



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“COMPORTAMIENTO DE TÚNELES EXCAVADOS
MEDIANTE EL MÉTODO CONVENCIONAL”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

DANIEL DE LA ROSA ARENAS



**DIRECTOR DE TESIS:
DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA
JUNIO 2015**

Ciudad Universitaria, D. F.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

“El individuo ha luchado siempre para no ser absorbido por la tribu. Si lo intentas, a menudo estarás solo, y a veces asustado. Pero ningún precio es demasiado alto por el privilegio de ser uno mismo.”

Friedrich W. Nietzsche

Dedicatoria

A mis padres, Simón De La Rosa y Marisela Arenas por todo el apoyo que me dieron a lo largo de mi etapa como estudiante, nada de esto hubiera sido posible sin sus consejos, sacrificios y amor. Este logro es de ustedes.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por darme la oportunidad de formarme como persona e ingeniero.

Al Instituto de Ingeniería, UNAM, por darme la oportunidad y apoyo para la elaboración de mi Tesis.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa por su dirección y consejo para la elaboración de este trabajo.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería, en especial al Ing. Damián Vital Villaseñor, por todo el apoyo brindado, comentarios y sugerencias.

A cada uno de mis profesores de Licenciatura por su dedicación y motivación para formar buenos ingenieros y sobretodo buenos seres humanos

A mis amigos y compañeros por el apoyo brindado a lo largo de la Licenciatura



ÍNDICE

RESUMEN	i
OBJETIVO	iii
ALCANCES	iii
INTRODUCCIÓN	1
1 ANTECEDENTES	5
1.1 Desarrollo histórico	5
1.2 Fallas en túneles	8
1.3 Definición del Método Convencional	9
1.4 Principios del Método Convencional	9
1.5 Diseño	12
1.5.1 Fases de diseño	13
1.5.2 Investigación y descripción de las condiciones del terreno	14
1.5.3 Diseño de la estructura subterránea	17
1.5.4 Excavación y soporte	20
1.5.5 Peligros y su mitigación	23
1.5.6 Análisis estructural y dimensionamiento	25
1.5.7 Revestimiento	27
1.5.8 Licitación	28
1.6 Métodos de construcción	29
1.6.1 Métodos de excavación	29
1.6.2 Secuencia de excavación	31
1.6.3 Soporte primario	33
1.7 Monitoreo	35
1.7.1 Objetivo	35
1.7.2 Medidas físicas y selección de instrumentación	36
1.8 Metodología de diseño	38
1.8.1 Metodología general de diseño de túneles en suelos	38
1.8.2 Metodología de diseño mediante métodos simplificados	40
1.8.3 Metodología de diseño mediante el método de elementos finitos	49
2 MARCO METODOLÓGICO	55
2.1 Determinación de las propiedades del suelo	55
2.2 Análisis de riesgo	55

2.3	Función de desempeño	56
2.4	Metodología propuesta	57
3	CASO ESTUDIO: “Excavación de túnel en la zona poniente del Distrito Federal	61
3.1	Generalidades del proyecto	61
3.1.1	<i>Ubicación del proyecto</i>	61
3.1.2	<i>Sección del túnel tramo</i>	62
3.2	Análisis estadístico y determinación de propiedades para análisis y diseño	63
3.2.1	<i>Determinación del módulo de elasticidad</i>	65
3.3	Modelo numérico	66
3.3.1	<i>Propiedades mecánicas de resistencia para análisis</i>	67
3.3.2	<i>Procedimiento constructivo</i>	69
4	ANÁLISIS DE RESULTADOS	73
4.1	Revisión de estados límite de falla	73
4.1.1	<i>Factores de seguridad</i>	74
4.1.2	<i>Confiabilidad de la excavación</i>	78
4.2	Revisión de estados límite de servicio	81
4.2.1	<i>Asentamientos de la superficie</i>	82
4.2.2	<i>Desplazamientos verticales de la clave del túnel</i>	85
4.3	Recubrimiento primario	89
4.3.1	<i>Diagramas de interacción</i>	95
4.4	Recubrimiento definitivo	99
4.4.1	<i>Diagramas de interacción</i>	111
5	CONCLUSIONES	115
	REFERENCIAS	117



RESUMEN

Los túneles localizados en suelos rígidos son susceptibles a ser construidos con el Método Convencional, de acuerdo a lo definido por la Asociación Internacional de Túneles, ITA.

En particular se recomienda tener precaución cuando la excavación se realiza a sección completa, especialmente cuando tenemos granos finos cementados, esto debido a la falla frágil que puede presentar este tipo de suelos, lo que ocasionaría graves daños a estructuras superficiales o colindantes. En esta tesis se aplica un análisis por desempeño de un túnel excavado mediante el Método Convencional en el poniente de la Ciudad de México, cuyo objetivo es la revisión de los estados límite de falla y servicio simultáneamente.

Se siguió la propuesta por Mayoral (2014), donde se evaluó el riesgo asociado con los parámetros de resistencia y deformación, los cuales se establecen a través de un análisis estadístico de las propiedades del suelo, para después con ayuda del Método de Estimación Puntual de dos variables (BPEM) en conjunto con modelos tridimensionales de diferencias finitas, determinar los factores de seguridad, probabilidad de falla y asentamientos en áreas circundantes al túnel.

El caso estudio corresponde a un túnel cuya sección será de tipo herradura, con ancho de 11.04 m y altura de 8.70 m, con cobertura de 16.30 m, recubrimiento primario a base de concreto lanzado de 20 cm de espesor y un recubrimiento secundario a base de concreto reforzado de 40 cm de espesor. Los modelos de diferencias finitas fueron desarrollados con el software FLAC^{3D}.

De acuerdo a los análisis efectuados, la longitud de avance máxima sin soporte es de 2.0 m, así también se identificaron y analizaron tres etapas clave de construcción del túnel: cuando el túnel no tiene ningún elemento de soporte, cuando sólo trabaja el recubrimiento primario y cuando es colocado el recubrimiento secundario. Los desplazamientos correspondientes en cada una de estas etapas son en promedio del 50, 47 y 3% respectivamente del desplazamiento total.



OBJETIVO

Ampliar a dos estratos la metodología propuesta por Mayoral (2014), la cual consiste en analizar el estado límite de falla y de servicio simultáneamente, tomando en cuenta la incertidumbre inherente en la caracterización de suelos de grano fino cementado.

ALCANCES

Se presenta la evaluación del comportamiento, ante carga sostenida, de un túnel excavado mediante el Método Convencional. Se desarrollaron modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas para simular el proceso constructivo del túnel, incluyendo la colocación del recubrimiento primario y secundario.

Dadas las incertidumbres inherentes en la determinación de las propiedades del suelo y la variación espacial de estas, se llevó a cabo un análisis por desempeño del túnel, siguiendo la metodología propuesta por Mayoral (2014) ampliada a dos estratos para calcular probabilidades de falla de frente, hastiales y clave del túnel, así como factores de seguridad, nivel de desempeño, deformaciones y elementos mecánicos en el recubrimiento primario y definitivo del túnel.



INTRODUCCIÓN

A lo largo de los años, el dominio natural del ser humano ha sido principalmente un espacio bidimensional: la superficie terrestre. El desarrollo del ser humano ha hecho necesario escapar de este espacio intentando utilizar la tercera dimensión, hacia arriba o hacia abajo. Esto ha traído grandes dificultades, que sólo se han podido superar gracias a la sorprendente tenacidad, ingenio y habilidades de los ingenieros.

De acuerdo a la Asociación Internacional de Túneles (ITA), existen diferentes motivos que justifican la construcción de una estructura subterránea, puede ser por motivos ambientales, sociales y económicos.

Los motivos ambientales que podemos encontrar son de diversa índole:

- Uso del terreno y ubicación: Este básicamente es la falta de espacio en la superficie, algo que ahora no sólo ocurre en las megalópolis, sino que afecta ya casi en cualquier ciudad del mundo.
- Aislamiento: el suelo es denso, opaco y ofrece muchas ventajas en términos de aislamiento, por ejemplo contra las inclemencias climáticas, desastres naturales como terremotos, en términos generales el aislamiento es una razón importante para ubicar una instalación bajo tierra.
- Conservación y protección: el suelo ofrece ventajas de tipo ecológico o estético, estos aspectos cobran importancia al diseñar instalaciones para que tengan un bajo impacto ambiental.
- Motivos topográficos: en zonas montañosas o irregulares, los túneles mejoran o hacen viables diferentes alternativas de transporte, como carreteras, vías férreas, canales, etc.

La existencia de ciudades funcionales desde el punto de vista tanto social como ambiental constituye un requisito imprescindible para la vida en las zonas urbanizadas; analizando esta situación, el espacio subterráneo tiene gran importancia para conseguir un desarrollo en armonía con el medio ambiente puesto que puede contribuir a la reducción de la contaminación o niveles de ruido, así también a el uso eficaz del espacio, el desarrollo económico o la preservación del entorno vital, la salud pública o la seguridad. El espacio subterráneo nos ofrece una gran variedad de ventajas:

- Los túneles permiten transportar agua limpia a las zonas urbanas y transportar aguas residuales fuera de ellas, con lo cual tienen un papel vital para el medio ambiente.
- Los túneles ofrecen sistemas urbanos de transporte colectivo seguros, respetuosos con el medio ambiente y sobretodo rápidos.
- Los túneles de tráfico urbano absorben los vehículos de las calles situadas en la superficie, con lo cual se reduce el ruido debido al tráfico, el aire está menos contaminado y las calles pueden utilizarse para otros fines.
- Los estacionamientos y centros comerciales subterráneos en los centros de las ciudades permiten liberar espacio para zonas de ocio y recreo en la superficie.
- Los túneles de servicios públicos polivalentes son menos vulnerables a las condiciones externas que las instalaciones de la superficie: sólo causan molestias insignificantes por encima de la superficie cuando se lleva a cabo la reparación o el mantenimiento de los equipos instalados.

La evaluación de las estructuras subterráneas se encuentra estrechamente vinculada a la valoración por parte de la comunidad de las desventajas de las estructuras superficiales o aéreas en relación con la degradación del entorno.

El ingeniero geotécnico además de poseer un dominio básico de la geología y geofísica, necesita manejar el riesgo. En esta tesis se aplica la ampliación de la metodología propuesta por Mayoral (2014) a dos estratos, la cual consiste en la revisión simultánea de los estados límite de falla y de servicio, tomando en cuenta la incertidumbre en la determinación de las propiedades mecánicas de resistencia del suelo. Para lograr esto se realiza un análisis por desempeño, el cual permite hacer una valoración de la seguridad del sistema asignando una



probabilidad de ocurrencia de eventos desfavorables. Este método se basa en la teoría de confiabilidad.

La palabra confiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante un determinado periodo y en condiciones especificadas de operación. Así un evento que irrumpa ese funcionamiento se denomina falla. El campo de aplicación de la teoría de la confiabilidad se amplía constantemente. Todos los sistemas de ingeniería, simples y complejos, pueden beneficiarse de la aplicación integrada de los conceptos de esta teoría en sus fases de planeación, diseño y operación. Un aumento de la confiabilidad conlleva, en general, el aumento a corto plazo de los costos. Pero este aumento de la confiabilidad puede revertirse en ganancia en un plazo mayor y puede significar, por otra parte, una disminución de riesgos para la vida de las personas y para el medio ambiente.

De acuerdo al Reglamento de Construcción del Distrito Federal, el suelo del Valle de México se divide en 3 zonas: zona de lomas, zona de transición y zona de lago. El caso estudio analizado en esta tesis es la excavación de un túnel mediante el Método Convencional, que se realizará en la zona poniente del Distrito Federal (zona de lomas).

Una de las desventajas de esta zona son las irregularidades en la topografía, heterogeneidad del subsuelo, variabilidad de la cementación de los materiales de origen volcánico y rellenos recientes de materiales granulares sueltos y de desechos sólidos.

En esta tesis se realiza un análisis por desempeño de un túnel construido mediante el Método Convencional aplicando la ampliación de la metodología propuesta por Mayoral (2014) a dos estratos, tomando en cuenta en forma racional, las incertidumbres inherentes a las formaciones tobáceas del Poniente de la Ciudad de México, así como el procedimiento constructivo del túnel, el cual contempla tres etapas clave en la construcción del túnel: cuando el túnel no tiene ningún elemento de soporte, cuando sólo trabaja el recubrimiento primario y cuando es colocado el recubrimiento secundario.



1. ANTECEDENTES

1.1 Desarrollo histórico

Se dice que los túneles son pasajes subterráneos construidos para comunicar directamente dos puntos, pasando por debajo de obstáculos tales como una ciudad, una montaña, un río, el propio mar, etc.

En general una obra subterránea es un espacio ganado al subsuelo mediante la excavación y remoción sistemática de la roca o suelos encontrados, para alojar alguna instalación de uso civil o militar (AMITOS, 1998).

Los primeros túneles se remontan a principios de los descubrimientos metalúrgicos, al final de la Edad de Piedra, destinados a la explotación de los minerales como el sílex o pedernal, material indispensable con el que fabricaban una multitud de armas y herramientas; cuando se agotaba en la superficie se seguía la veta por medio de pozos y galerías. Este proceso debió iniciarse hace unos 15,000 años. Estos túneles se abrían con la técnica del fuego que consistía en provocar un incendio en el frente de ataque para luego sofocarlo súbitamente con agua fría: el cambio de temperatura daba lugar al resquebrajamiento de la roca.

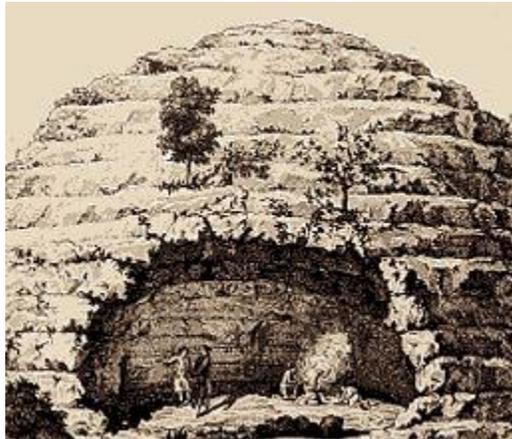


Figura 1.1 Primeros túneles

El túnel más antiguo de que se tenga registro, parece haber sido construido por la reina Semiramis bajo el río Eufrates en Babilonia, hace 4000 años, el cual tenía una longitud de casi 1 km y sección transversal rectangular de 3.6 x 4.5 m. Era un túnel que servía de comunicación entre el palacio real y el templo de Jová. Probablemente fue construido como túnel falso, formándose sus paredes con ladrillos unidos con mortero y cubriéndolas con un arco abovedado.

En el año 700 a.C., Hezekiah excavó los 528 m del túnel Shiloh, atacando simultáneamente sus dos frentes.

En el año 600 a.C., se excavó un túnel de 1.6 km de longitud y 2.5 m de diámetro, para conducir agua desde el manantial a la ciudad griega de Samos; Herodoto menciona que el constructor fue Eupalinos de Megara, quien años después construiría en Atenas un sistema para su abastecimiento de agua potable, mediante tubos de arcilla (Hammond 1963).

En las civilizaciones antiguas, los túneles fueron la solución más frecuente para la conducción práctica del agua, a fin de evitar los obstáculos topográficos que se oponían a la conducción por gravedad del agua. Los Romanos construían túneles para sus caminos ubicados en terrenos montañosos, como es el caso del famoso túnel de la Vía Flaminia construido por el Emperador Vespasiano y del túnel Pausilippo entre Nápoles y Pozzuoli, construido por Cocceius en el año 36 a.C., el cual parece haber sido el más grande de su época, con 7.6 m de ancho, 9.2 m de altura y 1.5 km de longitud (Beaver 1973).



Los túneles construidos por las civilizaciones antiguas, tuvieron principalmente un propósito económico aunque no son pocos los ejemplos de uso religioso y militar. Las tumbas de la civilización Egipcia fueron excavadas en roca y comunicadas con la superficie mediante túneles. Las ciudades amuralladas fueron asaltadas mediante la construcción de túneles bajo sus muros, por los cuales se enviaron las tropas para tomar desprevenidos a los defensores, como ocurrió en Jericó, destruyendo a su vez los muros mediante la ampliación de los túneles subyacentes y la destrucción posterior de sus ademes de madera (Sandstrom 1963).

La construcción de túneles en México arranca desde las civilizaciones prehispánicas, cuando fue necesario manejar importantes volúmenes de aguas pluviales y fluviales, bajo los grandes centros ceremoniales. Más adelante, la minería en los tiempos de La Colonia, permitió ganar valiosas experiencias en la especialidad, que fueron aplicadas en la construcción de los primeros túneles ferroviarios del País.

Las persistentes inundaciones periódicas del área urbana de la Ciudad de México, despertaron nuevas inquietudes tuneleras asociadas a importantes sistemas de desagüe, que ayudasen a eliminar el exceso de aguas pluviales del angustiado ambiente lacustre prevaleciente. Se excavan así el túnel de Nochistongo que pronto fue convertido en tajo, y los túneles de Tequisquiac nuevo y viejo.

El abastecimiento de agua potable a las grandes ciudades del País, como la Ciudad de México, mediante acueductos construidos en túnel, incrementó la experiencia tunelera de los Ingenieros Civiles Mexicanos, que pronto la aprovecharían para construir importantes proyectos hidroeléctricos, con sus túneles de desvío, casas de máquinas subterráneas, túneles de conducción y desfogue, etc.

También en las presas de almacenamiento ligadas a sistemas de riego, el uso de túneles de desvío y para la conducción del agua de riego, fueron pronto utilizados.

Cuando la construcción de drenajes urbanos mediante zanjas excavadas a cielo abierto deja de ser una solución viable y aconsejable, desde los puntos de vista técnico y económico, la solución de túnel en suelos se hace presente y pronto se aprende a utilizar el concepto del “Escudo”.

El rápido desarrollo de los escudos para construir túneles en los suelos blandos de la Ciudad de México, principalmente en los sistemas urbanos de Drenaje, da un importante impulso a la materialización de un viejo sueño de la Ciudad, su transporte colectivo Metro.

El último concepto de túnel en incorporarse es quizás el vehicular carretero, que hace su presentación formal en los años 70, en el camino de acceso al P.H. Chicoasén en el estado de Chiapas. Desde entonces nuevos túneles carreteros se han construido a lo largo de la red carretera que existe en el País.

1.2 Fallas en túneles

Varias fallas en túneles han sido documentadas en la literatura técnica, como las ocurridas en Alemania (Múnich, 1994), Suiza (Chienberg y Wolfacher, 2002), Francia (París, 2003), España (Barcelona, 2005, Figura 1.2), entre otros.



Figura 1.2 Colapso del túnel de Línea 5 del Metro de Barcelona

Estos hechos trágicos han ayudado a mejorar varios aspectos de la ingeniería de túneles. Un análisis exhaustivo de los hechos que han contribuido a la falla de estos, ayuda a proponer mejoras en los métodos de construcción. Por otra parte, a partir del análisis de los mecanismos de falla y sus posibles causas, es posible mejorar las herramientas de análisis,



tanto analíticas como numéricas, así como recomendaciones de diseño en general que se utilizarán en futuros proyectos.

Las causas típicas por las cuales ocurren estas fallas son: la aplicación de métodos inadecuados de construcción para una condición de suelo dado, mala exploración geotécnica, falta de instrumentación, mala aplicación de los conceptos de diseño, entre otros.

1.3 Definición del Método Convencional

La definición de que es el “Método Convencional” es bastante arbitraria y sujeta a variaciones, dependiendo del concepto adoptado.

Si el concepto está basado en el proceso de excavación, el término “Método Convencional” podría aplicarse a cualquier túnel que no es excavado mediante una tuneladora TBM (Tunnel Boring Machine). Pero hoy en día en la excavación de túneles con el método TBM ha sido muy común y podríamos considerarlo como “convencional”.

“Método convencional” en el contexto de esta tesis significa la construcción de aberturas subterráneas de cualquier forma mediante un proceso cíclico de construcción para:

- Excavación, usando los métodos de perforación y voladura, o máquinas excavadoras excepto ninguna de cara completa (TBM)
- Colocación de un revestimiento primario con elementos como:
 - Anillos o vigas de acero
 - Concreto lanzado, sin reforzar o reforzado con mallas o fibras

1.4 Principios del Método Convencional

El Método Convencional se lleva a cabo mediante un proceso de ejecución cíclico de excavación, seguido de la aplicación de un soporte primario pertinente, ambos dependiendo de las condiciones y comportamiento del suelo.

El Método Convencional principalmente utiliza equipo estándar y permite el acceso a la cara de la excavación del túnel, en casi cualquier momento, es muy flexible en situaciones o áreas

que requieren un cambio en el análisis estructural o en el diseño y como resultado de esto, requieran un cambio en las medidas de soporte.

Un conjunto estándar de equipo para la ejecución del Método Convencional puede constar de los siguientes elementos:

- Una máquina perforadora de agujeros para voladuras, liberadores de agua y presión, inyectoros etc.
- Rozadora o excavadora en casos donde la voladura no es posible o no es económicamente viable.
- Plataforma elevada para permitir a los trabajadores alcanzar cada parte de la corona y frente del túnel.
- Cargador o excavadora para cargar el material excavado en camiones de volteo.
- Camiones de volteo para el transporte del material excavado.
- Equipo para aplicar y manipular el concreto lanzado.

El uso en conjunto del equipo antes mencionado podría cambiar fácilmente durante el proceso de construcción, esto en caso de que cambien las condiciones del terreno o en caso de que los resultados del monitoreo requirieran de alguna medida correctiva, como:

- Aumento o disminución del soporte del túnel, por ejemplo, el espesor del concreto lanzado, el número o longitud de los pernos de anclaje por metro lineal del túnel, el espaciamiento y dimensiones de arcos de acero, aplicación de concreto lanzado en la cara del túnel, etc.
- Variación del tiempo de cierre del anillo, (que es el tiempo entre la excavación de una sección del túnel y la aplicación de un apoyo temporal o definitivo) o variación de la distancia de cierre del anillo de la cara de excavación.
- Inserción del cierre del anillo en el soporte primario.
- Variación de la carga de explosivos para voladura así como variación en la secuencia de detonación.

Otras variaciones en el diseño permitirán a uno reaccionar a tiempo a cambios encontrados en el suelo:



- Aumento o disminución en la longitud de excavación (longitudes varían de 0.5 m a 4.0 m)
- Excavación parcial, dividiendo el frente de excavación en la corona, bancos, e invertir etapas de excavación.

En caso de que las condiciones del terreno sean excepcionales, independientemente si esta predicho o no, el Método Convencional puede reaccionar con una gran variedad de técnicas auxiliares de construcción, como:

- Lechada: Inyecciones para reparar fisuras, inyecciones de compensación.
- Tecnologías para estabilizar y mejorar el suelo que se encuentra en la cara del túnel.

El Método Convencional en conexión con la gran variedad de técnicas auxiliares de construcción, permite a los gerentes de proyecto tomar la mejor decisión para lograr la construcción de un túnel seguro y económico, incluso en situaciones donde cambian las condiciones del terreno de excavación; permite reaccionar en ambas direcciones dependiendo de las características del suelo. Esta flexibilidad hace que el Método Convencional sea el más ventajoso en muchos de los proyectos que se realizan hoy en día.

Obras subterráneas construidas mediante el Método Convencional, incluyen túneles lineales como los túneles ferroviarios, túneles de autopistas o túneles hidroeléctricos, pero también cavernas hidroeléctricas, cavernas de almacenamiento subterráneo, estaciones del metro, etc.

Se pueden ubicar a poca profundidad o con altas sobrecargas, en un terreno estable o de carga, bajo el nivel freático o en condiciones totalmente secas.

La excavación de túneles con el Método Convencional es en muchas ocasiones, la mejor alternativa para proyectos donde las condiciones del terreno son altamente variables o proyectos donde se requieren formas variables en la sección transversal del túnel.

El Método Convencional permite:

- Una mayor variabilidad de forma en la sección transversal del túnel.

- Mejor conocimiento del terreno mediante el uso de perforaciones exploratorias sistemáticas a nivel del túnel por delante del frente de excavación.
- Mayor variabilidad en la elección de los métodos de excavación de acuerdo con las condiciones del terreno.
- Flexibilidad en el proceso de construcción de acuerdo a las condiciones del terreno.
- Optimización del soporte primario usando el método observacional en casos especiales.
- Interacción con técnicas auxiliares de construcción dependiendo de las condiciones del terreno.

La excavación de túneles con el Método Convencional es conveniente principalmente para:

- Terrenos con condiciones de suelo muy variables.
- Proyectos con formas variables en su sección transversal.
- Proyectos con alto riesgo de entrada de agua a presión.
- Proyectos de difícil acceso.

Es responsabilidad de los ingenieros experimentados tomar la mejor decisión, basándose en la ciencia de la ingeniería y en su experiencia profesional para lograr la construcción de un túnel seguro y económico.

1.5 Diseño

El trabajo de diseño incluye en general:

- Determinación de la geometría de las estructuras subterráneas, por ejemplo, la alineación horizontal y vertical de los túneles, la ubicación y el eje de dirección de las cavernas, así como la elección del sistema de túnel.
- Determinación de la forma y tamaño de la sección transversal del túnel.
- Determinación del tipo de excavación (cara completamente o parcialmente abierta, secuencia de las fases de excavación a lo largo del túnel), de las medidas de apoyo temporal y definitivo, así como medidas auxiliares de construcción tales como drenaje o mejoramiento del suelo.



El proyecto es el resultado de un proceso de optimización que implica la evaluación de variantes en el diseño. El objetivo es determinar la solución más económica para la construcción, uso, operación y mantenimiento de las obras subterráneas, tomando en cuenta:

- El uso que se le vaya a dar a la estructura.
- Los requisitos funcionales para el equipo.
- Los requisitos de seguridad del usuario.
- La vida útil de la estructura.
- La seguridad, capacidad de servicio y requisitos ambientales en las fases de ejecución y operación de la estructura.

Una exploración geológica-geotécnica adecuada y una descripción detallada de las características del terreno en las primeras etapas de planificación son importantes, ya que las condiciones del terreno pueden ser decisivas no solo para la forma de la sección transversal y el método de excavación, sino también para el sistema y alineación del túnel.

1.5.1 Fases de diseño

El diseño del proyecto de un túnel a menudo se subdivide en diferentes fases de acuerdo a las etapas del proyecto:

- **Diseño conceptual**
El alcance del diseño conceptual es seleccionar o confirmar la alineación del túnel y proporcionar al cliente la información para el proceso de toma de decisiones. Aspectos de los túneles relacionados con una alineación particular se destacan y son investigados a detalle.
- **Diseño preliminar**
Basándose en la alineación seleccionada, el diseño conceptual del proyecto es refinado y se lleva a cabo un estudio de impacto ambiental. La prioridad de la fase de diseño preliminar se centra en los aspectos jurídicos de los recursos hídricos, forestales y protección del medio ambiente.

Diferentes clientes y autoridades requieren sub-etapas individuales para túneles ferroviarios o carreteros. El objetivo común sin embargo, es recibir la aprobación de las autoridades para la construcción del proyecto.

➤ Licitación

El alcance del proyecto de licitación es detallar las obras, de tal forma que el precio de cada elemento de trabajo sea factible. También se elaboran los documentos contractuales.

➤ Diseño final

El alcance del diseño final es el detalle del trabajo descrito en el proyecto de licitación, de tal manera que la obra pueda ser construida de una manera económica, ser estructuralmente segura, dimensionalmente precisa y funcional.

1.5.2 Investigación y descripción de las condiciones del terreno

Los investigadores geológicos forman la base para la descripción del terreno. La descripción del mismo, es requerida para la elaboración de un modelo geológico que es adecuado para la preparación del modelo geotécnico, para la evaluación del terreno, su subdivisión en diferentes estratos o zonas homogéneas, el reconocimiento y evaluación de los posibles escenarios de riesgo. Las propiedades características del terreno deberán ser reportadas en el modelo geotécnico.

Las investigaciones geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas se llevarán a cabo con anterioridad, así como complementarán las fases de diseño y construcción, y estarán orientadas al uso de la estructura subterránea.

Las investigaciones geológicas deben ser planificadas y supervisadas por ingenieros geólogos experimentados en colaboración con el ingeniero de diseño y el propietario. La elaboración del modelo geotécnico es responsabilidad del ingeniero geólogo.

Algunos de los métodos de exploración para investigar las condiciones del lugar son:



- Análisis de los registros geológicos existentes.
- Pruebas de campo.
- Pruebas de laboratorio.
- Mediciones geofísicas.
- Pozos de exploración.

Para una correcta evaluación y presentación de los resultados de la investigación geológica, todos los datos se deberán documentar de manera clara y completa. Tiene que ser mencionado si la información se deriva de:

- Pruebas de campo o laboratorio.
- Referencias de la literatura técnica.
- Información de reportes geológicos existentes.
- Valores empíricos.
- Estimaciones o suposiciones.

Los métodos de investigación y medición deberán ser descritos. En la determinación de las propiedades geotécnicas del suelo y roca, mediante pruebas de laboratorio y de campo, deberán emplearse métodos estandarizados si es posible.

En cuanto al alcance de las investigaciones en el sitio, deberá ser especificada en el proyecto, ejecutado en los pasos adecuados, correspondiente a la fase de planeación, a la complejidad de la geología del sitio y tomando en cuenta el aspecto económico. En zonas previstas de alto riesgo (tales como fallas, discontinuidades, cavidades, etc.), en áreas del portal y en zonas con pequeñas sobrecargas, el suelo debe ser estudiado con más detalle.

El alcance de las investigaciones del sitio realizadas durante la construcción depende de las condiciones actuales del terreno así como de los riesgos previstos. Las investigaciones sirven para especificar las medidas para reducir y gestionar los riesgos de acuerdo a los diferentes escenarios que se pudieran presentar.

La descripción geológica deberá ser proporcionada por cada estrato o zona homogénea. La base de esto es la investigación geológica. La descripción cualitativa, en medida de lo posible, deberá ir acompañada de información cuantitativa.

La clasificación del suelo se basa en clasificaciones estándar combinando la información relativa a la petrografía de los componentes y sus propiedades.

La estructura del suelo, así como todas las características especiales tienen que ser descritas. La descripción deberá complementarse con información adicional, por ejemplo, la granulometría, la permeabilidad, grado de saturación, etc.

En caso de roca, hay que distinguir entre la descripción de la roca como un espécimen intacto y la descripción de la masa de roca en su conjunto. La descripción de la muestra de roca incluye contenido mineral, estructura y textura, así como la identificación petrográfica. La descripción de la roca incluye los siguientes elementos:

- Estructura geológica general.
- Descripción de las discontinuidades.
- Grado de meteorización.
- Zonas críticas.

Así mismo, se describirán las condiciones hidrogeológicas locales y regionales:

- Los posibles efectos de la estructura durante su realización y la vida útil de las condiciones hidrogeológicas existentes (efectos cuantitativos y cualitativos).
- Los posibles efectos de las aguas subterráneas en las instalaciones durante la construcción (entrada de agua) y la operación, debido a los efectos de presión, agresividad química, etc.
- El tipo de circulación, los parámetros de permeabilidad, el nivel de aguas subterráneas, dirección del flujo del agua, etc.

Se deberá realizar un reporte general sobre información que pudiera ser útil para realizar el proyecto, como:

- Zonas con deslizamientos de tierra.
- Riesgo sísmico.



- Sustancias que presenten un riesgo para la salud.
- Radioactividad.
- Zonas de desechos residuales.
- Contaminación del agua subterránea.

La experiencia ha demostrado que la divulgación completa de información geotécnica reduciría el riesgo para el cliente y el contratista. Por lo tanto siempre será recomendable obtener la mayor información geotécnica posible para la excavación de túneles con el Método Convencional.

1.5.3 Diseño de la estructura subterránea

El sistema de túneles comprende todas las obras subterráneas que sean necesarias para alcanzar el uso previsto y garantizar la seguridad de las personas y bienes materiales. Además del tubo del túnel principal, el sistema de túnel puede comprender, por ejemplo, pasajes y lumbreras como rutas de escape u otras estructuras auxiliares como lumbreras de ventilación o cavernas para el equipo técnico. La elección del sistema de túneles se basa principalmente en consideraciones operativas, organizativas y de seguridad. Las condiciones del terreno y la topografía también pueden tener una influencia en la selección del sistema de túneles. Por ejemplo, el tiempo de construcción y los riesgos de costos pueden ser diferentes para un túnel gemelo (Figura 1.3) que para un túnel de doble vía.



Figura 1.3 Túnel gemelo

La alineación vertical y horizontal del túnel también depende de varios factores como:

- El uso del túnel (pendiente longitudinal máxima, curvatura mínima).
- Las consideraciones de drenaje durante la construcción y operación.
- Accesibilidad y riesgos naturales en el área del portal.
- Las condiciones del terreno.

Si es posible la alineación debe adaptarse a las condiciones del terreno en las primeras fases del proyecto, la elección de una alineación diferente podría ayudar a evitar cierto tipo de riesgos así como reducir tiempos de construcción y reducir el costo de la obra.

Aspectos del funcionamiento y la seguridad también pueden influir en la elección de la alineación. Esto es especialmente cierto para túneles de gran longitud. Las condiciones del terreno se tomarán en cuenta al especificar el espaciado entre dos tubos de túnel adyacentes. En casos especiales otros criterios pueden ser decisivos.

La forma y dimensiones de la sección transversal de las obras subterráneas son determinadas esencialmente por:

- La utilidad de los requisitos asociados con el uso de las obras subterráneas.
- Las condiciones geológica-geotécnicas.



- Aspectos de construcción.

El perfil de espacio libre requerido es un factor clave en la determinación de la sección transversal de la abertura subterránea. El perfil de espacio libre se define de acuerdo al tipo de estructuras, por ejemplo, ferrocarriles, metro, carreteras, rutas de evacuación, almacenamiento, plantas de energía, refugios de protección o instalaciones militares. Además del tipo de estructura, otros criterios de servicio requeridos por el cliente pueden ser decisivos para la elección de la sección transversal, por ejemplo:

- Requisitos adicionales de espacio para el equipo de seguridad y operación.
- Requisitos aerodinámicos.
- Requisitos de mantenimiento.
- Requisitos de seguridad (rutas de evacuación, etc.).

La forma y tamaño de la sección transversal depende también de las condiciones del terreno, ya que este último condiciona las medidas de apoyo necesarias durante la etapa de construcción (soporte temporal) y en la etapa de servicio (soporte definitivo).

En zonas rocosas débiles y suelos blandos, es recomendable una sección transversal circular o por lo menos una sección transversal en forma de herradura, la cual incluye un arco invertido.

Las consideraciones económicas y la disponibilidad de los equipos necesarios pueden ser decisivos para la elección del método de excavación y tienen por lo tanto influencia considerable en la forma de la sección transversal. En contraste con los túneles excavados con tuneladora TBM, la sección transversal de los túneles excavados con el Método Convencional se puede elegir libremente, siempre con las limitantes que pudieran causar las condiciones geológicas. La Figura 1.4 muestra las principales formas, entre las que podemos destacar:

- Sección herradura.
- Sección herradura con arco invertido.
- Sección circular.

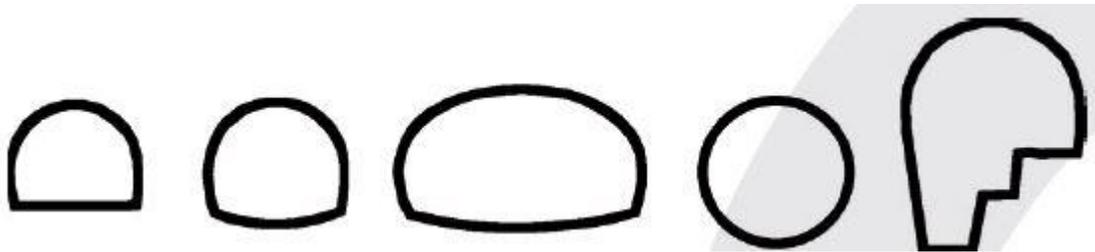


Figura 1.4 Sección transversal típica

1.5.4 Excavación y soporte

El objetivo del diseño estructural es la de poder diseñar una estructura que sea económicamente factible sin dejar de cumplir con los requisitos de seguridad, capacidad de servicio y protección del medio ambiente.

El diseño estructural sirve como base para los procedimientos de aprobación, la licitación del proyecto y la determinación de la excavación y soporte utilizados en el sitio.

El trabajo de diseño consiste en la preparación de diferentes alternativas estructurales tomando en cuenta las condiciones de frontera, comprobando la viabilidad y evaluación de las posibilidades de aplicación de cada alternativa en conjunto con los requisitos de diseño.

La construcción exitosa de las obras subterráneas depende de la consideración detallada de todos los factores que son relevantes para el comportamiento estructural. En las obras subterráneas, la estructura comprende el suelo que rodea la abertura y todos los elementos de apoyo, ya sean temporales o definitivos, necesarios para el control o limitación de las deformaciones. Los principales factores que rigen el comportamiento estructural se podrían resumir en:

- La estructura y propiedades del terreno, las condiciones hidrogeológicas.
- Estado de esfuerzo inicial.
- Dimensión, forma, localización y alineamiento de la abertura.
- Método de excavación.
- Medidas de soporte.



La información necesaria para el diseño estructural de las obras subterráneas es múltiple y se puede agrupar de acuerdo a las siguientes fuentes:

- Exploraciones geológicas y pruebas de campo.
- Pruebas de laboratorio.
- Análisis estructural mediante la interacción suelo-estructura.
- Experiencia del ingeniero.

El diseño se comienza por etapas, comenzando con la determinación de zonas con el mismo comportamiento del suelo durante la construcción (zonas homogéneas) y terminando con la definición del método de excavación y las medidas de apoyo.

En un primer paso, el área del proyecto se subdivide en zonas homogéneas que tienen condiciones similares con respecto a:

- Condiciones geológicas e hidrológicas.
- Condiciones topográficas.
- Aspectos ambientales.

La definición de los segmentos del túnel tiene que estar basada en el conocimiento actual de cada etapa del proyecto. El número de segmentos del túnel es especificado en el proyecto y depende de la etapa de diseño, así como de la complejidad de las condiciones geológicas a las cuales nos enfrentemos.

En el paso siguiente, basado en la experiencia y los cálculos simplificados, se realiza una evaluación aproximada de las condiciones del proyecto, los riesgos potenciales y las medidas necesarias a llevar a cabo para tomar una decisión preliminar en relación con la sección transversal y el método de construcción.

La sección transversal de costumbre en roca firme y sin presencia de agua es a menudo una sección transversal en forma de herradura. En este caso la roca que se encuentra alrededor del túnel es parte de la estructura de soporte y el revestimiento final se diseñará únicamente con cargas pequeñas debidas al suelo.

En el siguiente paso, los tipos de excavación y soporte deberán ser desarrollados por cada sección de alineación. Estas son determinadas por las condiciones esperadas de suelo y agua.

En esta fase se describe la manera de proceder con los pasos de excavación y medidas de soporte, cada uno dentro de un rango determinado y definido. Las fases varían de acuerdo con el comportamiento esperado del terreno durante la excavación.

Las principales características de las fases de excavación y soporte son el periodo comprendido entre la excavación y la colocación del soporte, los requisitos de la subdivisión de la sección transversal, la necesidad de cierto tipo de sistemas de soporte y la exigencia de darle soporte al frente de la excavación. En condiciones desfavorables del terreno, la sección transversal se subdividirá en varios frentes, los cuales deberán ser cuidadosamente excavados y estabilizados en pasos cortos. Para cada sección de la alineación, las clases de excavación y soporte deberán adaptarse a las condiciones esperadas del terreno, así como a los riesgos potenciales que se deduzcan de las condiciones geotécnicas.

Posteriormente los peligros potenciales se describirán y analizarán a detalle, teniendo en cuenta la solución preliminar seleccionada. Dependiendo de esta evaluación, se tomarán las medidas correspondientes para mitigar dichos riesgos. Estas medidas pueden ir desde la modificación de elementos de soporte adicionales o incluso la selección de otro método de excavación. La evaluación se lleva a cabo para cada etapa de construcción así como para la fase de operación.

Por regla, todo tipo de procedimiento de construcción tiene sus propias hipótesis de riesgos específicos y tendrán que ser evaluados a detalle. Por lo tanto, la solución técnica se desarrolla de forma iterativa hasta que una solución determinada cumple todos los criterios de seguridad y servicio.

En la etapa final, el diseño debe ser transformado en una estimación de costes y tiempo para el proceso de licitación. Las fases de excavación y de apoyo son la base de la licitación del proyecto. Una fase de excavación y soporte pueden ser asignados a más de una sección del túnel, así como las mismas medidas pueden ser apropiadas para diferentes condiciones.



1.5.5 Peligros y su mitigación

La identificación y evaluación de los peligros potenciales, así como la planificación adecuada de las medidas de mitigación, son fundamentales en el diseño de estructuras subterráneas. El término “peligro”, significa un evento que tiene el potencial de impactar sobre las cuestiones relativas a un proyecto, lo que podría dar lugar a consecuencias asociadas con:

- a) Seguridad e higiene.
- b) El medio ambiente.
- c) El diseño.
- d) La programación del proyecto.
- e) Costos.
- f) Ejecución del proyecto.
- g) El programa de construcción.
- h) Terceros, como instalaciones existentes, edificios, puentes, carreteras, pavimentos, canales, obras de protección contra inundaciones y todas las demás estructuras que pueden ser afectadas por la ejecución de la obra.

Se identificarán y evaluarán todos los peligros de manera específica y los riesgos que éstos provocarían, para de esta manera realizar las evaluaciones del riesgo a través de cada etapa del proyecto.

Los posibles peligros a los cuáles está expuesta la construcción de una obra subterránea incluyen, pero no se limitan a:

- Colapso en la clave del túnel o del suelo por encima de la clave.
- Caídos.
- Estallido en la roca.
- Falla en el frente de la excavación.
- Expansiones.
- Deterioro en el revestimiento debido a la presencia de agua.

- Asentamientos excesivos en superficie, causando daños a estructuras circundantes al túnel.
- Filtraciones de agua.
- Escape de gas (metano, radón, etc.) o liberación de sustancias peligrosas a la atmósfera.
- Altas temperaturas en la roca o aguas subterráneas.
- Acciones sísmicas.

Los riesgos en forma individual o en combinación, constituyen posibles escenarios de riesgo. La descripción de los riesgos en forma de escenarios es principalmente cualitativa y, si es posible, ser complementada por datos cuantitativos.

La evaluación de los riesgos debe cubrir en su totalidad al conjunto de obras subterráneas que se realicen así como las diferentes etapas de construcción y la vida útil prevista. La evaluación se llevará a cabo en estrecha cooperación con los expertos que participarán en el proyecto (ingeniero diseñador, geólogo y residente).

En general, los riesgos pueden ser contrarrestados tomando ciertas medidas, por ejemplo:

- Elección de una alineación diferente.
- Cambio en la estructuración.
- Elección de una estructura capaz de sufrir daños locales sin tener fallas totales.
- Elección de una estructura dúctil.
- Elección de las medidas geotécnicas adecuadas.
- Buen control de calidad en los materiales de construcción.
- Análisis estructural detallado.
- Cuidar aspectos de impermeabilización y drenaje en los elementos estructurales.
- Instrumentación de la construcción, así como estructuras circundantes y superficiales.
- Medidas para eventos extraordinarios.
- Mantenimiento adecuado.

Tanto la evaluación del riesgo así como las medidas de mitigación, se basan en el conocimiento de los mecanismos de falla, la experiencia de proyectos similares, y un análisis



estructural cuidadoso. El método de construcción planificada debe ser evaluado con respecto a los estados límite de falla y servicio, requisitos para todas las etapas de construcción; así como con el cumplimiento de los requisitos del cuidado del medio ambiente.

Para la evaluación de los riesgos individuales (con y sin medidas correctivas), el análisis de riesgo debe llevarse a cabo por medio de una evaluación cualitativa de la probabilidad de ocurrencia y el impacto que tiene dicho riesgo. Un modelo simple y eficiente para la evaluación del riesgo es el que se muestra en la ecuación 1.1:

$$R = P \times I \qquad 1.1$$

Donde:

R , es el riesgo

P , es la probabilidad de ocurrencia

I , el impacto de dicho riesgo

1.5.6 Análisis estructural y dimensionamiento

Las decisiones sobre el diseño, se deben tomar en base a un análisis cualitativo y cuantitativo de todos los factores relevantes que pudieran intervenir. Además de los criterios ingenieriles, basados en la experiencia propia, se pueden aplicar los métodos modernos de análisis estructural (i.e. métodos numéricos).

Un adecuado análisis estructural, requiere de un profundo conocimiento sobre los complejos procesos involucrados en la construcción de obras subterráneas, así como de una buena formación en ingeniería geotécnica y estructural. Por lo tanto el análisis estructural no puede compensar la falta de experiencia o el conocimiento intuitivo de los problemas. Así, la información proporcionada por el análisis estructural, complementa el conocimiento básico que deberá tener un ingeniero de túneles.

El objetivo del análisis es investigar cuantitativamente el comportamiento que tendrá la estructura (en términos de esfuerzos y deformaciones) tomando en cuenta los factores críticos de influencia. El punto de partida del análisis estructural es el diseño conceptual.

El modelo estructural idealiza la compleja realidad con respecto al sistema estático, el comportamiento del material y las cargas. El modelo estructural comprende toda la estructura, (i.e. el suelo que rodea al túnel y los elementos de soporte, tanto temporales como definitivos). Así mismo, el modelo se conecta con las acciones a las cuales estará sometido, las dimensiones geométricas, las propiedades del suelo y materiales de construcción. El modelo del suelo forma parte del modelo estructural y comprende, en una forma idealizada, la estructura geológica y las propiedades del suelo. Es recomendable que el modelo estructural sea lo más aproximado posible a la situación real y, por otra parte, ser tan simple como sea posible. El análisis estructural deberá basarse en la práctica estándar de la ingeniería o en la teoría empíricamente probada.

Dependiendo de las cuestiones particulares que deben ser respondidas por el análisis, los diferentes modelos estructurales pueden ser decisivos. Es posible asumir diferentes modelos para el mismo problema (hipótesis de comportamiento) y llevar a cabo una variación de los parámetros de cada modelo. De esta manera es posible singularizar los factores importantes y comparar los resultados correspondientes a las estimaciones optimistas y pesimistas.

Es de suma importancia tener especial atención en los parámetros que tienen una gran influencia; se debe verificar la verosimilitud del análisis estructural, teniendo en cuenta que no se refiere a las condiciones reales sino al modelo considerado.

La validez de los resultados computacionales estará condicionada por lo bien que el modelo corresponda a la realidad. El análisis estructural nos proporciona indicaciones útiles, pero no pruebas del comportamiento estructural. Los cálculos, por lo tanto, no pueden dictar decisiones importantes pero sí proporcionar una razón para tomar estas decisiones.

El dimensionamiento, las suposiciones del análisis estructural, los modelos analíticos y las verificaciones de seguridad estructural y capacidad de servicio deberán estar claramente documentados en el informe técnico.



Dependiendo de la complejidad geológica, lo extensa de la investigación geológica y la experiencia disponible de otros proyectos con condiciones similares, la información sobre los materiales que componen al suelo así como el comportamiento de los mismos, pueden estar sujetos a incertidumbres.

Si el comportamiento estructural basado en las investigaciones de campo, el análisis estructural y la experiencia, no resulta confiable, el diseño puede permitir o prever las modificaciones del método de construcción durante la misma, siempre que los riesgos relevantes puedan ser detectados y localizados a tiempo por medio del monitoreo de la excavación. De lo contrario, el procedimiento de construcción y el tipo de soporte deberá reducir los peligros potenciales con el fin de cumplir con los requisitos de seguridad.

En particular, el diseño debe especificar:

- Los mecanismos relevantes que ponen en peligro la seguridad o capacidad de servicio durante la construcción.
- La información recopilada durante la construcción, como las observaciones cualitativas y la información que se vaya obteniendo del monitoreo.
- Criterios considerados para la elección del proceso de excavación, medidas de soporte y medidas auxiliares.
- Las medidas correctivas en caso de no obtener los resultados esperados.
- Gestión de las disposiciones técnicas y de organización para tener un proceso de toma de decisiones oportuna durante la construcción.

Durante la construcción, todos los datos pertinentes, conceptos, consideraciones y decisiones se registrarán, de tal manera que sea posible una revisión en el proceso de toma de decisiones.

1.5.7 Revestimiento

Un túnel excavado mediante el Método Convencional, puede necesitar un revestimiento final (secundario) además del revestimiento primario de acuerdo a los requerimientos del proyecto, como:

- Cumplir con todos los casos de carga.
- Cumplir con el margen de seguridad final.
- Incluir las medidas de protección necesaria.
- Garantizar el tiempo de vida de la estructura.

Generalmente existen dos opciones para la construcción del revestimiento definitivo (secundario):

- La colocación de un revestimiento secundario independiente que normalmente está dimensionado para soportar todos los casos de carga finales. El revestimiento secundario puede consistir en concreto lanzado o in situ.
- De acuerdo a los requerimientos del proyecto, el revestimiento secundario puede ser de concreto simple o concreto reforzado (barras de acero o fibras).
- La colocación de capas adicionales de concreto lanzado para fortalecer el revestimiento primario para soportar todos los casos de carga finales.

1.5.8 Licitación

En base a los informes individuales presentados por los distintos equipos de expertos que participan en el proyecto, se deberá preparar un informe técnico para preparar la documentación del proceso de licitación de la construcción de un túnel y, el resumen de los resultados de diseño. Finalmente la licitación deberá contener:

- Un resumen de los resultados de la investigación geológica y geotécnica, así como la interpretación de los mismos.
- Una descripción del terreno así como los parámetros asociados a éste.
- Una descripción de los posibles peligros, los factores relevantes, los análisis realizados y el modelo geotécnico considerado.
- La especificación del proceso de excavación así como las medidas de soporte consideradas en conjunto con el análisis aplicado y resultados obtenidos a lo largo del trazo.
- Las especificaciones técnicas.
- Planos.



En el plan de construcción presentado en la licitación, se describen las condiciones esperadas del terreno (modelo geológico con los perfiles estratigráficos correspondientes), el procedimiento constructivo y medidas de soporte (longitud de avance, secuencia de excavación, tipos de apoyo, mejoramiento de suelo, etc.), así como las zonas críticas donde se deberá tener un cuidado especial.

1.6 Métodos de construcción

1.6.1 Métodos de excavación

Los métodos de excavación para la construcción de túneles con el Método Convencional son:

- Perforación y voladura, aplica principalmente en terrenos donde predomina la existencia de roca firme. (Figura 1.5)
- Excavación mecánica, aplica principalmente en terrenos blandos (usando rozadoras mineras, excavadoras con palas, martillos hidráulicos, etc.). (Figura 1.6 y 1.7)

Ambos métodos de excavación pueden ser utilizados en el mismo proyecto, en casos donde existe una amplia variación en las condiciones del terreno. En ambos métodos de excavación, ésta se lleva a cabo mediante pasos establecidos y repetitivos. La longitud de avance general varía de 4 metros en terrenos con muy buenas condiciones a 1 metro o menos en donde las condiciones del terreno son muy pobres. La longitud de avance es el factor más importante para la determinación de la velocidad de avance.



Figura 1.5 Perforación y voladura



Figura 1.6 Excavadora



Figura 1.7 Máquina rozadora

1.6.2 Secuencia de excavación

La excavación de túneles por medio del Método Convencional permite la excavación de la cara completa o parcial de la sección transversal. Además del análisis estructural, un criterio importante para la selección de la secuencia de excavación es la longitud de avance así como el tiempo que este permanecerá sin soporte.

Ambos tipos de excavación (sección completa y parcial) permiten perforaciones exploratorias en el frente en todo momento.

La excavación a sección completa (Figura 1.8), por lo general se usa cuando tenemos secciones transversales pequeñas y buenas condiciones del suelo a excavar. Dado que un alto grado de la obra es mecanizado y el equipo de excavación resulta ser de gran rendimiento, se ha empezado a hacer común que, secciones transversales más grandes (70 a 100 m² y más), incluso en condiciones difíciles de roca, la excavación se realiza a cara completa. En cualquier caso, para la estabilidad del frente o cara de la excavación, se tomará la consideración de utilizar sistemas de apoyo, como pernos de anclaje, concreto lanzado, etc.

Una ventaja de excavar a sección completa es que este tipo de excavación permite el cierre inmediato del anillo de soporte primario y muy cercano al frente de la excavación.

La excavación parcial (Figura 1.9) se utiliza principalmente para grandes secciones transversales y donde tenemos condiciones desfavorables en el suelo a excavar. Existen varios tipos de excavación parcial, galería de avance superior, banqueo y excavación invertida, galería de avance lateral (Figura 1.10), etc. La excavación parcial permite la combinación de los diferentes métodos de excavación en la misma sección transversal, por ejemplo, voladura en la galería de avance superior, y la excavación de los bancos laterales utilizando una excavadora mecánica, como una rozadora minera.

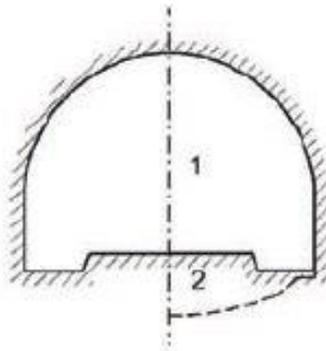


Figura 1.8 Excavación a sección completa

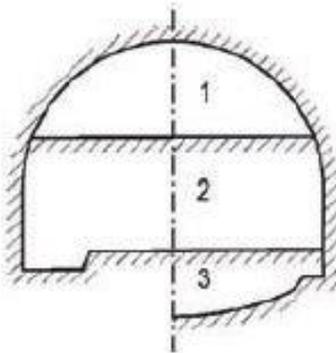


Figura 1.9 Excavación a sección parcial

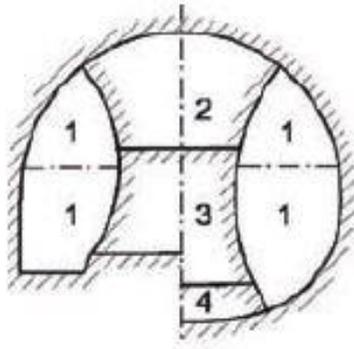


Figura 1.10 Galería de avance lateral

La elección del tipo de excavación a seguir, ya sea a cara completa o parcial, no sólo debe depender de las propiedades del terreno, sino también de los aspectos ambientales, la magnitud de los asentamientos que pudieran presentarse en superficie y el aspecto económico. En casos especiales se podría llegar a utilizar ambas secuencias de excavación. Sin embargo el estar cambiando frecuentemente el tipo de excavación podría no resultar económicamente viable.

1.6.3 Soporte primario

La finalidad del soporte primario es estabilizar la abertura subterránea hasta que se instale el revestimiento final. Así, la colocación de soporte es principalmente cuestión de la seguridad ocupacional pero también es cuestión de la protección del ambiente (edificios vecinos, líneas de comunicación en o por encima del túnel, etc.). En muchos casos puede ser necesario aplicar el sistema de apoyo en combinación con medidas constructivas auxiliares.

Los elementos más comunes para el soporte primario son:

- Pernos de anclaje (Figura 1.11).
- Concreto lanzado (no reforzado y reforzado con fibras o malla electro-soldada).
- Vigas de acero.
- Mallas.

Estos elementos se aplican de forma individual o en combinación de diferentes tipos de apoyo, en función de la evaluación de las condiciones del terreno y teniendo en cuenta el

diseño correspondiente. En cada etapa, los elementos del soporte primario tienen que ser colocados en el frente de excavación por razones de seguridad y de acuerdo con el análisis estructural así como las condiciones del terreno. La selección de los elementos que brindarán soporte a la estructura, se tendrá que considerar el inicio del efecto y la presión de apoyo de cada elemento. Elementos adicionales para el soporte primario se pueden colocar en la zona posterior según los requerimientos del análisis estructural, las condiciones del suelo y la secuencia de construcción.

El plan de construcción deberá indicar los tipos de apoyo disponibles para cada zona homogénea en el modelo geotécnico y contiene límites y criterios para posibles variaciones o modificaciones en el sitio; de la misma manera contiene criterios y medidas correctivas para el caso cuando se exceden los límites aceptables de comportamiento.



Figura 1.11 Pernos de anclaje



1.7 Monitoreo

1.7.1 *Objetivo*

El monitoreo hoy en día es un elemento indispensable en el proyecto de la construcción de un túnel. El propósito de la instrumentación puede ser:

- Revisión del comportamiento estructural con respecto a los criterios de seguridad y/o servicio, principalmente durante la construcción y, en algunos casos, durante la vida útil.
- Comprobación de la eficacia de las medidas de apoyo especificadas.
- Comparación del comportamiento teórico del túnel con el comportamiento real y la evaluación de los parámetros del suelo.
- Monitoreo de las estructuras circundantes al túnel para que la seguridad y servicio de dichas estructuras no se vea afectado por la construcción del túnel.

Debido a la calidad que puede tener el monitoreo, estos datos también se pueden utilizar para poder solucionar algún problema entre socios contractuales o entre el cliente y terceros. Por lo tanto un objetivo adicional es:

- Documentación de las pruebas relacionadas con la construcción del túnel y los efectos en estructuras o instalaciones circundantes al túnel.

La instrumentación también puede ayudar a avanzar en el estado del arte en tecnología en un contexto geotécnico en particular. Los resultados del monitoreo a menudo proporcionan una visión muy valiosa sobre los mecanismos de falla y patrones de deformación del terreno, lo que contribuye a la optimización del proyecto en términos de seguridad, tiempo de construcción o el costo.

Los resultados de la instrumentación se pueden usar para evaluar el comportamiento estructural con respecto a los requisitos de seguridad y servicio. Los resultados del monitoreo deberán ser evaluados en combinación con otras observaciones, con el fin de decidir si las medidas correctivas son necesarias o no.

Un programa de monitoreo deberá incluir los siguientes pasos:

- Predicción de los mecanismos que controlan el comportamiento.
- Selección de los parámetros a monitorear.
- Selección de la instrumentación y su precisión.
- Plan de ubicación de la instrumentación.
- Plan de recolección de datos.
- Procesamiento de la información.
- Interpretación y reporte de la información.

1.7.2 Medidas físicas y selección de instrumentación

Las medidas físicas más importantes a ser monitoreadas pueden subdividirse en los siguientes grupos:

- Deformaciones (desplazamientos, cambios en la inclinación o curvatura).
- Esfuerzos y fuerzas en elementos estructurales.
- Niveles piezométricos.
- Temperaturas.



Figura 1.12 Monitoreo

El método de monitoreo más común es la medición de desplazamientos, por ejemplo convergencia del frente o asentamientos superficiales.

En algunos casos, la construcción de obras subterráneas en roca o en presencia de agua subterránea, las mediciones de esfuerzos o presión del agua pueden ser una medida muy relevante y sensible. Con la selección de los parámetros a monitorear también se selecciona el tipo de instrumentación y su resolución.

Sin embargo, la precisión depende no sólo de la resolución, sino también en el principio de medición utilizado por el instrumento. Por último, en la selección de la instrumentación, deben ser considerados la disponibilidad, fiabilidad, mantenimiento y calibración del instrumento.

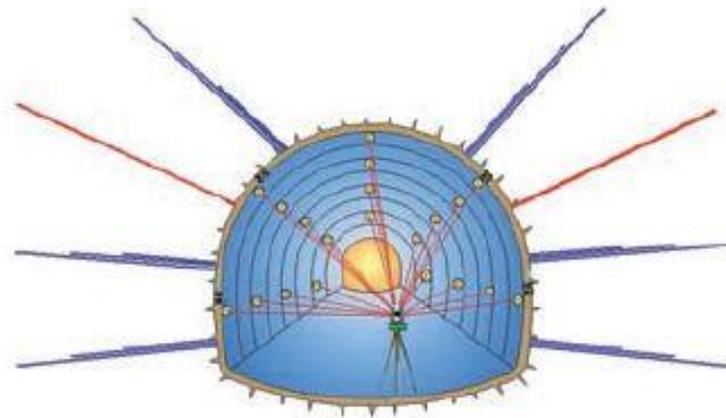


Figura 1.13 Monitoreo de desplazamientos

1.8 Metodología de diseño

Existen diversos modelos analíticos simples y numéricos para determinar las condiciones de estabilidad de los túneles durante la etapa de excavación, así como para la determinación de las deformaciones producidas por la construcción del túnel. Con el auxilio de estos modelos y procedimientos, el Ingeniero Civil, puede seleccionar de una manera racional, el método de construcción más adecuado y diseñar el sistema de soporte temporal, definitivo o único, además de planear y programar el proceso constructivo de manera óptima, reduciendo así a un mínimo razonable, el grado de incertidumbre que ha sido característico de este tipo de obra en el pasado.

1.8.1 Metodología general de diseño de túneles en suelos

La secuencia metodológica para el diseño de un túnel se muestra con todo detalle en la Figura 1.14; es recomendable seguir ordenadamente esta secuencia, para asegurarse que la solución sea el resultado de un proceso racional, que debe satisfacerse independientemente del marco teórico de análisis que se elija.

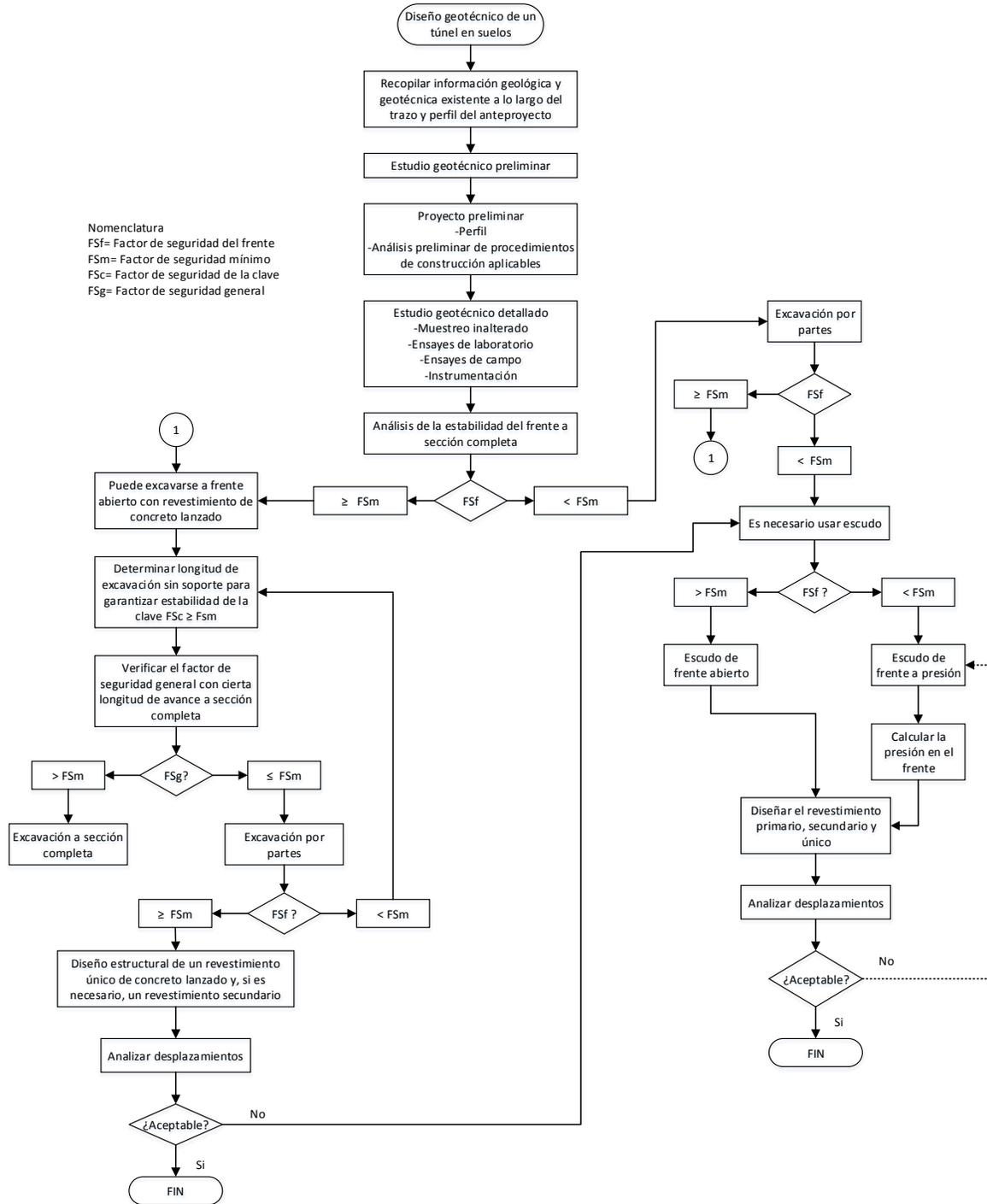


Figura 1.14 Secuencia de diseño de túneles en suelos

1.8.2 Metodología de diseño mediante métodos simplificados

El túnel, como toda estructura, rompe siempre por su punto más débil, y este punto más débil es sin duda su frente, que durante la construcción está desprovisto de cualquier protección. Los hastiales, la clave, suelen estar siempre protegidos aunque sea en muchos casos por protecciones muy ligeras, los llamados sostenimientos provisionales que son incapaces de soportar esfuerzos importantes. A igualdad de condiciones, si las paredes y la bóveda del túnel están sostenidas aún por una ligera cáscara de concreto lanzado y malla, el túnel romperá por el frente que está siempre sin protección, porque es ahí donde se lleva a cabo la excavación.

Existen diversos métodos clásicos de análisis de la estabilidad del frente del túnel los cuales llevan aplicándose a las infraestructuras del transporte desde los años 60, a partir del trabajo de Broms (1967) que tan tristes consecuencias ha tenido para los túneles en suelos. Se llevan aplicando también a raíz de la insistencia de la Escuela de Cambridge en aplicar los Teoremas Límite de Rotura a la estabilidad del frente de los túneles como resultado de sus ensayos en centrífuga de los años 70, trabajos que se concretaron en Tesis Doctorales hoy clásicas como la de Potts y Atkinson.

Algunos de los criterios que se han desarrollado a lo largo de la historia son:

- El criterio de estabilidad del frente de Murayama, 1966.
- El criterio de estabilidad del frente de Broms, 1967.
- El criterio de estabilidad del frente de Davis, 1980.
- El criterio de estabilidad de Leca-Panet, 1988.
- El criterio de estabilidad de Chambon-Corté, 1989, 1990 y 1994.
- El criterio de rotura de Anagnostou-Kovari, 1994-96.
- El criterio de estabilidad del frente de Tamez, 1997.

En esta tesis se describen brevemente los principios del criterio de estabilidad del frente de Tamez.

El método de análisis de la estabilidad del frente de un túnel que se explica, está basado en un mecanismo de falla simplificado obtenido a partir de la observación y estudio de fallas



ocurridas en la práctica de la construcción, así como en modelos de laboratorio. El análisis de este mecanismo facilita la comprensión y evaluación de los factores que intervienen en el equilibrio de la masa de suelo circundante al túnel bajo los esfuerzos inducidos por la cavidad que deja la excavación.

El análisis del equilibrio del mecanismo propuesto, permite establecer una ecuación general de estabilidad para calcular el factor de seguridad contra colapso del frente, en función de diversos factores, como son:

- La profundidad de la clave del túnel, H .
- El ancho y la altura de la sección excavada, D y A .
- La longitud de avance sin apoyo temporal, α .
- El peso volumétrico y parámetros de resistencia al corte del suelo γ, c, ϕ .
- La sobrecarga superficial y la presión interior en el túnel q_s, p_f, p_a .

Todo esto resulta de interés práctico al diseñador y al constructor, ya que los ayuda a tomar decisiones mejor fundamentadas relativas al diseño del procedimiento de construcción más conveniente, dentro de los requisitos óptimos de seguridad y economía.

Descripción del mecanismo de falla

Antes de la construcción de un túnel, existe en el suelo un estado inicial de esfuerzos naturales en equilibrio, el cual se altera al hacer la excavación, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea al frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se produce el colapso del frente, que puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento como el que ilustra la Figura 1.15

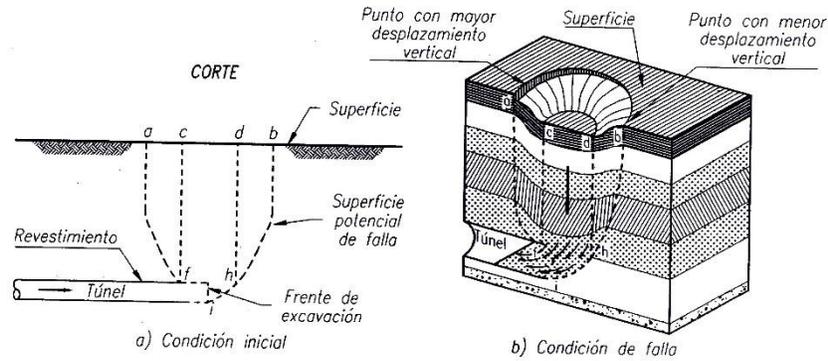


Figura 1.15 Falla del frente

La forma de este mecanismo se ha observado en fallas ocurridas en túneles reales (Moreno y Schmitter, 1981) y ha sido medida y cuantificada también en modelos de arcilla, a escala, sometidos en el laboratorio a fuerza centrífuga hasta alcanzar la falla (Kimura y Mair, 1981).

En la masa de suelo afectada por el colapso del frente de un túnel se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación (Figura 1.15): al centro queda un prisma de suelo ($cdhf$) que cae verticalmente sin sufrir deformaciones importantes, como si fuera un cuerpo rígido; alrededor de este prisma deslizante central se desarrolla otra zona (acf y bdh) en la que el suelo muestra grandes deformaciones angulares, indicando con ello que los desplazamientos de esa zona son producidos por esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma central se forma otra zona identificada con las letras fhi en la Figura 1.15, en la que el suelo que se encuentra detrás del plano vertical del frente sufre desplazamientos verticales y horizontales por esfuerzos cortantes que distorsionan completamente su estructura original.

Mecanismo de falla simplificado

Observando los patrones de deformación de la Figura 1.15 se advierte la posibilidad de analizar el equilibrio de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, antes de la falla, mediante el mecanismo simplificado que se muestra en la Figura 1.16, el cual está formado por tres prismas:

- Prisma 1. Se forma adelante del frente y tiene la forma triangular de una cuña de Coulomb.

- Prisma 2. Es rectangular y se apoya sobre la cuña del frente.
- Prisma 3. Es rectangular y se localiza sobre la clave de la zona excavada sin soporte.

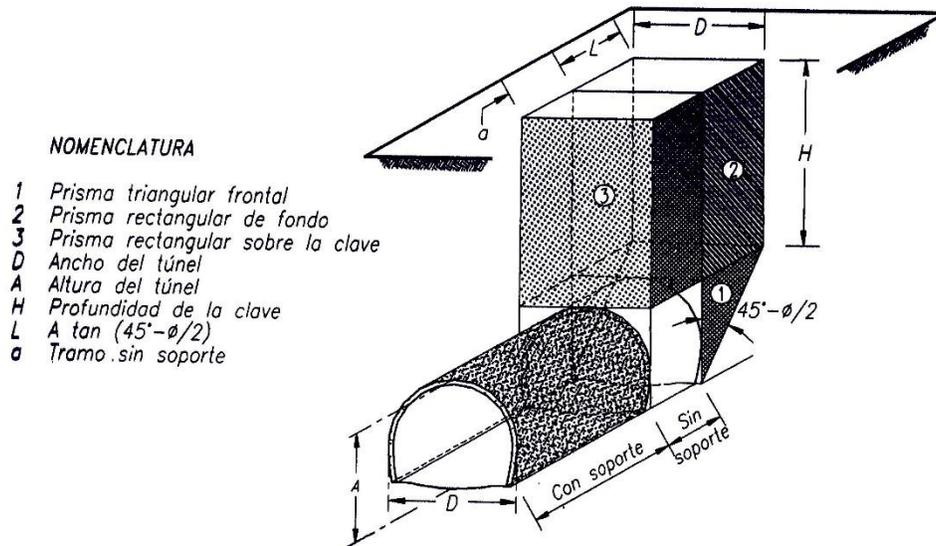


Figura 1.16 Equilibrio del mecanismo de falla simplificado del frente

Las dimensiones de estos prismas están condicionadas por la geometría del túnel, las propiedades mecánicas del suelo y la longitud excavada sin soporte. En el equilibrio de este mecanismo de falla del frente intervienen:

- a) *Las fuerzas actuantes.* Por una parte, las fuerzas internas, dadas por los pesos de los prismas que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, cuya magnitud se determina fácilmente en función del volumen de los prismas y el peso volumétrico del suelo, como lo muestra la primera columna de la Tabla 1.1. Por otra, las fuerzas externas, que pueden o no estar presentes, como: la sobrecarga superficial producida por el peso de estructuras existentes en la superficie del terreno o por el tránsito de vehículos o maquinaria de construcción, así como las presiones interiores ejercidas sobre el frente y la clave, aplicadas por aire comprimido o por escudos de frente presurizado, o por tableros apoyados en gatos hidráulicos de capacidad conocida.

b) *Las fuerzas resistentes.* Son derivadas de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y se desarrollan en las caras de los prismas rectangulares y en el prisma triangular, al desplazarse éstos hacia abajo. Su magnitud depende, en el caso más general, de la cohesión y ángulo de fricción del suelo, así como de la intensidad y distribución de los esfuerzos de compresión horizontales que actúan sobre las caras de los prismas, inducidos en la masa del suelo que rodea a la cavidad, al hacer la excavación. Para evaluar las fuerzas cortantes resistentes se emplean algunas hipótesis simplificadorias.

Hipótesis simplificadorias

La distribución de los esfuerzos inducidos por la excavación sobre las caras verticales de los prismas 2 y 3, siguen, en el caso más general de los suelos elasto-plásticos, leyes de distribución que pueden representarse, en forma simplista, por líneas rectas, como se muestra en el lado izquierdo de la Figura 1.17, la cual representa al prisma 3 sobre la clave del túnel, cuyo ancho es D y longitud α perpendicular al plano del papel.

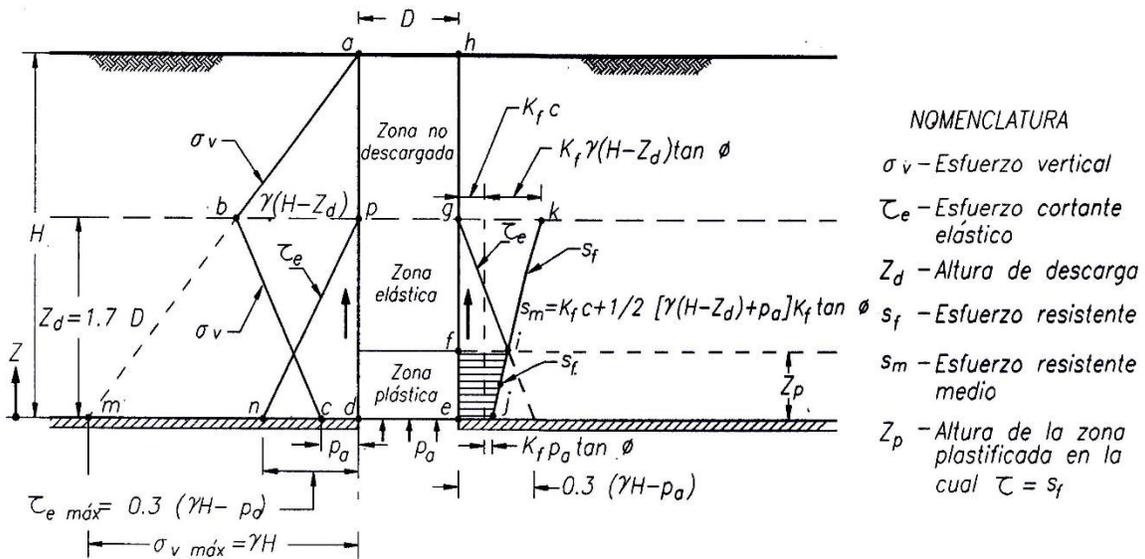


Figura 1.17 Hipótesis de distribución de esfuerzos verticales, cortantes y resistentes a lo largo de las caras del prisma deslizante, hasta la altura Z_d

La recta am es el diagrama de esfuerzos verticales $\sigma_v = \gamma(H - z)$, antes de la descarga de la base del prisma por el avance de la excavación; en este momento, el máximo esfuerzo



vertical se produce en el punto m que está en la base del prisma y vale $\sigma_{vmax} = \gamma H$. Al avanzar la excavación se produce la descarga de la base del prisma. Suponiendo que se emplea en el túnel una presión igual a p_a , el diagrama de esfuerzos verticales se reduce según la recta cb que intercepta a la am en el punto b , cuya altura $Z_d = 1.7D$; en este punto, el esfuerzo es $\sigma_v = \gamma(H - Z_d)$, mientras que en la base del prisma es $\sigma_v = p_a$. La altura Z_d marca la zona de descarga dentro de la cual se distribuyen los efectos de la descarga $\sigma_d = (\gamma H - p_a)$, cuya influencia disminuye linealmente con la altura z sobre la base, hasta anularse en Z_d . En la zona que se encuentra arriba de Z_d , la disminución del esfuerzo vertical es despreciable y se le considera nulo, por lo que se llama zona no descargada. Dentro de la altura Z_d se desarrollan, a lo largo de la cara del prisma de suelo, esfuerzos cortantes paralelos al plano de la cara, cuya magnitud varía linealmente desde cero en el punto p hasta un máximo $\tau_{emax} = 0.3(\gamma H - p_a)$ en el punto n , en la base del prisma. Esta distribución lineal se considera válida cuando los esfuerzos cortantes τ_e no exceden la resistencia al corte del suelo en ningún punto de la cara del prisma; en esta condición, el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

En cambio, si en alguna zona de la parte inferior de la cara del prisma los esfuerzos elásticos τ_e son mayores que la resistencia al corte, el suelo entrará en equilibrio plástico en esa zona; entonces la distribución de esfuerzos cortantes se modifica como indica el diagrama del lado derecho de la Figura 1.17. En este diagrama, la línea jk representa la distribución de los esfuerzos resistentes s_f , calculados a partir del diagrama de esfuerzos verticales indicados por la línea quebrada abc del lado izquierdo de la figura; la resistencia al corte máxima está representada por la abscisa gk y vale $s_{fmax} = K_f c + K_f \gamma (H - Z_d) \tan \phi$, el valor mínimo está indicado por la abscisa ej y vale $s_{fmin} = K_f c + K_f p_a \tan \phi$. La línea gi es igual al diagrama de esfuerzos cortantes elásticos del lado izquierdo e intercepta al diagrama de resistencias en el punto i ; arriba de este punto, los cortantes elásticos son menores que las resistencias, por lo cual se tiene equilibrio elástico, mientras que debajo del punto i , ambos esfuerzos son iguales y el equilibrio es plástico. La altura Z_p marca el límite superior de la zona plástica.

La altura Z_d es 1.7 veces el diámetro o ancho D del túnel. Aunque este valor es teóricamente aceptable hasta una longitud del avance sin soporte α igual a un diámetro D , su valor teórico se incrementa con la longitud de avance, según la teoría de la elasticidad; sin embargo, los resultados de mediciones en modelos a escala en los que la falla se produce por plastificación del suelo circundante al túnel (Ovando, 1995), indican que Z_d se mantiene prácticamente constante en un valor igual a $1.7 D$ hasta longitudes del avance sin soporte de $5 D$.

Esfuerzos cortantes resistentes. Suponiendo que en las caras verticales de los prismas se desarrollara una condición de falla sin cambiar los esfuerzos verticales elásticos σ_v , los esfuerzos cortantes resistentes, actuando en los planos verticales hasta la altura Z_d , están expresados por la ecuación 2.2:

$$s_f = K_f c + K_f \sigma_v \tan \varphi \quad 1.2$$

Donde:

s_f Esfuerzo cortante resistente sobre las caras verticales de los prismas.

K_f Es un coeficiente cuyo valor es una función del ángulo de fricción interna, dado por la ecuación 2.3:

$$K_f = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \quad 1.3$$

σ_v Esfuerzo de compresión vertical actuante a lo largo de la cara del prisma, cuyo valor varía desde p_a en la base del prisma, hasta $\gamma(H - Z_d)$.

c Cohesión del suelo, determinada por la ordenada al origen de la envolvente de Mohr, obtenida en pruebas de compresión triaxial no drenadas en especímenes con humedad natural.

Φ Ángulo de fricción interna obtenido de la misma envolvente ya mencionada.

La fuerza resistente desarrollada por el prisma triangular del frente (prisma 1) es igual a su capacidad de carga dada por la ecuación 2.4:

$$Q = (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD \quad 1.4$$



Siendo $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ y p_f la presión aplicada en el frente de la excavación.

Factor de seguridad del frente

La estabilidad del mecanismo de falla del frente que muestra la Figura 1.16 se analiza estableciendo la relación entre las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el frente de excavación. En la figura 1.18 se muestra una sección longitudinal del túnel con el conjunto de prismas que integran el mecanismo de falla y todas las fuerzas que pueden intervenir en su equilibrio.

El factor de seguridad se expresa como la relación entre las sumas de los momentos de las fuerzas resistentes y de los momentos de las fuerzas actuantes, tomados respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O y es perpendicular al eje del túnel; así se tiene:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad 1.5$$

Donde:

FS Factor de seguridad

$\sum M_r$ Suma de los momentos de las fuerzas resistentes

$\sum M_a$ Suma de los momentos de las fuerzas actuantes

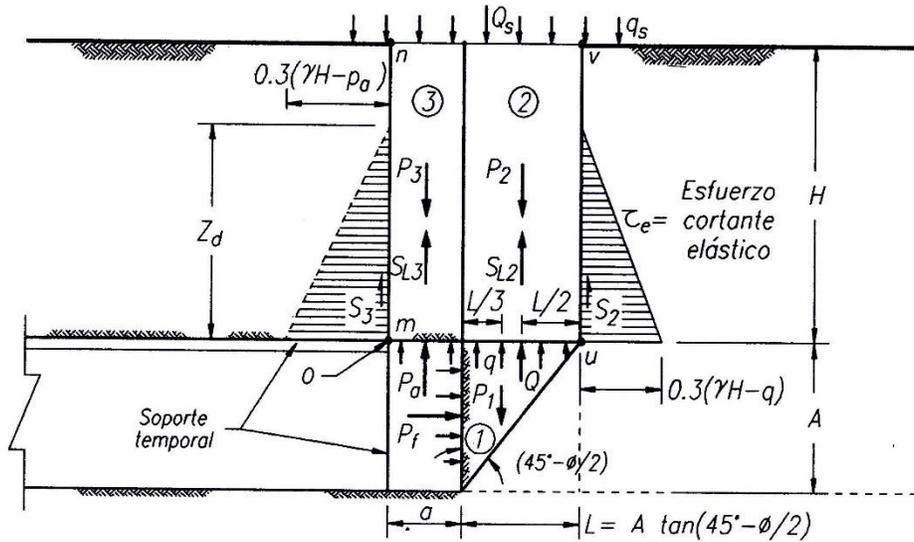


Figura 1.18 Fuerzas que intervienen en el mecanismo simplificado del equilibrio del frente

Sistemas de fuerzas

- Fuerzas actuantes (P_1 , P_2 , P_3 , Q_s , P_a y P_f). Se deben al peso de los tres prismas que integran el mecanismo de falla, a la sobrecarga superficial, a la presión radial interior y a la presión aplicada al frente; en la Tabla 1 se anotan los valores de las fuerzas y sus momentos respecto del punto O .
- Fuerzas resistentes del suelo (S_2 , $2S_{12}$, S_3 , $2S_{13}$ y Q). Son las que se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos no es significativa. La fuerza resistente Q es la capacidad de carga del prisma triangular del frente 1; ésta puede estimarse aplicando la solución de Meyerhof (Terzaghi, 1942) para la capacidad de carga de una zapata rectangular apoyada en la corona de un talud vertical.

En la Tabla 1.1 se anotan las expresiones algebraicas de cada una de las fuerzas y de sus momentos.

Tabla 1.1 Sistema de fuerzas del mecanismo de falla

	FUERZAS	MOMENTOS	ACLARACIONES
ACTUANTES	$P_1 = \frac{1}{2}\gamma ALD$ $P_2 = \gamma LDH$ $P_3 = \gamma \alpha DH$ $Q_s = q_s(\alpha + L)D$ $P_a = p_a \alpha D$ $P_f = p_f AD$	$M_1 = \frac{1}{2}\gamma ALD(\alpha + L/3)$ $M_2 = \gamma LDH(\alpha + L/2)$ $M_3 = \frac{1}{2}\gamma Dh\alpha^2$ $M_s = \frac{1}{2}q_s D(\alpha + L)^2$ $M_a = \frac{1}{2}p_a D\alpha^2$ $M_f = \frac{1}{2}p_f DA^2$	P_1 peso del prisma triangular 1 P_2 peso del prisma rectangular 2 P_3 peso del prisma de la clave 3 q_s sobrecarga en la superficie p_a presión radial ejercida por el soporte temporal o un fluido a presión p_f presión horizontal que actúa sobre el frente de la excavación
RESISTENTES	$S_2 = s_{m2}Z_d D$ $S_{l2} = 2s_{m2}Z_d L$ $S_3 = s_{m3}Z_d D$ $S_{l3} = 2s_{m3}Z_d \alpha$ $Q = (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD$	$M_{s2} = s_{m2}Z_d D(\alpha + L)$ $M_{sl2} = 2s_{m2}Z_d L(\alpha + L/2)$ $M_{s3} = 0$ $M_{sl3} = s_{m3}Z_d \alpha^2$ $M_Q = (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD(\alpha + \frac{L}{2})$	s_{m2} resistencia media en la cara uv del prisma 2 s_{m3} resistencia media en la cara mn del prisma 3 q capacidad de carga del prisma 1 $q = 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p$

1.8.3 Metodología de diseño mediante el Método de Elementos Finitos

El método de elementos finitos es la herramienta de cálculo numérico más popular en la ingeniería y actualmente está siendo utilizada con mayor frecuencia en la ingeniería de túneles en el mundo. Existe una diversidad considerable de programas de elementos finitos, en esta tesis se utiliza FLAC^{3D}.

Generalidades del método

La técnica modela o sustituye al medio a analizar mediante una asociación de zonas pequeñas con geometría regular conocidas con el nombre de *elementos*. Los elementos están

interconectados entre sí mediante *puntos nodales* que usualmente se encuentran ubicados en sus esquinas (Figura 1.19). Cada uno de los elementos es *finito*, es decir, geoméricamente definido, limitado en tamaño y en grados de libertad, de ahí el nombre del método. A esta asociación de elementos comúnmente se le llama *malla de elementos finitos*.

Así mismo, a cada elemento que conforma la malla se le asocia una relación de esfuerzo-deformación acorde con el comportamiento real del medio. Esta relación está descrita por una *ley constitutiva* del suelo.

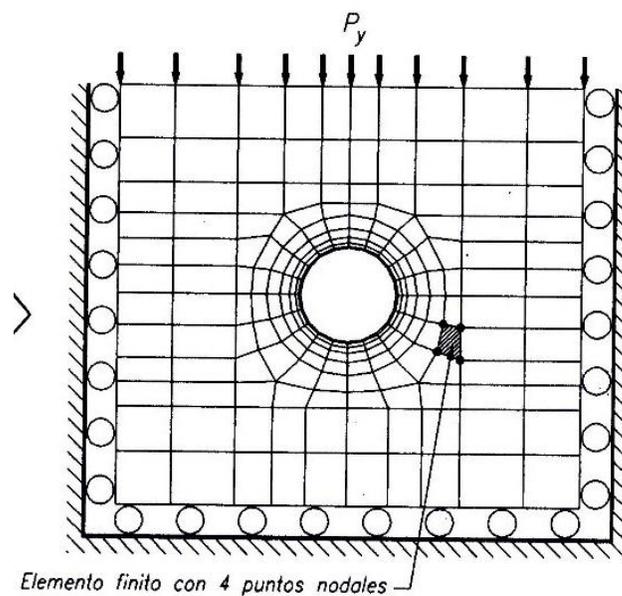


Figura 1.19 Malla de elementos finitos

El proceso de análisis consiste básicamente en que cualquier cambio en las condiciones originales del sistema provocará un desplazamiento de los nodos del o los elementos afectados, y estos desplazamientos a su vez impactarán en el comportamiento de los elementos vecinos y así sucesivamente. Esta compleja interrelación entre los elementos interconectados hace que el tratamiento matemático sea altamente sofisticado.

Dado que los desplazamientos en cualquier punto del elemento están relacionados con los desplazamientos en los nodos, es posible calcular los esfuerzos en el elemento a partir de las



relaciones esfuerzo-deformación, por lo que los desplazamientos en los nodos son las variables fundamentales. El método puede tener ciertas ventajas y desventajas:

Ventajas. Simulación de condiciones geométricas complejas, utilización de diferentes leyes constitutivas para suelos y rocas, modelado de heterogeneidades y discontinuidades, y el análisis cualitativo y cuantitativo de los procesos constructivos.

Desventajas. La solución de problemas complejos requiere de gran capacidad de almacenamiento y de tiempo de cómputo. Los usuarios de los programas requieren de una mayor preparación. Para la interpretación de los resultados es necesario llevar a cabo un postprocesado de los datos con programas de graficación sofisticados.

Selección de los elementos finitos

Existen dos pasos generales a realizar en la definición del elemento:

- 1) Seleccionar el *tipo de elemento*
- 2) Elegir la *ley constitutiva* que gobernará su relación esfuerzo-deformación

Tipos de elementos

Actualmente se cuenta con una diversidad de elementos propiciada primordialmente por la expansión que ha tenido el método en otros campos de la ingeniería. En la Tabla 1.2 se citan aquellos elementos que son de uso común en el campo de la geotecnia.

Dado que en general el modelado con elementos finitos en la geotecnia se realiza en el espacio bidimensional, los elementos más empleados son los semi-sólidos con deformación plana para discretizar al medio, los tipo viga y cascarón para representar el revestimiento.

Tabla 1.2 Tipos de elementos

Elementos		Nº de nodos	Características
Tipo	Nombre		
<i>Puntual</i>	Masa concentrada	1	Masa concentrada en un punto, con o sin inercia a la rotación. Puede utilizarse en análisis no lineales.
<i>Lineal</i>	Tubo	2	Análisis bidimensional y tridimensional. Caracterización no lineal tanto en geometría como en propiedades.
	Resorte		
	Cable		
<i>Viga</i>	Viga	2	Análisis bidimensional y tridimensional. Capacidad de alargamiento, paneo y torsión.
<i>Semi-sólido</i>	Bidimensional con estado de deformación plana	3 a 12	Sólidos asimétricos en estado de esfuerzos plano y en estado de deformaciones plana. No linealidad geométrica y de propiedades del elemento.
	Bidimensional con estado de esfuerzo plano		
	Axisimétrico		
<i>Sólido</i>	Sólido	8 a 20	Sólidos en forma de placas y compuestos de diferentes capas. No linealidad geométrica y de propiedades del elemento.
<i>Cascarón</i>	Cascarón	2 a 12	Cascarones asimétricos con o sin carga asimétrica.
<i>Fusil (Gap)</i>	Fusil	2	Bi o tridimensional. Con amortiguamiento.
<i>Amortiguador</i>	Amortiguador	2	Amortiguamiento en 3 dimensiones.



Leyes constitutivas

El comportamiento esfuerzo-deformación de los elementos en el análisis numérico queda representado mediante una ley constitutiva, la cual es una expresión obtenida a partir de la observación experimental. En primer lugar está la ley más sencilla que representa el comportamiento elástico-lineal, la cual se define únicamente con el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, posteriormente, se va integrando el criterio de plastificación a la condición elástica desde su forma más simple, elástico-perfectamente plástico, hasta llegar al modelo con el criterio de Ramberg-Osgood.

En la definición de las leyes elastoplásticas se involucran parámetros adicionales como los criterios de falla, entre los que destacan:

- Mohr-Coulumb.
- Tresca.
- Esfuerzo cortante octaédrico.
- Hoek-Brown.

En la Figura 1.20 se muestra la metodología de análisis propuesta mediante el método de elementos finitos.

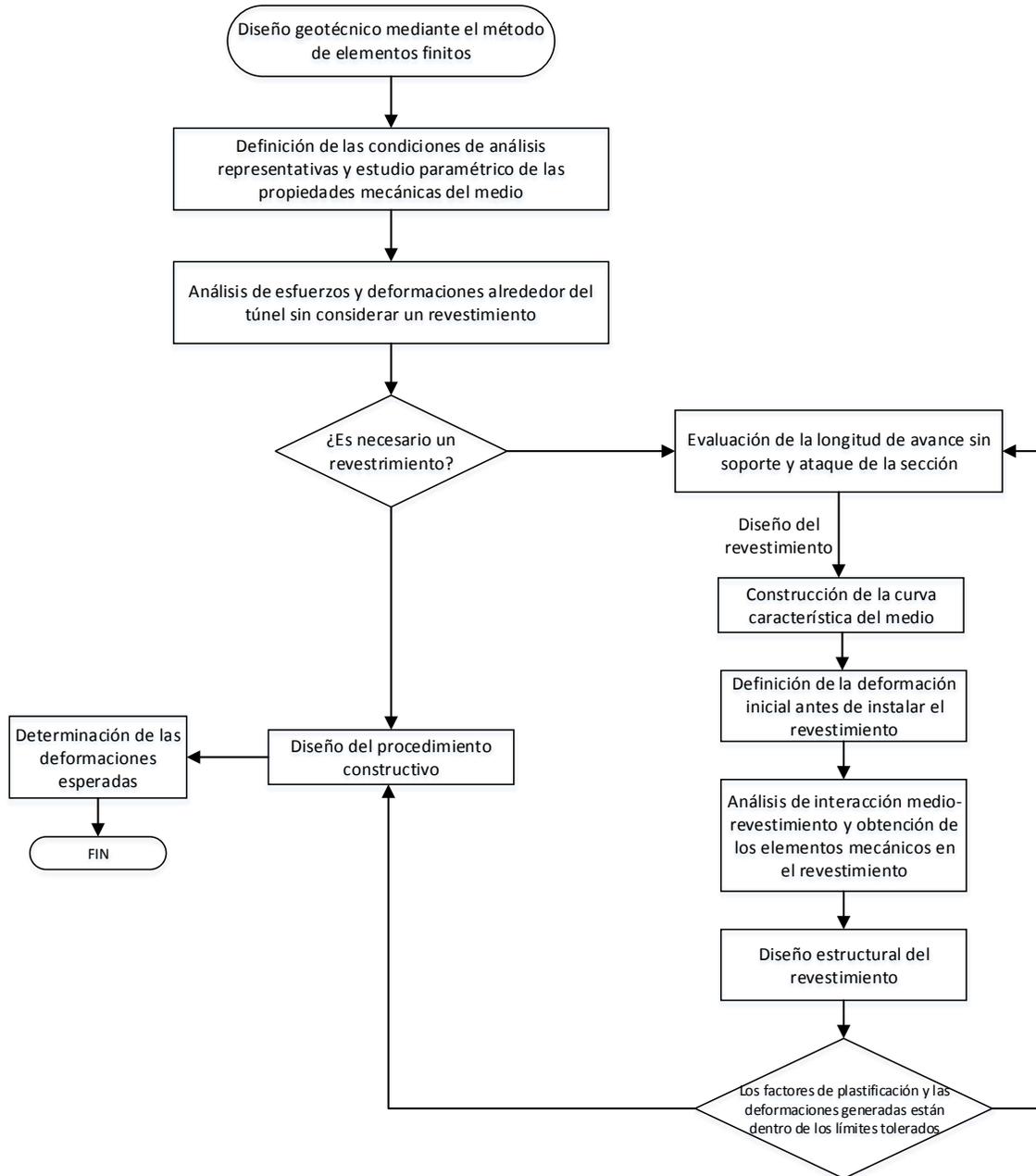


Figura 1.20 Metodología propuesta para el diseño de túneles utilizando el método de elementos finitos



2. MARCO METODOLÓGICO

Debido a la incertidumbre sobre las propiedades de los materiales que constituyen el suelo, en esta tesis se propone una metodología para el análisis de estabilidad en la construcción de túneles, basado en el análisis por desempeño, el cual es un método novedoso para evaluar el estado límite de falla y de servicio simultáneamente. El objetivo del método es tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades de los materiales, realizando un análisis estadístico de dichas propiedades.

2.1 Determinación de las propiedades del suelo

Los parámetros que rigen el comportamiento del suelo, según la ley de resistencia al esfuerzo cortante son, la cohesión y el ángulo de fricción interna. Estos parámetros se obtienen a partir de pruebas de compresión triaxial realizadas a muestras inalteradas tomadas del sitio del proyecto. El módulo de elasticidad y la relación de Poisson son parámetros elásticos del suelo, los cuales junto con los parámetros de resistencia, rigen el comportamiento del suelo. Estos parámetros pueden determinarse a partir de correlaciones empíricas de la prueba de penetración estándar o mediante pruebas de laboratorio.

2.2 Análisis de riesgo

La valoración del riesgo potencial y la planeación de medidas de mitigación adecuadas son fundamentales en el diseño de estructuras subterráneas. Debido a la importancia del proyecto, y a la incertidumbre de las propiedades mecánicas de resistencia del terreno, es necesario hacer una evaluación del riesgo de la estructura.

El análisis de riesgo se realiza tomando en cuenta la probabilidad de falla del sistema y la cuantificación del daño que se tendrá en caso de que la estructura falle.

La Asociación Internacional de Túneles (ITA) recomienda un método simple y eficiente para evaluar el riesgo a partir del producto de la probabilidad de falla y la cuantificación del daño.

Para hacer la valoración del riesgo de una estructura subterránea es importante identificar el peligro potencial durante y después de la construcción de las estructuras. La estimación del riesgo se realiza de acuerdo a un sistema de clasificación establecido específicamente para adaptarse a la escala del proyecto tomando en cuenta la probabilidad de falla y las consecuencias en caso de falla (ITA, 2009). La Tabla 2.1 muestra el nivel de desempeño esperado asociado a la probabilidad de falla (US ARMY, 1997).

Tabla 2.1 Confiabilidad de estructuras

Nivel de desempeño esperado	Probabilidad de falla (%)
Alto	0.00003
Bueno	0.003
Superior al promedio	0.1
Debajo del promedio	0.6
Pobre	2.3
Insatisfactorio	7.0
Peligroso	16

2.3 Función de desempeño

Para llevar a cabo el método por desempeño, es necesario identificar una función de desempeño. En esta tesis la función de desempeño es la función del factor de seguridad, la cual evalúa el estado límite de falla de la excavación en estudio. El factor de seguridad se definió anteriormente por la ecuación 1.5.

De esta manera podemos hacer una evaluación del riesgo de falla, para el cual se hace un análisis de los factores de seguridad.

Las fuerzas resistentes son función de la capacidad del sistema (parámetros de resistencia del suelo) y las fuerzas actuantes son función de la demanda. De esta manera, la capacidad y la demanda pueden ser combinadas en una misma función, de forma esquemática se pueden representar las funciones de demanda y capacidad como distribuciones de probabilidad, como se muestra en la Figura 2.1

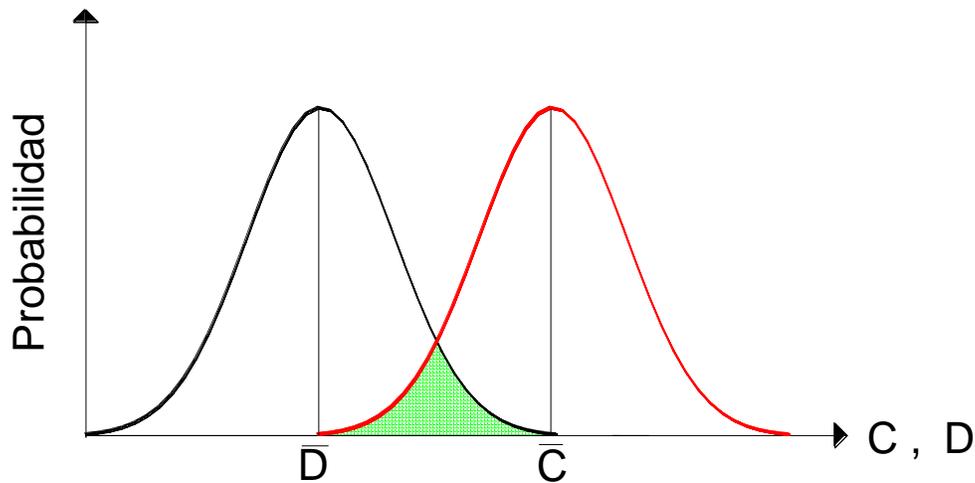


Figura 2.1 Modelo de la función demanda-capacidad

2.4 Metodología propuesta

Para esta tesis, se aplicó la metodología propuesta por Mayoral (2014), en donde se estima el riesgo asociado con la determinación de los parámetros geotécnicos combinando el método de estimación puntual de dos variables BPEM, con series de modelos tridimensionales de elementos finitos. Esta metodología incluye la revisión del estado límite de falla y de servicio de forma simultánea.

Siguiendo el BPEM (Harr 1996; Rosenblueth 1975^a y 1975b, 1981), y asumiendo una distribución normal para el cálculo del factor de seguridad, se obtiene la probabilidad de falla y el nivel de desempeño esperado del túnel-tramo, así como el valor del factor de seguridad esperado.

El BPEM es un método en el cuál la distribución de probabilidad se asume análoga a una carga vertical distribuida actuando sobre una losa rígida soportada en cuatro puntos p_{++} , p_{+-} , p_{-+} y p_{--} . Rosenblueth (1975b) generalizó el método para un número aleatorio de variables. En esta tesis se analizó la sección más crítica del túnel-tramo, para esto se caracterizó el perfil del suelo en dos estratos, por lo tanto se tienen cuatro variables aleatorias (c_1 , c_2 , φ_1 y φ_2), lo que representan 16 combinaciones de parámetros a estudiar. El factor de seguridad se

obtiene de un promedio ponderado donde la contribución de cada punto se toma en cuenta como se muestra en la ecuación 2.1.

$$\mu[y^M] = p_{++++}y_{++++}^M + p_{+++-}y_{+++-}^M p_{+-+-}y_{+-+-}^M \dots + p_{----}y_{----}^M \quad 2.1$$

Donde:

$\mu[y^M]$ es el promedio del factor de seguridad

y_{iiii} es el factor de seguridad para la combinación (+,+,+,+), (+,+,+,-),...,(-,-,-,-)

Los puntos p_{++++} , p_{+++-} , p_{+-+-} , ..., p_{----} , representan la probabilidad de ocurrencia de cada combinación, y se calculan con las ecuaciones 2.2 a 2.9.

$$p_{++++} = p_{----} = \frac{1}{2^4} (1 + \rho_{12} + \rho_{13} + \rho_{14} + \rho_{23} + \rho_{24} + \rho_{34}) \quad 2.2$$

$$p_{-+++} = p_{+---} = \frac{1}{2^4} (1 - \rho_{12} - \rho_{13} - \rho_{14} + \rho_{23} + \rho_{24} + \rho_{34}) \quad 2.3$$

$$p_{+-++} = p_{-+--} = \frac{1}{2^4} (1 - \rho_{12} + \rho_{13} + \rho_{14} - \rho_{23} - \rho_{24} + \rho_{34}) \quad 2.4$$

$$p_{-++-} = p_{+--+} = \frac{1}{2^4} (1 + \rho_{12} - \rho_{13} - \rho_{14} - \rho_{23} - \rho_{24} + \rho_{34}) \quad 2.5$$

$$p_{+--+} = p_{-+-+} = \frac{1}{2^4} (1 + \rho_{12} - \rho_{13} + \rho_{14} - \rho_{23} + \rho_{24} - \rho_{34}) \quad 2.6$$

$$p_{-+-+} = p_{+--+} = \frac{1}{2^4} (1 - \rho_{12} + \rho_{13} - \rho_{14} - \rho_{23} + \rho_{24} - \rho_{34}) \quad 2.7$$

$$p_{+---} = p_{-+++} = \frac{1}{2^4} (1 - \rho_{12} - \rho_{13} + \rho_{14} + \rho_{23} - \rho_{24} - \rho_{34}) \quad 2.8$$

$$p_{----} = p_{++++} = \frac{1}{2^4} (1 + \rho_{12} + \rho_{13} - \rho_{14} + \rho_{23} - \rho_{24} - \rho_{34}) \quad 2.9$$

El parámetro ρ corresponde al índice de correlación entre las variables x_1 y x_2 que para fines de esta tesis corresponde al valor de la cohesión, c , y al ángulo de fricción interna, φ , respectivamente.

Para definir cada combinación de parámetros, se suma o resta la desviación estándar de cada parámetro del valor promedio (Tabla 2.2).



Tabla 2.2 Combinación de parámetros mecánicos de resistencia

Combinación	$(c_1, c_2, \varphi_1, \varphi_2)$
(+, +, +, +)	$(\mu[c_1] + \sigma[c_1]), (\mu[c_2] + \sigma[c_2]), (\mu[\varphi_1] + \sigma[\varphi_1]), (\mu[\varphi_2] + \sigma[\varphi_2])$
(-, +, +, +)	$(\mu[c_1] - \sigma[c_1]), (\mu[c_2] + \sigma[c_2]), (\mu[\varphi_1] + \sigma[\varphi_1]), (\mu[\varphi_2] + \sigma[\varphi_2])$
(+, -, +, +)	$(\mu[c_1] + \sigma[c_1]), (\mu[c_2] - \sigma[c_2]), (\mu[\varphi_1] + \sigma[\varphi_1]), (\mu[\varphi_2] + \sigma[\varphi_2])$
(-, -, +, +)	$(\mu[c_1] - \sigma[c_1]), (\mu[c_2] - \sigma[c_2]), (\mu[\varphi_1] + \sigma[\varphi_1]), (\mu[\varphi_2] + \sigma[\varphi_2])$
⋮	
(-, -, -, -)	$(\mu[c_1] - \sigma[c_1]), (\mu[c_2] - \sigma[c_2]), (\mu[\varphi_1] - \sigma[\varphi_1]), (\mu[\varphi_2] - \sigma[\varphi_2])$

Esta combinación de parámetros alimenta los modelos geotécnicos de diferencias finitas, desarrollados en FLAC^{3D}, de los cuales se obtienen los factores de seguridad y las deformaciones de la sección analizada.

Una vez obtenido el promedio y la desviación estándar de los factores de seguridad se supone una distribución normal de los factores de seguridad, lo que permite encontrar la probabilidad de falla y el nivel de desempeño esperado del túnel-tramo.



3. CASO ESTUDIO: EXCAVACIÓN DE TÚNEL CON EL MÉTODO CONVENCIONAL EN LA ZONA PONIENTE DEL DISTRITO FEDERAL

3.1 Generalidades del proyecto

La Ciudad de México es el núcleo urbano más grande del país, así como el principal centro político, académico, económico, financiero, empresarial y cultural. Esto ha desencadenado un crecimiento exponencial en la población del Distrito Federal, que a su vez ha hecho de esto uno de los principales problemas de la Ciudad de México, la movilidad y contaminación del medio ambiente. Ante este escenario el gobierno del Distrito Federal ha realizado en los últimos años proyectos de infraestructura vial y de transporte público, en los que destacan las 5 líneas del Metrobús, las Autopistas Urbanas Norte y Sur y la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro.

En esta tesis se analiza la construcción de un túnel con el Método Convencional, ubicado en la zona poniente del Distrito Federal, el cual corresponde a la construcción de la ampliación de la Línea 12 del Metro, que correrá desde la estación Mixcoac hasta Observatorio. La ampliación tendrá una longitud aproximada de 3.5 km.

3.1.1 Ubicación del proyecto

El desarrollo del proyecto se ubica en la Zona I o Zona de Lomas, según la zonificación geotécnica del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), como puede apreciarse en la Figura 3.1

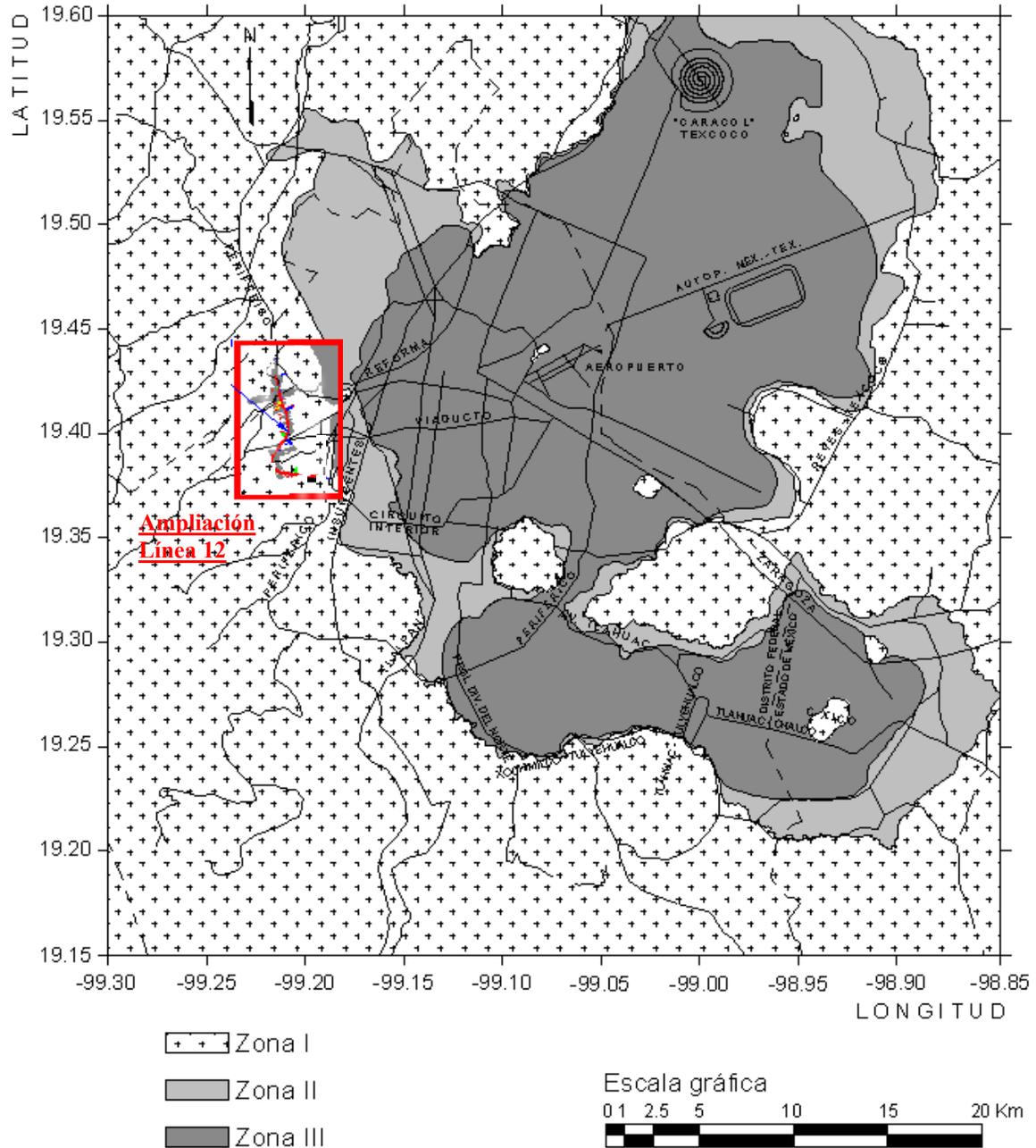


Figura 3.1 Ubicación del proyecto

3.1.2 Sección del túnel tramo

La sección transversal entre estaciones denominada túnel tramo, será de tipo herradura, con ancho de 11.04 m y altura de 8.70 m. La construcción del túnel se realizará empleando el Método Convencional (International Tunnel Association, ITA 2009), el túnel se excavará en tres etapas, primero media sección superior, banqueo dividido en 2 etapas, banco central y

taludes laterales, avances de 1.5 m, colocación de un soporte primario a base de concreto lanzado reforzado con 2 lechos de malla electro-soldada y colocación de un soporte definitivo a base de concreto reforzado. La sección del túnel se muestra en la Figura 3.2

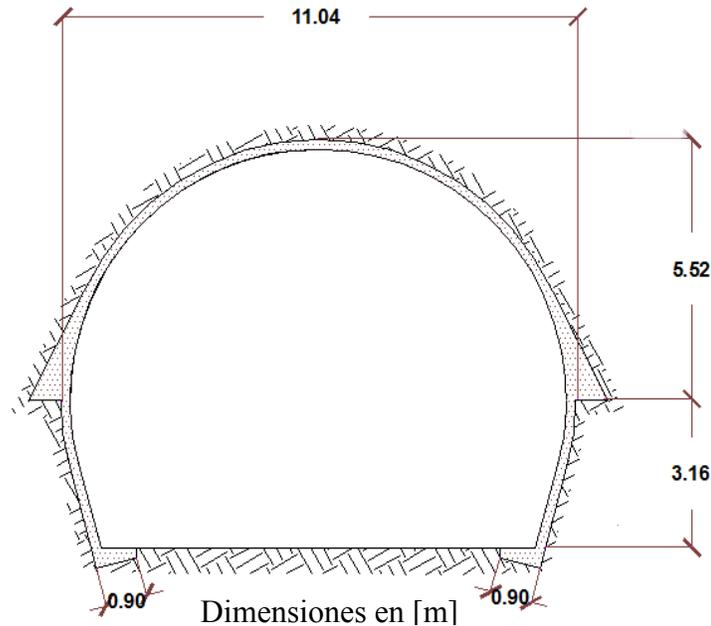


Figura 3.2 Sección del túnel tramo

3.2 Análisis estadístico y determinación de propiedades para análisis y diseño

El proyecto se desarrolla en la denominada Zona de Lomas, donde se encuentran elementos litológicos llamados tobas, producto de erupciones de los grandes volcanes de la Sierra de las Cruces.

Las tobas son suelos compuestos por arenas limosas o limos arenosos fuertemente cementados. Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Para poder tomar en cuenta explícitamente en el análisis geotécnico la heterogeneidad inherente de la formación geológica de las tobas, en donde el grado de cementación y

compacidad de los materiales presenta una variabilidad espacial importante, se requiere caracterizar estadísticamente los parámetros encontrados en función de la estratigrafía y de indicadores estadísticos.

A lo largo del proyecto se identificaron tres estratos, clasificados en función del número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT), la clasificación visual en campo reportada, las propiedades índice y propiedades mecánicas disponibles:

- Relleno.
- Toba blanda.
- Toba competente.

Las propiedades mecánicas de resistencia del suelo de diseño se estimaron con correlaciones empíricas con el número de golpes de la SPT. En esta tesis se emplea la correlación propuesta por Brown y Hettiarachi (2008), (ecuación 3.1) para estimar la componente cohesiva de los materiales encontrados, c , y la correlación sugerida por Wolf (1989) (ecuación 3.2) para la componente friccionante, ϕ . Para el cálculo de N_{60} se consideraron los factores de corrección para el tipo de herramienta más desfavorables. La Tabla 3.1 muestra los resultados del análisis estadístico.

$$c = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{p_a}{8.5} N_{60} \right) \quad 3.1$$

Donde:

c es la cohesión, lb/in²

α constante igual a 2.82

p_a es la presión atmosférica, lb/in²

N_{60} número de golpes de la SPT corregidos a un 60% de energía

$$\phi = 27.1 + 0.3 N_{60} - 0.00054 N_{60}^2 \quad 3.2$$

Donde:

ϕ es el ángulo de fricción interna



Tabla 3.1 Análisis estadístico de las propiedades mecánicas de resistencia del suelo

Material	Medida de dispersión	c (t/m ²)	φ (°)
Relleno	μ	6	31
	σ	4	2.5
	$\mu+\sigma$	10	34
	$\mu-\sigma$	3	29
Toba blanda	μ	6	32
	σ	2	3
	$\mu+\sigma$	8	34
	$\mu-\sigma$	4	29
Toba competente	μ	11	35
	σ	1	0
	$\mu+\sigma$	12	35
	$\mu-\sigma$	11	35

3.2.1 Determinación del módulo de elasticidad, E_{50}

Se estimaron los módulos de elasticidad empleando la ecuación 3.3, propuesta por Vital y Mayoral (2014); la cual se determinó mediante una regresión lineal múltiple entre los parámetros mecánicos de resistencia c y φ , y el parámetro de deformabilidad, E_{50} , recopilados de trabajos de investigación previos de proyectos que se desarrollaron en la zona poniente del Distrito Federal, en donde se encontraron materiales similares a los detectados a lo largo del trazo del proyecto.

$$E_{50} = 277.3 c + 59.05 \varphi + 397.9 \quad 3.3$$

Donde:

E_{50} es el módulo de elasticidad al 50% de deformación, t/m²

c es la cohesión, t/m²

φ es el ángulo de fricción interna

3.3 Modelo numérico

Para evaluar el comportamiento del túnel-tramo ante carga sostenida, se desarrollaron modelos tridimensionales de diferencias finitas con el programa FLAC^{3D} (Itasca, 2009). El comportamiento de los geo materiales se supuso regido por una ley esfuerzo-deformación elasto-plástica con un criterio de falla Mohr-Coulomb, lo cual se consideró adecuado considerando el bajo nivel de deformaciones esperadas debido a la competencia de los suelos por donde atravesará el túnel.

La sección crítica del túnel corresponde a la zona en donde se identificaron las propiedades mecánicas de resistencia más desfavorables y la cobertura más baja (i.e. 16 m) la cual se ubica en el cadenamiento 30 + 271.00 km. Se tomó en cuenta el procedimiento constructivo considerando un avance máximo de excavación de 1.5, y proponiendo otros dos avances de excavación (i.e. 2.0 y 2.5 m) para observar la influencia que puede tener la longitud de avance de excavación. Se generaron 16 modelos geotécnicos de la sección crítica del túnel tramo variando las propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad del suelo. La geometría del modelo empleado se muestra en la Figura 3.3.

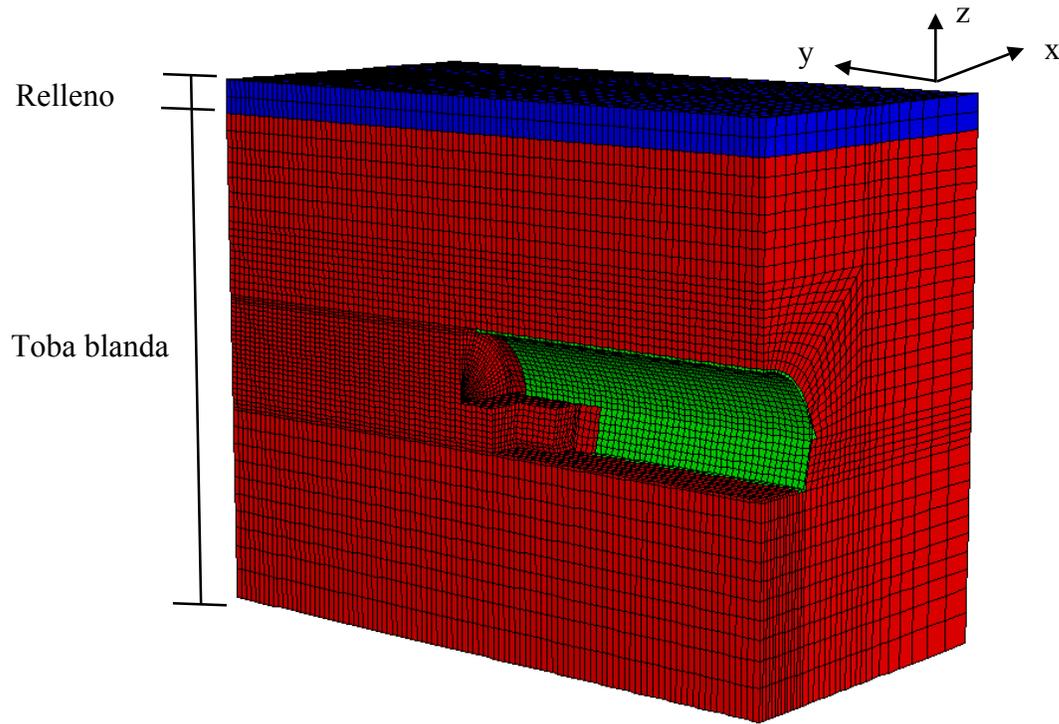


Figura 3.3 Modelo numérico del túnel-tramo

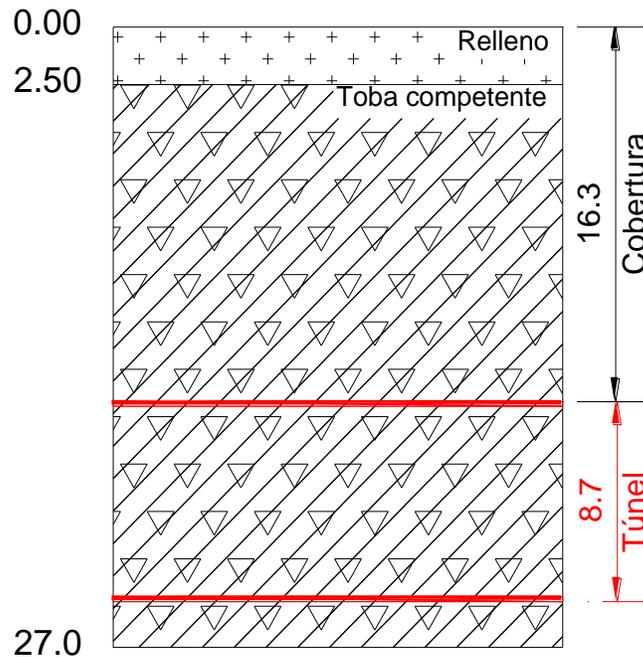
3.3.1 Propiedades mecánicas de resistencia para análisis

Las 16 combinaciones de parámetros mecánicos de resistencia se muestran en la Tabla 3.2.

El perfil de la sección analizada se muestra en la Figura 3.4.

Tabla 3.2 Combinación de parámetros considerados en el análisis del túnel-tramo

	Combinación	c (t/m ²)		φ (°)	
		Relleno	Toba competente	Relleno	Toba competente
1	(-, -, -, -)	3	11	29	34
2	(+, -, -, -)	10	11	29	34
3	(-, +, -, -)	3	12	29	34
4	(+, +, -, -)	10	12	29	34
5	(-, -, +, -)	3	11	34	34
6	(+, -, +, -)	10	11	34	34
7	(-, +, +, -)	3	12	34	34
8	(+, +, +, -)	10	12	34	34
9	(-, -, -, +)	3	11	29	35
10	(+, -, -, +)	10	11	29	35
11	(-, +, -, +)	3	12	29	35
12	(+, +, -, +)	10	12	29	35
13	(-, -, +, +)	3	11	34	35
14	(+, -, +, +)	10	11	34	35
15	(-, +, +, +)	3	12	34	35
16	(+, +, +, +)	10	12	34	35



Dimensiones en [m]

Figura 3.4 Perfil del suelo de la sección analizada ubicada en el cadenamiento
30+271.00 km

3.3.2 Procedimiento constructivo

En la modelación numérica se tomó en cuenta el procedimiento constructivo desarrollado de acuerdo a las siguientes fases:

1) Primera etapa:

Consiste en la excavación de la sección media superior (Figura 3.5) en longitudes de avance de 1.5 m, estabilizando el avance realizado con concreto lanzado, de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con dos lechos de malla electro-soldada. Además en esta etapa se deberá formar una zapata en los hastiales.

El revestimiento primario de la sección túnel tramo se realizará colocando concreto lanzado de resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, además se colocarán dos lechos de malla electrosoldada $6 \times 6 \text{ 8/8}$, el espesor de proyecto es de 20 cm. Para alcanzar el espesor de 20 cm se aplicará un primer lanzado de 5 cm de espesor, se coloca el primer lecho de malla electrosoldada $6 \times 6 \text{ 8/8}$, posteriormente se aplican 10 cm de concreto lanzado, se coloca el segundo lecho de malla electrosoldada $6 \times 6 \text{ 8/8}$ y se lanza la última capa de concreto lanzado de 5 cm de espesor.

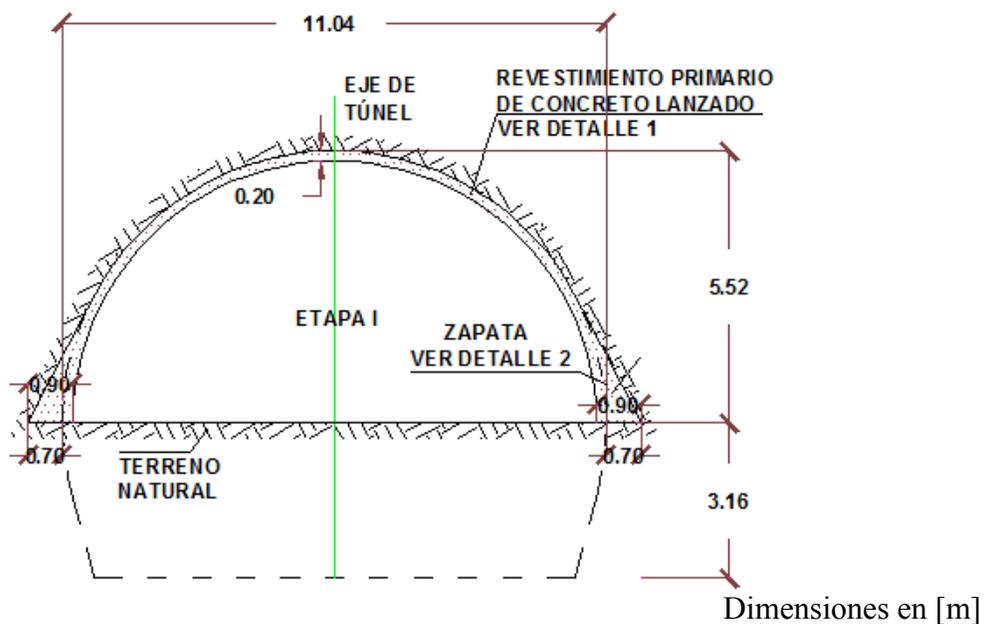


Figura 3.5 Primera etapa de excavación

2) Segunda etapa:

La segunda etapa de excavación, consiste en la excavación del banco central de la media sección inferior dejando el banqueo de los hastiales como la tercera etapa de excavación. Respetando al menos una longitud de 3 m, con respecto al frente de excavación. La excavación del banco central debe realizarse conformando rampas para acceso de equipo al frente de excavación. Los taludes laterales deben tener una inclinación 0.25:1.00 horizontal vertical (Figura 3.6).

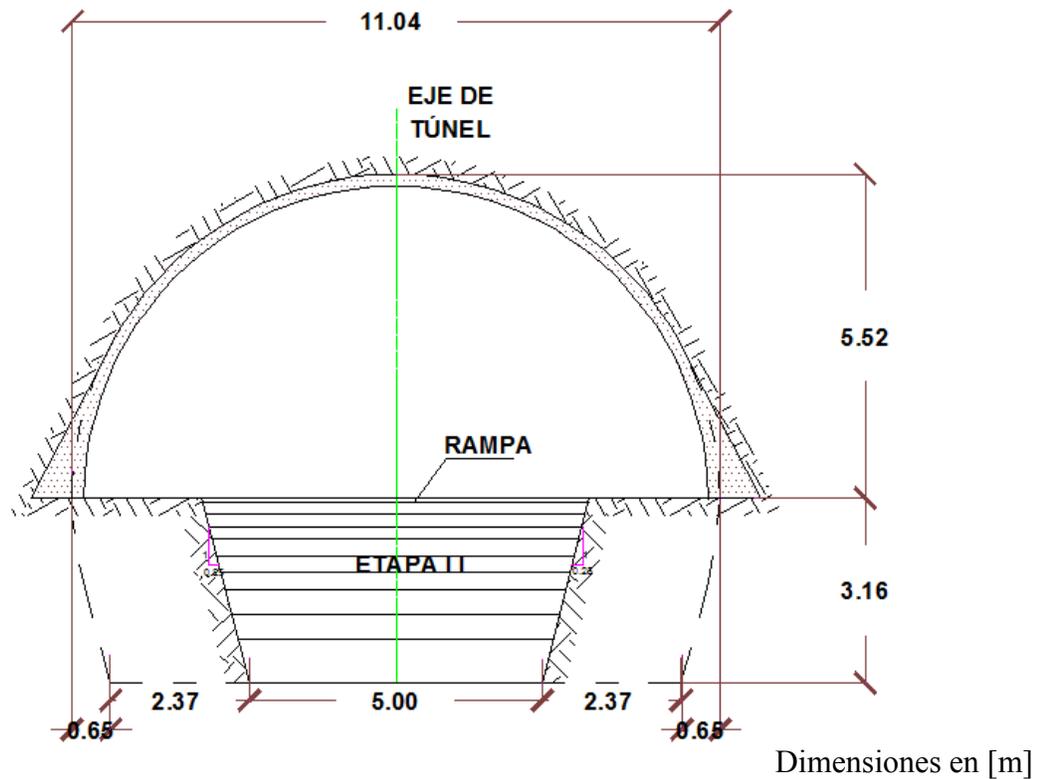
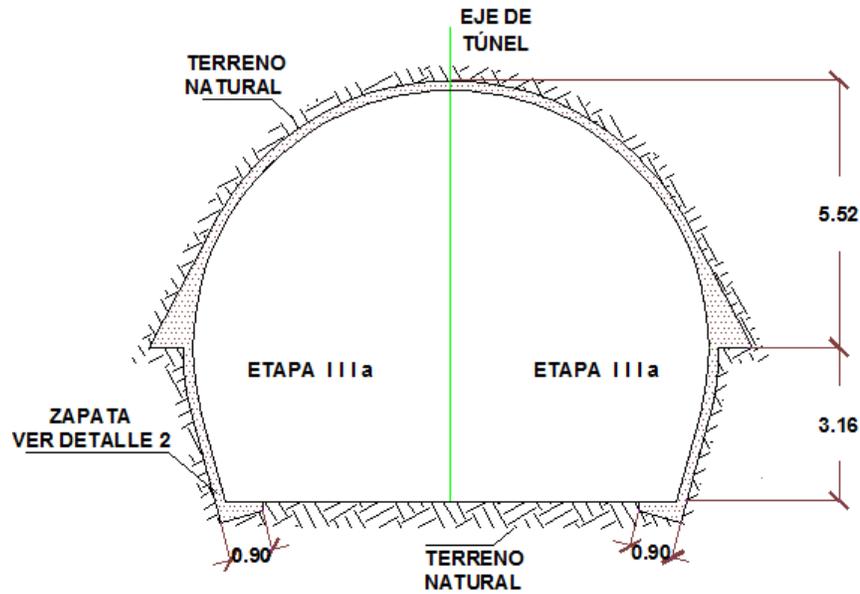


Figura 3.6 Segunda etapa de excavación

3) Tercera etapa:

La tercera etapa consiste en realizar el banqueo con avances de 2 m en una longitud de 10 m, y posteriormente se colocará revestimiento de concreto lanzado hasta alcanzar el espesor de proyecto (Figura 3.7).

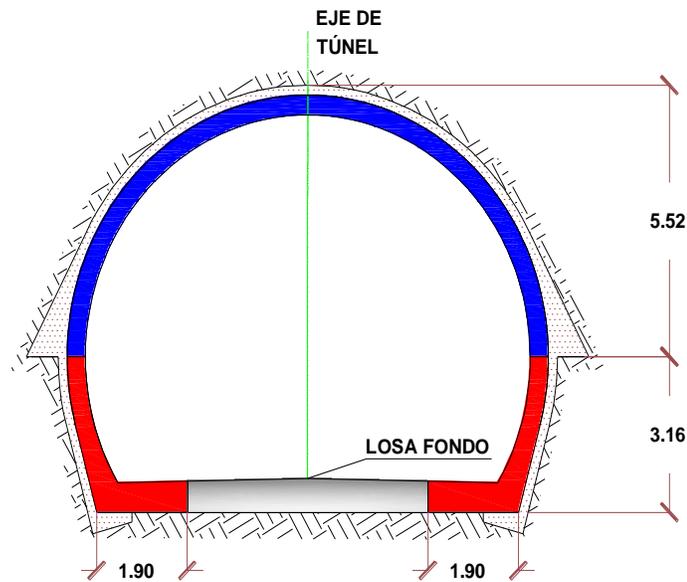


Dimensiones en [m]

Figura 3.7 Tercera etapa de excavación

4) Cuarta etapa:

Posteriormente se realizará la construcción del revestimiento definitivo, comenzando por las zapatas, hastiales, clave y losa de fondo (Figura 3.8).



Dimensiones en [m]

Figura 3.8 Cuarta etapa de excavación



4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Revisión de estados límite de falla

Siguiendo la metodología propuesta por Mayoral (2014), para la estimación de la probabilidad de falla es necesario obtener el índice de correlación entre las variables aleatorias ($c_1, c_2, \varphi_1, \varphi_2$). Los resultados se muestran en la Tabla 4.1

Tabla 4.1 Índices de correlación

Correlación	Índice de correlación
$c_1 - c_2$	0
$c_1 - \varphi_1$	1
$c_1 - \varphi_2$	0
$c_2 - \varphi_1$	0
$c_2 - \varphi_2$	1
$\varphi_1 - \varphi_2$	0

Las probabilidades de ocurrencia de cada combinación de parámetros mecánicos de resistencia se muestran a continuación:

$$p_{+++++} = p_{-----} = \frac{1}{2^4} (1 + 0 + 1 + 0 + 0 + 1 + 0) = 0.1875$$

$$p_{-++++} = p_{+----} = \frac{1}{2^4} (1 - 0 - 1 - 0 + 0 + 1 + 0) = 0.0625$$

$$p_{+----} = p_{-+++} = \frac{1}{2^4} (1 - 0 + 1 + 0 - 0 - 1 + 0) = 0.0625$$

$$p_{-----} = p_{++++-} = \frac{1}{2^4} (1 + 0 - 1 - 0 - 0 - 1 + 0) = -0.0625$$

$$p_{++++-} = p_{----+} = \frac{1}{2^4} (1 + 0 - 1 + 0 - 0 + 1 - 0) = 0.0625$$

$$p_{----+} = p_{+---+} = \frac{1}{2^4} (1 - 0 + 1 - 0 - 0 + 1 - 0) = 0.1875$$

$$p_{+---+} = p_{-+++-} = \frac{1}{2^4} (1 - 0 - 1 + 0 + 0 - 1 - 0) = -0.0625$$

$$p_{-+++-} = p_{+----} = \frac{1}{2^4} (1 + 0 + 1 - 0 + 0 - 1 - 0) = 0.0625$$

4.1.1 Factores de seguridad

La revisión del estado límite de falla se realizó mediante la evaluación de los factores de seguridad para tres avances de excavación 1.5, 2.0 y 2.5 m. Los resultados obtenidos de la modelación numérica con el software FLAC^{3D} se muestran en las Tablas 4.2 a 4.4.



Tabla 4.2 Factores de seguridad para un avance de excavación de 1.5 m

Combinación	Factor de seguridad		
	Hastiales	Clave	Frente
(-, -, -)	1.35	1.98	1.26
(+, -, -)	1.35	1.99	1.26
(-, +, -)	1.36	2.06	1.28
(+, +, -)	1.36	2.06	1.28
(-, -, +)	1.35	1.99	1.26
(+, -, +)	1.35	1.99	1.26
(-, +, +)	1.36	2.06	1.28
(+, +, +)	1.36	2.06	1.28
(-, -, +)	1.36	1.97	1.27
(+, -, +)	1.36	1.97	1.27
(-, +, +)	1.38	2.04	1.28
(+, +, +)	1.38	2.05	1.28
(-, -, +)	1.36	1.97	1.27
(+, -, +)	1.36	1.98	1.27
(-, +, +)	1.38	2.04	1.28
(+, +, +)	1.38	2.05	1.30
Valor esperado	1.37	2.04	1.28

Tabla 4.3 Factores de seguridad para un avance de excavación de 2.0 m

Combinación	Factor de seguridad		
	Hastiales	Clave	Frente
(-, -, -)	1.34	2.04	1.257
(+, -, -)	1.34	2.05	1.258
(-, +, -)	1.38	2.14	1.269
(+, +, -)	1.39	2.14	1.269
(-, -, +)	1.35	2.05	1.257
(+, -, +)	1.35	2.05	1.258
(-, +, +)	1.38	2.14	1.269
(+, +, +)	1.38	2.14	1.269
(-, -, +)	1.37	2.05	1.263
(+, -, +)	1.37	2.06	1.264
(-, +, +)	1.38	2.14	1.275
(+, +, +)	1.39	2.15	1.28
(-, -, +)	1.38	2.06	1.263
(+, -, +)	1.37	2.06	1.264
(-, +, +)	1.39	2.14	1.275
(+, +, +)	1.39	2.14	1.28
Valor esperado	1.36	2.08	1.27



Tabla 4.4 Factores de seguridad para un avance de excavación de 2.5 m

Combinación	Factor de seguridad		
	Hastiales	Clave	Frente
(-, -, -)	1.340	1.77	1.000
(+, -, -)	1.382	1.79	1.255
(-, +, -)	1.357	1.87	1.266
(+, +, -)	1.357	1.88	1.267
(-, -, +)	1.350	1.79	1.254
(+, -, +)	1.349	1.79	1.254
(-, +, +)	1.357	1.87	1.267
(+, +, +)	1.357	1.876	1.267
(-, -, +)	1.357	1.805	1.260
(+, -, +)	1.357	1.809	1.261
(-, +, +)	1.370	1.886	1.272
(+, +, +)	1.371	1.889	1.273
(-, -, +)	1.358	1.806	1.260
(+, -, +)	1.357	1.809	1.261
(-, +, +)	1.370	1.887	1.272
(+, +, +)	1.375	1.890	1.273
Valor esperado	1.36	1.80	1.26

4.1.2 Confiabilidad de la excavación

Para evaluar la confiabilidad de la excavación se calcula la probabilidad de falla de cada avance de excavación analizado (i.e. 1.5, 2.0 y 2.5m). Aplicando el método de estimación de dos variables se obtiene el promedio y la desviación estándar de los factores de seguridad, con los cuales se traza la curva de distribución normal. La probabilidad de falla es el área comprendida entre la curva y el valor crítico del factor de seguridad, el cual se consideró como 1.0. Los resultados se muestran en las Figuras 4.1 a 4.3.

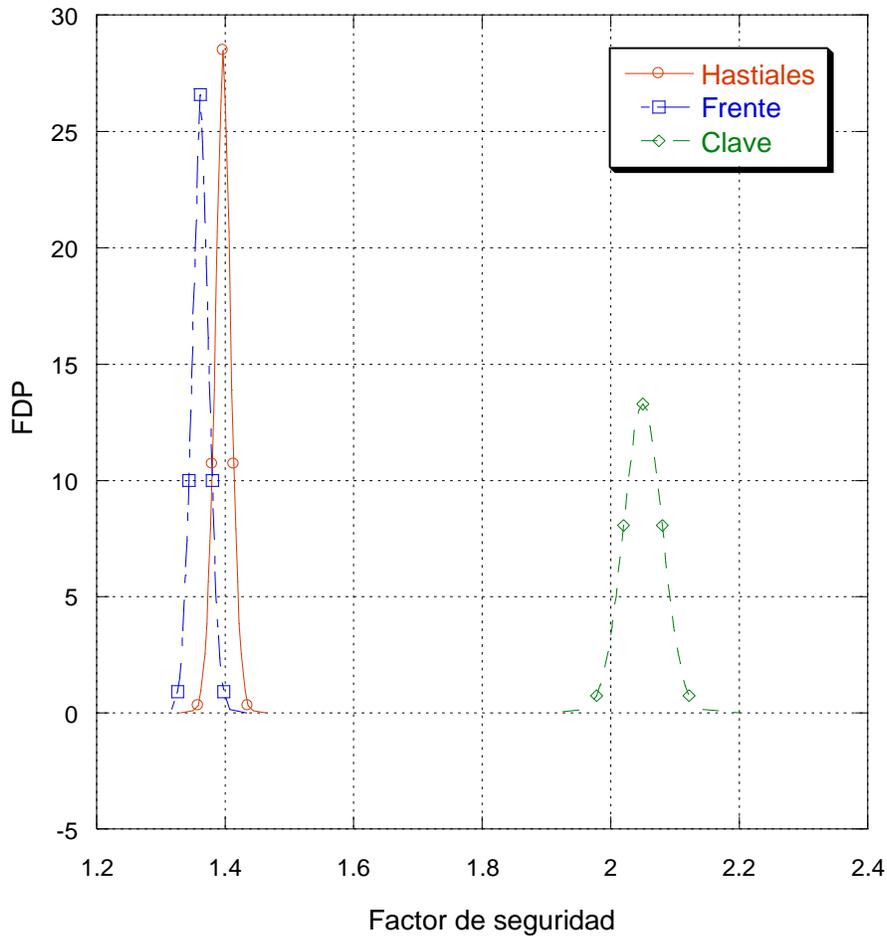


Figura 4.1 Probabilidad de falla del túnel para un avance de 1.5 m



Como se puede observar en la Figura 4.1, la probabilidad de falla para un avance de 1.5 m en los hastiales es de 0%, en la clave de 0% y en el frente de 0%.

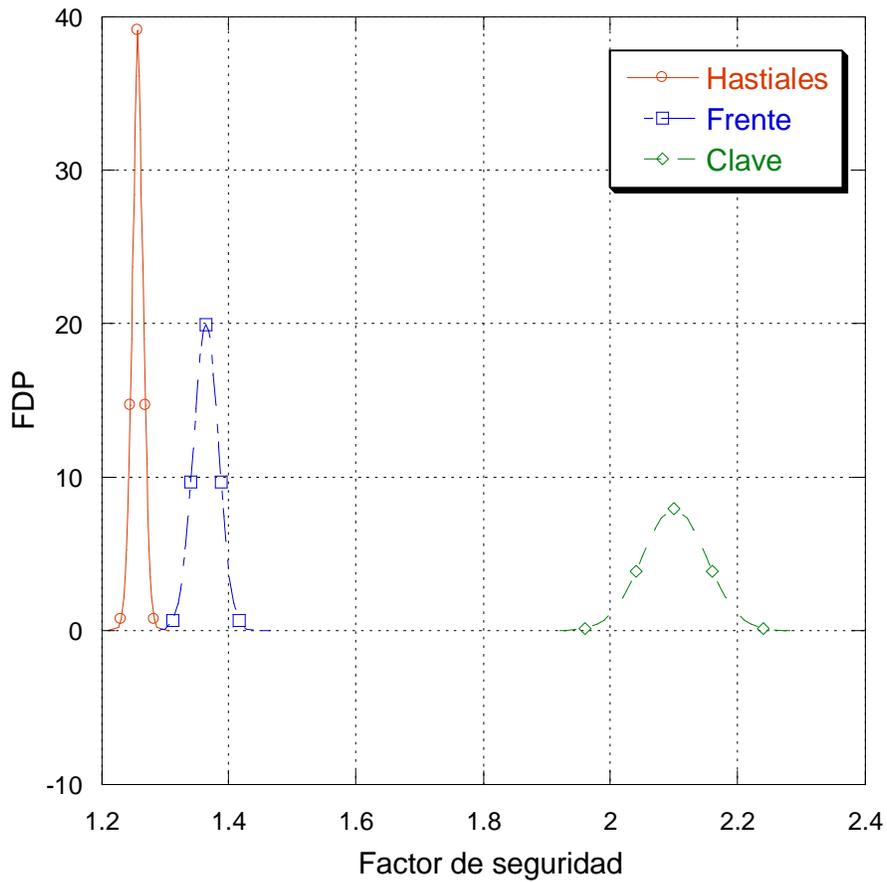


Figura 4.2 Probabilidad de falla del túnel para un avance de 2.0 m

Como se puede observar en la Figura 4.2, la probabilidad de falla para un avance de 2.0 m en los hastiales es de 0%, en la clave de 0% y en el frente de 0%.

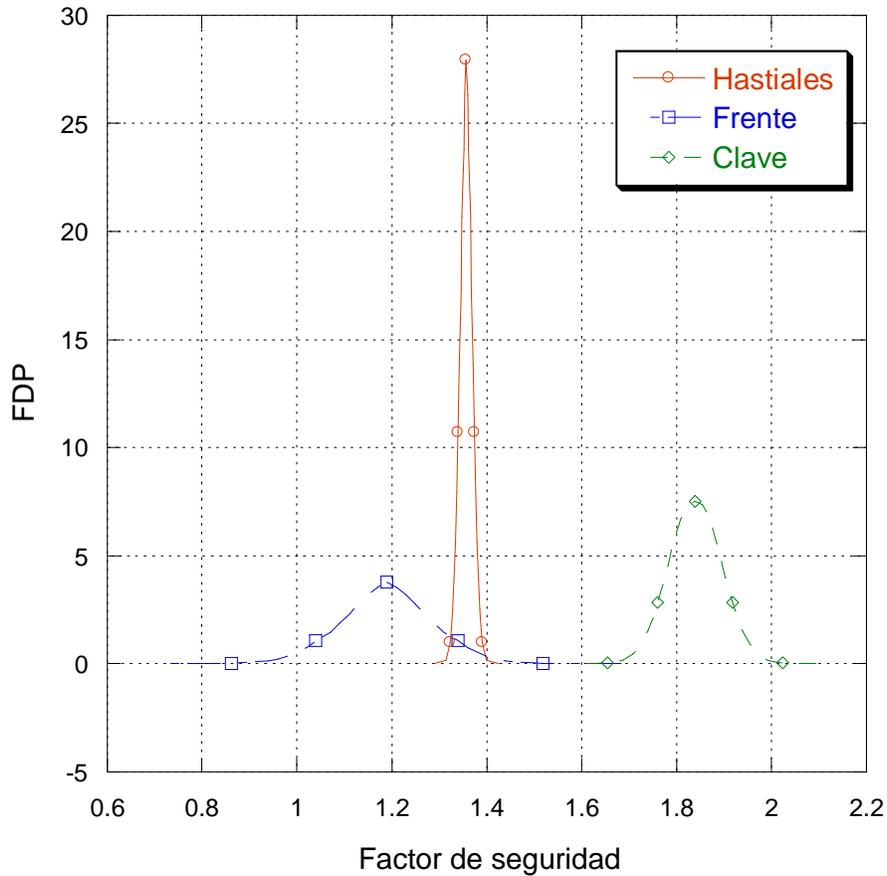


Figura 4.3 Probabilidad de falla del túnel para un avance de 2.5 m

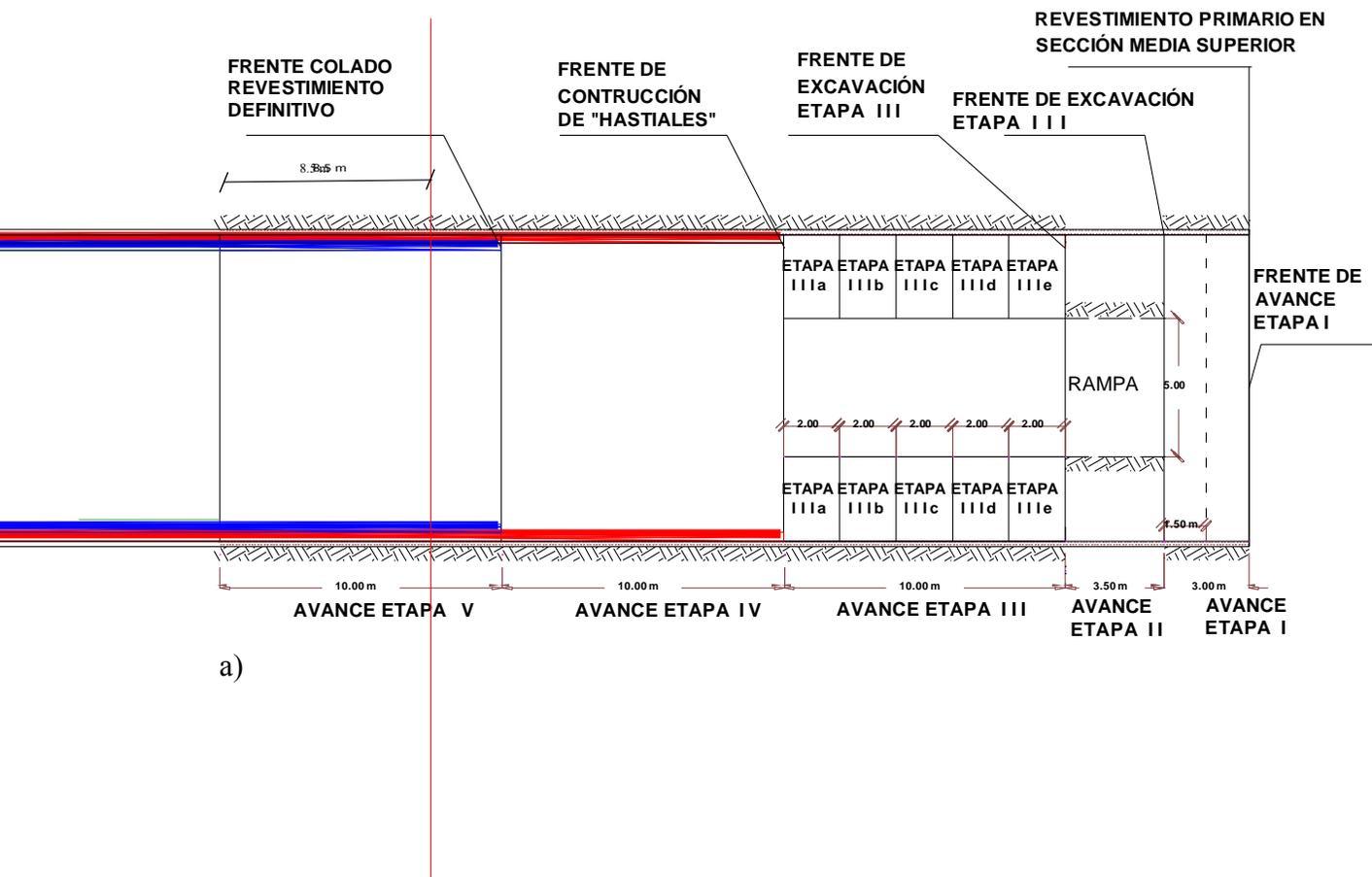
Como se puede observar en la Figura 4.3, la probabilidad de falla para un avance de 2.5 m en los hastiales es de 0% en la clave de 0% y en el frente de 2.2%.

De acuerdo con la Tabla 2.1 esta probabilidad de falla conllevaría un nivel de desempeño entre debajo del promedio y pobre, por lo que se recomienda un avance de 2.0 m de arranque como máximo para el Túnel-tramo, en particular considerando el comportamiento frágil exhibido por este tipo de suelos, y que el túnel atraviesa zonas densamente pobladas. Sin embargo, este valor podrá aumentarse con base en los resultados generados durante la instrumentación de la construcción del túnel-tramo.

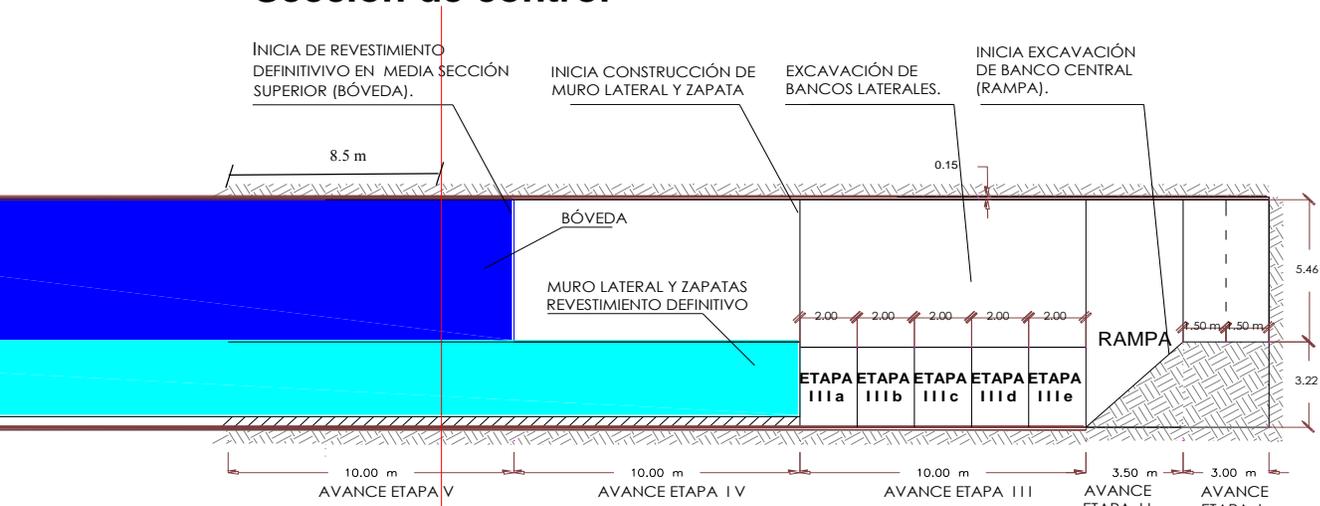
4.2 Revisión de estados límite de servicio

En la revisión del estado límite de servicio, en este caso la revisión de asentamientos, se tomó en cuenta el procedimiento constructivo que se mostró anteriormente, el cual considera un avance de excavación de 1.5 m, además se revisaron los asentamientos para avances de 2.0 y 2.5 m, con el fin de evaluar la influencia que tiene la longitud de avance en los desplazamientos producidos por la construcción del túnel. Se seleccionó una sección de control ubicada a 8.5 m del borde del modelo (Figura 5.4).

Sección de control



Sección de control



SECUENCIA DE EXCAVACIÓN EN CORTE (A-A').

Figura 4.4 Sección de control para la revisión del estado límite de servicio a) vista en planta, b) vista longitudinal

4.2.1 Asentamientos de la superficie

Los asentamientos producidos por la construcción del túnel con un avance máximo de 1.5, 2.0 y 2.5 m se muestran en las Figuras 4.5, 4.6 y 4.7 respectivamente, para cada una de las diferentes etapas desarrolladas durante la construcción.

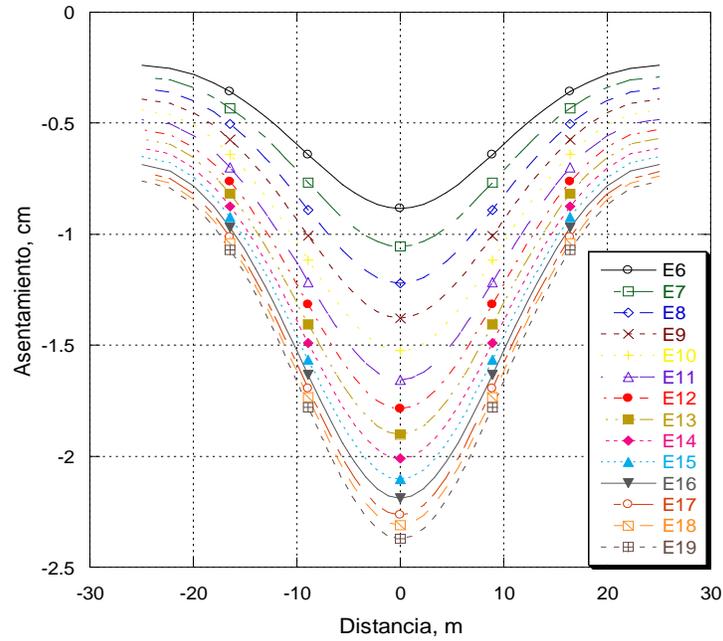


Figura 4.5 Asentamiento en superficie con una avance de 1.5 m (Sección transversal)

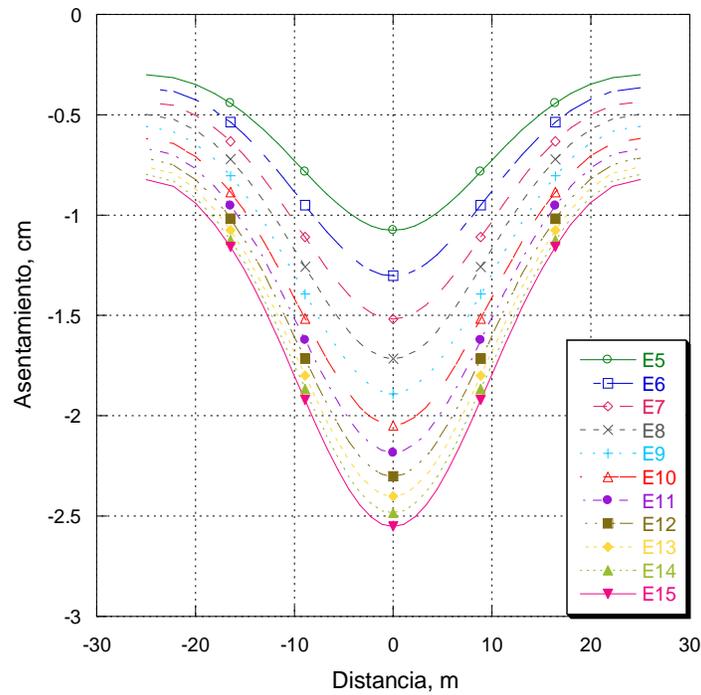


Figura 4.6 Asentamiento en superficie con una avance de 2.0 m (Sección transversal)

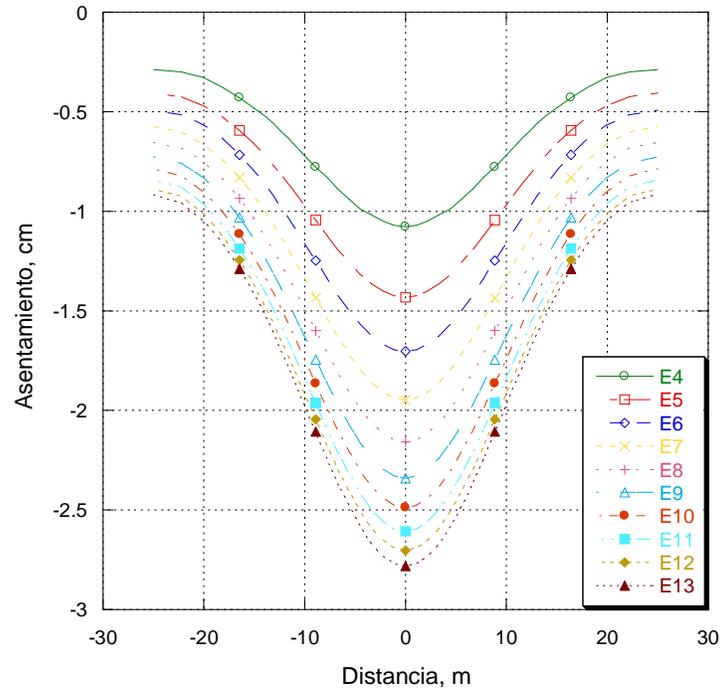


Figura 4.7 Asentamiento en superficie con una avance de 2.5 m (Sección transversal)

El asentamiento producido en superficie por la construcción del túnel a lo largo del trazo se muestra en la Figura 4.8. Los asentamientos máximos en superficie en la sección de control, para los avances de 1.5, 2.0 y 2.5 m son 2.4, 2.6 y 2.7 cm respectivamente.

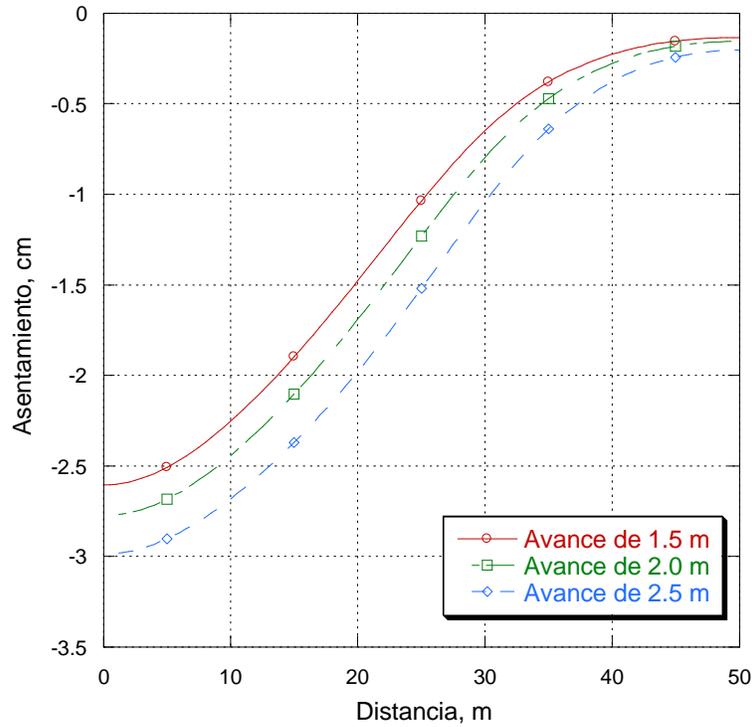


Figura 4.8 Asentamiento producido por la construcción del túnel (Corte longitudinal)

4.2.2 Desplazamientos verticales de la clave del túnel

Los desplazamientos verticales en la clave del túnel para los casos analizados se muestran en las Figuras 4.9, 4.10 y 4.11. Los desplazamientos verticales en la clave en la sección de control, para avances de 1.5, 2.0 y 2.5 m son 4.1, 4.5 y 4.8 cm respectivamente.

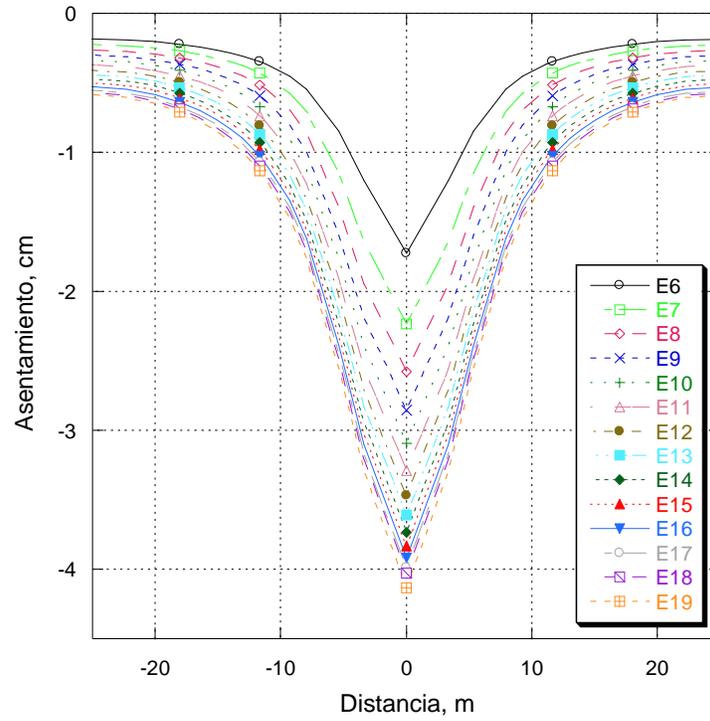


Figura 4.9 Asentamiento en la clave del túnel para un avance de 1.5 m (Sección transversal)

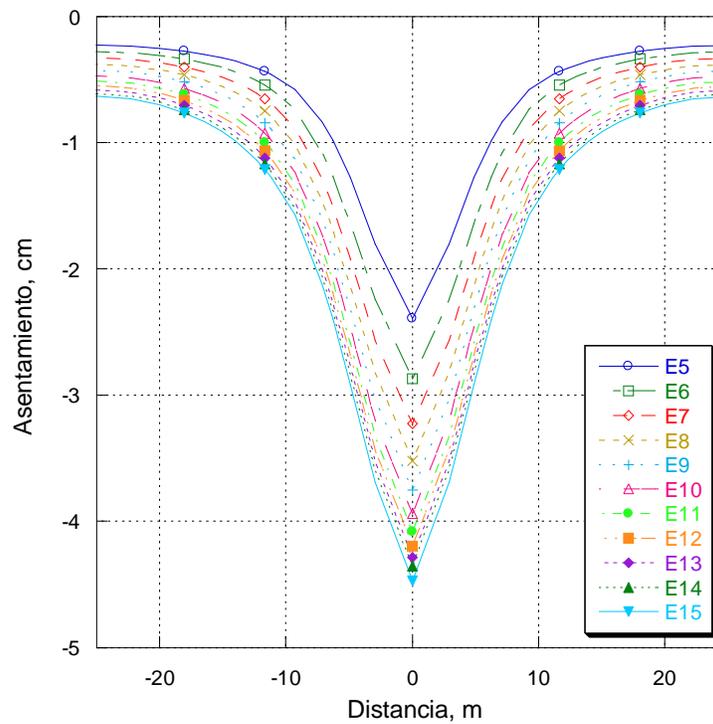


Figura 4.10 Asentamiento en la clave del túnel para un avance de 2.0 m (Sección transversal)

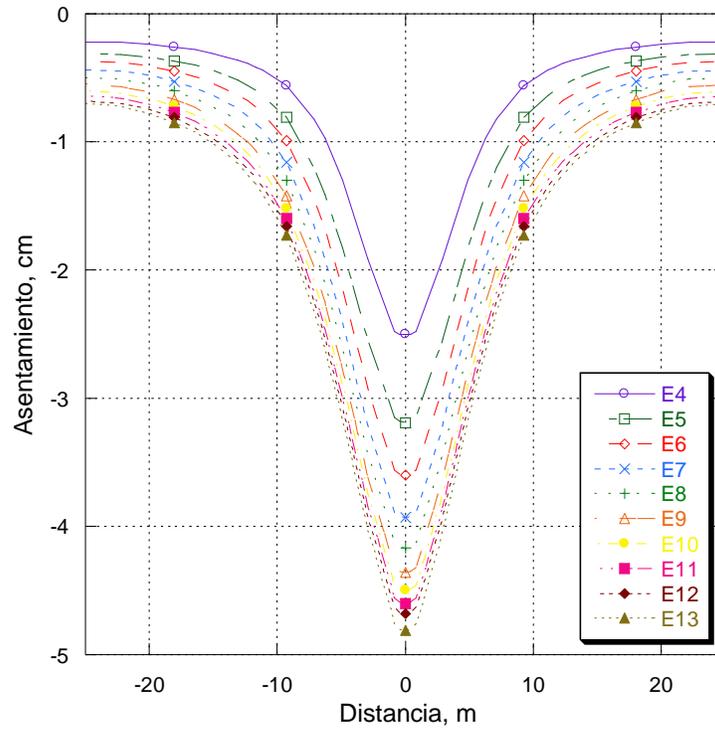


Figura 4.11 Asentamiento en la clave del túnel para un avance de 2.5 m (Sección transversal)

El asentamiento producido en la clave por la construcción del túnel a lo largo del trazo se muestra en la Figura 4.12. Los asentamientos máximos en la sección de control, para los avances de 1.5, 2.0 y 2.5 m son 5.1, 5.3 y 5.6 cm respectivamente.

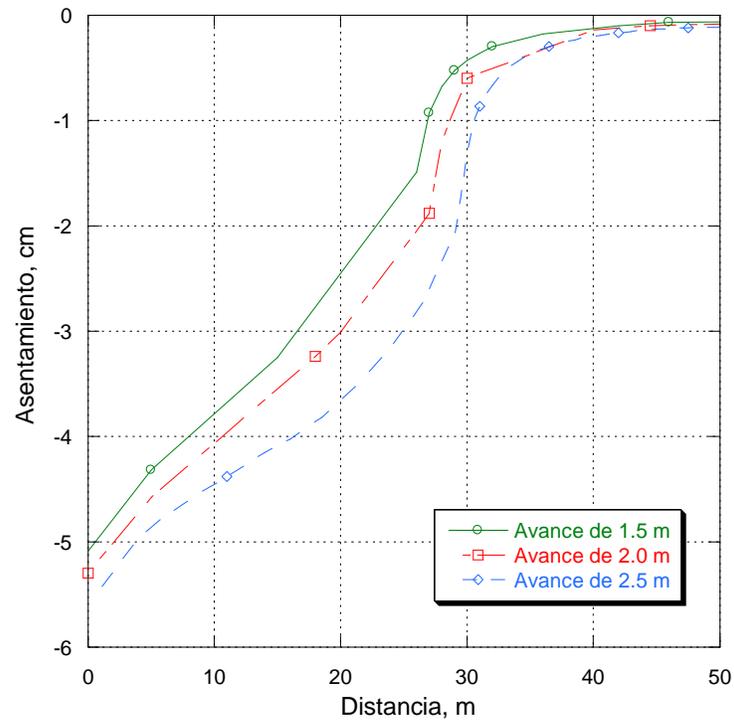


Figura 4.12 Asentamiento producido por la construcción del túnel (Corte longitudinal)

4.3 Recubrimiento primario

El recubrimiento primario es a base de concreto lanzado de 20 cm de espesor $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con dos mallas electrosoldadas de 6x6 08/08 (Figura 4.13). Los elementos mecánicos máximos del revestimiento primario de 20 cm de espesor se muestran en la Tabla 4.5

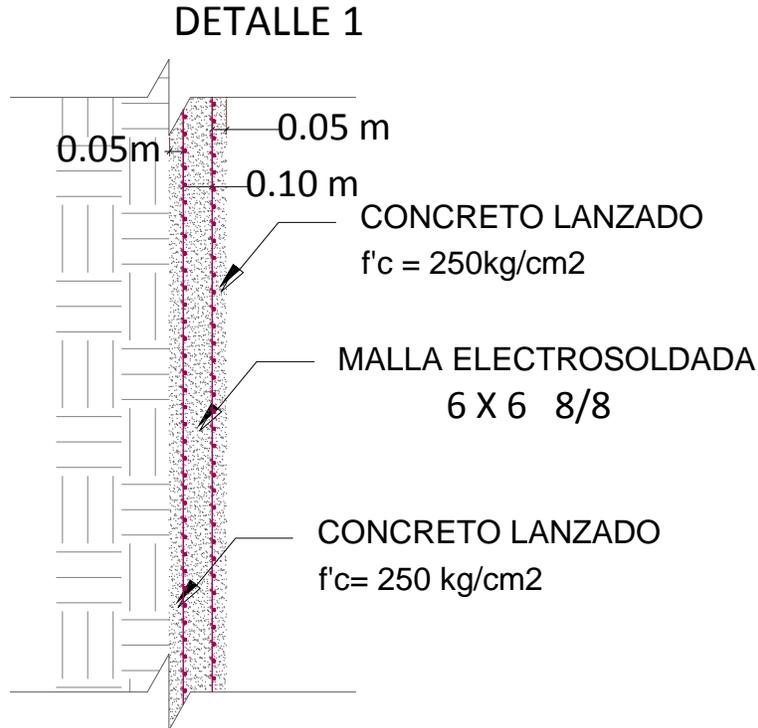


Figura 4.13 Detalle constructivo del recubrimiento primario

Tabla 4.5 Elementos mecánicos en el recubrimiento primario de 20 cm de espesor debidos a carga sostenida (+) Tensiones (-) Compresiones

Elementos mecánicos	Hastiales	Clave
$M_y \text{ (t-m/m)}$	-2.02	-4.01
$M_x \text{ (t-m/m)}$	0.18	6.06
$N_y \text{ (t/m)}$	-57.11	79.41
$N_x \text{ (t/m)}$	0.30	-162.30
$Q_y \text{ (t/m)}$	-3.01	-12.46
$Q_x \text{ (t/m)}$	-27.46	-137.90

Adicionalmente se realizó el análisis para un recubrimiento primario de 15 cm de espesor y se obtuvieron los elementos mecánicos del recubrimiento, los cuales se muestran en la Tabla 4.6. El detalle constructivo del recubrimiento primario de 15 cm, se muestra en la Figura 4.14

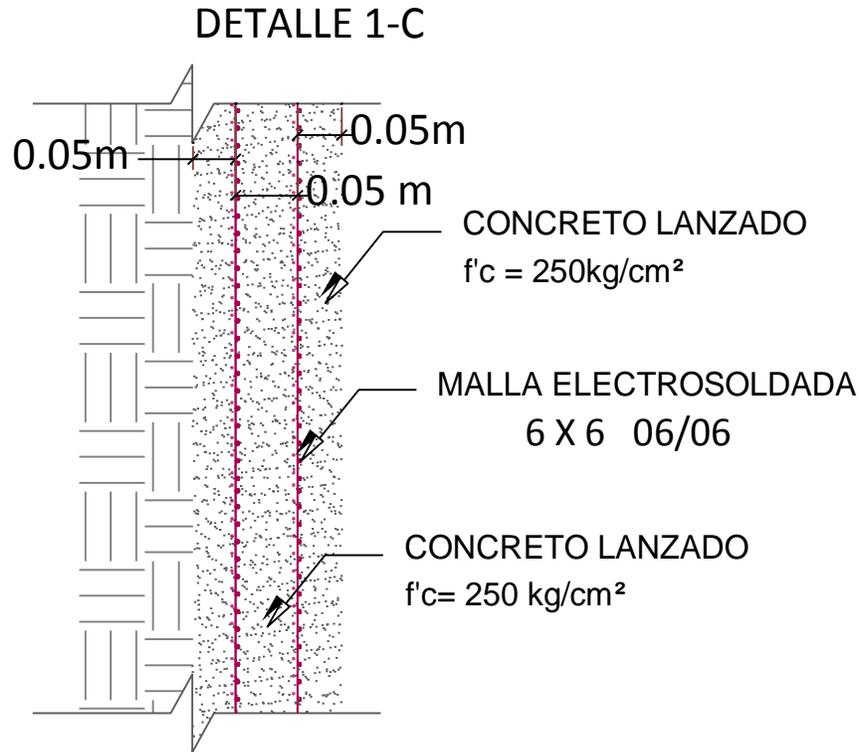


Figura 4.14 Detalle constructivo del recubrimiento primario de 15 cm de espesor

Tabla 4.6 Elementos mecánicos en el recubrimiento primario de 15 cm de espesor debidos a carga sostenida (+) Tensiones (-) Compresiones

Elementos mecánicos	Hastiales	Clave
My (t-m/m)	-1.72	-2.63
Mx (t-m/m)	-0.22	4.28
Ny (ton/m)	-46.10	72.86
Nx (ton/m)	-0.49	-153.0
Qy (ton/m)	2.36	-6.17
Qx (ton/m)	-23.02	-125.20

Los contornos de elementos mecánicos del revestimiento primario de 20 cm de espesor se muestran en las Figuras 4.15, 4.16, 4.17, 4.18, 4.19 y 4.20.

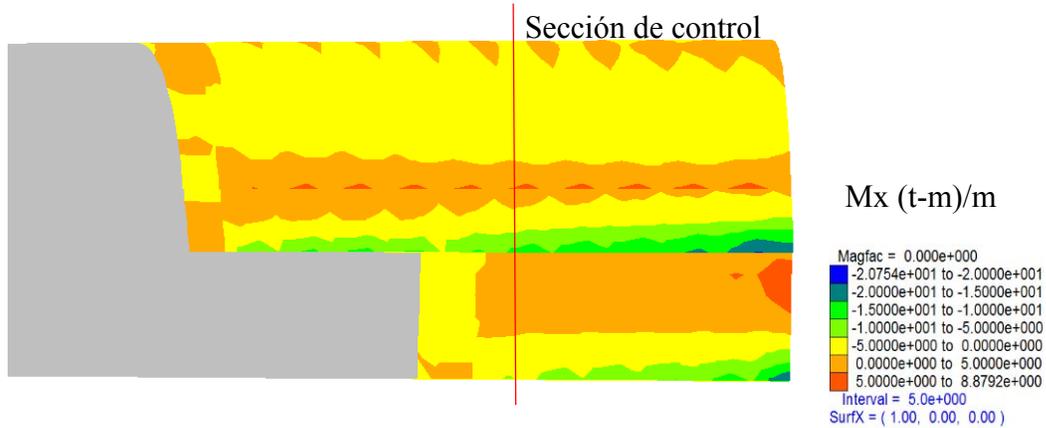


Figura 4.15 Momento en el eje x del revestimiento primario de 20 cm de espesor

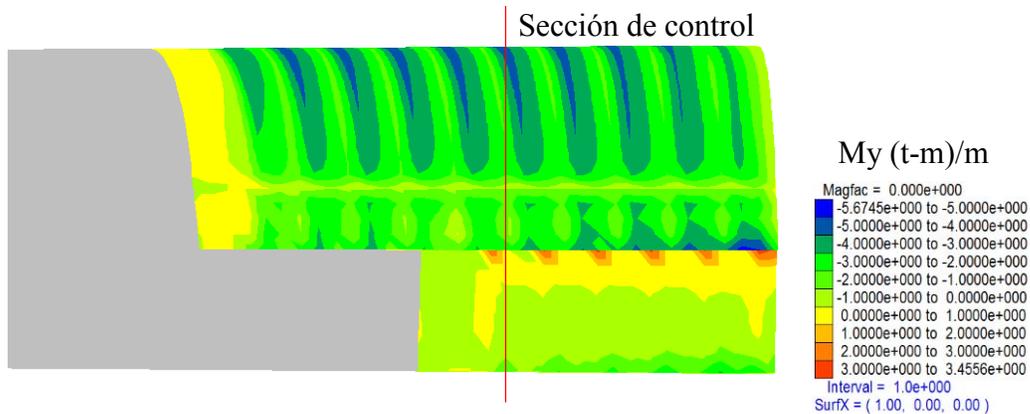


Figura 4.16 Momento en el eje y del revestimiento primario de 20 cm de espesor

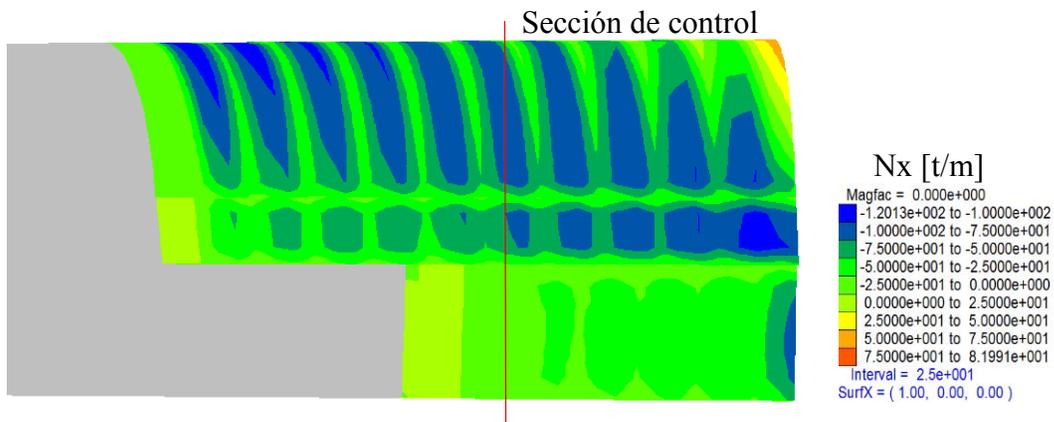


Figura 4.17 Fuerza axial en el eje x del revestimiento primario de 20 cm de espesor

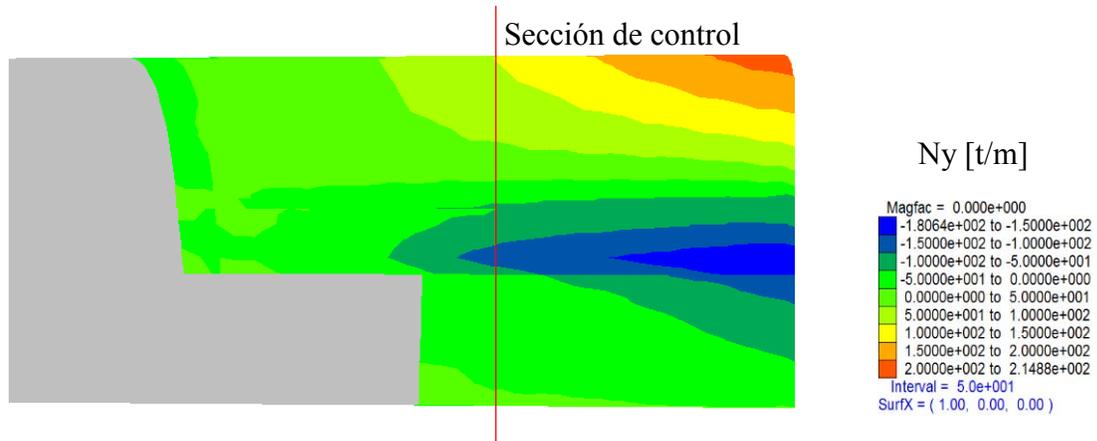


Figura 4.18 Fuerza axial en el eje y del revestimiento primario de 20 cm de espesor

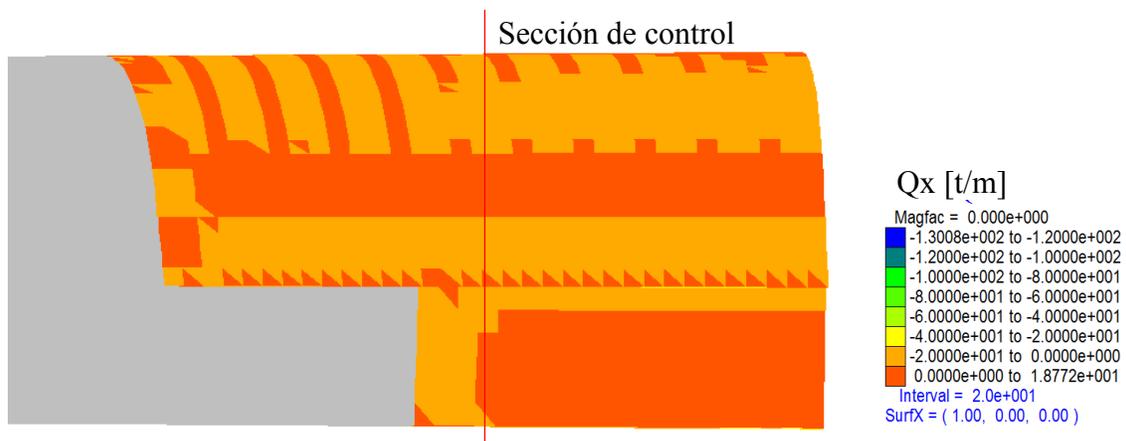


Figura 4.19 Fuerza cortante en el eje x del revestimiento primario de 20 cm de espesor

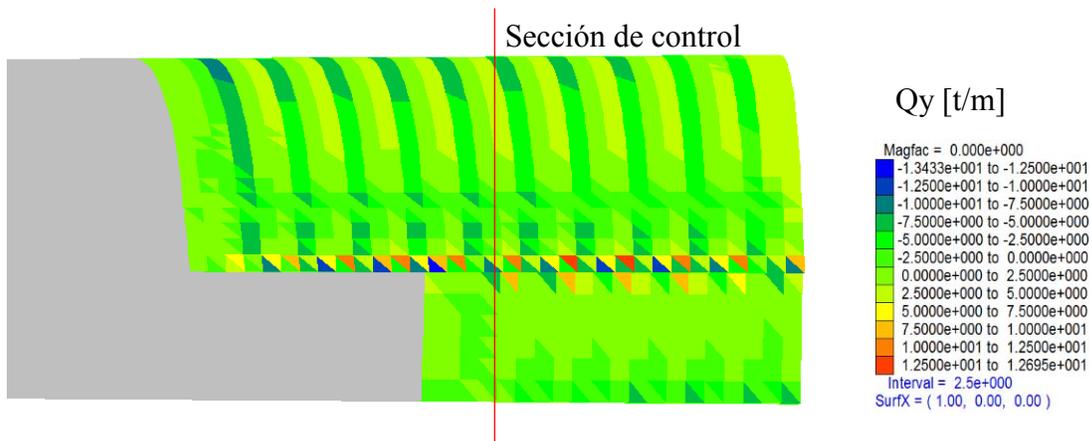


Figura 4.20 Fuerza cortante en el eje y del revestimiento primario de 20 cm de espesor

Los contornos de elementos mecánicos del revestimiento primario de 15 cm de espesor se muestran en las Figuras 4.21, 4.22, 4.23, 4.24, 4.25 y 4.26.

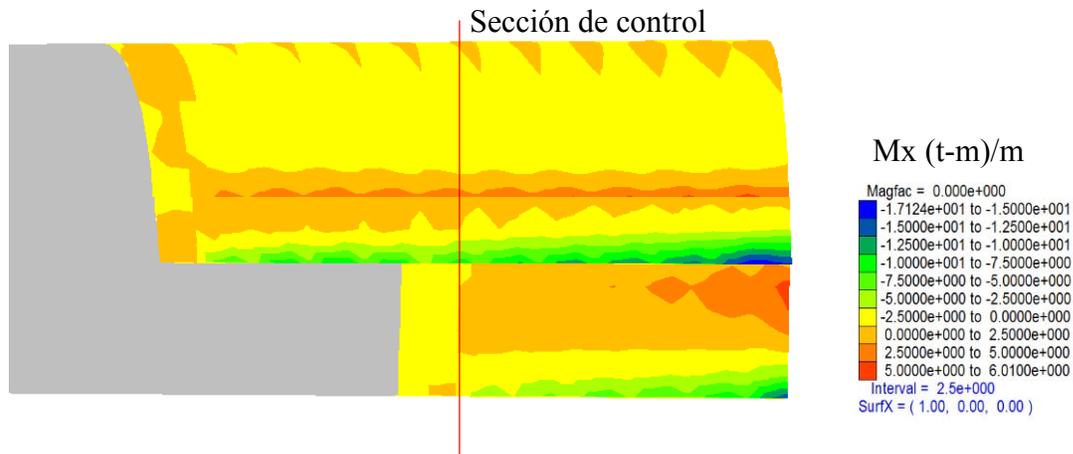


Figura 4.21 Momento en el eje x del revestimiento primario de 15 cm de espesor

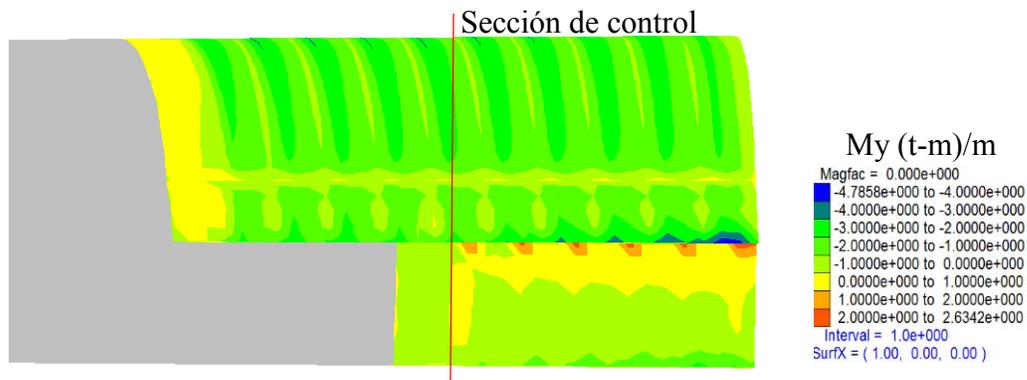


Figura 4.22 Momento en el eje y del revestimiento primario de 15 cm de espesor

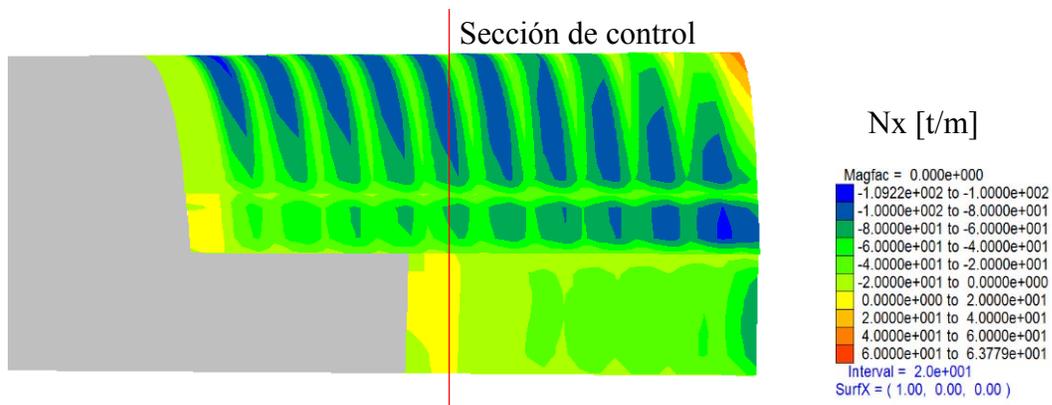


Figura 4.23 Fuerza axial en el eje x del revestimiento primario de 15 cm de espesor

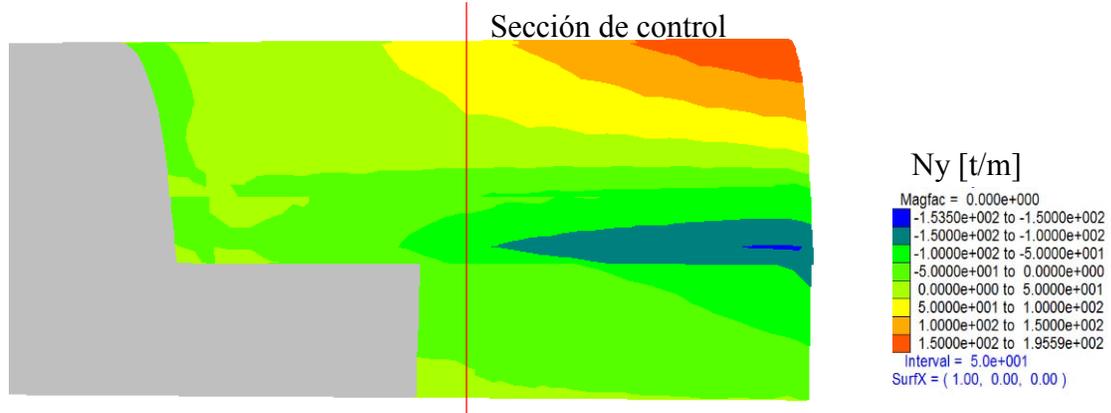


Figura 4.24 Fuerza axial en el eje y del revestimiento primario de 20 cm de espesor

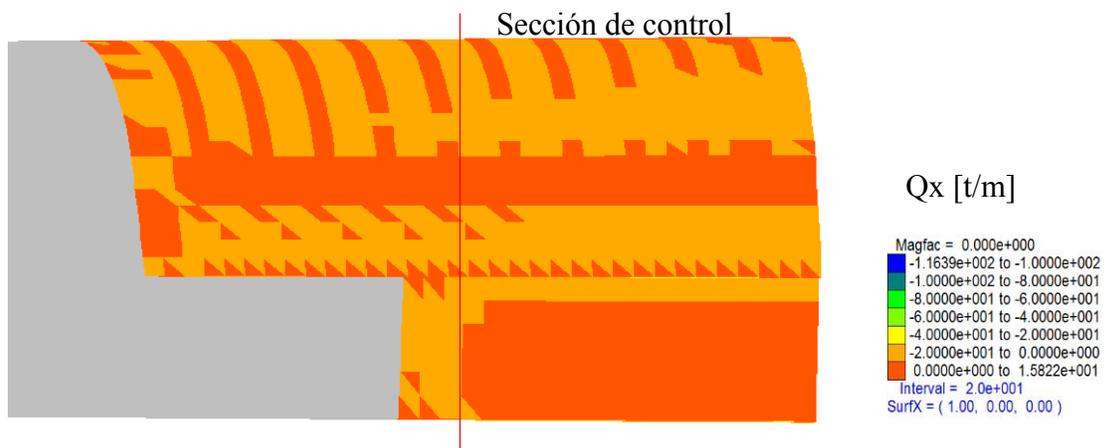


Figura 4.25 Fuerza cortante en el eje x del revestimiento primario de 15 cm de espesor

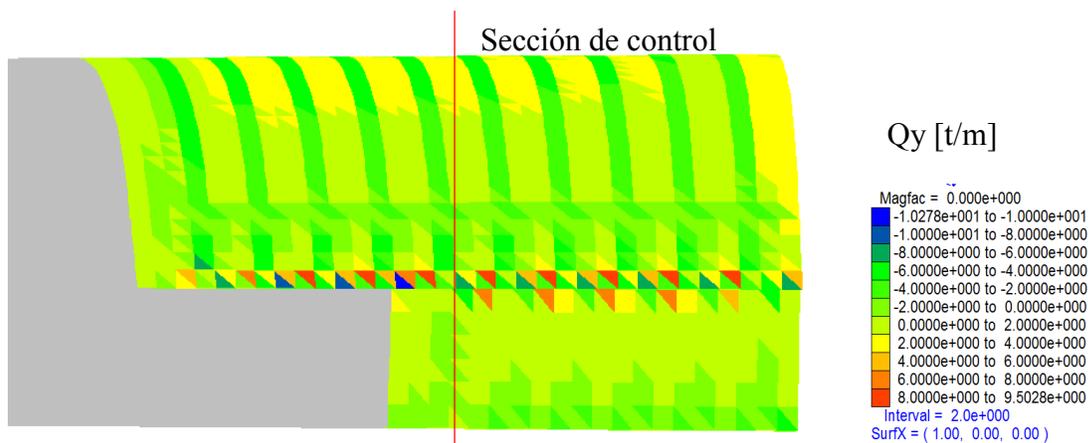


Figura 4.26 Fuerza cortante en el eje y del revestimiento primario de 15 cm de espesor



4.3.1 Diagramas de interacción

Recubrimiento primario de 20 cm de espesor

La Figura 4.27 muestra el diagrama de interacción para el recubrimiento primario de 20 cm de espesor y $f'c$ de 250 kg/cm^2 . Los elementos mecánicos máximos obtenidos de la simulación numérica se muestran en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Combinación de carga axial (ton) y momentos (ton-m). (Se cambió el signo de las fuerzas axiales para entrar en el diagrama de interacción (+) compresión (-) tensión)

Elementos mecánicos	Hastiales	Clave
	Valores máximos	Valores máximos
M_x, N_x	0.18, -0.30	6.06, 162.3
M_y, N_y	-2.02, 57.11	-4.01, -79.41

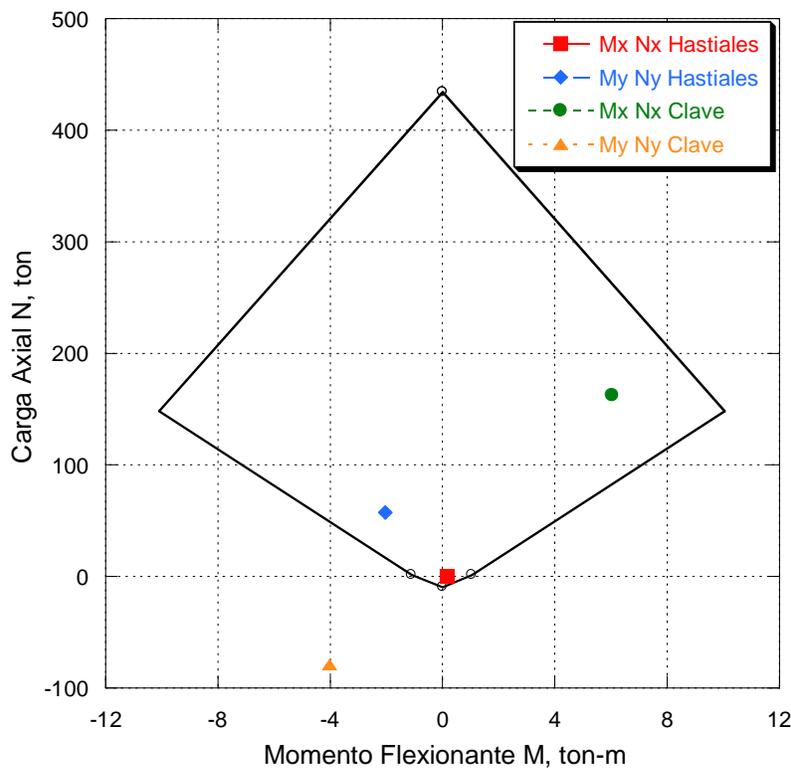


Figura 4.27 Diagrama de interacción del recubrimiento primario de 20 cm de espesor

Recubrimiento primario de 15 cm de espesor

La Figura 4.28 muestra el diagrama de interacción para el recubrimiento primario de 15 cm de espesor y $f'c$ de 250 kg/cm². Los elementos mecánicos máximos obtenidos de la simulación numérica se muestran en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Combinación carga axial (ton) y momentos (ton-m). (Se cambió el signo de las fuerzas axiales para entrar en el diagrama de interacción (+) compresión (-) tensión)

Elementos mecánicos	Hastiales	Clave
	Valores máximos	Valores máximos
Mx, Nx	-0.22, 0.49	4.28, 153
My, Ny	-1.72, 46.1	-2.63, -72.86

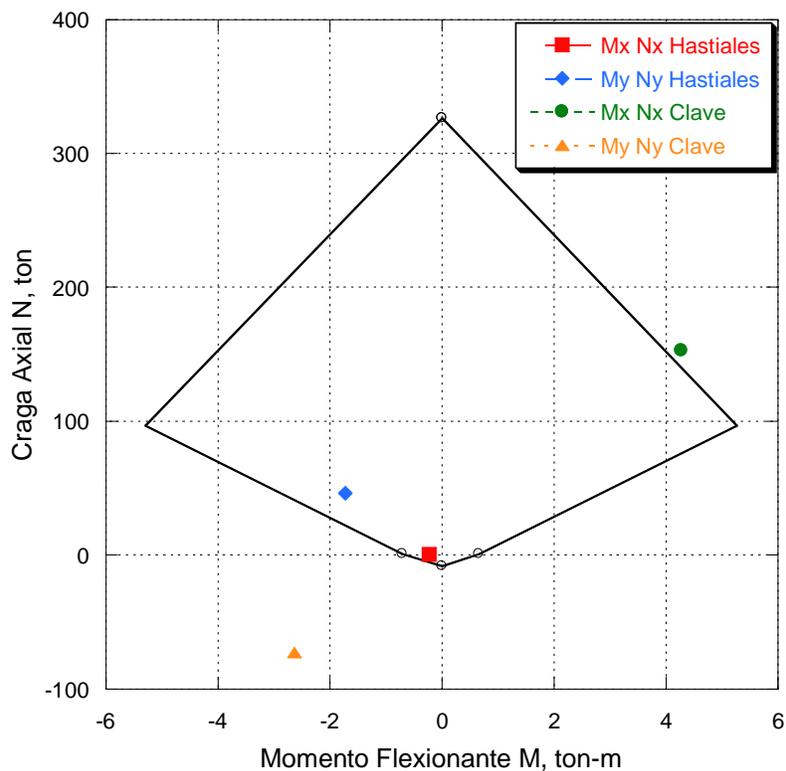


Figura 4.28 Diagrama de interacción del recubrimiento primario de 15 cm de espesor

Puede observarse que el recubrimiento de 15 cm resulta poco eficiente estructuralmente como elemento de retención, ya que tenderá a agrietarse localmente en la clave en la dirección transversal (en compresión), pero preponderantemente en tensión en la dirección longitudinal, con la correspondiente redistribución de esfuerzos.

Recubrimiento primario en la zapata de la media sección superior

La Figura 4.29 muestra el detalle constructivo de la zapata de la media sección superior.

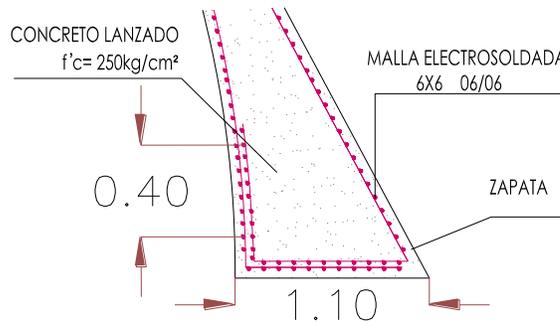


Figura 4.29 Detalle constructivo para la zapata de la media sección superior

Los elementos mecánicos máximos se presentan en la zapata de la media sección superior. El diagrama de interacción correspondiente a esta zona se presenta en la Figura 4.30. Los elementos mecánicos se muestran en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Combinación de carga axial (ton) y momentos (ton-m). (Se cambió el signo de las fuerzas axiales para entrar en el diagrama de interacción (+) compresión (-) tensión)

Elementos mecánicos	Zapata
	Valores máximos
Mx, Nx	-5.06, 20.89
My, Ny	-2.02, 57.11

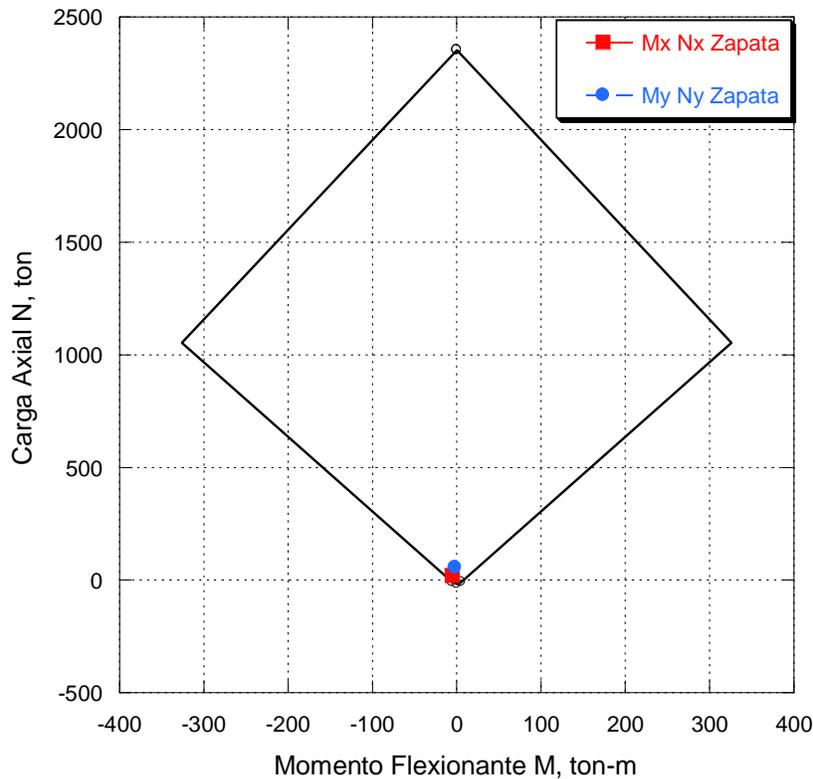


Figura 4.30 Diagrama de interacción del recubrimiento primario en la zona de la zapata media superior

Se observa que la utilización de un recubrimiento primario con 15 cm de espesor, conllevaría agrietamientos importantes en la clave, no solo en la dirección transversal por la limitada capacidad en tensión del concreto lanzado, sino también en compresión, en la dirección transversal del túnel, lo que llevaría a fallas locales persistentes durante la excavación, y al riesgo potencial de colapso. Por otro lado, con 20cm de espesor, sólo se esperaría agrietamiento moderado en la dirección trasversal, debido a los valores de tensión observados en la dirección “y” (N_y), y trabajaría competentemente en compresión. Por lo que es recomendable un espesor de recubrimiento primario de 20cm. Otra alternativa es la utilización de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, esta alternativa tiene una resistencia a la tensión mayor que el concreto no reforzado, y se aplica más rápido que el refuerzo con malla electrosoldada. El concreto lanzado reforzado con fibras de acero tiene las siguientes ventajas principales sobre el concreto reforzado con malla electrosoldada:

- 1) Las fibras de acero mejoran su ductilidad (resistencia al fracturamiento). También son más efectivas al proveer un refuerzo multidireccional.
- 2) Se requiere menos trabajo laboral y el acabado final es más atractivo visualmente.
- 3) Su colocación se logra en menor tiempo que el concreto reforzado con malla electrosoldada.
- 4) Reduce la permeabilidad del concreto y por consiguiente las filtraciones.

4.4 Recubrimiento definitivo

El recubrimiento definitivo, al igual que el primario, fue modelado con elementos tipo cascarón (Shell) con los cuales se pueden obtener los elementos mecánicos y los desplazamientos. En las Figuras 4.31, 4.32 y 4.33 se muestran los contornos de desplazamientos verticales del elemento estructural. El desplazamiento vertical del revestimiento definitivo en la clave del túnel es de 1.0 a 1.5 mm para avances de 1.5, 2.0 y 2.5 m.

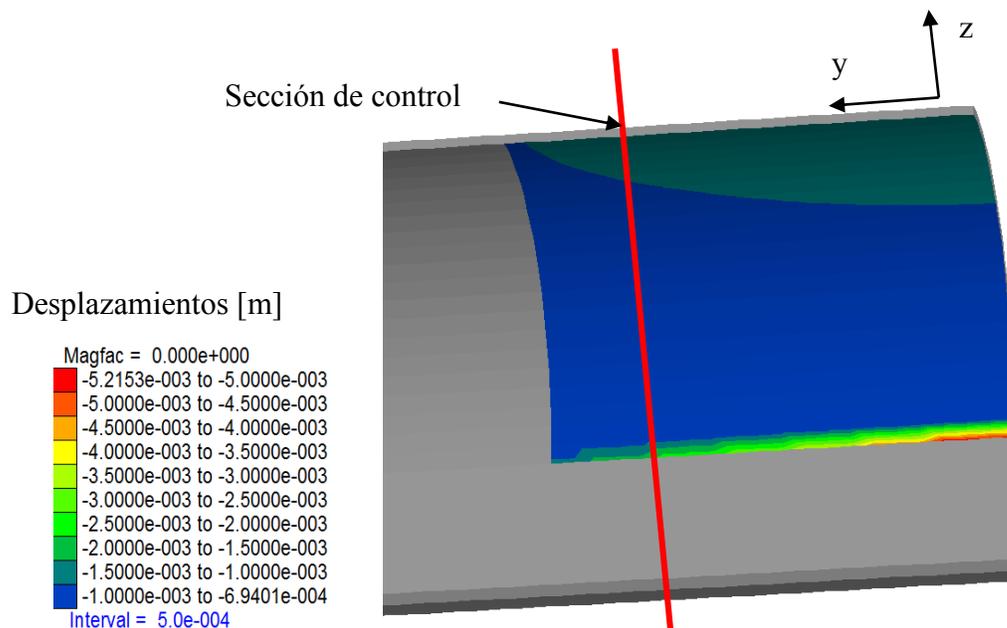


Figura 4.31 Desplazamiento vertical del revestimiento definitivo (avance de 1.5 m)

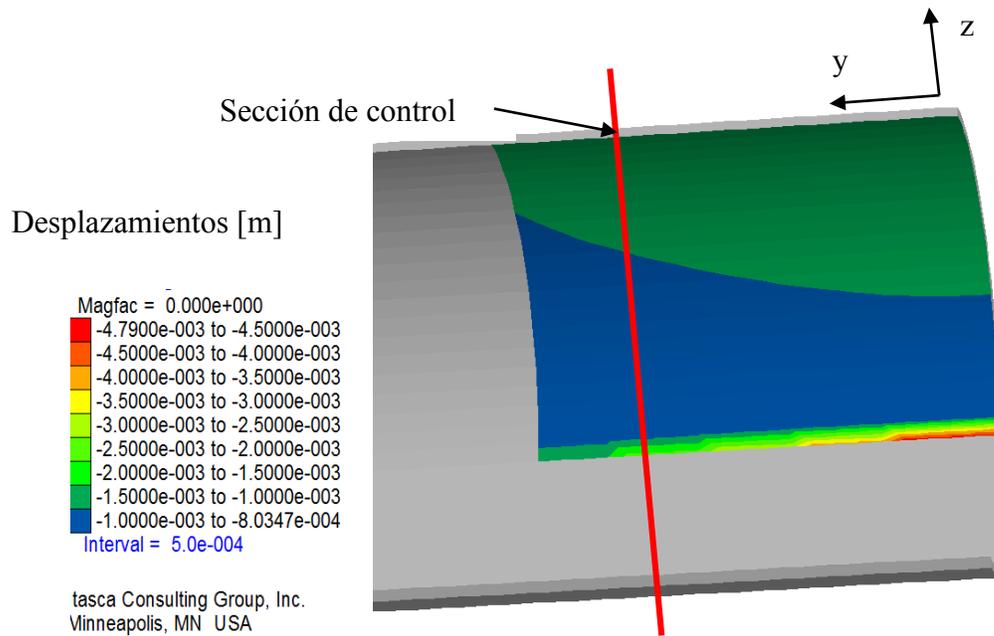


Figura 4.32 Desplazamiento vertical del revestimiento definitivo (avance de 2.0 m)

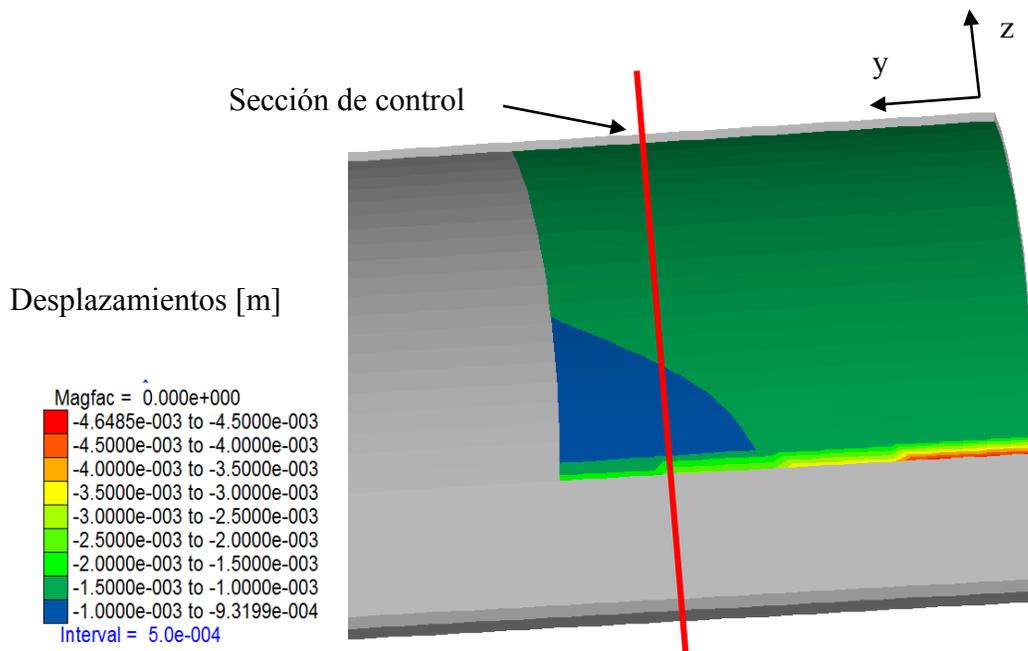


Figura 4.33 Desplazamiento vertical del revestimiento definitivo (avance de 2.5 m)



Las Tablas 4.10, 4.11 y 4.12 muestran los elementos mecánicos máximos que actúan en los hastiales y clave del revestimiento definitivo del túnel considerando un avance máximo de 1.5, 2.0 y 2.5 m, respectivamente.

Tabla 4.10 Elementos mecánicos en el túnel con avance de excavación de 1.5 m ante carga sostenida

Elementos mecánicos	Hastiales	Clave
My (t-m/m)	-0.171	0.294
Mx (t-m/m)	-0.945	-0.553
Ny (t/m)	-10.91	-3.617
Nx (t/m)	-2.343	-4.320
Qy (t/m)	0.031	0.019
Qx (t/m)	1.5	1.127

Tabla 4.11 Elementos mecánicos en el túnel con avance de excavación de 2.0 m ante carga sostenida

Elementos mecánicos	Hastiales	Clave
My (t-m/m)	-0.255	0.281
Mx (t-m/m)	-0.815	-0.624
Ny (t/m)	-5.016	-5.079
Nx (t/m)	-4.152	-4.698
Qy (t/m)	-0.205	-0.098
Qx (t/m)	1.091	-1.162

Tabla 4.12 Elementos mecánicos en el túnel con avance de excavación de 2.5 m ante carga sostenida

Elementos mecánicos	Hastiales	Clave
My (t-m/m)	-0.261	0.263
Mx (t-m/m)	-0.976	-0.628
Ny (t/m)	-7.995	-3.769
Nx (t/m)	-4.076	-4.733
Qy (t/m)	-0.283	0.082
Qx (t/m)	1.301	-1.182

Los contornos de los elementos mecánicos que actúan en el revestimiento secundario para un avance de excavación de 1.5 se muestran en las Figuras 4.34, 4.35, 4.36, 4.37, 4.38 y 4.39.

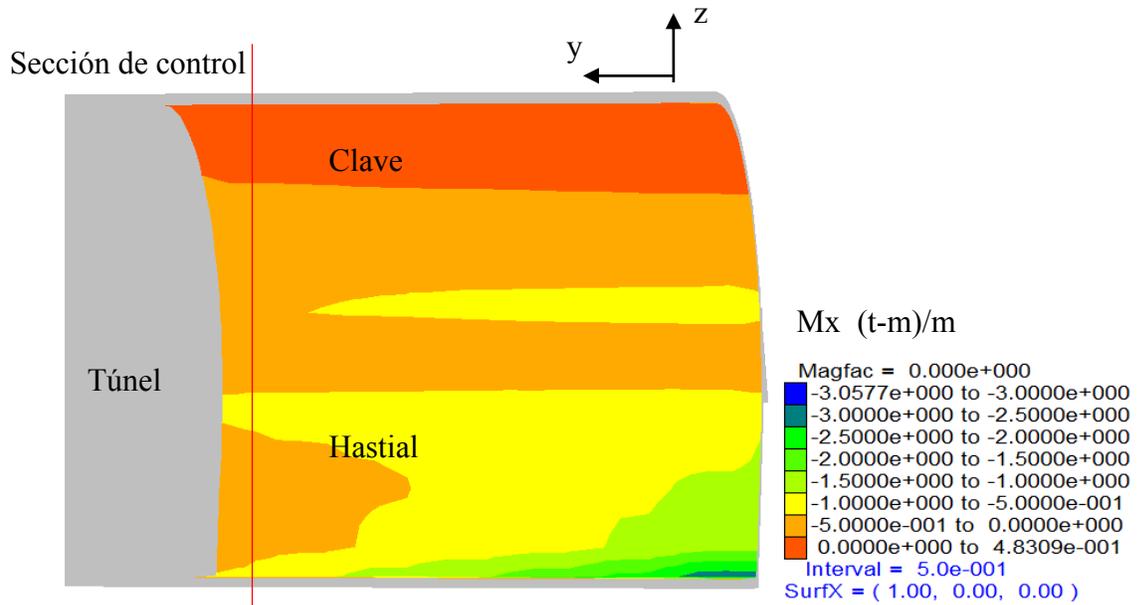


Figura 4.34 Contornos de momentos en el eje x

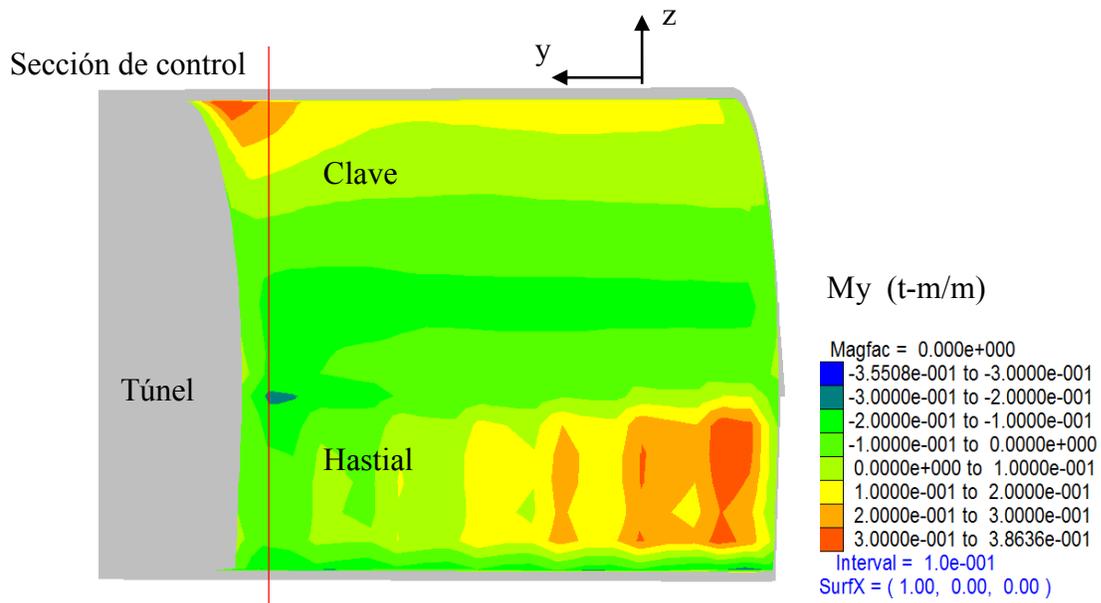


Figura 4.35 Contornos de momentos en el eje y

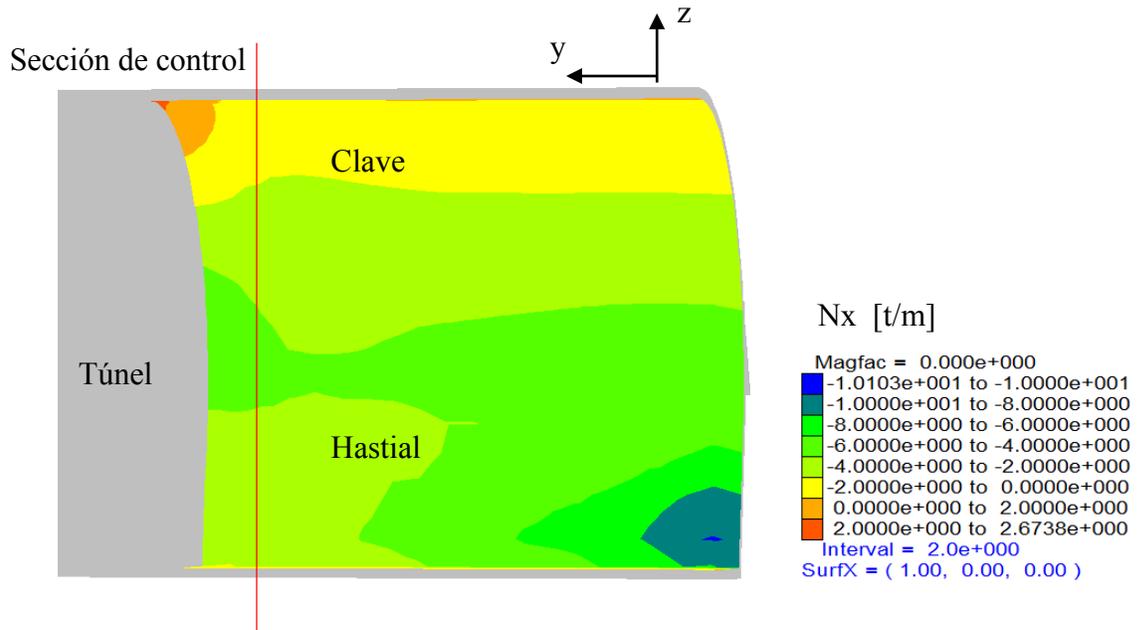


Figura 4.36 Contornos de fuerza axial en el eje x

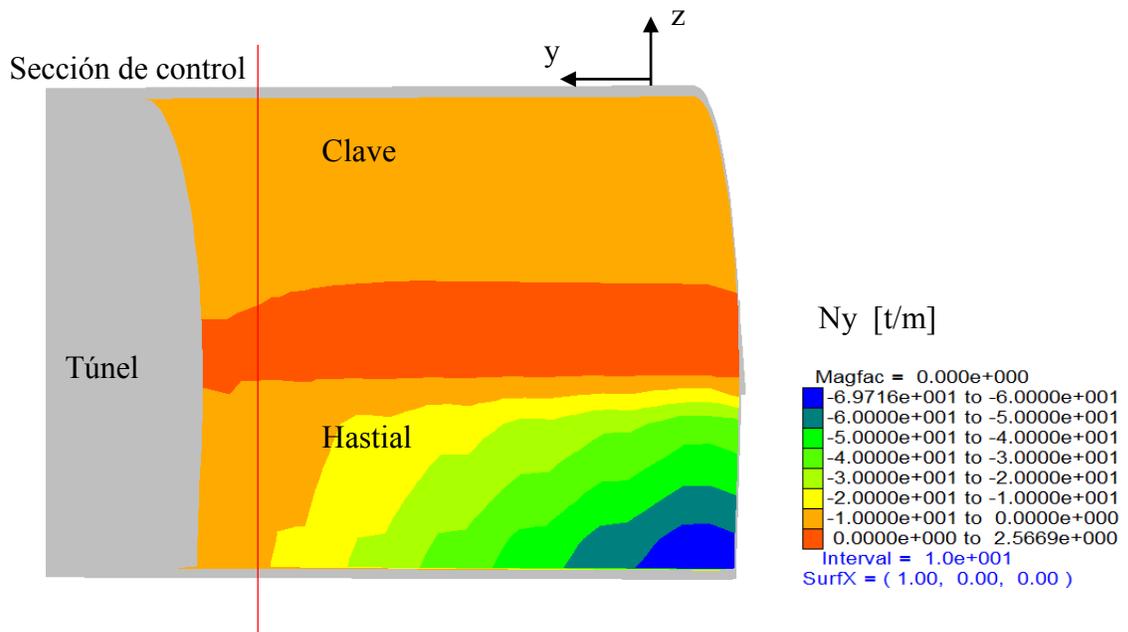


Figura 4.37 Contornos de fuerza axial en el eje y

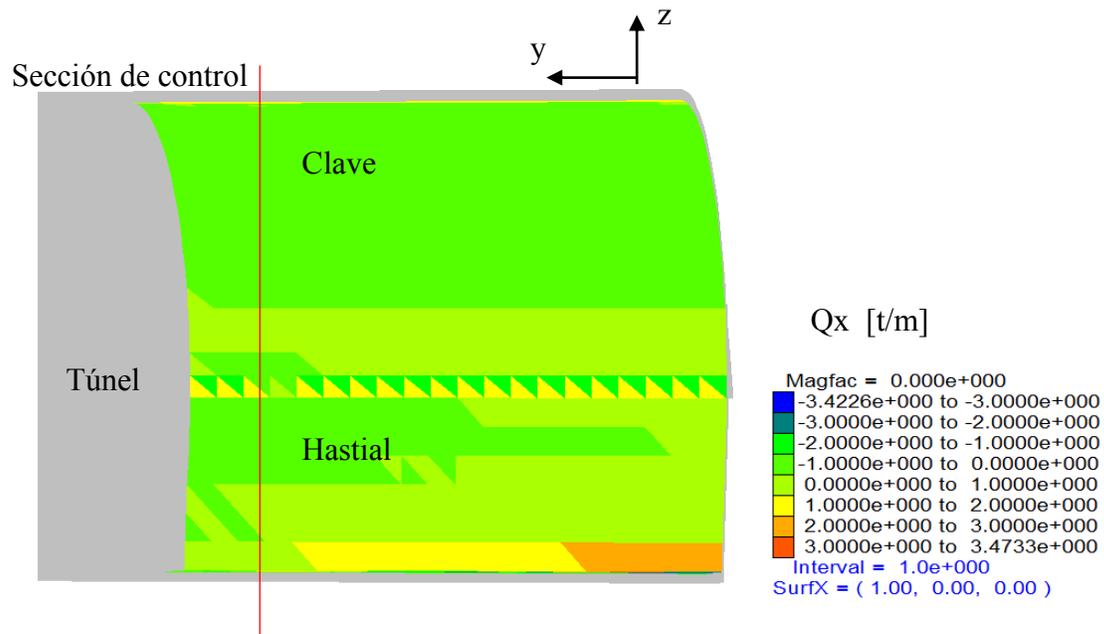


Figura 4.38 Contornos de fuerza cortante en el eje x

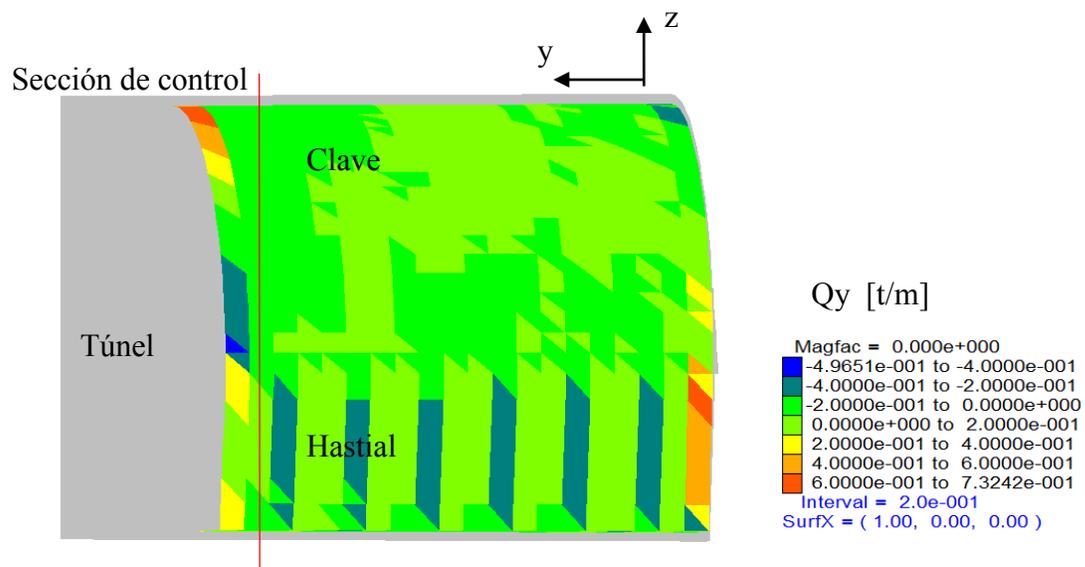


Figura 4.39 Contornos de fuerza cortante en el eje y

Los contornos de los elementos mecánicos que actúan en el revestimiento secundario para avance máximo de excavación de 2.0 m se muestran en las Figuras 4.40, 4.41, 4.42, 4.43, 4.44 y 4.45.

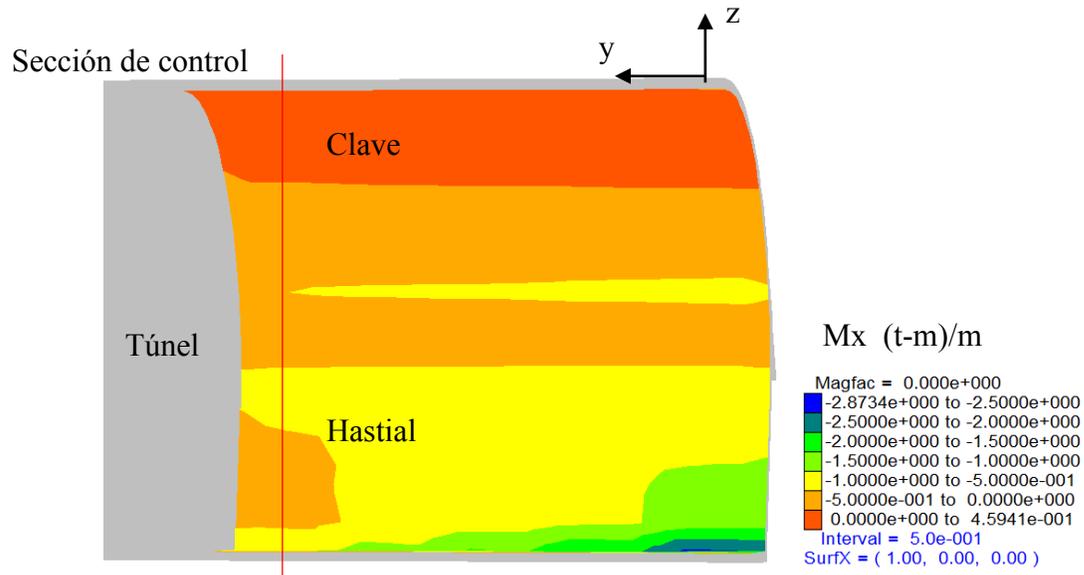


Figura 4.40 Contornos de momentos en el eje x

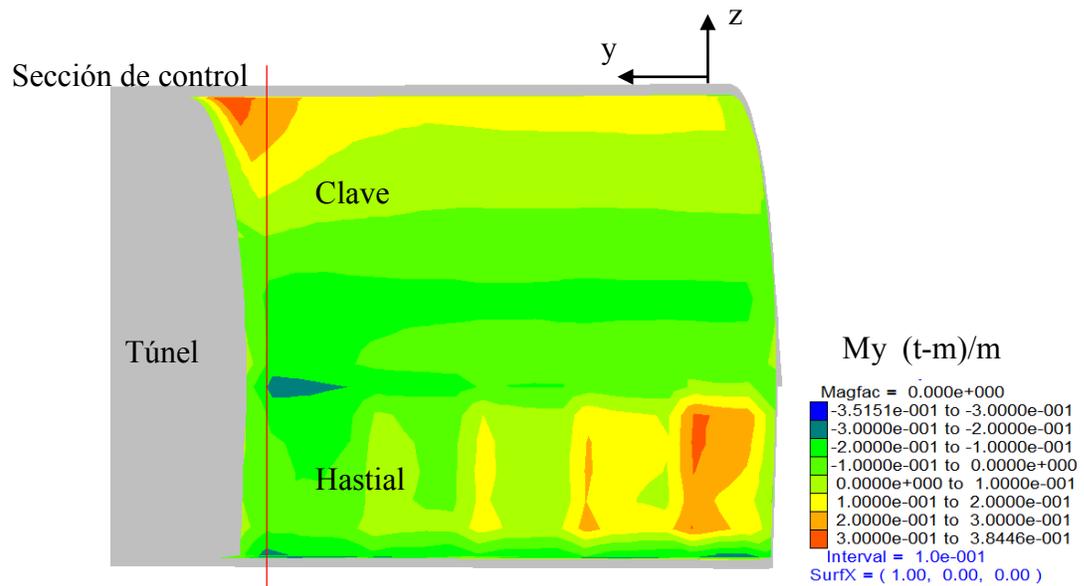


Figura 4.41 Contornos de momentos en el eje y

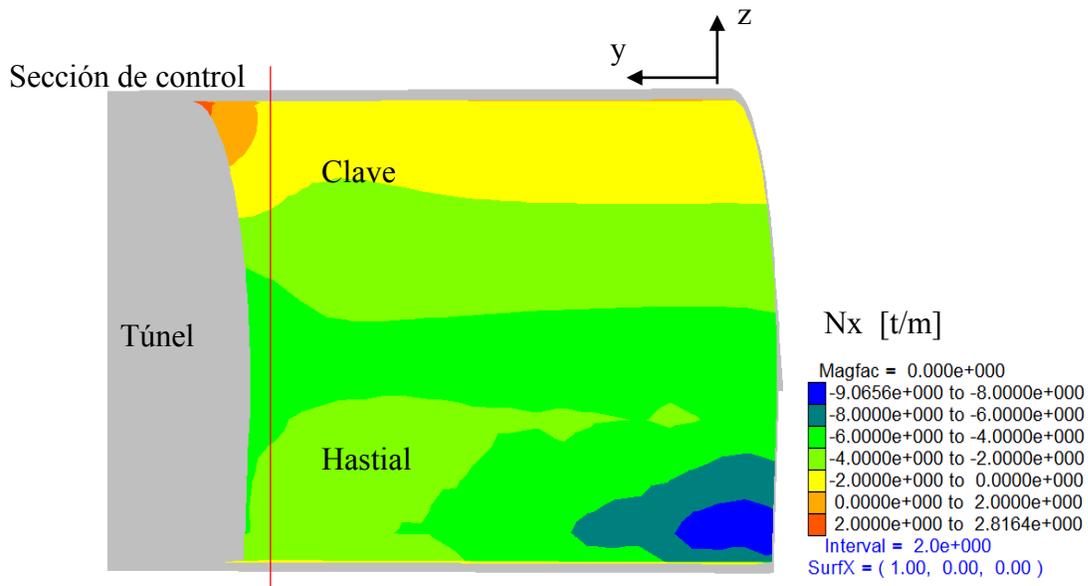


Figura 4.42 Contornos de fuerza axial en el eje x

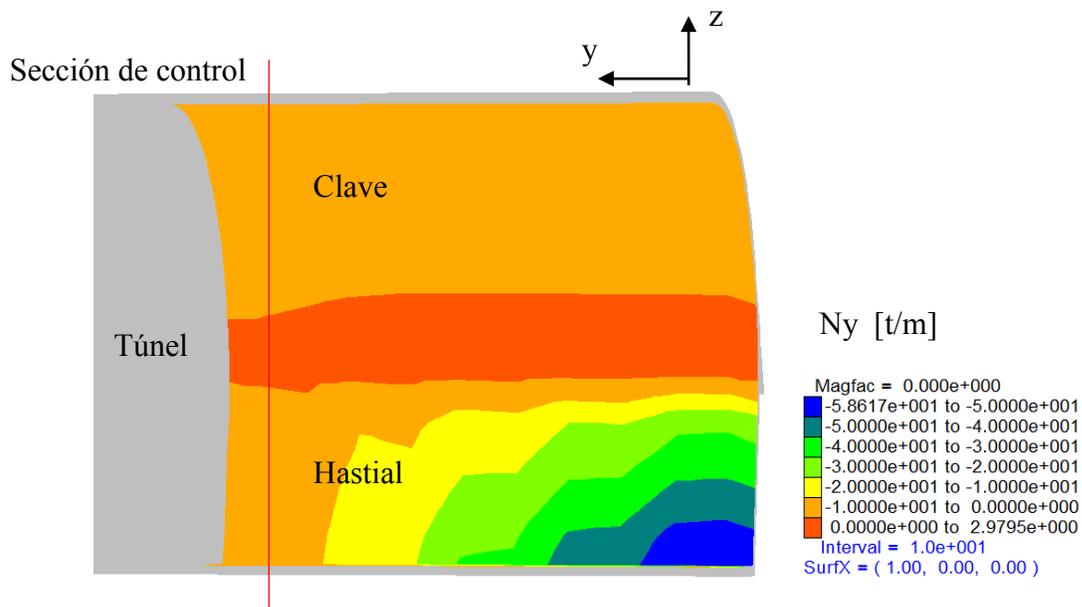
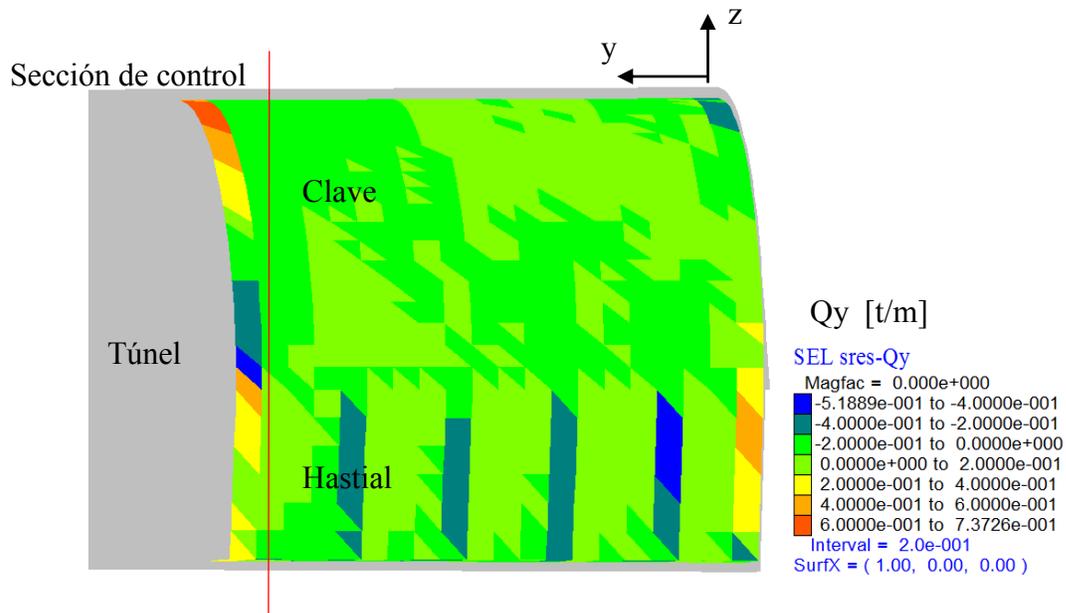
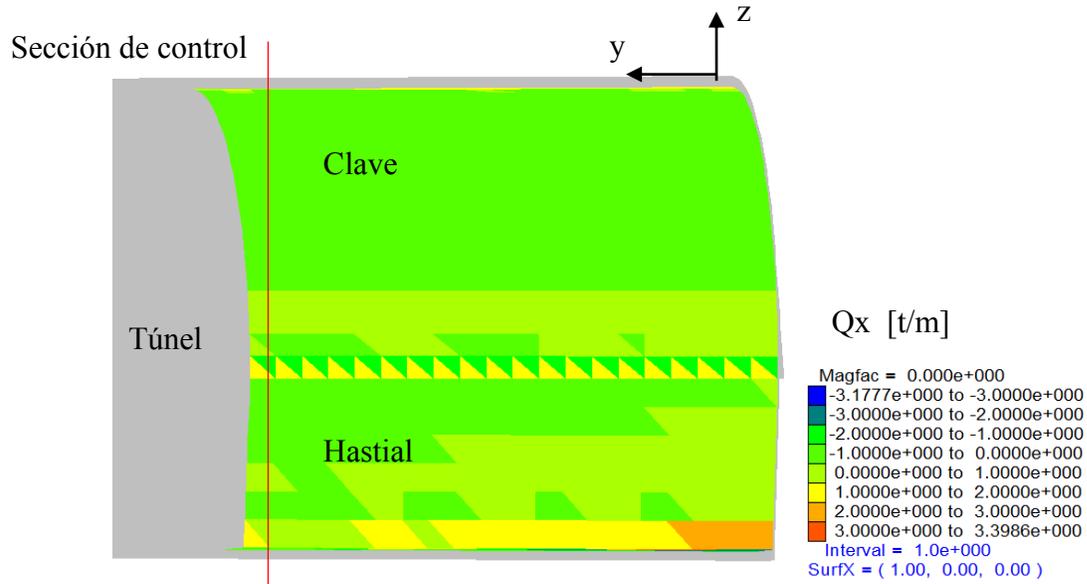


Figura 4.43 Contornos de fuerza axial en el eje y



Los contornos de los elementos mecánicos que actúan en el revestimiento secundario para avance máximo de excavación de 2.5 m se muestran en las Figuras 4.46, 4.47, 4.48, 4.49, 4.50 y 4.51.

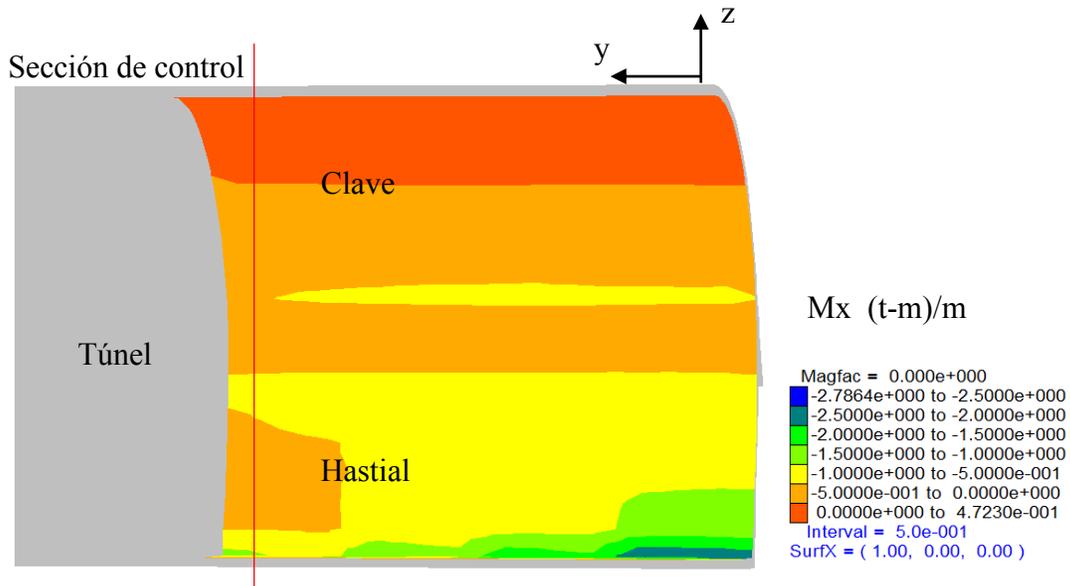


Figura 4.46 Contornos de momentos en el eje x

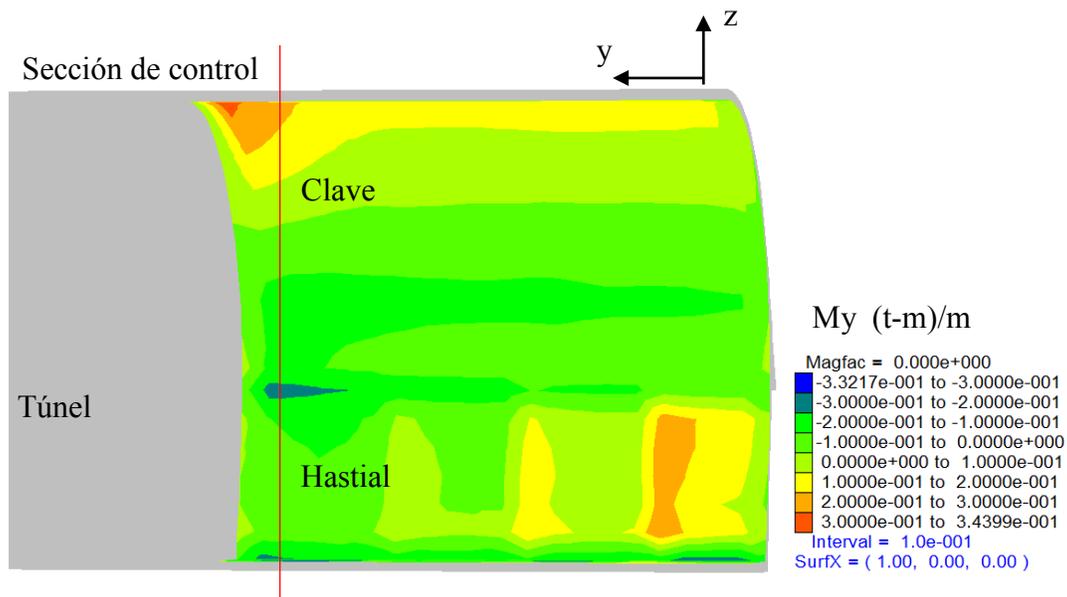


Figura 4.47 Contornos de momentos en el eje y

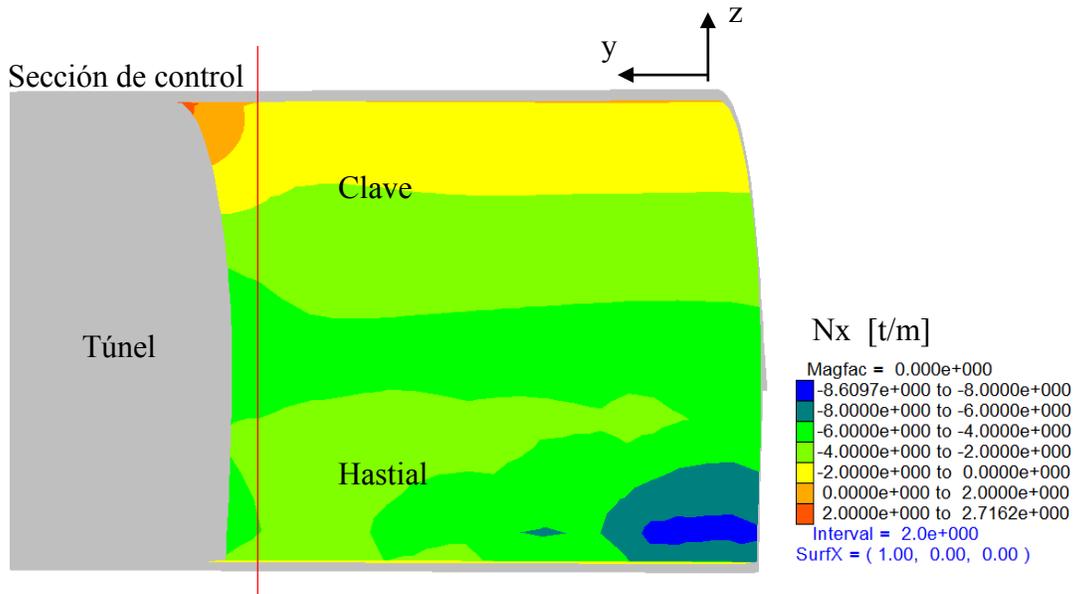


Figura 4.48 Contornos de fuerza axial en el eje x

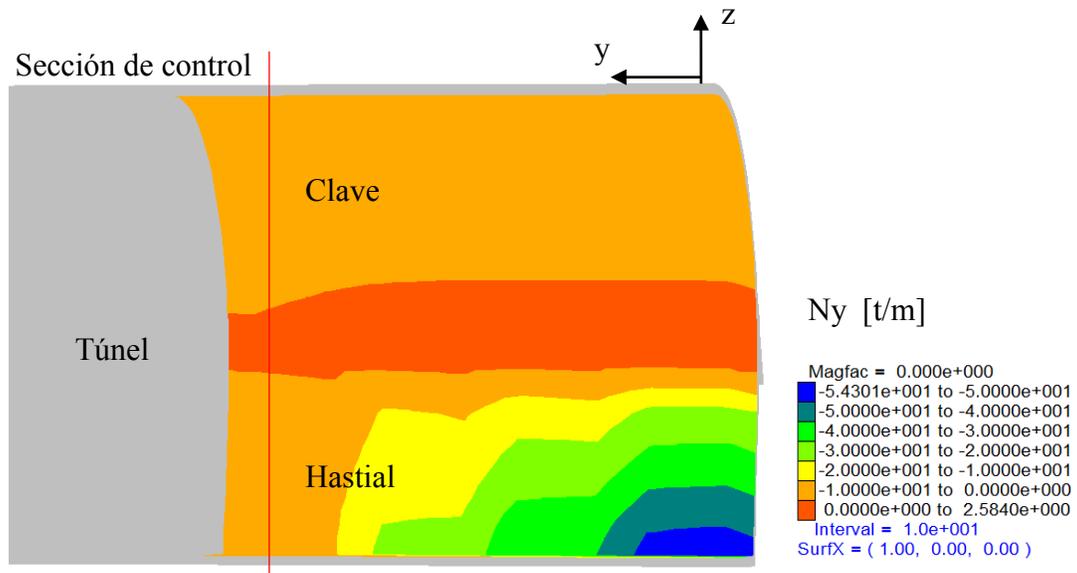
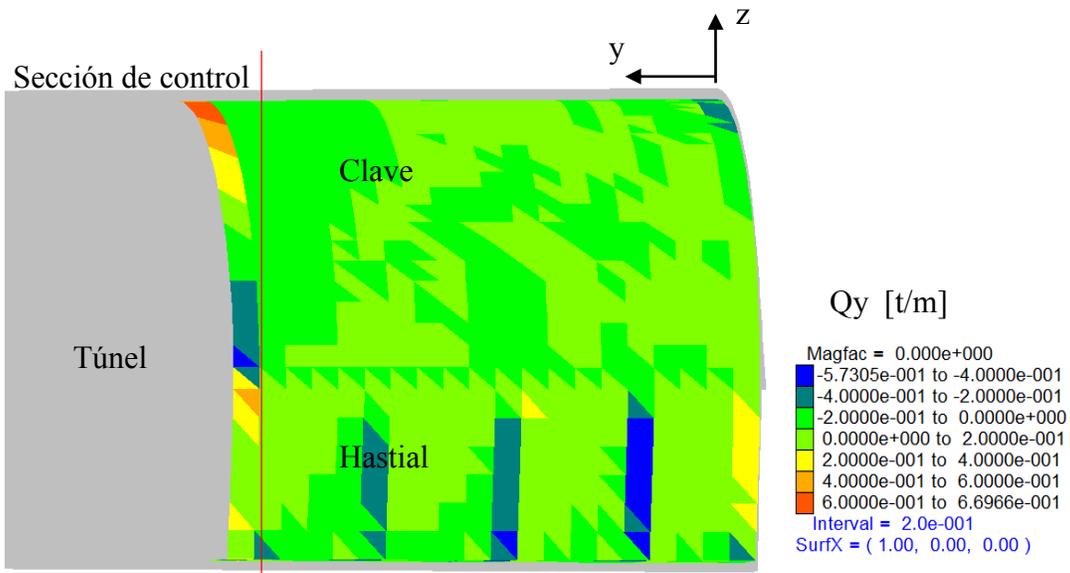
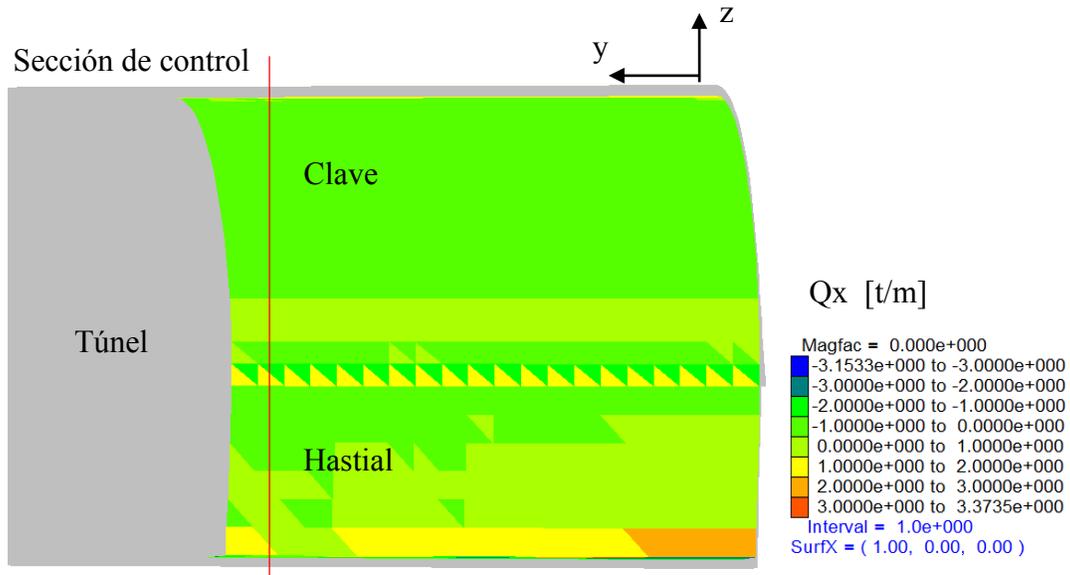


Figura 4.49 Contornos de fuerza axial en el eje y



4.4.1 Diagramas de interacción

Recubrimiento definitivo para los hastiales del túnel-tramo

En la Figura 4.52 se muestra el detalle estructural del recubrimiento definitivo para la zona de los hastiales.

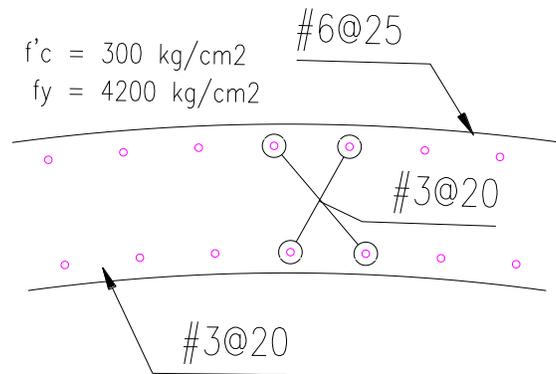


Figura 4.52 Detalle estructural en hastiales

La Figura 4.53 muestra el diagrama de interacción para el recubrimiento definitivo de 40 cm de espesor y $f'c$ de 300 kg/cm^2 : Los elementos mecánicos máximos, carga axial (ton) y momentos (ton-m), obtenidos de la simulación numérica se muestran en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13 Combinación de carga axial y momentos

Elementos mecánicos	Avance	Hastiales
		Valores máximos
Mx, Nx	1.5 m	-0.95, 4.04
My, Ny		-0.17, 10.91
Mx, Nx	2.0 m	-0.82, 4.15
My, Ny		-0.26, 5.02
Mx, Nx	2.5 m	-0.98, 4.08
My, Ny		-0.26, 7.99

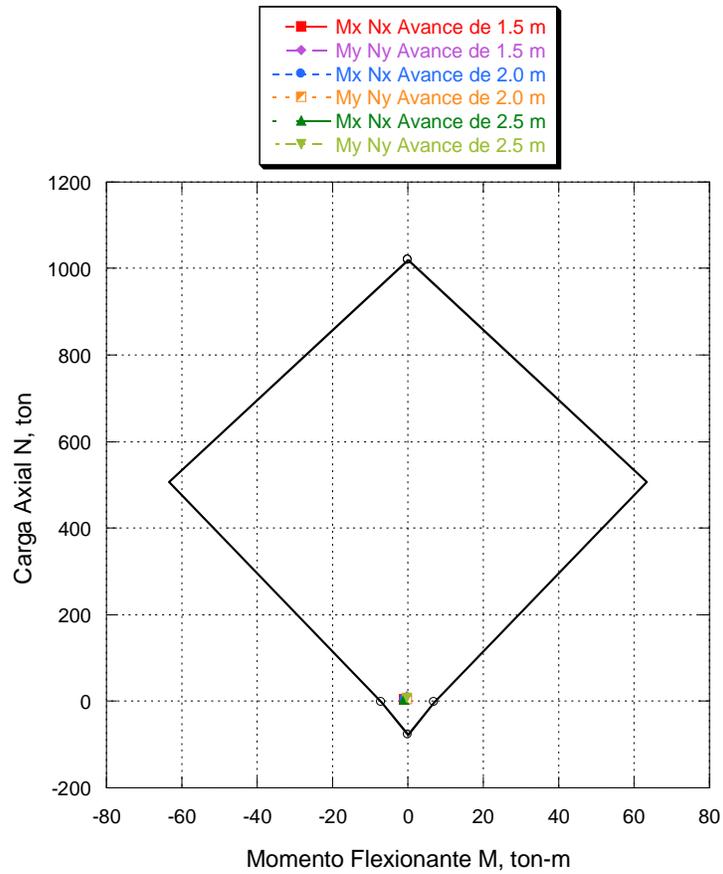


Figura 4.53 Diagrama de interacción del recubrimiento definitivo en hastiales

Recubrimiento definitivo para la clave del túnel-tramo

En la Figura 4.54 se muestra el detalle estructural del recubrimiento definitivo para la clave.

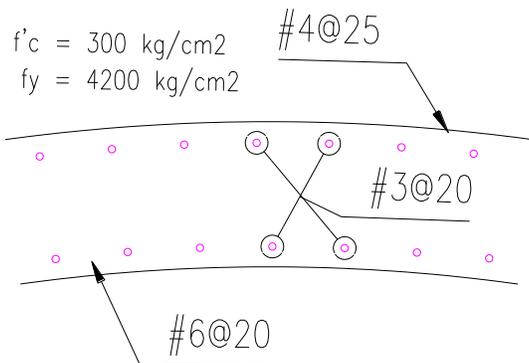


Figura 4.54 Detalle estructural en la clave

La Figura 4.55 muestra el diagrama de interacción para el recubrimiento primario de 40 cm de espesor y f'_c de 300 kg/cm²: Los elementos mecánicos máximos, carga axial (ton) y momentos (ton-m), obtenidos de la simulación numérica se muestran en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14 Combinación de carga axial y momentos

Elementos mecánicos	Avance	Hastiales
		Valores máximos
Mx, Nx	1.5 m	-0.55, 4.32
My, Ny		0.29, 3.61
Mx, Nx	2.0 m	-0.62, 4.69
My, Ny		0.28, 5.08
Mx, Nx	2.5 m	-0.63, 4.73
My, Ny		0.26, 3.77

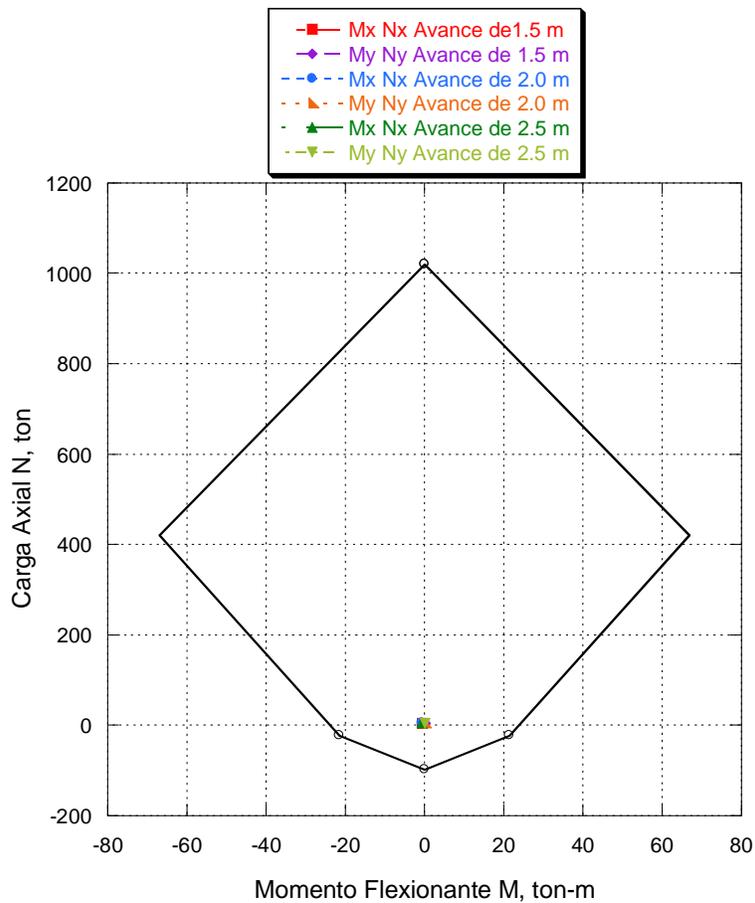


Figura 4.55 Diagrama de interacción del recubrimiento definitivo en la clave



5. CONCLUSIONES

En el análisis de las obras subterráneas, debido a la importancia de estas, es importante ser lo más precisos al momento de predecir el comportamiento de la estructura, ya sea en su etapa de construcción o en la etapa de servicio. Una de las principales incertidumbres, son las propiedades de los materiales que constituyen el suelo, los suelos son fabricados por la naturaleza, no por el hombre, lo que los hace sumamente complejos. Una buena manera de tomar en cuenta estas incertidumbres es recurrir a métodos estadísticos que tomen en cuenta la incertidumbre inherente en la determinación de las propiedades de los suelos.

La metodología que se aplica en esta tesis resulta ser bastante útil, ya que nos permite manejar el riesgo mediante la obtención de una probabilidad de falla, la cual puede ser un parámetro complementario al factor de seguridad en cuanto a la revisión de los estados límite de falla.

En los casos analizados se obtuvieron factores de seguridad aceptables, al ser el comportamiento favorable en los casos críticos, se concluye que la estabilidad del túnel será satisfactoria, por lo tanto el procedimiento constructivo descrito resulta ser considerado adecuado, y no pone en riesgo la estabilidad del túnel-tramo.

Con base en los resultados obtenidos, podemos concluir que el avance máximo recomendable para la construcción del túnel-tramo es de 2.0 m, ya que al analizar con un avance de 2.5 m el nivel de desempeño del túnel-tramo resulta ser pobre.

De acuerdo a la revisión del espesor del recubrimiento primario y definitivo del túnel-tramo, podemos concluir que el diseño no está optimizado, ya que la capacidad a compresión de los elementos estructurales es muy alta con relación a los elementos mecánicos que actúan en el recubrimiento definitivo.

Es imprescindible mantener un monitoreo continuo de los asentamientos del terreno y las convergencias del túnel, para de esta manera, poder evaluar la posibilidad de aumentar la longitud de avance, con base en simulaciones numéricas optimizadas a partir del comportamiento del túnel en tiempo real, y con esto, poder optimizar la construcción del túnel.

Es importante tener un plan de emergencia en caso de que la respuesta del túnel no sea la esperada, este plan de emergencia deberá tener definidas las alternativas de soporte complementario, secuencias de excavación, según requiera el caso.

En este tipo de proyectos es imperativo tener experiencia previa, tanto el proyectista, como el constructor y el supervisor.

El proyecto y construcción de excavaciones subterráneas sufre muchas modificaciones y/o cambios estructurales durante la construcción; estar continuamente en el túnel y observar con detenimiento las actividades del ciclo, nos puede ayudar a perfeccionarlas y llegar a los rendimientos óptimos en la construcción de una obra subterránea.



REFERENCIAS

Alan Muir Wood, (2000) “Tunnelling: Management by design”. E & FN Spon

Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C. AMITOS,
“Curso: Victor Hardy 1998” Octubre 1998

Harr, M. E. (1984). “Reliability-based design in civil engineering.” 1984 Henry M. Shaw
Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, N.C. Harr, M.
E. (1987). Reliability-based design in civil engineering. Mc-Graw-Hill, New York.

RCDF (2004) “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” Administración
Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno, “Normas Técnicas Complementarias para
el Diseño y Construcción de Cimentaciones

Rosenblueth E. (1981) “Two-Point Estimates in probabilities”. Appl. Math Modelling

U.S. Army Corps of Engineers. (1997). “Engineering and design introduction to probability
and reliability methods for use in geotechnical engineering.” Engr. Tech. Letter No. 1110-
2-547, Department of the Army, Washington, D.C., www.usace.army.mil/usace-docs& (30
Sept. 1997).

U.S. Army Corps of Engineers. (1998). “Risk-based analysis in geotechnical engineering for
support of planning studies.” Engrg. Circular No. 1110-2-554, Department of the Army,
Washington, D.C., www.usace.army.mil/usace-docs& (27 Feb. 1998).

ITA, International Tunnelling Association 2000, "Guidelines for the design of shield tunnel lining" No. 3 pp 303-331 (Elsevier)

Vital D y Mayoral J. M. (2014) "Análisis por desempeño de excavaciones en suelos tobáceos" Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, SMIG

ITA Working Group, 2013 "General Report on Conventional Tunneling Method", ITA Report N° 12, April 2013, AITES-ITA web site.

Tamez, E., Rangel, J. L., Holguín, e., (1997) "Diseño geotécnico de túneles" TGC geotecnia.

Cuevas, Robles (2004) "Aspectos fundamentales del concreto reforzado" Ed. Limusa

Melis, M., (2007). "Underground excavations in soils and soft rocks. Insight in the case of Madrid" In: Proc. 14th European Conf. Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 3rd Jimenez Salas Lecture, Madrid. September

Connor. J. Diederichs, M.S. (2013) "Reliability based approach to tunnel lining design using a modified point estimate method" Int. Rock Mech. Min. Sci. 60. 263-276 (Elsevier)

Carranza-Torres C, Diederichs MS. "Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets" Tunneling Underground Space Technol 2009: 24(5): 506-32

Mayoral J.M (2014) "Performance evaluation of tunnels built in rigid soils" Tunneling and Underground Space Technology.