámetros de defomabilidad del macizo rocoso necesarios para los análisis, son:

- a) Módulo de elasticidad, E_m

La deformación del macizo rocoso viene dada por la relación entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones producidas, queda definida por su módulo de deformación, que relaciona el esfuerzo con la deformación correspondiente. Como se mencionó, a partir de las clasificaciones geomecánicas es posible determinar el módulo de elasticidad del macizo rocoso, sin embargo, se han realizado algunos estudios y análisis para definir el módulo, considerando varias correlaciones empíricas.

El desarrollo de este estudio (Sánchez, 2013), se basa en información existente y en correlaciones propuestas por varios autores, como: Hoek (2002), Barton (2002), Gokceoglu (2003), Hoek (2004), Hoek y Brown (1997), etc.

Las conclusiones arrojadas del estudio y análisis de todas estas correlaciones, permitieron definir una serie de ecuaciones y una gráfica donde se toman en cuenta: módulos de elasticidad para rangos de calidad del macizo (Q y RMR) y distintos valores de resistencia a la compresión simple de la roca intacta. Es a partir de este criterio que en varios proyectos de túneles carreteros en México se han podido determinar los valores del módulo de elasticidad del macizo, que caracterizan cada unidad geotécnica definida a partir de las clasificaciones (Q y RMR).

- b) Coeficiente de Poisson del macizo rocoso, ν_m

La influencia del coeficiente de Poisson del macizo rocoso sobre los resultados de simulaciones, generalmente es bastante pequeña, al mismo tiempo que lo es su variabilidad natural (0.15-0.45), por lo que no se suele prestar demasiada atención a su estimación (Ramírez et al., 2004). Sin embargo, se puede considerar un valor de este coeficiente de forma estimada mediante las tablas generadas por Hoek-Brown (1988) para macizos rocosos (Anexo A). En ocasiones en macizos de

buena calidad se admite el mismo obtenido en la roca intacta, tal cual se obtiene de los ensayos de laboratorio ($v_m=v$), (López, 1999).

Para el macizo rocoso es común tomar el valor del coeficiente de Poisson determinado para la roca intacta, según la literatura las rocas siempre presentan valores inferiores a 0.5, que corresponde a materiales elásticos ideales, entre 0.15 y 0.33. En la mayoría de las rocas el coeficiente de Poisson varía entre 0.25 y 0.33 (González de Vallejo et al., 2004).

Por lo tanto, este parámetro deberá ser ajustado a un valor dado, bien por experiencias con casos similares o sujeto a un análisis de sensibilidad. Aunque, en la actualidad se admite la hipótesis de que el coeficiente de Poisson del macizo rocoso es el mismo que el de la roca intacta, como ya se ha mencionado.

Criterio de rotura del macizo rocoso

La resistencia del macizo rocoso está en función de la resistencia de la roca intacta y de las discontinuidades, de las condiciones de esfuerzos que se tengan en el medio y de las condiciones hidrogeológicas que existan en el sitio.

Según el grado de fracturación del macizo rocoso, su comportamiento y propiedades resistentes, quedará definido por, (González de Vallejo et al., 2004):

- La resistencia de la roca intacta (isótropa o anisótropa).
- La resistencia al corte de una familia de discontinuidades.
- La resistencia al corte de 2 o 3 familias de discontinuidades (siempre que sean representativas en el macizo).
- La resistencia global de un sistema de bloques rocosos con comportamiento isótropo.

La determinación de la resistencia (c_i y ϕ_i) de la roca intacta y de las discontinuidades, se determinan a través de ensayos de laboratorio o in situ. Mientras que, la resistencia del macizo rocoso se determina mediante métodos empíricos, casi siempre como una predefinición de los parámetros.

Los criterios de rotura o resistencia constituyen la base de los métodos empíricos, permitiendo evaluar la resistencia de los macizos rocosos a partir de los esfuerzos actuantes y de las propiedades del material rocoso, proporcionando:

- La respuesta de la roca intacta ante diversas condiciones de esfuerzo
- La predicción de la influencia de las discontinuidades en el comportamiento del macizo
- La predicción del comportamiento global de un macizo rocoso.

Entre los más extendidos en la mecánica de rocas se encuentran los criterios: Hoek-Brown y el de Mohr-Coulomb (Anexo A).

a) Criterio Hoek-Brown (2002)

Este criterio requiere determinar algunos parámetros que dependen de la calidad del macizo rocoso (RMR_{89}), así como valores de resistencia de la roca σ_c^i y el factor D (grado de alteración al cual el macizo rocoso ha sido sometido).

Los valores de la resistencia de la roca intacta es posible acotarlos a partir de análisis estadísticos, ya que esto permite tener una mejor definición de los resultados obtenidos en laboratorio.

Entre los parámetros a determinar se encuentra *Geological Strength Index* por sus siglas en inglés *GSI*, mismo que depende del *RMR* (1989) y éste, a su vez depende del *RQD*. De igual manera que la resistencia de la roca intacta, se realiza un análisis estadístico a la serie de valores obtenidos de los sondeos y de campo sobre las discontinuidades, con la finalidad de determinar los rangos de variación de calidad del macizo rocoso. A partir del valor del *RMR* se obtiene el *GSI*, valores máximos y mínimos, mediante la expresión: $GSI = RMR - 5$

Así, es posible obtener los parámetros del criterio de resistencia de Hoek -Brown para el macizo rocoso para cada unidad geotécnica definida.

b) Criterio Mohr-Coulomb

En este caso, también se consideran las unidades geotécnicas definidas. A partir de los parámetros del criterio de rotura de Hoek y Brown es posible estimar los posibles valores de la cohesión y el ángulo de fricción interna del criterio de rotura de Mohr-Coulomb para distintos niveles de presión de confinamiento, de acuerdo con varias correlaciones propuestas por Hoek (Sánchez, 2013).

Mediante este criterio se pueden obtener los parámetros de resistencia para los modelos de análisis. El criterio Mohr-Coulomb es uno de los más empleados en el diseño y construcción de túneles en roca y se relaciona con el análisis y diseño del revestimiento.

A partir de estos criterios, es posible establecer los parámetros de análisis del macizo rocoso definitivos en cada unidad geotécnica que serán empleados para cálculo. Los parámetros pueden ser considerados, en algunos casos, tomando en cuenta su rango de variación definido en los análisis estadísticos y poder hacer distintos análisis para variables valores, los datos que se requieren para los análisis son: clasificaciones geomecánicas (*RMR*, *GSI*, *Q*), peso volumétrico seco γ_s (KN/m^3), peso volumétrico húmedo γ_w (KN/m^3), módulo de elasticidad E_m (MPa), coeficiente de Poisson ν_m , criterio de resistencia Mohr-Coulomb y Hoek-Brown.

Una vez obtenidos dichos parámetros, es posible definir el modelo geomecánico correspondiente con las secciones más críticas representativas del proyecto. La determinación del modelo geomecánico considera además de los parámetros en mención, la geometría exacta de la sección de excavación, las dimensiones de las distintas fases y etapas de avance (previamente propuestas y que no se considera su explicación en el presente trabajo), la interacción del terreno con sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento, las condiciones geológicas-estructurales y mecánicas de los materiales; y en los casos en los que se considera, se modela de manera muy aproximada la topografía de las secciones de análisis.

Con todo esto, es posible determinar los sistemas de sostenimiento y soporte, proponer las fases y procedimiento de excavación en función de la interacción terreno-estructura y del tipo de análisis que se adopte. Es fundamental disponer de todos los datos y variables que se pudieran presentar y así definir las fases de excavación y de los tiempos de colocación de acuerdo al tipo de elemento que se trate. El objetivo es estabilizar la excavación e identificar cómo se comportaría previa colocación del revestimiento (de ser el caso). La idealización de estos trabajos, hoy en día es posible realizarla con apoyo de programas 3D, lo que permite tener una mejor aproximación a las condiciones estimadas.

Dicho análisis permite idealizar el comportamiento del túnel en estudio, relacionando las distintas variables características del terreno con las estructuras de estabilización. A su vez, iniciada la excavación, permite evaluar y ajustar los parámetros del terreno, lo que lleva a tener segura, en la mayoría de los casos, la obra y la optimización de los recursos dispuestos.

3.2. Condiciones de carga y frontera para el análisis del revestimiento.

Con respecto a las condiciones de carga, pueden estar en función de ciertos fenómenos que posiblemente se presenten en la zona donde se construirá el túnel, como ya se ha anticipado, fenómenos como presiones de montaña, desprendimiento de bloques o cuñas potencialmente inestables o bien, cargas por aflojamiento de terreno. En tales casos, la presencia y disposición de las discontinuidades, fracturas o fallas que pueda provocar cualquiera de estos fenómenos, deben ser consideradas en las condiciones del diseño.

Las hipótesis que se asumen en el análisis del revestimiento considera la interacción *terreno-estructura*, es decir, el revestimiento está en contacto con la roca, y su comportamiento resistente dependerá de las solicitaciones de carga y reacciones del terreno, dichas solicitaciones a su vez dependerán de las condiciones de la roca y de las características de la excavación, mientras que la interacción será de acuerdo al tipo de contacto que se presente entre la roca y la estructura. Las hipótesis se basan en el comportamiento mecánico de las rocas, tomando en cuenta la presencia de discontinuidades, los esfuerzos in situ, la profundidad o cobertura del túnel; la obtención de parámetros de la roca intacta, y a su vez, la extrapolación hacia el macizo rocoso. Es necesario también, definir los parámetros mecánicos de la estructura que conformará el revestimiento.

a) Presiones de aflojamiento:

Este fenómeno se presenta en condiciones de roca poco deformable y túneles no muy profundos, en este caso es de esperar la formación de bloques de roca potencialmente inestables, debido a la presencia de fracturas, juntas o fallas, que por la excavación pudieran debilitarse al alterar sus condiciones, ocasionando el aflojamiento y caída de material sobre la clave del túnel.

En el caso de rocas de media a buena calidad y túneles a poca profundidad, la redistribución de esfuerzos se presenta en tiempos cortos, permitiendo que la estabilidad de la excavación se mantenga con el sostenimiento y que la colocación del revestimiento sea por cuestiones de estética más que por necesidad estructural de soporte. No obstante, si el tiempo en que la excavación se mantiene sin soporte es prolongado, debido a la descompresión que sufre el macizo o por filtraciones de agua, en caso de presentarse, se podrían formar zonas de aflojamiento que pudieran gravitar sobre el soporte.

Para fines de estimación de cargas de roca sobre los sistemas de soporte, se utilizan clasificaciones geomecánicas. De todas las correlaciones, se considera que las que tienen un fundamento teórico más actualizado son las de Barton y Bieniawski, además de que son las más utilizadas para este tipo de análisis (Anexo B).

Las recomendaciones que derivan de las clasificaciones geomecánicas se sugiere sean consideradas como prediseño. De esta manera, durante la construcción del túnel, debe realizarse un seguimiento del comportamiento de la excavación, tomando los datos suficientes para la clasificación nuevamente de la roca e identificar posibles zonas de aflojamiento que se pudieran formar y que no hayan sido consideradas, así poder realizar los ajustes suficientes al diseño de los elementos de sostenimiento y soporte.

Considerar las cargas por aflojamiento en el diseño de un revestimiento, parte de la determinación de dichas cargas y del concepto interacción terreno-estructura, de acuerdo con distintos proyectos en materia de túneles carreteros, se establecen las siguientes condiciones de frontera que se deben tener en cuenta en los análisis de la estructura de revestimiento.

- Se supone interacción entre la estructura de soporte y el terreno, en el caso de concreto, se tiene en cuenta tanto en el sentido radial como en el tangencial.
- Se considera que la masa de roca se encontrará en un estado de completo equilibrio estable antes de ser colocada la estructura de revestimiento.
- Sobre la estructura sólo actuará la llamada carga de aflojamiento o el peso de alguna cuña o bloque inestable.
- La carga de aflojamiento actuará sólo en la zona de la clave, mientras que la cuña actuará conforme esté definida por la geología estructural.
- La roca circundante restringirá las deformaciones de la estructura, generando presiones pasivas contra el revestimiento.
- Se aplica la condición de no-tensión entre la masa de roca y el revestimiento. Es decir, que en la intercara solamente actuarán esfuerzos normales de compresión y esfuerzos de fricción.

b) *Deslizamiento de cuñas o bloque potencialmente inestables*

Este fenómeno se presenta cuando el terreno (macizo rocoso), se encuentra gobernado por la presencia de rocas fracturadas, estratificadas, donde se manifieste con gran importancia la disposición de familias de discontinuidades, permitiendo la formación de cuñas potencialmente inestables que pudieran gravitar sobre el túnel.

Es por lo tanto la relevancia sobre la identificación, condición y orientación de las discontinuidades (juntas, fracturas, fallas, etc.) durante los estudios de campo y la campaña de exploración. Se deben definir los mecanismos potenciales de inestabilidad del macizo, basados en la cartografía estructural (estudios geológicos) del sitio, tomando en cuenta aspectos como: el levantamiento de discontinuidades estructurales, la correlación con la condición regional y el análisis de microestructuras para la estimación del estado de esfuerzos, a su vez, de cada plano de discontinuidades que se identifique, se requiere obtener parámetros⁷, como: tipo de plan, orientación (dirección de buzamiento y buzamiento), espaciado, continuidad (según rumbo y buzamiento), rugosidad (JRC), resistencia a compresión simple de los planos de discontinuidad (JCS), relleno, presencia de agua.

Una vez identificadas las principales familias de discontinuidades con sus respectivos datos, como primera etapa para el análisis de cuñas, es definir su formación y tamaño. Mediante estereogramas es posible identificarlas y estimar su disposición en una determinada excavación (túnel). Con respecto a su tamaño y dimensiones, es prácticamente imposible conocerlo exactamente, sin embargo se cuenta con el apoyo de métodos gráficos (estereográficos, geometría descriptiva, Goodman), analíticos (Goodman Shi-Key block) y numéricos (Dips-Rocsciencie, Udwedge-Kvslope-Keyblock, Swedge-Rocsciencie, Rock plane-Rocsciencie), (Gutiérrez, 2010).

Cabe señalar, la definición del tamaño de cuña es de manera preliminar, ya que los datos que se consideran son tomados en superficie durante los estudios geológicos y a partir de los sondeos

⁷ Celada T. B., y Galera F. J. *Investigación y caracterización geológica-geotécnica para el proyecto de túneles*. Ingeopres. Barcelona, España.

realizados, por lo que una vez iniciada la excavación es necesario realizar el levantamiento de los datos en el frente de excavación, mapearlos y redefinir el tamaños de las cuñas previamente estimadas.

Posteriormente, las cuñas se analizan por separado bajo condiciones mecánicas del terreno distintas, de acuerdo con el rango de condiciones geotécnicas estimado, igualmente variando las características de las estructuras, de tal manera que se tenga un rango de condiciones distintas para cada tipo de estructura propuesta.

Se puede decir que el deslizamiento de cuñas está relacionado con ciertas condiciones naturales, que dan lugar a la pérdida de resistencia del macizo y, por lo tanto, a problemas de inestabilidad, las cuales se manifiestan considerablemente durante la construcción de un túnel. Las condiciones naturales de inestabilidad en excavaciones de túneles en roca, son: la orientación desfavorable de discontinuidades, orientación desfavorable de los esfuerzos con respecto al eje del túnel y el flujo de agua hacia el interior de la excavación a favor de fracturas, acuíferos o rocas carstificadas (González de Vallejo et al., 2004).

Un aspecto importante es que en el caso de obras subterráneas como la construcción de túneles, el tamaño de las cuñas se da por la orientación de las discontinuidades en combinación con la geometría y la orientación de la excavación. Para condiciones de aflojamiento o cuñas, es más importante determinar las condiciones de deformabilidad (E y ν) que las de resistencia, debido a que este fenómeno depende del comportamiento deformacional ocasionado por la excavación. Las condiciones de estabilidad del túnel estarán determinadas por la respuesta del macizo rocoso ante las acciones naturales, así como ante las inducidas. Las medidas necesarias de soporte, estabilización y reforzamiento del terreno, son función de la combinación de acciones que resulte más desfavorable para la estabilidad.

Ahora bien, con respecto a la concepción de un revestimiento de concreto simple o reforzado en un túnel carretero, se considera esta hipótesis como parte de su análisis y diseño. La hipótesis parte de que, después de haber colocado el sostenimiento, no tenga la capacidad suficiente para soportar las cargas provocadas por la cuña que se haya formado durante la construcción del túnel. A partir de esto, se supone el revestimiento tomará la carga total de la cuña que se desliza, es decir, el revestimiento estará en contacto directo con el terreno; se asume que el sistema de soporte y sostenimiento de tipo temporal previamente colocado falla, siendo una condición prácticamente imposible de suceder.

De lo anterior, saber exactamente en dónde y qué dimensiones tendrán las cuñas a lo largo del trazo del túnel es imposible, en consecuencia, se sugiere realiza un análisis estadístico que permita determinar cuñas-tipo y evaluar el posible sostenimiento a emplear, posteriormente realizar el análisis de cálculo estructural del revestimiento para distintos tamaños de cuñas y diferentes sistemas de soporte. Este análisis, permite definir preliminarmente el espesor del revestimiento bajo distintas condiciones del terreno y tipos de revestimiento (simple o reforzado), o en su caso, saber si el sostenimiento será suficiente para estabilizar la excavación a corto y largo plazo, y por lo tanto, la conveniencia de colocar otro tipo de revestimiento como paneles prefabricados.

Con respecto al efecto de deslizamiento de cuñas, que ha sido considerado en el diseño de revestimiento en distintos túneles construidos en México y que a la fecha han dado buenos resultado, Consultec ha realizado distintos estudios en relación con el deslizamiento de cuñas,

llegando a la conclusión sobre la relevancia y el comportamiento que suelen tener las cuñas en la clave del túnel, que es fundamental considerar y que a la letra dice:

...las cuñas tienen la característica adicional de que no necesariamente gravitan ortogonalmente al eje de las estructuras, sino que pueden tener trayectorias de deslizamiento tales que produzcan cargas excéntricas, teniendo la capacidad de comprometer la resistencia de la estructura en direcciones no contempladas en los diseños tradicionales. En consecuencia, estos mismos sugieren y es de esperar, además de la adecuada colocación de los elementos de soporte como los marcos metálicos, éstos sean arriostrados (a compresión y tensión), ya que esto permitirá que la estructura trabaje tridimensionalmente con una capacidad portante mayor en el sentido longitudinal del túnel. Asimismo, han concluido que la posición más desfavorable de una cuña presionando sobre la estructura de soporte no es precisamente en la clave, sino unos grados más hacia el costado y orientada ligeramente hacia atrás o hacia adelante en la dirección de excavación como se observa en la Figura 3.4. La cuña inclinada concentra mucho más las cargas en el vértice formado por el (o los) planos de deslizamiento y el borde de la excavación. Además, una carga proveniente del costado produce cambios más fuertes de momento y cortante sobre la estructura.



Figura 3.4. Geometría de la cuña máxima para análisis. Tomada de Proyecto Túnel Acapulco (Consultec).

El análisis se basa en la geología estructural obtenida durante los estudios previos, las correlaciones empíricas y la experiencia de los técnicos responsables, geólogos y geotécnicos involucrados. Los datos analizados son tomados en superficie, de manera estimativa, la verificación del comportamiento del terreno solo se dará hasta el proceso de excavación...[...].

Con base en lo anterior se establecen las siguientes condiciones de frontera.

- Se considera la interacción entre la estructura y la masa de roca, tanto en el sentido radial, como en el tangencial a través de juntas en los elementos *liner*.
- La masa de roca y el soporte se encontrarán y en un estado de completo equilibrio estable antes de ser activadas las cargas por cuña.

- Se considera un soporte elástico (o elastoplástico, en el caso de los marcos), totalmente embebido en un medio elástico continuo (macizo rocoso), salvo en la cara de contacto entre la cuña y la estructura.
- Se supone que el desprendimiento de la cuña rompe el concreto lanzado y esto se logra a través de elementos junta en la capa que simula este material.
- La roca circundante restringirá las deformaciones de la estructura, generando presiones pasivas contra el soporte.
- La cuña, a su vez, está envuelta en elementos junta con sus respectivas propiedades de rigidez y resistencia. En el caso de las propiedades de resistencia, éstas se suponen residuales de tal forma que la cuña se desprenda y deslice.
- Se aplica la condición de no-tensión entre la masa de roca y el revestimiento. Es decir que en la intercara solamente actuarán esfuerzos normales de compresión y esfuerzos de fricción.

Estas hipótesis son empleadas en el análisis y diseño de revestimiento, cuando se trata de concreto simple, concreto reforzado y concreto lanzado. Casos en los que se considera revestimiento de dovelas, son otros factores los que se estudian y se toman en cuenta para su análisis y diseño. Cuando se selecciona un revestimiento no estructural, suele no realizarse este tipo de análisis, siendo que la excavación ha sido prácticamente estabilizada con los elementos de sostenimiento y soporte de tipo temporal.

3.3. Análisis estructural del revestimiento.

En el análisis se establece que la interacción de la estructura con el terreno, puede ser considerada conforme se presenta en la realidad (Figura 3.5), ya sea que exista contacto directo del revestimiento con los sistemas de sostenimiento y soporte de tipo temporal (concreto lanzado+marcos metálicos) o que exista contacto entre el revestimiento y el sistema de impermeabilización (geomembrana+geotextil).

En el primer caso, la estructura tendrá una interacción tangencial total con el medio (macizo rocoso) y en el segundo, la fricción se verá notablemente disminuida, produciendo una respuesta estructural distinta, en este caso solo se presentan esfuerzos normales entre las caras de los elementos.

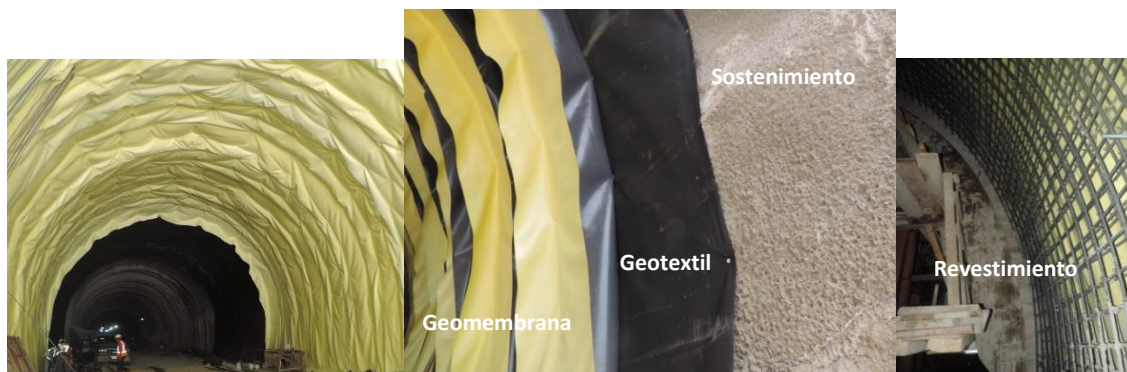


Figura 3.5. Sostenimiento, sistema de impermeabilización y revestimiento.

El objetivo del análisis estructural de un revestimiento de concreto (simple o reforzado) en todos los casos, es que permita verificar su resistencia, su capacidad de carga ante distintas situaciones que pudieran presentarse en relación con la calidad del macizo rocoso, ya sea por su deformabilidad,

como por el volumen de material aflojado que gravitaría sobre el túnel o por el peso de una cuña en la clave.

a) Cargas por aflojamiento

Ante el fenómeno de cargas por aflojamiento, es importante mencionar que antes de que lleguen a generarse las cargas de diseño, tendrían que fallar los elementos de sostenimiento y de soporte de tipo temporal, lo que teóricamente no debería suceder, ya que al momento de ser colocado el revestimiento, la excavación se encuentra en total estabilidad y los elementos del sostenimiento pueden estar en condiciones todavía de continuar recibiendo buena parte de las posibles cargas a largo plazo.

El análisis estructural del revestimiento entonces, se puede realizar considerando la interacción del terreno con una sección simple (revestimiento) o compuesta (revestimiento + sistema de impermeabilización + revestimiento). De acuerdo con las siguientes hipótesis:

1. Interacción terreno - revestimiento.
2. Interacción terreno - sostenimiento (concreto lanzado)-revestimiento.
3. Interacción terreno - sostenimiento (concreto lanzado + marcos metálicos) - revestimiento.

Para el análisis es preciso determinar las cargas de roca que pudiera gravitar sobre el túnel y estimar el módulo de elasticidad del macizo rocoso.

El revestimiento al considerarse como una estructura continua tridimensional, conviene realizar el análisis en programas de análisis numérico 3D, ya que permiten representar estructuras delgadas en interacción con el terreno con características como rigidez a flexión y rigidez en dirección normal.

En el análisis de interacción, a los elementos que se emplean para la modelización, se les asigna propiedades de rigidez y de resistencia como porcentaje de las del macizo rocoso, es decir, del 100% significa que existe un contacto total entre el terreno y la estructura, pero con el sistema de impermeabilización, colocado después de los sistemas de sostenimiento y antes del revestimiento, significa que no habrá contacto ni entre el revestimiento y la roca, ni entre el revestimiento y el sostenimiento, reduciendo la interacción tangencial entre los elementos, debido a que la fricción quedará en función de las irregularidades del contorno excavado y no por contacto entre las caras de los elementos.

Al respecto, se ha supuesto que la interacción tangencial se encuentra entre el 10% y el 30% de la rigidez tangencial de la roca, y no del 100% si el revestimiento se colocara directamente sobre la misma. Por lo tanto, cuando se trata de secciones compuestas en interacción con el terreno, en cada serie de análisis de sensibilidad para módulo de elasticidad del macizo contra la carga sobre la clave, se pueden considerar dichos porcentajes.

De este análisis, se puede entender entonces que al considerar una sección compuesta, se tienen dos estructuras independientes que aportan resistencia al sistema, pero que, por las condiciones descritas, no necesariamente interactuarán una con la otra.

La sección compuesta viene siendo conformada por el sostenimiento y soporte: concreto lanzado, después la colocación de marcos metálicos y finalmente concreto lanzado. El concreto lanzado debe rellenar completamente la superficie hasta el paño del patín del marco, de manera tal que, exista una superficie uniforme para la colocación del sistema de impermeabilización y el posterior

revestimiento. En este caso, el perfil metálico toma los esfuerzos a tensión como si se tratara de un sistema estructural de concreto reforzado.

En una sección compuesta, de acuerdo a lo expuesto por Water Science and Engineering (2009), basado en el método de curva característica de la estructura de soporte, mediante la cual se muestra la capacidad de trabajo de estructuras de soporte como concreto hidráulico, concreto lanzado, anclas, etc. Se basa en la relación lineal entre la presión de soporte y desplazamiento radial, y se aplica a una sección de soporte para una unidad de longitud a lo largo del eje del túnel. Entonces, cuando se trata de estructuras compuestas (soporte + revestimiento), ambos elementos, se asume que son instalados al mismo tiempo, y la rigidez equivalente de la sección compuesta queda definida por la suma de la rigidez de cada uno de los componentes de la estructura, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K_s = K_{s1} + K_{s2} \quad [3.1]$$

Dónde:

K_{s1} Es la rigidez de la primera estructura (soporte/sostenimiento).

K_{s2} Es la rigidez de la segunda estructura (revestimiento).

En la Figura 3.6 se muestra el esquema de la sección resistente y la distribución de esfuerzos, deformaciones y fuerzas para diseño por flexocompresión en estado último de resistencia, que es la forma de analizar el revestimiento en sección compuesta.

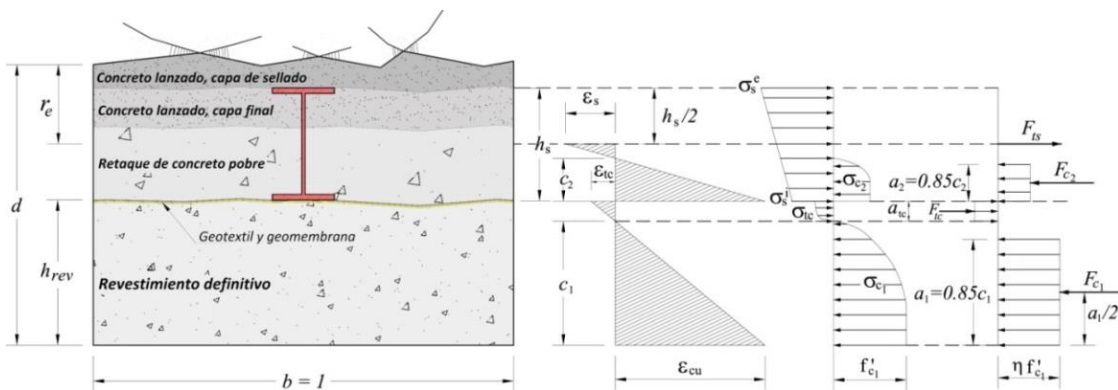


Figura 3.6. Sección resistente y distribución de esfuerzos, deformaciones y fuerzas en el estado último de resistencia, (Consultec).

De la sección se tiene como d =espesor total de la sección, el perfil de acero con un recubrimiento en el intradós r_i y en el extradós r_e , h_{rev} =espesor revestimiento.

De lo anterior se desprenden algunas consideraciones para analizar una sección compuesta, según referencia (Figura 3.7):

- Se deben precisar las características y condiciones de una única estructura equivalente.
- La estructura al depender de dos partes, cada una tiene un comportamiento en función de su material, rigidez y capacidad de carga ante las solicitaciones del terreno que las confina.
- El sistema de impermeabilización induce cierto cambio de comportamiento entre ambas estructuras, ya que como se explicó, evita la transmisión de las deformaciones (transversales), de momentos y esfuerzos de corte. La única fuerza que se produce bajo esta condición es la fuerza normal o axial entre las caras de las estructuras, por lo tanto, se

considera despreciable la resistencia de fricción en el contacto entre el concreto y el sistema de impermeabilización, resultando desfavorable ante el comportamiento estructural del revestimiento.

- La otra condición es que en la estructura del sostenimiento, el perfil estructural se comporta como si fuera el acero de refuerzo del concreto y por lo tanto toma los esfuerzos a tensión, su contribución a la resistencia a compresión se considera despreciable en comparación con la del concreto. Se supone que el recubrimiento del área de acero es igual a la capa de sellado, es decir, + 1/2 del peralte del perfil (r_c).
- Para fines de análisis es posible simular la estructura compuesta mediante elementos del programa en 3D con rigideces equivalentes; para fines de revisión estructural, los elementos mecánicos actuantes se repartirán en las dos estructuras de acuerdo a su relación de rigideces.
- Dado el tipo de solicitaciones a las que puede estar sujeto un revestimiento, se puede considerar la resistencia a tensión por flexión, o módulo de ruptura, que puede oscilar entre el 8 y el 10% de f'_{c28} .

Las rigideces se determinan en función de la geometría de la sección compuesta, que en este caso se asume una sección rectangular de espesor (d =variable) y ancho ($b=1$), Figura 3.7. La rigidez axial de una sección rectangular se define como la relación entre el módulo de elasticidad (E) y el área de la sección (A), es decir, $k=EA$. La rigidez a flexión se define como la relación entre el módulo de elasticidad (E) y el momento de inercia de la sección (I), entonces $k=EI$.

Tomando en cuenta las hipótesis establecidas, la rigidez para cada elemento de la sección compuesta queda definida por la suma de sus rigideces, tanto axiales como a flexión. La primera de concreto lanzado + el perfil metálico, y la segunda del revestimiento de concreto, de acuerdo con las siguientes expresiones:

Rigidez axial sostenimiento ($e_{cl}=A_{cl}; b=1.0$)	$EA_{sost}=E_{EST}A_{EST} + E_{cl}A_{cl}=E_sA_s + E_{cl}(e_{cl}-A_s)$
Rigidez axial revestimiento ($e_{REV}; b= 1.0$)	$EA_{REV}=E_{REV}A_{REV}=E_{REV}(e_{REV})$
Rigidez a flexión sostenimiento	$EI_{sost} = E_s I_s + E_{cl} I_{cl} = E_s I_s + E_{cl} \left(\frac{e_{cl}^3}{12} - I_s \right)$
Rigidez a flexión a revestimiento	$EI_{reve} = E_{reve} I_{reve} = E_{reve} \frac{e_{reve}^3}{12}$
Rigidez axial de la estructura compuesta: Σ de rigideces	$EA_{sc} = EA_{sost} + EA_{reve}$
Rigidez a flexión de la sección compuesta: Σ de rigideces	$EI_{sc} = EI_{sost} + EI_{reve}$
Relación de rigideces axiales	$N_{reve} = N_{act} \frac{EA_{reve}}{EA_{sc}}; N_{sost} = N_{act} \frac{EA_{sost}}{EA_{sc}}$
Relación de rigideces a flexión	$M_{reve} = M_{act} \frac{EI_{reve}}{EI_{sc}}; M_{sost} = M_{act} \frac{EI_{sost}}{EI_{sc}}$

Notas:

A la sección de concreto se le resta el área de acero del perfil ($e_{cl}=A_{cl}; b=1,0$):

N_{act} es la fuerza axial resultado del análisis estructural y N_{reve} , N_{sost} las partes proporcionales que tomará cada estructura.

M_{act} es el momento flexionante resultado del análisis estructural y M_{reve} , M_{sost} las partes proporcionales que tomará cada estructura.

Tabla 3.1. Relación de rigideces, (Consultec).

En la Figura 3.7 se muestra el esquema empleado en los análisis por presión de aflojamiento. Una vez obtenidos los elementos mecánicos mediante este análisis, se revisa estructuralmente el revestimiento propuesto. Dicha revisión se realizará mediante un diagrama de interacción (Anexo C).

En la revisión del revestimiento, se considera que las condiciones de la roca cambiarán a lo largo del eje del túnel, es por eso que se estiman rangos de las presiones sobre la clave y valores de elasticidad E_m de los elementos de terreno que confinan la estructura.

En lo que respecta a la estructura de revestimiento, las propiedades que definen la rigidez son: el módulo de Young, el módulo de Poisson, el área de la sección transversal y el momento de inercia.

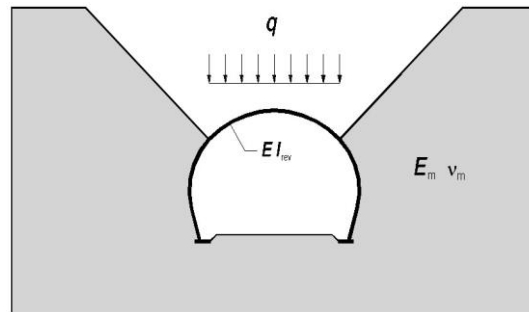


Figura 3.7. Análisis estructural por cargas de aflojamiento, (Consultec).

El objetivo del análisis, además de determinar los elementos mecánicos, es obtener las deformaciones en la estructura del revestimiento. Con esto, una vez determinados los elementos mecánicos, la parte fundamental del diseño del revestimiento puede reducirse a un problema de revisión estructural, para la misma geometría propuesta en el análisis estructural, empleando los conceptos fundamentales de la teoría del concreto armado y las recomendaciones para diseño de acuerdo con códigos de análisis estructurales (ACI-318, NTC-DF, etc.)

b) Deslizamiento de cuña.

Para el análisis por deslizamiento de cuñas o bloques inestables, se determinan distintos tamaños de cuña y se analizan por separado variando las condiciones mecánicas del terreno, en este caso, se suele establecer un rango de parámetros mecánicos representativos a lo largo del eje del túnel, conforme las características y condiciones del sitio (estudios geológicos-geotécnicos); igualmente se pueden variar las características de la estructura del revestimiento, así es posible tener un rango de valores para cada condición.

En síntesis, para el análisis numérico estructural, el modelo de cálculo se puede formular en un código de análisis de tres dimensiones (e.g. FLAC3D-4.0). Los datos necesarios requeridos para la modelización del revestimiento son la geometría del revestimiento de concreto con sus correspondientes rigideces y las propiedades de resistencia residuales del terreno. En el modelo se simula previamente a la colocación del revestimiento, una capa de concreto lanzado de aproximadamente 10 cm de espesor colocada sobre el contorno de la excavación. Se impone la condición de no fricción y no resistencia a tensión entre el revestimiento y el concreto lanzado, por la presencia del sistema de impermeabilización. Estas condiciones se basan en la hipótesis de que la cuña desliza y penetra el sostenimiento, quedando en contacto con el revestimiento y asumiendo que el revestimiento toma la carga total de la cuña.

En la Figura 3.8 se muestran un ejemplo de las geometrías de distintos tamaños de cuña que pueden ser definidas como condiciones extremas. De la figura, a) representa el área de contacto sobre la sección excavada (gris oscuro), el resto son tamaños de cuña (menor, media y mayor) de cada una, es posible determinar su volumen.

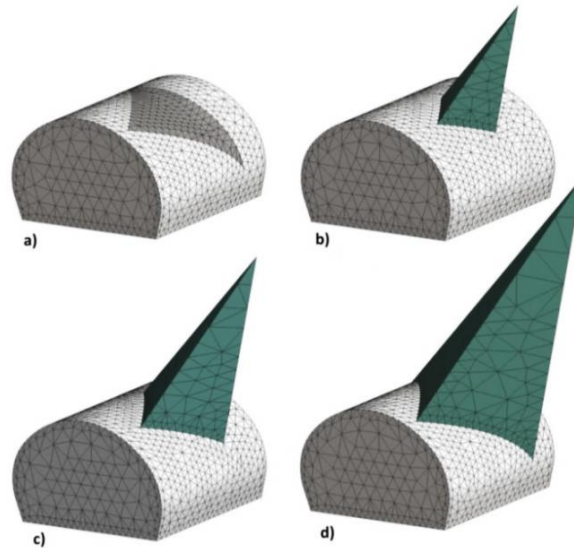


Figura 3.8. Esquema de distintos tamaños de cuña, (Consultec).

En el modelo, los elementos de la cuña están separados de los elementos del terreno mediante interfaces con propiedades de rigidez normal y tangencial, correspondientes a las del macizo rocoso pero con propiedades de resistencia al corte residuales ($c_r=0$, $\phi_r \neq 0$), ya que se simula el deslizamiento de la cuña, para que esto suceda, se impone el valor de la cohesión nula, y la resistencia a la fricción residual diferente de cero, en este caso porque después de su máximo (ϕ_{pico}), decrece y se mantiene constante aun para desplazamientos grandes.

Es una manera de simular el deslizamiento de una cuña, contemplando la condición crítica de falla, cuando la cuña se desprende después de colocado el revestimiento, por lo que cuando se revisa estructuralmente, es preciso que se desprecie la capacidad de carga que el concreto lanzado pudiera aportar y por lo tanto también se simula su rotura (Figura 3.9).

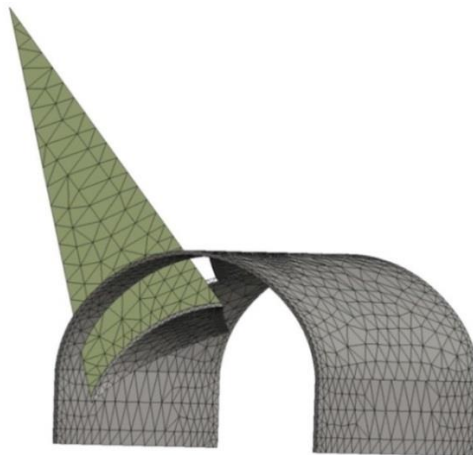


Figura 3.9. Penetración de la cuña a través de la capa de concreto lanzado, (Consultec).

En los análisis entonces, se introducen los valores de los módulos de elasticidad estimados del macizo rocoso, los cuales toman un rango de valores en función de las condiciones geotécnicas previamente definidas (estudio geológico-geotécnico) del proyecto en estudio.

Los resultados más importantes que arrojan estos análisis son los elementos mecánicos en la estructura (M, N, V), mismos que permiten realizar la revisión estructural mediante un diagrama de interacción. Las discontinuidades que forman la cuña se simulan, con ley de resistencia Mohr-Coulomb.

Las hipótesis de carga se pueden establecer de tal forma que, a partir de un valor de los parámetros de resistencia residual de las juntas que definen las cuñas (c , ϕ), se realicen corridas para los distintos tamaños posibles de cuña previamente estimados.

3.4. Diseño estructural del revestimiento

El diseño del revestimiento de concreto simple, reforzado o lanzado, como se mencionó, se reduce a un problema bidimensional con las siguientes combinaciones de acciones: Flexocompresión (clave y paredes) y Cortante (paredes y esquinas).

El concepto flexo-compresión consiste en verificar la resistencia del revestimiento de espesor variable ante el efecto combinado de la fuerza axial (compresión) y el momento flexionante. Para esto se utilizan los resultados del estudio de sensibilidad sobre la respuesta del revestimiento ante distintas combinaciones de carga, rigidez del terreno (previamente definidas), y el coeficiente de interacción tangencial de acuerdo con los porcentajes citados.

En el caso de cargas por aflojamiento, la revisión estructural es posible realizarla para revestimiento de concreto simple, reforzado o concreto lanzado (según sea el caso). En el revestimiento de concreto reforzado, en algunos casos suele resultar que el acero que más tarde se proponga, en algunos casos, cumplirá únicamente la función de refuerzo por temperatura.

La revisión del revestimiento se puede hacer bajo el concepto sección compuesta o sección simple interactuando directamente con el terreno, en ambos casos se considera la presencia del sistema de impermeabilización.

El objetivo de la revisión es verificar que las condiciones del revestimiento cumplan con las solicitaciones del terreno, mediante el diagrama de interacción, se permite visualizar de una manera gráfica que esto se cumpla, es por eso la importancia de definir previamente las condiciones geotécnicas a lo largo del trazo del túnel y las correspondientes a la estructura de revestimiento.

En el diagrama se presentan los elementos mecánicos que el revestimiento deberá resistir, obtenidos en el análisis numérico. Mientras que, la sección de revestimiento, cuando se trata de concreto reforzado, puede llegar a considerar varias propuestas de armado (número de varillas, diámetro, separación y recubrimiento), en cada caso es posible obtener un diagrama de interacción. En el diagrama, además, se introduce el rango de cargas sobre el revestimiento, previamente definidas de las condiciones geotécnicas correspondientes y los módulos de elasticidad del macizo rocoso E_m .

El objetivo de esta revisión es que mediante el diagrama se verifique que las fuerzas obtenidas para todas las combinaciones de rigidez del terreno y magnitud de carga caigan dentro del diagrama de interacción para la sección propuesta.

El diagrama permitirá conocer la sección óptima que cubre las solicitaciones del terreno previstas. Asimismo, la interacción entre el terreno y el revestimiento se ve afectada por un coeficiente de interacción tangencial de la roca (de 10% a 30%), que como se explicó, representa el no contacto

total entre el terreno y la estructura, debido al sistema de impermeabilización. Se considera también que por su tipología estructural, es coherente tomar la resistencia a tensión del concreto simple (módulo de ruptura), la cual se establece como del 8% de f'_c a los 28 días. La resistencia a compresión simple y la resistencia a tensión del concreto se reducen a su vez en un 15% de acuerdo con el código ACI.

En el Anexo C se presenta una breve explicación de las consideraciones a tomar en cuenta para dibujar el diagrama de interacción para secciones de concreto. En el caso de México, en las NTCDF (Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal, 2004), existe la formulación para dibujar el diagrama de interacción, o bien se puede apoyar también de otros códigos como el ACI, EHE-08, EC2.

Las conclusiones más importantes del análisis y revisión estructural del revestimiento es que manejar un rango suficientemente amplio de los parámetros del terreno por donde cruzará el túnel, mediante los que se obtiene su rigidez y el rango de las posibles cargas por aflojamiento, permiten saber si las estructuras propuestas (concreto simple, concreto lanzado, concreto reforzado, sección compuesta) podrían ser las adecuadas y si fuera el caso, se justifique su empleo. Además, con las condiciones geotécnicas estimadas, definir si es factible o no utilizar una u otra estructura de forma óptima y en el caso de requerir o no acero de refuerzo en el concreto, quede también debidamente justificado.

Por otra parte, en el caso de cuñas potencialmente inestables, para el análisis del revestimiento bajo esta condición, se sugiere definir tres tamaños de cuña; el análisis se realiza considerando sus parámetros de resistencia residual y módulos de elasticidad que se definen previamente de acuerdo con las condiciones geotécnicas representativas de cada proyecto. Con este análisis es posible obtener los elementos mecánicos, desplazamientos y la geometría deformada, esto último provocado por los distintos tamaños de cuñas y sus correspondientes parámetros.

El diseño del revestimiento ante cargas por cuña, se realiza mediante un diagrama de interacción, obtenido para una determinada sección de revestimiento y de acuerdo con su tipología. En el diagrama también se introducen los resultados de los elementos mecánicos para distintos módulos de elasticidad de las condiciones geotécnicas definidas y los diferentes tamaños de cuña obtenidos en el análisis estructural.

Finalmente, los resultados se presentan como parejas de momento máximo (positivo y negativo) y fuerza axial de acuerdo con el punto de momento máximo, dentro del diagrama de interacción correspondiente a cada condición geotécnica. Mediante estos gráficos se puede saber si la sección propuesta de revestimiento tendrá la capacidad de resistir o no las cargas que se estimen bajo las hipótesis establecidas.

CAPÍTULO 4

SELECCIÓN DEL TIPO DE REVESTIMIENTO

En este capítulo se describen los aspectos más importantes necesarios para seleccionar el revestimiento de un túnel carretero, que como se expuso en el Capítulo 2 de esta tesis, existen varios tipos de acuerdo con el material del que se componen y su procedimiento constructivo; además de que según el tipo de revestimiento, para su diseño se toman en cuenta aspectos de tipo estructural relacionados con las condiciones geológicas-geotécnicas y geohidrológicas del sitio donde sea construido el túnel, así como los requerimientos de funcionalidad con los que un túnel debe contar para su correcta operación.

Para efectuar el análisis y diseño del revestimiento es primordial e importante distinguir entre las metodologías, criterios y consideraciones que deben establecerse para los elementos del sostenimiento, ligados al procedimiento constructivo y que en muchos casos son de carácter temporal y las que deben tomarse en cuenta para calcular la estructura de revestimiento, que es de carácter definitivo y que, por lo general, estará sujeta a solicitudes o condiciones distintas a las que afectan a los sistemas de sostenimiento.

Es común que los sostenimientos, de carácter temporal, se incorporen al revestimiento definitivo, de manera que la estructura deberá analizarse considerando únicamente las propiedades geométricas y mecánicas del sostenimiento provisional (sección simple) y tomando en cuenta las propiedades geométricas y mecánicas del sostenimiento y del revestimiento trabajando en conjunto (sección compuesta). En los análisis es fundamental distinguir los estados tenso deformacionales de cada caso, así como las solicitudes que deberá resistir el sistema en cada fase de cálculo.

El procedimiento de análisis estructural debe permitir verificar el desempeño del sostenimiento y/o revestimiento ante el mayor número de situaciones que pudieran presentarse de acuerdo con las propiedades del medio y las condiciones del túnel en su interior; ya sea por las presiones que imprima el terreno en procesos de redistribución prolongados, como por el volumen de material aflojado que pudiera gravitar sobre él, por el peso de cuñas y bloques sueltos en la clave.

No obstante aun habiendo realizado un análisis exhaustivo y por lo tanto haber seleccionado el tipo de revestimiento a emplear, es muy recomendable que una vez iniciada la construcción del túnel se realice un exhaustivo seguimiento geológico-geotécnico del frente de excavación, con objeto de monitorear el comportamiento del túnel corroborando el diseño y, en caso necesario adaptarlo a las condiciones reales de la excavación, para posteriormente ratificar o adecuar el diseño y en su caso el tipo de revestimiento.

4.1. Principales factores que deben tomarse en cuenta

En términos generales, el revestimiento de un túnel puede definirse como una estructura de concreto que reviste la cavidad y que puede estar en contacto directo con el terreno o con el sostenimiento previamente colocado.

No obstante, dicha definición no es totalmente válida para revestimientos prefabricados como en el caso de paneles prefabricados esmaltados vitrificados o de otros materiales actualmente empleados para *“revestir un túnel”*, ya que estos últimos, no son elementos con una función estructural y generalmente no tienen contacto con el terreno, no así, es el caso de las dovelas, que son elementos prefabricados de concreto reforzado, que además de tener contacto con el terreno, también funcionan adecuadamente como acabado final.

De acuerdo con algunos manuales y especialistas en obras subterráneas como los túneles carreteros, la colocación del revestimiento viene impuesta por alguno (o varios) de los factores siguientes:

- Función resistente
- Impermeabilización
- Estética
- Mejora de la eficiencia de la ventilación y de la iluminación
- Albergar sistemas de operación necesarias del túnel
- Acústica
- Visibilidad y seguridad para los usuarios
- Comodidad
- Número de carriles que se requieran, respetando el galibo

Otro aspecto a tomar en cuenta es el alcance que el proyecto tendrá; la longitud y cobertura; ubicación, impacto ambiental y muy importante el presupuesto de la obra; no es lo mismo construir un túnel con una cobertura de 50 m que con una de 500 m; o construir el túnel en una zona urbana o en montaña; con o sin nivel freático, etc., por lo tanto elegir un revestimiento implica el estudio de su posible comportamiento bajo distintas condiciones, considerando los aspectos ambientales, estructurales y constructivos. También es importante considerar que en la zona donde se construya se cuente con los materiales necesarios para la construcción del revestimiento seleccionado el cual quedará reflejado en la calidad de la obra y sobre todo en la imagen y comodidad que el usuario tendrá una vez se encuentre en operación.

4.2. En función de las condiciones geológico, hidrológico, geotécnico y estructurales.

Los estudios geológicos permiten definir las características del terreno que se va a atravesar y las particularidades y condiciones litoestratigráficas e hidrogeológicas del sitio. Los estudios deben permitir detectar, cuando sea posible, las zonas menos fracturadas o alteradas; las zonas de falla, etc.

La exploración tiene como objetivo definir, en lo mejor posible, las características, propiedades y condiciones geológicas-geotécnicas de las formaciones del sitio donde se va a construir el túnel; identificar la presencia de agua superficial o subterránea que pudieran imponer cambios en el proyecto o prevenir su presencia en el diseño.

Disponer de los datos recopilados y estimados condiciona en gran parte, los procedimientos de excavación, proponer los correspondientes sistemas de sostenimiento e impermeabilización y por lo tanto analizar y diseñar el revestimiento definitivo.

Condiciones geológicas.

Respecto a las condiciones geológicas, hablando de roca como un medio en el que generalmente se construyen los túneles carreteros, el estudio geológico de un macizo se concreta en el establecimiento de diversas características de las rocas que lo forman, entre las que destacan (López et al., 1997):

- La estructura geológica que presentan (incluida la descripción del origen, historia geológica, etc.).

- La litología, estratigrafía y accidentes geológicos de las formaciones rocosas afectadas por el túnel.
- La clasificación geológica (calizas, arenisca, granitos, gneis, esquistos, etc.) junto con el posible estudio de su mineralogía y cristalografía si es el caso. Características complementarias de un estudio geológico pueden ser una evaluación aproximada de algunas propiedades mecánicas de dichas rocas, como la cohesión o la dureza.
- La geomorfología, estrechamente relacionada con el estudio hidrogeológico.

En este contexto, de acuerdo con lo descrito por el Dr. Manuel Romana Ruiz en referencia con la geología, dice:

“Un túnel es una obra que se desarrolla íntegramente en el interior del terreno, y la geología es la ciencia que estudia la naturaleza y disposición del terreno. Por lo tanto, puede decirse que un túnel está inmerso en la realidad geológica y/o que el primer problema de un túnel es básicamente geológico...”

Es por lo tanto la importancia de relacionar los aspectos geológicos del terreno con la problemática que podría presentar el túnel excavado en él. El aspecto geológico en la concepción de un túnel de carretera, es sin duda el inicio de los estudios para efectuar el proyecto; es trascendental contar con personal capacitado y experimentado para llevarlos a cabo.

Es preciso conocer las clasificaciones de rocas, con la finalidad de definir cada material que se encuentre en el sitio, ya que es de esperarse que en la construcción de un túnel es posible encontrar cualquier gama de materiales. Desde el punto de vista geológico, las rocas se clasifican según su origen y formación, aunque como los procesos geológicos son continuos, una determinada roca puede convertirse en otra, según las condiciones a que esté sometida. Alternativamente un tipo de roca puede generarse por procesos geológicos diferentes.

Los grupos principales de rocas son tres: rocas ígneas, rocas sedimentarias y rocas metamórficas. Dentro de cada grupo existen clasificaciones más o menos generales, atendiendo a su composición mineralógica y a otros factores. De acuerdo con la literatura, se pueden consultar distintas fuentes, donde se encuentra detalladamente la descripción de las rocas, en este apartado no se describen, puesto que no es el objetivo de la tesis.

Las condiciones geológicas deben ser tomadas en cuenta desde el anteproyecto, proyecto y posteriormente durante la construcción del túnel. En la fase de proyecto se realiza un estudio geológico-geotécnico del sitio donde se emplazará el túnel, se efectúan los sondeos exploratorios, se realizan pruebas de laboratorio y en algunas ocasiones pruebas de campo.

Durante el reconocimiento del sitio es preciso identificar las condiciones físicas que se tengan, el grado de meteorización, alteración o fracturamiento, si existen fallas que crucen la zona del túnel y qué tanto podría afectar. Considerar si existe alguna relación entre las condiciones geológicas de la zona con la presencia de agua, ya que la combinación de fracturación, alteración y agua pueden condicionar la estabilidad de la excavación del túnel y también las condiciones bajo las que será diseñado el revestimiento.

Debe tomarse en cuenta que cuando hay presencia de agua que circula por las juntas o discontinuidades de la roca, se torna más peligrosa cuando es más ácida, tanto a corto plazo (porque la masa rocosa estará más alterada) como a largo plazo (al atravesar el concreto del sostenimiento

y llega al revestimiento). Por lo anterior y como ya se ha mencionado anteriormente, se debe diseñar un adecuado sistema de impermeabilización y drenaje eficiente.

Además se debe hacer un estudio y análisis de caída de bloques (delimitados por diferentes familias de discontinuidades), a veces de gran tamaño, o procesos de inestabilidad general con presencia de agua, caída de bloques y arrastre de finos areno-arcillosos que forman la masa alterada. Asimismo, se deben identificar zonas alteradas, presencia de arcillas muy plásticas y expansivas que pudieran extenderse hasta la zona del túnel, ya que son condiciones que afectan los procesos deformacionales del terreno y por lo tanto bajo qué consideraciones se debe analizar el revestimiento.

Por otra parte, las condiciones estratigráficas que se pueden presentar con respecto al eje del túnel, como:

- Estratificación horizontal (juntas muy separadas o muy próximas)
- Estratificación vertical
- Sin estratificación definida (roturas aisladas en hastiales, caída en clave u otros puntos del túnel)

Dentro de la geología, identificar la presencia de fallas, que son superficies de discontinuidad dentro de una masa rocosa que se caracteriza porque tienen gran extensión y continuidad regional, con frecuencia pueden apreciarse en ellas, estrías de fricción y otras huellas de movimiento. El análisis preliminar de las formas topográficas puede dar indicios válidos de la existencia de fallas, pero no siempre es concluyente porque existen fallas, con poca incidencia en el relieve exterior (Bayón, 2005).

En este contexto, cuando existen planos de estratificación provocados por contactos mecanizados de discontinuidades, es preciso tener en cuenta, la posible aparición de zonas tectonizadas difusas, en las que el movimiento no se ha concretado en dos bordes definidos sino que ha tendido a fracturar una zona relativamente extensa.

Es importante identificar la presencia de fallas en el eje de la excavación con materiales permeables que pudieran afectar la sección del túnel, ya que en presencia de agua, el cruce de este tipo de fallas puede provocar en el frente de la excavación gradientes hidráulicos que crecen conforme avanza el túnel y súbitamente producen inestabilidad con grandes aportaciones de agua. Por lo que, como se mencionó anteriormente, un sistema de drenaje a base de drenes durante la construcción y posteriormente un sistema de impermeabilización podría disminuir el riesgo de aflojamiento o caídos, también la pérdida de material peligroso para la estabilidad del túnel, tal como se plantea en el Capítulo 3 de esta tesis. La presencia de fallas implica que muchas veces deba estudiarse alternativas de trazo, tratando de que el túnel tenga un menor cruce de fallas durante su construcción, lo que también puede beneficiar el diseño óptimo del revestimiento.

Una condición geológica que deben tomarse en cuenta, es la presencia de plegamientos (presión horizontal que afecta a las rocas, provocando una compresión que crea ondulaciones en las rocas, sin llegar a quebrarlas), ya que éstos se pueden presentar en un amplio rango de escalas, desde el orden de centímetros hasta kilómetros. La intensidad del plegamiento refleja el grado de distorsión localizada y el cizallamiento en las diferentes partes del macizo rocoso afectado.

Por otra parte para el diseño primero del sostenimiento y posteriormente del revestimiento, se debe tomar en cuenta la existencia de diaclasas o juntas o, aquellos planos de debilidad que separan

una masa de roca en dos partes, sin generar movimiento relativo apreciable de los bloques, que a diferencia de las fallas, si ocasionan movimiento de los bloques ya que un determinado momento afectan la estabilidad del túnel; el número de juntas que existe en el macizo rocoso determina su comportamiento, mediante el grado en que puede deformarse sin que se produzca roturas y la disposición de las mismas. Para que existan bloques inestables en un túnel, deben aparecer como mínimo tres familias de juntas, lo que hace importante su orientación con respecto a la geometría y trazo del túnel (López et al., 1999).

Con base en lo anterior, y aunque teóricamente la excavación se estabiliza una vez implementado sostenimiento y soportes de tipo temporal, cada una de dichas condiciones debe tomarse en cuenta en el análisis y diseño del túnel, desde los procedimientos de excavación hasta la construcción del revestimiento.

Definir y acotar las condiciones geológicas del sitio donde se emplazará el túnel, sin lugar a dudas es una de las etapas más importantes y más difíciles de realizar, cada detalle, dato o incidencia geológica debe ser estudiado y analizado con todo cuidado ya que el diseño de la excavación, el del sostenimiento y finalmente el del revestimiento del túnel estarán condicionados en gran medida en los resultados de los estudios geológico geotécnicos del sitio.

Condiciones geotécnicas

Las condiciones geotécnicas van más allá, puesto que, de lo que se trata es de prever el comportamiento mecánico del macizo rocoso cuando se somete a modificaciones en su estado de esfuerzos en equilibrio, consecuencia de la construcción del túnel. De esto responden no solo las características intrínsecas de la roca intacta, sino su disposición estructural natural del macizo, su estado de fracturación y la presencia de agua, así como de posibles discontinuidades o, en el límite, accidentes geológicos singulares en el macizo rocoso. Por lo tanto, es necesario considerar la definición geotécnica del macizo rocoso de acuerdo con los siguientes aspectos (López et al., 1997):

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

Conforme a lo descrito, es posible concentrarlo mediante una descripción geotécnica de las rocas que conforman el macizo y del propio macizo, basado en la geomorfología del sitio, sondeos exploratorios y estudios geofísicos, geología estructural etc. Por consiguiente, la determinación de los parámetros geotécnicos mediante ensayos de laboratorio a partir de la recuperación de muestras de los sondeos exploratorios o la ejecución de pruebas in situ.

Este conjunto de trabajos tiene por objeto llegar a calificar las formaciones presentes en el macizo a través de datos que van desde la mera descripción geomorfológica a la identificación concreta y,

desde una primera clasificación de los materiales básicos a la clasificación y calificación geotécnica de los diferentes tramos del macizo en el que se divide el túnel.

De lo anterior, inicialmente, se desprende la elección de procedimientos constructivos, en el caso de métodos mecanizados la elección del tipo de *tuneladora* con respecto a las herramientas de corte a utilizar o métodos tradicionales, cuando la propuesta de los sistemas de soporte y sostenimiento depende de las conocidas clasificaciones geomecánicas (Barton y Bieniawski). En este caso se caracteriza de forma global el macizo rocoso mediante índices de calificación con respecto a la calidad que presente el macizo (Anexo B).

La clasificación geomecánica del macizo rocoso es en primer lugar, el banco de datos que se ofrece para el diagnóstico cualitativo del macizo que se estudia y además es elemento básico de lo que se puede llamar métodos empíricos de dimensionamiento y cálculo de la estructura resistente del túnel, que como se explicó en el Capítulo 3, el análisis y estudio de la roca intacta para conocer su comportamiento, obtener sus parámetros deformacionales y resistentes, más tarde, es extendida al macizo rocoso que albergará el túnel.

Entre las pruebas de laboratorio empleadas para la obtención de los parámetros mecánicos de la roca intacta, se encuentran: la resistencia a la compresión simple, pruebas triaxiales, tensión brasileña y la caracterización física de las rocas a través de pruebas índice como el peso específico, porosidad, dureza, etc. La realización de estas pruebas también es posible consultar en libros de geología, manuales y artículos.

Hidrológicas

Si se parte del concepto Hidrología, trata sobre temas desde el ciclo del agua y sus componentes precipitación, intercepción, escurrimiento, evaporación, transpiración y otros procesos subsuperficiales, incluyendo la recarga del agua subterránea.

Cada uno de los componentes presenta una gran variación espacial y temporal, y juega un papel crítico en diversos procesos físicos, químicos y biológicos que regulan el sistema terrestre, donde la actividad humana es inseparable de los eventos naturales (Dunne y Leopold, 1978; Elkaduwa y Sakthivadivel, 1998)⁸.

Entonces, con respecto a las condiciones hidrológicas, al tratarse de excavaciones que sean afectadas por estas condiciones, el agua por su origen se divide en dos grandes grupos: agua superficial y agua subterránea. En el primer caso, el agua está relacionada con los arroyos, ríos, lagos y mares, por lo que es aconsejables disponer de registros de los niveles de los ríos y lagos, y su relación con las precipitaciones; cuando los túneles se encuentren cerca de una zona sometida a las mareas es importante tener datos de las mareas e información sobre oleajes.

Asimismo, en este tipo de agua, es preferible también tomar en cuenta que se puede generar metano en lugares en que la vegetación haya sufrido un proceso de putrefacción y es importante, además, que los cambios de los niveles de agua superficiales afectarán a los niveles freáticos en el terreno. Por lo tanto, para conocer estos niveles es preciso mantener una investigación respecto a su variación por medio de sondeos e instalación de piezómetros (según sea el caso).

⁸ Fuente (37).

Por su parte, el origen del agua que llega al túnel viene desde agua de lluvia, deshielo de la nieve, filtraciones de agua de ríos, lagos, embalses etc. A profundidades menores y en presencia de volumen de agua adecuada, se saturan todos los huecos para producir una zona de saturación, el nivel superior es la mesa del agua o nivel freático (nivel del acuífero). El agua presente en las zonas de saturación se denomina *agua subterránea*.

El agua subterránea puede circular y almacenarse en el conjunto del estrato geológico: este es el caso de suelos porosos como arenosos. Puede almacenarse en fisuras, fallas de las rocas compactas que no son en ellas misma permeables, como la mayoría de las rocas volcánicas y metamórficas. El agua corre y circula en fisuras localizadas y dispersas (*Water Treatment Solutions*).

Es por eso la importancia de identificar cualquier presencia de agua, que en combinación con las condiciones del terreno pudieran afectar la estabilidad de la excavación una vez iniciada. En su caso darle el tratamiento adecuado, visualizando la seguridad y estabilidad de la excavación, proponiendo los sistemas de sostenimiento y soporte adecuados, y efectuando una adecuada selección del revestimiento para estas condiciones (de ser el caso).

El agua para infiltrarse debe penetrar a través de la superficie del terreno y circular a través de él, existen dos grupos de factores que influyen en el proceso:

Factores	Condiciones		
Factores que definen las características del terreno o medio permeable	Condiciones de superficie: - Compactación natural - Vegetación - Pendiente - Fracturación del terreno - Áreas urbanizadas	Características del terreno: - Textura del terreno - Vegetación - Pendiente - Fracturación del terreno - Áreas urbanizadas	Condiciones ambientales: - Humedad del suelo. - Temperatura del suelo.
Factores que definen las características del fluido (agua) que se infiltra	- El espesor de la lámina de agua sobre el terreno favorece la infiltración. - Si la intensidad de lluvia es menor a la capacidad de infiltración se produce una intensidad de infiltración proporcional a la intensidad de lluvia. - La turbidez del agua reduce la permeabilidad, y por lo tanto la intensidad de infiltración. - El contenido en sales reduce la intensidad de infiltración. - La temperatura del agua afecta a la viscosidad, por esto la intensidad de infiltración es menor en invierno que en verano.		

Tabla 4.1. Factores que afectan la infiltración, (López et al., 1997).

En un túnel, es recomendable considerar el agua que circula por las discontinuidades, que es proporcional al gradiente hidráulico y a la permeabilidad direccional preferente. Esta agua puede provocar problemas de diversos tipos (López et al., 1997), tales como los que se mencionan a continuación:

- La inestabilidad de la excavación provocada por un gradiente hidráulico elevado cerca de los hastiales del túnel.
- Asentamientos de las estructuras apoyadas en depósitos de suelos.
- Avenidas de agua en macizos muy fisurados.
- Presiones hidráulicas que se ejercen sobre los revestimientos impermeables.
- La alteración de las propiedades plásticas y resistentes de suelos y macizos rocosos por el agua.
- La reacción física y química del agua con ciertas rocas (yeso y anhidritas) necesitándose sostenimientos importantes y tratamientos especiales.

La influencia del agua subterránea en el comportamiento del macizo rocoso que rodea a un túnel es de gran importancia, por lo que se debe tomar en cuenta en la estimación de potenciales problemas de construcción del túnel.

El impacto más importante del agua subterránea es en las propiedades mecánicas de los componentes de la roca intacta del macizo rocoso. Esto significa que se debe tener especial cuidado también en materiales susceptibles a presentar cambios de contenido de humedad y, que aun realizando las medidas de protección a las muestras una vez extraídas durante los sondeos, es conveniente, bajo estas condiciones, realizar lo más pronto posible las pruebas de resistencia y por tanto determinación de parámetros que se emplean para el análisis y diseño del túnel, a fin de mantener en la medida de lo posible las condiciones “naturales reales” de la roca.

Otra afectación del agua subterránea es el de la presión hidrostática que se manifiesta en una reducción de la resistencia del macizo rocoso a consecuencia de la reducción en el esfuerzo que actúa a través de las discontinuidades. Este efecto de esfuerzo efectivo se tiene en cuenta en el análisis de las roturas progresivas de los materiales que rodean al túnel que están inducidas por tales esfuerzos. En muchos casos, los efectos de esfuerzos efectivos no son significativos durante la construcción debido a que el túnel actúa como un drenaje, reduciéndose las presiones de agua en la roca que rodea el túnel a niveles despreciables. Sin embargo, si las condiciones de agua subterránea se restablecen después de terminado el revestimiento definitivo, se deben investigar los efectos a largo plazo de la presión de agua en la resistencia del macizo rocoso, ya que afectaría directamente el comportamiento del revestimiento por los cambios de presión. Otro problema con el agua subterránea aparece cuando se encuentran presiones de agua altas o grandes caudales durante la construcción.

En el caso de túneles dispuestos bajo el nivel freático, estarán sometidos a la presión del agua, que incrementa la presión del terreno. Un buen drenaje en los túneles, con evacuación de las aguas captadas (sistema de impermeabilización), reducirá las presiones hidrostáticas al rebajar el nivel de la capa freática. Sin embargo, se advierte que al intentar analizar el tema en cuestión, las implicaciones de tipo constructivo y medioambiental son numerosas e importantes y no pueden ser ignoradas. Por un lado es tomar en cuenta la vida útil del túnel, es decir, el proyecto, la construcción, y la operación, ya que en cada etapa las circunstancias respecto al actuar del agua son distintas, y una vez concluida la construcción, si no se consideró y ejecutó un adecuado sistema de impermeabilización y drenaje, impacta desfavorablemente en la durabilidad del revestimiento y de los elementos considerados para la construcción del túnel.

Por lo anterior, hay dos factores que es necesario tomar en cuenta en el estudio del drenaje del túnel (Bayon, 1999):

1. La estrecha conexión entre los aspectos geológicos, geotécnicos e hidrogeológicos.
2. La compleja relación en el espacio hidráulico del túnel con el terreno en el que se excava.

En el primer caso, debe tomarse en cuenta la relación que hay entre la geología con la posible afluencia de agua hacia el interior del túnel. Con respecto a la geotecnia, entre sus objetivos es la definición de la permeabilidad de las formaciones afectadas por el túnel, a parte de los propios accidentes geológicos. Por lo tanto, la relación que se tiene entre la geología-geotecnia-hidrogeología, implica realizar el estudio de los mismos en conjunto, de manera equilibrada y lo más completa posible.

La relación de estas tres áreas se da, por ejemplo, dentro del estudio geológico, la geomorfología relacionada con el estudio hidrogeológico, dado que el relieve y las características geológicas de las formaciones condicionan a la escorrentía y a la infiltración y, por tanto, la posibilidad de recarga de los acuíferos. Mientras que la geotecnia está relacionada con el estudio geológico y el hidrogeológico. Con los sondeos y la geofísica se trata de resolver las incógnitas de tipo geológico, y además existen sondeos para determinar la permeabilidad tanto para suelos como para formaciones rocosas.

El estudio hidrogeológico, su objetivo final en el caso de un túnel, es evaluar los caudales que van a fluir hacia el túnel y las presiones hidráulicas que se van a generar sobre su revestimiento. Ambos dependen de la permeabilidad del medio en el que se excava el túnel y del propio revestimiento, en este sentido, su cálculo se puede llevar a cabo mediante formulaciones de tipo analítico (Goodman, Heuer, etc.), o por medio de modelos numéricos de flujo.

Es por tanto que las afectaciones que el flujo de gua provoca en el revestimiento, desde pequeñas humedades hasta aportación de agua hacia el interior del túnel, que en un momento dado, si no se aplican técnicas especiales de impermeabilización (Figuras 4.1-4.3), podría provocar severos daños.

Los sistemas de impermeabilización (Figura 4.4) que actualmente se utilizan para evitar este tipo de afectaciones, han sido funcionales y a menos que sea justificable, se podrá omitir su colocación, de lo contrario es más que necesario considerarlo en el análisis y diseño del túnel y también del revestimiento, independientemente del tipo que se haya seleccionado se debe garantizar la estanqueidad del túnel.

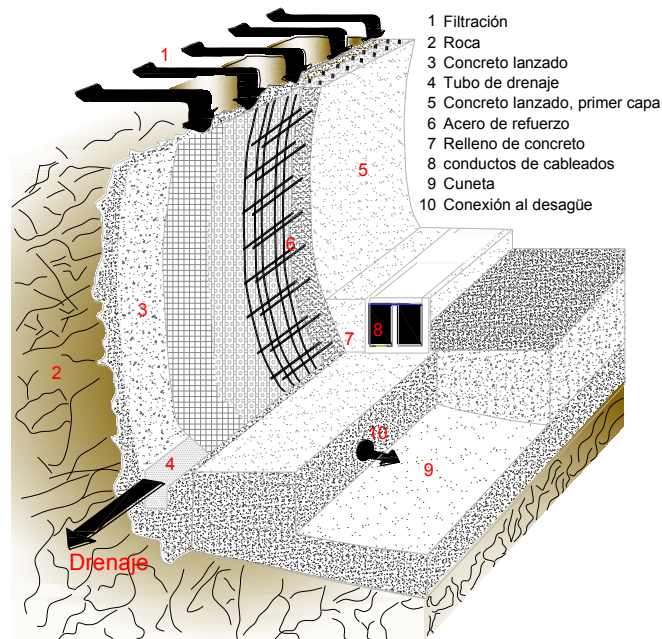
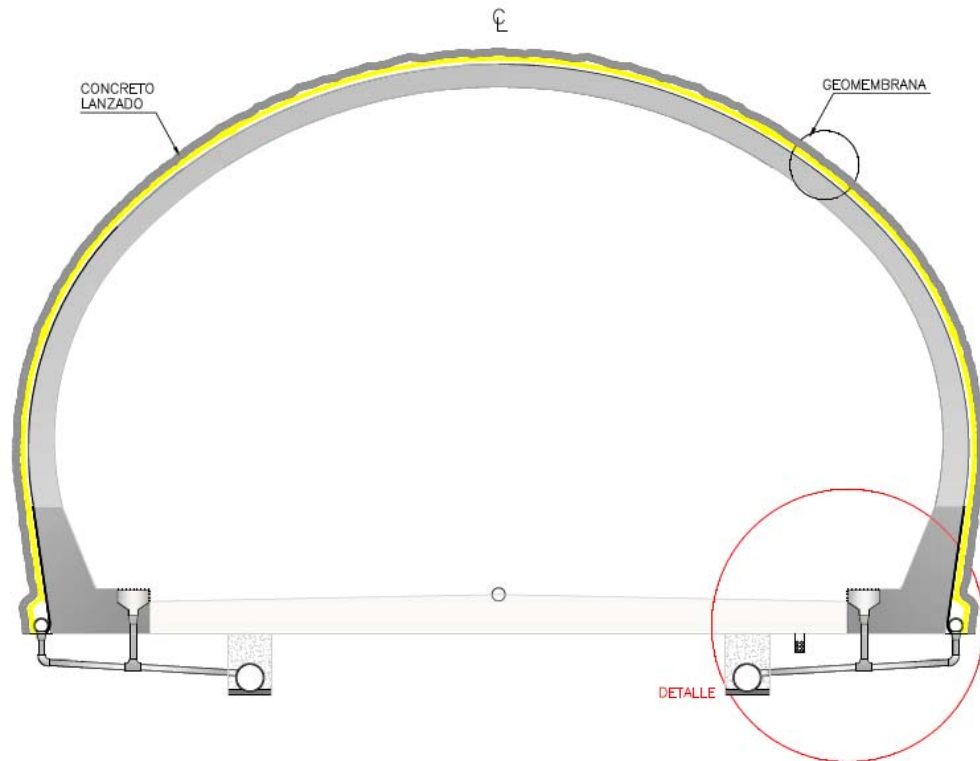
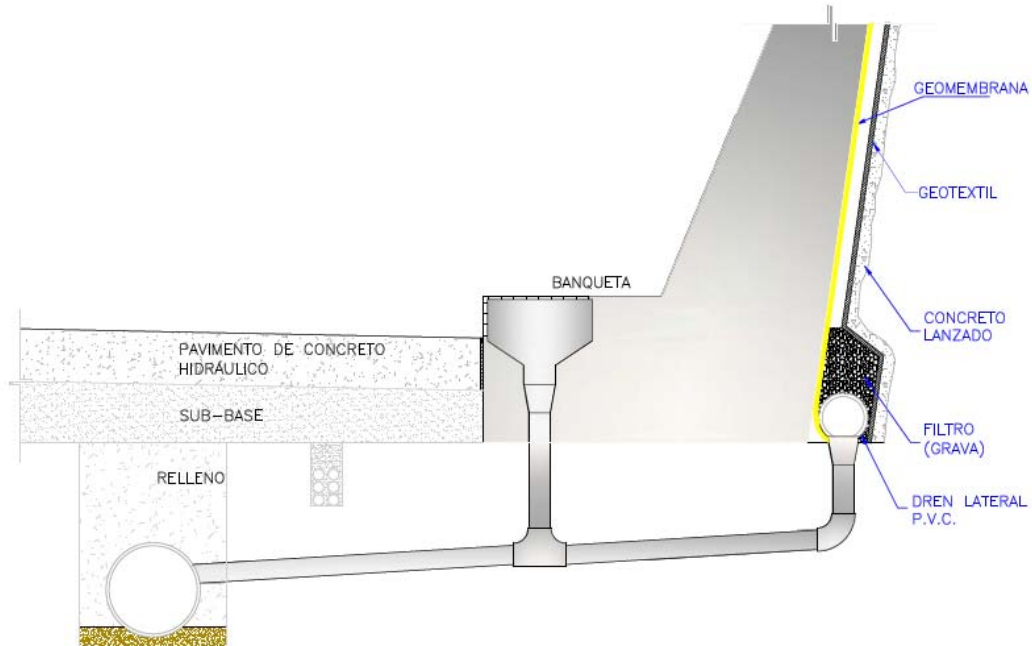


Figura 4.1. Detalle de la impermeabilización y del drenaje de un túnel. (López, 1999).



**Figura 4.2. Sección tipo de ubicación de drenes e impermeabilización.
Tomado del Proyecto Túnel el Sinaloense, (Consultec).**



**Figura 4.3. Detalle de drenes y boca de tormenta.
Tomado del Proyecto Túnel el Sinaloense, (Consultec).**



Figura 4.4. Sistema de impermeabilización y drenaje.

En la Tabla 4.2 se muestra la relación de impermeabilización y recomendaciones con respecto al tipo de revestimiento y a su vez con el procedimiento constructivo.

Sistema Constructivo		Posibles medidas adicionales	Drenaje	Impermeabilización	Ventajas	Inconvenientes
<i>Convencional</i>	Revestimiento definitivo de concreto hidráulico	- Geotextil y láminas o capa impermeabilizante. - Eventualmente galerías o dispositivos drenantes.	- Captación y evacuación del agua, tanto durante la construcción como posteriormente con el geotextil (1).	- Normalmente lámina impermeabilizante al extradós del revestimiento de concreto.	- Buena combinación del efecto drenante con la impermeabilización (2)	- Las inherentes al efecto drenante durante o después de la obra (abatimiento del NAF) (3).
	Revestimiento definitivo de concreto lanzado	- Eventualmente preinyección (inyección del terreno por delante del frente) (sistema Noruego).	- Control del agua durante la construcción a valores del orden de 2-10 litros/min cada 100 m de túnel	- Confiada a la preinyección- - Capas o láminas impermeabilizantes entre capas del concreto lanzado en algunos casos	- Económica - Menores filtraciones durante la obra.	- Menor garantía de impermeabilización dentro del túnel. - Posibilidad de afección medioambiental de las inyecciones.
<i>Tuneladoras</i>	Revestimiento con dovelas	- Compensación de la presión del frente mediante la presión de la cámara (trabajo en modo cerrado).	- Solo en casos excepcionales, dispositivos sistemáticos de drenaje. - Coyunturalmente, drenajes localizados durante la construcción.	- Inyección entre el terreno y el extradós de las dovelas - Excepcionalmente, impermeabilización posterior adicional	- Impermeabilización de calidad y a corto plazo	- Las derivadas de la dificultad de acceso al frente.
	Revestimiento con concreto lanzado (tuneladoras de roca dura o topos)	- Preinyección (en países nórdicos).	- Misma sistemática que en (1), si es necesario.	- Posibilidad de la misma sistemática que en el procedimiento convencional a partir de una cierta distancia del frente.	- Similares a (2) más las inherentes a la mayor rapidez de colocación de la impermeabilización .	- Similares a (3)

Tabla 4.2. Relación de impermeabilización y el drenaje con procedimientos constructivos. (Bayón, 2005).

Condiciones estructurales

El elemento estructural que se debe considerar en un túnel es el conjunto formado por el propio terreno y el material que se añade, a partir de los siguientes aspectos:

1. La roca sana, que se aproxima a un material isótropo y homogéneo capaz de autosostenerse.
2. El suelo no cohesivo, sin capacidad alguna para sostenerse por sí solo.

De lo anterior, en el primer caso, el túnel no necesita complemento estructural alguno, éste constituye suficiente estructura resistente. En la figura 4.5 se muestra un ejemplo de autosostenimiento, en este caso, la roca cumple con esta condición en una obra subterránea. Se observan las paredes “desnudas” del túnel excavado. No hubo necesidad de colocar ningún elemento de sostenimiento o de soporte.



Figura 4.5. Túnel de Gudvanga, Noruega. Longitud de 11,42 km, <http://www.fierasdelaingenieria.com/los-tuneles-de-carretera-mas-largos-del-mundo/>

Mientras que en el caso dos, la estructura o elemento añadido considerado en el diseño, será el único capaz de soportar las cargas (Figura 4.6), siendo el terreno la simple materialización de una hipótesis de carga de las varias a considerar, la relativo con su peso propio.



Figura 4.6. Construcción del revestimiento una vez estabilizada la excavación con los elementos de soporte y sostenimiento. Túnel Interlomas, México (Consultec).

Sin embargo, aunque se presentan ambos casos y pudiendo utilizar las condiciones favorables del terreno, aun se tiene cierta desconfianza en si el terreno cuenta con la capacidad de autosostenimiento o no y si es posible aprovecharlo, dado el caso se tendrían algunas ventajas en el costo total de la obra.

Entonces si se considera la aportación que el terreno podría generar en conjunto con el sostenimiento o soporte para lograr la estabilidad de la excavación, el revestimiento viene siendo colocado por necesidades estéticas, lo que de alguna manera reduce los costos y tiempos de ejecución. En otro caso, cuando aun después de haber colocado los sistemas de soporte y sostenimiento de tipo temporal, se siguen presentando deformaciones por la redistribución de

esfuerzos, la necesidad de un revestimiento estructural es inevitable y por lo tanto las condiciones geológicas-geotécnicas que se estimen son la base para idealizar de alguna manera tanto el sostenimiento como el revestimiento.

Al respecto, el sostenimiento responde a exigencias progresivas de resistencia como:

- Evitar los pequeños desprendimientos de rocas ligeramente fracturada, o bien el deterioro progresivo de las rocas meteorizadas.
- Limitar las deformaciones incompatibles con los gálibos de diseño, o bien resistir empujes ordinarios del terreno.
- Resistir los empujes extraordinarios, sean del medio “terreno–freático”, en casos de presencia de niveles permanentes, sean los empujes de fallas activas o de terrenos muy plásticos o expansivos.

Mientras que al revestimiento se le asignan exigencias funcionales, prácticamente no resistentes, como por ejemplo:

- Asegurar la funcionalidad de la obra, impermeabilidad, adecuada ventilación, iluminación, etc.
- Albergar, al menos en parte, las instalaciones de operación (redes y algunos servicios propios del túnel), o bien provocar la estética de la obra.

En consecuencia, las funciones descritas para el sostenimiento van, en sentido creciente, desde mejoras inherentes a la calidad de la roca hasta verdaderas soluciones estructurales, con base en conceptos análogos a los habituales tratados con respecto a su comportamiento mecánico (resistencia y deformabilidad). Por el contrario, cuando se considera un revestimiento final, éste casi nunca tiene una función resistente clara, entre lo que destaca es que se construye mucho tiempo después desde la excavación y además tener en cuenta la previa colocación del sostenimiento.

De lo anterior, y tal como se ha comentado en capítulos anteriores, en algunos casos el sistema de sostenimiento o soporte se considera adecuado para admitir también las funciones del revestimiento, este es el caso de las dovelas colocadas por medios mecánicos (tuneladoras).

Otras veces el revestimiento tiene también funciones resistentes, en este sentido, si se quiere evitar el deterioro a largo plazo del sostenimiento, o bien asumir las cargas por aflojamiento o formación de cuñas potencialmente inestables por la evolución del equilibrio interno del macizo rocoso hacia situaciones futuras precarias.

4.3. En función de solicitudes funcionales y de operación.

El concepto de funcionalidad de un túnel carretero debe ser enfocado no solo al paso de vehículos, sino también de los ocupantes respecto a comodidad y seguridad. Las condiciones en el interior del túnel son un aspecto muy importante que marca la funcionalidad y operación del mismo; la sección transversal y el trato dado al revestimiento como acabado final de la obra, ayudado positiva o negativamente para la iluminación, la ventilación y el control de las filtraciones.

Entre los aspectos que pueden afectar su funcionalidad (deficiente ventilación e iluminación), se encuentran los detalles por defectos constructivos o propios del revestimiento que se haya seleccionado, por ejemplo cuando el revestimiento es de concreto lanzado, son evidentes las irregularidades presentes en la superficie (Figura 4.7), reduciendo su estética extraordinariamente

en el resultado final, provocando en algunos casos, sobrecostos por buscar la manera de solucionar o minimizar estos defectos mediante la colocación de pintura o productos u otro tipo de elementos que no hayan sido considerados.



Figura 4.7. Túnel Kahuish con una Longitud de 1800 m, región de Áncash, Perú.

Cuando se trata de concreto hidráulico, los defectos por una mala ejecución se distinguen por la presencia de grietas, fisuras o protuberancias en la superficie final del revestimiento, impactando en la estética y funcionalidad del túnel de no ser reparadas (Figura 4.8-4.9).



Figura 4.8. Revestimiento de concreto hidráulico, Túnel Interlomas, México.



Figura 4.9. Revestimiento de concreto hidráulico, Túnel Interlomas, México.

Por otra parte, la geometría del túnel, determina en gran medida la iluminación y condiciones de visibilidad y confort que el usuario disponga durante su recorrido, siendo un factor a considerar durante el proyecto ya que impacta en su seguridad. Asimismo, las condiciones visibles que el túnel presente, logran hacer un camino aburrido o atractivo, generando cansancio en el usuario que ocasionaría algún accidente dentro del túnel, sobre todo en túneles de longitudes importantes.

Estos son algunos aspectos que imperan en el adecuado funcionamiento del túnel y que sobre todo durante su operación exista seguridad hacia los usuarios. En el diseño de un túnel carretero no solo son importantes las etapas de diseño y construcción, también es sin duda, el producto final, lo atractivo que éste sea, la seguridad y el confort que impongan y que realmente demuestre la calidad del proyecto, su adecuado funcionamiento y operación a lo largo de la vida útil del túnel.

Los requerimientos funcionales esenciales a considerar en el tratamiento interior del túnel y que están vinculados estrechamente con el resultado final y selección del tipo de revestimiento, son (Kolimbas, 2008):

La Iluminación, ya que al tratarse de un túnel que será atravesado, prácticamente todo el tiempo, es necesario que cuente con iluminación adecuada a las condiciones propias del sitio, tanto del día como de la noche.

Uno de los fenómenos que se debe considerar y evitar, es el efecto *agujero negro*, se percibe debido a la adaptación de los ojos del conductor que se aproxima a un túnel a las altas luminancias⁹ exteriores diurnas (de día), cuando éste observa la boca o entrada del mismo, la parte de la retina que recibe la imagen del exterior ejerce sobre la otra parte que recibe la imagen de la boca del túnel un efecto de inducción, de forma que la entrada del túnel aparece como un “agujero negro” en el que no se ve ni un solo detalle.

El efecto de inducción da lugar a que en una determinada distribución de luminancias (iluminación natural diurna de la carretera), no pueda verse un objeto si su luminancia es muy inferior a la de dicha distribución (iluminación prácticamente nula de la entrada del túnel), por mucho tiempo que se contemple dicho objeto, lo que puede provocar un accidente. Es recomendable también evitar el efecto de parpadeo que se produce como consecuencia de cambios bruscos en la luminancia del campo de visión.

Para facilitar la adaptación del ojo y 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 (entre 40 y 80 m para velocidades comprendidas entre 50 y 100 km/h). Como aun así la luminancia necesaria es muy alta y supone un consumo importante de energía, se pueden intentar rebajar aplicando medidas especiales, entonces es un factor muy importante a tomar en cuenta en la selección del revestimiento, para no encarecer el proyecto por exceso de energía.

La primera de ellas es rebajar 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 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

⁹ Se llama luminancia o brillo fotométrico a la luz procedente de los objetos, es decir, es la intensidad aparente de la luz proveniente o reflejada por un objeto o punto determinado, Ref. [27].

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 paralúmenes¹⁰, etc. En estos últimos casos hay que tener cuidado en regiones frías porque en invierno pueden favorecer la aparición de hielo en la calzada además de otros problemas. 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, Ref. [50].

Además de lo anterior, se debe lograr la máxima iluminación y permitir una fácil limpieza, las paredes interiores del túnel deben cubrirse, preferentemente, con una capa brillante y reflectante, pero no deslumbrante, que debe limpiarse a intervalos regulares (Kolymbas, 2008).



Figura 4.10 Túnel de Daza, Variante Oriental de Pasto, Colombia. Hacar et al., (2015).

En la normativa Mexicana respecto a la iluminación en túneles carreteros, la norma N-PRY-CAR-10-06-003/14 relativa con Proyecto de señalamiento y dispositivos de seguridad en carreteras y vialidades urbanas (iluminación en Túneles), puede ser consultada para la ejecución de los proyectos de iluminación de túneles.

Otro aspecto muy importante a considerar, es la ventilación del túnel. La ventilación natural o forzada colabora positivamente cuando es suficiente, así también los dispositivos de ventilación forzada inciden en la geometría de la embocadura del túnel.

La ventilación dentro de un túnel se puede dividir en dos tipos, la ventilación durante la construcción y la ventilación durante la operación. Esta última es destinada a garantizar la visibilidad del operario o reducir la contaminación en su interior.

El acabado final determina en gran medida la homogeneidad de la ventilación, con menores o mayores turbulencias, pudiendo lograrse, con menor energía en zonas difíciles. La iluminación será de mayor rendimiento en túneles revestidos homogéneamente (Figura 4.11 a), y éstos permiten disponer de una superficie uniforme y resistente pudiendo anclar con mayor facilidad elementos propios del túnel como señalización, iluminación, ventilación, cables, etc., (López et al., 1997).

En el caso de túneles con revestimiento de concreto lanzado (Figura 4.11 b), por las rugosidades que éste, generalmente presenta al concluir su colocación, es recomendable estudiar con mayor cuidado la iluminación que el túnel tendrá, no solo para la visibilidad del operario, sino para que éste no

¹⁰ Conjunto de vigas horizontales o pantallas destinadas a reducir progresivamente la luz diurna antes de la entrada de un túnel, a fin de eliminar el efecto de "agujero negro" y de limitar la potencia de la iluminación artificial en la zona de entrada. Tomado de: Diccionario AIPCR de la Carretera.

perciba que existen irregularidades en el revestimiento (clave y hastiales) a fin de proporcionar cierta uniformidad a lo largo del túnel y no sea un distractor hacia el usuario.



Figura 4.11. a) Revestimiento paneles vitrificados; b) Revestimiento concreto lanzado.

Para que exista una eficiente ventilación durante la operación del túnel, el suministro de aire fresco necesario puede ser determinado de acuerdo con el flujo de tráfico previsto para garantizar que no se superen concentraciones de calidad de aire.

Otro aspecto que diferencia la correcta operación de un túnel con un revestimiento u otro, es que durante su servicio pudiera existir la necesidad de reparar algún caído de concreto lanzado o el cambio de alguna sección de panel prefabricado, por ejemplo, evento que difícilmente suceda en túneles revestidos con concreto hidráulico o dovelas. Lo que lleva, en el primer caso, al cierre parcial o total de la circulación (tiempo, materiales, mano de obras, etc.).

Asimismo, la protección contra incendios es recomendable se cumpla con la normativa aplicable a este rubro y que en función del tipo de revestimiento y las características y especificaciones del proyecto sea tomado en cuenta, considerando que el revestimiento se comporta diferente bajo esta condición y que sin lugar a dudas representa la seguridad del usuario.

4.4. Ventajas y desventajas.

Como se ha podido explicar, cada revestimiento presenta cualidades, bondades, ventajas y desventajas que impactan directamente en la funcionalidad, operación y comportamiento en general del túnel, con los mínimos requerimiento que deberían cumplir. En la Tabla 4.3 se presentan a manera de resumen las ventajas y desventajas que el revestimiento puede proporcionar.

Tipo	Ventajas	Desventajas
Concreto lanzado	Colocación relativamente rápida. Puede ser considerado como soporte único del túnel, lo que minimiza costos. Con su colocación se evita la colocación de cimbras y permite la configuración de formas libres; presenta baja permeabilidad, alta resistencia, adhesividad y durabilidad; disminuye las grietas por temperatura, puede dársele cualquier acabado y coloración, su técnica permite el acceso a sitios difíciles (pueden alcanzarse hasta 300 m horizontales y 100 m verticales) y, sobre todo, su empleo es ideal para estructuras de pared delgada.	Mantenimiento y mayor costo a largo plazo. Antiestético y poco atractivo para los usuarios. Operación menos eficiente (iluminación, ventilación). Desperdicio de material durante su colocación (rebote). En el diseño no se considera estructural su aportación.

Concreto hidráulico simple	A menores espesores es apto como acabado final y prevalece una adecuada operación y funcionalidad. No es sinónimo de ahorro en cuanto a la no colocación del acero de refuerzo, en este caso debe ser justificado su análisis y diseño, aunque de acuerdo a los diferentes códigos internacionales del concreto, es recomendable la colocación de acero por efecto de temperatura y agrietamiento.	Presencia de fisuras, lo que minimiza la estética en el interior del túnel. En el diseño y propuesta de concreto simple, aun se tiene desconfianza en su empleo.
Concreto hidráulico reforzado	Resistente al fuego. Adecuada operación y funcionalidad. Comportamiento estructural a largo plazo. Adecuado control de filtraciones debido al sistema de impermeabilización que generalmente se coloca antes de éste.	Costo Colocación Presencia de fisuras
Dovelas	Comportamiento estructural a largo plazo. Adecuada operación. Eficiente para albergar las instalaciones propias del túnel. Buenos rendimientos de excavación y con mayor seguridad laboral. En su diseño se puede considerar que trabaja a corto y largo plazo, por lo tanto soporta y reviste la cavidad.	Presencia de filtraciones cuando las dovelas no sean las adecuadas y hayan sido mal colocadas en el proceso constructivo, lo que requiere de tratamientos adicionales (costo). Alto costo por el tipo de equipos que se requieren para su colocación.
Paneles prefabricados	Excelente en cuestiones estéticas Permite una adecuada operación y confort a los usuarios Fácil limpieza Costo	Mantenimiento a corto plazo No trabajan estructuralmente, se asume que los elementos de soporte y sostenimiento tomaran la total carga del terreno a corto y largo plazo.

Tabla 4.3. Ventajas y desventajas de los revestimientos.

Son algunos aspectos que se deben tomar en cuenta en la selección de un revestimiento independiente a su trabajo estructural (o no), la apariencia y acabado final que impacta de manera importante en el funcionamiento y operación del túnel. La selección del revestimiento va más allá de ser parte de una obra subterránea, aquella que interactuará con el propio terreno y el que también estará expuesto al ambiente, se trata de elegir un revestimiento que mejor se adapte a las necesidades del proyecto y del usuario.

En todos los casos es importante considerar, además, las hipótesis de diseño, alcances del proyecto, condiciones del sitio donde se construirá y el presupuesto, ya que cada caso se comportará de forma distinta y aunque en esencia el objetivo sea el mismo, se trata de adoptar, específicamente hablando del revestimiento, un elemento que proporcione funcionalidad, una adecuada operación y soporte (de ser el caso) y sobre todo que la concepción del mismo sea visualizando el impacto social, político, ambiental, funcional y económico.

“...Hoy día, quizá más que nunca, los valores estéticos de las obras de ingeniería civil han adquirido una importancia que supera las estrechas fronteras que la funcionalidad impone al trabajo técnico de los ingenieros”. José Antonio Fernández Ordóñez, Claves para un diseño estético y funcional, (López et al., 1999).

CAPÍTULO 5

CONSIDERACIONES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL REVESTIMIENTO

Durante la construcción se deben tomar en cuenta algunas consideraciones de acuerdo a las características del tipo de revestimiento. Una vez seleccionado y en el proceso de ejecución es muy importante la calidad de los trabajos y de los materiales.

Una vez diseñado el túnel y seleccionado el revestimiento, lo que sigue es llevar a cabo una adecuada ejecución de la construcción, en la que no sólo se involucran la calidad de los materiales, sino también la calidad de la propia obra; que los materiales y procesos constructivos sean en apego al proyecto, en las especificaciones y normativas aplicables vigentes.

La calidad se debe llevar a cabo desde la fase de proyecto hasta la entrega y operación del túnel, ya que en la medida del cumplimiento impactará de manera importante en el comportamiento y la durabilidad del revestimiento.

A continuación se describen algunas consideraciones que se deben tomar en cuenta durante la construcción del revestimiento de un túnel carretero.

5.1. Control de calidad de los materiales

Como se expuso en el capítulo 2 de esta tesis, la mayoría de los revestimientos se construyen con materiales conocidos, como el concreto y el acero y en algunos casos con elementos como paneles o recubrimientos de pinturas esmaltadas. La calidad de los materiales involucrados para la construcción o colocación del revestimiento debe ser en apego a lo que se especifique en proyecto, además se requiere importante atención por parte del personal responsable de la construcción y supervisión, principalmente que cuente con el conocimiento acerca del proyecto, de sus especificaciones, normativas aplicables referente a pruebas en campo y de laboratorio, considerando la siguiente definición:

El significado de “calidad” fue definido en la ISO 8402-1994 (reemplazada por la ISO 9000:2000) como “La totalidad de las características de un producto o servicio que dirige su capacidad a satisfacer necesidades confirmadas o supuestas”. Debido a la dificultad de conocer, y especialmente por adelantado, cuáles son las necesidades específicas, es de gran importancia que éstas se expresen para un proyecto de construcción de túneles: las “necesidades confirmadas” podrían significar la construcción de un túnel de acuerdo con la calidad técnica (i.e. especificaciones técnicas), dentro del presupuesto estimado y del programa o esquema temporal predefinido; las “necesidades supuestas” son múltiples y pueden estar compuestas por leyes y regulaciones, aspectos de seguridad, protección ambiental, economías energéticas y sostenibilidad de los trabajos (Oggeri, 2005).

En el acabado y apariencia del revestimiento, sea cual fuere el tipo, debe imperar la calidad, lo cual involucra a los materiales y la ejecución de los trabajos; una buena calidad se reflejará en un adecuado funcionamiento y durabilidad en vida útil del túnel. En los casos de revestimientos de concreto, el concepto de durabilidad es un aspecto fundamental que debe cuidarse, ya que se define como una propiedad importante que permite tener la capacidad de resistir las condiciones de servicio. El ACI (2005) la define como: la habilidad para resistir la acción del tiempo: ataques químicos, abrasión o cualquier otro proceso de deterioro. Un concreto durable mantendrá su forma, calidad y condiciones de servicio originales, cuando se exponen a su ambiente. Se evalúa en función de su capacidad para resistir las acciones de deterioro derivadas de las condiciones de exposición y servicio a que está sometida.

Cuando se trata de revestimientos de concreto lanzado, para que exista una adecuada apariencia, debe garantizarse la calidad en la mezcla, que cumpla satisfactoriamente con las especificaciones de diseño y de calidad en su colocación. En cuestiones de calidad, suelen realizarse pruebas en obra, previas a su colocación. El comportamiento del concreto, en general, depende tanto de las proporciones de cada uno de sus componentes, como de sus propiedades individuales. Mediante las pruebas de laboratorio se determinan las propiedades de los materiales, permitiendo, por una parte, diseñar la correcta dosificación y, por otra, prever su comportamiento con el tiempo. La mayor parte de los problemas que presentan los concretos son producidos por una dosificación inadecuada.

Un factor que da una mala apariencia, cuando se emplea el concreto lanzado como revestimiento definitivo, es no rellenar bien los espacios entre marcos metálicos, quedando la superficie expuesta del túnel con un acabado parecido a unas "costillas". Este acabado, además de impedir una correcta distribución de la luz en el interior, crea un efecto desagradable en la visión del conductor: una rápida sucesión de luces y sombras. Por otro lado, el dejar los marcos metálicos tan cerca de la intemperie, en un mediano plazo puede producir efectos de corrosión.

Otro efecto importante que debe cuidarse durante la construcción de un revestimiento de concreto lanzado son las malas e inadecuadas aplicaciones producto de un exceso de agua en la mezcla, la mala posición de la boquilla al lanzar que repercute en un rebote excesivo, etc., que resultan en una colocación no homogénea, con graves defectos que demeritan el acabado y la apariencia del revestimiento.

Cuando el revestimiento sea de paneles prefabricados, se debe cuidar y solicitar los certificados correspondientes de su fabricación, que se lleva a cabo conforme lo establezcan las normativas aplicables y de acuerdo con el fabricante y país de origen.

El revestimiento como acabado final, debe tener la capacidad de resistir condiciones del ambiente, tráfico, abrasión, impactos y agentes contaminantes que pudieran deteriorarlo en un corto tiempo, además, se requiere que brinde seguridad y durabilidad, mejorar la ventilación, la iluminación y que sea resistente al fuego.

5.2. Control de calidad durante la ejecución del revestimiento.

Además del control de calidad de los materiales de construcción, para cumplir con la calidad integral del proyecto, también se requiere llevar a cabo un exhaustivo control y supervisión durante la ejecución de los trabajos.

La filosofía de un sistema de calidad es establecer los medios necesarios para evitar la aparición de fallas y a este respecto donde incide el constructor, es principalmente en el proceso de ejecución de la obra. La construcción puede considerarse un proceso en el que hay unas entradas que son los materiales, un proceso que es la ejecución, y un producto resultante que es la obra ejecutada. Los materiales se controlan desde el momento en que se reciben en la obra, y durante su utilización, realizando un seguimiento de su evolución en el tiempo (Gullón, 1999). En lo que respecta a la obra, la calidad debe ser verificada desde que inicia hasta que concluye.

Cuando se trata de revestimiento de concreto reforzado, es sumamente importante verificar la colocación del acero, ya que en el caso de túneles carreteros y como se expuso en capítulos anteriores, previamente se coloca un sistema de impermeabilización (geomembrana+geotextil), por lo que la colocación de acero debe realizarse con el cuidado de no perforar o dañar la

impermeabilización. A continuación se describen algunos aspectos que deben supervisarse durante la construcción del revestimiento:

Colocación de acero

Cuando el revestimiento es de concreto armado, generalmente después de haber colocado el sostenimiento y el sistema de impermeabilización, se coloca el acero de refuerzo. La disposición del armado debe implementarse de acuerdo con lo señalado en proyecto correspondiente (Figura 5.1). Se debe tener mucho cuidado en la colocación del acero para no dañar el sistema de impermeabilización, ya que afectaría la calidad del revestimiento una vez construido (Figura 5.2), y seguramente se tendrían que realizar trabajos de reparación extraordinarios.



Figura 5.1. Colocación de acero, Túnel Interlomas, México. (Cortesía Consultec).



Figura 5.2. Presencia de zonas con humedad en revestimiento de concreto hidráulico.

El acero debe estar libre de óxido ya que perjudica la adherencia con el concreto, si las varillas lo presentan, deben limpiarse con escobilla de acero o con arena. El óxido reduce la sección transversal de las varillas afectando directamente su capacidad resistente. Si el refuerzo se oxida dentro del concreto, aumentará de volumen y en un caso extremo el recubrimiento se desprenderá y con el ingreso del oxígeno la reacción se llevará a cabo más rápidamente y el armado terminará por corroerse totalmente (Harmsen, 2005).

Respecto al recubrimiento y espaciamiento mínimo del refuerzo deben ser controlados para evitar las fallas por adherencia y para garantizar una distribución del acero que facilite el procedimiento constructivo. Además, es necesario asegurar un recubrimiento mínimo de concreto para proteger

el refuerzo contra la corrosión, el fuego, la abrasión, etc. Las varillas colocadas muy cerca de los bordes del elemento pueden ser atacadas por agentes externos ya que el concreto es un material poroso y casi siempre presenta fisuras debidas a la contracción por fraguado. Por otro lado, el recubrimiento no debe ser demasiado grueso ya que puede ocasionar fisuras en el concreto por falta de refuerzo (Harmsen, 2005).

A continuación se presentan algunas recomendaciones generales que deben tomarse en cuenta para la colocación del acero de refuerzo, Ref. (52):

- Debe estar libre de oxidación, sin grasa, quiebres, escamas, deformaciones e imperfecciones que afecten su uso.
- El material recibido en la obra se debe resguardar, de tal manera que se aislé de la humedad excesiva para evitar deformaciones. De este material se tomaran las muestras para las pruebas de calidad y en caso que los resultados no sean satisfactorios el material del lote será rechazado.
- Se debe evitar el contacto de sustancias grasosas con la superficie de las varillas, de ser el caso, es necesario sean limpiadas con solventes que no dejen residuos grasos. De existir varillas con dobleces o retorcidas por corrección de armado o reutilización, es preferible no reenderezarlas, ni desdoblarlas para su uso.
- Si por alguna circunstancia el acero de refuerzo ha permanecido almacenado un tiempo considerable (o no se tiene certeza de su procedencia) se encuentra oxidado o deteriorado, se deben realizar una vez más las pruebas de laboratorio necesarias para determinar si el acero es apto para utilizarse o no.
- Antes del colado se recomienda revisar que el acero se encuentre limpio y perfectamente alineado y colocado.
- Las varillas se deben colocar y amarrar en los lugares especificados en el proyecto; es importante verificar el alineamiento y posición del armado antes del colado, el acero debe calzarse con calzas elaboradas de concreto o silletas de varilla. No utilizar madera, calzas o silletas plásticas y que éstas sean suficientes, firmes y bien ubicadas. Además, durante el colado, revisar que el acero no se deslice y que no se abuse del vibrado, que las calzas permanezcan en su lugar.

Colocación de concreto

En el caso del concreto, la colocación es mediante bomba hasta el frente, a través de mangueras. Se deposita en una tolva para inyectarlo en el molde o cimbra que dará forma al revestimiento (Figura 5.3). El colado del revestimiento se realiza por tramos en función de la longitud de la cimbra, la cual se diseña de acuerdo a las condiciones de cada proyecto en específico y se emplea para revestimiento de concreto reforzado y concreto simple.

En este tipo de túneles, por sus dimensiones permite que el suministro del concreto se realice mediante ollas, hasta el tramo donde se encuentre la cimbra (Figura 5.3).



Figura 5.3. Suministro de concreto hasta el frente del colado del revestimiento, Túnel Interlomas, México. (Cortesía Consultec).

El vibrado del concreto es un aspecto fundamental ya que de él depende una óptima calidad y apariencia del revestimiento. Los moldes o cimbras (Figura 5.4) están equipados con vibradores integrados que ayudan al adecuado acomodo del concreto, evitando colados porosos o defectuosos.

Por otra parte, en revestimientos de concreto hidráulico es común observar la presencia de fisuras; no obstante, las fisuras también se presentan por otros factores, como la inadecuada preparación de la superficie de colocación, falta de aditivos, omisión de juntas de contracción y aislamiento, curado inadecuado o nulo, retiro prematuro de la cimbra entre otras.

Es importante mencionar que todo concreto tiene tendencia a presentar fisuras y es difícil conseguir un acabado en el concreto completamente libre de éstas; sin embargo, el fisuramiento puede ser reducido y controlado de manera importante, si se siguen prácticas adecuadas de construcción y no necesariamente mediante la colocación de acero por temperatura como se cree.

Un elemento que puede contribuir a disminuir este efecto indeseable es la adición a la mezcla de microfibras sintéticas en dosis no menores de 1 kg/m^3 . Otra práctica que comienza a ser cada vez más habitual, es llevar, por detrás de la cimbra un carro de curado. Después de cada descimbrado, dicho carro cubre el concreto joven y mediante aspersores y vaporizadores se realiza el proceso.



Figura 5.4. Cimbra deslizante para colado de concreto, Túnel Interlomas México, (Cortesía Consultec).

En la Figura 5.5, se muestra un ejemplo de la mala ejecución durante el colado de un revestimiento, lo cual tiene como resultado una deficiente calidad en la obra y como consecuencia un sobre costo; además de que para la operación del túnel se tiene que reparar, dejando “huella” de las deficiencias constructivas.



Figura 5.5. Defectos de colado en revestimiento de concreto hidráulico. Túnel Interlomas, México.

Como ya se mencionó anteriormente, en revestimientos de concreto hidráulico se suelen presentar fisuras (Figura 5.6), sin embargo, cabe aclarar que dichas fisuras o grietas no son sinónimo de riesgo estructural o de un diseño deficiente, en la mayoría de los casos son atribuibles a deficiencias constructivas.



Figura 5.6. Presencia de fisuras, en un revestimiento concreto simple. Túnel Interlomas, México.

La presencia de fisuras en estructuras de concreto reforzado, se debe a que el acero requiere que el concreto que lo rodea alcance deformaciones importantes superiores a las compatibles con su capacidad resistente a tensión. Superada esa capacidad, el concreto rompe y se produce la fisuración. En el caso del concreto simple, al no existir elemento que absorba los esfuerzos de tensión, ni presencia de juntas, el concreto por sí mismo busca liberar esos esfuerzos, fisurándose de forma incontrolable.

No obstante a lo anterior y lo que se sabe con respecto a la aparición de fisuras en el concreto, las fisuras también se presentan por otros factores, como inadecuada preparación de la superficie de colocación, omisión de juntas de contracción y aislamiento, curado inadecuado o nulo, retracción y fluencia del concreto, por variaciones de temperatura, retiro de cimbra de forma temprana, entre

otras. Entonces, como se puede entender, todo concreto tiene tendencia a fisurarse y no es posible producir un concreto completamente libre de fisuras, no obstante, su aparición puede ser reducida y controlada si se siguen prácticas básicas de construcción, no sólo mediante la colocación de acero.

Las fisuras no deben ni pueden ser ignoradas una vez concluida la construcción del revestimiento, ya que estas además de ser antiestéticas, con filtraciones de agua en estructuras subterráneas como los túneles, pueden reducir enormemente la vida útil de la estructura al provocar daños por corrosión en el concreto, por lo que deben ser reparadas en cuanto se presenten y garantizar que su aparición no perjudica la estabilidad y operación del túnel.

En términos generales, el proceso constructivo del revestimiento se trata de trabajos de ciclos de ejecución, considerando que este tipo de obras se caracteriza porque tiende a ser repetitiva. Se requiere de la programación de tiempos, del suministro de materiales, equipos, maquinaria, y mano de obra para llevar a cabo cada actividad. Además, durante el proceso de construcción, si se llegara a presentar algún problema, por descuido o negligencia del personal o por el mismo comportamiento de la estructura que no haya sido previsto, conviene saber que normalmente se trata de reparaciones complicadas, lo que hace que el error o afectación llegue a representar un alto costo.

Al respecto, existen diferentes niveles de importancia ante este tipo de problemas, por ejemplo, durante la excavación, irregularidades locales de la sección debido a voladuras de mala calidad o sobre-excavaciones. En el caso del revestimiento, puede presentar daños o defectos, debido a una preparación inadecuada del concreto o mala ejecución del colado, retrasos en la construcción por deficiencia en la planeación, exceso de vibraciones debido a un control inadecuado, subsidencias producidas por filtraciones o refuerzos inapropiados, etc.

Concreto lanzado

El control de calidad del concreto lanzado, por su parte, debe garantizar que el producto fabricado y proyectado cumple satisfactoriamente con las especificaciones del diseño y los parámetros de durabilidad previstos.

Los ensayos deben realizarse a pie de obra, previamente al comienzo de ésta, y empleando las instalaciones y los componentes previstos para la ejecución de la misma. El comportamiento del concreto, en general, depende tanto de las proporciones de cada uno de sus componentes, como de las propiedades individuales de ellos.

Mediante ensayos de laboratorio se determinan las propiedades de sus componentes, permitiendo, por una parte, diseñar la correcta dosificación y, por otra, prever su comportamiento con el tiempo. La mayor parte de los problemas que presentan los concretos son producidos por una dosificación inadecuada. No obstante, nada se conseguirá afinando más los métodos de dosificación si no mejora paralelamente el control (López et al, 1999).

La colocación del concreto lanzado es una parte fundamental para tener un acabado deficiente, ya que como se observa en la figura 5.7, la mala aplicación llega a tener resultados de mala calidad, como huecos entre capa y capa, desperdicio de material o exceso de material colocado en partes donde no se requiere, teniendo como resultado un inadecuado elemento protector, de resistencia, que solo ocupa espacio y queda muy alejado de lo que se pretende lograr con el concreto lanzado como parte del revestimiento y acabado final del túnel.



Figura 5.7. Defectos de aplicación concreto lanzado, Túnel Toluca-Nauclpan, México.

Entre otras malas aplicaciones del concreto lanzado, se tiene: espesores inadecuados, exceso de agua, mala posición de la boquilla o boquilla en una sola posición, lo que lleva a una colocación no homogénea, rebote excesivo, entre otras.

En la figura 5.8 se muestra la manera adecuada en la que se supone se debe aplicar el concreto lanzado, siempre buscando la perpendicularidad con respecto a la superficie de lanzado, algo que desafortunadamente no se ejecuta en obra.

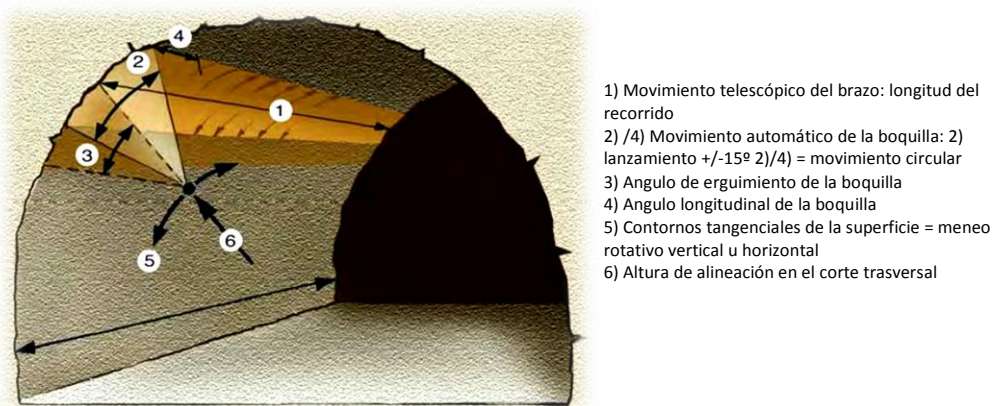


Figura 5.8. Diagrama del manejo de la boquilla. Tomada de Sika, (2010).

La calidad final del concreto lanzado depende fundamentalmente de los operarios, por lo que es esencial que asistan a cursos y reciban una formación completa de su especialidad.

Uno de los desafíos más complejos en el lanzamiento del concreto es reducir la cantidad de material de rebote. Son tantos los factores que influyen en ello que es extremadamente difícil efectuar un control sistemático. Desde luego que el factor primordial, es el operador de la boquilla, ya que la cantidad de material que rebota recae en la habilidad y experiencia del operador. Esto, es de vital importancia económica y logística, ya que por cada tonelada de material rebotado se duplica la cantidad de trabajo. Los factores que influyen en la cantidad de rebote son (Sika, 2010):

- La experiencia y pericia del operador de la boquilla
- Dirección del lanzamiento (hacia abajo, hacia arriba u horizontalmente)
- Unidad de lanzamiento (presión del aire, boquilla, volumen lanzado)

- Proceso de lanzado (en seco/en húmedo)
- Diseño del concreto lanzado (agregado, gradación, acelerante, fibra, cementante)
- Concreto lanzado (resistencia muy temprana, adherencia, espesor de las capas)
- Condición del substrato (uniformidad, adherencia)

En las reparaciones de concreto lanzado, los vacíos en el material aplicado, tales como los que se encuentran detrás del refuerzo (efecto sombra), constituyen un problema importante y se han convertido también en un desafío en la construcción con este material. Un lanzador bien experimentado podría llegar a reducir las sombras del lanzado escogiendo una secuencia apropiada. Es pues esencial tener como criterio principal para una alta calidad del concreto lanzado, la experiencia y pericia del lanzador (Sika, 2010).

Para poder asegurar la calidad de un trabajo de concreto lanzado, se deben considerar los siguientes puntos:

- Diseño adecuado de la mezcla: especificar resistencia a la compresión, proporción de cemento, agregados, agua, aditivos, fibras (según sea el caso), etc.
- Preparación de la superficie sobre la que se va a lanzar: debe estar libre de polvo, aceite, agua y materiales extraños sueltos.
- Mezclado de materiales de acuerdo con el diseño.
- Aplicación por parte de un boquillero con experiencia para reducir al mínimo el rebote y las oquedades detrás del acero de refuerzo.
- Curado como cualquier concreto.

Por otra parte, la fisuración también se hace presente por retracción plástica se desarrolla a causa de la pérdida de agua, i.e., causadas por una rápida pérdida de agua de la superficie del concreto antes de que éste haya fraguado.

Existen varios métodos para medir la fisuración, uno de los cuales es el especificado en AASHTO PP 34-98 - Práctica estándar para la estimación de la tendencia de la grieta del concreto y ASTM C1579-06 - Método de prueba estándar para la evaluación de agrietamiento por contracción plástica de la fibra contenida en concreto reforzado.

Existen distintas normas para el control de calidad del concreto lanzando, desde los materiales, mezcla y colocación que pueden ser una guía de consulta, asimismo las emitidas por el ACI, ASTM y EFNARC.

Revestimiento con dovelas

Cuando se trata de túneles dovelados, también debe vigilarse la construcción del túnel en todo momento, este tipo de procedimientos requieren de una logística muy particular, donde se tenga previsto el suministro de todos los materiales que participan en la construcción del túnel. Por tratarse de procedimientos que requieren de equipos especiales, es necesario controlar cada dispositivo, elementos y materiales que permitan la correcta operación del equipo excavador. Controlar y supervisar el suministro de las dovelas, vigilando en todo momento que se cumpla cada especificación de proyecto, desde el prefabricado de las dovelas en planta (Figura 5.9), hasta su colocación durante la excavación del túnel.



Figura 5.9 Fabricación de dovelas.

No obstante, también se suelen presentar deficiencias de construcción, en este caso, una de las más representativas en cuanto a calidad final se refiere, es cuando existen filtraciones de agua, afectando considerablemente la estanqueidad del revestimiento y en algunos casos, la estabilidad de los elementos de concreto colocado, lo que lleva a reparaciones extraordinarias, gastos y tiempos no previstos.

En otros casos, inestabilidad del frente, producida por presión de confinamiento del escudo insuficiente, baja capacidad de avance de la *tuneladora* debido a esfuerzos excesivos, mala operación, etc.

Cabe destacar que este tipo de revestimiento generalmente se emplean en suelos o en rocas fracturadas, en México no se tiene, a la fecha, ningún caso de túnel carretero construido con dovelas.

Al igual que los revestimientos anteriormente descritos, por tratarse de elementos de concreto reforzado, se debe seguir la normativa aplicable en cuestiones de calidad durante la fabricación de las dovelas. En este aspecto, previa excavación del túnel, se debe tener previsto un espacio para la fabricación y habilitado de las dovelas. La calidad debe ser vigilada desde ese momento hasta la colocación del anillo durante la excavación del túnel. En el Capítulo 2 de esta tesis, se mencionó la manera de hermetizar el túnel cuando se emplean dovelas, este factor es muy importante se tome en cuenta en el diseño y construcción de túneles carreteros, se debe garantizar la hermeticidad del túnel mediante un eficiente sistema de impermeabilización y drenaje, independientemente del tipo de revestimiento que se trate.

La calidad en la construcción de túneles es una propuesta para la coordinación desde las fases de diseño hasta la construcción y operación, siguiendo el objetivo de respetar lo señalado en los proyectos, en términos de construcción, de tiempo de trabajo, costos de construcción, soluciones técnicas y restricciones ambientales. Todo esto se puede alcanzar siempre y cuando se lleve a cabo un coordinado seguimiento de cada actividad y en función de las responsabilidades de cada parte involucrada.

El control de calidad del revestimiento durante su construcción, dependerá del tipo seleccionado, se requiere de un trato especial acorde al tipo de revestimiento. Por ejemplo, cuando se trata de

paneles prefabricados, éstos son menos robustos y su colocación se ocupa en mantener la estética, el confort y la agradable vista una vez colocados.

En el caso de revestimiento de concreto simple o reforzado, actualmente es colocado con cimbras o moldes metálicos, como se ha citado, se debe cumplir, en la medida de lo posible con los lineamientos respecto al tipo de materiales a emplear, que de manera genérica aplican para los revestimientos en donde se involucren acero y concreto.

En los túneles, en los que el terreno puede producir sorpresas, es más importante, si cabe, contar con una metodología establecida para afrontarlas, es decir, un sistema de calidad y dentro de ello es fundamental contar con un personal convenientemente formado en el tipo de obra a ejecutar, tanto en las labores de producción como en el control de la calidad, registrando todo lo que se ejecuta, las modificaciones surgidas y los controles realizados.

5.3. Durabilidad y comportamiento del revestimiento.

Por tratarse de revestimientos de concreto, casi en todos los casos, se puede generalizar el concepto de durabilidad con respecto a este elemento. Entonces, la durabilidad es una propiedad importante del concreto, es indispensable que tenga la calidad y capacidad para resistir las condiciones de servicio.

El ACI la define como:

"La habilidad para resistir la acción del tiempo, ataque químico, abrasión o cualquier otro proceso de deterioro. Un concreto durable mantendrá su forma, calidad y condiciones de servicio originales, cuando se exponen a su ambiente". Se evalúa "en función de su capacidad para resistir las acciones de deterioro derivadas de las condiciones de exposición y servicio a que está sometida".

Una vez concluida la construcción o colocación del revestimiento, corresponde preocuparse ahora por la durabilidad y el comportamiento que se espera tendrá.

En el caso de los paneles, en función del material con el que se hayan fabricado, su durabilidad dependerá en gran medida, de los cuidados, preservación y limpieza que se tengan durante su vida útil. Se sugiere considerar las recomendaciones del fabricante en cuanto a limpieza y mantenimiento se refiera, ya que cada proveedor o fabricante establece los cuidados y tiempos de mantenimiento que se deben realizar una vez colocados, además toman en cuenta los lineamientos de la normativa aplicable con respecto a la fabricación y empleo de estos elementos.

En el caso de concreto, entre las diversas acciones o agentes de carácter no estructural que suelen ocasionar el deterioro prematuro del concreto, destacan las siguientes por su frecuencia y por la importancia de sus efectos en la durabilidad de las estructuras de concreto armado (Ottazzi, 2004), en general: ataque por sulfatos, corrosión del acero de refuerzo, ciclos de congelación y deshielo, agrietamiento y fisuras, resistencia de la estructura frente al fuego.

En el caso del concreto lanzado, como en el concreto simple o reforzado, son similares los factores de los que depende la durabilidad:

- Factores debidos al medio de exposición y calidad del soporte (estado de soporte, ataque físico, ataque químico, estado de esfuerzos del túnel durante el endurecimiento y vida útil, cambios de temperatura, heladas y tiempo calurosos durante el curado).
- Factores debidos a la puesta en obra (espesor de la capa, número de capas, adherencia entre capas, rebote, adherencia al soporte, curado del concreto, compactación después de la puesta en obra, tiempo frío y tiempo caluroso durante el transporte y puesta en obra).
- Factores debidos a la composición del concreto lanzado (dosificación, impermeabilidad del concreto, calidad de los agregados, compatibilidad de los aditivos, cemento y agua de la mezcla, densidad del concreto, aditivos y acelerantes).

Considerando el concreto lanzado como un revestimiento, constituirá la última capa que estará expuesta a los agentes atmosféricos. Se presta especial atención a la durabilidad que éste presente con el fin de que mantenga su función a lo largo de la vida útil (a largo plazo). Los factores que afectan a la durabilidad y permanencia del concreto lanzado son diversos, entre otros cabe señalar los siguientes: exposición del concreto lanzado, variación de temperatura y humedad, ciclos hielo/deshielo, cargas y deformaciones impuestas, capacidad resistente a la exposición, resistencia mecánica en relación a las cargas, ductilidad, resistencia a sulfatos, cloruros, carbonatación, reacción álcali-agregados, resistencia al hielo-deshielo, humedad-sequedad, cargas dinámicas, etc. y colocación.

Es importante tener en cuenta que alguno de los componentes del concreto lanzado, e incluso alguna de sus propiedades, pueden tener efectos negativos sobre la durabilidad del concreto, entre los que se destaca (Sika, 2010):

- Acelerante de fraguado. Los acelerantes pueden tener un efecto perjudicial en la evolución en el tiempo de la resistencia del concreto, si bien puede tener un efecto beneficioso frente al hielo.
- Cloruro y sulfatos. El cloro puede estar presente en el concreto a través del agua de mar, agregados contaminados o aditivos que contienen cloro. Por su parte, una excesiva cantidad de sulfatos, que pueden proceder del cemento, agregados, aditivos y el agua, pueden afectar a la integridad, al tiempo de fraguado y a la resistencia a largo plazo.
- Permeabilidad. El paso de agua a través de su masa o de la fisuración, puede, en algunos casos, deteriorar la durabilidad del concreto lanzado.
- Curado. Aunque en la práctica no es habitual esta operación, es evidente que favorece la durabilidad, sobre todo en espesores delgados y baja relación agua/cemento. Además, a causa del incremento de túneles con revestimiento definitivo de concreto lanzado, esta operación tendera a usarse cada vez con más frecuencia, en especial en concretos con función estructural.
- Microfisuración superficial. Como alternativa al curado, para evitar la aparición de fisuras superficiales, se puede considerar el uso de microfisuras naturales o sintéticas. Otra solución consiste en la utilización de concretos de baja contracción, mediante la adición de óxido de calcio u otras sustancias así como cementos o microcementos de bajo calor de hidratación.

Por su parte el ACI (2005) American Concrete Institute - Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, contiene un apartado referido a requisitos de durabilidad, donde expone categorías de las condiciones de exposición de las estructuras de concreto, dependiendo del grado de severidad de la exposición. Estas categorías consideran las afectaciones del concreto relacionado con la durabilidad.

De acuerdo con investigaciones, al diseñar por durabilidad una estructura, aporta ventajas técnicas y economías, ya que técnicamente permite que la estructura tenga un mejor desempeño ante sus condiciones de servicio, y por lo tanto, la disminución en las reparaciones; hecho que en términos económicos minimiza costos operativos y de mantenimiento, entre las ventajas se destacan (Hernández, 2005):

- Mejor desempeño y conservación ante las condiciones de servicio
- Mayor vida útil
- Menores costos de mantenimiento y operativos
- Menor valor presente de costo de la construcción y de sus costos de mantenimiento
- Contribuye a la rentabilidad del proyecto al reducir costos excesivos por reparaciones.

Por otra parte, con respecto al comportamiento del revestimiento, los túneles son obras en las que el proyecto perfecto no existe, aunque se cuente con elementos de diseño que hayan sido definidos mediante análisis detallados y que se hayan establecido rangos críticos, no habrá seguridad total del comportamiento que la obra, en general, experimentará durante la construcción y quizá a lo largo de su vida útil.

Durante la construcción se debe al desconocimiento del terreno, considerando que en cada avance, hablando de la excavación, aun con los estudios previos más sofisticados, se desconocen las condiciones prevalecientes del terreno y del comportamiento que se presentará una vez hecha la excavación.

Mientras que una vez concluida y estabilizada la excavación, al tratarse del revestimiento, se supone se han establecido con mejor seguridad los parámetros, permitiendo un mejor estudio del comportamiento que, propiamente el túnel está experimentando. Al respecto, la instrumentación o auscultación juega un papel muy importante, ya que tiene objetivos específicos, como conocer el comportamiento del terreno según se va ejecutando el túnel, y controlar su evolución una vez construido.

Durante la construcción, la instrumentación se diseña para conocer el comportamiento de los diferentes tipos de terreno, y por ello se estudian algunas zonas por cada tipo de terreno, lo que se hace instrumentando secciones de control cuidadosamente elegidas. Se diseña una instrumentación para comprobar el equilibrio en el túnel, normalmente se realiza a lo largo de todo él, por lo que da lugar a una instrumentación sistemática. Mientras que durante la operación, se debe poder controlar a largo plazo si se produce inestabilidad de alguna zona del túnel; esto se puede conseguir si se mantienen operativos los equipos colocados durante la construcción y se mantiene un plan de lecturas sistemáticas. Los parámetros habitualmente medidos en la auscultación de túneles son (Peláez, 2004):

- Movimientos (absolutos y relativos). Se miden de puntos materializados en el perímetro del túnel, ya sea sobre el sostenimiento o el revestimiento, en el terreno circundante, en la superficie y en construcciones próximas. Los absolutos, se pueden realizar con métodos topográficos de precisión respecto a un sistema de coordenadas establecido. Los relativos se pueden realizar con extensómetros de varillas, cintas de convergencias, inclinómetros, etc., por mediciones entre dos puntos.
- Esfuerzos. Se pueden medir esfuerzos en los elementos estructurales construidos, mediante elementos capaces de medir directamente los esfuerzos (celdas de presión y celdas de

carga); con elementos que miden con gran precisión las deformaciones de la estructura y así deducir el estado de esfuerzos de ésta (extensómetros de cuerda vibrante).

- Presión de agua. En este caso, la presencia de agua en el terreno, niveles freáticos y piezométricos, se controla con los piezómetros convencionales o de cuerda vibrante.

No hay que olvidar que la instrumentación, y posterior medida y análisis, requiere de cierta inversión, lo que significa que ésta se debe definir de manera óptima; se necesita saber qué se quiere medir y para qué se quiere medir. Además la instrumentación dispuesta para un túnel será distinta a la que se haya podido colocar en otro, todo dependerá de las condiciones de cada proyecto; profundidad o cobertura, ubicación, procedimientos constructivos, etc. Aunado a esto, considerar el tipo de revestimiento seleccionado, ya que no es lo mismo monitorear un túnel de concreto simple/reforzado a uno construido con dovelas.

CAPÍTULO 6

**OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DURANTE LA
VIDA ÚTIL DEL TÚNEL**

En este capítulo se describen algunos de los requerimientos que un túnel carretero requiere para su correcta operación y mantenimiento, los cuales deben ser previstos desde la fase de diseño, independientemente del tipo de revestimiento seleccionado.

No obstante a lo anterior, conforme las condiciones del acabado final del revestimiento, la periodicidad del mantenimiento suele ser diferente, de acuerdo con las cualidades del material empleado como acabado final.

En las obras de ingeniería civil, en general, la finalidad es que una vez concluida, cumpla con el objetivo para el que fue concebida. Los túneles al formar parte de un proyecto carretero, se puede considerar el concepto de operación que se aplica en las obras carreteras, en donde se distinguen dos condiciones (Gullón, 1999):

1. El periodo de garantía de la construcción, que incluya la instalación y puesta en funcionamiento de los servicios que requieren los túneles para su uso.

Al respecto, en proyectos de este tipo comúnmente existen conceptos dentro del contrato del proyecto, relacionados con estas actividades, los cuales casi siempre se estipulan de forma general y hasta cierto punto ambiguo, aun así, se debe buscar una adecuada operación, lo que estaría en función de la calidad de la misma obra. Se espera un producto final en el que no existan filtraciones, que los sistemas de sostenimiento y soporte se encuentren estables, que en este caso, el revestimiento cuente con las características para las que fue diseñado, condiciones adecuadas de seguridad, acabado final en buenas condiciones que le den estética y confort al usuario, ya que impactará en la operación y funcionamiento del túnel durante toda su vida útil

2. Las actividades de operación, que son en realidad una nueva actividad de construcción que incluye tanto las de conservación, mantenimiento y reparación, en su caso.

Una vez concluida la obra, el revestimiento prácticamente es la última etapa que conforma el soporte del túnel, y a la vez el acabado final del mismo, en conjunto con la pavimentación, banquetas y todas las obras complementarias para la colocación de las instalaciones de servicio y operación.

Se puede decir que la obra está concluida, sin embargo se encontrará expuesta constantemente a diferentes agentes externos que tienden a degradarla con el tiempo, en su apariencia y en algunos casos en su estabilidad. Principalmente los agentes climatológicos como el viento, la lluvia, el calor, cambios de temperatura, cambio del nivel de aguas freáticas (de ser el caso), condiciones de tipo geológico como los sismos o fallas que hayan sido activadas y que pudieran provocar caídos; factores de tipo humano, descuidos de los usuarios; contaminación ambiental, vandalismo, graffiti, incendios, etc., son elementos de desgaste, comunes y constantes que si bien algunos no se podrán evitar, en otros casos dependerá del cuidado y mantenimiento que se le dé a la obra de manera planificada y conforme las condiciones se requiera.

Operación

La operación de un túnel carretero se enfoca principalmente en la seguridad del usuario, dadas las condiciones de este tipo de obras, la necesidad de mantener la integridad del usuario durante todo su recorrido por el túnel es fundamental garantizarla en todo momento y no precisamente porque

se trate de obras de alto riesgo, sino por las condiciones internas en las que el túnel se encuentran durante su funcionamiento.

Actualmente se han efectuado cambios importantes en la Normativa internacional referente a los sistemas de seguridad de túneles carreteros, enfocados en proteger al usuario y minimizar la ocurrencia de incidentes o accidentes en el interior del túnel y de ser el caso, el túnel se debe dotar de instalaciones dispuestas para atender cualquier situación de riesgo o inseguridad en el interior de éste.

La operación del túnel, debe ser establecida en una estrategia a seguir enfocada sobre todo en la seguridad del usuario. En este sentido, es preciso mantener un control sobre todas las actividades de operación, que en cada una de ellas se tenga un objetivo preciso y se busque cumplirlo.

Para llegar a cumplir los objetivos y una óptima operación del túnel, se requiere el uso adecuado de todos los recursos involucrados en cada actividad establecida y en la calidad de las instalaciones, equipamientos y servicios dispuestos en el túnel.

Asimismo, se debe mantener la transmisión de información al usuario sobre las condiciones en las que se encuentra la infraestructura, buscar por todos los medios que éste se encuentre informado y conozca la manera de pedir ayuda en caso de ser necesario.

El túnel debe operar en óptimas condiciones, como si se tratara de una carretera a cielo abierto, es por eso que la operación del túnel se puede ver como un grupo de actividades que deben ir actualizándose y en mejora continua para ofrecerle al usuario, al máximo posible, la calidad en el servicio. Además, es importante que se busque optimizar los costos de operación sin afectar, de ninguna manera, el nivel de servicio, seguridad y comodidad de los usuarios.

Por lo tanto, la operación de un túnel carretero es un factor que debe tomarse en cuenta también desde el diseño del túnel; el suministro de los elementos necesarios para su operación depende de las mismas condiciones que el túnel exija y a las que estará expuesto, puesto que un exceso de equipamiento en cualquiera de los sistemas de operación, no significa mejor funcionamiento, ya que esto se releja en un mayor mantenimiento y por lo tanto, mayor inversión por cuestiones de mano de obra y de refacciones si es necesario, incremento en el número de veces y tiempo para hacer el mantenimiento.

Para evitar o reducir en lo mínimo tales situaciones y enfocar realmente lo que se espera de una operación óptima, se debe conocer y visualizar el proyecto, las condiciones a las que el túnel estará expuesto y optimizar los recursos de la mejor manera.

La selección del revestimiento es un factor clave para el empleo y elección de los sistemas de operación, el alcance de cada uno, así como las ventajas y desventajas que aportarían al túnel bajo las condiciones del acabado en las que se encuentre.

Las condiciones de iluminación y ventilación, además de considerar la longitud y dimensiones del túnel, el revestimiento que se haya colocado repercute en el diseño y colocación adecuada de cada equipo o instalaciones de operación. Por ejemplo, el revestimiento de paneles, es uno de los que más relevancia tienen en este aspecto, ya que suele satisfacer las necesidades de iluminación de una manera homogénea y eficiente. Otro es el recubrimiento de pinturas, que de acuerdo con su colocación, también permite la iluminación adecuada en el interior del túnel. No obstante, no se

debe escatimar en la selección del revestimiento y en absoluto tomar como primera justificación el ahorro sobre el costo del revestimiento y seleccionarlo con este objetivo. El revestimiento es el acabado final y la apariencia que se brinda al usuario, por lo que debe emplearse la inversión necesaria para que la circulación a través del túnel resulte cómoda y segura.

Para una adecuada operación, el acabado del tunel es decir el revestimiento, es un factor muy importante a la hora de seleccionar y proponer los equipos de operación y por lo tanto la logística del mantenimiento.

Mientras unos requieran mayor inversion en sistemas de iluminación, para algunos el propio revestimiento aporta ventajas sin invertir tanto en este rubro (Figura 6.1). Pero, existen casos como el Túnel de Laerdal, Noruega (Figura 6.3), del que se ha dado a conocer que se tuvieron que contratar psicólogos para influir en el diseño y acondicionamiento del interior del túnel, a fin generar un ambiente agradable hacia el usuario; no sólo el acabado fue un factor que se tomó en cuenta para la operación adecuada del túnel, sino la altura y las codicicones estéticas que generaba cierto grado de fobia al usuario.

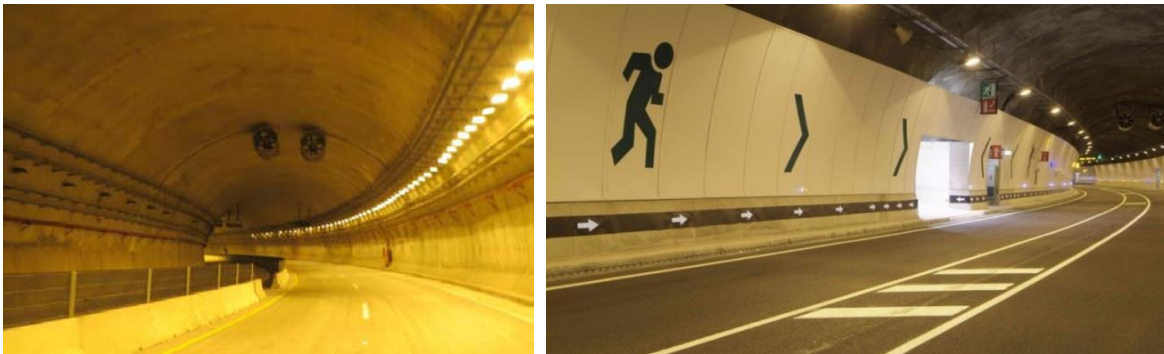


Figura 6.1. Iluminación en Túneles con revestimiento de concreto hidráulico (Izq.) y revestimiento de paneles (Der.).



Figura 6.2. Concreto lanzado y revestimiento en hastiales con paneles. Túnel Loma Larga, Monterrey Nuevo León, México, Ref. [28].



Figura 6.3. Túnel de Laerdal, Noruega. Ref. [29].

Además de lo anterior, se debe establecer un plan sobre la comprobación del funcionamiento, verificación y revisión de los equipos y sistemas de operación del túnel, supervisión y vigilancia sobre el correcto funcionamiento de los elementos de señalización. Establecer elementos que permitan las labores de mantenimiento que se requieran.

En términos generales, se pueden mencionar algunas consideraciones a tomar en cuenta en un plan de operación:

- Garantizar la seguridad del usuario, tener prevista la capacidad de responder ante incidentes que se pudieran presentar en el interior del túnel.
- Considerar un trato especial en cuestiones de seguridad y control de circulación de transportes de mercancías peligrosas y su regulación correspondiente.
- Optimización de costos de operación.
- Establecer actividades de conservación y mantenimiento con la finalidad de asegurar que las instalaciones e infraestructura se encuentra en perfectas condiciones de servicio.
- Establecer protocolos de intervención para la reparación de averías.
- Mantener actividades de seguimiento y mecanismos de mejora continua en cuestiones de operación y mantenimiento.
- Considerar los recursos necesarios para la realización de cada actividad de operación (equipos, materiales y humanos).

De acuerdo con lo anterior, cuando se diseña un túnel carretero, entre los factores que deben considerarse es la operación óptima de cada sistema que lo conforme, aunque suelen presentarse deficiencias una vez que se ha puesto en operación. En este sentido, actualmente existen varios manuales respecto a los aspectos y factores a tomar en cuenta para la concepción de este tipo de obras, en donde se habla de los equipamientos mínimos necesarios para la operación.

Por lo tanto, tal y como lo describen en estos manuales y en normativa de referencia internacional (Directiva 2004/54/CE, Real Decreto 635/2006, NFPA 502 Standard for Road Tunnels), enfocan la operación y conservación de las instalaciones del túnel en la seguridad del usuario, mismas que han sido una referencia para el diseño funcional y de operación de túneles carreteros en México.

Según el Manual de Túneles de Carretera de la Asociación Mundial de Carreteras (AIPCR), para la operación del túnel se requiere del suministro y colocación de equipos y por lo tanto de espacios y canalizaciones para el paso de cables, tuberías de suministro de agua para el sistema contra

incendios y conducciones asociadas. Colocación de señalización, direccional y de información, de seguridad.

Para la correcta operación de un túnel carretero, no solo se trata del equipamiento, también de la infraestructura necesaria para la operación de cada sistema o instalación, dado que de acuerdo al sistema seleccionado y dependiendo de la longitud del túnel, es preciso realizar importantes obras de ingeniería civil. Dependiendo de los quipos seleccionados y de las potencias a instalar, es evidente la necesidad y amplitud de los trabajos a realizar, repercutiendo en el costo, al necesitar un rubro específico para cada instalación y sistema para la operación en el interior y fuera del túnel.

Dentro de los trabajos de equipamiento en el interior del túnel se deben considerar las canalizaciones, techos o plafones falsos y espacios necesarios para equipos e instalaciones de ventilación, iluminación, seguridad señalización, sistema contra incendios, sistema de videograbación, etc. y fuera del túnel, galerías para el paso del aire, galerías de enlace en el caso de conductos paralelos, estaciones de ventilación, oficinas de control, cuarto para el suministro de energía y agua, etc.

El dimensionamiento de los elementos que constituyen los conductos de ventilación (inyección y extracción), techos o plafones falsos y compartimentos, debe tener en cuenta las diferentes cargas que les serán aplicadas en el transcurso de la operación (López R., 2001), las sobrecargas de operación a tener en cuenta dependen:

- De la accesibilidad de los conductos que pueden estar reservados sólo al personal de operación y accesibles a los servicios de auxilio, e incluso a los usuarios para una evacuación de emergencia.
- De los pasos de fluidos eventuales y de su condición de colocación
- De las operaciones de mantenimiento y reparaciones

En este aspecto, se cuida especialmente la buena terminación del acabado del revestimiento, de forma que se disminuyan las superficies irregulares y el buen tratamiento de las juntas, dado que el dimensionamiento de los ventiladores depende estrechamente de la rugosidad de los conductos de ventilación por la pérdida de carga que ello puede implicar y que se traduce en ahorros de energía de la operación (López R., 2001).

Mientras que para garantizar la seguridad de un túnel, es necesario tener en cuenta todos los aspectos del sistema constituidos por la propia infraestructura, por la operación y la intervención, los propios vehículos y los usuarios.

Entonces, la necesidad de mejorar la seguridad de los usuarios y de alcanzar un funcionamiento óptimo de las instalaciones ha obligado a considerar infraestructuras de seguridad como: nichos de seguridad, nichos contra incendios y refugios, a los que se debe dotar con todas las condiciones para su correcto funcionamiento (iluminación, ventilación, señalización, etc.). Asimismo se debe considerar la ubicación de bahías de emergencia distribuidas a lo largo del túnel, son aquellas que permiten hacer las funciones para apartar de la circulación un vehículo averiado. Además del diseño y construcción de galerías de emergencia, adecuadas para evacuación y protección de los usuarios así como el acceso de los equipos de auxilio (de ser el caso).

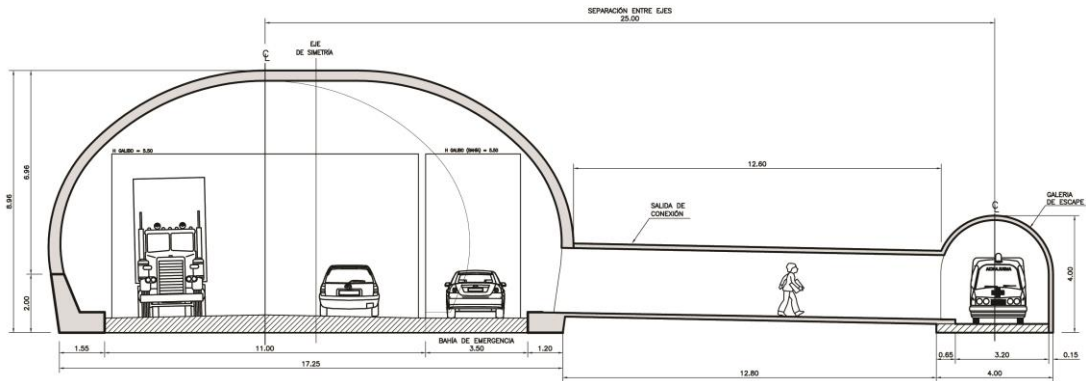


Figura 6.4. Galería de emergencia. Tomada del proyecto Carretera Durango-Mazatlán, México.

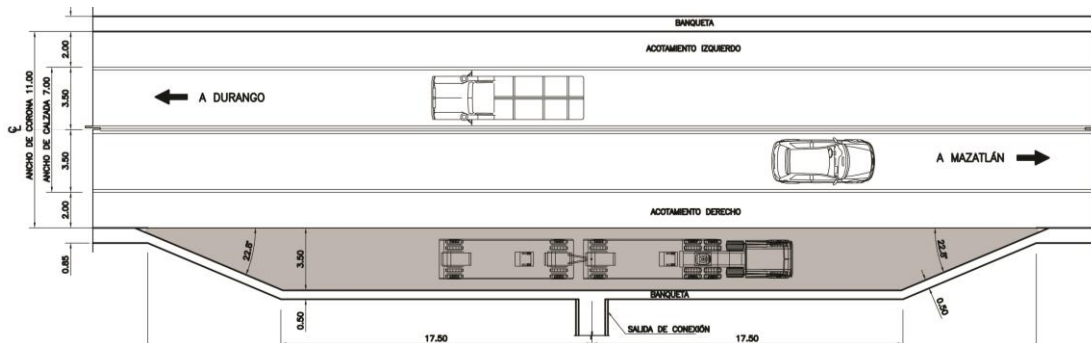


Figura 6.5. Bahía de emergencia. Tomada del proyecto Carretera Durango-Mazatlán, México.

Sin duda la infraestructura es un parámetro esencial para la inversión de construcción. No obstante, se puede invertir mucho en ella y no haber conseguido las condiciones de seguridad si no se han previsto paralelamente asuntos esenciales referentes con:

- La organización, los medios humanos y materiales y los procedimientos de operación y de intervención.
- La formación y el entrenamiento del personal de operación.
- El equipamiento de los servicios de emergencia, con material adecuado y la formación de su personal.
- La comunicación con los usuarios.

Cada factor anteriormente descrito debe ser tomado en cuenta en el diseño y concepción del túnel, por lo tanto del revestimiento, ya que de ello depende que la definición de los equipos y todos los elementos necesarios para la operación del túnel sean las adecuadas y acorde con las condiciones del propio túnel y del proyecto que se trate.

Mantenimiento

Dentro de la operación se establece un plan sobre la conservación y mantenimiento de las instalaciones de túneles carreteros. En México es a través de la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transporte), la encargada del mantenimiento de las instalaciones de este tipo de infraestructura para que opere en óptimas condiciones.

El mantenimiento, como lo especifican manuales de túneles carreteros en otros países, refieren que los túneles tienen una fuerte particularidad propia de sus estructuras y una complejidad en sus

instalaciones que hacen necesario dedicarles un trato especial. Por lo tanto, la problemática es más compleja y los costos mayores en función de sus dimensiones, geometría, ubicación y acabados.

Se considera como mantenimiento ordinario, al mantenimiento de la obra civil y mantenimiento de las instalaciones. En este concepto se deben tomar en cuenta y asegurar que el túnel y sus elementos estén en un estado que permita la circulación de vehículos en las condiciones de seguridad y comodidad para las que fue proyectado y obtener este objetivo al menor costo posible. Se han establecido una serie de conceptos enfocados en atender dicho mantenimiento, entre las que destacan, (López et al., 1999):

Mantenimiento preventivo

- Inspecciones mediante la observación del estado de conservación del elemento.
- Limpieza como complemento a la inspección del trabajo rutinario de mantenimiento.
- La verificación funcional mediante la comprobación de la correcta respuesta de sus estados posibles (elementos electrónicos).
- Revisiones periódicas como la inspección, la limpieza, la comprobación funcional, si es el caso y cualquier otro tipo de mantenimiento rutinario.

Mantenimiento correctivo

- Reparación de defectos que no haya sido subsanados en el momento de la revisión preventiva y de averías inesperadas.

Mantenimiento predictivo

- Análisis de las operaciones de mantenimiento para su optimización, y para ajustar tanto las operaciones como su periodicidad a un máximo de eficacia.

La gestión del mantenimiento puede ser conformada por las siguientes etapas:

- Realización de inventarios
- Planificación
- Programación
- Ejecución y seguimiento de los trabajos.

Entonces para poder llevar a cabo un mantenimiento eficaz, se recomienda que desde el primer momento en que el túnel inicie operaciones se disponga de su registro y de las incidencias del mantenimiento preventivo y correctivo. Además de que se cuente con la información respecto a las instalaciones o sistemas a mantener específicos de cada proyecto.

Por el tipo de obra, la mayoría de las técnicas de mantenimiento de equipos son muy especializadas, hecho que exige la participación de empresas dedicadas a ello y que normalmente son subcontratadas en función de las necesidades e imperfecciones que se presenten. Sin embargo, se recomienda tener un equipo especializado mínimo permanente para poder hacer una primera intervención sobre cualquier elemento o sistema, con los conocimientos precisos para ejecutar también parte del mantenimiento preventivo o correctivo de primer nivel y que se pueda hacer un diagnóstico sobre los desperfectos graves, con lo que se ahorra mucho tiempo y dinero en las operaciones de importancia. También debe ser función de este equipo el seguimiento y la comprobación de la calidad de las reparaciones o intervenciones ejecutadas por terceros.

El mantenimiento de equipos o instalaciones especiales muchas veces viene sugerido por el propio proveedor o fabricante, y con el paso del tiempo en la experiencia propia de la operación. La realización del mantenimiento preventivo se ajusta a una lista de revisión mediante la cual se describen los trabajos a realizar. En este documento se puede considerar lo siguiente:

- Lista de operaciones
- Equipo de trabajo y estimación de recursos
- Lista de materiales de repuesto (stock) y herramientas
- Lista de medidas de seguridad

La lista de revisión se debe realizar para cada sistema o elemento del túnel que requiera mantenimiento. El alcance y la frecuencia de estos trabajos dependerán de la complejidad del propio túnel, ya que un mantenimiento escaso hará aumentar el número requerido de actividades de reparación de tipo correctivo, mientras que un exceso de mantenimiento implica mayor costo, por lo tanto se sugiere identificar los requerimientos mínimos que cada equipo, sistema o elementos del túnel necesitan para que funcionen normalmente con respecto al tiempo y las condiciones que cada uno ordene. Todo esto puede adecuarse conforme se realicen las revisiones y de acuerdo al comportamiento de cada sistema, pero siempre mantenerlos en operación.

Los elementos para mantenimiento de un túnel carretero se pueden considerar en dos grupos, (López et al., 2005):

1. Elementos de obra civil (pavimentos, guarniciones y banquetas, drenaje, impermeabilización, revestimiento, marcas viales, señalización, etc.), figuras 6.6-6.7.



Figura 6.6. Revestimiento, banqueta y pavimento. Tomada de Alliance, Ref. [26].



Figura 6.7. Marcas viales y señalización, Túnel Pont Pla, Andorra suroeste de Europa. Tomada de Alliance, Ref. [26].

2. Elementos de instalaciones (Suministro de energía y centros de transformación, Iluminación, ventiladores de inyección y aspiración, detección y extinción de incendios, postes de auxilio SOS, detección y control de tránsito, televisión en circuito cerrado, radiocomunicaciones, sistema de transmisión de datos, centro de control, equipo de registro y control de CO, semáforos, etc.), figuras 6.8-6.13.



Figura 6.8. Señalización SOS



Figura 6.9. Iluminación



Figura 6.10. Detección y extinción de incendios



Figura 6.11. Ventilación



Figura 6.12. Centros de control



Figura 6.13. Elementos de instalaciones, circuito cerrado

Con respecto al mantenimiento de elementos de obra civil, se sugieren periodos de tiempo para llevar el mantenimiento de algunos elementos que conforman el interior del túnel, de una forma orientativa y como se han venido estableciendo en algunos manuales (López et al., 2001), entre las más relevantes:

Drenaje: Trabajos de mantenimiento semestral o anualmente. Se considera conveniente disponer de dos redes de drenaje, una que capte aguas de la calzada y la que se genere durante la limpieza

del túnel, y otra que capte el agua del sistema de impermeabilización. De esta última es importante verificar que los elementos del sistema se mantengan limpios y en buenas condiciones, que circule correctamente el agua captada, con la finalidad de no provocar acumulación de agua y se pudiera afectar el revestimiento del túnel. Asimismo se sugiere analizar el agua captada periódicamente para verificar su agresividad respecto al concreto.

Impermeabilización: Se trata de un sistema que se coloca antes del revestimiento, por lo cual no se le puede hacer propiamente un mantenimiento preventivo, en este caso hay que vigilar detalladamente su colocación y la elección del mismo en cuanto a calidad, capacidad de envejecimiento y su comportamiento en caso de incendio. También se debe verificar durante la operación del túnel, que no aparezcan rasgos de filtraciones que en un determinado momento puedan afectar al propio revestimiento y/o a los sistemas de iluminación y/o ventilación.

Revestimiento: El mantenimiento consiste en la observación periódica del túnel (clave y hastiales), en busca de grietas, fisuras o presencia de humedades y filtraciones de agua, sobre todo verificar que no haya indicios de oxidación o desconchamiento del concreto, que aplica para casi todos los revestimientos, exceptuando el de paneles prefabricados. Es recomendable también la instrumentación en el interior del túnel en zonas donde se hayan detectado condiciones geológicas desfavorables (durante la construcción) con el objeto de monitorear su comportamiento durante la vida útil de la obra. En el caso del revestimiento de paneles, su mantenimiento es específico de cada caso, sin embargo se recomienda verificar el estado de los anclajes y soportes con los que se colocan, generalmente en hastiales, asegurarse que no puedan desprenderse, además de la limpieza periódica para no afectar la iluminación del túnel. En este caso, la frecuencia de la limpieza depende de la intensidad del tráfico, de la presencia de vehículos pesados, siendo recomendable que estos trabajos se realicen trimestral o semestralmente.

Señalización y marcas viales: Su mantenimiento normalmente se realiza cuando se le hace mantenimiento al pavimento. Lo adecuado es realizar limpieza de manera frecuente, sus elementos de sujeción deben estar galvanizados y adaptados a la atmósfera agresiva del túnel y deben verificarse sus condiciones de apriete, corrosión e integridad por lo menos una vez al año.

En el caso de la periodicidad de *mantenimiento de los elementos de instalaciones*, depende del tipo de instalación del que se trate, como son:

Suministro de energía eléctrica y centros de información: en el caso del suministro de energía, al tratarse de elementos especiales de riesgo, se requiere de personal calificado que pueda realizar el mantenimiento correspondiente de las instalaciones de alta y baja tensión. Se sugiere se realice anualmente, que incluya limpieza de las instalaciones, comprobación funcional y revisión de sistemas de control. La red de puesta a tierra, y la toma de corriente a lo largo del túnel deben ser objeto de comprobación y de lecturas eléctricas con periodicidad anual. En el caso de los centros de información, la operación debe ser continua y sin fallas, ya que de estos depende el control de operación del túnel, lo que impacta en la seguridad de los usuarios y la prevención de accidentes.

Los cables de distribución deben estar protegidos contra los choques y contra el fuego. En caso de incendio, no deben desprender humo ni gases tóxicos que hagan peligrar la seguridad de los usuarios.

Los circuitos de seguridad, es recomendable que se encuentren separados de los circuitos que alimentan al resto de servicios de túnel.

Iluminación: Los aspectos de mantenimiento más importantes en la iluminación de un túnel son la seguridad del sistema de iluminación y su funcionamiento sin interrupción. Los sistemas de iluminación dependen de muchos factores y el más importante es el mantenimiento que debe quedar perfectamente reflejado en el diseño inicial. En este aspecto también se debe revisar las instalaciones para su suministro por lo menos una vez al año o cuando se requiera.

Las luminarias y sus soportes deben ser sujetas a un mantenimiento de tipo preventivo. Es conveniente limpiar las luminarias entre una y dos veces al año y reponerse las que se encuentren dañadas o fundidas. El mantenimiento depende de la localización y del sistema eléctrico y de suministro.

Un túnel debe tener la suficiente iluminación inicial para compensar todos los factores que la reducen mientras que está en servicio. Entre estos están la pérdida de luz no recuperable y pérdida de luz recuperable. En la primera categoría están la temperatura de iluminación ambiente, el voltaje de la luminaria y la depreciación de la superficie de la luminaria. En la otra categoría están la depreciación de la iluminación por suciedad.

El factor más importante, a excepción de la luminaria, es el tratamiento superficial en hastiales y clave. Reducir el factor de reflexión de estas superficies puede ser más perjudicial para la efectividad de la iluminación que cualquier otro factor. El interior de los túneles carreteros debe tener un acabado de la superficie interior que no se deteriore con el paso del tiempo ni con ataques químicos, que no se ensucie y sea de limpieza fácil.

Ventilación: La revisión de estos elementos es preferible sea anualmente o cuando se requiera por averías extraordinarias, incluyendo medidas eléctricas, comprobaciones mecánicas y análisis de vibraciones.

Detección y extinción de incendios: En este concepto entran varios elementos, entre los que destacan detectores de incendio, centrales de alarma, extintores.

Postes de auxilio SOS: Estos equipos permiten al centro de control actuar tempranamente frente a emergencias detectadas por los usuarios. Su mantenimiento puede ser anual, sin embargo son precisas verificaciones funcionales con frecuencia. Es conveniente que se verifique la calidad de la recepción de fonía tanto en campo como en el centro de control.

Detección y control de tránsito: En este rubro se encuentran distintos elementos como estaciones de toma de datos, estaciones de control de señales, semáforos, elementos de señalización variable (LED's o fibra óptica) y detectores de galibo. En el caso de las estaciones y los detectores se sugiere un mantenimiento anual y consiste en limpieza y comprobación de sus constante eléctricas. El mantenimiento de LED's debe ser funcional y de limpieza con periodicidad semestral o anual según sea el tránsito del túnel.

Televisión de circuito cerrado: El mantenimiento suele ser anual, y dentro de este sistema se encuentran cámaras, monitores, equipo de videograbación, consola de control, matriz de conexión. Es importante verificar la compatibilidad de la cámara con el tipo de luz instalado, o usar los filtros cromáticos oportunos.

Radiocomunicaciones: Uno de los elementos más importantes de operación del túnel, ya que su correcto funcionamiento en cualquier circunstancia es imprescindible para asegurar las operaciones

de mantenimiento. Es un elemento básico de comunicación entre el centro de control y los equipos de campo. El mantenimiento se considera debe ser anual, con verificación funcional continua. Se recomienda comprobar periódicamente que no existan zonas de sombra, i.e. que no se encuentren cubiertas.

Sistema de transmisión de datos: Son las instalaciones de redes mediante las que se transmiten las comunicaciones entre el centro de control y los equipos de campo. Debe haber una verificación periódica y colocarlas con suficiente protección y seguridad, ya que se pueden tratar de redes eléctricas o de fibra óptica que además implica se verifiquen por personal especializado y en apego a reglamentaciones específicas aplicables a este tipo de instalaciones.

Centro de control: Como su nombre lo indica, recibe, procesa y controla las señales de todos los sistemas del túnel, por lo tanto no debiera haber fallas. Conviene verificar los equipos al menos una vez al año, incluido toda la informática y software de control. Cabe mencionar que de acuerdo con las dimensiones del proyecto, existen centros automatizados, sin embargo la importancia de verificación y mantenimiento es la misma.

Además de los sistemas en mención para la operación del túnel, también se deben considerar el mantenimiento y verificación de las instalaciones de suministros de agua y energía eléctrica, estas instalaciones requieren de un espacio específico para la ubicación de sus equipos, como transformadores, plantas de emergencia, bombas para el suministro de agua, tableros de energía, tableros de voz y datos, etc.

La ITA, International Tunnelling and Underground Space Association por sus siglas en inglés, sugiere plazos de tiempo para ejecutar el mantenimiento de un túnel a lo largo de su vida útil, mediante un programa y protocolo a seguir, en condiciones propias de cada proyecto y del sitio donde se encuentre.

Como se puede ver, el mantenimiento es parte de la operación, y todo dependerá de la estrategia y plan de operación a seguir, orientada hacia la seguridad del usuario y la preservación de las instalaciones. El manejo adecuado de todos los recursos y la optimización de los costos de mantenimiento y operación, impactan de manera importante en la vida útil del túnel.

Son distintos los trabajos de mantenimiento que se requieren para la correcta operación del túnel, y cada uno tiene su grado de importancia y complejidad. También vale la pena destacar que el equipamiento de operación debe considerar las necesidades de cada proyecto, funcionalidad, características del tráfico y seguridad, todo tomando en cuenta, en la medida de lo posible, las condiciones que marca la normativa aplicable de acuerdo al lugar donde se vaya a construir el túnel. Además, cualquier inversión en obras de infraestructura del país (México), tiene siempre un impacto económico-social, cultural y ambiental, que no se debe olvidar.

Es preciso, considerar también las medidas de seguridad del túnel durante los trabajos de mantenimiento, ya que en algunos casos se requiere interrumpir el tránsito de vehículos o adaptar las instalaciones para la circulación y a la vez la ejecución del mantenimiento requerido. Algunas fuentes de riesgo en las que se debe tener mayor cuidado, son la presencia de tránsito, tensión eléctrica y trabajos en altura. Por lo que se sugiere programar los tiempos de mantenimiento, eligiendo horarios nocturno, que es cuando no existe tanto flujo de vehículos, o bien diurno, cuando la actividad o el tipo de instalación a reparar lo requieran y lo permita.

Cada trabajo de mantenimiento debe ser reportado y llevar un control en los tiempos de periodicidad a fin de optimizar los periodos de mantenimiento y tener en operación cada sistema de manera eficiente.

En México se ha ido implementando una mejora sustancial en el diseño interior de un túnel de carretera, tanto, que ya se tienen diseños donde se aprecia un mayor cuidado en las instalaciones de iluminación, ventilación, seguridad y vigilancia; basados principalmente en normativa Europea. Algunos de los túneles con este tipo de equipamiento e instalaciones que hasta hace seis años no se tenía en México, corresponden a los túneles construidos en las Autopistas Durango-Mazatlán y México-Tuxpan; así como el túnel de La Escénica Alternativa, en Acapulco Guerrero, actualmente en construcción y, que fue diseñado con un equipamiento de la más alta tecnología y vanguardia para la operación de túneles carreteros.

CAPÍTULO 7

EJEMPLOS PRÁCTICOS EN MÉXICO

Con la finalidad de ejemplificar la aplicación de los criterios de selección del tipo de revestimiento y los criterios generales de análisis y diseño que se explicaron brevemente en el capítulo 3, a continuación se describen dos casos prácticos diseñados bajo las hipótesis descritas en esta tesis. Se trata de túneles recientemente construidos en México.

Por el enfoque de esta tesis, en cada caso únicamente se presenta lo relativo con el revestimiento definitivo propuesto, y finalmente el que fue aceptado para construcción. Así como las condicionantes que se tomaron en cuenta para su diseño e implementación.

Cabe aclarar que los análisis que a continuación se presentan, corresponden con la metodología de diseño de distintos túneles construidos en México y es una forma de considerar las características del revestimiento y los sistemas de sostenimiento y soporte a emplear para estabilizar un túnel carretero a corto y largo plazo.

7.1. Proyecto Túneles Autopista Toluca-Naucalpan

Se trata de la autopista Toluca-Naucalpan ubicada en el Poblado de san Francisco Xochicuautla. La intención de este proyecto es permitir el flujo hacia y desde la ciudad de Toluca, de la región norte y poniente de la zona metropolitana del Valle de México. Atravesará los municipios de Toluca, Lerma y Huixquilucan del estado de México.

El trazo de la autopista tiene origen en el entronque de la Autopista Chamapa-Lechería con la carretera federal Toluca-Naucalpan, conectará a Huixquilucan y San Nicolás de Peralta, Lerma, para llegar hasta el Boulevard Aeropuerto de Toluca (Figura 7.1). Esta vialidad quedará conectada con el Libramiento Nororiente de Toluca que comunica con el Estado de Michoacán. En el otro extremo le da acceso a los Estados de Querétaro e Hidalgo.



Figura 7.1. Autopista Toluca-Naucalpan. Fuente:

http://transparencia.edomex.gob.mx/saascaem/informacion/avanceobra/toluca_naucalpan.pdf

7.1.1. Datos Generales.

En la autopista Naucalpan-Toluca se construyen dos túneles bidireccionales de 4 carriles, Chimalpa I de 530 m y Chimalpa II de 234 m de longitud.

La condición particular de este proyecto es que a partir de la propuesta originalmente planteada por el proyectista, el constructor realizó una adecuación. En términos generales, el objetivo de la

adecuación consistió en adaptar la sección y los procedimientos constructivos a nuevas tecnologías de excavación y sostenimiento a fin de hacer más eficientes y seguros los trabajos de construcción y concluir las obras en el tiempo acordado con el cliente. El nuevo diseño incluyó: definición geométrica de la sección, diseño geotécnico estructural y diseño de procedimientos constructivos, lo que impacta en el análisis y diseño del revestimiento.

En la propuesta de adecuación de los túneles, se planteó la implementación de un sistema de soporte y sostenimiento mediante enfilaje frontal pesado y marcos metálicos en los tramos de roca extremadamente mala a muy mala y en los emportalamientos; mientras que en los tramos de roca mala, se propuso el empleo de marcos metálicos (pesados o ligeros), con o sin anclajes, dependiendo del nivel de fracturamiento del macizo. En tramos de roca regular a buena, el sostenimiento propuesto fue mediante anclajes (autoperforantes o tipo Swellex MN-24) y concreto lanzado reforzado con fibras de acero de 15 a 20 cm de espesor.

Para el diseño del sostenimiento y el revestimiento de los túneles se requirieron determinar los parámetros de resistencia y deformabilidad del terreno en el que fueron excavados, mismos que fueron determinados a partir de la roca intacta. Se analizaron todos los ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de roca obtenidas, en este caso, de 5 sondeos exploratorios directos efectuados en la zona de ambos túneles. En total, en el proyecto se realizaron 51 ensayos a compresión simple uniaxial y 48 ensayos a tensión brasileña. Las pruebas se reclasificaron con la intención de determinar los parámetros de deformabilidad (E y ν) y resistencia (ϕ y c , σ_{ci} , σ_t , m_i), así como sus posibles rangos de variación.

Condiciones geológicas y geotécnicas

De acuerdo con los estudios realizados y conforme proyecto, en general la secuencia estratigráfica donde se excavaron los túneles Chimalpa I y II consistió de un grueso paquete de rocas vulcanosedimentarias, andesíticas y pseudoestratificadas. Integradas por la alternancia de brechas volcánicas, tobas arenos arcillosas, limosas y líticas y coladas andesíticas que sobreyacen a un prominente pórfido andesítico masivo basal. Los primeros 20 m de la cima del pórfido andesítico se presentan densamente fracturados, oxidados y argilitizados.

Con base en la descripción litológica y en los resultados de las pruebas de laboratorio (compresión simple y tensión brasileña) se definieron las unidades geológicas representativas del sitio donde se emplazaron los túneles Chimalpa I y II; las unidades fueron:

1. Unidad Andesita porfídica-bajas (probetas de baja resistencia)
2. Unidad Andesita porfídica-altas (probetas de alta resistencia)

Una vez establecido lo anterior, se caracterizó la roca en términos de su resistencia, conforme los criterios de clasificación de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas ISRM (1978) y la clasificación de Deere y Miller (1966), descritos en el Capítulo 3 de esta tesis. En la Tabla 7.1 se presentan los valores de las resistencias a la compresión simple y los módulos de elasticidad promedio que resultaron para cada unidad, así como la caracterización en términos de la resistencia conforme los criterios en mención.

Unidad	Módulo de elasticidad promedio E_{50}^{\tan} (GPa)	σ_c (MPa) Promedio	$\frac{E_{50}^{\tan}}{\sigma_c^i}$	Clasificación Deere & Miller, (1966)	Clasificación ISRM (1981)
Andesita baja Resistencia	3.32	26.7	124	EL, muy baja resistencia, baja relación de rigidez	R3, débil
Andesita alta Resistencia	5.22	51.8	100	DL, baja resistencia, baja relación de rigidez	R4, media a dura

Tabla 7.1. Resumen de las propiedades de resistencia a la compresión simple, deformabilidad y caracterización en términos de la resistencia. Tomados del Proyecto Autopista Toluca-Naucaupan, México (Consultec).

Para la determinación de los parámetros de resistencia de la roca intacta se emplearon los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb (Anexo A). En la tabla 7.2 se presentan los parámetros obtenidos:

Parámetros de resistencia para la unidad Andesita porfídica (baja resistencia)			
Hoek & Brown (1983)		Mohr-Coulomb	
m_i	13.55	c (MPa)	3.85
σ_c^i (MPa)	26.7	σ_c^i (MPa)	24.62
σ_t (MPa)	1.95	ϕ (°)	55.6
Parámetros de resistencia para la unidad Andesita porfídica (alta resistencia)			
m_i	9.13	c (MPa)	9.24
σ_c^i (MPa)	50.76	σ_c^i (MPa)	48.9
σ_t (MPa)	5.49	ϕ (°)	48.57

Tabla 7.2. Criterios y parámetros de resistencia. Tomados del Proyecto Autopista Toluca-Naucaupan, México.

Una vez recabada toda la información geológica y tomando en cuenta los distintos parámetros tales como tipo de roca, resistencia a la compresión simple, discontinuidades principales y sus características, presencia de agua, etc., se llevó a cabo la caracterización del macizo rocoso con base en las clasificaciones geomecánicas clásicas.

Asimismo, con base en las unidades tanto geológicas como geofísicas definidas previamente en los estudios y tomando en consideración las características geológico-geotécnicas del macizo, así como el área de influencia de la excavación, fueron definidas 2 unidades geotécnicas (Tabla 7.3).

Unidad Geotécnica	Características Geotécnicas
I. Andesita porfídica en zona central del macizo	En esta unidad las condiciones de las discontinuidades, en general, fueron buenas (están cerradas, sin relleno, no alteradas, etc.), y su comportamiento mecánico estuvo regido fundamentalmente por la cinemática de bloques potencialmente inestables. Se trata de un macizo duro, poco deformable, pero suficientemente fracturado como para generar mecanismos locales de inestabilidad debidos a la combinación de las distintas familias de discontinuidades con las caras expuestas de la excavación.
II. Andesita porfídica en zonas de portales y zonas de falla	La unidad está formada por andesita de textura porfídica de color rojizo por su alto grado de alteración. Las condiciones de las fracturas son, en general, muy desfavorables. Su comportamiento mecánico de esta unidad estará gobernado por una masa rocosa débil y deformable, pudiendo desarrollar zonas plastificadas de extensión considerable alrededor de la excavación y producir deformaciones en el campo plástico de cierta importancia. Se destaca que durante las excavaciones.

Tabla 7.3. Unidades geotécnicas. Información tomada del Proyecto Toluca-Naucaupan.

Las clasificaciones geomecánicas empleadas fueron el *RMR* (Bieniawski, 1989) y el índice *Q* (Barton, 1974), (ver Anexo B), resultando:

Unidades	Clasificación <i>RMR</i>	Índice <i>Q</i>
I	42 a 61 CLASE IV a III Roca media a buena	0.6 a 10 Roca mala a media
II	11 a 31 CLASE IV a III Roca mala	0.01 a 0.13 Roca mala a media

**Tabla 7.4. Clasificaciones geomecánicas.
Tomados del Proyecto Autopista Toluca-Naucaipan.**

Aunque no es el enfoque de la tesis, es importante describir brevemente cómo se definieron los sistemas de soporte y sostenimiento de tipo temporal, ya que la implementación o no del revestimiento depende en gran medida del comportamiento que resulte de los elementos de soporte y sostenimiento.

Al respecto, en varios proyectos de túneles carreteros en México se han establecido esquemas de sostenimientos para estabilizar la excavación de un túnel, los cuales consisten en la definición general de 7 diferentes procedimientos constructivos con sus respectivas secuencias de excavación y la colocación los elementos de soporte, estabilización y refuerzo del terreno. Las condiciones parten de la escala de calidades propuestas en las clasificaciones geomecánicas hechas por Bieniawski (1989) y Barton et. al. (1974), para las cuales corresponde cada condición. Los procedimientos constructivos son definidos como: Condición Geotécnica A, B, C⁽⁺⁾, C⁽⁻⁾, D⁽⁺⁾, D⁽⁻⁾ o E, que corresponden con una calidad de roca que va desde muy buena a extremadamente mala, respectivamente (Tabla 7.5).

Condición geotécnica	<i>RMR</i> (Bieniawski, 1989)	<i>Q</i> (Barton et al., 1974)
A	≥ 81 Roca muy buena	120 a 1,000 Roca extremadamente buena
B	61 a 80 Roca buena	9.5 a 119 Roca buena a muy buena
C ⁽⁺⁾	51 a 60 Roca regular a buena	2.8 a 8.4 Roca mala a regular
C ⁽⁻⁾	41 a 50 Roca regular	0.85 a 2.5 Roca muy mala a mala
D ⁽⁺⁾	31 a 40 Roca mala a regular	0.14 a 0.7 Roca muy mala
D ⁽⁻⁾	21 a 30 Roca mala a muy mala	0.03 a 0.12 Roca muy mala a extremadamente mala
E	≤ 20 Roca muy mala	0.01 a 0.02 Roca extremadamente mala

**Tabla 7.5. Relación entre calidades geotécnicas y esquemas constructivos.
Tomada el proyecto Toluca-Naucaipan.**

Una vez que se cuente con la información geológico-geotécnica representativa del sitio en estudio donde se vaya a construir un túnel, se definen los tramos que correspondan a cada condición geotécnica lo que permite establecer el tipo de tratamiento a implementar. Esta metodología también considera realizar una subdivisión de la longitud total del túnel en tramos, de acuerdo con las condiciones geológicas-geotécnicas que se tengan. Es decir que, la tramificación se basa en las clasificaciones geomecánicas previamente definidas, en la información geológica, geofísica y en los sondeos exploratorios.

Cabe aclarar que los procedimientos de excavación y sostenimiento definidos en proyecto son únicamente estimativos y podrán ser ajustados o ratificados durante la excavación de los túneles,

mediante un riguroso seguimiento geológico-geotécnico que justifique cambios en las caracterizaciones geomecánicas y en los procedimientos constructivos correspondientes.

Con base con la metodología descrita, en la Tabla 7.6 se presenta la tramificación y las condiciones geotécnicas definidas en los túneles Chimalpa I y II:

Tramificación geotécnica y constructiva para el Túnel Chimalpa I			
Tramo	Unidad Geotécnica	Calidad del Macizo	Condición Geotécnica
30+620 (Portal entrada) al 30 + 650	Unidad II y suelo	Muy mala	E
30 + 650 al 30 + 670	Unidad II	Mala	D ⁽⁻⁾
30 + 670 al 30+700	Unidad II	Mala	D ⁽⁺⁾
30+700 al 30+760	Unidad I	Mala a media	C ⁽⁻⁾
30+760 al 31+040	Unidad I	Media	C ⁽⁺⁾
31+040 al 31+080	Unidad I	Mala a media	C ⁽⁻⁾
31+080 al 31+111	Unidad II	Mala	D ⁽⁺⁾
31+111 al 31+150 (Portal salida)	Unidad II	Muy mala	E
Tramificación geotécnica y constructiva para el Túnel Chimalpa II			
Tramo	Unidad Geotécnica	Calidad del Macizo	Condición Geotécnica
31+700 al 31+712 (Portal entrada)	Unidad I	Media	E
31+712 al 31+722	Unidad I	Media a buena	D ⁽⁺⁾
31+722 al 31+800	Unidad I	Media a buena	C ⁽⁺⁾
31+800 al 31+821	Unidad I	Muy mala	E
31+821 al 31+850	Unidad I	Muy mala	D ⁽⁻⁾
31+850 al 31+878	Unidad I	Mala a media	C ⁽⁻⁾
31+878 al 31+888	Unidad I	Mala	D ⁽⁺⁾
31+888 al 31+900 (Portal salida)	Unidad I	Mala	E

Tabla 7.6. Tramificación geotécnica y constructiva propuesta para los túneles Chimalpa.

Las condiciones geotécnicas fueron: Condición geotécnica C⁽⁺⁾, C⁽⁻⁾, D⁽⁺⁾, D⁽⁻⁾ y E. A continuación se describe brevemente en qué consistió el esquema de sostenimiento de estas condiciones, correspondientes con los túneles Chimalpa.

Condición Geotécnica	Esquema de sostenimiento
C ⁽⁺⁾	Concreto lanzado con fibras de acero de 10 cm de espesor, anclas de fricción de varilla de acero corrugado de 6 m de longitud y diámetro de $\phi = 1"$, patrón de 2.5 m transversal \times 2.5 m longitudinal, en tresbolillo.
C ⁽⁻⁾	Concreto lanzado reforzado con fibras de 10 cm de espesor; anclas de fricción de varilla de acero corrugado de 6 m de longitud y diámetro de 1", en un patrón de 2.0 m transversal \times 2.0 m longitudinal, en tresbolillo.
D ⁽⁺⁾	Concreto lanzado reforzado con fibras de 15 cm de espesor; marcos metálicos con una separación de 1.5 m.
D ⁽⁻⁾	Concreto lanzado reforzado con fibras de acero, espesor 20 cm; marcos metálicos con una separación de 1.0 m.
E	Es un tratamiento especial de estabilización y refuerzo por medio de un enfalaje frontal ("paraguas") de micropilotes metálicos, dispuestos sobre marcos metálicos a cada metro; y 20 cm de concreto lanzado reforzado con fibras de acero.

Tabla 7.7. Condiciones geotécnicas de los túneles Chimalpa, México. Tomada del Proyecto Toluca-Naucaupan.

Parámetros de deformabilidad y resistencia del macizo rocoso

Debido a la naturaleza litológica y tectónica de los macizos rocosos que alojaron a los túneles Chimalpa, la estabilidad de las obras dentro de la denominada Unidad I estuvo determinada fundamentalmente por la cinemática de bloques potencialmente inestables, mientras que en la Unidad II, por baja resistencia y alta deformabilidad de los materiales, así como por la escasa cobertura.

Los parámetros de deformabilidad del macizo rocoso como el módulo de Young, se obtuvo a partir de correlaciones empíricas que parten de las clasificaciones geomecánicas clásicas (Anexo B). Mientras que el coeficiente de Poisson se determinó de tablas con valores típicos para análisis de interacción con estructuras de soporte y fue ajustado a un valor dado por experiencias con casos similares (Capítulo 3).

En la tabla 7.8 se muestra el rango de valores del módulo de deformación (E_m) que se empleó en los análisis tensodeformacionales del proyecto en estudio y las calidades correspondientes al RMR y el índice Q , ambas determinadas en cada unidad geotécnica previamente definidas:

Unidad	Límite	RMR	Q	E_{min} (MPa)	E_{med} (MPa)	E_{max} (MPa)
I	inferior	42	0.6	1,150	6,900	14,700
	superior	61	10	2,640	19,500	32,300
II	inferior	11	0.01	200	380	1,300
	superior	31	0.13	700	2,900	8,500

Tabla 7.8. Valores de los módulo de deformación para los distintos rangos de calidad geotécnica. Tomados del Proyecto Toluca-Naucalpan.

Por otro lado, los parámetros de resistencia del macizo rocoso se estimaron de acuerdo con los criterios de rotura de Hoek-Brown (2002) y Mohr-Coulomb, siendo actualmente, los más empleados en este tipo de análisis. Los rangos propuestos de σ_c^i para las Unidades Geotécnicas I y II fueron a partir de los valores estimados en la roca intacta (ver tabla 7.2).

Para la determinación de los parámetros del macizo rocoso que se utilizaron en los modelos de análisis correspondientes, fue necesario realizar un análisis de dispersión en los datos de RQD obtenidos de los sondeos y de las lecturas hechas en campo sobre discontinuidades, con esto se definieron rangos de variación de la calidad del macizo rocoso RMR (Bieniawski, 1989), ya que estos se emplean para definir los valores del GSI , necesario para aplicar el criterio de rotura de Hoek y Brown (2002) en la determinación de los parámetros del macizo rocoso.

Con los valores máximos y mínimos de GSI (Hoek, 1995) de la relación $RMR - 5$, y de acuerdo con el criterio de rotura de Hoek-Brown (Anexo A), en el proyecto se propuso un factor de daño $D=0.8$ correspondiente a excavación con voladura de mala calidad, en roca dura. Los rangos de variación de los parámetros que caracterizan esta ley de resistencia, se muestran en la Tabla 7.9.

Unidad	RMR	GSI	m_i	σ_c^i (MPa)	m_b	s	a
Unidad I	42- 61	37-56	9.13	42 a 58	0.215 a 0.665	0.0001 a 0.0013	0.514 a 0.504
Unidad II	11-31	10 - 26	13.55	20 a 30	0.064 a 0.166	1.2e-06 a 1.4e-05	0.585 a 0.529

Tabla 7.9. Valores de los parámetros del macizo rocoso para los modelos de análisis, criterio H-B Tomados del Proyecto Toluca-Naucalpan.

Mientras que, los posibles valores de la cohesión y el ángulo de fricción interna del criterio de rotura Mohr-Coulomb (Anexo A), para distintos rangos de esfuerzo y para las unidades geotécnicas definidas, se estimaron a partir de los parámetros del criterio Hoek-Brown. En la tabla 7.10 se muestran los parámetros obtenidos representativos del criterio de rotura Mohr-Coulomb:

Unidad	GSI	σ_{cm} (MPa)	ϕ_m (°)	c_m (MPa)
Unidad I	37 a 56	2.6 a 16.6	19 a 26	0.93 a 5.20
Unidad II	10 a 26	0.01 a 0.60	14 a 26	0.004 a 0.20

Tabla 7.10. Valores propuestos de los parámetros de resistencia para los modelos de análisis, criterio M-C Tomados del Proyecto Toluca-Naucalpan.

7.1.2 Revestimiento de Proyecto

De acuerdo con el proyecto original de los túneles Chimalpa, el procedimiento constructivo contemplaba la excavación de los túneles en 7 etapas con avances de 4 metros; posteriormente la colocación del sostenimiento a base de concreto lanzado (0.15 m y 0.10 m el temporal) y anclas de fricción con un patrón de 3.5 transversal y 3.0 longitudinal, además de la colocación de drenes en la clave del túnel; contemplaba un solo esquema de avance-sostenimiento, independiente de la calidad de los materiales por excavar (salvo en el caso de los anclajes que podrían no ser siempre necesarios).

Por lo anterior y dadas las condiciones del terreno, se realizó una revisión al procedimiento constructivo de proyecto, resultando deformaciones especialmente las verticales muy excesivas (8 cm) que de presentarse tales procesos deformacionales en la obra, podría comprometer la estabilidad.

En cuanto a los análisis de estabilidad de la excavación, arrojaron en el caso del procedimiento constructivo de proyecto, un factor de seguridad de $FS=1.1$ muy escaso para un túnel de 4 carriles, por lo que se decidió efectuar una propuesta de adecuación tanto en los procesos constructivos como en los sostenimientos y la colocación de un revestimiento, además de un sistema impermeabilización que realmente garantizara la estanqueidad del túnel.

7.1.3 Adecuación de los procedimientos constructivos, sostenimiento y revestimiento

La propuesta de adecuación de proyecto, se llevó a cabo efectuando un análisis mediante una malla tridimensional de diferencias finitas con el código comercial FLAC 3D, lo que permitió simular la geometría de las excavaciones y las diferentes fases de los procedimientos constructivos: fases de excavación, avances, desfases e implementación de los elementos del sostenimiento.

Las adecuaciones consistieron en cambiar el esquema de soporte-sostenimiento en los tramos de roca extremadamente mala a muy mala, donde se propuso implementar el sistema de enfilaje frontal pesado y marcos metálicos en los emportalamientos y tramos de roca muy mala, mientras que en los tramos de roca mala, el empleo de marcos metálicos (pesados o ligeros), con o sin anclajes, dependiendo del nivel de fracturamiento del macizo.

Se propuso realizar excavaciones de la media sección superior completa y banqueos con avances cortos (1.0 m); colocando el sostenimiento cerca del frente. Las características de los esquemas de sostenimiento quedaron descritos en la Tabla 7.7 conforme las condiciones geotécnicas determinadas.

En tanto que, las hipótesis de diseño que se tomaron en cuenta para el análisis de los sostenimientos y del revestimiento que se propuso implementar en los túneles Chimalpa, fueron la presión o carga por aflojamiento y el deslizamiento de cuña potencialmente inestable.

De acuerdo con lo anterior, basándose en recomendaciones y experiencias previas y, aunque la posibilidad de que se generen presiones por aflojamiento que soliciten el trabajo de los elementos de soporte (marcos metálicos y revestimiento definitivo), es remota, en la adecuación del proyecto se propuso hacer cálculos estructurales para los rangos de posible variación de la presión de aflojamiento conforme las condiciones geotécnicas previamente estimadas (Tabla 7.11). Para realizar un análisis y diseño estructural integrales convino manejar los máximos y mínimos como casos extremos.

Condición Geotécnica	Límite	RMR	Q	q _{min} (ton/m ²)	q _{max} (ton/m ²)
C ⁽⁺⁾	mín.	51	2.516	5	27
	máx.	60	8.405	3	21
C ⁽⁻⁾	mín.	41	0.696	12	31
	máx.	50	2.516	5	27
D ⁽⁺⁾	mín.	31	0.124	26	37
	máx.	40	0.696	12	31
D ⁽⁻⁾	mín.	21	0.028	43	66
	máx.	30	0.124	26	37
E	mín.	10	0.028	---	---
	máx.	20	0.007	43	66

Tabla 7.11. Cargas de aflojamiento para análisis estructural. Tomados del Proyecto Toluca-Naucalpan.

Además los túneles Chimalpa donde la estructura del macizo rocoso estuvo definida por las distintas familias de discontinuidades (fracturas, estratificaciones, diaclasas o juntas, fallas geológicas), la estabilidad de la excavación estuvo regida por la potencial formación de bloques o cuñas inestables. Como se explicó en el Capítulo 3, en este caso convino definir distintos tamaños de cuña variando las propiedades, tanto del terreno como de la estructura (revestimiento), al final fue posible obtener un diseño integral que permitió establecer los rangos de aplicabilidad para cada tipología estructural estudiada.

Para ello se determinaron los parámetros de deformabilidad del macizo rocoso (Tabla 7.12), partiendo del concepto interacción terreno-estructura y que cuando se calculan estructuras subterráneas sometidas a presiones ejercidas por zonas de aflojamiento o cuñas, la reacción del macizo esta fundamentalmente regida por sus propiedades de deformabilidad y no tanto por las de resistencia. Por lo tanto, los parámetros más importantes con que se trabajó fueron el módulo de Young y el módulo de Poisson. Anteriormente se mostraron los módulos de elasticidad para cada unidad geotécnica definida (Unidad I y Unidad II).

Condición Geotécnica	Límite	RMR	Q	E _{mín.} (MPa)	E _{med} (MPa)	E _{máx.} (MPa)
C ⁽⁺⁾	mín.	51	2.516	1,600	11,000	22,000

	máx.	60	8.405	2,600	18,500	32,000
C ⁽⁺⁾	mín.	41	0.696	1,400	6,000	15,000
	máx.	50	2.516	1,600	11,000	22,000
D ⁽⁺⁾	mín.	31	0.124	1,000	2,600	8,700
	máx.	40	0.696	1,400	6,000	15,000
D ⁽⁻⁾	mín.	21	0.028	600	1,100	4,500
	máx.	30	0.124	1,000	2,600	8,700
E	mín.	10	0.028	150	250	1,300
	máx.	20	0.007	600	1,100	4,500

Tabla 7.12. Valores del módulo de deformación para los distintos rangos de calidad geotécnica. Tomados del Proyecto Toluca-Naucaupan.

Análisis y diseño estructural del revestimiento.

Es importante mencionar que, los macizos rocosos que alojaron a los túneles Chimalpa están compuestos predominantemente por roca andesítica porfídica masiva y fracturada por entre 3 y 5 familias de discontinuidades. De acuerdo con proyecto, en su mayor parte, estas rocas se resultaron sanas y tuvieron una calidad aceptablemente buena para construir los túneles sin mayores problemas. Sin embargo, al presentarse zonas de intensa alteración y algunas fallas de considerable importancia se requirió de un tratamiento especial. Por su parte, la profundidad a la que estuvieron alojados los túneles no resultó demasiado importante. Con esto se consideró que la totalidad de los túneles era posible ser excavada y estabilizada mediante elementos de sostenimiento de tipo temporal antes de la construcción del revestimiento definitivo. Debido a lo anterior, no resultó justificado un análisis por efecto de presión genuina sobre la estructura de revestimiento.

Para llevar a cabo dicho análisis, se definieron la rigidez de la estructura; cuando son marcos metálicos se requieren las propiedades como el módulo de Young, el coeficiente de Poisson, el área de la sección transversal y el momento de inercia. Cuando se trata de concreto lanzado son el módulo de elasticidad y la resistencia con características del concreto a los 28 días.

El análisis se realizó mediante modelos que permiten simular la interacción entre el revestimiento de concreto y la roca a través de elementos tipo junta, a los que se les asignan estas propiedades y en el caso del terreno, las propiedades de rigidez y resistencia como porcentajes de las que tiene el macizo.

En los túneles del proyecto Naucaupan-Toluca, el modelo de análisis que se tomó como ejemplo, tiene un espesor de 0.30 m en la clave y espesor variable hacia los hastiales, con sus propios parámetros de rigidez (ver formulación y consideraciones de análisis en el Capítulo 3). En este inciso se presenta la propuesta de la estructura del revestimiento de concreto lanzado simple, al cual se le colocó una malla electrosoldada para permitir la adherencia del concreto lanzado sin fibras al sistema de impermeabilización (Figura 7.2).



Figura 7.2. Colocación de concreto lanzado simple como revestimiento definitivo. Túneles Chimalpa I y II. (Cortesía Consultec).

Los resultados más importantes que se obtuvieron de los análisis fueron: elementos mecánicos y deformaciones en la estructura del revestimiento. Se analizaron los siguientes casos¹¹ considerando las condiciones geotécnicas previamente definidas (en la Tabla 7.7 se describió el esquema de sostenimiento):

1. Condición geotécnica $C^{(+)}$ y $C^{(-)}$: Revestimiento de concreto lanzado simple en combinación con el sostenimiento de 0.20 m de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero.
2. Condición geotécnica $D^{(-)}$: Revestimiento de concreto lanzado simple en combinación con el sostenimiento de 0.30 m de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero y marcos metálicos IPR.
3. Condición geotécnica $D^{(+)}$: Revestimiento de concreto lanzado simple en combinación con el sostenimiento de 0.20 m de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero y marcos metálicos TH-36.

Una vez determinados los elementos mecánicos de acuerdo con dicho análisis, se realizó el diseño del revestimiento de los túneles, reduciéndose entonces a un problema bidimensional con las siguientes combinaciones de acciones: flexo-compresión (clave y hastiales) y cortante (hastiales y esquinas).

Se realizó una revisión por flexo-compresión, la cual consiste en verificar la resistencia del revestimiento de espesor variable ante el efecto combinado de la fuerza axial (compresión) y el momento flexionante. La revisión se lleva a cabo sobre la respuesta del revestimiento ante distintas combinaciones de carga, rigidez del terreno y coeficiente de interacción tangencial (Capítulo 3).

En el caso de la revisión por cortante, se realizó conforme se explica en el anexo C, comparando la fuerza cortante máxima que actúa sobre el revestimiento con la fuerza cortante resistente de la sección. Para este caso, en todos los análisis se debe verificar que no se satisfaga la condición tal que, el cortante resistente debe estar por encima del cortante máximo presente en la estructura; en tales casos no se requerirán estribos en el revestimiento.

¹¹ En el Capítulo 3 se describen las consideraciones e hipótesis para análisis cuando se trata de secciones compuestas.

Cargas por aflojamiento

De acuerdo con lo descrito, la primer revisión del revestimiento que se realizó fue la correspondiente con el fenómeno de cargas o presión por aflojamiento de material sobre la clave del túnel, tomando en cuenta las condiciones geotécnicas definidas previamente ($C^{(+)}$, $C^{(-)}$, $D^{(+)}$, $D^{(-)}$ y E).

En las condiciones C y D el revestimiento se revisó bajo el concepto sección compuesta actuando en conjunto (sostenimiento y revestimiento). Por lo que se obtienen diagramas de interacción tanto del sostenimiento como del revestimiento, respectivamente; los elementos mecánicos del análisis estructural entonces, son repartidos en cada diagrama de interacción.

Para obtener los diagramas, se requiere seguir formulaciones establecidas, que pueden ser estudiadas en distintos manuales especializados o normativa aplicable. Cabe señalar que en el caso de concreto lanzado reforzado con fibras, correspondiente con el sostenimiento, suele ser bastante compleja y con mayor dificultad que en el caso de concreto armado o el concreto simple. Un procedimiento recomendable (de acuerdo con otros proyectos y desarrollado por la empresa Consultec), para el cálculo de resistencia del concreto lanzado con fibras de acero es, partiendo de los siguientes parámetros que permitirán obtener el diagrama de interacción:

- f_c^* Resistencia del concreto lanzado a diferentes edades (3, 7, 14 y 28 días)
- f_s Resistencia del acero en fibras de refuerzo
- η_c Factor de reducción de resistencia del concreto
- ϵ_{cu} Deformación máxima del concreto al estado último
- ϵ_s Deformación unitaria del acero al estado último

Calcular el diagrama para la acción combinada de momento flexionante y fuerza axial, es a partir de las recomendaciones del comité técnico RILEM TC 162-TDF y del European pre-standard ENV 1992-1-1 (Eurocode 2: Design of Concrete Structures- Part 1). El método es conocido como: $\sigma - \epsilon$ Method.

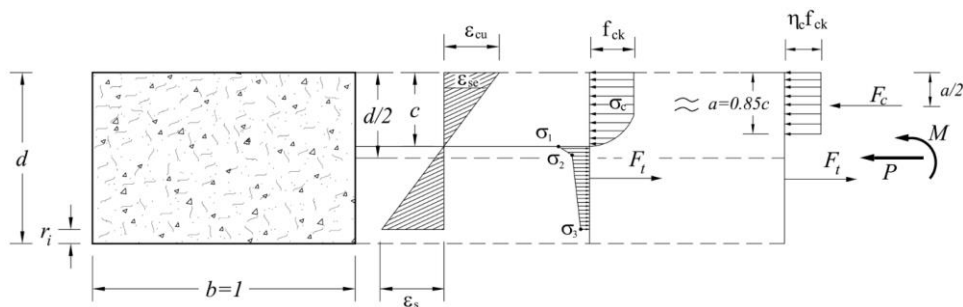


Figura 7.3 Descripción del desarrollo de resistencia del concreto reforzado con fibras de acero. Tomada el proyecto Toluca-Naucalpan.

En términos generales, la consideración básica del análisis mediante el método $\sigma - \epsilon$ consiste en permitir que el concreto reforzado con fibras desarrolle la resistencia a tensión que le brindan las propias fibras.

El diagrama de esfuerzos que aparece en la Figura 7.3 está definido por tres tensiones (σ_1 , σ_2 y σ_3) derivadas de las resistencias pico y residual obtenidas de pruebas de flexión en vigas bi-apoyadas

con muesca al centro (a partir de las cargas y deflexiones medidas: CMOD, crack mouth opening displacement).

De acuerdo con las referencias en mención, los parámetros necesarios para la obtención del diagrama de una sección de concreto lanzado reforzado con fibras de acero como la propuesta en la adecuación del proyecto a una edad de 28 días, fueron:

Parámetros de diseño

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $r_i = 1.0 \text{ cm}$
- $f_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$
- $\epsilon_{cu} = 0.0035$
- $\epsilon_s = 0.025$
- $\eta_c = 0.85$

Esfuerzos y deformaciones

- $\sigma_1 = 46.75 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_2 = 15.30 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_3 = 12.60 \text{ kg/cm}^2$
- $E_h = 85.000(f_{ck}^{28}/10)^{(1/3)} = 264,115 \text{ kg/cm}^2$
- $\epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_h}$
- $\epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.0001$
- $\epsilon_3 = 0.025$

En el caso del concreto lanzado simple, correspondiente con la estructura de revestimiento, se trata de una sección de 30 cm de espesor con resistencia a la compresión simple del concreto lanzado simple de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, con éstos y otros parámetros, como se describe en el anexo C, es posible obtener el diagrama de interacción.

En cada diagrama se introducen las fuerzas obtenidas de los análisis para distintas combinaciones de rigidez del terreno y la magnitud de la carga sobre el revestimiento, también determinadas previamente. En la figura 7.4 se muestran los diagramas de interacción del sostenimiento y del revestimiento para las condiciones geotécnicas $C^{(+)}$ y $C^{(-)}$, respectivamente.

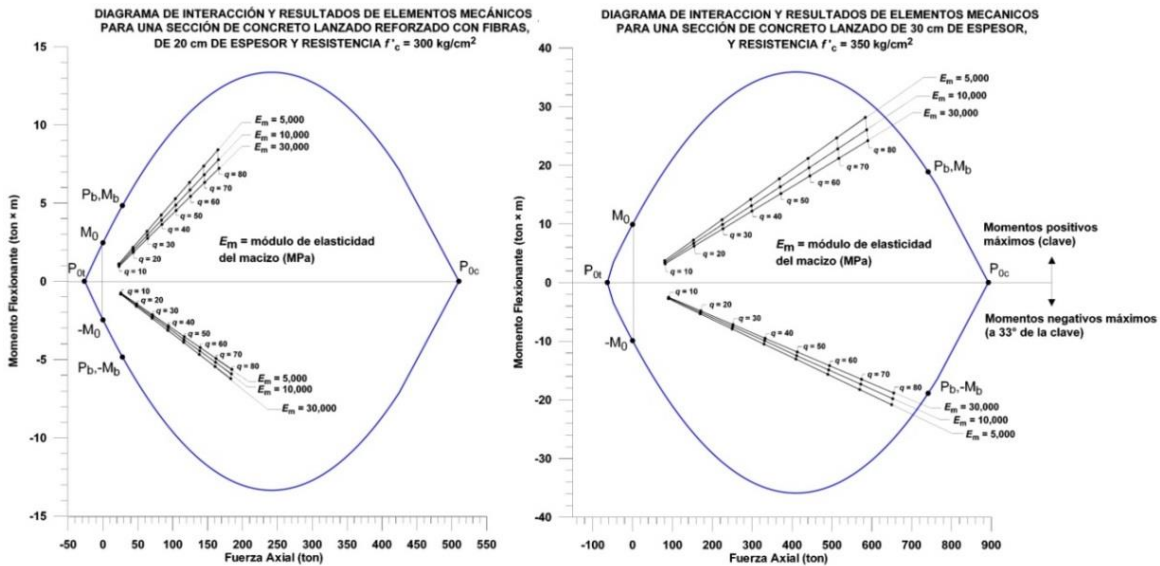


Figura 7.4. Diagramas de interacción y elementos mecánicos para un sostenimiento de 20 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, y un revestimiento de concreto lanzado simple de 30 cm de espesor, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Tomado del Proyecto Toluca-Naucalpan, México. (Consultec).

De los diagramas se dedujo que las fuerzas quedaron dentro del diagrama de interacción para la sección propuesta; mientras que, para todos los valores propuestos del módulo de elasticidad del

macizo rocoso ($E_m = 5,000$ a $30,000$ MPa), las secciones resistirán adecuadamente las cargas sobre la clave de entre 10 y 80 ton \times m². Además, el concreto lanzado con 30 cm de espesor en la clave no requiere armado de refuerzo para estas condiciones geotécnicas.

En el caso de las condiciones geotécnicas $D^{(-)}$ y $D^{(+)}$ que se relacionan con valores del módulo de elasticidad de 200 , 500 y $2,000$ MPa, y de 500 , $1,500$ y $5,000$ MPa, respectivamente según el rango de valores definido para cada condición. Para cada condición se realizaron dos diagramas de interacción: el primero corresponde con el sostenimiento (concreto lanzado + marcos) y el segundo con el revestimiento de concreto lanzado simple. A su vez, los elementos mecánicos se repartieron en ambas estructuras de acuerdo su la relación de rigideces.

Los diagramas se muestran en las figuras 7.5 y 7.6. En los diagramas de la Figura 7.5 se concluyó que para el caso más desfavorable de E_m (200 MPa), el sostenimiento resiste (sin que ningún punto alcance la rotura), hasta una carga de 35 ton/m² sobre la clave, mientras que, para $E_m=500$ MPa, soporta hasta 55 ton/m² y a partir de $1,000$ MPa, todos los elementos mecánicos calculados caen dentro del diagrama de resistencia. En cuanto al revestimiento, para el caso más desfavorable de E_m (200 MPa), la estructura es capaz de resistir (sin que ningún punto alcance la rotura), hasta una carga de casi 30 ton/m² sobre la clave, mientras que para $E_m=500$ MPa, soporta hasta 60 ton/m² y a partir de $1,000$ MPa todos los elementos mecánicos calculados caen dentro del diagrama de resistencia.

Mientras que en los diagramas de la Figura 7.6 se aprecia que, para el caso más desfavorable de E_m (500 MPa), el sostenimiento soporta hasta 60 ton/m² mientras que el revestimiento resiste cargas de hasta 50 ton/m². A partir $E_m=1,000$ MPa, soporta todo el rango de cargas propuesto.

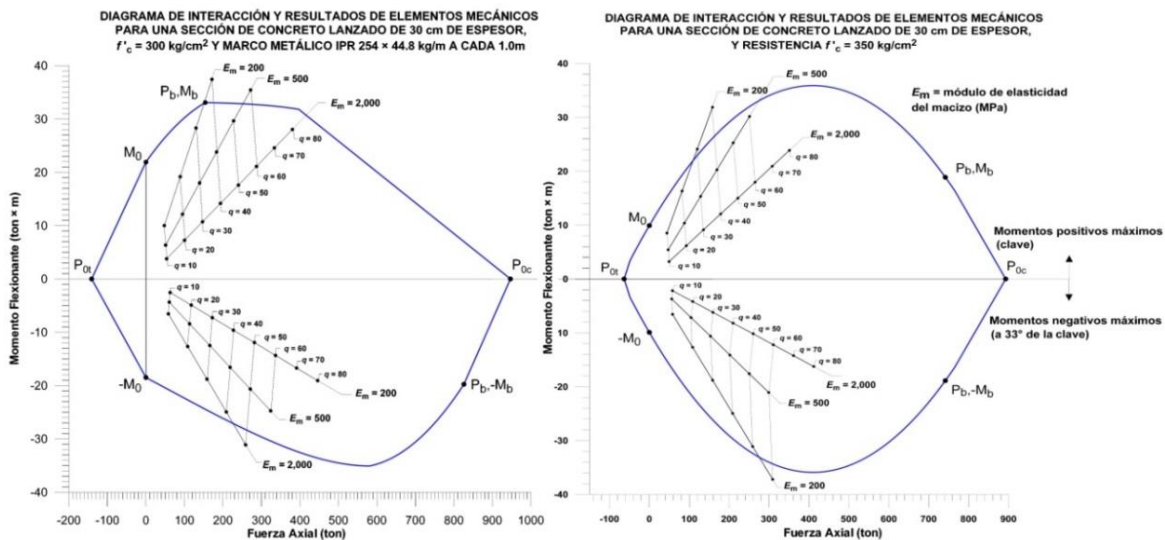


Figura 7.5. Diagramas de interacción y elementos mecánicos para sostenimiento de 30 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, $f'c = 300$ kg/cm² y marcos metálicos IPR, y un revestimiento de concreto lanzado simple de 30 cm de espesor, $f'c = 350$ kg/cm². Tomado del Proyecto Toluca-Naucalpan, México.

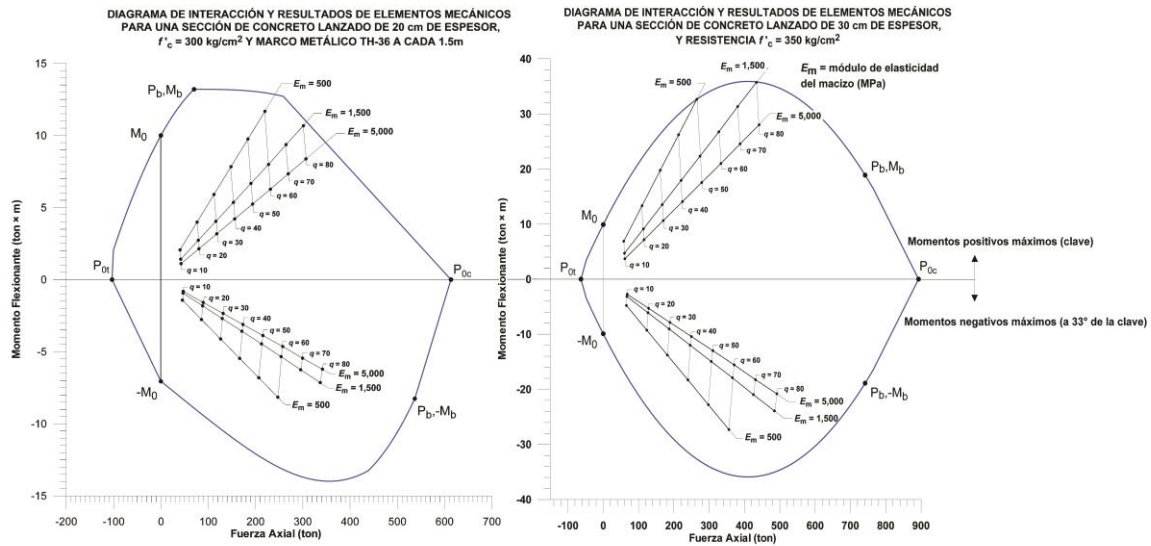


Figura 7.6. Diagramas de interacción y elementos mecánicos para sostenimiento de 20 cm de espesor de concreto lanzado reforzado con fibras de acero y marcos metálicos TH-36, y un revestimiento de concreto lanzado simple de 30 cm de espesor, $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Tomado del Proyecto Toluca-Naucalpan, México.

Finalmente se concluyó que en situaciones geotécnicas muy desfavorables, en especial cuando se presentaron módulos de elasticidad del macizo rocoso por debajo de los 1,000 MPa (condición geotécnica E, tabla 7.7), la colocación del sistema de enfijaje frontal (paraguas de micropilotes), por lo que fue prácticamente imposible que se desarrollaran bulbos de material aflojado que gravitaran sobre el soporte del túnel.

Deslizamiento por cuña

Como se anticipó, el diseño estructural del revestimiento de los túneles Chimalpa también contempla las cargas generadas por cuñas inestables. El modelo de cálculo se formuló en el código de diferencias finitas en tres dimensiones (FLAC 3D-4.0).

Mediante el análisis numérico se obtuvieron los elementos mecánicos para una sección dada, así como sus deformaciones para los distintos tamaños de cuña y los módulos de elasticidad establecidos previamente. Después con el diagrama de interacción se realizó la revisión del revestimiento propuesto.

En la figura 7.7 se muestran los diagramas de interacción de la sección de concreto lanzado de 30 cm de espesor en la clave y los resultados de elementos mecánicos para los distintos módulos de elasticidad del terreno y los diferentes tamaños de cuña previamente definidos. Únicamente se muestra uno de los diagramas obtenidos, ya que es posible obtenerlos variando el módulo de elasticidad para los mismos tamaños de cuña y la misma sección de revestimiento, lo que permite conocer la interacción del revestimiento con el terreno.

De acuerdo con los resultados obtenidos, en los diagramas se observa la tendencia de los elementos mecánicos a aumentar conforme al tamaño de cuña, a su vez que su magnitud es menor conforme aumenta la rigidez del terreno. Para los módulos de elasticidad más bajos como $E_m = 1,500$ hay puntos en el revestimiento en los que los elementos mecánicos sobrepasan la capacidad de carga de la estructura. Sin embargo, estos módulos de elasticidad (E_m) corresponderían a los casos de las

condición geotécnicas $D^{(+)}$ y $D^{(-)}$ la cuales incluyen marcos metálicos, por lo que, en este caso sólo se utilizan como referencia. Según la revisión, a partir de un módulo $E_m=6,000$ MPa, el revestimiento es capaz de soportar todas la cuñas con un nivel de seguridad adecuado.

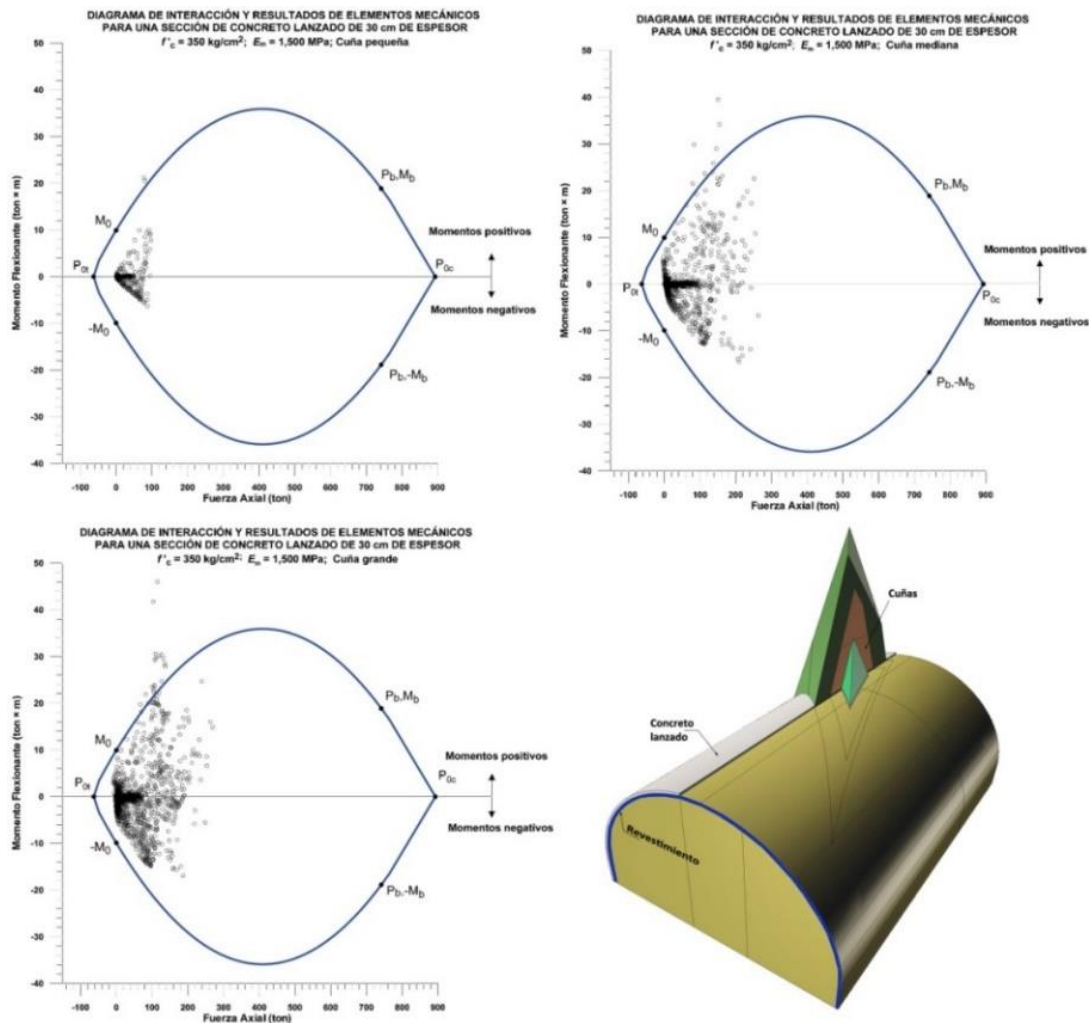


Figura 7.7. Diagramas de interacción para una sección de concreto lanzado de 30 cm de espesor y resultados de elementos mecánicos del análisis de cuñas de diferentes tamaños y módulo de elasticidad del terreno $E_m = 1,500$ MPa.

La revisión del revestimiento con esta condición se explica detalladamente en el Capítulo 3 de esta tesis. La hipótesis que se establece es que la cuña se suelta y desliza después de colocado el revestimiento, que en el túnel, en una condición crítica, los sistemas de soporte y sostenimiento de tipo temporal, fallan y con esto el revestimiento queda condicionado a tomar prácticamente el peso total de la cuña que desliza, entonces el revestimiento tiene que tener la capacidad de soportar dicha carga y garantizar la estabilidad del túnel.

Las conclusiones más importantes de la adecuación de las fases de excavación, los sistemas de sostenimiento y el revestimiento de los túneles Chimalpa son:

- En el caso del aflojamiento, antes que lleguen a generarse las cargas de diseño, tendrían que fallar los sistemas de soporte, estabilización y refuerzo de tipo temporal, lo que teóricamente no debería suceder. Mediante el sistema de análisis y diseño presentado como

una forma de verificar si el revestimiento propuesto es el adecuado o no, es posible comprobar que un revestimiento económico en cuanto a sección y refuerzo, se desempeñaría adecuadamente en prácticamente todas las situaciones que pudieran presentarse, aun en las más desfavorables, de acuerdo con las condiciones del terreno encontradas.

- Con el procedimiento de análisis y diseño desarrollado permitió justificar el uso de revestimientos de concreto simple a partir de condiciones geotécnicas en las que el índice *RMR* es mayor a 30 puntos. Como se explicó, en los casos de roca mala a extremadamente mala se contará con la protección del sistema de enfilaje frontal (elementos establecidos en la adecuación del proyecto original), por lo que es prácticamente imposible que el revestimiento llegue a recibir cargas. Aun así, el sostenimiento mediante marcos metálicos y concreto lanzado cubriendo la totalidad de éstos contribuiría de forma importante a tomar una buena parte de las posibles cargas.

- El método aquí propuesto corresponde con una filosofía de análisis y diseño integral que permite establecer los adecuados niveles de seguridad que se relaciona directamente con los niveles de incertidumbre previsible en la obra. Es una manera de diseñar el revestimiento (de concreto lanzado, concreto hidráulico simple o reforzado) según sea el caso, ya que existen otras metodologías que han sido válidas.



Figura 7.8. Revestimiento de concreto lanzado en los túneles Chimalpa.



Figura 7.9. Acabado final del revestimiento de concreto lanzado.

7.2. Proyecto Túnel Acapulco.

Actualmente se encuentra en construcción el proyecto vial denominado “Escénica Alternativa de Acapulco”, ubicado en Acapulco de Juárez Estado de Guerrero, México. Dentro de este proyecto se tiene contemplado un túnel vehicular, cuyo objetivo es mejorar el tiempo de recorrido entre la bahía de Acapulco a Puerto Marqués y al aeropuerto. Además del túnel, como parte del proyecto, se prevé una parte de vialidad en superficie y distribuidores.

El túnel Acapulco va de la Bahía de Acapulco (Brisamar) hasta entroncar con la carretera Cayaco-Puerto Marqués (Figura 7.10) y, en conjunto con la vialidad superficial comunicará la Bahía con la zona Punta Diamante. El portal de entrada (Acapulco) se ubica a la altura de Icacos, mientras que el portal de salida (Puerto Marqués) entronca con la carretera Cayaco-Puerto Marqués.



Figura 7.10. Trazo del túnel Acapulco.

Portal oficial del Estado de Guerrero, <http://guerrero.gob.mx/articulos/escenica-alterna/>

7.2.1. Datos generales.

De acuerdo con el proyecto, el túnel tendrá una longitud de 3,188.3 m, incluyendo túneles falsos y boquillas; funcionará como bidireccional con capacidad para alojar tres carriles, dos hacia Puerto Marqués y uno en sentido hacia Brisamar. Los carriles tienen un ancho de 3,5 m cada uno (Figura 7.11), ancho de corona de 11,0 m y ancho de calzada de 10,50 m.

Para el caso del túnel Acapulco, de igual forma que en el ejemplo anterior, el diseño del revestimiento consideró los diferentes estudios realizados (topográficos, geológicos, geotécnicos, sondeos exploratorios y pruebas de laboratorio), así como la determinación de unidades geológicas y geotécnicas a todo lo largo del túnel.

Con la finalidad de no repetir el soporte teórico descrito en el caso anterior, para el túnel Acapulco únicamente se resumen los resultados de todos los aspectos requeridos para el diseño del revestimiento, ya que se aplica la misma metodología de análisis y revisión.

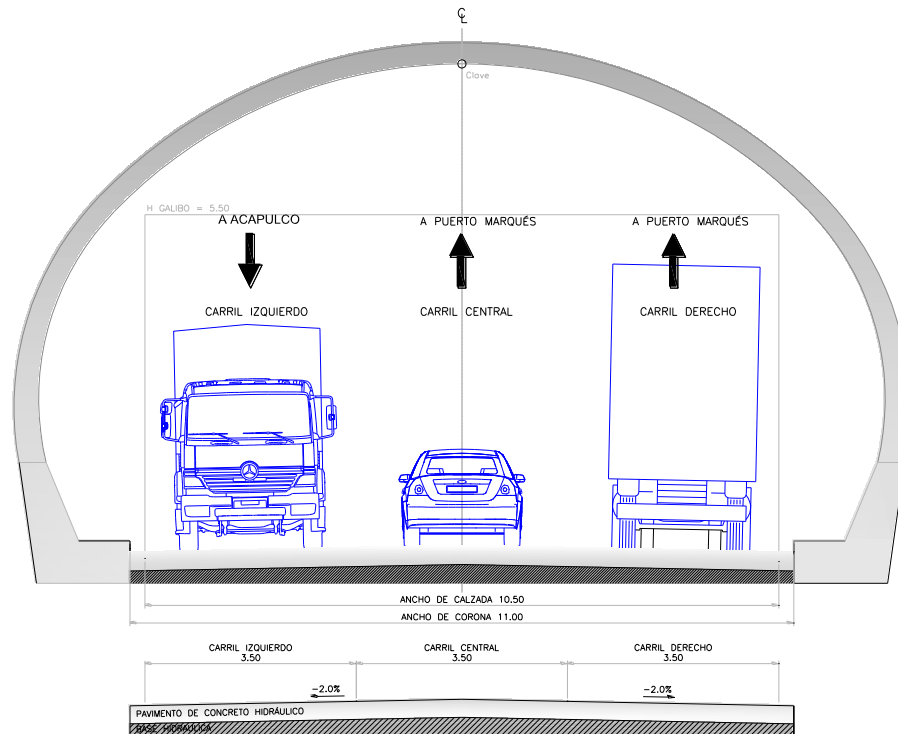


Figura 7.11. Sección del túnel y dirección de los carriles. Tomada del Proyecto Acapulco.

Condiciones geológicas y geotécnicas

En términos generales en el proyecto del túnel se definieron dos unidades geológicas:

1. Granito Rapakivi: Formado por ortoclasa, albita-oligoclasa y cuarzo, con minerales son biotitas y anfíboles. De estructura hipocristalina, fanerítica, gruesa y hipidiomórfica. Compacto, duro, masivo, de color blanco con tonalidades crema, gris y azulado, escasamente fracturado. Presenta variaciones de granito a granodiorita.
2. Complejo metamórfico: Metaareniscas y metagrauvacas básicas, Esquisto máfico y ultramáfico, Filitas cuarzo feldespáticas y metaareniscas.

Se caracterizó la roca en términos de su resistencia, en la Tabla 7.13 se presentan los valores de las resistencias a la compresión simple y los módulos de elasticidad promedio que resultaron para cada unidad, así como la caracterización en términos de la resistencia.

Unidad	Módulo de elasticidad promedio E_{50}^{\tan} (GPa)	σ_c (MPa) Promedio	$\frac{E_{50}^{\tan}}{\sigma_c}$	Clasificación Deere y Miller	Clasificación ISRM
Granito Rapakivi	69	63	1095	CH, resistencia media, relación de deformabilidad alta	R4, dura
Complejo metamórfico medianamente fracturado	62	60	1033	DH, resistencia baja, relación de deformabilidad alta	R4, dura

Tabla 7.13. Resumen de las propiedades de resistencia a la compresión simple, deformabilidad y caracterización en términos de la resistencia. Tomados del Proyecto Acapulco, México.

En las tablas 7.14 y 7.15 se presentan los parámetros obtenidos de acuerdo con los criterios de rotura (Hoek-Brown, 1983, Mohr-Coulomb) para determinar la resistencia de la roca intacta

Granito Rapakivi. Muestras de Resistencia alta			
Hoek-Brown		Mohr-Coulomb	
m_i	7.79	c (MPa)	15.48
σ_c^i (MPa)	77.31	σ_c^i (MPa)	76.73
σ_t (MPa)	9.76	ϕ (°)	46.05
Granito Rapakivi. Muestras de Resistencia baja			
m_i	7.80	c (MPa)	9.30
σ_c^i (MPa)	47.20	σ_c^i (MPa)	45.08
σ_t (MPa)	5.95	ϕ (°)	45.16

Tabla 7.14. Criterios y parámetros de resistencia Unidad I. Tomados del Proyecto Acapulco, México.

Complejo metamórfico medianamente fracturado. Muestras de resistencia alta			
Hoek-Brown		Mohr-Coulomb	
m_i	7.22	c (MPa)	15.88
σ_c^i (MPa)	76.19	σ_c^i (MPa)	75.73
σ_t (MPa)	10.35	ϕ (°)	44.50
Complejo metamórfico medianamente fracturado. Muestras de resistencia baja			
m_i	10.56	c (MPa)	8.51
σ_c^i (MPa)	50.33	σ_c^i (MPa)	49.13
σ_t (MPa)	4.72	ϕ (°)	51.77

Tabla 7.15. Criterios y parámetros de resistencia Unidad II. Tomados del Proyecto Acapulco, México.

Con base en las unidades, tanto geológicas como geofísicas y los ensayos de laboratorio, se definieron 3 unidades geotécnicas (Tabla 7.16).

Unidad Geotécnica	Características Geotécnicas
I. Granito	Esta unidad corresponde con un paquete formado por Granito de textura cristalina y fanerítica gruesa, compacto, masivo, sano y en general poco fracturado, muy resistente y duro. El comportamiento mecánico de esta unidad está regido básicamente por condiciones de roca sana, roca fracturada con la posible formación de cuñas y bloques potencialmente inestables y eventualmente zonas de falla con baja calidad geotécnica. Es de especial atención el cruce de zonas de falla a profundidades superiores a los 250 m. Esta unidad geotécnica afecta la mayor parte del trazo del túnel.
II. Complejo metamórfico medianamente fracturado	Corresponde con un paquete formado por Complejo metamórfico integrado por esquistos, filitas, meta-areniscas y meta-grauvacas de clase química básica, medianamente fracturado. De estructura masiva, laminar, astillosa, heterogénea, foliada cerrada, densa. El comportamiento mecánico de esta unidad está regido por la formación de cuñas y bloques potencialmente inestable y eventualmente por condiciones de roca en posibles cruces con zonas de falla. Esta unidad geotécnica afecta en mayor parte la zona del portal Puerto Marqués.
III. Complejo metamórfico muy fracturado	Esta unidad corresponde con un paquete formado por el Complejo metamórfico integrado por filitas y meta-areniscas cuarzofeldespáticas, intemperizadas, suaves, muy fracturada. Su estructura es heterogénea, foliada, astillosa, laminar, foliada abierta. Presenta potentes zonas de falla formadas por brecha y alteración arcillosa con humedad, de espesor considerable.

Tabla 7.16. Información tomada del Proyecto Acapulco, México.

Así mismo, los resultados de las clasificaciones geomecánicas para las tres unidades geotécnicas se muestran en la Tabla 7.17.

Unidades	Clasificación <i>RMR</i>	Índice <i>Q</i>
Unidad I. Granito Rapakiwi	34 a 71 CLASE II a IV Roca mala a buena	0.20 a 35.5 Roca muy mala a buena
Unidad II. Complejo metamórfico medianamente fracturado	37 a 59 CLASE IV a II (III a IV) Roca mala a buena	0.45 a 8.8 Roca muy mala a media
Unidad III. Complejo altamente fracturado	20 a 44 CLASE IV a II (III a IV) Roca mala a buena	0.09 a 3.33 Roca extremadamente mala a muy mala

Tabla 7.17. Clasificaciones geomecánicas. Tomados del Proyecto Acapulco, México.

Como se describió en el ejemplo anterior, a partir de las clasificaciones geomecánicas es factible determinar los procedimientos constructivos. En la Tabla 7.18 se presenta la tramificación geotécnica y constructiva correspondiente con el túnel Acapulco.

Tramificación geotécnica y constructiva para el túnel Acapulco				
Tramo	Unidad Geotécnica	Calidad <i>RMR</i> del Macizo	Calidad <i>Q</i> del Macizo	Condición geotécnica
100+320 al 100+330	Unidad I	Media	Mala a muy mala	D ⁽⁻⁾
100+330 al 100+580	Unidad I	Media	Mala a muy mala	C ⁽⁺⁾
100+580 al 100+720	Unidad I	Media	Mala a muy mala	C ⁽⁻⁾
100+720 al 101+150	Unidad I	Media	Regular a mala	C ⁽⁺⁾
101+150 al 101+500	Unidad I	Media	Mala a muy mala	C ⁽⁻⁾
101+500 al 102+050	Unidad I	Buena	Extremadamente buena a regular	B
102+050 al 102+150	Unidad I	Media	Regular a mala	C ⁽⁺⁾
101+150 al 102+250	Unidad I	Media	Mala a muy mala	C ⁽⁻⁾
102+250 al 102+350	Unidad III	Mala	Muy mala	D ⁽⁺⁾
102+350 al 102+500	Unidad III	Mala	Extremadamente mala	D ⁽⁻⁾
	Unidad I			
102+500 al 102+700	Unidad I	Media	Mala a muy mala	C ⁽⁻⁾
102+700 al 102+750	Unidad I	Mala	Muy mala a extremadamente mala	D ⁽⁻⁾
	Unidad III			
102+750 al 102+850	Unidad I	Media	Regular a mala	C ⁽⁺⁾
102+850 al 103+100	Unidad III	Mala	Muy mala a extremadamente mala	D ⁽⁻⁾
103+100 al 103+440	Unidad II	Mala	Regular a mala	C ⁽⁺⁾
103+440 al 103+459	Unidad II	Mala	Muy mala	D ⁽⁺⁾
103+459 al 103+480	Unidad II	Mala	Muy mala	E

Tabla 7.18. Tramificación geotécnica y constructiva propuesta para el túnel Acapulco.

En todas las unidades geotécnicas definidas para este túnel, debido a la naturaleza litológica y tectónica del macizo rocoso, la estabilidad de la obra estará determinada fundamentalmente por los distintos sistemas de fracturamiento, la profundidad y la eventual presencia de agua que afectan a la formación.

Parámetros de deformabilidad y resistencia del macizo rocoso

Para el túnel Acapulco, debido a la naturaleza litológica y tectónica del macizo rocoso, la estabilidad de las obras dentro de las denominadas Unidades I y II, está determinada fundamentalmente por la cinemática de bloques potencialmente inestables y posiblemente por los estados de esfuerzos en los tramos más profundos, mientras que en la Unidad III, por baja resistencia y alta deformabilidad de los materiales.

En la tabla 7.19 se muestra el rango de valores del módulo de deformación (E_m) empleados en los análisis tensodeformacionales del proyecto, así como las calidades correspondientes al RMR y el índice Q , ambas determinadas en cada unidad geotécnica previamente definidas:

UNIDAD	Límite	RMR	Q	E_{min} (MPa)	E_{med} (MPa)	E_{max} (MPa)
I	inferior	34	0.20	800	3,000	9,000
	superior	71	35.5	9,000	30,000	48,000
II	inferior	37	0.45	1,000	4,000	13,000
	superior	59	8.80	2,600	18,000	32,000
III	inferior	20	0.09	200	500	4,000
	superior	44	3.33	1,100	6,000	16,000

Tabla 7.19. Valores de los módulos de deformación para los distintos rangos de calidad geotécnica. Tomados del Proyecto Acapulco, México.

Por otro lado, los parámetros de resistencia del macizo rocoso se estimaron con los criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb. Los rangos propuestos de σ_c^i para las Unidades Geotécnicas I, II y III, fueron a partir de los valores estimados en la roca intacta (ver tabla 7.14 y 7.15). Los rangos de variación de los parámetros que caracterizan esta ley de resistencia, se muestran en la Tabla 7.20.

Unidad	GSI	σ_c^i (MPa)	m_b	s	a
I	55 a 75	46 a 80	0.536 a 1.761	0.0011 a 0.0226	0.504 a 0.501
I	45 a 55	46 a 80	0.295 a 0.536	0.0002 a 0.0011	0.508 a 0.504
I y II	35 a 45	45 a 75	0.163 a 0.295	0.0001 a 0.0002	0.516 a 0.508
I y II	25 a 35	40 a 60	0.090 a 0.163	1.16e-05 a 0.0001	0.531 a 0.516
I y III	15 a 25	40 a 50	0.050 a 0.090	2.55e-06 a 1.16e-05	0.561 a 0.531
III	25 a 35	40 a 60	0.090 a 0.163	1.16e-05 a 0.0001	0.531 a 0.516

Tabla 7.20. Valores de los parámetros del macizo rocoso para los modelos de análisis. Tomados del Proyecto Acapulco.

Mientras que, en la tabla 7.21 se muestran los parámetros obtenidos representativos del criterio de rotura Mohr-Coulomb:

Unidad	GSI	σ_{cm} (MPa)	ϕ_m (°)	c_m (MPa)
I	29 a 66	0.93 a 31.08	34 a 46	0.25 a 6.20
II	32 a 54	1.39 a 14.22	35 a 43	0.36 a 3.10
III	20 a 39	0.09 a 3.33	26 a 38	0.03 a 0.80

Tabla 7.21. Valores propuestos de los parámetros de resistencia para los modelos de análisis. Tomados del Proyecto Acapulco.

7.2.2. Revestimiento de Proyecto

El macizo rocoso que alojó el túnel Acapulco está compuesto predominantemente por un granito afectado por 5 familias de discontinuidades, así como por un complejo metamórfico (filitas, metaareniscas, metagrauvacas y esquistos), afectado por 5 familias de discontinuidades.

Por su parte, la profundidad que se estima a la que se encuentra el túnel en el tramo central resulta un factor importante, pero debido a los tipos de roca que son atravesados, no se esperan presiones de roca a largo plazo, mucho menos al momento de ser colocado el revestimiento definitivo, el cual, se construye al final de los trabajos de excavación. Por lo anterior, no resulta justificado un análisis por efecto de presión genuina sobre la estructura de revestimiento.

En el túnel Acapulco, previo diseño del revestimiento, se estudió el comportamiento de la excavación y la implementación de sistemas de soporte, estabilización y refuerzo conforme las condiciones geomecánicas definidas. Para ello se modelaron las condiciones más desfavorables del túnel, se realizaron tres secciones de análisis, después de estudiar previamente todos los factores que pudieron influir en el comportamiento de las obras.

Bajo tales circunstancias, la definición de los elementos de sostenimiento y soporte de tipo temporal fue con base en las condiciones geotécnicas previamente definidas para este proyecto (Tabla 7.18). De la longitud total del túnel, se seleccionaron secciones representativas y las más críticas, quedando dentro de las condiciones geotécnicas B, $D^{(-)}$ y $D^{(+)}$, respectivamente. En la Tabla 7.7 se describe detalladamente los tipos de sostenimiento que se emplearon.

Con respecto al revestimiento, aunque la posibilidad de que se generen presiones por aflojamiento que soliciten el trabajo de los elementos de soporte (marcos metálicos y revestimiento definitivo), es remota, en proyecto se hicieron cálculos estructurales para los rangos de posible variación de la presión de aflojamiento conforme la condición geotécnica estimada, (Tabla 7.22). Para realizar un análisis y diseño estructural integrales convino manejar los máximos y mínimos como casos extremos.

Condición geotécnica	Límite	RMR	Q	q_{\min} (ton/m ²)	q_{\max} (ton/m ²)
$D^{(-)}$	Mín.	21	0.03	30	60
	Máx.	30	0.12	24	27
$D^{(+)}$	Mín.	31	0.14	24	28
	Máx.	40	0.73	10	27
$C^{(-)}$	Mín.	41	0.85	10	27
	Máx.	50	2.50	5	20
$C^{(+)}$	Mín.	51	2.8	5	20
	Máx.	60	8.4	3	15
B	Mín.	61	9.5	3	15
	Máx.	80	119	1	7

Tabla 7.22. Cargas de aflojamiento para análisis estructural. Tomados del Proyecto Acapulco.

También se realizó la revisión del revestimiento por deslizamiento de cuña potencialmente inestable.

En el proyecto se estimó la colocación de un revestimiento de concreto hidráulico reforzado con acero (dos lechos de varilla de 1/2" y separación de 30 cm en ambos sentidos transversal y longitudinal), no obstante se propuso de concreto simple y se llevó a cabo una revisión de una sección de 35 cm de espesor.

Tomando en cuenta lo anterior, a continuación se describe el procedimiento y los resultados obtenidos del revestimiento de proyecto:

Para los análisis, se consideró una carga distribuida sobre la clave que representa una zona de material aflojado gravitando directamente sobre la estructura; el revestimiento se encuentra parcialmente embebido en una medio elástico (la roca) y su interacción con este considera una condición de prácticamente no-fricción, a fin de simular la interface real dada por el contacto entre el concreto y el sistema de impermeabilización (geotextil + geomembrana). Se estudiaron múltiples combinaciones de rigidez de la roca y magnitudes de carga (Figura 7.12).

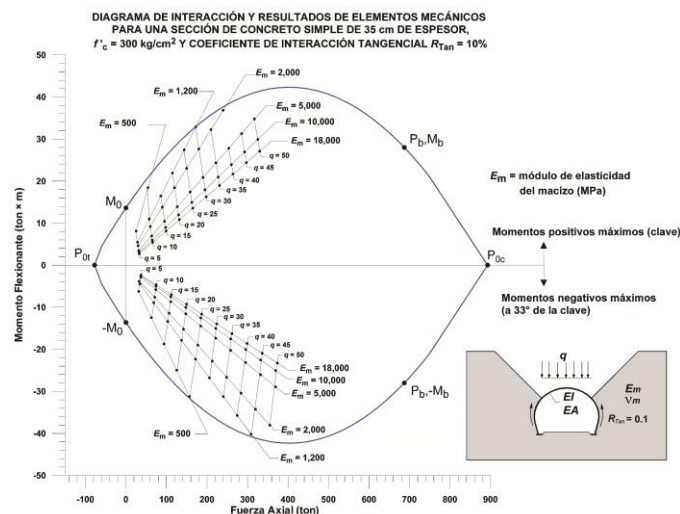


Figura 7.12. Diagrama de interacción y elementos mecánicos para una sección de concreto simple de 35 cm de espesor, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$. Tomada del proyecto túnel Acapulco, México.

Del diagrama se puede deducir que, para valores muy bajos del módulo de elasticidad del macizo rocoso ($E_m = 500 \text{ MPa}$), la sección propuesta resiste cargas sobre la clave de entre 12 y 25 $\text{ton} \times \text{m}^2$. Sin embargo, de acuerdo con la clasificación de condiciones geotécnicas previamente descrita, tales valores del módulo de elasticidad de la roca corresponden con las condiciones en las que es necesaria la colocación de marcos metálicos, por lo que dichos resultados no aplican para este caso. En la figura 7.12, en la condición geotécnica a partir de la cual ya no se requieren marcos metálicos (condición $C^{(-)}$) tendría un valor mínimo del módulo de Young del macizo rocoso de aproximadamente 1,200 MPa, por lo que, en el peor de los casos (con un coeficiente $R_{Tan}=10\%$), el revestimiento de concreto simple soporta hasta 30 $\text{ton} \times \text{m}^2$ y de ahí en adelante sería capaz de resistir adecuadamente todos los casos de carga de aflojamiento propuestos.

La conclusión más importante que arrojaron estos análisis y sus correspondientes revisiones estructurales, es que el revestimiento de 35 cm de espesor en la clave no requiere armado de refuerzo para las condiciones geotécnicas $C^{(-)}$, $C^{(+)}$, B y A.

Con respecto a la descarga de una gran cuña determinada a partir de los datos estructurales del macizo rocoso que fue posible recopilar durante la fase de estudios. En un modelo de elementos finitos de tres dimensiones se estableció la hipótesis de que la cuña rompe el concreto lanzado y

actúa directamente sobre el revestimiento; se consideraron tres tamaños diferentes de cuña y distintos valores de la rigidez de la roca. De este análisis se obtuvieron los elementos mecánicos y las deformaciones del revestimiento provocadas por la descarga de la cuña. Posteriormente se realizó la correspondiente revisión, el diagrama de interacción se presenta en la Figura 7.13.

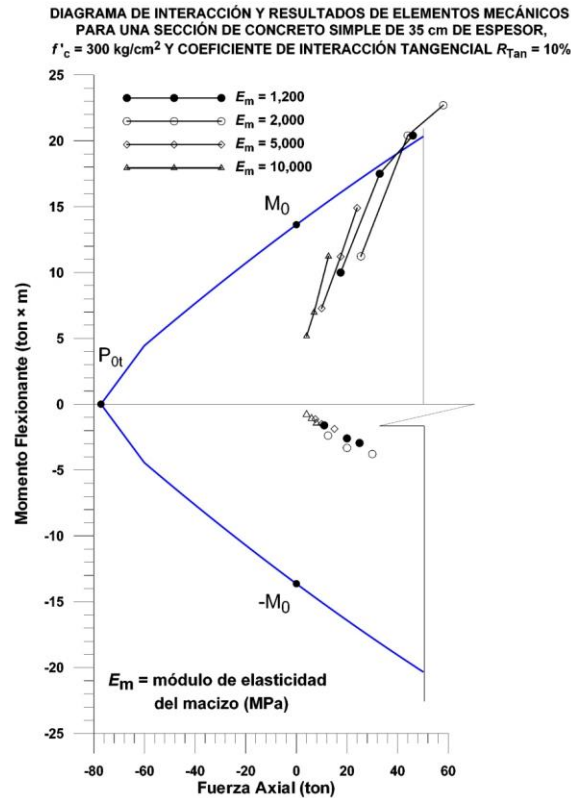


Figura 7.13. Diagrama de interacción para una sección de concreto simple de $e = 35 \text{ cm}$ y elementos mecánicos del análisis de cuñas de diferentes tamaños y diferentes módulos de elasticidad del terreno. Tomada del proyecto túnel Acapulco.

Del diagrama se deduce que, en el caso de la rama positiva de momentos se aprecia claramente la tendencia de los elementos mecánicos a aumentar conforme al tamaño de cuña, a su vez que su magnitud es menor conforme aumenta la rigidez del terreno. En la rama negativa de momentos no se distingue bien esta tendencia, aunque es similar. Nótese que para los módulos de elasticidad más bajos ($E_m = 1,200$ y $2,000 \text{ MPa}$) el revestimiento no sería capaz de soportar la acción de las cuñas mediana y grande. Sin embargo, estos módulos corresponden al caso de la condición geotécnica $D^{(+)}$ la cual incluye marcos metálicos, por lo que, en este caso, sólo se utilizan como referencia. A partir de un módulo $E_m = 5,000 \text{ MPa}$, el revestimiento es capaz de soportar todas las cuñas con un nivel de seguridad adecuado.

En fase de proyecto se aseveró que la obra está concebida para ser excavada en su totalidad empleando únicamente sistemas de soporte o sostenimiento de tipo temporal. Después, debido a que las necesidades funcionales del túnel así lo requieren, se colocará un revestimiento definitivo. Además se dejó claro que al momento de ser colocado el revestimiento definitivo, se asume que la excavación se encuentra en total estabilidad y que con seguridad los elementos del sostenimiento estarán aun en condiciones de recibir buena parte de las posibles cargas a largo plazo. Por lo tanto, el diseño del revestimiento comúnmente se realiza bajo hipótesis menos conservadoras.

En proyecto también se dijo en cuanto a las condiciones de carga para análisis de la estructura de revestimiento, suelen emplearse las mismas hipótesis que para los elementos de soporte temporal. No obstante, es una práctica común considerar que un sostenimiento adecuado tendrá la capacidad de absorber buena parte del trabajo y que por lo tanto las cargas de diseño aplicadas al revestimiento pueden ser minoradas. Desafortunadamente es difícil desarrollar criterios sólidos con los que estimar o acotar los rangos en los que dichas solicitaciones se pueden presentar. Durante la etapa de proyecto de un túnel es imposible anticipar cuáles serán las condiciones finales que prevalecerán en el entorno de la excavación y que pueden (o no) representar un cierto compromiso para la estructura. Dichas condiciones estarán relacionadas con factores que van desde las características geológicas, geotécnicas y geohidrológicas del macizo rocoso (que en el proyecto sólo pueden ser estimadas) hasta las constructivas: la calidad en el uso de explosivos, la idoneidad de los elementos del sostenimiento empleados durante la obra y el correcto desempeño de dichos elementos como resultado de la calidad de su puesta en obra. Ante tal situación, en la etapa de diseño, se decidió emplear procesos que permitan establecer niveles de seguridad, que se relacionen directamente con los niveles de incertidumbre previsibles. De esta forma se pueden acotar las condiciones para las cuales las estructuras estarán del lado de la seguridad, en el medio o al límite. Y si durante la construcción se lleva a cabo un seguimiento geológico-geotécnico adecuado, así como una rigurosa supervisión de los trabajos de obra, podrá establecerse si las estructuras de soporte requieren de un nuevo diseño o si se ajustan correctamente a las condiciones prevalecientes.

Tomando en cuenta las conclusiones del proyecto ejecutivo del Túnel Acapulco y, considerando que se lleva a cabo un riguroso seguimiento geológico-geotécnico a todo lo largo de las excavaciones del túnel, se presentó una propuesta que contiene un estudio y un análisis para construir los tramos de túnel que se encuentren dentro de las condiciones geotécnicas $C^{(+)}$, $C^{(-)}$, B y A, respectivamente, con revestimiento definitivo sin acero de refuerzo, sin poner en ningún momento en riesgo la seguridad, la calidad y la funcionalidad del túnel durante la obra y su operación.

7.2.3. Propuesta de revestimiento sin acero

Con base en el seguimiento de la excavación del túnel se definió un modelo representativo de las condiciones en las que se realizaron las obras, tanto geológicas como geotécnicas y constructivas (avance, banqueo y colocación de sostenimientos).

El análisis se basó en un modelo definido con base en las condiciones reales de la excavación del túnel y mediante el seguimiento de la excavación, tanto geológico como geotécnico y constructivo (avance, banqueo y colocación de sostenimientos). Se obtuvo un *perfil de excavación típico* mediante levantamientos topográficos del tramo representativo.

La determinación del perfil típico de la línea real de la excavación, se realizó partiendo de secciones tomadas en campo, aplicando una metodología que permite la generación de nuevos perfiles a partir de una serie de datos aleatorios, acotados estadísticamente mediante parámetros obtenidos de los perfiles de excavación levantados en campo. Cabe destacar que la metodología desarrollada para la determinación del perfil no se detalla en la presente tesis, ya que además de no ser parte de la investigación, lo que interesa es tener la condición real de la excavación para realizar el análisis y revisar la propuesta de revestimiento. Dicha metodología es un planteamiento que se utilizó en el túnel Acapulco a partir de los datos obtenidos en campo.

La cuña de roca tipo que fue introducida en el modelo se determinó a partir de los levantamientos estructurales llevados a cabo durante el seguimiento geológico-geotécnico. Para el tramo que interesa a estos cálculos se determinaron 4 Familias principales de fracturas; se elaboró un análisis de cuñas y se determinó que existen dos combinaciones de tres familias que podrían generar mecanismos de inestabilidad que deberán ser contrarrestados por el sostenimiento. La cuña seleccionada para los cálculos se muestra en la Figura 7.14.

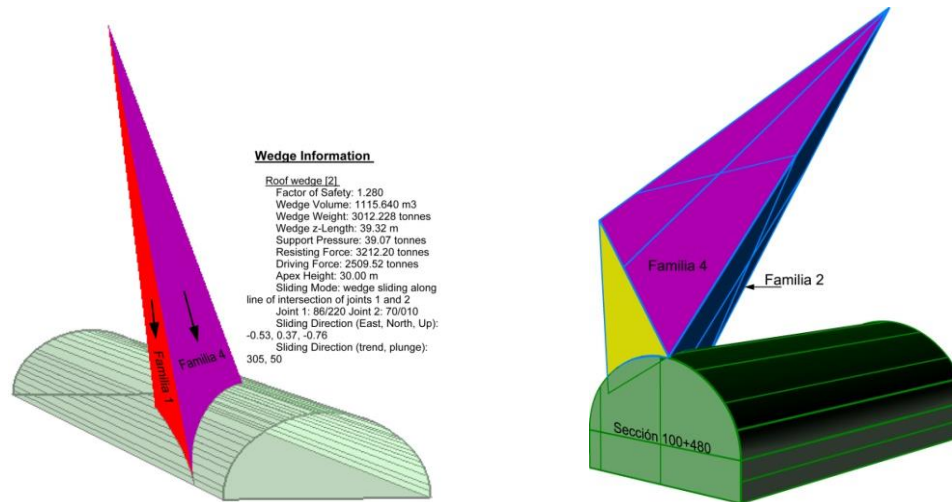


Figura 7.14. Corte del túnel y la cuña en la sección de análisis y cuña formada por las familias de discontinuidades.

La primera parte de los cálculos consistió en reproducir, en la medida de lo posible, el comportamiento que tuvo la excavación durante las distintas fases de ejecución, y de esta manera recrear un escenario geotécnico-estructural suficientemente representativo de la situación actual. Esto incluye: el estado de plastificación o rotura del macizo en el entorno próximo al túnel, producido por las excavaciones y el estado posible de esfuerzos en el que se encuentra el sostenimiento de concreto lanzado.

Revisión del revestimiento

El proyecto del túnel Acapulco contempla la construcción de un revestimiento de concreto hidráulico con un armado de dos lechos de varilla de 1/2" y separación de 30 cm en ambos sentidos transversal y longitudinal. La sección resistente tiene un espesor de 35 cm en la clave, mientras que en los hastiales aumenta gradualmente hasta alcanzar los 45 cm a la altura de la junta de construcción de las zapatas; el concreto hidráulico es de $f'c = 300\text{kg/cm}^2$.

Tomando en cuenta las recomendaciones y conclusiones presentadas en el proyecto del túnel en el sentido de que el revestimiento de 35 cm de espesor en la clave no requiere armado de refuerzo para las condiciones geotécnicas C(-), C(+), B y A; y tomando en cuenta las condiciones geológico-geotécnicas reales de la excavación del túnel y con objeto de optimizar recursos y agilizar la construcción del revestimiento del túnel sin poner en ningún momento en riesgo, la calidad, la funcionalidad, ni mucho menos la seguridad del túnel durante la obra y su operación, a continuación se realizó un estudio y análisis de revisión del revestimiento definitivo para que en los tramos de túnel cuyas condiciones geotécnicas resulten C(-), C(+), B y A, el revestimiento sea construido sin acero de refuerzo.

En la presente propuesta de revisión del revestimiento definitivo del túnel Acapulco, se tomaron en cuenta las distintas calidades geotécnicas determinadas durante la excavación del túnel para cada tramo. También se consideró que la profundidad del túnel, sin ser excesiva, sí representaría una componente a considerar en la redistribución de esfuerzos como producto de la excavación y que en eventuales tramos de calidad mala o regular (zonas de falla, contactos litológicos, etc.), los correspondientes procesos deformacionales, posiblemente, se completen al cabo de algunos días, generando algunas presiones sobre los sistemas de sostenimiento. Lo anterior ha sido corroborado a través de la instrumentación, con resultados que indican que al cabo de no más de una semana y con el sostenimiento trabajando adecuadamente, las deformaciones registradas se estabilizan y el frente de excavación se aleja de la zona sin registrar más movimiento.

Asimismo, se tomó en cuenta que el diseño del túnel fue concebido para ser excavado en su totalidad empleando únicamente sistemas de soporte o sostenimiento de tipo temporal. Después, debido a que las necesidades funcionales del túnel así lo requieren, se colocaría un revestimiento definitivo asumiendo que la excavación se encuentra en total estabilidad y que con seguridad los elementos del sostenimiento estarán aun en condiciones de recibir buena parte de las posibles cargas a largo plazo.

La propuesta de revestimiento sin acero de refuerzo tomó en cuenta no sólo los aspectos de trabajo estructural, sino también los aspectos de funcionalidad, bajo el argumento de que es poco probable que la estructura llegue a recibir solicitaciones de carga, aun cuando sí estará sujeto a elementos externos tales como: cambios de temperatura y humedad, envejecimiento, corrosión, etc., para lo cual, el revestimiento estará dotado de dispositivos adicionales que ayudan a garantizar su integridad, tales como sistemas de impermeabilización y juntas constructivas adecuadas.

Así mismo, se tomó en cuenta que el fenómeno de retracción por fraguado del concreto hidráulico simple, se mitiga mediante la aplicación correcta de técnicas específicas como el uso de juntas de construcción, control de la temperatura de colocación del concreto, empleo de cementos puzolánicos, la buena calidad del vibrado, curado, etc. Es decir, se trata de un aspecto constructivo manejable. Sin embargo, aun cuando dicho fenómeno puede presentarse no obstante los mejores controles posibles durante la construcción, e incluso en revestimientos armados, la experiencia indica que los patrones de fisuramiento que se generan tienden a ser transversales al eje del túnel, por lo que estructuralmente no representa mayor problema.

También se tomó en cuenta que durante la excavación del túnel se han presentado algunos problemas de inestabilidad, incluso se han presentado caídos, resueltos mediante la implementación de enfilajes, marcos metálicos y colando el espacio entre marcos con concreto hidráulico formando una sección muy resistente que funciona como una verdadera estructura de concreto armada, estas zonas han sido monitoreadas mediante la instrumentación y medición de convergencias y no han presentado ningún movimiento.

En la figura 7.15 se muestra un detalle de la malla de elementos finitos en la zona del túnel donde puede apreciarse el contorno irregular de la excavación (definido conforme se expuso anteriormente) y la capa de concreto lanzado como parte de la primer capa de sostenimiento y estabilización de la excavación.

En el caso del revestimiento de concreto hidráulico, de igual forma, para todos los casos, se supuso que la cuña se desprende y rompe el concreto lanzado desde el inicio de la movilización,

descargando directamente sobre el revestimiento de concreto hidráulico. En la Figura 7.16 se muestra la cuña totalmente movilizada descargando sobre el revestimiento de concreto hidráulico.

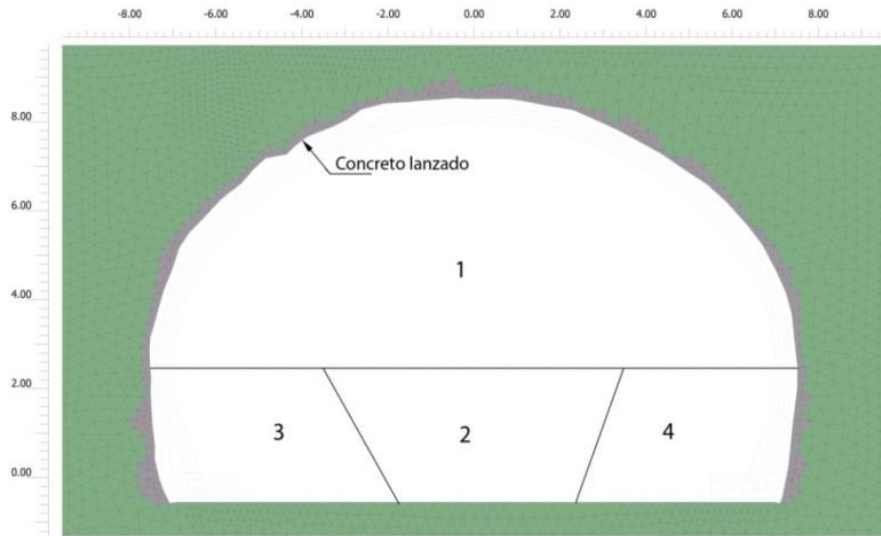


Figura 7.15. Detalle de la malla de elementos finitos en la zona del túnel.

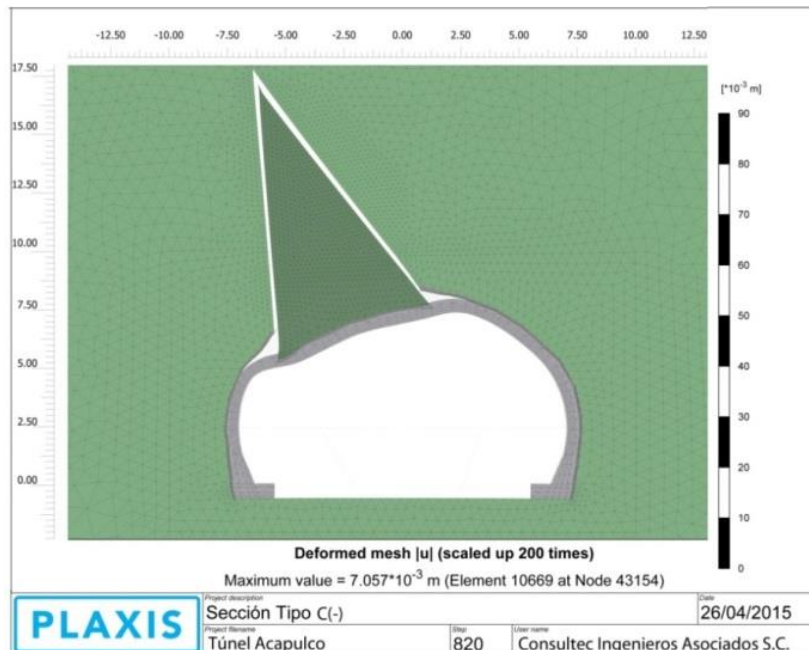


Figura 7.16. Cuña descargando sobre el revestimiento de concreto hidráulico.

Por otro lado, cabe aclarar que, si el revestimiento entrará en régimen elastoplástico en una pequeña zona, de ninguna manera significaría el colapso de la estructura, ya que formaría una rótula plástica y transmitiría el trabajo al resto de la estructura (incluida la roca). Para demostrarlo es necesario realizar un análisis de estabilidad y obtener el factor de seguridad que garantiza la estabilidad del revestimiento, así como obtener los elementos mecánicos y las deformaciones en la estructura de revestimiento.

Como en el caso anterior, fue necesario realizar la revisión estructural del revestimiento por flexocompresión mediante un diagrama de interacción y la revisión por cortante para los elementos mecánicos críticos generados durante el análisis numérico. De acuerdo con el proyecto (Consultec), en la figura 7.17 se aprecia que la pareja de valores axial y momento (N_x , M_z) calculados a partir de los esfuerzos en la sección crítica, no representa una falla por flexocompresión, por lo tanto, queda descartada la necesidad de colocar acero para este tipo de solicitaciones.

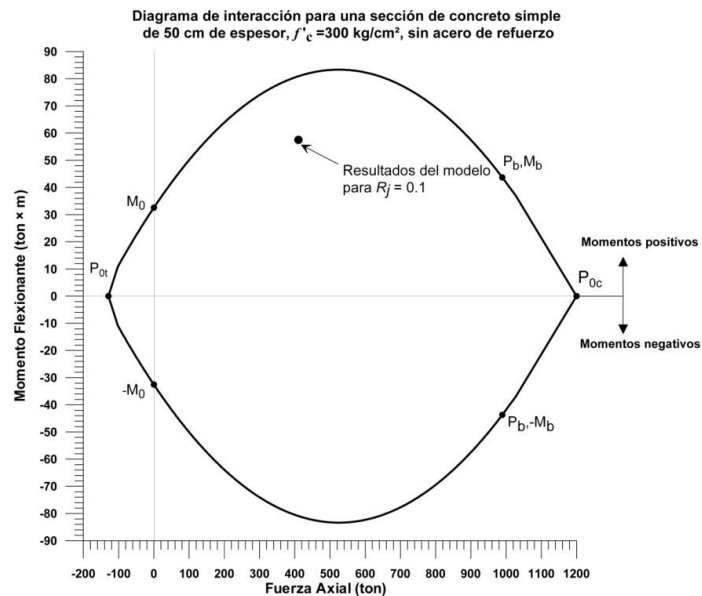


Figura 7.17. Diagrama de interacción de la sección de concreto simple y resultados del análisis por elementos finitos (Consultec).

En cuanto a la resistencia por cortante se concluyó que la estructura falla por cortante. No obstante, es importante recordar que dicho resultado corresponde con una resistencia de las discontinuidades del 1% de la resistencia del macizo rocoso y que por tanto es una situación muy remotamente posible. Además hay que tener en cuenta que en los tramos de las llamadas condiciones geotécnicas $C^{(-)}$, $C^{(+)}$, B y A se consideran anclajes de fricción que restringen (o imposibilitan) el desprendimiento de cuñas de tales dimensiones.

Una última verificación se llevó a cabo para la hipótesis de carga por aflojamiento sobre la clave, afectando únicamente al concreto lanzado. Esta posibilidad, aunque remota, podría generarse ante la eventual presencia de una zona de material de mala calidad que se desprendiera a modo de una masa de roca suelta. En el proyecto ejecutivo, este cálculo también se llevó a cabo considerando módulos de elasticidad de la roca de entre 500 y 18,000 MPa y para cargas de hasta 50 ton \times m (de acuerdo con lo estimado) y únicamente para el revestimiento definitivo en el rango elástico.

La conclusión más importante de esta parte de la propuesta, es que una capa de 20 cm de concreto lanzado, si se le considera en plena interacción con el terreno que lo embebe y se le permite llegar a un estado de fluencia elastoplástica, es capaz de soportar niveles de carga incluso mayores que los que se calcularon conservadoramente en proyecto usando la teoría elástica.

Entonces, si el concreto lanzado, que de hecho tiene en promedio espesores mayores a los 20 cm, puede absorber tal magnitud de carga, el trabajo que tendría que realizar el revestimiento definitivo

ante una eventualidad como la aquí descrita, sería considerablemente menor y estaría sobrado en resistencia, aun sin acero de refuerzo.

Conclusiones sobre la propuesta de revestimiento sin acero son:

- A partir de los análisis y revisiones estructurales presentadas en el Proyecto del Túnel Acapulco se pudo establecer la no necesidad de colocar acero de refuerzo en el revestimiento de concreto hidráulico en las condiciones geotécnicas $C^{(-)}$, $C^{(+)}$, B y A.
- Los análisis del proyecto se llevaron a cabo bajo condiciones ideales y conservadoras, por ejemplo una geometría perfecta de la sección de concreto hidráulico y una cuña de diseño que obedece a la geometría máxima posible de acuerdo con la información geológica de campo de la fase de estudios.
- Los actuales análisis se realizaron para las condiciones reales, a partir de datos geológico-estructurales y de calidad geotécnica tomados directamente de los frentes de avance de la excavación, así como para una sección de excavación estadísticamente representativa de los perfiles excavados en el túnel.
- En el proyecto, los modelos contemplaban un revestimiento de 35 cm de espesor constante en toda la clave, mientras que en la realidad, cuando se realicen los colados, la mayor parte de la estructura presenta espesores mayores, por lo que la seguridad será a su vez mayor.
- No obstante las condiciones reales a partir de las cuales se modelizaron las estructuras en esta revisión, éstas fueron incluso empeoradas a niveles prácticamente imposibles de suceder. Aun así, el revestimiento de concreto simple mostró un comportamiento estable.

Finalmente y después de una serie de reuniones, el dueño del proyecto y los supervisores, decidieron construir un revestimiento de concreto hidráulico reforzado con acero. Tal situación, desafortunadamente es muy frecuente en nuestro país, algunas ocasiones por tabúes como implementar acero por temperatura y algunas otras (la mayoría) por desconocimiento del tema o miedo; lo que es un hecho, es que por decisiones de este tipo, que le cuestan al país varios millones, nos olvidamos de que en el mundo, proponer revestimientos de concreto simple es una práctica cada vez más extendida y aceptada, prescindiendo del acero de refuerzo.



Figura 7.18. Colado del revestimiento de concreto hidráulico con acero de refuerzo.



Figura 7.19. Acabado final del revestimiento.

CAPÍTULO 8

**TENDENCIAS ACTUALES EN MATERIA DE
REVESTIMIENTOS EN EL MUNDO**

“El objetivo básico de cualquier diseño de excavación subterránea debe ser utilizar la roca como material estructural principal, la creación de la menor perturbación posible durante el proceso de excavación, y añadiendo lo menos posible en el camino de un apoyo concreto o acero. En su estado intacto y cuando se somete a esfuerzos de compresión, la mayoría de rocas duras son mucho más fuertes que el concreto y muchas son del mismo orden de potencia como el acero, en consecuencia, no tiene sentido económico para sustituir a un material que puede ser perfectamente adecuado, con uno que puede no ser mejor.”

Evert Hoek y Edwin T. Brown (1980)

En términos generales, el futuro en obras subterráneas experimentará grandes cambios, en las próximas décadas y durante este siglo, se vislumbran fantásticos proyectos, con mejora y evolución desde su diseño hasta su construcción y operación.

Lo anterior por la demanda de transporte y movilidad de todo tipo, humano, manufacturero, industrial y de servicios; la necesidad de comunicación en tiempos cortos y a través de obras seguras.

Además de los túneles de carretera, hay que resaltar que la demanda del espacio subterráneo actualmente y en el futuro, se estima, ya no se limitará a la construcción de estas imponentes obras de ingeniería, motivada principalmente por la necesidad de atender las siguientes razones (López et al., 2005):

- Falta de zonas disponibles superficiales para construcción.
- Diversas instalaciones urbanas como: instalaciones deportivas, galerías comerciales, zonas de recreación, auditorios, centros de transformación eléctrica, centros de comunicaciones, centros de control, instalaciones de grandes edificios (energía, iluminación, aire acondicionado, etc.), zonas de almacenamiento, zonas de seguridad, etc., serán ubicados en el futuro en el subsuelo de las grandes ciudades.
- Motivos medioambientales (ruidos, vibraciones, impacto ambiental).
- Motivos de seguridad o resguardo.
- La protección de la superficie de riesgos y/o molestias de determinados tipos de actividades.
- El almacenamiento de materiales peligrosos.
- Congestionamiento de tránsito y vialidades, etc.

Estas son algunas de las necesidades en materia de obras subterráneas se vislumbran en los próximos años y que sin duda cambiarán la visión hacia este tipo de obras. El avance y la tendencia futura en los túneles, va desde los primeros trabajos requeridos para un anteproyecto, hasta las tecnologías necesarias para su operación, incluyendo el tipo de revestimiento.

Hablando específicamente del revestimiento y, como se ha venido explicando, de acuerdo con su concepto, se entiende entonces que es una parte que conforma un túnel carretero, por lo tanto se considera también, que implica un porcentaje de tiempo y costo. Su importancia radica principalmente en dos aspectos:

- Su trabajo estructural a largo plazo (de ser el caso).
- La estética y el confort que impone en el interior del túnel.

Aspectos que deben tomarse en cuenta para un adecuado funcionamiento y operación a lo largo de la vida útil del túnel. Es por tanto importante ir identificando las tendencias que el revestimiento

tendrá en los próximos años, qué tipos de materiales y recubrimientos pueden ser implementados en el interior de los túneles de carretera y principalmente, conocer la mejora de los distintos materiales de los que un revestimiento puede estar conformado, así como los métodos de construcción.

Entre los tipos de revestimiento que se espera llegué a desarrollar grandes ventajas sobre otros, es el concreto lanzado. Se visualizan novedosos cambios y modificaciones en su composición, y en sus propiedades, de modo que podrán fabricarse con las características de colocación, resistencia y durabilidad adecuadas a las características de la superficie en la que será colocado o bien, del terreno que tiene que reforzar cuando se considera parte del sostenimiento de la excavación.

El empleo del concreto lanzado no necesitará acelerante de fraguado y utilizará un aditivo no alcalino. Con el aditivo propuesto se pretende retrasar el fraguado el tiempo necesario para lanzar el concreto e incrementar la adherencia con la roca o suelo, produciendo un endurecimiento muy rápido, objetivos fundamentales para conseguir estabilizar las excavaciones (como sostenimiento). Y como actualmente ha trascendido ya el empleo de diferentes fibras como las de acero o la utilización de polímeros, permite conseguir ciertas características: ductilidad y tenacidad necesarias.

El concreto lanzado además de ser parte del sostenimiento, ya se emplea como parte del revestimiento de un túnel carretero. Se contempla el desarrollo de concreto lanzado más denso y menos poroso y que consiga resistencias finales a compresión en un 50 % superiores a las actuales. Concreto que no requiera de aditivos, ni acelerantes de fraguado, que se utilizan habitualmente, ya que éstos contaminan el agua subterránea al atravesar los revestimiento de concreto lanzado, pueden bloquear los sistemas de drenaje, contaminan el agua y suelo en su circulación por el túnel, y son de naturaleza caustica y nociva para la salud.

Se espera que el refuerzo del concreto lanzado sea únicamente con fibras y se elimine completamente el empleo de acero o mallas. Esto permitirá aumentar el avance de obra en un 50% según algunos expertos y manuales en materia de revestimientos y sostenimiento para túneles carreteros.

Otra tendencia, es el empleo en los materiales como parte del revestimiento, son concretos poliméricos más ligeros, resistentes y de mayor durabilidad que los concretos tradicionales. Estos concretos conseguirán características resistentes, previamente prefijadas, utilizando resinas y otros polímeros en unión con el cemento Portland y distintos tipos de fibras.

Se espera el desarrollo de revestimientos “inteligentes” capaces de adaptarse a las acciones ejercidas por las rocas y suelos por ellas soportadas, permitiendo la flexibilidad suficiente para absorber el rango de deformaciones previsto junto con una resistencia adecuada.

En los próximos años, se espera mejorar sustancialmente la calidad integral de los revestimientos definitivos de las obras subterráneas, confiriéndoles unas características más resistentes tanto estructuralmente como de resistencia al fuego y al ataque físico-químico por el agua subterránea de infiltración y por la atmosfera agresiva de los túneles agresivos en servicio.

Además de lo anterior, las superficies de los revestimientos deberán presentar un mejor acabado, con superficies más lisas, de colores claros e impermeables que permitan, una menor absorción lumínica, fácil limpieza, etc.

El desarrollo de nuevos materiales compuestos, de los concretos poliméricos, con utilización de fibras y aditivos, de la mecatrónica y de la nanotecnología, permitirá conseguir en los siguientes años, importantes progresos en los objetivos marcados, que tendrán una importante incidencia en la seguridad, en la calidad y en la economía de la construcción subterránea futura.

Entre la gama de materiales que tienen tendencia a ser empleados y que actualmente ya se utilizan como una opción para revestir el interior de un túnel de carretera, se tienen los siguientes:

Materiales cerámicos. Materiales de bajo costo, que ofrecen resistencia a la corrosión y a las altas temperaturas.

Nuevos concretos. Por su potencialidad y versatilidad, continuaran utilizándose habitualmente aunque ofrecerán mayores prestaciones que los actuales:

- a) Concreto poliméricos (CP): Material plástico compuesto por resina poliéster, y agregados minerales en distintos tipos de granulometrías, esto forma una matriz tridimensional, al ser catalizado, se obtiene rápidamente un compuesto sólido de muy alta resistencia a la compresión, impermeable, durable, resistente a los ataques químicos, aislante térmico y eléctrico. Materiales compuestos más resistentes y ligeros que los concretos tradicionales y con una mayor resistencia al fuego.
- b) Concreto reforzado con fibras (FRC): Al incorporarle fibras, permiten diseñar mezclas de concreto con una mayor resistencia a la rotura y un mejor control del mecanismo de rotura, y del fisuramiento, adaptándose al régimen de cargas transmitidas por el terreno y adecuando su resistencia a la tensión y al corte, a su rigidez, su ductilidad y su absorción de energía, además de otras propiedades, a las necesidades reales de cada caso.
- c) Concreto autocompactable (SCC, self-Consolidating Concrete): Estos concretos no necesitan realizar un vibrado durante su colocación y presentan una mejor calidad superficial y una mayor durabilidad.
- d) Concreto lanzado: Evolucionarán hacia mejores prestaciones de resistencia en los momentos iniciales y de edad temprana, una mejor adherencia con rocas y suelos y una mayor integridad y durabilidad; estas nuevas características del concreto lanzado y el uso de fibras y aditivos, permitirán a éste formar parte del revestimiento, condiciones que se han cumplido en algunos casos.
- e) Revestimientos inteligentes: Se tiene como objetivo desarrollar revestimientos inteligentes que reaccionen de acuerdo a las acciones transmitidas por el terreno; esta posibilidad de autocorrección supondrá un avance importante en túneles y obras subterráneas profundas en rocas blandas, en las que el revestimiento tiene que absorber importantes deformaciones y solicitaciones.

En resumen, el desarrollo de nuevos materiales permitirá construir obras subterráneas más seguras, de una mayor durabilidad y más económicas considerando, no solo la construcción, sino también la operación y el mantenimiento.

En el caso del sostenimiento, se prevé la disminución de elementos como anclas, mallas, chapas bernold, marcos metálicos y se incrementará el uso de materiales compuestos (FRP) en reparación de túneles y revestimientos flexibles.

Mientras que a nivel mundial, por ejemplo en revestimientos con dovelas, se esperan muchas mejoras con respecto a los equipos mecanizados de construcción, las expectativas se proyectan hacia el año 2030, se esperan equipos que no necesiten operarios durante la construcción del túnel,

totalmente automáticos y la fabricación de dovelas reforzadas con fibras, que actualmente ya se han empleado en algunos proyectos, pero que continua el estudio sobre su diseño y empleo.

En la Tabla 8.1 se presentan algunas de las condiciones y expectativas que se tienen en este rubro, es una plan estratégico propuesto por la Comisión Europea¹², que inició con vísperas en el 2010; condiciones que actualmente se han cumplido.

Horizonte	Objetivo	Información requerida
2030	Ausencia de operarios dentro del túnel durante la construcción.	Trabajo de construcción totalmente automatizado controlado por control remoto.
	Costo similar de las infraestructuras subterráneas y a cielo abierto.	Optimización del proceso de excavación, eliminación completa del comportamiento imprevisto del terreno.
	Conocimiento completo del comportamiento de los servicios públicos subterráneos.	Sistemas inteligentes durante todo el ciclo de vida.
2020	Tuneladora universal.	Tuneladoras capaces de trabajar en cualquier terreno sin paradas.
	Completo conocimiento de las condiciones geológicas ("terreno transparente").	Métodos y equipamiento innovadores de exploración geológica.
	Avance tecnológico en el corte de rocas.	Nuevas tecnologías de corte (Tecnología láser).
2010	Sistemas inteligentes de revestimiento.	Revestimiento con mecanismos de autocorrección en dependencia de las acciones del terreno.
	Costo satisfactorio de los túneles de gran diámetro.	Tuneladoras para túneles de gran sección. Mejora de la tecnología de corte.
	Equipos "inteligentes" capaces de auto-aprender.	Equipos capaces de realizar modificaciones automáticas a partir de los datos acumulados durante la construcción

Tabla 8.1. Plan estratégico de la Comisión Europea, (López et. al., 2005).

En este caso, hay que puntualizar que los métodos de excavación de túneles en roca son básicamente dos procedimientos constructivos para la construcción de túneles: la excavación mediante explosivos y la excavación mecánica mediante tuneladoras en macizos de roca dura o en roca blanda. La limitación de la excavación mecánica está en la dureza, tenacidad y abrasividad de las rocas, que pueden hacer el procedimiento antieconómico e inviable, en estos casos se hace evidente necesario el empleo de explosivos y por lo tanto de los sistemas de sostenimiento y soporte.

Asimismo, en el caso de que la longitud del túnel no permita obtener rendimientos a la compra de una tuneladora (TBM) o escudos, en roca blanda o suelos, se opta por métodos convencionales mediante excavación mecánica con máquinas puntuales como rozadoras, martillos hidráulicos y excavadoras.

La variabilidad de los terrenos y de sus propiedades geomecánicas a lo largo del túnel, así como de las condiciones impuestas por el entorno (presencia de agua, construcciones próximas, etc.), plantea problemas con frecuencia constructivos por falta de adaptación de la maquinaria utilizada

¹² Es el órgano ejecutivo de la Unión Europea (UE). Representa los intereses de la UE en su conjunto, no los de ningún país en concreto. Es un órgano ejecutivo y legislativo de la UE, se encarga de proponer la legislación, la aplicación de las decisiones, la defensa de los tratados de la unión y del día a día de la UE. Se conforma por 28 países europeos, entre los que destacan: Francia, RF Alemana, Italia, Bélgica, Holanda y Luxemburgo.

Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/Comisi%C3%B3n_Europea

a situaciones muy distintas y dispares. La versatilidad de las máquinas debe, por tanto, tenerse muy en cuenta en el momento de hacer su elección y poder así, definir el procedimiento constructivo y mediante qué elementos se estabilizará la excavación a corto y largo plazo.

El revestimiento al ser uno de los elementos que se deben considerar, de acuerdo con la apariencia y terminado que se requiere una vez construido el túnel, es fundamental que proporcione todas las cualidades y condiciones por las que fue elegido. Los paneles prefabricados son ya una opción que cumple satisfactoriamente la condición de revestir un túnel. Su fabricación se lleva a cabo conforme lo establezcan las normativas aplicables y de acuerdo con el fabricante y país de origen. En la Figura 8.1 se muestra el revestimiento de un túnel mediante paneles.

Una de las cualidades con mayor relevancia de los paneles, es que aportan una notable mejora y uniformidad de los sistemas de iluminación, ofrecen un excelente guiado visual al conductor, lo que se traduce en seguridad hacia los usuarios.

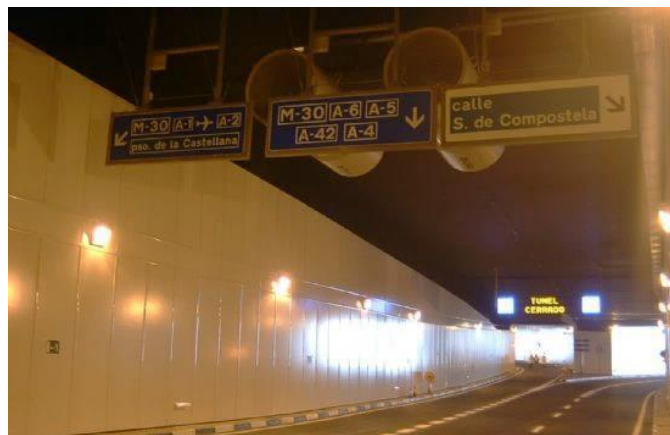


Figura 8.1. Panel de acero esmaltado. Tomada de Alliance, Ref. [26].

El revestimiento como acabado final, debe tener la capacidad de resistir condiciones del ambiente, tránsito, abrasión, impactos y agentes contaminantes que pudieran deteriorarlo en un corto tiempo y con mayor facilidad, además, se requiere que brinde seguridad y durabilidad, mejorar la ventilación, la iluminación, que sea resistente al fuego, de este último, en relación con eventos de incendios ocurridos en distintos túneles carreteros en el mundo; entre el más conocido, el caso del Túnel Mont Blanc (Francia e Italia); por el cual se establecieron por la Directiva 2004/54/CE del parlamento europeo, requisitos de seguridad a tomar en cuenta en los túneles carreteros.

Los paneles de este tipo, cuentan con propiedades que cubren las condiciones en mención, de acuerdo con fabricantes se tienen algunas características de tipo funcional, como resistencia a la abrasión, al rayado, resistencia a los ácidos y al grafiti. Su fabricación debe apegarse a la normativa de calidad aplicable, tanto a los requerimientos de calidad como a las pruebas de los materiales.

El vitrificado de los paneles será ejecutado cumpliendo con las necesidades y requerimientos establecidos en proyecto, teniendo como prioridad, un adecuado acabado, apariencia y funcionalidad en el interior del túnel.

Dentro de las principales ventajas que tienen los paneles de revestimiento en túneles sobre otro tipo de revestimientos, son:

- Reduce costos de construcción y mantenimiento.
- Reduce tiempo de ejecución en las obras.

- Estimula seguridad al usuario.
- Ofrecer a la infraestructura una imagen de gran calidad.
- Eficiencia energética en su operación

No obstante, son elementos que no tienen ninguna capacidad estructural, y que al momento de seleccionarlo como revestimiento de un túnel, serán los sistemas de sostenimiento los que darán estabilidad de manera temporal a la excavación y garantizarla a largo plazo.

En el caso de los paneles de acero vitrificados se instalan con gran rapidez y sencillez, ya que únicamente necesitan de una estructura auxiliar y perfiles de fijación (Figura 8.2), colocados en el intradós del túnel.



Figura 8.2. Colocación de panel en hastiales y clave de túnel. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Las pinturas cerámicas por su parte, de acuerdo con investigaciones que se han realizado en varios países, indistintamente de los materiales que se empleen como revestimiento (concreto hidráulico, concreto lanzado, dovelas, etc.), el tratamiento de la superficie vista es uno de los elementos que más influyen en el confort visual y en la percepción de comodidad y seguridad del usuario.

Al igual que en el caso de los paneles prefabricados, la solución que aportan las pinturas cerámicas, puede contribuir a romper la monotonía visual y además, puede aprovecharse su efecto dinámico para dar información al usuario sobre la geometría del trazado, la limitación de velocidad y la ubicación de áreas de seguridad (teléfonos, refugios, etc.); proporciona comodidad visual y por lo tanto seguridad de circulación en el túnel.

Con base en algunos estudios, relativo al tratamiento de las paredes o hastiales de los túneles carreteros, al emplear solo pintura aplicada sobre las paredes de forma horizontal (Figura 8.3), se consigue una adecuada percepción del trazado longitudinal del túnel, distinguiéndose bien las pendientes y sus cambios durante el paso a través del túnel.



Figura 8.3. Pintura cerámica aplicada directamente sobre el concreto. Tomada de Alliance, Ref. [26].

Mientras que, cuando se emplean en combinación con bandas o líneas verticales (Figura 8.4), pero dando mayor contraste a las horizontales para no perder la sensación de continuidad, se consigue reunir en un solo patrón geométrico, una buena percepción de todas las variables analizadas: velocidad, curvaturas y cambios de pendiente (López et. al., 2005).



Figura 8.4. Pintura cerámica aplicada directamente sobre el concreto. Tomada de Alliance.

La pintura no solo se aplica en revestimiento de concreto hidráulico, es un acabado utilizado también cuando los túneles han sido construidos con elementos prefabricados como las dovelas.

Es un recubrimiento que ofrece un acabado duradero y decorativo al mismo tiempo dispone de las siguientes ventajas:

- Protección a la carbonización.
- Resistente al ataque químico de los agentes contaminantes que se encuentran en los túneles (gases de motor de los vehículos, aceites, petróleo, azufre y detergentes alcalinos).
- Perfecciona la reflectancia de la luz.
- Facilidad en la limpieza.
- Resistencia ante lavado a presión.
- Buena adherencia a todo tipo de concreto.
- Impermeable al agua.
- Retarda la degradación del cemento.
- Su acabado liso facilita la ventilación.

- Facilita la señalización, reduciendo accidentes.
- Garantía de desgaste, de acuerdo con el plan de mantenimiento.
- Variedad en colores para su empleo en interior de túneles de carretera.

Con respecto a la reflectancia óptima, debe siempre estar por encima del 60% y con un óptimo valor del 85%, según se obtiene con la aplicación del color Magnolia a las paredes (hastiales) y negro o gris a los techos (clave). Con esta reflectancia se asegura que los mecanismos automáticos de incidentes y de circuito cerrado capten una imagen sin distorsión a lo largo del túnel.

Su aplicación se puede hacer con equipos como pistolas que trabajan a presión o con rodillos, de tal manera que se apliquen dos o tres capas, dependiendo del acabado que se desea y de la calidad que presente la superficie de concreto expuesta (revestimiento o sostenimiento). Además también depende de la longitud del túnel y de la densidad de vehículos.

Cuando se opta por recubrir las paredes del túnel con pintura, independientemente del tipo de revestimiento, se busca brindar una mejor iluminación, particularmente en aquellos de gran longitud, esto se logra aplicando recubrimientos claros. Asociado a esto, especialmente los colores claros, da un confort visual en la conducción y por consiguiente una disminución en los accidentes de tránsito.

Como se ha presentado en esta tesis, son varios los cambios y expectativas que se espera con respecto al revestimiento en túneles carreteros, actualmente se emplean algunos de los aquí expuestos, sin embargo aún se tiene desconocimiento sobre cómo, cuándo y por qué elegir un tipo de revestimiento. La realidad es que se debe siempre tomar en cuenta la seguridad de los usuarios, el confort y que el costo en el uso de estas obras sea el adecuado y justificable. La selección de emplear o no un revestimiento y qué características tendrá, depende de las condiciones del terreno y de las necesidades relacionadas con la operación y funcionamiento del túnel.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se destaca la importancia de realizar una adecuada caracterización geológico-geotécnica del sitio, que incluya la identificación de las zonas críticas y el posible comportamiento del terreno.
- Es fundamental la definición de modelos geomecánicos de las zonas más representativas a lo largo del eje del túnel para el posterior análisis.
- Las técnicas de cálculo geotécnico-estructural empleadas en cada caso deben corresponder adecuadamente con el tipo de terreno en cuestión y considerar de manera correcta la interacción de los diferentes elementos que constituyen el esquema.
- Además de los factores relacionados con el terreno, existen muchos otros que están vinculados al funcionamiento de la obra. Antes, incluso, de proceder con los cálculos geotécnico-estructurales, es necesario tener completamente definidos los requerimientos que dichos factores funcionales impondrán a la concepción tipológica y geométrica del revestimiento.
- Los criterios de análisis y diseño aquí presentados son una forma de llegar a concebir las características de un revestimiento de concreto hidráulico o lanzado. Son un ejemplo de lo que actualmente se está realizando en México en materia de obras subterráneas y específicamente en túneles carreteros.
- Cabe destacar que no existe normativa mexicana que gestione y sugiera los lineamientos que se deben cumplir con respecto al diseño, construcción y operación de túneles carreteros (solo en algunos factores); sin embargo, la información descrita y las referencias presentadas están fundamentadas en criterios y normativas internacionales en la mayoría de los casos, en el supuesto que pueda ser aplicables.
- Es de mencionar que con respecto a las presiones del terreno, es muy importante considerar la profundidad o cobertura que el túnel tendrá, esto por las presiones que se pudieran generar al momento de realizar la excavación o a largo plazo, considerando que el revestimiento es colocado mucho tiempo después de haber realizado la excavación. Es necesario identificar el comportamiento del túnel una vez colocado el sistema de sostenimiento y soporte de tipo temporal.
- La respuesta del revestimiento depende del comportamiento del terreno (cargas por aflojamiento, deslizamiento de cuña, presiones de montaña), además de la rigidez del terreno que lo confina. Se puede entender, entonces, que las condiciones del terreno cambiarán a lo largo de la trayectoria del túnel y por lo tanto sus rigideces, por lo que se sugiere realizar un análisis de sensibilidad de la respuesta del revestimiento ante un cierto rango de presiones sobre la clave o para distintos tamaños de cuña, mismos que se relacionen con un rango de valores del módulo de Young del terreno.
- De acuerdo con los criterios descritos en esta tesis, para el análisis y diseño del revestimiento, es fundamental determinar los parámetros de deformabilidad y resistencia del terreno, en este caso de la roca intacta y posteriormente las del macizo rocoso. Asimismo, se deben determinar los elementos mecánicos para distintas combinaciones de rigidez del terreno previamente definidas y magnitud de la carga sobre el revestimiento, y para distintos módulos de elasticidad del terreno y los diferentes tamaños de cuña.
- Es de aclarar que, como el revestimiento se coloca posterior al sostenimiento-soporte temporal, se entiende que se coloca mucho tiempo después de haber iniciado la excavación y que por lo tanto la excavación prácticamente ha sido estabilizada, sin embargo, en el análisis del revestimiento se asumen las mismas hipótesis que en el caso

de los sistemas de sostenimiento y luego entonces, en el caso de cargas por aflojamiento, para que el revestimiento comience a soportar dichas cargas, los sistemas de soporte, estabilización y refuerzo, tendrían que fallar. Lo mismo se supone en el caso del deslizamiento de cuña potencialmente inestable, tales sistemas tendrían que fallar para que el revestimiento asuma dichas cargas. Es por eso, que se debe considerar las condiciones más desfavorables en el análisis del revestimiento a fin de tener una mayor seguridad ante la incertidumbre del comportamiento del terreno.

- De este último punto, cabe aclarar que es una estimación de lo que posiblemente se presente durante la excavación y por lo tanto, durante ésta, el diseño se puede optimizar en función de las caracterizaciones y observaciones hechas por los especialistas encargados de la toma de datos en el frente de la excavación y la supervisión de los trabajos, que permitan la retroalimentación de los modelos de cálculo previstos con el comportamiento real del terreno.
- El revestimiento para la mayoría de los túneles, está determinado por consideraciones prácticas de constructibilidad en lugar de requisitos estructurales. Sólo para túneles profundos es necesario para aceptar grandes cargas hidrostáticas externas (de ser el caso), o túneles sometidos a cargas o distorsiones no uniformes altas (presión de montaña), serán entonces requisitos estructurales los que gobiernen el espesor del revestimiento del túnel.
- En general, se recomienda la colocación del revestimiento en los túneles, señalando que la omisión del mismo debería limitarse a casos muy concretos, donde las disponibilidades presupuestarias hicieran imposible considerar su ejecución, o en túneles situados en vías de condiciones extremas. En estos casos, incluso, sería conveniente prever un exceso de galibo y anchura de la sección, con vistas en un futuro a la colocación de un revestimiento.
- Se aconseja, en casos de no revestir estructuralmente, disponer de placas en los hastiales (paneles), y se exija la estabilidad total del túnel con o sin un soporte-sostenimiento, como prioridad tomando en cuenta la seguridad del usuario.
- Aun admitiendo que el revestimiento suele ser costoso, es oportuno recordar que la imagen de la obra la aporta precisamente el acabado final de ésta, y escatimar en ello es perjudicial. Los túneles se construyen para los usuarios, por lo que debe emplearse el dinero necesario para que su circulación resulte cómoda y segura.
- Es elemental la colocación de un sistema de impermeabilización eficiente, se considere o no revestimiento, el túnel debe ser hermético durante toda su vida útil, de no ser así, sería perjudicial para la obra.

El diseño y construcción de un túnel carretero hoy en día ha ido tomando mayor importancia en México. Es notoria su evolución, tanto en diseño, construcción, supervisión y seguimiento técnico. Los diseñadores y constructores han implementado los diferentes métodos para realizar un buen proyecto, por tal motivo es importante seguir en la actualización continua, tanto en diseño como en construcción, a fin de garantizar la eficiencia de los proyectos.

Por último y muy importante, la experiencia reciente ha demostrado que, aunque se consigan los diseños más adecuados, si no se verifica la calidad de los trabajos y los materiales durante la obra, un revestimiento puede tener un resultado desastroso.

BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, *Curso "Victor Hardy 1998"*, México, D.F.; octubre 1998.
2. Bhawani Singh, R.K Goel. (2011). *Engineering Rock Mass Classification*. :Butterworth Heinemann, printed in the United States of American.
3. Cai M. et al. (2006). *Estimación de módulos de deformación y resistencia de macizos de roca dura diaclasada utilizando el sistema GSI*. En Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, libro 11. Madrid, España: Edición, Mostoles.
4. Carrillo J. et al., (julio-septiembre 2013). *Correlaciones entre las Propiedades Mecánicas del concreto reforzado con fibras de acero*. Revista Ingeniería Investigación y Tecnología, volumen XIV (número 3). Facultad de ingeniería UNAM. Disponible: <http://www.journals.unam.mx/index.php/ingenieria/article/view/41966>
5. Celada T. B., y Galera F. J. *Investigación y caracterización geológica-geotécnica para el proyecto de túneles*. Ingeopres. Barcelona, España. Tomada de http://www.geocontrol.es/publicaciones/31_ingeopres_pr_tuneles_btc_jmg.pdf
6. Chapman D. (2010). *Introduction to Tunnel Construction*. Abingdon UK: Edición Tylor and Francis Group.
7. *Concreto Proyectado en la Construcción de Túneles*, Edición 09, 2004. Disponible en: https://mex.sika.com/.../concreto_proyectado.pdf.
8. Córdova Rojas, N. (2008). *Geomecánica en el minado subterráneo, caso mina condestable (Tesis Maestría)*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. Fuente: [file:///c:/users/compac/downloads/cordova_rn%20\(5\).pdf](file:///c:/users/compac/downloads/cordova_rn%20(5).pdf)
9. E. Hoek, E. T. Brown. (1997). *Estimación de la resistencia de macizos rocosos en la práctica. Estándares para la caracterización geotécnica de rocas, estructuras y macizos rocosos*. Primer taller geotécnico interdivisional, división Chuquicamata de Codelco - Chile La Serena (2 al 4 de Julio de 1997). Disponible en: https://www.google.com.mx/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CBoQFjAAahUKEwiHipD2yfLIAhVMdj4KHWE6DGE&url=https%3A%2F%2Fwww.u-cursos.cl%2Fingenieria%2F2007%2F2%2FMI46B%2F1%2Fmaterial_docente%2Fbajar%3Fid_material%3D143138&usq=AFQjCNEpFP7fV0XTMryc_nJnv7EIOmVmTA
10. *Estimación de la resistencia en Compresión uniaxial*. Tomada de Rock mass properties, www.roscience.com
11. Estruch, et al. *Topografía Subterránea para minera y obras* [en línea]. UPC Barcelona, 2006. Disponible en: <http://books.google.com.mx/books?isbn=8483016729>
12. Facultad de Ingeniería UNAM. *Acero de refuerzo, cuantificación, habilitado y colocación en obra; control de calidad*. Disponible en: http://www.ingenieria.unam.mx/~luisr/ECyM_43327/ACERO_REFUERZO.pdf
13. G. Lombardi. *Evolución en la Construcción de Obras Subterráneas* [en línea]. Madrid, 2006. Disponible en: <https://www.lombardi.ch/fr-fr/SiteAssets/Publications/1265/Pubb-0445-L-Evolucion%20en%20la%20construccion%20de%20obras%20subterranas.pdf>
14. Gobierno del Distrito Federal, 2004. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño (NTC) y Construcción de Estructuras de Concreto*. México, D. F
15. Gobierno del Distrito Federal, 2004. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. México, D. F.

16. González de Vallejo et al. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid España. : Pearson Prentice Hal.
17. González de Vallejo, L. (1998). *Las clasificaciones geomecánicas para túneles*. En Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, libro 1. Madrid, España: Edición, Mostoles.
18. Grupo Geotecnia, Universidad de Cantabria. *Deformabilidad y resistencia en suelos*. [En línea]. [Consulta 23-11-2014]. Disponible en la web: <http://ocw.unican.es/enseñanzas-tecnicas/geotecnia-i/materiales-de-clase/capitulo6.pdf>
19. Guglielmetti, Vittorio; Grasso, Piergiorgio. *Mechanized Tunnelling in Urban Areas – Design Methodology and construction control*. Taylor and Francis Editors. London, UK. 2008.
20. Gullón A. (1999). *La calidad en las obras subterráneas*. En Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, libro 2. Madrid, España: Edición, Mostoles. p. 405.
21. Gutiérrez R. R. (2010). *Diseño de túneles frente a problemas específicos*. IIR Colombia, Bogotá Colombia. Tomada de <http://www.iirmexico.com/documentacion/archivos/CO103/Modulo%206.pdf>
22. Guzmán, D. V. (2009). *Manual de prácticas de concreto hidráulico*. (Tesis de Licenciatura). Universidad Veracruzana, Facultad de Ingeniería Civil. Xalapa, Veracruz. Disponible: <http://cdigital.uv.mx/bitstream/123456789/30537/1/GuzmanDiaz.pdf>
23. Hacar et al., (2015). *Cuaderno tunelero N° 3, túneles con parámetros muy rugosos*.
24. Harmsen T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*, (4ta. Edición). Lima, Perú. Editorial Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Disponible: https://books.google.com.mx/books?id=Gr3Ga9__NB4C&pg=PA50&dq=.+Para+protecci%C3%B3n+especial+contra+incendios+es+recomendable+un+recubrimiento+de+5+cm+para+muros+y+losas+y+6+cm+para+otros+elementos&hl=es-419&sa=X&ei=N8yiVc-nD4_4yQTHrqXoBw&ved=0CDIQ6AEwAA#v=onepage&q=.%20Para%20protecci%C3%B3n%20especial%20contra%20incendios%20es%20recomendable%20un%20recubrimiento%20de%205%20cm%20para%20muros%20y%20losas%20y%206%20cm%20para%20otros%20elementos&f=false
25. Hernández, O. et al. (2005). *Durabilidad e infraestructura: retos e impacto socioeconómico*. Ingeniería, investigación y tecnología, vol. 7 No. 1. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM e Instituto de Ingeniería, UNAM. México. Disponible: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1405-77432006000100005
26. Hoek E. *Criterios de rotura de Hoek-Brown (2002)*. En Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, libro 7. Madrid, España: Edición (2004), Mostoles.
27. Hoek-Brown *failure criterion – 2002 Edition*, Hoek et al., disponible en www.rocscience.com
28. *Ingeniería de Túneles y Obras subterráneas*, [en línea]. [Consulta 23-01-2015]. Disponible en la Web: <http://www.miliarium.com/Monografias/Tuneles/>
29. International Tunnelling and Underground space Association. *Espacios Subterráneos*, [en línea]. [Consulta 27-01-2015]. Disponible en la Web: <http://www.ita-aites.org/>
30. K. Szechy, (1968). *The art of tunneling*, published by Tankonyukiado, Budapest.
31. Kolymbas D. (2008). *Tunnelling and Tunnel Mechanics, a rational approach to tunnelling*. Innsbruck Austria: Ediciones Springer.
32. López C. (1999). *Geología de túneles*. En Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, libro 2. Madrid, España: Edición, Mostoles. pp. 29-78
33. López C. *La calidad en las obras subterráneas*. En Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, libro 2. Madrid, España: Edición, Mostoles.
34. López Guarda, R. (2008). *Diseño y aspectos constructivos de grandes túneles*. Congreso Internacional sobre la Travesía Ferroviaria por el Pirineo Central.

-
35. López, C. et al. (1997). *Manual de Túneles y Obras subterráneas*, (2da. edición). Madrid, España: Edición, MOSTOLES. Capítulo 2.
36. Mármol Salazar, P. C. (2010). *Hormigón con Fibras de Acero Características Mecánicas*. (Tesis Maestría). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Madrid.
37. Mendoza et al. (2002). *Implicaciones hidrológicas del cambio de la cobertura vegetal y uso del suelo: una propuesta de análisis espacial a nivel regional en la cuenca cerrada del lago de Cuitzeo, Michoacan*. Investigación Geografica N° 49 México. Instituto de Geografía, UNAM. Disponible en: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0188-46112002000300007&script=sci_arttext
38. Oggeri C. (2005). *Características técnicas para procedimientos de calidad en la construcción de túneles*. En Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, libro 10. Madrid, España: Edición, Mostoles.
39. Ottazzi, P. G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado*. (Tesis de Maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú, Escuela de Graduados. Lima Perú. Disponible: http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/1055/OTTAZZI_PASINO_GIANFRANCO_MATERIAL_ENSE%C3%91ANZA_CONCRETO_ARMADO.pdf?sequence=1
40. Paul Marinos and Evert Hoek, (2001). *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch*. Tomada de <https://www.rocsience.com/documents/hoek/references/H2001c.pdf>
41. Perri, G. (2006). *Soportes, revestimientos y anillos en concretos proyectado vaciado y prefabricado reforzados con fibras metálicas*. Universidad Central de Venezuela, Caracas. Disponible: <http://www.gianfrancoperri.com/Documents/89-2006%20Soportes%20revestimientos%20y%20anillos%20de%20tuneles%20en%20concretos%20proyectado%20vaciado%20y%20prefabricado.pdf>
42. Purizaga, Arturo. *Túneles*, [en línea]. [Consulta 14-12-2014]. Disponible en la Web: <http://es.scribd.com/doc/145257093/Construccion-de-Tuneles>
43. Ramírez et al., 2004. Disponible en http://oa.upm.es/14183/1/MECANICA_DE_ROCAS_1.pdf
44. *Revestimiento de túneles en concreto lanzado con fibras*. Reunión del concreto, Colombia 2010. Disponible en: http://www.asocreto.org.co/rc_2010/pdf/Presentaciones_finales_RC2010/tuneles/11%20Revestimineto%20de%20tuneles%20en%20concreto%20lanzado%20con%20fibras_German%20Hermida.pdf (9)
45. Rico A., (2005). *La ingeniería de Suelos en las vías terrestres* tomo 2. México, Editorial Limusa.
46. Sánchez, F. (7 y 8 noviembre 2013). *Técnicas modernas de cálculo en medios continuos para el diseño de excavaciones subterráneas en roca*. AMITOS, 3er Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca.
47. Singh B. et al. (2006). *Tunnelling in Weak Rocks, (1st edition)*. London UK: Edición, Elsevier.
48. Soto, P. R. (2004). *Construcción de túneles*. (Tesis Licenciatura). Facultad de Ciencias de la Ingeniería. Universidad Austral de Chile.
49. Tarbuck, Edwadr J.; Lutgens, Frederick K. *Ciencias de la Tierra, Una Introducción a la Geología Física*. Madrid España, 6ta. edición. Prentice Hall.
50. U-Cursos. *Resistencia al Corte*. 2009, [En línea]. [Consulta 27-11-2014]. Disponible en la web: <https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2009/2/CI44B/1/material>
51. Vandewalle, M. 2005. *Tunnelling is an Art*. Bekaert SA. Zvevegem Belgium.
52. World Road Association Mondiale de la Route. *Manual de Túneles de Carretera (AIPCR)*, Consideraciones estratégicas.
53. Z. T. Bieniawski. *Engineering Rock Mass Classifications*. Awiley-interscience Publication, John Wiley and Sons, Canada 1989.
-

54. Zampini D. (2005). *Optimización del rendimiento-combinaciones de fibras*. En Ingeo Túneles: Ingeniería de Túneles, libro 10. Madrid, España: Edición, Mostoles.

REFERENCIAS

- [1] Mina localizada en Bomvu Swazilandia. Tomada de <http://inventoss.tripod.com/tuneleria.htm>
- [2] Historia de los túneles y su Evolución Histórica.
<http://www.etcg.upc.edu/asg/TiMR/descargas/01Historia.pdf>
- [3] Túnel bajo el Támesis. Tomada de <http://tectonicablog.com/?p=67757>
- [4] Túnel de Hoosca. Tomada de <http://global.britannica.com/EBchecked/topic/271381/Hoosac-Tunnel>
- [5] Tunnel Holland en Nueva York. Tomada de
<http://s903.photobucket.com/user/agendopolis/media/Holland%20Tunel/86.jpg.html>
- [6] Túnel Lincoln bajo el Río Hudson. Tomada de <http://www.panynj.gov/bridges-tunnels/lincoln-tunnel.html>
- [7] Acceso e interior del túnel Mont Blanc. Tomada de <http://www.panoramio.com/photo/5117295>
- [8] Túnel San Bernardino. Tomada de <http://rastreadordenoticias.com/2012/05/los-cuatro-pasajes-ms-conocidos-de-los-alpes/>
- [9] Túnel de St. Gotthard Tomada de
<https://www.google.com.mx/search?q=revestimiento+del+tunel+carretero+St.+Gotthard>
- [10] Túnel de Fréjus. Tomada de <http://www.fierasdelaingenieria.com/los-tuneles-de-carretera-mas-largos-del-mundo/>
- [11] Túnel de Enasan, Japón. Tomada de http://commons.wikimedia.org/wiki/Category:Road_tunnel_portals
- [12] Túneles carreteros más largos del mundo. Tomada de
http://es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Grandes_t%C3%BAneles
- [13] Cañón del Zopilote. Tomada de <http://mitierracolorada.blogspot.mx/2009/08/puente-del-rio-omitlan.html>
- [14] Portal e interior del túnel Agua de Obispo. Tomada de
http://www.amivtac.org/assets/files/document/clemente_poon.pdf
- [15] Túnel Los Querendes. Tomada de <http://www.panoramio.com/photo/57081026>
- [16] Maxitúnel de Acapulco. Tomada de <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=499599>
- [17] Túnel Amozoc-Perote. Tomada de <http://www.panoramio.com/photo/16672550>
- [18] Túnel Amozoc-Perote. Tomada de
<http://mexico.postecode.com/municipio.php?estado=Tlaxcala&municipio=Cuapiaxtla>
- [19] Túnel Baluarte, autopista Durango-Mazatlán, México. Tomada de
<http://www.obrasweb.mx/construccion/2012/06/07/el-sinaloense-el-tunel-mas-inteligente-de-mexico>
- [20] Tomada de: http://www.amivtac.org/assets/files/document/5560_007_grandes%20proyectos.pdf
- [21] Túnel Salina Cruz-Oaxaca. Tomada de <http://noticias.tradeco.com/?p=6182>
- [22] Portales del nuevo túnel de acceso a Puerto Vallarta Jalisco, México. Tomada de
<http://www.jornada.unam.mx/2013/08/16/estados/029n2est>
- [23] Túnel de Loma Larga, Monterrey Nuevo León, México. Tomada de
<http://www.mexicoenfotos.com/estados/nuevo-leon/monterrey/MX12182489896677>
- [24] Supervía Poniente. Tomada de <http://www.eluniversaldf.mx/home/supervia-por-31-pesos-autos-ahorran-hora-y-media--.html>
- [25] Definición tomada de
http://concurso.cnice.mec.es/cnice2006/material107/operadores/ope_tirafondo.htm.
- [26] Alliance <http://www.acerovitricado.com/revestimiento-tuneles.asp>
- [27] Definición de luminancia, <http://www.convertworld.com/es/luminancia/>

-
- [28] Túnel Loma Larga <http://www.mexicoenfotos.com/estados/nuevo-leon/monterrey/MX12182489896677>
[29] Túnel de Laerdal, Noruega <http://www.abc.es/tecnologia/redes/20131104/abci-diez-tuneles-largos-mundo-201311040910.html>

NMX-C-407-ONNCCE-2001

ASTM C 1399, CI609

EFNARC 14488-5

ASTM C 1550

ACI. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural

ASTM A 820

ACI 544.1R-96

ASTM C 1116

ACI 201.2R-01 Guía para la durabilidad del concreto

ANEXO A
CRITERIOS DE RESISTENCIA

A.1. Criterio Hoek y Brown (1980).

Propuesto por Hoek y Brown en 1980, es un criterio empírico de rotura, de tipo no lineal; válido para evaluar la resistencia de la roca intacta isotrópica en condiciones triaxiales, que se puede extrapolar al comportamiento de los macizos rocosos duros, mediante la siguiente relación:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad [A.1]$$

Donde:

σ'_1 y σ'_3 Esfuerzos efectivos principales mayor y menor a la falla.

σ_{ci} Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

m_i y s Constantes del material, donde $s = 1$ para roca intacta.

s Medida de disminución de la resistencia a Compresión Simple de la roca, debido a la fracturación.

m Influye en la resistencia al corte del material.

Ambos parámetros se pueden obtener a partir de la clasificación geomecánica Rock Mas Rating (*RMR*), introducida por Bieniawski en 1976. Estos parámetros dependen de las propiedades de la roca y de su grado de fracturación, antes de someterla a esfuerzos de rotura. Se recomienda que siempre que sea posible, los valores de estas constantes, deben ser determinados por análisis estadístico de los resultados de un conjunto de ensayos triaxiales en muestras de núcleo cuidadosamente preparadas y seleccionadas. No obstante, cuando no se puedan llevar a cabo pruebas triaxiales, el valor de m_i y σ_{ci} pueden ser obtenidos con apoyo de la información que se tiene en las Figuras A.1 y A.2. Se aclara que, estas estimaciones se pueden usar para los propósitos de un diseño preliminar; cuando se trate de diseños de detalle, es recomendable desarrollar ensayos de laboratorio que permitan obtener valores más confiables.

Tipo de Roca	Clase	Grupo	Textura				
			Gruesa	Media	Fina	Muy Fina	
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca (19)	Limolita (9)	Arcillolita (4)	
			←----- Grauwaca ----->				
	No Clásticas	Orgánicas		←----- Creta ----->			
				←----- Carbón ----->			
		Carbonatos	Brechas (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica (8)		
	Químicas		Yeso (16)	Anhidrita (13)			
METAMORFICAS	No Foliadas		Mármol (9)	Rocas Córneas (19)	Cuarcita (24)		
	Levemente Foliadas		Migmatita (30)	Anfibolita (25 - 31)	Milonitas (6)		
	Foliadas		Gneiss (33)	Esquistos (4 - 8)	Filitas (10)	Pizarras (9)	
IGNEAS	Intrusivas	Claras	Granito (33)		Riolita (16)	Obsidiana (19)	
			Granodiorita (30)		Dacita (17)		
		Oscuras	Diorita (28)	Dolerita (19)	Andesita (19)		
	Extrusivas Piroclásticas		Gabbro (27)	Basalto (17)			
			Norita (22)				
			Aglomerados (20)	Brechas (18)	Tobas (15)		

Figura A.1. Tabla de Hoek et al. (1995) para estimar valores de la constante m_i de la roca intacta para distintos tipos de roca. Los valores entre paréntesis corresponden a estimaciones. Marinos et al., (2001).

Y el valor de σ_{ci} también puede ser considerado a partir de la siguiente Figura A.2.

Clase (a)	Calificación de la roca según su resistencia	Resistencia uniaxial (MPa)	Índice de carga puntual (MPa)	Estimación en terreno de la resistencia	Ejemplos
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10	Golpes de martillo geológico sólo causan descostramientos superficiales en la roca.	Basalto fresco, chert, diabasa, gneiss, granito, cuarcita.
R5	Muy Resistente	100 – 250	4 – 10	Un trozo de roca requiere varios golpes de martillo geológico para fracturarse.	Anfibolita, arenisca, basalto, gábro, gneiss, granodiorita, caliza, mármol, riolita, toba.
R4	Resistente	50 – 100	2 – 4	Un trozo de roca requiere más de un golpe con el martillo geológico para fracturarse.	Caliza, mármol, filitas, arenisca, esquistos, pizarras.
R3	Moderadamente Resistente	25 – 50	1 – 2	Un trozo de roca puede fracturarse con un único golpe del martillo geológico, pero no es posible descostrar la roca con un cortaplumas.	Arcilloлита, carbón, concreto, esquistos, pizarras, limolitas.
R2	Débil	5 – 25	(b)	Un golpe con la punta del martillo geológico deja una indentación superficial. La roca puede ser descostrada con una cortaplumas pero con dificultad.	Creta, sal mineral, potasio.
R1	Muy Débil	1 – 5		La roca se disgrega al ser golpeada con la punta del martillo geológico. La roca puede ser descostrada con un cortaplumas.	Roca muy alterada o muy meteorizada.
R0	Extremadamente Débil	0,25 – 1		La roca puede ser indentada con la uña del pulgar.	Salbanda arcillosa dura.

(a) Clases según Brown [2].

(b) Para rocas con una resistencia en compresión uniaxial menor que 25 MPa los resultados del ensayo de carga puntual son poco confiables.

Figura A.2. Estimación de la resistencia en Compresión uniaxial. Tomada de Rock mass properties, www.rocsience.com

Por otra parte, en macizo rocoso sano y según Hoek y Brown (1988), estas constantes se pueden estimar a partir del índice empírico GSI Geological Strength Index por sus siglas en inglés, que corresponde con la suma de los cuatro primeros parámetros del RMR de Bieniawski (1976). Recordando que el GSI también suele ser un parámetro, de los primeros que se obtienen en cualquier estudio geotécnico que estudie macizos rocosos.

De acuerdo con este criterio, en el caso de macizos rocosos sin alterar y no afectados por voladuras (sanos), se pueden aplicar las siguientes expresiones:

$$m = m_i \exp \frac{RMR-100}{28} \quad [A.2] \qquad s = \exp \frac{RMR-100}{9} \quad [A.3]$$

Para macizo alterado, que se haya sometido a efectos por descompresión o afectado por los explosivos, a un determinado el nivel de degradación, con las siguientes expresiones se estiman los parámetros del macizo alterado:

$$m = m_i \exp \frac{RMR-100}{14} \quad [A.4] \qquad s = \exp \frac{RMR-100}{6} \quad [A.5]$$

Donde m_i es el valor correspondiente a la roca intacta, que se obtiene en ensayos de compresión triaxial. El valor de RMR se obtiene con la clasificación de Bieniawski.

Por lo tanto, el criterio de rotura de Hoek-Brown solo se puede aplicar al material rocoso intacto o a los macizos rocosos fracturados que puedan ser considerados homogéneos e isotrópicos. El criterio funciona bien en aquellos macizos rocosos cuya resistencia está controlada por bloques angulares de rocas duras bien acopladas (Ramírez et al., 2004)

A.1.2. Criterio generalizado de Hoek-Brown (2002)¹³

El criterio de falla generalizado de Hoek-Brown para macizos rocosos fracturados se define por:

¹³ Fuente (40)

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [A.6]$$

Donde:

σ'_1 y σ'_3 Esfuerzos efectivos principales mayor y menor.

σ_{ci} Resistencia a la compresión uniaxial de los bloques de roca intacta que conforman el macizo rocoso.

La resistencia a la compresión simple del macizo rocoso, se puede obtener considerando $\sigma'_3 = 0$ en la ecuación [A.6], se obtiene:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad [A.7]$$

Y la resistencia a la tensión, haciendo $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ en la ecuación [A.6], lo que representa una condición de tensión biaxial del macizo, resulta la siguiente expresión:

$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad [A.8]$$

m_b Es un valor reducido de la constante del material m_i (roca intacta) de Hoek-Brown para el macizo rocoso y se obtiene de la expresión:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad [A.9]$$

Donde el valor de m_i constante Hoek-Brown, sólo puede ser determinado mediante pruebas triaxiales en muestras de núcleo o estimarse a partir de una descripción cualitativa del material de roca como se describe por Hoek y Brown (1997). Este parámetro depende de las características de fricción de los componentes minerales en la muestra de roca intacta y tiene influencia significativa en las características de resistencia de la roca.

s y a son las constantes que dependerán de las características del macizo rocoso, definidas con las siguientes expresiones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad [A.12]$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad [A.13]$$

El valor de GSI (Geological Strength Index) depende de la clasificación geomecánica y se propone en lugar del RMR empleado en la versión original de Hoek-Brown (1980). El GSI evalúa la calidad del macizo en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las juntas.

El GSI se obtiene mediante las siguientes correlaciones, considerando el valor del RMR (1989):

$$RMR_{89} > 23 \quad GSI = RMR_{89} - 5$$

$RMR_{89} < 2$ No se puede utilizar el RMR_{89} para la obtención del GSI .

En donde se asigna un valor de 15 para las condiciones de agua del macizo y un valor de cero al parámetro de ajuste para la orientación de las discontinuidades (González de Vallejo et al., 2004).

D Es un factor que dependerá del grado de alteración al cual el macizo rocoso ha sido sometido. Ya sea por relajación de esfuerzos, por la explosión de las voladuras durante la excavación, excavaciones mecánicas o por otras causas. Varía de 0 para macizos rocosos no alterados *in situ* a 1 para macizos rocosos muy alterados (Figura A.3).

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D=0 D=0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 Good blasting D=1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation

Figura A.3. Guías para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek-Brown (D).
Extraída de Hoek et al., (2002). Fuente (40).

En la siguiente figura A.4 se puede observar bajo qué condiciones del macizo rocoso se emplea el Criterio de Hoek-Brown (2002).

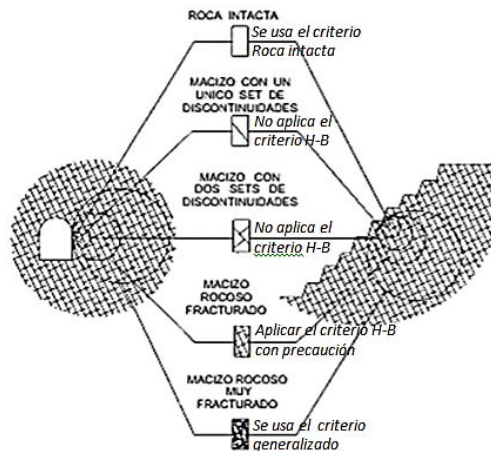


Figura A.4. Diagrama idealizado que muestra la transición desde una condición de roca intacta a la de un macizo rocoso muy fracturado, en la medida que aumenta el tamaño de la muestra considerada, Hoek et al., (2002)¹⁴.





¹⁴ Traducción tomada del documento Rock mass properties por Hoek-Brown (2002). www.rocscience.com

El criterio de rotura H-B solo se puede aplicar al material intacto o a los macizos rocosos fracturados que pueden ser considerados homogéneos e isotrópicos. El criterio funciona bien en aquellos macizos rocosos cuya resistencia está controlada por bloques angulares de rocas duras bien acopladas. Como se observa en el Figura A.4, no se aplica en macizos cuyas propiedades estén controladas por una sola familia de discontinuidades, como los estratificados. Mientras que, cuando aparecen dos familias muy marcadas de discontinuidades se debe utilizar el criterio de H-B con cierta prudencia, adecuado en el caso de que ninguna de las dos familias tenga un efecto dominante sobre la otra. Por el contrario, si una de las familias de juntas tiene un relleno de arcilla y es manifiestamente más débil que la otra, no se debe usar este criterio. Es una manera de saber en qué condiciones se puede emplear este criterio, (Ramírez et al., 2004).

Cuando no es posible obtener el parámetro m_i mediante métodos de aproximación de curvas a partir de una campaña de ensayos triaxiales y ensayos de compresión simple sobre muestras de roca intacta, se hace uso de las tablas que los propios autores de este criterio han publicado al respecto (Figuras A.5 y A.6).

Criterio de rotura empírico						
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_1\sigma_3 + s\sigma_3^2}$						
σ_1 y σ_3 : esfuerzos principales mayor y menor σ_3 : esfuerzo compresivo uniaxial de la matriz rocosa m y s : constantes empíricas del macizo rocoso						
	Constantes del material: m y s .	Rocas carbonatadas: dolomitas, calizas y mármol.	Rocas arcillosas: argilitas, lutitas y pizarras.	Rocas areniscosas: areniscas y cuarcitas.	Rocas ígneas cristalinas de grano fino: andesitas, diabasas, diabasas y rollitas.	Rocas cristalinas ígneas de grano grueso y metamórficas: gneises, granitos, brechas y cuarodolomitas.
Valores para el macizo rocoso alterado o afectado por voladoras (<i>disturbed</i>)						
Valores para el macizo rocoso sin alterar (<i>undisturbed</i>)						
Muestras de roca intacta						
Muestras de tamaño de probeta de laboratorio sin discontinuidades.	m	7,0	10,0	15,0	17,0	25,0
RMR = 100	s	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Q = 500	m	7,0	10,0	15,0	17,0	25,0
	s	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Macizo rocoso de muy buena calidad						
Bloque de roca sana. Juntas sin meteorizar y con espaciado de 1 a 3 m.	m	2,40	3,43	5,14	5,82	8,56
RMR = 85	s	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082
Q = 100	m	4,10	5,85	8,78	9,95	14,63
	s	0,189	0,189	0,189	0,189	0,189
Macizo rocoso de calidad buena						
Bloques de roca sana o ligeramente meteorizada, con juntas espaciadas de 1 a 3 m.	m	0,575	0,821	1,231	1,395	2,052
RMR = 65	s	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293
Q = 10	m	2,006	2,865	4,298	4,871	7,163
	s	0,0205	0,0205	0,0205	0,0205	0,0205
Macizo rocoso de calidad media						
Varias familias de discontinuidades moderadamente meteorizadas con espaciados de 0,3 a 1 m.	m	0,128	0,183	0,275	0,311	0,458
RMR = 44	s	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009
Q = 1	m	0,947	1,353	2,030	2,301	3,383
	s	0,00198	0,00198	0,00198	0,00198	0,00198
Macizo rocoso de calidad mala						
Numerosas juntas meteorizadas con algo de relleno. Brechas compactas sin rellenos. Espaciado de 0,03 a 0,5 m.	m	0,029	0,041	0,061	0,069	0,102
RMR = 23	s	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003
Q = 0,1	m	0,447	0,639	0,959	1,087	1,598
	s	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019	0,00019
Macizo rocoso de calidad muy mala						
Numerosas juntas intensamente meteorizadas con rellenos. Espaciado < 0,05 m. Brechas con rellenos arcillosos.	m	0,007	0,010	0,015	0,017	0,025
RMR = 3	s	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001
Q = 0,01	m	0,219	0,313	0,469	0,532	0,782
	s	0,00002	0,00002	0,00002	0,00002	0,00002

Figura A.5. Tabla de Hoek y Brown (1988) que relaciona calidad del macizo y la litología con las constantes del criterio de resistencia. (González de Vallejo et al., 2004).

GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION		SURFACE CONDITION					
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p> σ_1' = major principal effective stress at failure σ_3' = minor principal effective stress at failure σ_c = uniaxial compressive strength of <i>intact</i> pieces of rock m_b, s and a are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass </p>		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR	
		Very rough, unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered or altered surfaces	Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings	
STRUCTURE							
	BLOCKY -very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	m_b/m 0.60 s 0.190 a 0.5 E_{in} 75,000 ν 0.2 GSI 85	0.40 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.26 0.015 0.5 20,000 0.25 62	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.08 0.0004 0.5 3,000 0.25 34	
	VERY BLOCKY-interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	m_b/m 0.40 s 0.062 a 0.5 E_{in} 40,000 ν 0.2 GSI 75	0.29 0.021 0.5 24,000 0.25 65	0.16 0.003 0.5 9,000 0.25 48	0.11 0.001 0.5 5,000 0.25 38	0.07 0 0.53 2,500 0.3 25	
	BLOCKY/SEAMY-folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks	m_b/m 0.24 s 0.012 a 0.5 E_{in} 18,000 ν 0.25 GSI 60	0.17 0.004 0.5 10,000 0.25 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	
	CRUSHED-poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks	m_b/m 0.17 s 0.004 a 0.5 E_{in} 10,000 ν 0.25 GSI 50	0.12 0.001 0.5 6,000 0.25 40	0.08 0 0.5 3,000 0.3 30	0.06 0 0.55 2,000 0.3 20	0.04 0 0.60 1,000 0.3 10	

Note 1: The in situ deformation modulus E_{in} is calculated from Equation 4.7 (page 47, Chapter 4). Units of E_{in} are MPa.

Figura A.6. Tabla de Hoek (1995) que relaciona calidad del macizo y la estructura con las constantes del criterio de resistencia, (Ramírez et al., 20014).

De lo descrito, es importante recordar que se trata de formulaciones empíricas, en la literatura se encuentran distintas tablas con valores a utilizar en este tipo de criterios, quien los utilice debe tener la suficiente experiencia y criterio en la aplicación de tales valores.

A.2. Criterio Mohr-Coulomb.

En el caso del criterio de Mohr-Coulomb, ya que la mayoría de los softwares geotécnicos todavía están escritos en términos de este criterio y los técnicos especialistas están mejor familiarizados con los parámetros de fricción y cohesión que con los relacionados con el criterio Hoek-Brown, es necesario determinar los ángulos equivalentes de fricción y cohesión para cada macizo de roca para cada rango de esfuerzos.

Uno de los métodos para encontrar los valores equivalentes ϕ' y c' es el desarrollado por Hoek et al. (2002), mediante un ajuste en regresión lineal media a la curva generada por la solución de la ecuación A.17 del criterio H-B con una serie de valores del esfuerzo principal menor definidos por $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$ como se ilustra en la figura A.7.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad [A.17]$$

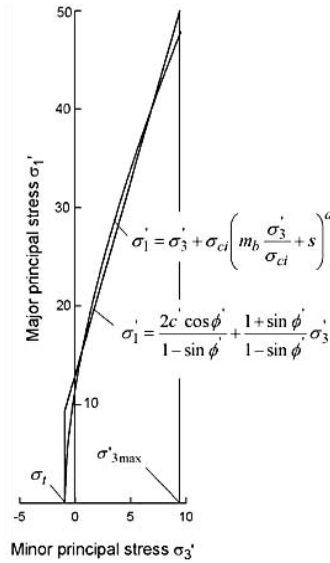


Figura A.7. Relaciones entre esfuerzos principal mayor y menor de H-B y criterio equivalente M-C¹⁵.

La grafica equivalente, en términos de esfuerzos principales mayores y menor, se define por:

$$\sigma_1' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3' \quad [A.18]$$

Este criterio en el espacio de Mohr se expresa como:

$$\tau = c_i + \sigma_N \tan \phi_i \quad [A.19]$$

Donde:

c_i es la cohesión

ϕ_i el ángulo de fricción interna del material intacto. En el espacio de los esfuerzos principales se escribe:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi_i}{1 - \sin \phi_i} + \frac{2c_i \cos \phi_i}{1 - \sin \phi_i} \quad [A.20]$$

Sin embargo, el criterio tiene muchas limitaciones, sobre todo en lo referente a la representación de algunas particularidades del comportamiento de algunos materiales. Algunos códigos de cálculo incluyen mejoras a este modelo que contribuyen a controlar dichas limitaciones, por lo que la selección de sus parámetros requiere de un criterio suficientemente desarrollado por parte del ingeniero y del establecimiento de consideraciones e hipótesis que permitan capturar los efectos reales que determinan el comportamiento en rotura necesario para un cálculo adecuado.

Los criterios descritos en el presente anexo fueron tomados del artículo escrito por el Dr Hoek et al. (2002), asimismo existen algunas traducciones que se pueden consultar en la literatura con más detalle y disponer de éstos en www.rocscience.com. Se recomienda consultar la literatura para un mejor entendimiento y criterio de análisis. Este apartado es orientativo y como criterios

¹⁵ Tomado de Hoek-Brown failure criterion by E. Hoek et al. 2002. Disponible en www.rocscience.com

actualmente empleados bajo ciertas condiciones, como la experiencia del proyectista y el software a emplear.

ANEXO B CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

B.1. Clasificación Bieniawski.

Otra forma de obtener la carga de roca o presión sobre el túnel, es con la metodología desarrollada por Bieniawski (1989) a través de su clasificación Geomecánica RMR (Rock Mass Rating). La clasificación sugiere el empleo de determinados elementos de sostenimiento en función del índice RMR, determinado a partir de cinco parámetros (González de Vallejo et al., 2004):

1. La resistencia de la roca intacta mediante ensayo de carga puntual o compresión simple.
2. Grado de fracturación en términos del RQD *Rock Quality Designation*¹⁶
3. Distancia entre las discontinuidades, o espaciamiento de las discontinuidades.
4. Condición de las discontinuidades.
5. Flujo de agua.

El índice de calidad RMR varía de 0 a 100 puntos (tabla B.1), distribuidos en función de los cinco parámetros de clasificación. Después de sumar los puntos, se realiza una corrección por la orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación. En la literatura especializada en geología y mecánica de rocas se puede encontrar detalladamente el procedimiento para realizar la clasificación y determinar la calidad de la roca mediante este índice.

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

Tabla B.1. Escala de calidades de la Clasificación RMR₈₉. (González de Vallejo et al., 2004).

Con respecto a la carga de roca sobre el sostenimiento se puede estimar según la expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B = \gamma ht \quad [B.1]$$

Donde:

γ = Peso específico de la roca (kg/m³)

ht = Altura de la carga de rocas (m)

B = Ancho del túnel (m)

B.2. Índice de clasificación Q .

Clasificación de Barton o el índice de calidad de túneles Q determinado por Barton et al. (1974), como índice de calidad de roca para túneles. También conocida como la clasificación NGI, por la afiliación de los autores al *Norwegian Geotechnical Institute* por sus siglas en inglés. Esta

¹⁶ Propuesto como un índice cuantitativo de la calidad de la roca por Deere entre 1963 y 1967 (Deere et al. 1967), basado en la recuperación de núcleos extraídos de sondeos.

clasificación determina la calidad del macizo y es válida para definir requerimientos de sostenimiento en excavaciones subterráneas (Singh et al., 2006).

El índice Q se basa en la evaluación numérica de seis parámetros mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad [B.2]$$

Donde:

1. RQD = Índice de calidad de la roca de Deere.
2. J_n = Índice de que indica el grado de fracturación del macizo rocoso.
3. J_r = Índice de rugosidad de las juntas.
4. J_a = Índice que indica la alteración de las juntas.
5. J_w = Coeficiente reductor por la presencia de agua.
6. SRF (*Stress Reduction Factor*) = Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado de esfuerzos del macizo rocoso.

Los tres factores de la ecuación [B.2] representan:

- $\frac{RQD}{J_n}$ El tamaño de los bloques.
- $\frac{J_r}{J_a}$ La resistencia al corte entre los bloques, es decir, el macizo mejora mientras mayor sea la rugosidad y menor su alteración.
- $\frac{J_w}{SRF}$ La influencia del estado de esfuerzos activo, corresponde a un parámetro de fuerzas que depende de la presión del agua que tiene efecto negativo en la resistencia y de tres valores de esfuerzos: la carga que se disipa en cada excavación, efecto de esfuerzos sobre rocas competentes y el efecto de esfuerzos sobre rocas plásticas incompetentes.

Este índice varía entre 0.001 y 1000, desde roca excepcionalmente mala hasta roca excepcionalmente buena (tabla B.2), respectivamente.

Q	Calidad
400-1,000	Excepcionalmente buena
100-400	Extremadamente buena
40-100	Muy buena
10-40	Buena
4-10	Regular
1-4	Mala
0.1-1	Muy mala
0.01-0.1	Extremadamente mala
0.-0.01	Excepcionalmente mala

Tabla B.2. Escala de calidades de la clasificación Q_{74} . (Singh et al., 2006).

Relacionando el índice Q a la estabilidad y a los requerimientos de sostenimientos de excavaciones subterráneas, Barton et al. (1974), proponen un parámetro adicional para estimar la Dimensión Equivalente ($D'e$). Esta dimensión es obtenida dividiendo el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada Relación de Sostenimiento de la Excavación ESR . El valor ESR está relacionado al uso que se le dará a la excavación y al grado de seguridad que ésta demande del sistema de sostenimiento instalado para mantener la estabilidad de la excavación. El parámetro De , corresponde al diámetro equivalente del túnel (Singh et al., 2006), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$D'e = \frac{\text{anchura, diámetro o altura}(m)}{ESR} \quad [B.3]$$

Donde:

ESR (*Excavation Support Ratio*): factor que depende del tipo de excavación según la siguiente tabla B.3.

No.	Tipo de Excavación	ESR
1	Aberturas de minas de carácter temporal, etc.	3-5
2	Galerías verticales (i) Sección circular (ii) Sección rectangular o cuadrada	2.5 2.0
3	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
4	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1.3
5	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	1.0
6	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.8

Nota: ESR debe ser incrementado por 1.5 veces para soportes temporales.

Tabla B.3. Valores de índice ESR de la Clasificación Q Barton⁷⁴, (Singh et al., 2006).

En la dimensión equivalente, el ancho o diámetro es utilizado para analizar el soporte en la clave del túnel y la altura en caso de requerir soporte en los hastiales, algunos requisitos generales para aberturas permanentemente sin apoyo son:

- a) Si $J_n < 9$, $J_r > 1.0$, $J_a < 1.0$, $J_w = 1.0$, $SRF = < 2.5$

Adicionalmente para requisitos condicionales:

- b) Si $RQD < 40$, se requiere (necesita) $J_n < 2$
 c) Si $J_n = 9$, se requiere $J_r > 1.5$ y $RQD > 90$
 d) Si $J_r = 1.0$, requiere $J_w < 4$
 e) Si $SRF > 1$, requiere $J_r > 1.5$
 f) Si el ancho $> 10m$, requiere $J_n < 9$
 g) Si el ancho $> 20m$, requiere $J_n < 4$ y $SRF < 1$

También a partir del valor del índice Q es posible obtener la máxima longitud de techo o bóveda sin colocar sostenimiento durante la excavación del túnel, mediante la siguiente expresión:

$$\text{Longitud de pase} = 2 * ESR * Q^{0.4} \text{ (m)} \quad [B.4]$$

La carga de roca sobre la clave del túnel (P_r) en kg/cm^2 se obtiene de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$P_r = \frac{2\sqrt{J_n}}{3J_r\sqrt[3]{Q}} \text{ Para menos de tres familias de discontinuidades} \quad [B.5]$$

$$P_r = \frac{2}{J_r\sqrt[3]{Q}} \text{ Para tres o más familias de discontinuidades} \quad [B.6]$$

La presión sobre hastiales se obtiene con la misma expresión utilizada para la clave, pero modificando el valor de Q , por considerar que en los hastiales la presión (en rocas a partir de una

cierta calidad) es menor que en la clave. Por tal razón y para poder aplicar la misma expresión lo que se hace es una mejora ficticia de la calidad de la roca a efectos de cálculo.

La carga en hastiales (P_h) en kg/cm²:

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

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

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

Se recomienda que, al tratarse de métodos empíricos, tener cierta reserva en los resultados y considera la experiencia del especialista quien realice la clasificación.

En la Tabla B.4 se presentan los rangos propuestos de los parámetros J_n y J_r asociados a las clasificaciones geomecánicas.

Calidad RMR	Calidad Q	Número de familias	Características de las discontinuidades	J_n	J_r
< 20	< 0.03	> 4	Planas con espejo de falla	20	0.5 - 1
21 - 30	0.03 - 0.13	3+ ocasional a 4	Lisa, plana a ondulada ligeramente	12 -15	1 - 1.5
31 - 40	0.15 - 0.73	3 a 3+ ocasional	Irregular, rugosa, plana a ondulada ligeramente	12 -9	1.5 - 2
41 - 50	0.89 - 2.52	2+ ocasional a 3	Ondulada ligeramente a ondulada, rugosa, irregular	9 -6	2 - 3
51 - 60	2.83 - 8.41	2 a 2+ ocasional	Ondulada, rugosa, irregular	6 - 4	3
61 - 70	9.52 - 30.1	1+ ocasional a 2	Ondulada, rugosa, irregular	4 - 3	3
71 - 80	34.4 - 119	1 a 1+ ocasional	Ondulada, rugosa, irregular a discontinua	3 - 2	3 - 4
81 - 100	136 - 1000	0 a 1	Juntas discontinuas	2 a 1	4

Tabla B.4. Características de las discontinuidades y parámetros del criterio de Barton asociados a las clasificaciones RMR y Q . (Sánchez, 2013).

A partir de las ecuaciones es referencia con las clasificaciones de Barton y Bieniawski, y con los valores de la Tabla B.4 es posible establecer los rangos de carga de aflojamiento, tomando en cuenta las calidades del macizo rocoso. En la Figura B.1 se relacionan los rangos de calidad propuestos por las clasificaciones RMR y el índice Q en escala logarítmica con cargas de aflojamiento en escala normal y el módulo de elasticidad E_m (MPa) también en escala logarítmica.

Se recomienda que, para realizar un análisis y diseño estructural integrales se pueden manejar los máximos y mínimos de esta gráfica como casos extremos.

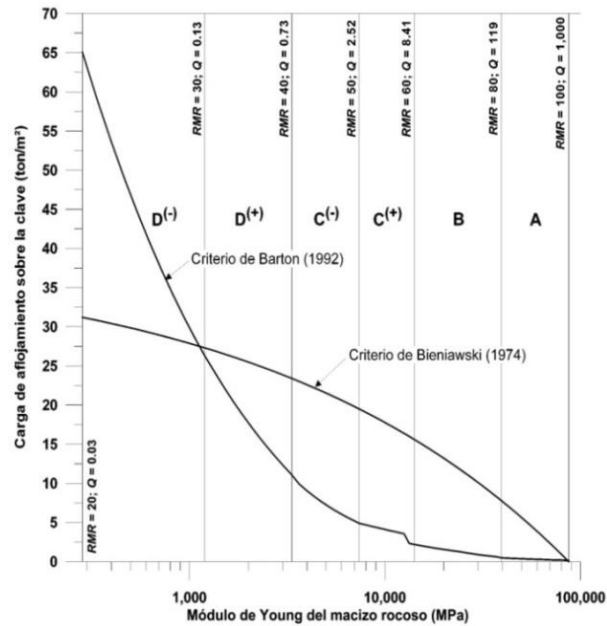


Figura B.1. Relación entre calidades del macizo rocoso, módulo de Young y cargas de aflojamiento sobre la clave según los criterios de Bieniawski (1974) y Barton (1992). (Sánchez, 2013).

ANEXO C DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

El diagrama de interacción representa el lugar geométrico de los puntos que indican la carga axial y momento flexionante que provocan que un elemento alcance su resistencia última.

La deformación unitaria ultima del concreto (ϵ_{cu}) en la fibra extrema a compresión de una sección transversal cuando se alcanza la resistencia última de la sección es de 0.003 (Figura C.1). Entonces para una curva de interacción, si el elemento está sujeto a una combinación de momento flexionante y carga axial que esté en el interior de dicha curva, el elemento se encuentra del lado de la seguridad. Contrariamente, si la combinación está fuera de la curva, el elemento tenderá a la falla.

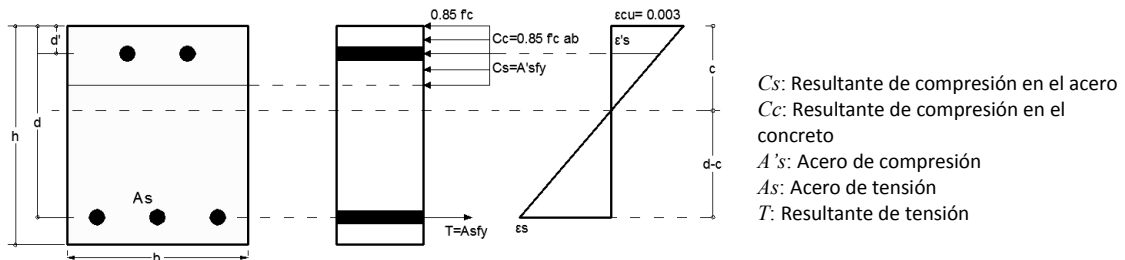


Figura C.1. Sección transversal refuerzo en dos lechos (esfuerzo a tensión y compresión)¹⁷.

Los datos necesarios para determinar el diagrama de interacción son: la geometría del elemento, la resistencia nominal del concreto $f'c$, el esfuerzo de fluencia del acero f_y , y la cantidad y distribución del acero de refuerzo A_s .

¹⁷ El desarrollo de las acotaciones y del esquema se presentan detalladamente en el documento Método de la resistencia última.

Disponibile en <http://portales.puj.edu.co/wjfajardo/CONCRETO%20I/NOTAS%20CLASE/3-%20FLEXI%C3%93N.pdf>

De esta forma, si se cuenta con dicho diagrama para una sección dada, en este caso se trata del revestimiento de 1.0 m de ancho y espesor d , es posible conocer todas las combinaciones de carga axial y momento que puede soportar dicha estructura.

En condición de flexocompresión, como es el caso del revestimiento de concreto, la resistencia de la sección transversal a una fuerza de compresión se reduce con la presencia del momento flexionante.

Del diagrama de interacción se tienen tres puntos importantes que definen las características de resistencia, (Figura C.2). El punto localizado donde el diagrama (línea azul) intersecta al eje horizontal, corresponde a un elemento sujeto únicamente a compresión axial (P_{oc}), es decir, el momento es nulo (M_0), para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme (en secciones simétricas). Dicha carga se obtiene de acuerdo con la ecuación:

$$P_o = 0.85f'cAc + Asfy \quad [C.1]$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del concreto

Ac : Área bruta de la sección rectangular

fy : Resistencia del acero

As : ρbd ; $\rho = \omega \frac{F'c}{Fy}$

$d=h$: Peralte de la sección de concreto

$b=e$: Ancho de la sección de concreto

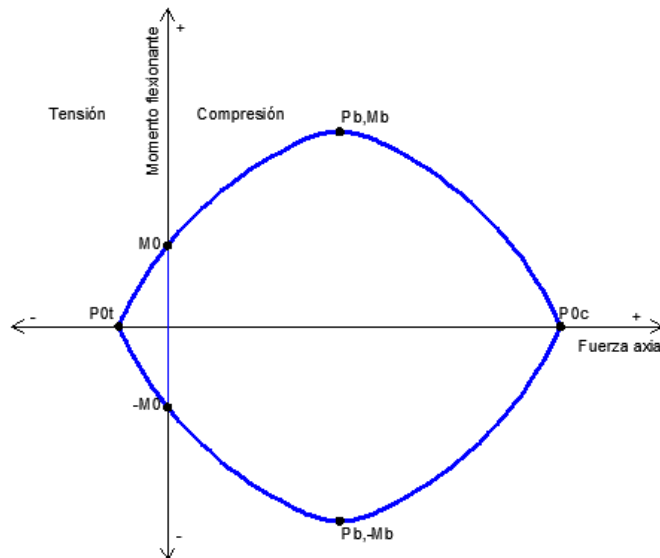


Figura C.2. Diagrama de interacción de una sección rectangular.

Mientras que el punto (P_b, M_b), representa el estado de falla denominado “falla o condición balanceada”, en el que la deformación unitaria última de 0.003 (NTCDF, EHE-08)¹⁸ en el concreto a compresión se alcanza simultáneamente al mismo tiempo que el acero de refuerzo fluye a tensión (f_y), (ACI, NTCDF, EC2 y EHE.08), la falla es frágil y no deseada. Al momento flexionante y carga axial

¹⁸ EC2: Eurocodigo 2, EHE 08: Instrucción de Hormigón Estructural (2008), NTCDF: Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal, México.

representativos de este punto, se les llama momento y carga balanceada, definido por los puntos (P_b, M_b) . El diagrama de interacción (línea azul), se intersecta con el eje vertical en el punto que representa al elemento en flexión pura (M_0) , representando el momento de falla por flexión uniaxial. La parte del diagrama de interacción correspondiente al elemento bajo tensión axial y flexión, se calcula de la misma manera que para compresión y flexión.

De la ec. [C.1] la carga última o resistencia última del elemento se alcanza cuando el concreto falla por aplastamiento, mientras que el acero sigue en fluencia. Para dicha carga, el concreto no ha alcanzado aún su resistencia última, la cual, se supone igual a $0.85 f'_c$. Esto quiere decir que mediante ensayos de compresión simple a especímenes de concreto, se ha demostrado que la carga está por encima de los valores registrados experimentalmente, lo cual se debe a que las probetas utilizadas para la determinación de la resistencia máxima del concreto se elaboran en condiciones diferentes que los elementos ensayados. Entonces, se ha determinado que la resistencia de rotura del concreto en compresión en estos miembros es igual al 85% de la resistencia máxima obtenida en la prueba del cilindro (ACI-318)¹⁹.

La revisión que se realiza mediante un análisis de miembros sujetos a flexocompresión son:

- Verificar que los esfuerzos máximos inducidos por flexocompresión sean menores que la resistencia del concreto.
- En caso de que el concreto es insuficiente para soportar los esfuerzos inducidos, se calcula la cantidad de acero en dos lechos para una sección en la falla balanceada sujeta a flexión; se comprueba que la resistencia a la compresión sea mayor que la fuerza normal actuante.
- Revisión de la cantidad de acero mínimo por temperatura y que el esfuerzo cortante máximo sea menor que la resistencia al corte del concreto simple.

Según el ACI el módulo de elasticidad E_c , para el concreto puede tomarse como $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ (MPa), donde f'_c =resistencia a la compresión, para valores de w_c comprendidos entre 1500 y 2500 kg/m³. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como $4700 \sqrt{f'_c}$. La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

El RCDF sugiere las siguientes expresiones: $E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$ concreto clase 1, con peso volumétrico de 2,200 kg/cm³; $E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$ concreto clase 2, con peso volumétrico de 1,900 a 2,200 kg/cm³, E_c y f'_c en kg/cm². Para concretos normales, con pesos unitarios de aproximadamente 2300 kg/m³ se usa también la siguiente expresión: $E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$

Del diagrama (Figura C.2) como se explicó, el punto correspondiente a la falla balanceada (P_b, M_b) , para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias definido por ϵ_{cu} (0.003) en la fibra extrema en compresión y ϵ_s en el acero de tensión. Este estado se tiene cuando el concreto alcanza su deformación máxima útil y el acero su límite de fluencia (estado último de resistencia). La obtención de este punto se realiza por triángulos semejantes como se deduce de la Figura C.1, de modo que:

¹⁹ Información tomada de: López B. O. *Estructuras de concreto reforzado (I)*. México D.F., disponible en <http://cidbimena.desastres.hn/docum/crid/ASH/pdf/spa/doc9208/doc9208-1a.pdf>

$$c = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s3}} \quad [C.2]$$

Donde c se utiliza para obtener los valores de las deformaciones correspondientes a cada posición de esfuerzo del acero: ε_{s1} , ε_{s2} y ε_{s3} .

El punto M_0 corresponde a momento sin carga axial, en el que se supone un estado de deformaciones semejante a los obtenidos para cálculos de resistencia a flexión. Este punto es necesario determinarlo de forma numérica, calculando por aproximaciones la profundidad del eje neutro para el cual la suma de las fuerzas de compresión se iguala a la suma de las fuerzas de tensión.

La revisión por cortante se lleva a cabo comparando la fuerza cortante máxima que actúa sobre el revestimiento, con la fuerza cortante resistente de la sección.

$$V_R = F_R \cdot \frac{b \cdot d \sqrt{f'_c}}{2} \quad [C.3]$$

Donde:

F_R es un factor de reducción (0.80)

f'_c es la resistencia a la compresión simple del concreto

b es la base de la sección considerada (1,0 m)

d , el peralte de la sección de concreto.

Se debe verificar que no se satisfaga la condición:

$$V_u = F_c \cdot V_{max} \geq V_R \quad [C.4]$$

Donde:

F_c es un factor de carga ($F_c = 1.40$)

V_{max} es el valor de cortante máximo obtenido en el análisis por elementos finitos.

Nota: En los casos, si el cortante resistente resulta por encima del cortante máximo presente en la estructura, no se requieren estribos en el revestimiento.

Parte de la información aquí expuesta fue proporcionada por la empresa Consultec S.C.

La formulación para el diagrama de interacción con normativa nacional, se pudo obtener según las NTCDF.