



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DE
TÚNELES EXCAVADOS EN SUELOS BLANDOS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

FRANCISCO ALONSO FLORES LÓPEZ

TUTOR:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

MÉXICO, D.F., DICIEMBRE DE 2010





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M en I. Gabriel Moreno Pecero

Secretario: Dr. Miguel Pedro Romo Organista

Vocal: Dr. Juan Manuel Mayoral Villa

1^{er}. Suplente: M. en I. Agustín Deméneghi Colina

2^{do}. Suplente: Dr. Roberto Meli Piralla

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

*“Mis libros (que no saben que yo existo)
son tan parte de mí como este rostro
de sienes grises y de grises ojos
que vanamente busco en los cristales
y que recorro con la mano cóncava.
No sin alguna lógica amargura
pienso que las palabras esenciales
que me expresan están en esas hojas
que no saben quién soy, no en las que he escrito.
Mejor así. Las voces de los muertos
me dirán para siempre.”*

Jorge Luis Borges

Dedicatoria

A mis padres, hermanos y amigos, especialmente a Lilia Martínez Lima y
Yessiel Mercado Alcalá.

Agradecimientos

Al Instituto de Ingeniería, UNAM, por darme la oportunidad de realizar mi Tesis en sus instalaciones y por brindarme los medios necesarios para llevar a cabo el desarrollo de éste trabajo al incorporarme como becario en el proyecto denominado: “Implicaciones del hundimiento regional del subsuelo en el Valle de México y acciones sísmicas en el comportamiento del revestimiento primario del Túnel de la Línea 12 del Metro”, con número 9538.

A nuestra máxima casa de estudios, Universidad Nacional Autónoma de México, por abrirme sus puertas.

A la Facultad de Ingeniería, UNAM, por darme la preparación profesional.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa por su dirección y sabio consejo durante la realización de este trabajo.

A todos y cada uno de los sinodales por los aportes y comentarios dirigidos a este trabajo.

Al apoyo otorgado por mis amigos y compañeros que laboran conmigo en el Instituto de Ingeniería.



ÍNDICE

RESUMEN	i
INTRODUCCIÓN	ii
OBJETIVO	iv
ALCANCES	iv
1. ANTECEDENTES	1
1.1. Movimientos de la masa de suelo inducidos por la construcción de túneles	1
1.1.1. Cambio de esfuerzos por la excavación del frente del túnel	2
1.1.2. Esfuerzos cortantes inducidos en el suelo por el avance del escudo	2
1.1.3. Desplazamientos radiales durante la instalación del revestimiento primario e inyección	3
1.1.4. Consolidación del anillo de suelo remoldeado	3
1.1.5. Deformaciones en el recubrimiento	4
1.1.6. Consolidación por flujo de agua hacia el túnel	4
1.2. Evaluación de los movimientos de la masa de suelo inducidos por la construcción de túneles	4
1.2.1. Métodos analíticos	5
1.2.2. Métodos numéricos	6
1.3. Instrumentación de túneles construidos en suelos	7
2. DESARROLLO DEL MODELO NUMÉRICO	9
2.4. Modelo numérico	9
2.4.1. Modelación y discretización de las zonas	10
2.5. Elección del modelo constitutivo	13
2.5.1. Estudio del caso elástico	14
2.5.1.1. Modelo numérico	14
2.5.1.2. Resultados del modelo numérico	15
2.5.1.3. Comparación de resultados numéricos vs analíticos	19
2.5.2. Estudio del caso elasto-plástico en materiales cohesivos	23
2.5.2.1. Modelo numérico	23
2.5.2.2. Resultados del modelo numérico	24



2.5.2.3. Comparación de resultados numéricos vs analíticos	28
2.5.3. Estudio del caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes	32
2.5.3.1. Modelo numérico	32
2.5.3.2. Resultados del modelo numérico	33
2.5.3.3. Comparación de resultados numéricos vs analíticos	37
2.5.4. Selección de la ley constitutiva adecuada	40
2.5.4.1. Modelo Mohr Coulomb	41
2.5.4.2. Modelo Drucker-Prager	41
2.5.4.3. Modelo hiperbólico	42
2.5.4.4. Modelo Cam-clay modificado	42
2.5.5. Comparación con resultados experimentales	44
2.5.5.1. Instrumentación del túnel	46
2.5.5.2. Resultados de las pruebas de laboratorio	47
2.5.5.3. Simulación numérica	48
2.5.5.3.1. Modelo bidimensional de diferencias finitas	48
2.5.5.3.2. Modelo tridimensional de diferencias finitas	53
2.5.5.4. Comparación de los modelos bidimensionales y tridimensionales	55
3. CASO ESTUDIO: TÚNEL DE LA LÍNEA 12 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO	61
3.1. Introducción	61
3.1.1. Generalidades del proyecto	61
3.2. Condiciones geotécnicas del tramo de túnel	63
3.2.1. Exploración, muestreo y pruebas de campo	64
3.3. Compresibilidad del suelo	69
3.4. Abatimiento del nivel de aguas freáticas	71
4. INSTRUMENTACIÓN DEL TÚNEL	75
4.1. Instrumentación del tramo 1	76
4.2. Instrumentación del tramo 2	85
4.3. Instrumentación del tramo 3	91
4.4. Comportamiento estático del túnel con base en las mediciones	107



5. SIMULACIÓN NUMÉRICA	111
5.1. Leyes constitutivas empleadas	111
5.1.1. Determinación de los parámetros del modelo Cam clay modificado	111
5.1.2. Modelado del comportamiento esfuerzo-deformación	115
5.2. Modelo tridimensional de diferencias finitas de la sección A	117
5.2.1. Resultados	121
5.3. Modelo tridimensional de diferencias finitas de la sección B	125
5.3.1. Resultados	128
6. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	137
REFERENCIAS	143
APÉNDICE: EFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL	149



RESUMEN

En este trabajo se estudió el comportamiento estático de túneles excavados en suelos blandos a partir de las observaciones obtenidas directamente de la instrumentación en campo, y del desarrollo de modelos numéricos bidimensionales y tridimensionales. Inicialmente se evaluó la pertinencia de la aproximación numérica proporcionada por las diferencias finitas, comparando los resultados de éstas con soluciones analíticas exactas. Posteriormente, se evaluó la capacidad predictiva de algunas de las leyes constitutivas más comúnmente empleadas para simular el comportamiento esfuerzo-deformación de arcillas blandas, incluyendo los modelos Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, hiperbólico y Cam clay modificado. Se realizaron simulaciones numéricas empleando estos modelos y se compararon los resultados con mediciones de un túnel instrumentado que es parte del sistema de drenaje de la ciudad de México. De las comparaciones llevadas a cabo se determinó que el modelo tridimensional de diferencias finitas acoplado con el modelo Cam clay modificado proporciona la mejor estimación de los movimientos del suelo medidos en campo. Sin embargo, los análisis bidimensionales pueden utilizarse para obtener una estimación aceptable, desde el punto de vista práctico, del comportamiento global del túnel, siempre y cuando las etapas constructivas se tomen en cuenta y se utilice una ley constitutiva apropiada que considere las trayectorias de esfuerzos a las que se somete el geomaterial. Una vez establecida la ley constitutiva y el modelo numérico adecuado, se realizó la simulación de la excavación del túnel de la Línea 12 de Metro de la ciudad de México, el cual atraviesa zonas en donde se presentan grandes espesores de arcilla blanda con baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad. Estos modelos incluyen el abatimiento del nivel de aguas freáticas, el proceso de excavación del túnel por etapas, el avance del escudo y la colocación de las dovelas que forman los anillos del revestimiento primario del túnel. Finalmente, se evaluó la capacidad predictiva de los modelos desarrollados comparándolos con los datos obtenidos en la instrumentación, observándose una buena estimación de los movimientos del suelo calculados con las simulaciones numéricas.



INTRODUCCIÓN

La excavación de túneles en suelos blandos localizados en zonas urbanas densamente pobladas genera asentamientos diferenciales en estructuras cercanas. Para las condiciones particulares del subsuelo de la ciudad de México (*i.e.* suelos con alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante), la evaluación de estos asentamientos es muy importante para prevenir daños en obras aledañas al trazo del túnel. La magnitud de estos movimientos se ve afectada directamente por el procedimiento constructivo, que es lo que origina los cambios en el estado de esfuerzos que ocurren en el frente y las paredes del túnel, antes y después de la colocación del revestimiento primario. Hoy en día, las técnicas para predecir el comportamiento estático de túneles basadas en métodos numéricos, tales como los elementos finitos y las diferencias finitas son capaces de tomar en cuenta, tanto la heterogeneidad de los estratos del suelo con leyes constitutivas más sofisticadas, como las condiciones iniciales y de frontera similares a las condiciones de campo actuales, y los efectos de la dependencia del tiempo de los materiales. En particular, en este trabajo se realiza la evaluación del comportamiento estático de túneles excavados en suelos blandos mediante el desarrollo de modelos numéricos bidimensionales y tridimensionales.

En el capítulo uno se presenta una breve reseña de las principales causas de los movimientos del suelo generados durante las etapas constructivas del túnel, incluyendo los cambios en el estado de esfuerzos generados por la excavación del frente del túnel, los esfuerzos cortantes inducidos en el suelo por el avance del escudo, los desplazamientos radiales durante la instalación del revestimiento primario e inyección, y la consolidación del anillo de suelo remoldeado alrededor del túnel durante la ejecución de las etapas constructivas. Posteriormente, se mencionan algunos métodos que permiten evaluar los movimientos de la masa de suelo inducidos por la construcción de túneles en suelos.

En el capítulo dos se describe el modelo numérico empleado. Mediante análisis numéricos bidimensionales se evaluó el cambio en el estado de esfuerzos y deformaciones generados en la masa de suelo debido a la excavación del túnel. Los casos aquí estudiados incluyen



materiales elásticos, elasto-plásticos cohesivos y elasto-plásticos cohesivo-friccionantes. Se compararon los resultados de los modelos con algunas soluciones analíticas exactas. En este capítulo se realizó la selección del modelo constitutivo más adecuado que permitió predecir el comportamiento esfuerzo-deformación-resistencia de arcillas blandas, y se constató la importancia de considerar un modelo tridimensional. Para ello se realizaron simulaciones numéricas bidimensionales y tridimensionales de la excavación de un túnel instrumentado del sistema de drenaje localizado en la zona lacustre de la ciudad de México. Se realizó la comparación de los resultados obtenidos con los modelos bidimensionales y tridimensionales en términos de desplazamientos verticales y horizontales contra los registrados en campo.

En los capítulos tres, cuatro y cinco se aplica el modelo numérico desarrollado a un caso estudio que corresponde al túnel de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México. En particular, en el capítulo tres se presentan la descripción del proyecto y las condiciones geotécnicas de dos secciones críticas del túnel. Los sitios en estudio fueron caracterizados a partir de la información proveniente de los sondeos de campo y ensayos de laboratorio que incluyen pruebas de resistencia a la compresión no confinada (carga monotónica y cíclica), pruebas de compresión triaxial, no consolidada-no drenada (prueba UU) y pruebas de consolidación unidimensional. En el capítulo cuatro se analizan los resultados obtenidos a partir de la instrumentación de tres tramos del túnel. La instrumentación consistió en la implementación de un sistema que permitió medir los cambios en la geometría transversal de los anillos, la presión de poro, los asentamientos y los desplazamientos en la masa de suelo y en la superficie. En el capítulo cinco se llevó a cabo el análisis del comportamiento estático del túnel instrumentado desarrollando modelos tridimensionales de diferencias finitas de dos secciones críticas. En este apartado se describen las simulaciones llevadas a cabo, así como los resultados que se obtuvieron, comparándolos con la información reunida durante la instrumentación que se presentó en el capítulo anterior. Los modelos numéricos simulan el procedimiento constructivo del túnel, incluyendo el estado inicial de esfuerzos debido al abatimiento del nivel de aguas freáticas, el proceso de excavación por etapas, el



avance del escudo y la colocación de las dovelas que forman los anillos del revestimiento primario del túnel.

Con base en los resultados del estudio del comportamiento estático de túneles en suelos blandos mediante simulaciones numéricas, en el capítulo seis se dan las conclusiones que incluyen las observaciones más relevantes sobre los análisis realizados.

OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es estudiar el comportamiento estático de túneles construidos en suelos blandos, mediante el desarrollo de modelos numéricos bidimensionales y tridimensionales que simulen el procedimiento constructivo del túnel, incluyendo el movimiento del escudo por etapas considerando avances progresivos en la excavación, así como la colocación del revestimiento primario.

ALCANCES

Dentro de los alcances de esta tesis se encuentran los siguientes puntos:

- Evaluar la pertinencia de la aproximación numérica proporcionada por las diferencias finitas, comparando los resultados de éstas con soluciones analíticas exactas,
- Evaluar la capacidad predictiva de algunas de las leyes constitutivas más comúnmente empleadas para simular el comportamiento esfuerzo-deformación y esfuerzo-deformación-presión de poro de arcillas blandas, incluyendo los modelos Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, hiperbólico y Cam clay modificado,
- Desarrollar modelos numéricos bidimensionales y tridimensionales que simulen el procedimiento constructivo de túneles en suelos blandos, y
- Analizar el comportamiento estático de túnel de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México con los modelos numéricos desarrollados, y evaluar su capacidad predictiva empleando mediciones en campo.



1. ANTECEDENTES

Recientemente, la construcción de túneles en nuestro país y en particular en la ciudad de México ha cobrado auge debido a la necesidad de transporte masivo y al manejo de las aguas residuales y de lluvia. Como es bien sabido, la excavación de túneles en suelos blandos localizados en zonas urbanas densamente pobladas genera asentamientos diferenciales en estructuras cercanas. En este contexto, y para las condiciones particulares del subsuelo de la ciudad de México (*i.e.* suelos con alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante), la evaluación de estos asentamientos es muy importante para prevenir daños en obras aledañas al trazo del túnel. La magnitud de estos movimientos se ve afectada directamente por el procedimiento constructivo (Abel y Lee, 1973; Romo, 1984; Medina, 2000; Melis *et al.*, 2002), que es lo que origina los cambios en el estado de esfuerzos que ocurren en el frente y las paredes del túnel, antes y después de la colocación del revestimiento primario. Así pues, la predicción correcta de las deformaciones del suelo y sus correspondientes movimientos dependerán de la selección adecuada de las características esfuerzo-deformación del suelo cercano al túnel (*i.e.* ley constitutiva) y de la distribución de los esfuerzos tridimensionales que se desarrollen en una sección determinada del túnel mientras la excavación se aproxime.

1.1. Movimientos de la masa de suelo inducidos por la construcción de túneles

El estudio del comportamiento estático de un túnel debe incluir la determinación de los desplazamientos y las solicitaciones en diversos puntos de la masa de suelo, tanto en el momento de la excavación como a largo plazo, la evaluación de las solicitaciones a las que van a estar sometidas las estructuras de soporte (revestimiento primario y/o secundario), y el juzgar si los resultados obtenidos dan las garantías requeridas de seguridad y si el método de construcción utilizado es el más adecuado. Durante la excavación de un túnel en suelo blando es inevitable que se presenten movimientos del suelo, independientemente de la técnica de tuneleo (*e.g.* escudo de frente abierto y aire comprimido, escudo de frente cerrado y lodo bentonítico, y escudo de presión de tierras balanceada), ya que no es posible excavar sin alterar las condiciones de campo libre del suelo. Como ya se mencionó, en

zonas urbanas, los movimientos diferenciales del suelo generados en las diferentes etapas de la construcción del túnel pueden llegar a dañar a edificios e infraestructura aledaña al trazo del túnel, por esta razón es importante evaluar los movimientos potenciales y mantenerlos por debajo de límites tolerables. Los movimientos de la masa de suelo dependen de varios factores que incluyen a) las condiciones geológicas, geotécnicas e hidráulicas del sitio; b) la geometría y profundidad del túnel y, c) el método de excavación empleado. En este sentido, diferentes investigadores (Atkinson y Potts, 1976; Romo *et al.*, 1978; Reséndiz y Romo, 1981; Romo y Reséndiz, 1982; Romo, 1983; Alberro, 1983; Romo, 1985) han mencionado que las principales fuentes de movimiento del suelo durante las etapas constructivas del túnel son: 1) cambios de esfuerzos por la excavación del frente del túnel; 2) esfuerzos cortantes inducidos en el suelo por el avance del escudo; 3) desplazamientos radiales durante la instalación del revestimiento primario e inyección; y 4) consolidación del anillo de suelo remoldeado alrededor del túnel durante la ejecución de las etapas constructivas.

1.1.1. *Cambio de esfuerzos por la excavación del frente del túnel*

El estado de esfuerzos en campo libre en una sección considerada se modifica a medida que se aproxima la excavación. Si la presión neta en el frente del túnel es menor que los esfuerzos horizontales iniciales, el suelo se moverá hacia la excavación, por otro lado, si la presión neta es mayor que los esfuerzos horizontales iniciales, entonces se desarrollará un campo de desplazamientos hacia fuera del túnel. Los movimientos del suelo tienen un carácter tridimensional cuya magnitud depende del cambio en los esfuerzos y las características esfuerzo-deformación de la masa de suelo.

1.1.2. *Esfuerzos cortantes inducidos en el suelo por el avance del escudo*

Cuando el escudo es empujado hacia adelante, en el contacto suelo-escudo se desarrollan fuerzas cortantes, las cuales inducen esfuerzos de corte en un anillo de suelo cuya forma y espesor dependen principalmente de las características esfuerzo-deformación del suelo y de la calidad de la mano de obra. Si durante el avance del escudo no se tienen desviaciones en



su alineamiento, los esfuerzos de corte serán esencialmente paralelos al eje del túnel al desplazarse, consecuentemente los desplazamientos asociados con ellos tendrán la misma dirección dando como resultado un campo de desplazamientos uniforme alrededor del túnel, con magnitud decreciente con la distancia normal a la pared del túnel.

1.1.3. Desplazamientos radiales durante la instalación del revestimiento primario e inyección

Durante la instalación del revestimiento primario tiende a desarrollarse una oquedad entre el revestimiento mismo y la pared del túnel. Si el suelo es relativamente consistente y la inyección se hace rápidamente, el hueco puede llenarse de lechada y restringir significativamente los movimientos radiales del suelo. Si el suelo es blando y está remoldeado, la oquedad es ocupada por el suelo inmediatamente después que el escudo se empuja hacia adelante.

1.1.4. Consolidación del anillo de suelo remoldeado

Durante la ejecución de los trabajos de las diferentes etapas de construcción del túnel, la masa de suelo adyacente a la excavación sufre remoldeo. Así, cuando se excava el frente del túnel los esfuerzos en el suelo se modifican lo cual causa un cambio en la presión de poro. La extensión de la zona donde ocurre este cambio y su magnitud dependen del equilibrio en esfuerzos y de su trayectoria. Cuando avanza el escudo, éste arrastra al suelo que lo rodea generando esfuerzos cortantes que a su vez desarrollan presiones de poro. Su magnitud y la extensión de suelo afectado dependen de las características esfuerzo-deformación-resistencia del suelo y de los desvíos del escudo del alineamiento del túnel. Finalmente, durante la instalación del revestimiento ocurren desplazamientos radiales del suelo y al inyectarse la lechada estos movimientos pueden revertirse dependiendo de la presión y volumen inyectado. Estos ciclos de carga-descarga generan presiones de poro en el suelo que rodea al túnel. Debido a que la disipación de la presión de poro es un fenómeno de lento desarrollo en las arcillas, los movimientos por consolidación ocurren mucho después que las actividades de instalación del revestimiento han sido completadas.



Adicionalmente, se tienen dos fuentes de movimientos de suelo importantes que son independientes del proceso constructivo del túnel, que de igual forma que los anteriores se tienen que evaluar, éstas son:

1.1.5. Deformaciones en el recubrimiento

Una vez que el contacto suelo-revestimiento se establece, las cargas transmitidas al revestimiento primario inducen deformaciones en éste, la magnitud de éstas dependen de las características del sistema suelo-soporte. Las deformaciones del revestimiento a largo plazo pueden ser consecuencia del hundimiento regional del suelo, producto de la extracción del agua de los acuíferos profundos. En cualquier caso, los desplazamientos debidos a la deformación del revestimiento primario son perpendiculares al eje del túnel.

1.1.6. Consolidación por flujo de agua hacia el túnel

Cuando el revestimiento primario presenta una permeabilidad efectiva igual o más grande que el de la arcilla circundante, se establece un flujo de agua hacia el túnel, modificándose los esfuerzos efectivos en la masa de suelo produciéndose la consolidación. En suelos arcillosos el desplazamiento del suelo puede ser importante, siendo éste perpendicular al eje del túnel.

1.2. Evaluación de los movimientos de la masa de suelo inducidos por la construcción de túneles

La determinación teórica de los desplazamientos del suelo alrededor del túnel presenta diferentes dificultades, particularmente cuando se trata de representar matemáticamente el fenómeno complejo observado durante el tuneleo, debido al gran número de parámetros que deben ser tomados en cuenta y a los patrones tridimensionales de los movimientos de la masa de suelo (Leca, 2006). La resolución del problema requiere de la determinación de las leyes constitutivas que representen el comportamiento de los materiales involucrados (*e.g.* suelo, revestimiento, e inyecciones en el contacto suelo-revestimiento). La influencia de los modelos constitutivos del suelo ha sido mostrada en numerosos estudios (Melis *et al.*, 2002;

Masin, 2009; Yong-Joo, 2009; Weng *et al.*, 2010; Mayoral *et al.*, 2010; Shahrour *et al.*, 2010).

En general, el equilibrio dentro de la masa de suelo después de haberse modificado debido a los trabajos de excavación ha sido investigado mediante dos enfoques distintos, 1) los métodos analíticos y 2) los métodos numéricos.

1.2.1. Métodos analíticos

Los métodos analíticos se basan en simplificaciones asumidas en términos de la geometría del túnel, la estratificación del suelo (en general se consideran suelos homogéneos), la selección de los modelos constitutivos de los geomateriales, y la definición de las condiciones iniciales y de frontera. En la literatura técnica se pueden encontrar numerosas investigaciones acerca de formulaciones analíticas (Clough y Schmidt, 1981; Reséndiz y Romo, 1981; Sagasetta, 1987; Rowe y Lee, 1992; Yi *et al.*, 1993; Chou y Bobed, 2002; Lu *et al.*, 2010). En la mayoría de los casos, los autores se enfocan en la definición de nuevos campos de esfuerzos generados por la excavación, y pocos trabajos estudian la evaluación de la distribución de los movimientos del suelo alrededor del túnel y los efectos del tiempo, debido a la complejidad de estos análisis.

En la práctica comúnmente se emplean métodos empíricos y semi-empíricos para evaluar los asentamientos del terreno debido a la excavación de túneles. En general, estos métodos son más o menos una combinación de métodos analíticos y métodos numéricos (Schmidt, 1969; Peck, 1969; Oteo y Moya, 1979; Sagasetta, 1980; Romo y Díaz, 1991; Romo, 1984; O'Reilly, 1988;) y han sido calibrados con datos procedentes de casos historia. Los métodos empíricos estiman los asentamientos superficiales basados en un cierto número de parámetros que toman en cuenta el tamaño de la excavación (diámetro del túnel), las condiciones del suelo y las propiedades de resistencia de los materiales.



1.2.2. Métodos numéricos

Las técnicas basadas en métodos numéricos como los elementos finitos y las diferencias finitas toman en cuenta, tanto la heterogeneidad de los estratos de suelo con leyes constitutivas más sofisticadas, como las condiciones iniciales y de frontera similares a las condiciones de campo actuales, y los efectos de la dependencia del tiempo de los materiales. Estos métodos son particularmente empleados en estudios de túneles excavados en suelo que presenta un comportamiento esfuerzo-deformación no-lineal y condiciones geométricas complejas. La principal fortaleza de estos métodos es que se puede calcular el estado de esfuerzos y deformaciones de la masa de suelo en cualquier punto alrededor del túnel y en la superficie del terreno. Además se puede tomar en cuenta las características de las etapas constructivas del túnel, el avance del escudo (simulación de la excavación por pasos) y las condiciones del subsuelo (geometría, estado de esfuerzos iniciales, leyes constitutivas no-lineales, etc.). El uso de los métodos numéricos en dos y tres dimensiones cada vez es más frecuente para investigar los desplazamientos del suelo, la estabilidad del túnel y la interacción del túnel con otras estructuras (Addenbrooke *et al.*, 1997; Franzius *et al.*, 2005; Cheng *et al.*, 2007; Lee, 2009).

El campo de desplazamientos debido a la excavación de un túnel es francamente un problema tridimensional (*i.e.* los desplazamientos son función del frente de avance). Por lo que se reconoce que un análisis tridimensional es requerido para examinar correctamente la respuesta esfuerzo-deformación del túnel. Sin embargo, los análisis tridimensionales son relativamente complejos por lo que a veces se recurre a simplificaciones en dos dimensiones. Gioda y Locatelli (1999) han mostrado que análisis en dos dimensiones pueden ser empleados con éxito para hacer análisis en sentido inverso para calcular los asentamientos inducidos por el tuneleo. Swoboda (1979) ha usado los análisis bidimensionales para simular el efecto de los procesos constructivos, así como la dependencia del endurecimiento del concreto lanzado con el tiempo, los métodos de presión de tierras balaceada y escudos presurizados, el uso de inyecciones para mejorar las propiedades del suelo y el efecto de la secuencia de instalación del revestimiento en las

cargas del mismo. Los análisis en dos dimensiones deberán emplear técnicas que aproximen los efectos tridimensionales del frente del túnel (Coulter y Martin, 2006).

1.3. Instrumentación de túneles construidos en suelos

El diseño y la implementación de un programa de monitoreo durante la construcción de un túnel necesita de los estudios y la planeación adecuada durante la etapa de diseño del proyecto (El-Nahhas, 1992). En la actualidad, existe un gran número de publicaciones en la literatura acerca de la instrumentación geotécnica y sus usos en el monitoreo de túneles y de estructuras subterráneas. Por ejemplo, Kovari (1983) y DiBiagio (1991) han recopilado información acerca de un ancho rango de instrumentos y sus diferentes aplicaciones, así como sus ventajas y limitaciones. En particular, el monitoreo de los desplazamientos de la masa de suelo cercana al túnel y en la superficie del terreno es uno de los elementos más importantes a considerar en el programa de instrumentación. Los movimientos verticales y horizontales del suelo pueden ser registrados mediante bancos de nivel e inclinómetros, respectivamente. Una instrumentación completa debe incluir equipos que permitan medir los esfuerzos actuantes en el revestimiento del túnel y las deformaciones de éste. En la literatura existen varios casos historia referentes al monitoreo del comportamiento estático de túneles durante la etapa de construcción y después de finalizada ésta (*e.g.* Romo y Reséndiz, 1982; Romo, 1984; Romo, 1985; El-Nahhas, 1992; Chen *et al.*, 2010). Van Der Berg *et al.* (2003) y Clayton *et al.* (2006) han reportado los movimientos del suelo en el frente de avance del túnel, así como la precisión de algunos instrumentos de medición. Bezuijen *et al.* (2001) ha mostrado mediciones de la presión de poro en el frente de la excavación de un túnel en Holanda. También se han observado los movimientos verticales y laterales de túneles adyacentes y estructuras producidos por la construcción de un nuevo túnel (Harris *et al.*, 1994). El monitoreo durante y después de la construcción de un túnel es importante para garantizar el buen funcionamiento de estas obras y deberá ser una parte fundamental dentro del proyecto.





2. DESARROLLO DEL MODELO NUMÉRICO

Desde el punto de vista fenomenológico las herramientas numéricas como el elemento finito o las diferencias finitas permiten evaluar los movimientos del suelo producidos durante las diferentes etapas de construcción del túnel y después de éstas, de forma económica y con una vasta congruencia con las mediciones hechas en campo. En este sentido, para este trabajo se han empleado modelos numéricos para evaluar estos movimientos.

2.1.1. *Modelo numérico*

En la búsqueda de una descripción cualitativa de un determinado fenómeno físico, por lo general el ingeniero plantea un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias o parciales, válidas para determinado dominio, e impone sobre dicho sistema condiciones iniciales y de frontera apropiadas. En esta etapa, el modelo matemático está completo, sin embargo, dado que solamente la forma más simple de ecuaciones, con fronteras geoméricamente triviales, es capaz de ser resuelta en forma exacta con los métodos analíticos disponibles, los problemas más complejos difícilmente pueden ser resueltos con estas herramientas.

Con el fin de evitar tales dificultades y lograr resolver el problema con la ayuda de computadoras, es necesario presentar el problema de una manera puramente algebraica. Mediante el proceso de discretización, el conjunto infinito de números que representan la función o funciones incógnitas en el continuo es reemplazado por un número finito de parámetros incógnita, y este proceso requiere alguna forma de aproximación. Entre las diferentes formas de discretización posibles (elementos finitos, volúmenes finitos, etc.), una de las más simples es mediante el método de diferencias finitas.

El método de diferencias finitas es quizá la técnica numérica más usada para la solución de sistemas de ecuaciones diferenciales, con valores iniciales y de frontera. En este método, cada derivada del conjunto de ecuaciones se reemplaza directamente con una expresión algebraica escrita en términos de las variables de campo (como esfuerzos o desplazamientos) en puntos discretos del espacio.

2.1.2. Modelación y discretización de las zonas

En particular, en este trabajo se utiliza los programas de computadora FLAC (Itasca 2005) y FLAC3D (Itasca, 2009), que emplean el método de diferencias finitas explícito para análisis estáticos y dinámicos de problemas geotécnicos, en dos y tres dimensiones, respectivamente. Estos programas fueron desarrollados por Peter Cundall en 1986 para aplicaciones de ingeniería relacionados con problemas geotécnicos. Se emplean formulaciones bidimensionales y tridimensionales de diferencias finitas que permiten la modelación numérica de problemas físicos a través de relaciones constitutivas que simulan el comportamiento de materiales de estructuras complejas. Los materiales que pueden considerarse son de diversa índole, tanto naturales (*e.g.* suelos y rocas), como artificiales (*e.g.* acero y concreto). Durante la modelación, los materiales son representados por zonas, las cuales forman una malla que representa las condiciones geométricas del problema. Cada elemento se comporta de acuerdo con leyes constitutivas lineales o no-lineales preestablecidas, en respuesta a las fuerzas aplicadas y las condiciones de frontera impuestas (ver esquema de la Figura 2.1). Si el material alcanza el esfuerzo de fluencia la malla puede deformarse (en el modo de grandes deformaciones se sigue un proceso de remalleo al irse generando grandes desplazamientos que se traducen en grandes deformaciones) y así representar mejor el flujo plástico.

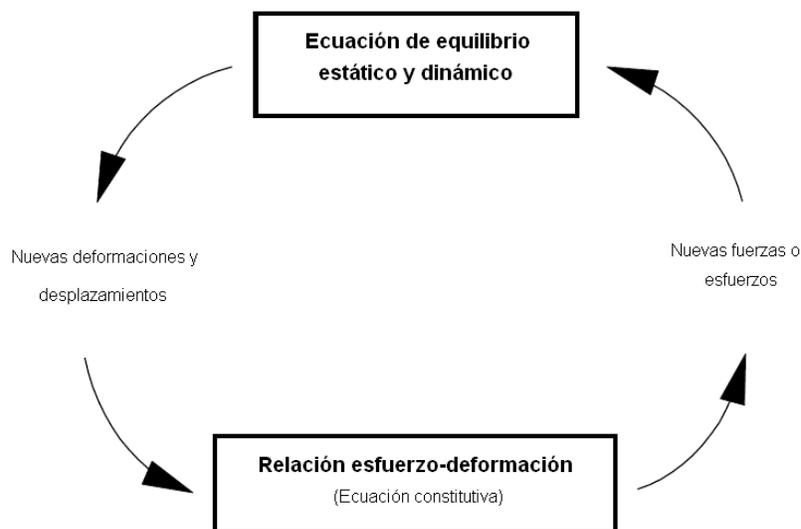


Figura 2.1 Ciclo del procedimiento básico de cálculo

Un aspecto importante sobre cada cuadro de la Figura 2.1 es que se actualizan todas las variables de la malla a partir de valores conocidos que permanecen fijos mientras están en dicho cuadro. Para el análisis, los materiales se dividen en una malla de diferencias finitas compuesta de elementos cuadriláteros. Internamente se subdivide cada elemento en dos conjuntos de elementos triangulares superpuestos de deformación constante (Figura 2.2). Los cuatro sub-elementos son denominados a, b, c y d. Cada cuadrilátero requiere 16 componentes de esfuerzo, el vector fuerza ejercido en cada nodo es tomado como el promedio de los dos vectores fuerza ejercidos por los dos cuadriláteros superpuestos.

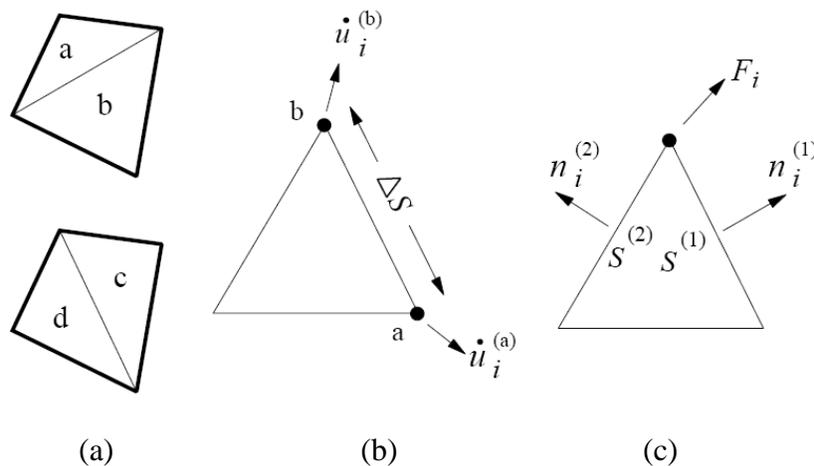


Figura 2.2 (a) Cuadriláteros superpuestos, (b) elemento triangular típico con vectores de velocidad y (c) vector nodal de fuerza

Las ecuaciones diferenciales para un triángulo se derivan de la forma general del teorema de Divergencia de Gauss:

$$\int_s n_i f ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (2.1)$$

Donde:

\int_s es la integral alrededor de la frontera de una superficie cerrada, n_i es el vector unitario normal a la superficie, s , f es el escalar, vector o tensor, x_i son vectores de posición, ds es la diferencial de la longitud del arco y \int_A es la integral sobre el área, A .

Definiendo el promedio del gradiente de f sobre el área A como:

$$\frac{\partial f}{\partial x_i} = \frac{1}{A} \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} dA \quad (2.2)$$

Sustituyendo (2.2) en (2.1) se tiene (2.3)

$$\frac{\partial f}{\partial x_i} = \frac{1}{A} \int_s n_i f ds \quad (2.3)$$

Para un sub-elemento triangular, la diferencia finita de (2.3) es:

$$\left\langle \frac{\partial f}{\partial x_i} \right\rangle = \frac{1}{A} \sum_s \langle f \rangle n_i \Delta s \quad (2.4)$$

Donde Δs es la longitud del lado del triángulo, y la suma ocurre sobre los tres lados de éste. El valor de $\langle f \rangle$ es tomado como el promedio sobre el lado.

En cada nodo, las fuerzas de los cuadriláteros se suman para tener el vector de fuerza neto nodal, $\sum F_i$. Este vector incluye contribuciones de todas las fuerzas aplicadas y de las fuerzas debidas a la gravedad, éstas se calculan como:

$$F_i^{(g)} = g_i m_g \quad (2.5)$$

donde m_g es la masa gravitacional en el nodo, definida como la suma de un tercio de las masa de los triángulos conectados a ese nodo. Si la zona cuadrilátera no existe, se omite la contribución de sus esfuerzos a $\sum F_i$. Si el cuerpo está en equilibrio, $\sum F_i = 0$; en otro caso, el nodo se acelerará de acuerdo a la segunda ley de movimiento de Newton:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (2.6)$$

Donde los superíndices denotan el tiempo en el que la variable es evaluada. Para problemas de deformaciones grandes, la ecuación (2.6) se integra nuevamente para determinar las nuevas coordenadas de la malla:

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (2.7)$$

El esquema de cálculo explícito Lagrangiano y la técnica de discretización mixta a base de zonas usada en FLAC garantiza que tanto el colapso y el flujo plástico sean modelados de forma correcta. Además, en la formulación bidimensional no se necesita la formación de

matrices durante el proceso de solución, por lo que se reduce la capacidad de memoria requerida en el análisis. Algunas de las desventajas de utilizar la formulación explícita (*e.g.* la necesidad de incrementos de tiempo pequeños durante la integración numérica, y la incertidumbre del amortiguamiento requerido) se resuelven hasta cierto punto a través del escalado de la inercia y del amortiguamiento de forma automática y de esta manera no afectar el modo de falla.

Aunque FLAC fue originalmente desarrollado para modelar problemas geotécnicos, éste presenta una gran versatilidad para estudiar una amplia gama de fenómenos físicos de índole mecánica. Este programa dispone de varios modelos constitutivos que permiten la simulación del comportamiento irreversible altamente no-lineal común de materiales geológicos, además, tiene otras características especiales, entre las que se encuentran: elementos interfaz para simular planos de deslizamiento definido y/o separación; modelos de geometría axisimétrica para considerar estados de esfuerzo plano y estado de deformación plano; modelos acoplados de agua subterránea y consolidación; modelos de elementos estructurales tales como cables, pilotes y vigas; la capacidad de cálculos dinámicos, y modelos visco-elásticos y visco-plásticos.

En los párrafos anteriores fue descrita brevemente la formulación de FLAC en dos dimensiones. Adicionalmente a este programa se empleará FLAC3D que es una extensión de FLAC al campo tridimensional. Aunque ambos software emplean el método de diferencias finitas, hay, sin embargo algunas diferencias entre las formulaciones de los modelos matemáticos que describen la mecánica del sistema (para profundizar en este tema se puede consultar ITASCA, 2009).

2.2. Elección del modelo constitutivo

Con el fin de verificar la confiabilidad de los resultados del modelado con diferencias finitas de la respuesta estática de túneles y la selección adecuada de la ley constitutiva que represente mejor la relación esfuerzo-deformación de los geo-materiales, se realizaron análisis de los esfuerzos inducidos en la masa de suelo debido a la excavación del túnel. En

esta sección se muestran las comparaciones de algunas soluciones analíticas para casos particulares.

2.2.1. Estudio del caso elástico

2.2.1.1. Modelo numérico

Se realizó un modelo de diferencias finitas bidimensional para verificar el estado de esfuerzos generados en la masa de suelo debido a la excavación de un túnel en material elástico con las propiedades y dimensiones que se muestran en el esquema de la Figura 2.3. Para el modelo se consideró una malla de $50 \times 50 \text{ m}^2$ con elementos cuadriláteros de tamaño variable, ya que se refinó la malla cerca del túnel, como lo muestra la Figura 2.4.

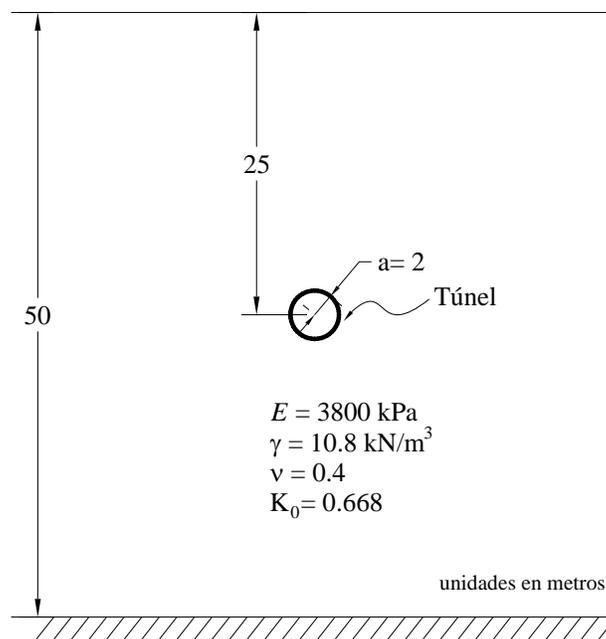


Figura 2.3 Esquema del túnel en material elástico

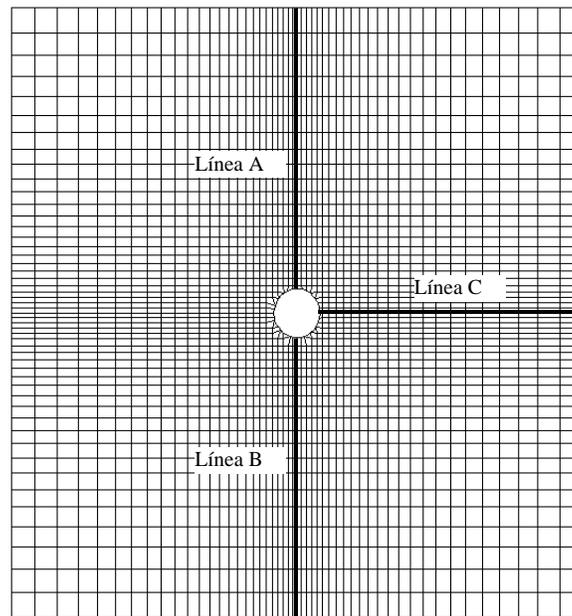


Figura 2.4 Modelo de diferencias finitas

2.2.1.2. Resultados del modelo numérico

En esta sección se presentan los resultados de los análisis realizados con el modelo de diferencias finitas para el caso elástico. En las Figuras 2.5 y 2.6 se muestran las gráficas de los esfuerzos verticales y horizontales prevalecientes después de simular la excavación del túnel, como se puede apreciar se experimenta un alivio de esfuerzos en la zona circundante a la cavidad, lo cual es congruente con el mecanismo de falla esperado. Los esfuerzos verticales máximos alrededor del túnel son de 498 kPa y representan un incremento cercano al doble de los esfuerzos a los que estaba sometido el suelo antes de la excavación, estos se localizan en el eje horizontal, en tanto que en la base y corona los esfuerzos verticales son nulos. Los esfuerzos horizontales máximos son de 286 kPa y estos se localizan en la base del túnel. En la Figura 2.7 se muestran los contornos de esfuerzos cortantes. El esfuerzo cortante máximo ocurre a un ángulo de 135° medido con respecto de la vertical en sentido horario, y tiene un valor de 223 kPa, también es importante notar que en la base y en la corona del túnel los esfuerzos cortantes son nulos. Por otro lado, los desplazamientos verticales y horizontales derivados del proceso de excavación se presentan en las Figuras 2.8 y 2.9, en ellas se puede ver que en la dirección vertical por encima de la corona del túnel se presenta una zona de asentamientos que van de 20 cm en la corona, hasta 4.4 cm en

la superficie del terreno; mientras que en la base ocurren expansiones del orden de 21 cm que disminuyen con la profundidad hasta ser prácticamente nulos, en tanto que los desplazamientos horizontales inducidos tienden a cerrar el túnel. La Figura 2.10 muestra la malla deformada y los vectores de desplazamientos del modelo, observándose un desplazamiento máximo de 21.2 cm hacia dentro del túnel. Las comparaciones de los resultados del modelo numérico con soluciones analíticas cerradas se presentan en el siguiente inciso.

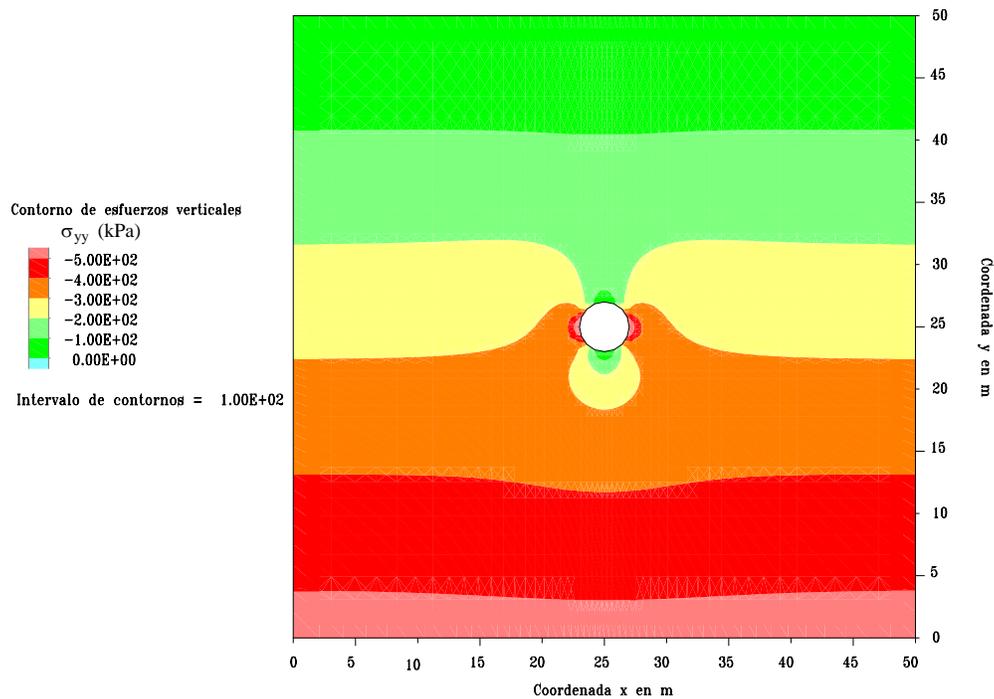


Figura 2.5 Esfuerzos verticales en el túnel, caso elástico

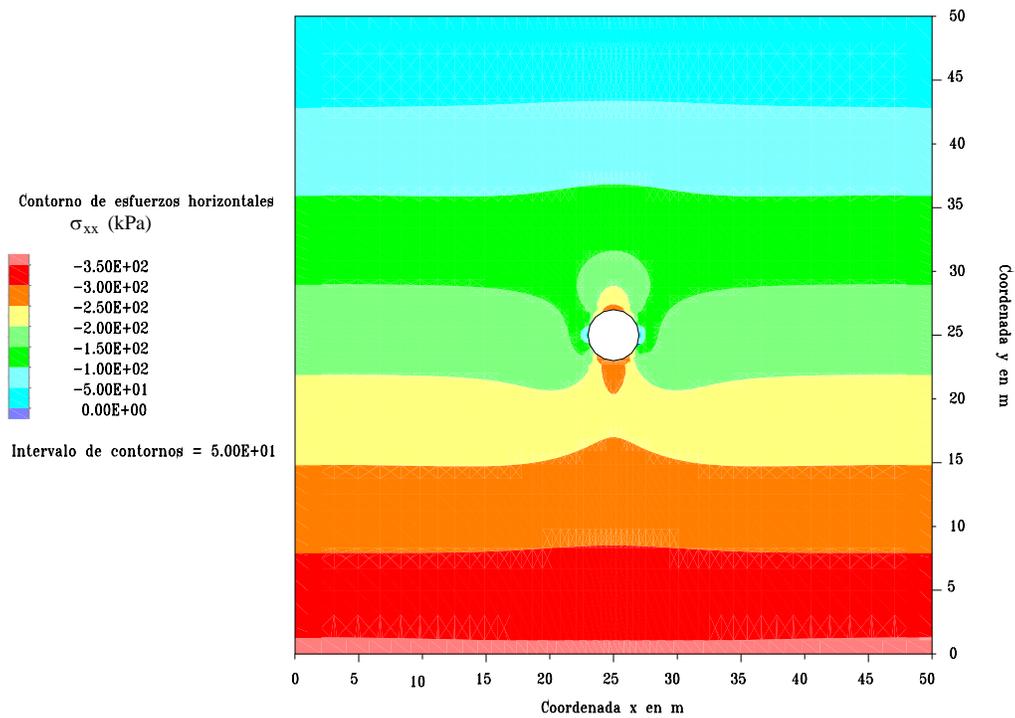


Figura 2.6 Esfuerzos horizontales en el túnel, caso elástico

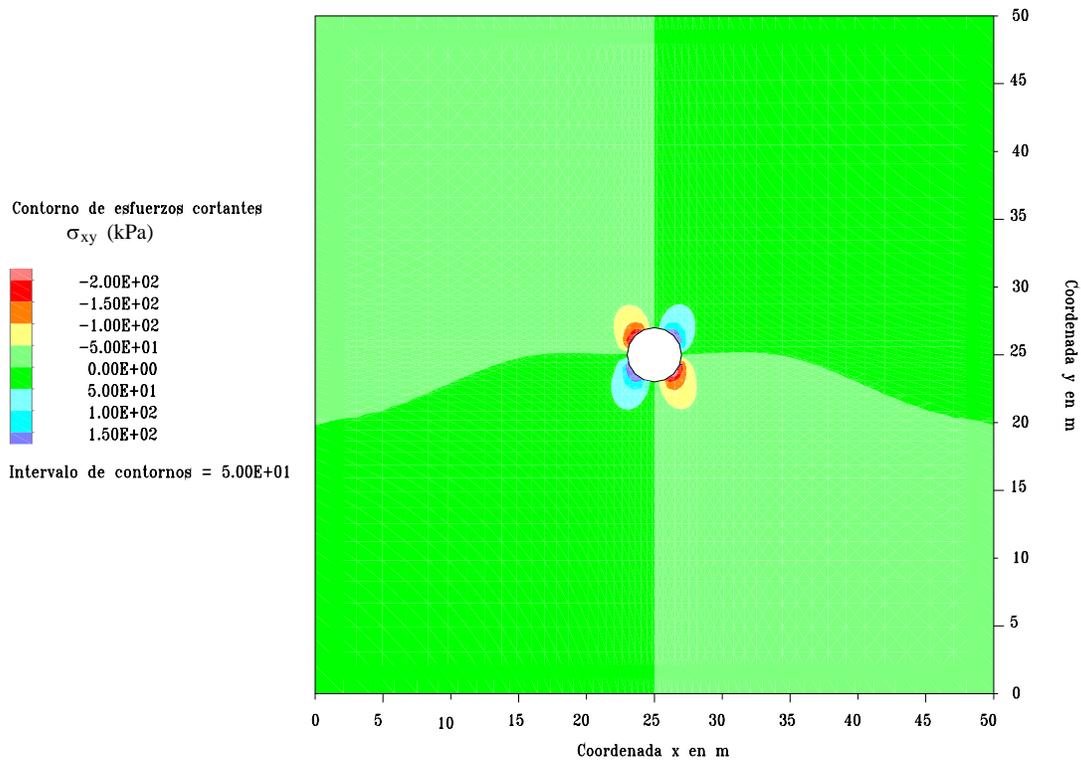


Figura 2.7 Esfuerzos cortantes en el túnel, caso elástico

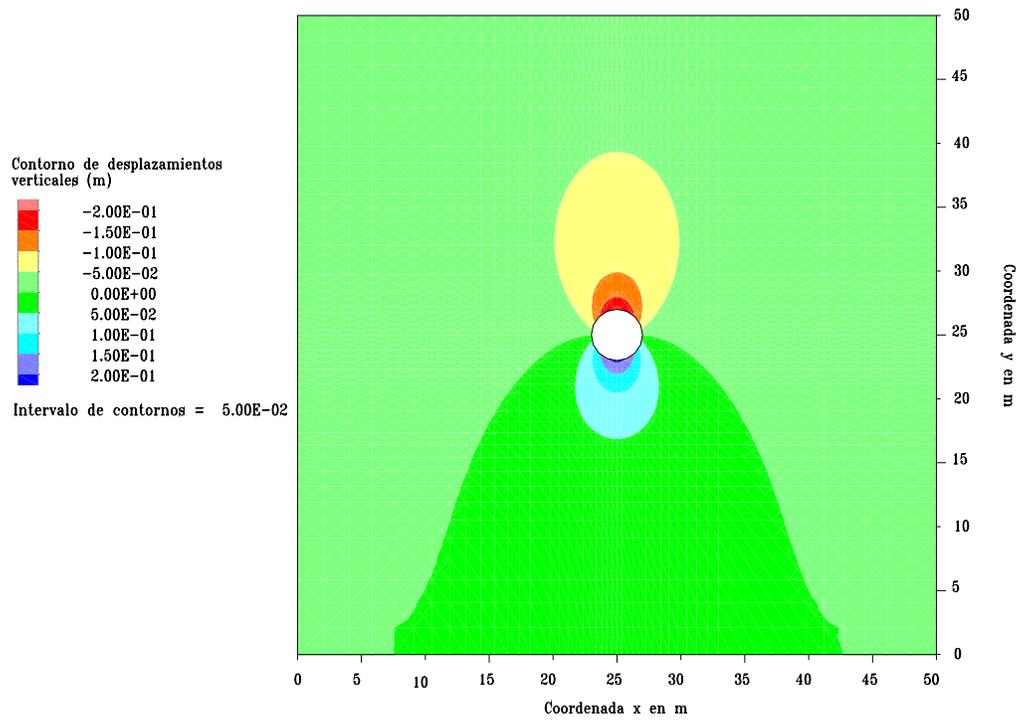


Figura 2.8 Desplazamientos verticales en el túnel, caso elástico

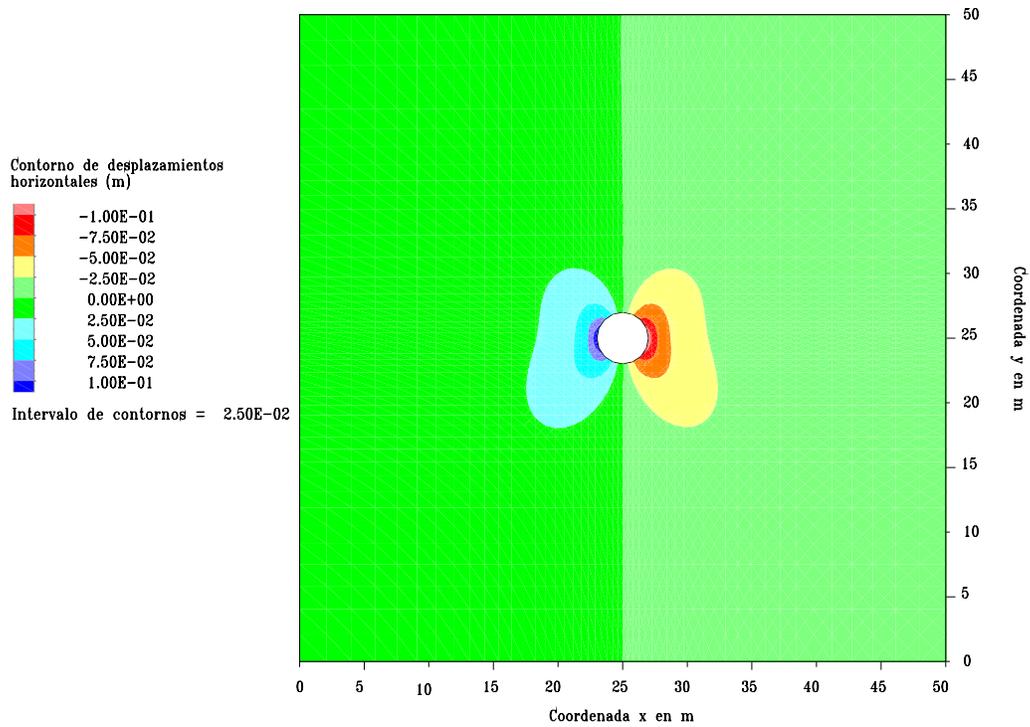


Figura 2.9 Desplazamientos horizontales en el túnel, caso elástico

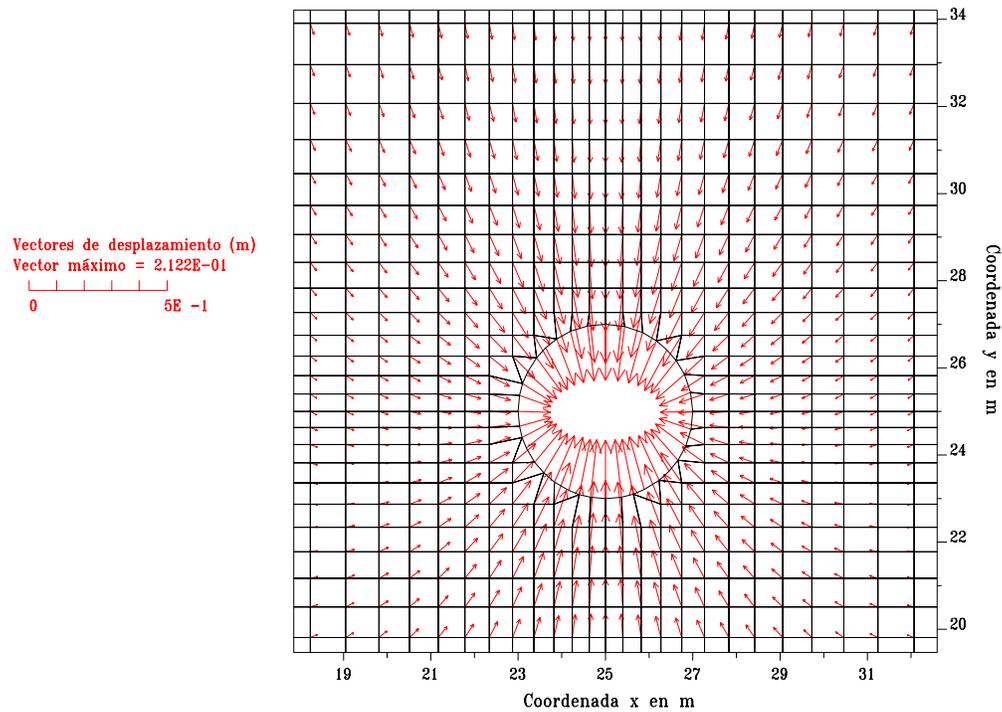


Figura 2.10 Configuración deformada del suelo y vectores de desplazamientos en el túnel caso elástico

2.2.1.3. Comparación de resultados numéricos vs analíticos

Los resultados del modelo numérico se compararon con la solución analítica como se describe a continuación.

Solución analítica

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, es relativamente sencillo establecer los esfuerzos en torno a una perforación circular realizada en un medio elástico; sin embargo análisis con otras geometrías son difíciles de establecer matemáticamente. La solución para excavaciones circulares considerando un estado de deformaciones plana (Figura 2.11), para cualquier combinación de cargas horizontales y verticales, está dada por las siguientes expresiones para el estado de esfuerzos final alrededor del túnel (Rico y Del Castillo, 2006):

$$\sigma_r = \sigma_z \left[\frac{1 + K_0}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \right] + \sigma_z \left[\frac{1 - K_0}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} - 4 \frac{a^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right] \quad (2.8)$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_z \left[\frac{1 + K_0}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \right] - \sigma_z \left[\frac{1 - K_0}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (2.9)$$

$$\tau_{r\theta} = -\sigma_z \frac{1 - K_0}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} + 2 \frac{a^2}{r^2} \right) \text{sen} 2\theta \quad (2.10)$$

Donde:

σ_r es el esfuerzo normal radial,

σ_{θ} es el esfuerzo normal tangencial,

$\tau_{r\theta}$ es el esfuerzo cortante,

σ_z es el esfuerzo vertical,

K_0 es el coeficiente de presión de tierras en reposo,

a es el radio del túnel,

r es el la distancia al centro del túnel a la cual se desea calcular los esfuerzos,

θ es el ángulo con respecto a la vertical del elemento en análisis.

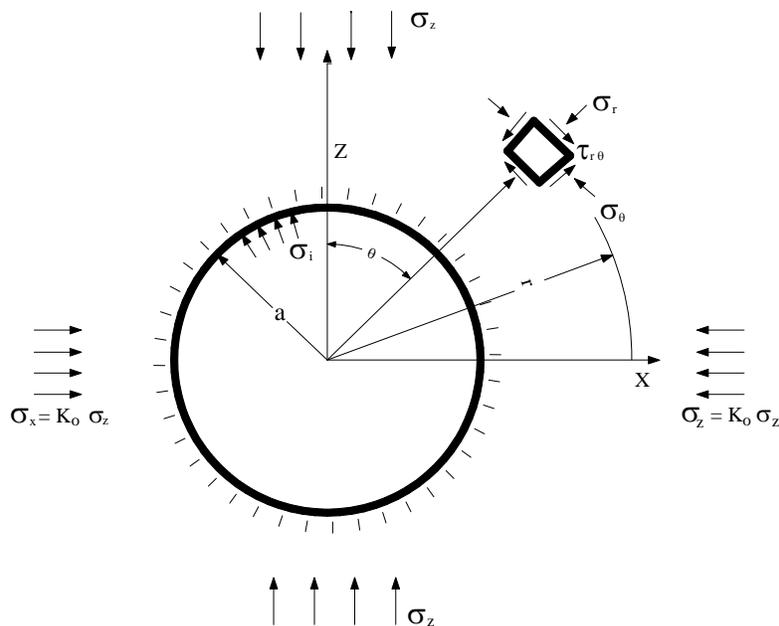


Figura 2.11 Nomenclatura correspondiente a la solución de Kirsch (Deere et al., 1969)

También existen expresiones para calcular las deformaciones alrededor del túnel ocasionados por el estado de esfuerzos ya mencionado. A la distancia r del centro del túnel, de radio a , el desplazamiento radial que hace que la excavación tienda a cerrarse está dado por:

$$u = \sigma_z \frac{1 + \nu}{E} \frac{a^2}{r} \quad (2.11)$$

Los desplazamientos tangenciales son nulos. Si en el interior del túnel existe una presión σ_i , los desplazamientos que se producen pueden calcularse por superposición, sustituyendo σ_z por $-\sigma_i$ en la expresión 2.11.

Comparaciones

Los esfuerzos radiales y tangenciales calculados a lo largo de las líneas A, B y C (ver Figura 2.4) se normalizaron con respecto al esfuerzo vertical para poder compararse con la solución analítica. En las figuras 2.12 a 2.14 se presentan los resultados de las comparaciones para el eje vertical del túnel (líneas A y B) y el eje horizontal (línea C), respectivamente. En estas figuras se puede observar que los esfuerzos calculados con el modelo de diferencias finitas, para fines prácticos, son iguales a los obtenidos con la solución analítica para un medio elástico. También se puede observar que en la línea A y B (Figuras 2.12 y 2.13) para valores de r/a mayores a 6, la relación de los esfuerzos radiales entre el esfuerzo vertical, σ_r/σ_z , tienden a 1 y la relación de los esfuerzos tangenciales entre el esfuerzo vertical, σ_θ/σ_z , tienen a 0.668 ($K_0 = 0.668$); estas tendencias son fácilmente explicables ya que para puntos bastante alejados del túnel los esfuerzos tienden a la condición de equilibrio donde la influencia de la excavación es mínima. En la Figura 2.14 se observa la misma tendencia que en las figuras anteriores, en este caso para valores de r/a mayores a 3, los valores de σ_r/σ_z tienden a 0.668 ($K_0 = 0.668$) y los valores de σ_θ/σ_z tienden a 1.

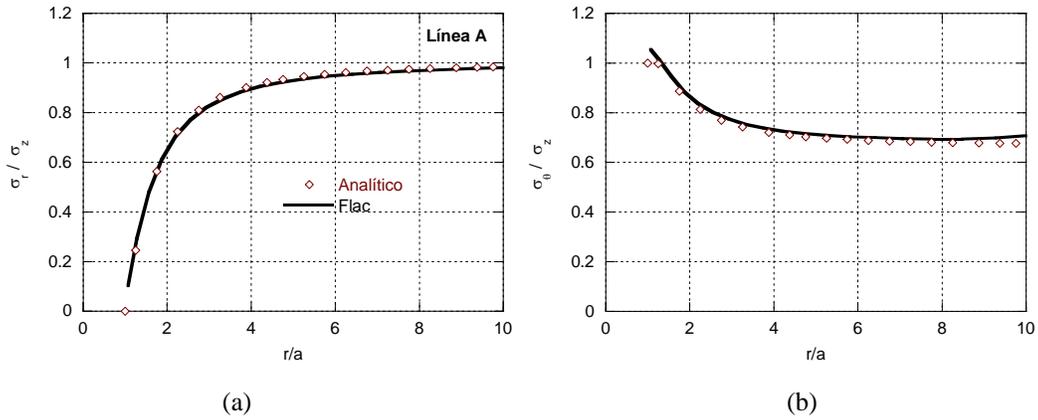


Figura 2.12 Comparación de esfuerzos (a) radiales y (b) tangenciales normalizados con respecto al esfuerzo vertical σ_z , para la línea A

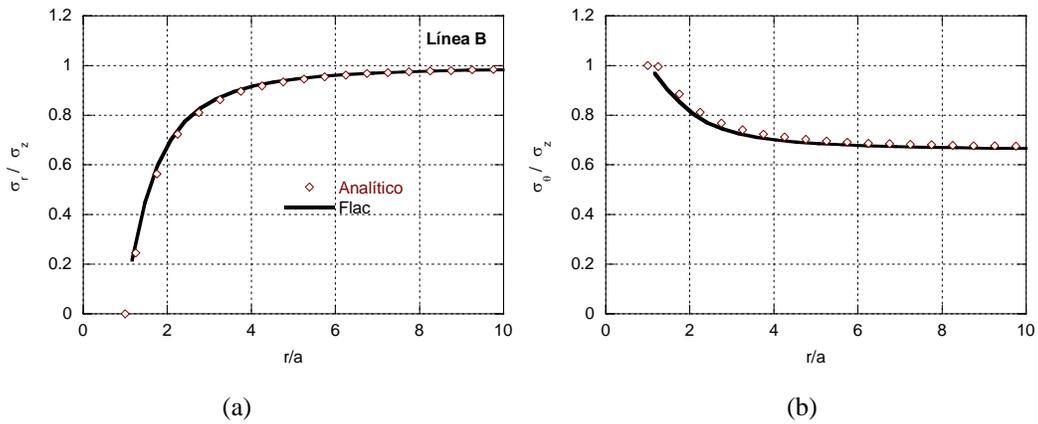


Figura 2.13 Comparación de esfuerzos (a) radiales y (b) tangenciales normalizados con respecto al esfuerzo vertical σ_z , para la línea B

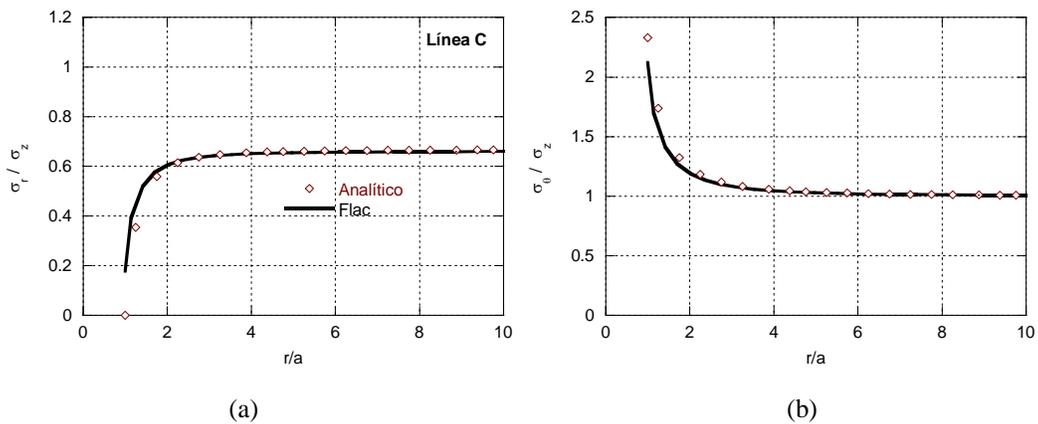


Figura 2.14 Comparación de esfuerzos (a) radiales y (b) tangenciales normalizados con respecto al esfuerzo vertical σ_z , para la línea C

La comparación de los desplazamientos radiales hacia el interior del túnel no ademado se presenta en la Figura 2.15. Como puede observarse, los desplazamientos que sufre el suelo hacia el interior del túnel alrededor del mismo son muy similares entre el modelo numérico y la solución analítica; sin embargo, conforme se aleja del túnel, la solución numérica es menos aproximada.

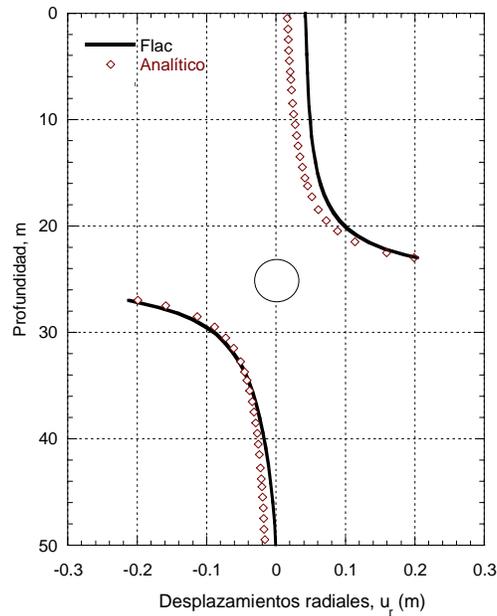


Figura 2.15 Desplazamientos radiales en el eje vertical del túnel

2.2.2. Estudio del caso elasto-plástico en materiales cohesivos

2.2.2.1. Modelo numérico

Para modelar el material cohesivo se empleó un esquema de comportamiento elasto-plástico con criterio de falla Mohr-Coulomb. Se consideró una malla de $50 \times 50 \text{ m}^2$ con elementos cuadriláteros de tamaño variable. Las propiedades del material se presentan en la Figura 2.16. Igual que en el caso anterior se analizó el estado de esfuerzos debido a la excavación del túnel.

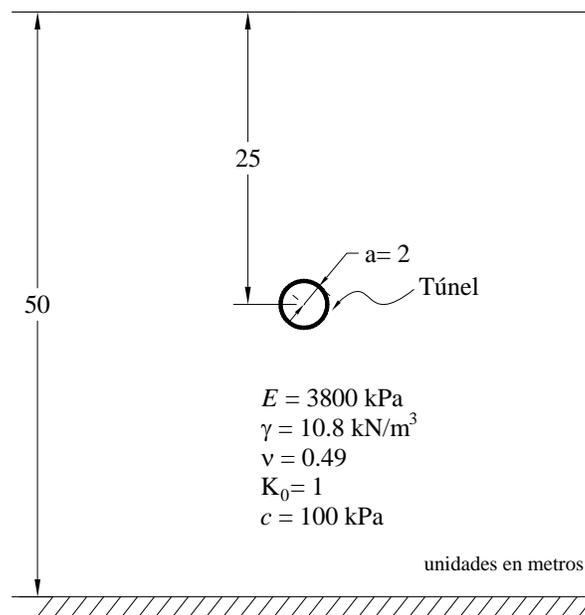


Figura 2.16 Esquema del túnel en material elasto-plástico

2.2.2.2. Resultados del modelo numérico

En esta sección se presentan los resultados de los análisis realizados con un modelo de diferencias finitas para el caso elasto-plástico en materiales cohesivos. En las Figuras 2.17 y 2.18 se muestran las gráficas de los esfuerzos verticales y horizontales prevalecientes después de la excavación, como se puede apreciar se experimenta un alivio de esfuerzos tanto en la dirección vertical como horizontal en la zona circundante a la cavidad del túnel, también se pueden observar diferencias en la distribución de esfuerzos de este modelo con respecto al modelo elástico presentado en los párrafos anteriores, en éste se puede plasmar mejor el comportamiento del túnel, lo cual permite representar de forma más realista las etapas de construcción de un túnel. Los esfuerzos verticales máximos alrededor del túnel son de 210 kPa localizados en el eje horizontal, este valor es menor que el máximo obtenido en el caso elástico, debido a que aquí se genera una zona de plastificación que hace que el suelo no pueda soportar esfuerzos mayores. Los esfuerzos horizontales máximos son de 238 kPa y estos se localizan en la base del túnel; de igual manera los esfuerzos horizontales son menores a los obtenidos en el caso elástico. En la Figura 2.19 se muestran los contornos de esfuerzos cortantes, en ésta se puede apreciar un incremento de

los esfuerzos cortantes en la vecindad de la pared del túnel y su influencia en el resto del depósito. El esfuerzo cortante máximo ocurre a un ángulo de 135° medido con respecto de la vertical en sentido horario, y tiene un valor de 97 kPa, que bien corresponde a la resistencia al cortante máxima del suelo ($c = 100$ kPa). Por otro lado, los desplazamientos verticales y horizontales derivados del proceso de excavación se presentan en la Figuras 2.20 y 2.21, en ellas se puede ver que en la dirección vertical por encima de la corona del túnel se presenta una zona de asentamientos que van de 20 cm en la corona, hasta 11.6 cm en la superficie del terreno; mientras que en la base ocurren expansiones del orden de los 42 cm que disminuyen con la profundidad hasta ser prácticamente nulos, en tanto que los desplazamientos horizontales inducidos tienden a cerrar el túnel, siendo éstos, máximos en el eje horizontal del túnel con valores de 41 cm. Estos desplazamientos pudieran parecer muy grandes, pero hay que recordar que se ha generado una zona de fluencia alrededor del túnel como se verá más adelante. La Figura 2.22 muestra la malla deformada y los vectores de desplazamientos del modelo, observándose un desplazamiento máximo de 44.9 cm hacia dentro del túnel. Las comparaciones de los resultados del modelo numérico con soluciones analíticas cerradas se presentan en el siguiente inciso.

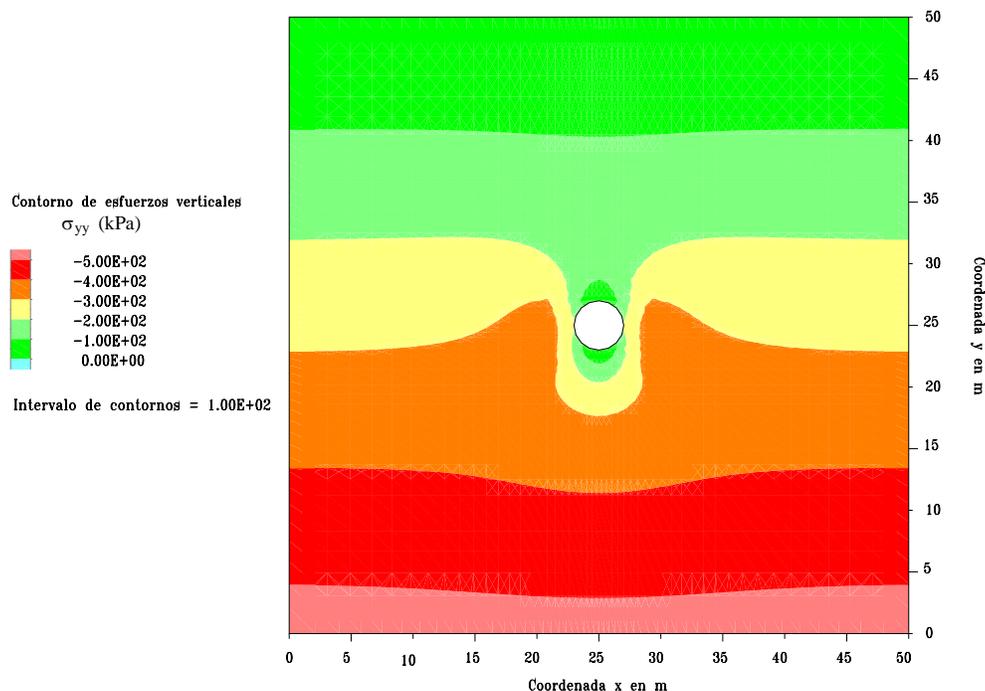


Figura 2.17 Esfuerzos verticales en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivos

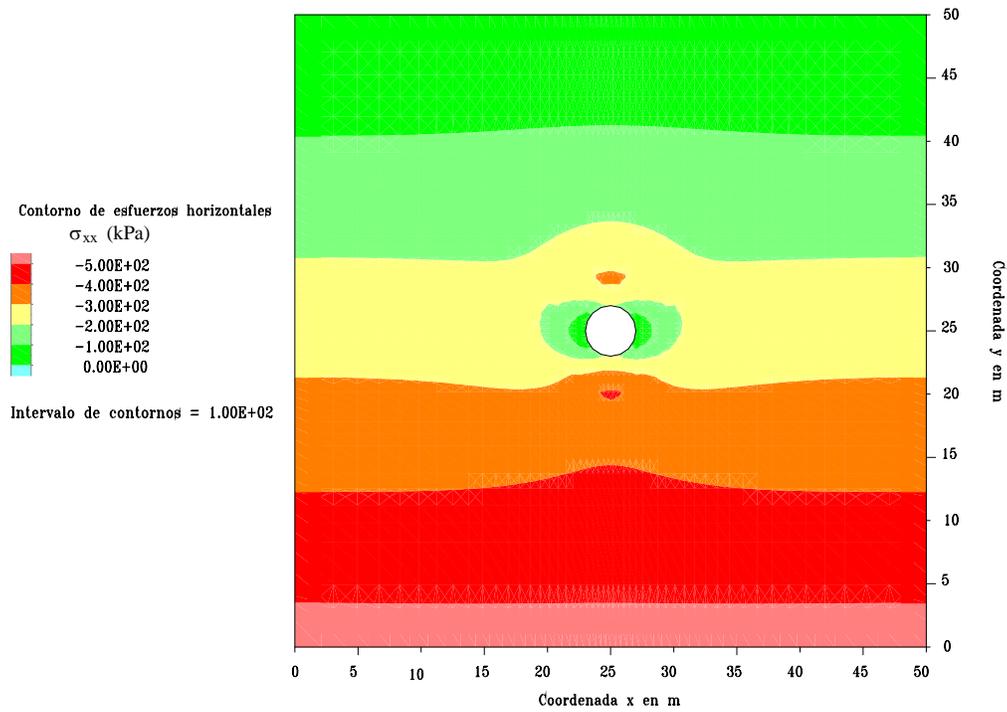


Figura 2.18 Esfuerzos horizontales en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivos

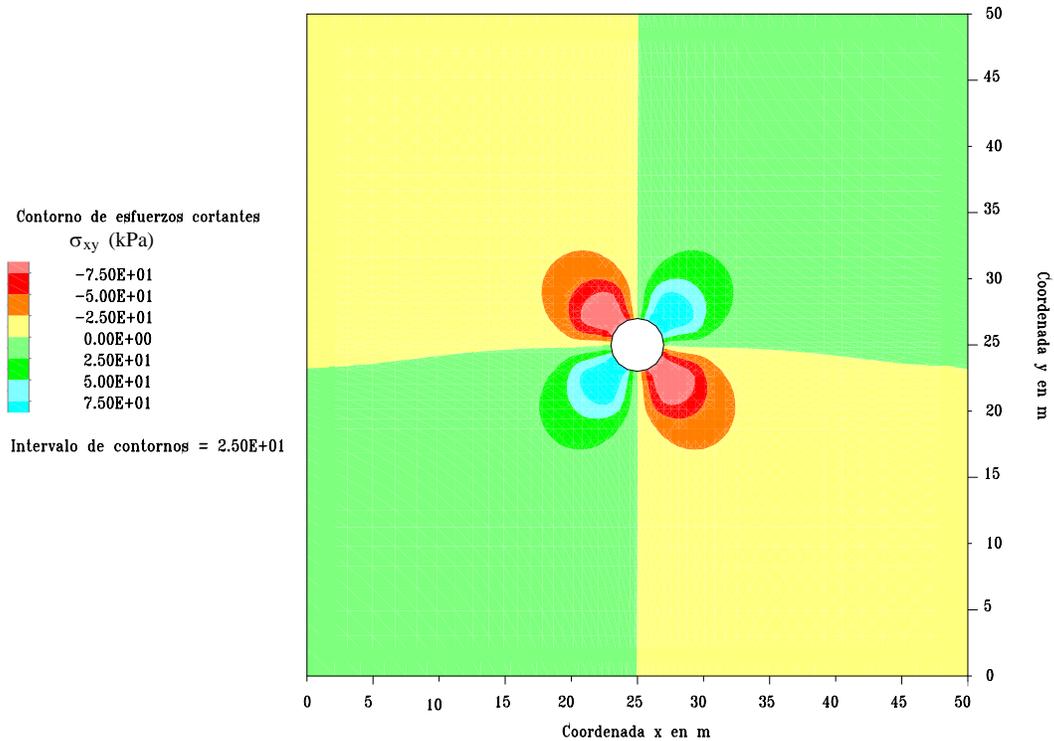


Figura 2.19 Esfuerzos cortantes en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivos

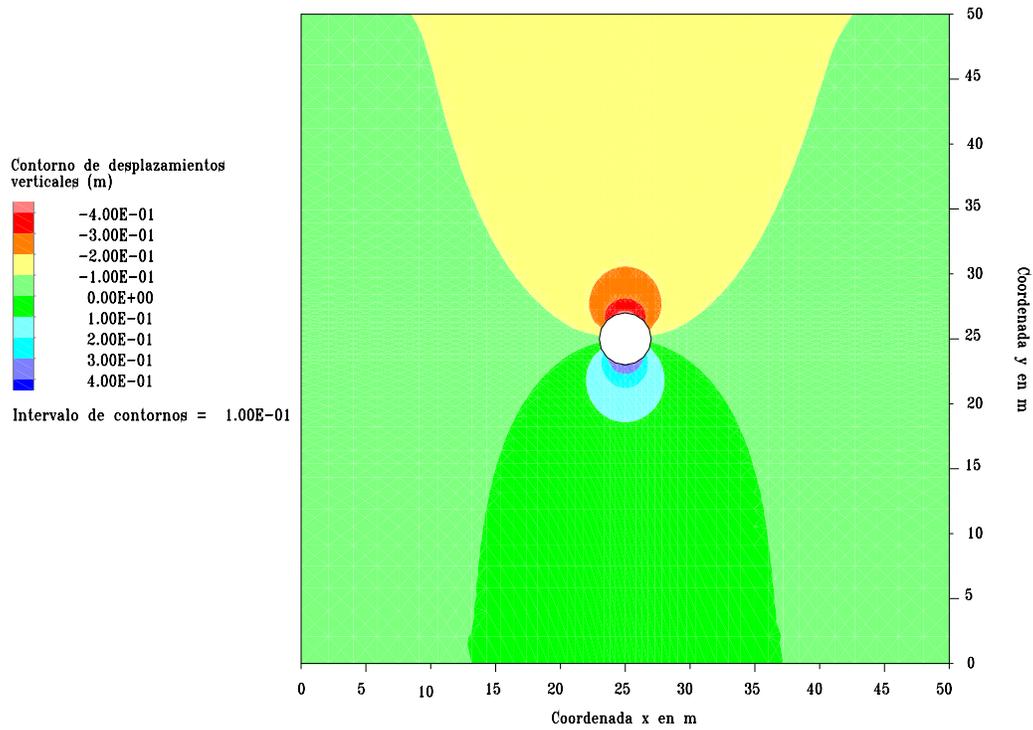


Figura 2.20 Desplazamientos verticales en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivos

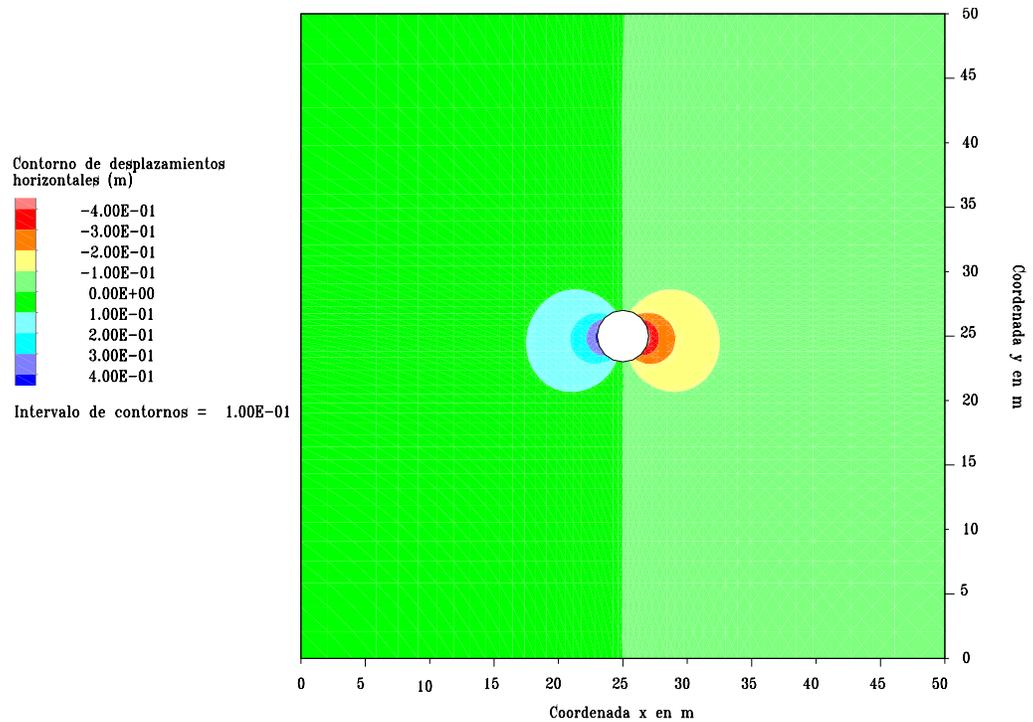


Figura 2.21 Desplazamientos horizontales en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivos

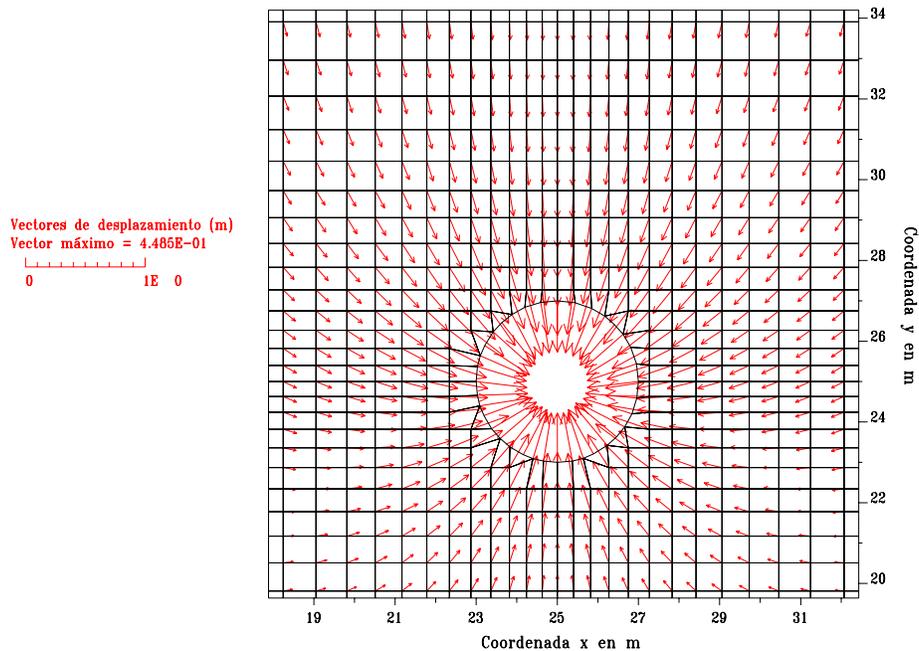


Figura 2.22 Configuración deformada del suelo y vectores de desplazamientos en el túnel caso elasto-plástico en materiales cohesivos

2.2.2.3. Comparación de resultados numéricos vs analíticos

Los resultados del modelo numérico se compararon con la solución analítica como se describe a continuación.

Solución analítica

En las soluciones basadas en la teoría de la plasticidad son mayores las hipótesis que se emplean en este caso que en las soluciones basadas en la teoría de la elasticidad. En análisis plásticos suele establecerse que los esfuerzos verticales y los horizontales son iguales ($K_0=1$), que el peso del material extraído del túnel es despreciable y que el esfuerzo normal en el eje del túnel es principal. Para materiales cohesivos se considera que la fluencia plástica se da cuando la cohesión del material es superada (expresión 2.12).

$$\sigma_1 - \sigma_3 \geq 2c_u \quad (2.12)$$

Donde:

σ_1 es el esfuerzo principal mayor,

σ_3 es el esfuerzo principal menor,

c_u es la resistencia al esfuerzo cortante obtenido de una prueba triaxial no consolidada, no drenada (prueba UU), o la mitad de la resistencia a la compresión simple, q_u .

Cuando el esfuerzo vertical, σ_z , menos la presión interna, σ_i , aplicada desde el interior del túnel supera la cohesión del material ($\sigma_z - \sigma_i > c_u$) se genera una zona plástica que se extiende hasta una distancia R , a partir del centro del túnel (Figura 2.23). La expresión 2.13 da el valor de la zona plástica R .

$$R = ae^{\frac{\sigma_z - \sigma_i - 1}{2c_u}} \quad (2.13)$$

Donde:

R es el radio de la zona plástica,

a es el radio del túnel,

σ_z es la presión vertical,

σ_i es la presión interna aplicada desde el interior del túnel.

Dentro de la zona plástica ($a \leq r \leq R$), los esfuerzos generados se pueden calcular con las expresiones 2.14 y 2.15.

$$\sigma_r = \sigma_i + 2c_u \ln \frac{r}{a} \quad (2.14)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + 2c_u \quad (2.15)$$

Los parámetros de estas expresiones ya fueron definidos anteriormente.

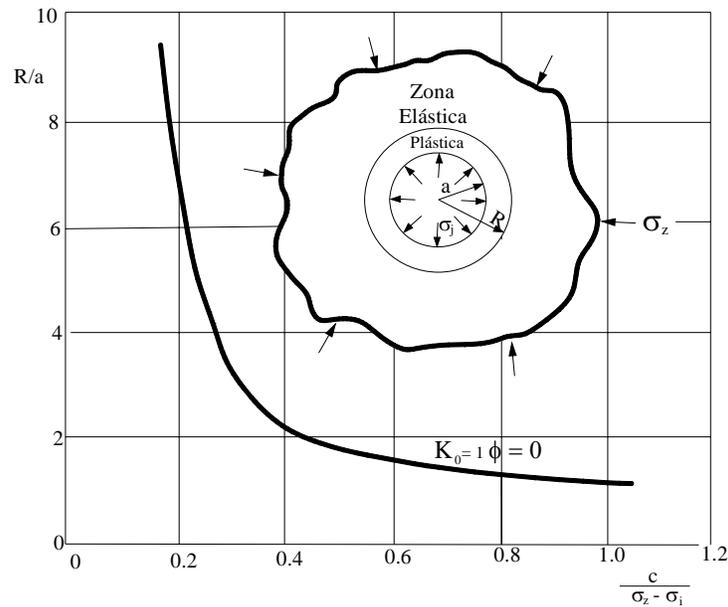


Figura 2.23 Extensión de la zona plástica en torno a un túnel circular (Suelo puramente cohesivo)
 (Deere *et al.*, 1969)

Los esfuerzos en la frontera entre la zona elástica y plástica están dados por la expresión 2.16. Los desplazamientos en esta frontera, hacia el interior del túnel se obtienen con la ecuación 2.17:

$$\sigma_R = \sigma_z - c_u \quad (2.16)$$

$$u_R = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1 + \nu}{E} R = c_u \frac{1 + \nu}{E} R \quad (2.17)$$

Donde:

E es el módulo de elasticidad del material,

ν es la relación de Poisson.

Comparaciones

Los esfuerzos verticales y horizontales a lo largo del eje vertical del túnel se compararon con la solución analítica como lo muestra la Figura 2.24. En este caso y de acuerdo con la teoría de la plasticidad, se desarrolló una zona plástica alrededor del túnel de radio R igual a 4.68 m, la comparación de la zona plástica con respecto al modelo numérico se presenta en la Figura 2.25, donde los asteriscos rojos y verdes indican la zona plastificada calculada con

FLAC y el círculo indica el radio teórico. De las comparaciones anteriores se observa que la respuesta obtenida con el modelo es bastante aproximada a la solución teórica.

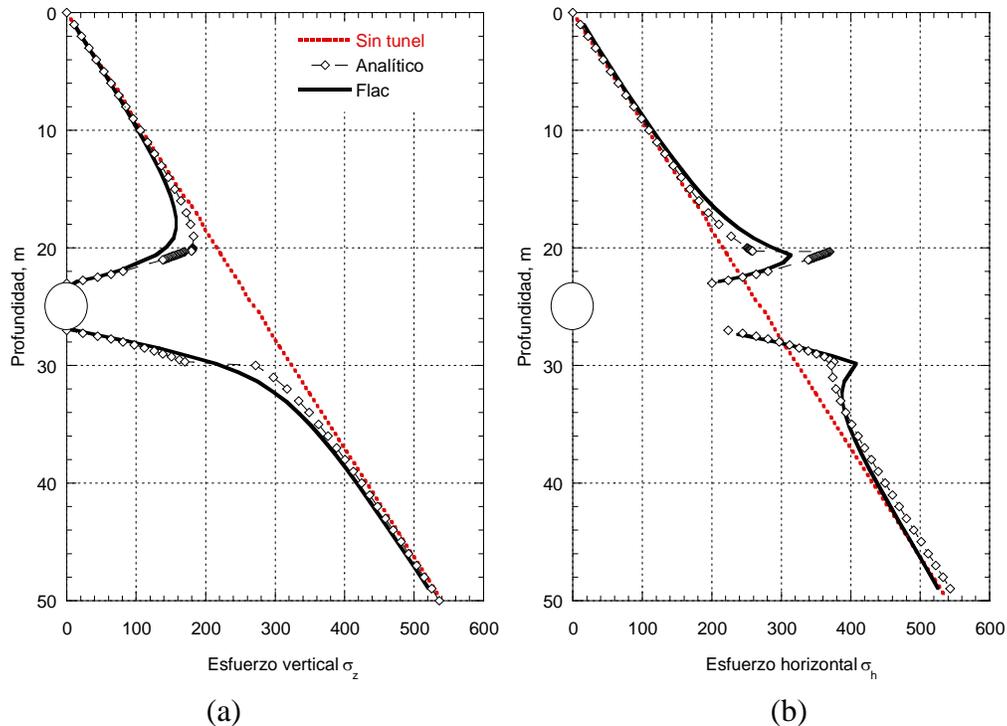


Figura 2.24 Comparación de esfuerzos (a) verticales y (b) horizontales a lo largo del eje vertical del túnel

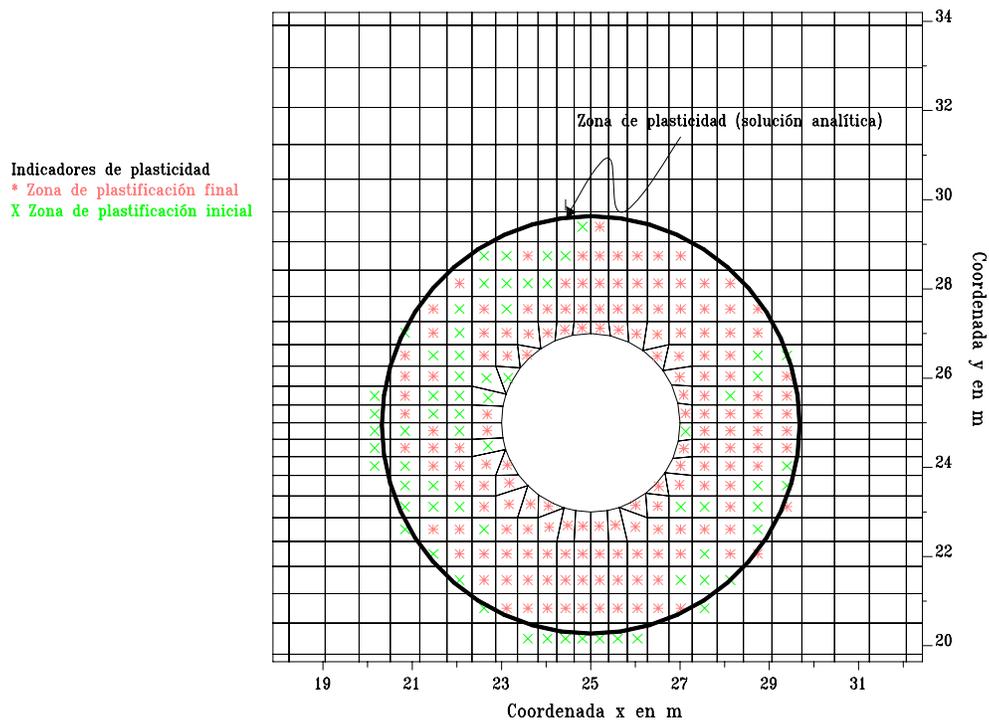


Figura 2.25 Zona plástica desarrollada alrededor del túnel

2.2.3. Estudio del caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes

2.2.3.1. Modelo numérico

Para modelar el material cohesivo-friccionante se empleó un esquema de comportamiento elasto-plástico con criterio de falla Mohr-Coulomb. Se consideró una malla de las mismas dimensiones que en los casos anteriores. Las propiedades del material se presentan en la Figura 2.26. Se analizó el estado de esfuerzos debido a la excavación del túnel.

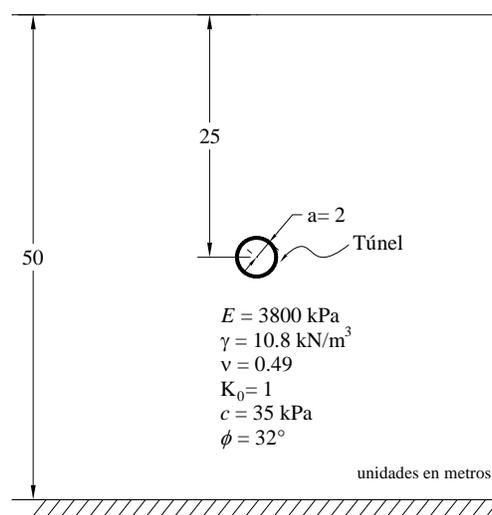


Figura 2.26 Esquema del túnel en material elasto-plástico (cohesivo-friccionante)

2.2.3.2. Resultados del modelo numérico

En esta sección se presentan los resultados de los análisis realizados con el modelo de diferencias finitas para el caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes. En las Figuras 2.27 y 2.28 se muestran las gráficas de los esfuerzos verticales y horizontales prevalecientes después de la excavación. Los esfuerzos verticales máximos alrededor del túnel son de 160 kPa localizados en el eje horizontal, este valor es menor a los máximos obtenidos en los caso elástico y elástico cohesivo, debido a los valores de resistencia empleados ($\phi = 32^\circ$ y $c = 35$ kPa). Los esfuerzos horizontales máximos son de 250 kPa y estos se localizan en la base del túnel. Se puede observar diferencias en la distribución de esfuerzos de este modelo con respecto al modelo elástico y elasto-plástico para materiales

cohesivos presentados en los párrafos anteriores, dejando en claro la importancia del tipo de material y la propiedades asociadas a éste en el comportamiento del depósito de suelo, lo cual permite representar de forma más realista las etapas de construcción de un túnel en diferentes tipos de geo-materiales. En la Figura 2.29 se muestran los contornos de esfuerzos cortantes, en ésta se puede apreciar un incremento de los esfuerzos cortantes en la vecindad de la pared del túnel y su influencia en el resto del depósito, además estos guardan cierta simetría en comparación con los cortantes generados en los materiales cohesivos. El esfuerzo cortante máximo ocurre a un ángulo de 135° medido con respecto de la vertical en sentido horario, y tiene un valor de 88 kPa. Por otro lado, los desplazamientos verticales y horizontales derivados del proceso de excavación se presentan en la Figuras 2.30 y 2.31, en ellas se puede ver que en la dirección vertical por encima de la corona del túnel se presenta una zona de asentamientos que van de 33.7 cm en la corona, hasta 7.3 cm en la superficie del terreno; mientras que en la base ocurren expansiones del orden de los 32 cm que disminuyen con la profundidad hasta ser prácticamente nulos, en tanto que los desplazamientos horizontales inducidos tienden a cerrar el túnel, siendo éstos, máximos en el eje horizontal del túnel con valores de 41 cm. La Figura 2.32 muestra la malla deformada y los vectores de desplazamientos del modelo, observándose un desplazamiento máximo de 35 cm hacia dentro del túnel. Las comparaciones de los resultados del modelo numérico con soluciones analíticas cerradas se presentan en el siguiente inciso.

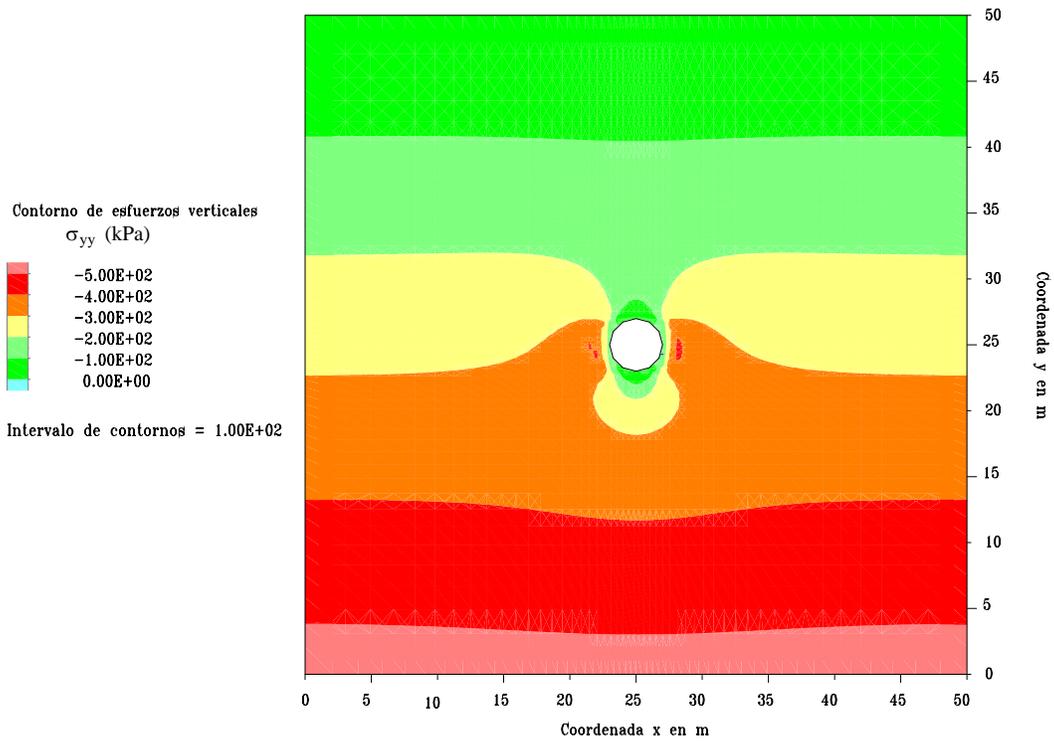


Figura 2.27 Esfuerzos verticales en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes

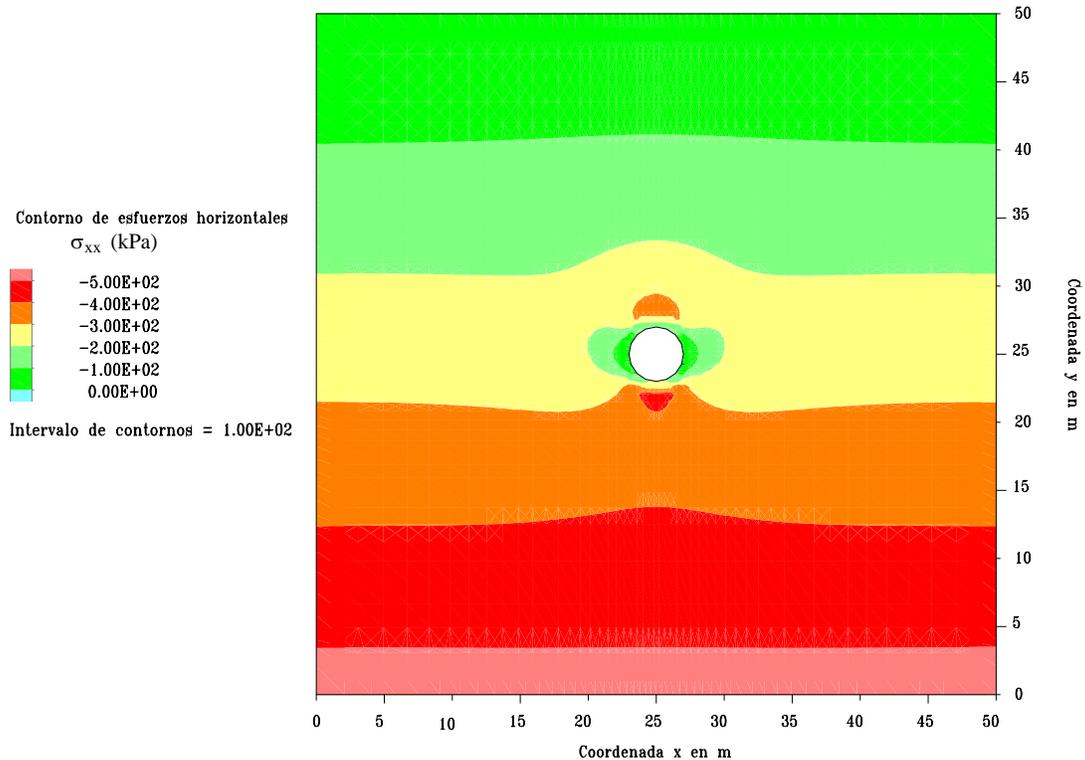


Figura 2.28 Esfuerzos horizontales en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes

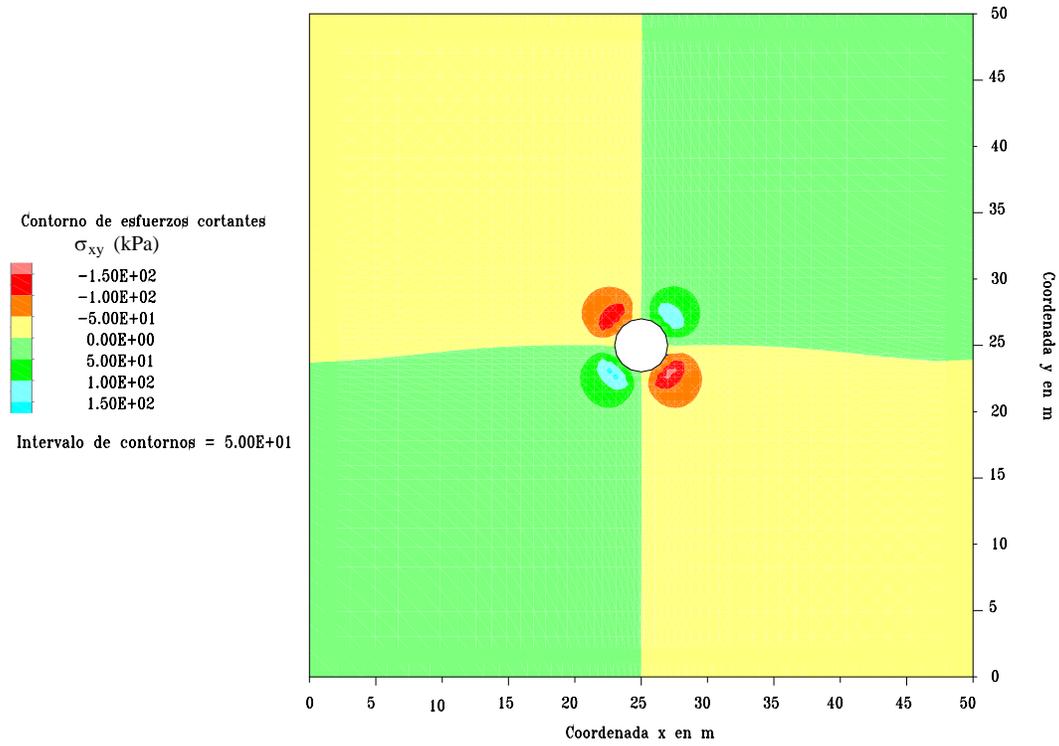


Figura 2.29 Esfuerzos cortantes en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes

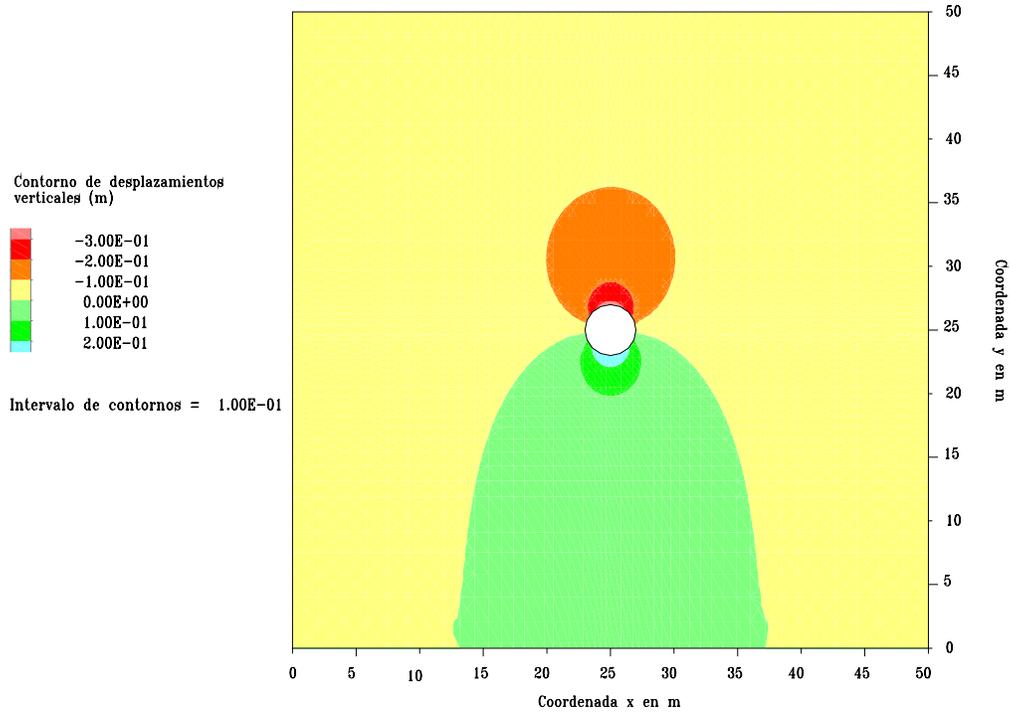


Figura 2.30 Desplazamientos verticales en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes

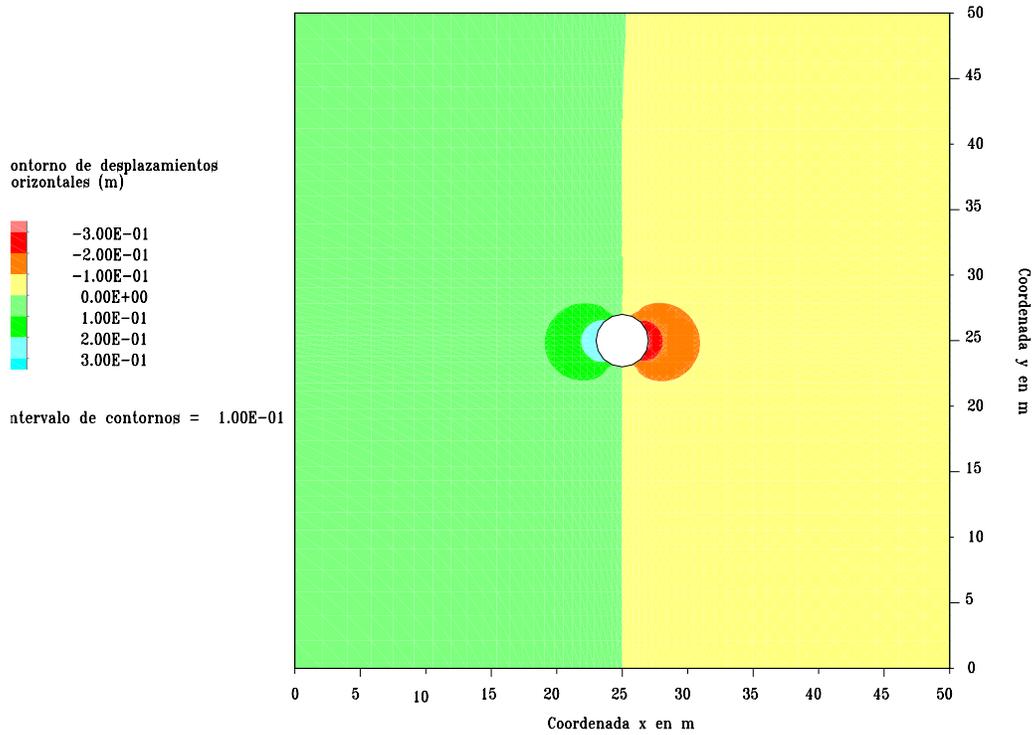


Figura 2.31 Desplazamientos horizontales en el túnel, caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes

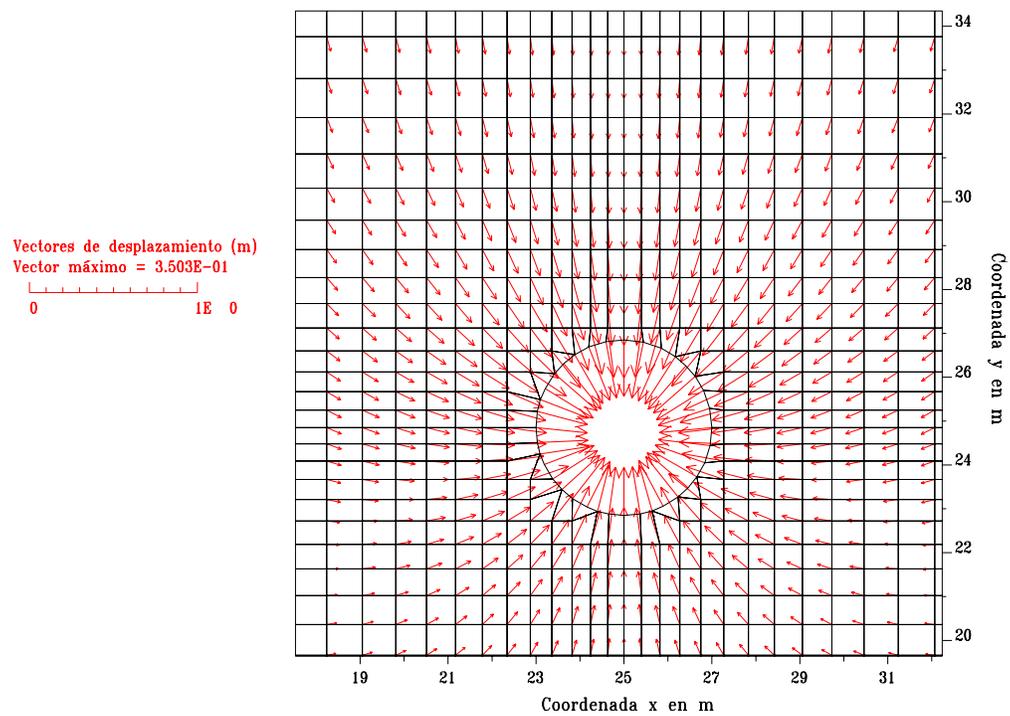


Figura 2.32 Configuración deformada del suelo y vectores de desplazamientos en el túnel caso elasto-plástico en materiales cohesivo-friccionantes

2.2.3.3. Comparación de resultados numéricos vs analíticos

Los resultados del modelo numérico se compararon con la solución analítica como se describe a continuación.

Solución analítica

En este caso, también se supone que los esfuerzos verticales y horizontales son iguales y que el material permanece con volumen constante ($\nu = 0.5$). Para indicar si en el material no ocurre la fluencia plástica se emplea el siguiente criterio:

$$\sigma_z \leq \frac{\sigma_i + c \cos \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \quad (2.18)$$

Donde:

ϕ es el ángulo de fricción interna del material,

c es la cohesión del material.

Si el valor de σ_z es superado, se desarrolla una zona plástica, cuyo radio está determinado por:

$$R = a \left[(1 - \operatorname{sen} \phi) \frac{\sigma_z + c \cot \phi}{\sigma_i + c \cot \phi} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2 \operatorname{sen} \phi}} \quad (2.19)$$

Los esfuerzos radiales y tangenciales dentro de la zona plástica ($a \leq r \leq R$), están dados por las expresiones 2.20 y 2.21.

$$\sigma_r = -c \cot \phi + (\sigma_i + c \cot \phi) + \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \quad (2.20)$$

$$\sigma_\theta = -c \cot \phi + (\sigma_i + c \cot \phi) \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} \quad (2.21)$$

Los esfuerzos radial y tangencial que se desarrollan en la frontera de las zonas plástica y elástica se obtienen con las expresiones 2.22 y 2.23, respectivamente.

$$\sigma_R = \sigma_z (1 - \operatorname{sen} \phi) - c \cos \phi \quad (2.22)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z (1 + \operatorname{sen} \phi) + c \cos \phi \quad (2.23)$$

En la Figura 2.33 se presenta la variación del radio de la zona plástica para diferentes valores de ϕ . La variación de las distribuciones de esfuerzos tangencial y radial alrededor del túnel con respecto al centro de la excavación para un caso en particular se muestra en la Figura 2.34.

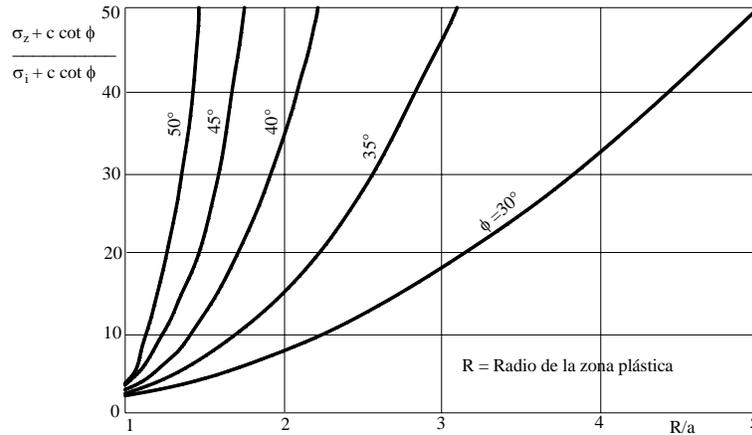


Figura 2.33 Radio de la zona plástica, en función de los valores de c y ϕ para diferentes combinaciones de valores de σ_i y σ_z (Deere *et al.*, 1969)

El desplazamiento radial hacia el interior de la excavación esta dado por la expresión 2.24.

$$u_R = (\sigma_z - \sigma_R) \frac{1 + \nu}{E} R \quad (2.24)$$

Los parámetros de esta expresión ya fueron previamente definidos.

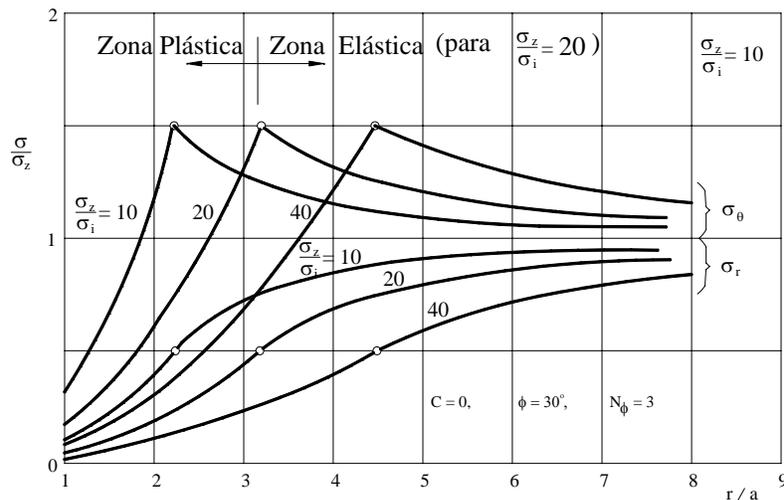


Figura 2.34 Distribución de esfuerzos en torno a una galería circular (Deere *et al.*, 1969)

Comparaciones

Los esfuerzos verticales y horizontales a lo largo del eje vertical del túnel se compararon con la solución analítica como lo muestra la Figura 2.35. En este caso y de acuerdo con la teoría de la plasticidad, se desarrolló una zona plástica alrededor del túnel de radio R igual a 3.12 m; la comparación de la zona plástica con respecto al modelo numérico se presenta en la Figura 2.36. De las comparaciones anteriores se observa que la respuesta obtenida con el modelo es bastante aproximada a la solución teórica.

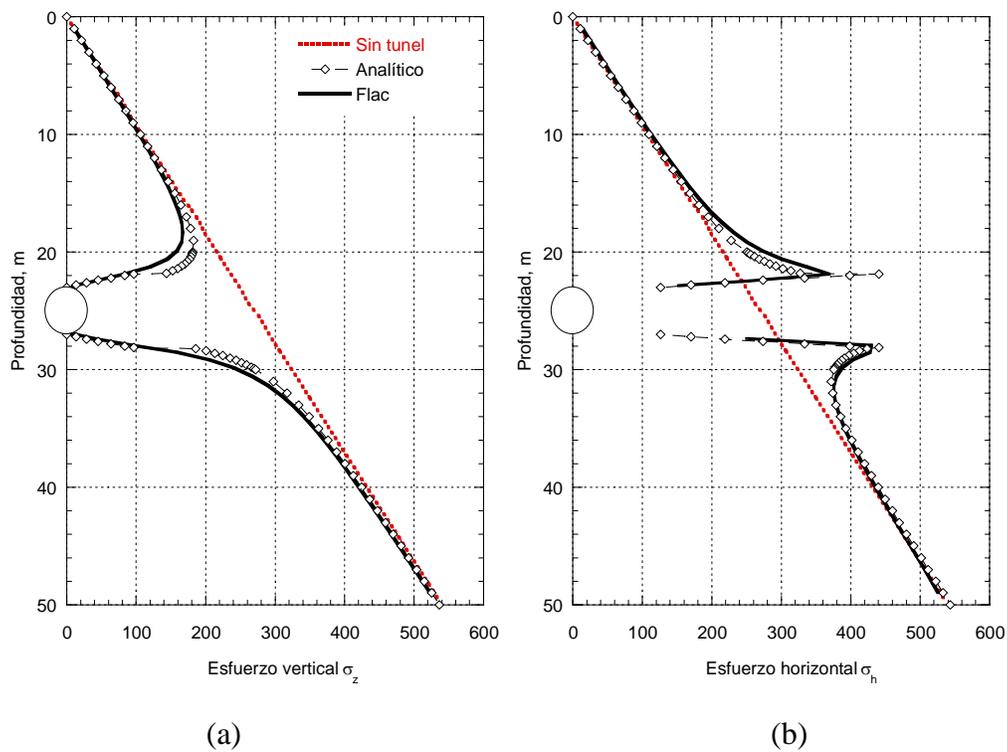


Figura 2.35 Comparación de esfuerzos (a) verticales y (b) horizontales a lo largo del eje vertical del túnel

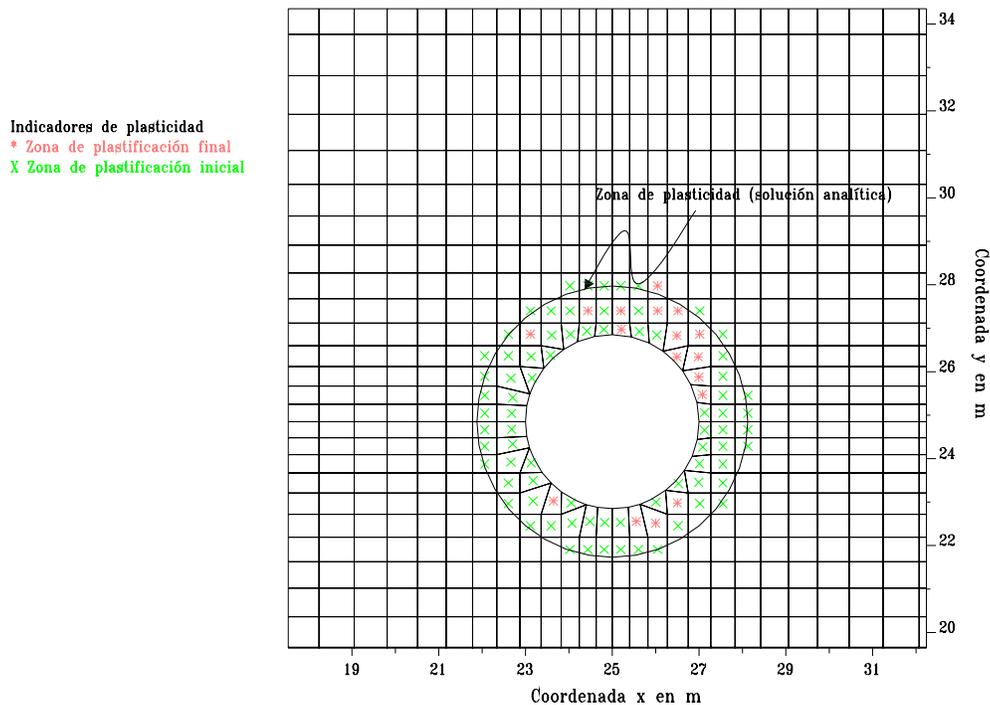


Figura 2.36 Zona plástica desarrollada alrededor del túnel

2.2.4. Selección de la ley constitutiva adecuada

Como ya se mencionó anteriormente, la predicción correcta de las deformaciones del suelo y sus correspondientes movimientos dependerán de la selección adecuada de las características esfuerzo-deformación-resistencia del suelo cercano al túnel (*i.e.* ley constitutiva). En este trabajo se consideran cuatro de las leyes constitutivas comúnmente empleadas en suelos arcillosos para evaluar su aplicabilidad para representar el comportamiento de este tipo de geo-material. La evaluación de la capacidad predictiva se realiza comparando los resultados de simulaciones bidimensionales empleando estas leyes, y los datos obtenidos a partir de la instrumentación de un túnel de drenaje construido en arcilla muy blanda, de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. Las leyes constitutivas utilizadas, incluyen a los modelos Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Cam clay modificado e hiperbólico. De estos modelos bidimensionales se seleccionará el que mejor represente el comportamiento de la arcilla blanda, el cual, posteriormente será empleado en un modelo tridimensional.

2.2.4.1. Modelo Mohr-Coulomb

Este modelo toma en cuenta las deformaciones plásticas considerando un comportamiento bilineal del suelo definido por los parámetros de resistencia de cohesión, c , y ángulo de fricción interna, ϕ . En la rama elástica, el módulo de compresibilidad volumétrica, K , y el módulo de rigidez al cortante, G , se consideran constantes. El criterio de Tresta es un caso particular del criterio de Mohr-Coulomb cuando $\phi = 0$ y queda representado por un prisma hexagonal en el espacio de esfuerzos principales (Figura 2.37). Los parámetros K y G se pueden determinar en función del módulo de Young, E , obtenido de pruebas triaxiales de compresión y extensión, y de la relación de Poisson, ν , usando las ecuaciones 2.25 y 2.26.

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.25)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.26)$$

2.2.4.2. Modelo Drucker-Prager

Este modelo está dado por dos variables, el esfuerzo cortante, τ , y el esfuerzo normal medio, σ . La resistencia del material se define como el valor máximo del esfuerzo normal medio, $\sigma_{\text{máx}}$, y se define en función de los parámetros κ_ϕ y q_ϕ del material, como lo indica la ecuación 2.27.

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{\kappa_\phi}{q_\phi} \quad (2.27)$$

donde los parámetros κ_ϕ y q_ϕ pueden relacionarse con la cohesión y el ángulo de fricción interna del modelo Mohr-Coulomb de la siguiente forma:

$$q_\phi = \frac{6}{\sqrt{3}(3 - \text{sen}\phi)} \text{sen}\phi \quad (2.28)$$

$$k_\phi = \frac{6}{\sqrt{3}(3 - \text{sen}\phi)} c \cos\phi \quad (2.29)$$

Igual que en el criterio de Mohr-Coulomb, en el rango elástico, el módulo de compresibilidad volumétrica, K , y el módulo de rigidez al cortante, G , se consideran constantes. Para el caso donde $\phi = 0$ las ecuaciones 2.28 y 2.29 se pueden simplificar de la siguiente forma:

$$q_{\phi} = 0 \quad (2.30)$$

$$k_{\phi} = \frac{2}{\sqrt{3}}c \quad (2.31)$$

2.2.4.3. Modelo hiperbólico

Este modelo sigue un criterio de falla no lineal hiperbólico de la forma:

$$\sigma_d = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{Y}} \quad (2.32)$$

donde σ_d es el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$), ε_1 es la deformación axial, Y es el esfuerzo desviador máximo y E_i es el módulo de Young para $\sigma_d = 0$.

Para obtener la pendiente de la curva esfuerzo deformación se deriva la expresión (6):

$$\frac{d\sigma_d}{d\varepsilon_1} = E = \frac{E_i(Y - \sigma_d)^2}{Y^2} \quad (2.33)$$

Donde E es el módulo de elasticidad tangencial y decrece de acuerdo al nivel de esfuerzo desviador aplicado. Teniendo como límite de esfuerzo desviador de fluencia el valor de Y . Ya que el módulo de rigidez al cortante, G , es proporcional a E , el material “falla” un modulo volumétrico, K , constante cuando se acerca al límite Y .

2.2.4.4. Modelo Cam clay modificado

Este modelo se basa en la teoría de la elasticidad no lineal acoplada con un comportamiento de reblandecimiento-endurecimiento expresado como una función de la deformación plástica volumétrica. La superficie de fluencia que corresponde a un valor de presión de consolidación, p_c , es de la forma:

$$f = q^2 + M^2 p(p - p_c) \quad (2.34)$$

donde M es una constante del material. Para la condición de fluencia $\phi = 0$, la trayectoria de esfuerzos normales medios p , versus el esfuerzo desviador q esta representado por una elipse. La constante M es la relación de q/p_{cr} , en la línea del estado crítico. Este valor puede determinarse de una serie de pruebas triaxiales (drenadas o no drenadas con medición de presión de poro). Sin embargo, este valor también puede obtenerse a partir de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada, c_u , utilizando la ecuación 2.35.

$$c_u = \frac{Mp_1}{2} \exp\left(\frac{\Gamma - v_{cr}}{\lambda}\right) \quad (2.35)$$

donde Γ es el volumen específico en el estado crítico, que está dado por un valor de presión de referencia p_1 y su correspondiente volumen específico. Γ puede calcularse con la ecuación 2.36. El volumen específico inicial, v_0 y el módulo de compresibilidad inicial, K , están dados para una presión p_0 (Figura 2.37).

$$\Gamma = v_\lambda - (\lambda - \kappa) \times \ln(2) \quad (2.36)$$

donde λ y κ son las pendientes de las ramas normalmente consolidada y sobreconsolidada respectivamente, en el plano ($\ln p$ vs v). Estos parámetros pueden obtenerse de pruebas de odómetro. El parámetro λ puede calcularse si se conoce el índice de compresión, C_c . Este parámetro puede estimarse de la curva de relación de vacíos e contra $\log_{10} \sigma_u$.

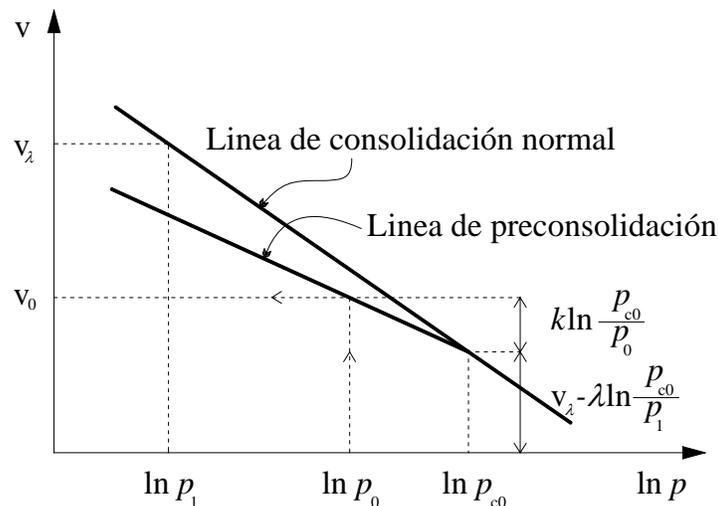


Figura 2.37 Determinación del volumen específico inicial (modificado de Itasca, 2009)

Por otro lado, se puede obtener una aproximación del valor de κ por medio del índice de compresión, en la rama de preconsolidación, C_s , usando las ecuaciones 2.37 y 2.38.

$$\lambda = C_c / \ln(10) \quad (2.39)$$

$$\kappa \approx C_s / \ln(10) \quad (2.40)$$

Los parámetros K y G varían de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{vp}{k} \quad (2.41)$$

$$G = \frac{3\left(\frac{vp}{k}\right)(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (2.42)$$

donde ν es el volumen específico, p es el esfuerzo medio, y k ya se definió.

2.2.5. Comparación con resultados experimentales

En este apartado se presenta un estudio numérico del comportamiento de un túnel construido en arcilla muy blanda, de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. Para la comparación de los resultados obtenidos con las cuatro leyes constitutivas descritas anteriormente, se utilizaron los datos recopilados de la instrumentación de un túnel de drenaje de 4 m de diámetro. Este colector es parte del sistema de alcantarillado que da servicio a la región sur de la ciudad de México (Figura 2.28) y se construyó hace 27 años utilizando la técnica de escudo presurizado, en la llamada zona de Lago.

Las condiciones del subsuelo de las estaciones instrumentadas se presentan en la Figura 2.29. En esta figura también se incluyen los perfiles de contenido de agua natural y de resistencia de punta del cono. Cabe resaltar que las altas resistencias a la penetración coinciden con lentes de suelos no plásticos y contenidos de agua bajos. Para fines comparativos, en la Figura 2.29 se presentan las resistencias obtenidas de muestras de suelo ensayadas en el laboratorio utilizando diversos procedimientos.

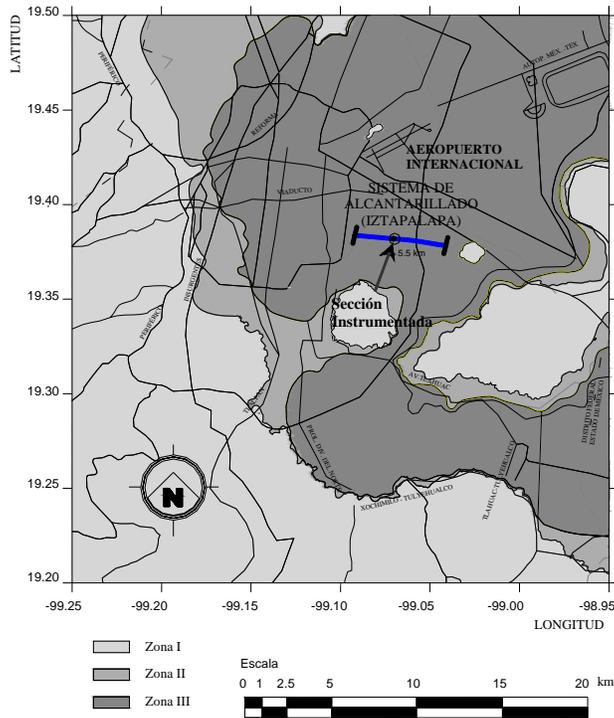


Figura 2.38 Localización del túnel instrumentado y zonificación geotécnica de la ciudad de México

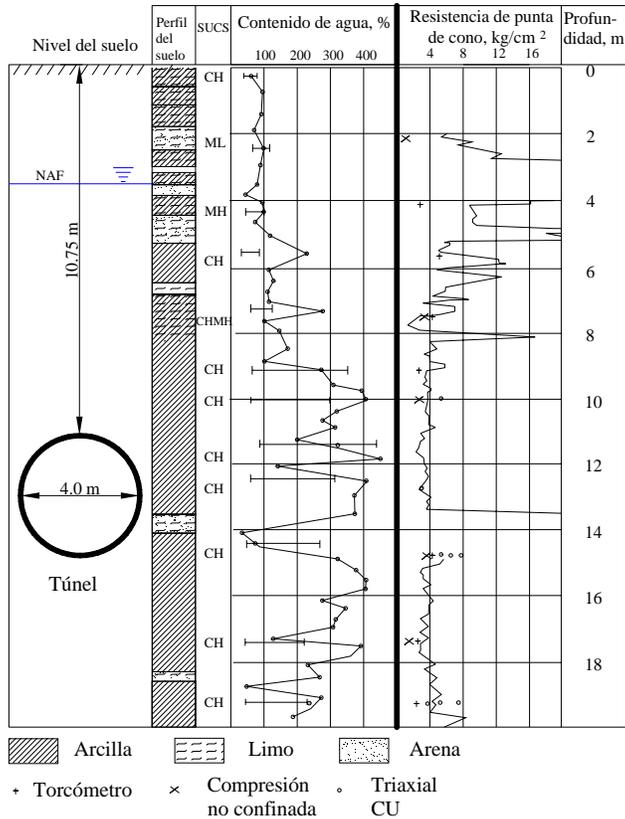


Figura 2.39 Características del subsuelo en las secciones de prueba A y B (modificado de Romo, 1985)

2.2.5.1. Instrumentación del túnel

Como se mencionó previamente, se recopilaron datos de campo durante la excavación de un túnel del sistema de drenaje de la ciudad de México. Este túnel se localiza en la zona de Lago, que se caracteriza por la presencia de depósitos de arcilla muy blanda con intercalaciones de arenas. Para su construcción, se empleó la técnica de escudo presurizado con una profundidad promedio del eje de 13.0 m. El diámetro del escudo fue de 4 m. En el revestimiento primario del túnel se emplearon dovelas precoladas de 0.75 m de ancho y 0.25 m de espesor. Cada anillo consta de cuatro dovelas más la clave. Se realizaron inyecciones simultáneamente a la colocación del revestimiento, para rellenar los vacíos entre los anillos y las paredes del túnel. Para evaluar las capacidades de la técnica de escudo presurizado en arcillas muy blandas se colocaron estaciones de monitoreo, incluyendo bancos de nivel superficiales y profundos, inclinómetros y piezómetros. En este trabajo, se incluyen únicamente las mediciones de los movimientos del suelo en dos estaciones instrumentas (secciones A y B de la Figura 2.40).

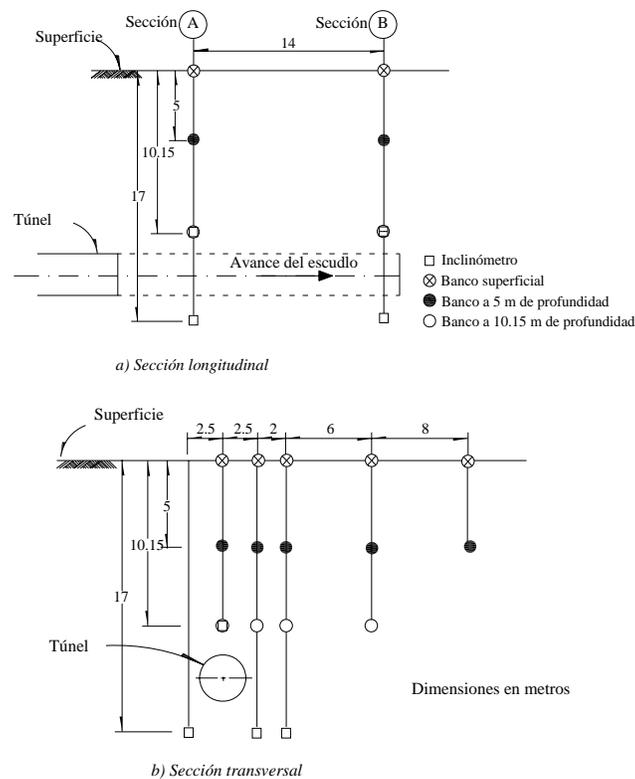


Figura 2.40. Representación esquemática de la instrumentación (modificado de Romo, 1985)

2.2.5.2. Resultados de las pruebas de laboratorio

El modelado apropiado de la excavación del túnel requiere del conocimiento tanto de las características de esfuerzo-deformación-resistencia de los materiales que integran el depósito de suelo como de la compresibilidad del suelo cercano al túnel en estado remoldeado e inalterado. Como se mencionó previamente, las características esfuerzo-deformación de arcillas consolidadas anisotrópicamente dependen de la variación en las rutas de las trayectorias de esfuerzos que tomen éstas durante las etapas constructivas. Este aspecto se tomó en cuenta al definir el programa de ensayos en el laboratorio (Romo, 1985). Se realizaron pruebas triaxiales de extensión y compresión en muestras consolidadas anisotrópicamente obtenidas de un sondeo ubicado entre las estaciones instrumentadas; esto para evaluar los parámetros de rigidez y de resistencia representativos del sitio. Se llevaron a cabo pruebas con odómetro en muestras equivalentes remoldeadas e inalteradas para evaluar los cambios en la compresibilidad del suelo por remoldeo. En la Figura 2.41 se presentan curvas típicas esfuerzo-deformación (normalizadas con respecto al esfuerzo desviador de consolidación, σ_{dc}), obtenidas de muestras consolidadas anisotrópicamente. Como puede verse, las muestras se llevaron a la falla siguiendo trayectorias de esfuerzos de compresión (manteniendo constante el esfuerzo axial y disminuyendo el esfuerzo lateral) y de extensión (manteniendo constante el esfuerzo lateral y disminuyendo el esfuerzo axial). Debe notarse que para la prueba de extensión se graficaron los valores absolutos de esfuerzos y deformaciones.

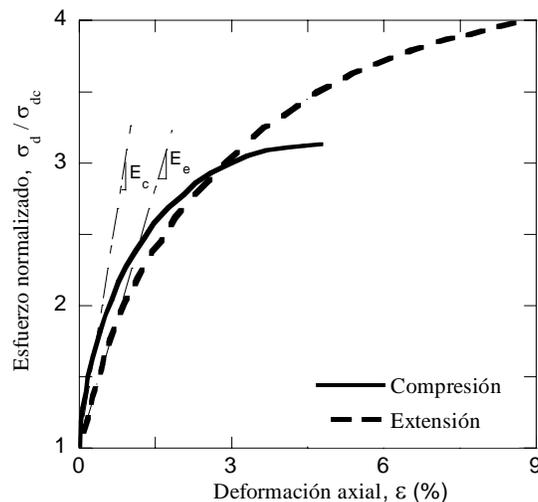


Figura 2.41. Curvas de esfuerzo-deformación típicas de arcillas de la ciudad de México (modificado de Romo, 1985)

En la Figura 2.42 se muestra el efecto típico del remoldeo en la compresibilidad de las arcillas de la ciudad de México. Aquí puede observarse que si el suelo está normalmente consolidado se produce un cambio en la relación de vacíos, Δe , de aproximadamente 1.3. Esto muestra qué tan importante puede ser el asentamiento por consolidación, y por lo tanto, la importancia que tiene el mantener una observación estricta en la ejecución correcta de las diferentes etapas constructivas de un túnel.

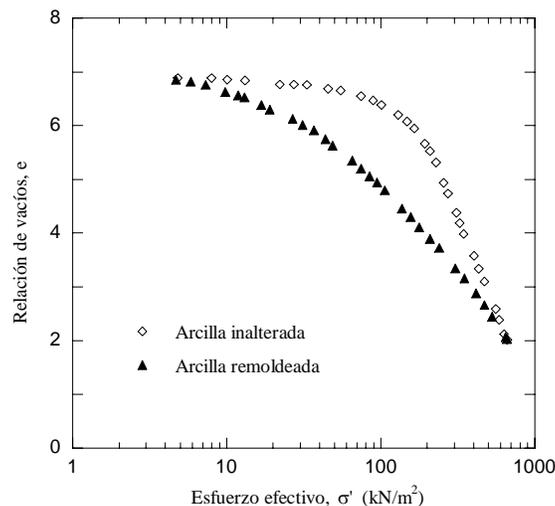


Figura 2.42. Efecto del remoldeo en la compresibilidad de arcillas de la ciudad de México (modificado de Romo, 1985)

2.2.5.3. Simulación numérica

2.2.5.3.1. Modelo bidimensional de diferencias finitas

Para simular la respuesta del túnel se desarrolló un modelo bidimensional de diferencias finitas con el programa FLAC2D (Itasca, 2005). Se empleó una malla de 30 metros de alto y 50 metros de ancho, con zonas rectangulares distribuidas como se muestra en la Figura 2.43. Internamente, FLAC subdivide cada elemento en dos conjuntos de elementos triangulares superpuestos de deformación constante. El uso de elementos triangulares elimina el problema de modos de deformación que matemáticamente son posibles pero físicamente son inadmisibles. Se consideraron cuatro de las leyes constitutivas más comúnmente empleadas en arcillas para evaluar su aplicabilidad para representar el comportamiento de este tipo de arcillas. Las leyes constitutivas utilizadas, incluyen a los modelos Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Cam clay modificado e hiperbólico. Los

parámetros para estos modelos se resumen en las Tablas 2.1, excepto para el modelo Cam clay. En particular, para obtener los parámetros del modelo Cam clay modificado se realizó mediante una simulación numérica de la prueba de odómetro como se presenta a continuación.

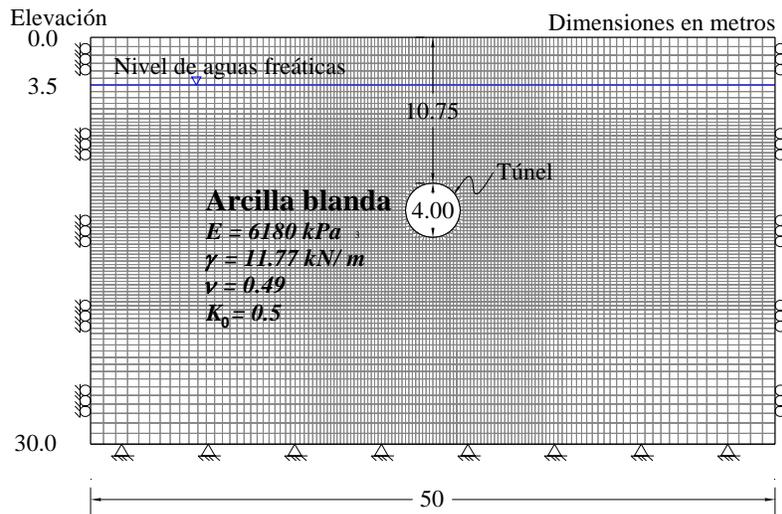


Figura 2.43 Modelo bidimensional de diferencias finitas

Tabla 2.1 Parámetros de las leyes constitutivas Morh-Coulomb, Drucker-Prager e hiperbólico

Modelo	Propiedades	Parámetro	Valor	Unidades
Mohr-Coulomb	Cohesión	c	73.56	kPa
	Fricción	ϕ	0	°
Drucker-Prager	Parámetro del material	q_ϕ	0	-
	Parámetro del material	k_ϕ	84.94	kPa
Hiperbólico	Fluencia	$Y=(\sigma_1-\sigma_3)_{m\acute{a}x}$	147.12	kPa
	Módulo de Young inicial	E_i	6180	kPa

Presión en el frente del túnel $p_f = 88.29$ kPa

Relación de Poisson $\nu = 0.49$

Peso volumétrico $\gamma = 11.77$ kN/m³

Módulo de rigidez al cortante (compresión) $G_c = 1547$ kPa

Módulo de rigidez al cortante (extensión) $G_e = 2930$ kPa

Módulo de compresibilidad (compresión) $K_c = 76845$ kPa

Módulo de compresibilidad (extensión) $K_e = 145515$ kPa

Determinación de los parámetros del modelo Cam clay modificado

Los parámetros del modelo Cam clay modificado se calcularon siguiendo un proceso de optimización basado en prueba y error, donde se compararon los resultados de las pruebas de odómetro realizadas en pruebas de material tanto inalterado como remoldeado (Fig. 2.42) hasta que la discrepancia entre las respuestas medidas y calculadas fuese mínima. El

parámetro M se obtuvo usando la ecuación 10. Se simuló la prueba de odómetro con un modelo axi-simétrico de diferencias finitas, como se muestra en la Figura 2.44. La malla de diferencias finitas se desarrolló con 1000 zonas cuadriláteras, 40 en la dirección horizontal y 25 en la dirección vertical. Como parte de las condiciones de frontera, el movimiento horizontal del suelo se restringió en los bordes de la muestra virtual. Los nodos de la base se restringieron también en la dirección vertical (Fig. 2.44). Se aplicaron incrementos graduales de desplazamientos a la muestra virtual y se obtuvieron los esfuerzos y los cambios volumétricos.

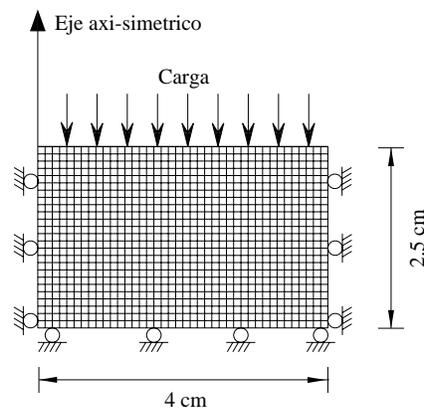


Figura 2.44 Condiciones de frontera para la prueba de odómetro

En la Figura 2.45 se presenta una comparación entre los resultados de la última iteración del modelo numérico (i.e. error mínimo) y la respuesta medida. Los parámetros correspondientes al modelo Cam clay modificado obtenidos de muestras inalteradas y remoldeadas se resumen en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Parámetros del modelo Cam clay modificado

Propiedad	Parámetro	Valor		Unidades
		Inalterado	Remoldeado	
Pendiente de la línea de cambio volumétrico	k	0.136	0.311	-
Índice de compresión	C_r	7.1	3.44	-
Pendiente de la línea de compresión normal	λ	3.09	1.49	-
Presión de preconsolidación	p_c	160	40	kPa
Relación de vacíos	e	15	8.4	-
Parámetro del material	M	2.85	2.55	-
Parámetro del material	Γ	13.96	8.58	-
Volumen específico a la presión de referencia	v_l	16	9.4	-

Presión de referencia $p_l = 10$ kPa

Resistencia no drenada $c_u = 73.56$ kPa

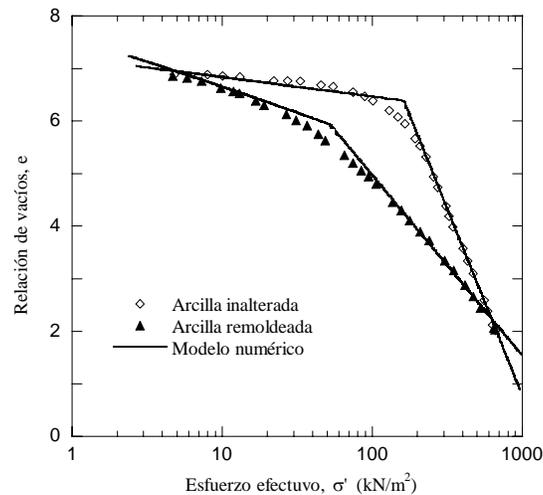


Figura 2.45 Curvas de compresibilidad medidas y calculadas

De acuerdo con las observaciones en campo, el nivel freático se encontró a 3.5 m por debajo de la superficie del terreno. Para cada modelo constitutivo se siguieron las etapas de simulación que se describen a continuación. En la primera etapa, se calcularon los esfuerzos efectivos iniciales, posteriormente se eliminó el suelo correspondiente al túnel y se aplicó un incremento de desplazamientos radiales hasta que se alcanzó un valor final de 2 cm. Esto se realizó para simular que durante la construcción del túnel, la presión de las inyecciones en la estación instrumentada fue mayor que la carga del suelo sobre el túnel, lo que causó un desplazamiento radial hacia afuera de aproximadamente esa magnitud, como se señaló previamente. Posterior a esta etapa, se aplicó una presión radial interna de 88.29 kPa, para simular el efecto de la presión del escudo. Los resultados obtenidos de los modelos bidimensionales se compararon con las secciones de control A y B (Figura 2.40). Para tomar en cuenta la trayectoria de esfuerzos real en las simulaciones de diferencias finitas, la masa de suelo se dividió en dos zonas con una línea a 45° del centro del túnel (Fig. 2.46). Arriba de esta línea, se asignaron las propiedades del suelo de acuerdo con los resultados de la prueba de extensión triaxial, y debajo la línea se asignó los resultados de las pruebas de compresión triaxial. Este es un enfoque práctico, las trayectorias reales de esfuerzos en la masa de suelo que rodea al túnel se presentan en la Figura 4.27 (Ng y Lo, 1985).

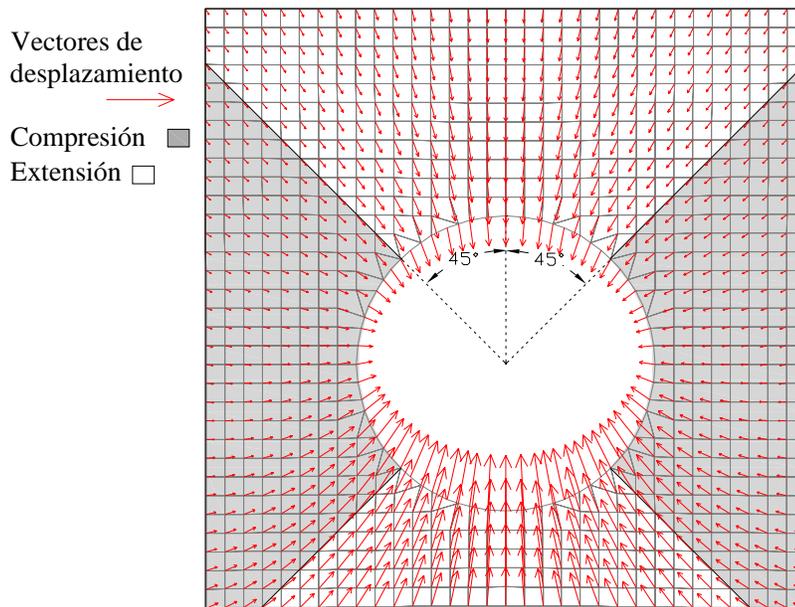


Figura 2.46 Propiedades asignadas de acuerdo a las pruebas de extensión y compresión triaxial

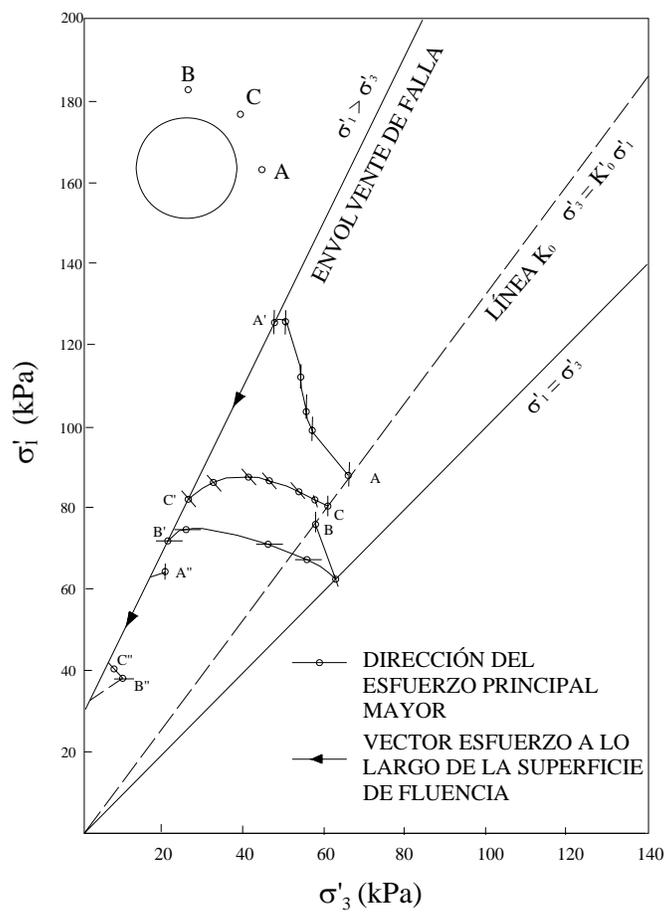


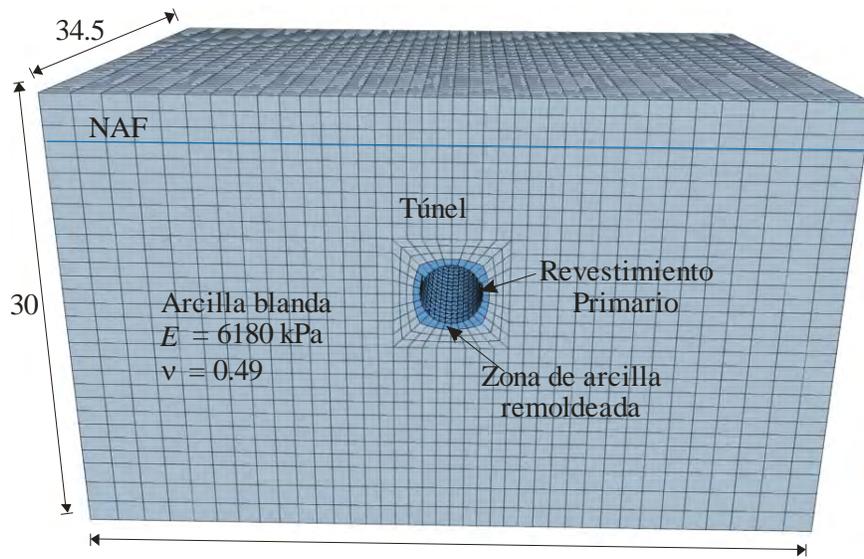
Figura 2.47 Trayectorias de esfuerzos alrededor de un túnel (Ng y Lo, 1985)

2.2.5.3.2. Modelo tridimensional de diferencias finitas

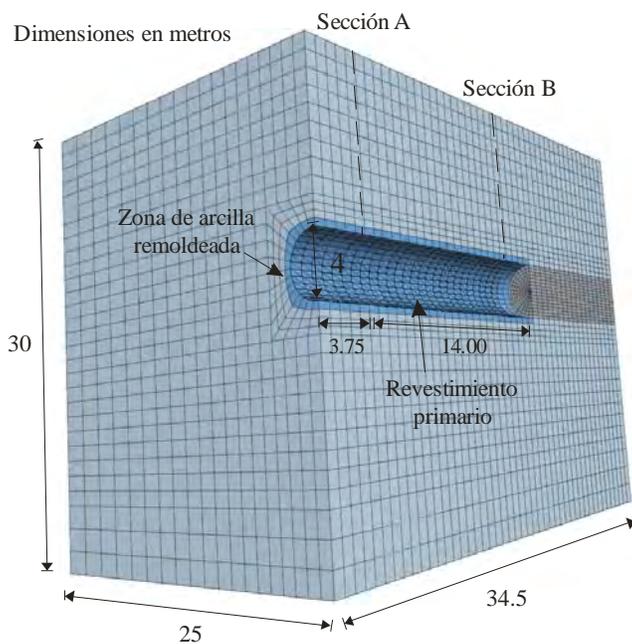
Para simular el proceso de excavación y el avance del escudo se desarrolló un modelo tridimensional de diferencias finitas, utilizando el programa FLAC3D (Itasca, 2009). La malla se formó con 65,412 zonas tridimensionales, que a su vez se integran con un conjunto de elementos tetraédricos. Entre los elementos tridimensionales a deformación constante, los tetraédricos tienen la ventaja de no generar modos de deformación inadmisibles físicamente. Sin embargo, cuando se utilizan éstos en el marco de la plasticidad, no brindan suficientes modos de deformación. Para superar este problema, en FLAC3D se aplica un proceso de discretización mixta. Las dimensiones del modelo se muestran en la Figura 2.48a. Se utilizó el modelo Cam clay modificado como ley constitutiva para la arcilla, ya que este modelo fue el que mejor simuló los desplazamientos del túnel como se verá posteriormente. El nivel de aguas freáticas se ubicó a 3.5 m de profundidad. Se compararon los resultados obtenidos del modelo tridimensional en ambas secciones de control, A y B (Fig. 2.40) en términos de los desplazamientos horizontales y verticales. Las fronteras de la malla del modelo se colocaron a 3.75 m de distancia a la izquierda de la sección A, para evitar efectos de frontera en los desplazamientos calculados (Fig. 2.48b).

El procedimiento constructivo, incluyendo el movimiento del escudo, se simuló por etapas, considerando incrementos en la excavación de 1.5 m. Inicialmente se removió el suelo, y posteriormente, de manera similar al modelo bidimensional, se abrió el túnel en la malla y se aplicó un incremento de desplazamientos radiales hasta alcanzar un valor de 2 cm, para considerar los desplazamientos radiales provocados por las inyecciones, como se explicó en la sección 2.2.5.1 de este trabajo. Después se aplicó un esfuerzo radial de 88 kPa, que representa la presión existente en el frente del túnel. Finalmente se colocaron elementos placa con propiedades elásticas lineales para simular el revestimiento primario. Estos elementos fueron colocados en intervalos de 1.5 m, que corresponde a dos anillos del revestimiento, con lo cual se buscó reducir el tiempo de cálculo del modelo. La resistencia del concreto, $f'c$, se consideró de 34,355 kPa; el módulo de Young, E_c , de 1,497,000 kPa, y la relación de Poisson, ν_c , de 0.30. Los anillos se consideraron unidos monolíticamente, por lo que la interacción entre las dovelas no se tomó en cuenta en la simulación. Una vez que se estabilizó el estado de esfuerzos, se procedió a excavar los siguientes 1.5 m de

profundidad del túnel de manera similar (Fig. 2.49). La Figura 2.48 muestra la zona remodelada alrededor del túnel. Este efecto se simuló cambiando las propiedades de la arcilla obtenidas del modelo Cam clay modificado de muestras inalteradas por las obtenidas considerando las curvas de compresibilidad correspondientes a la arcilla remodelada, que se presentan en la Figura 2.45.



(a)



(b)

Figura 2.48 Modelo tridimensional de diferencias finitas

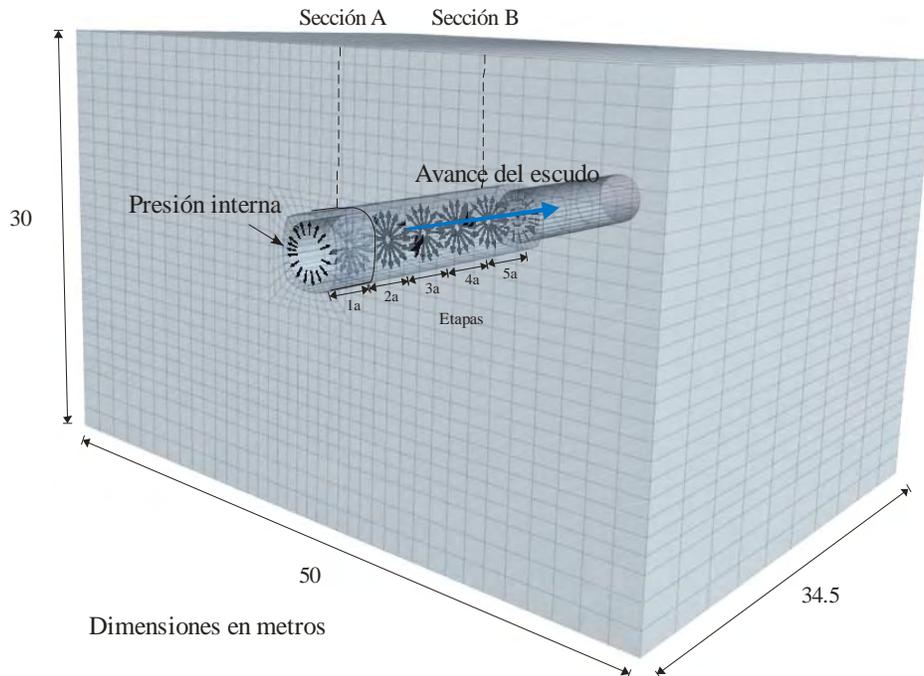


Figura 2.49 Representación esquemática de la simulación del avance del escudo

2.2.5.4. Comparación de los modelos bidimensionales vs tridimensionales

En esta sección se presenta la comparación de los resultados de los modelos bidimensionales y tridimensionales, en términos de desplazamientos horizontales y verticales en dirección perpendicular al eje del túnel, con los datos obtenidos de los bancos de nivel y de los inclinómetros. En la Figura 2.50 se comparan los asentamientos medidos y calculados, para todas las leyes constitutivas consideradas en los análisis bidimensionales y tridimensionales. Como puede verse, los modelos Drucker-Prager e hiperbólico subestimaron los asentamientos medidos. Para los modelos restantes se observa que, en general, la magnitud y forma de las configuraciones de desplazamientos son congruentes con la respuesta medida.

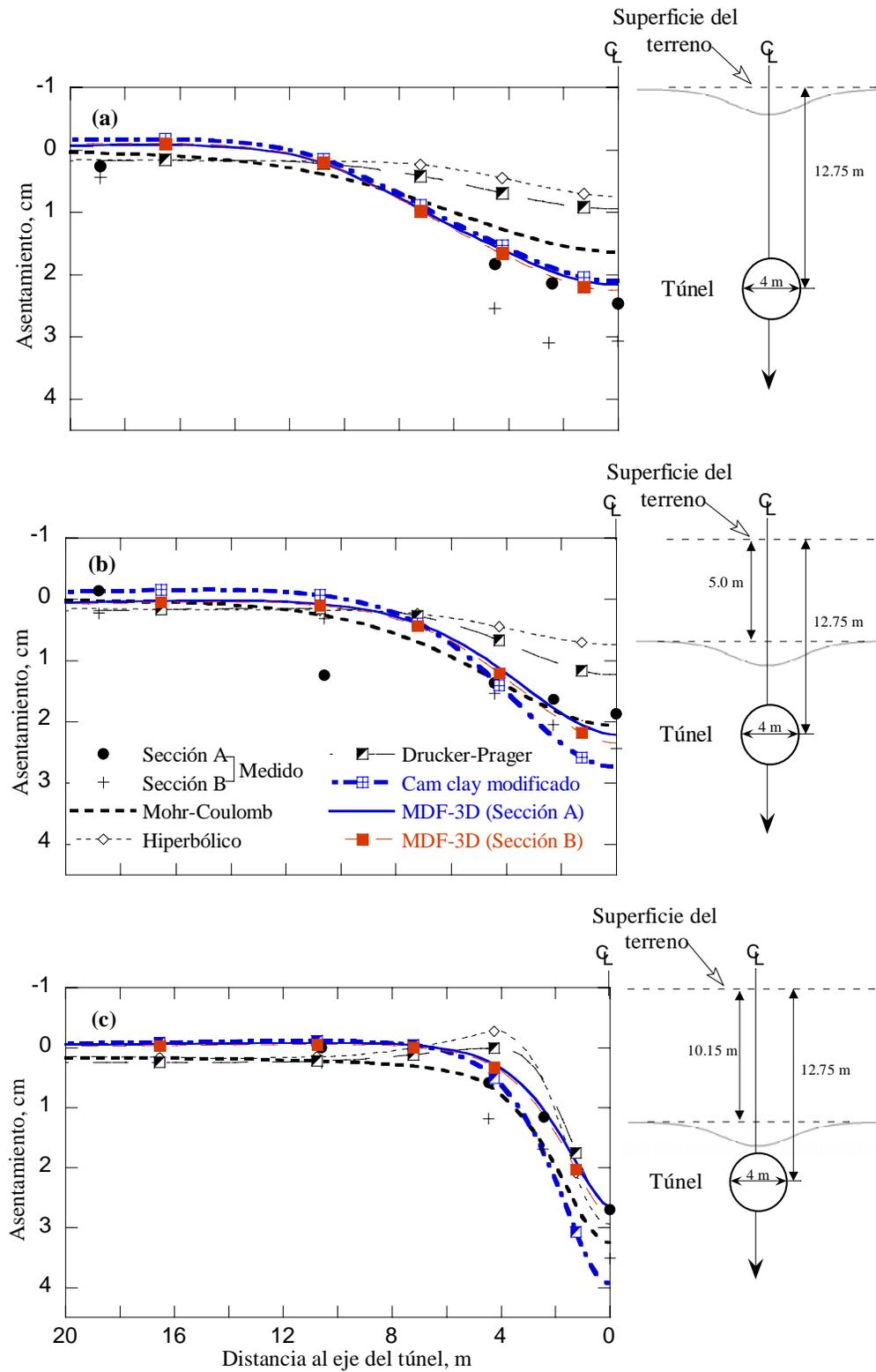


Figura 2.50 Representación esquemática de la simulación del avance del escudo

Las distribuciones de los desplazamientos horizontales medidos y calculados, perpendiculares al eje del túnel a 2.5 m y 4.5 m de distancia, con la profundidad se muestran en las Figuras 2.51 y 2.52 respectivamente. Como puede notarse, el modelo hiperbólico también sobreestima la respuesta medida, aproximadamente por un factor de 2. Por otro lado, el modelo Cam clay modificado proporciona la mejor estimación de los movimientos del suelo, especialmente cuando se toman en cuenta los efectos tridimensionales. Por lo cual, con base en los resultados reunidos en este estudio, puede concluirse que la ley constitutiva Cam clay modificado, junto con un modelo de diferencias finitas tridimensional, es capaz de predecir los movimientos del suelo debidos a la excavación del túnel en arcillas muy blandas, tales como las que se encuentran en la ciudad de México. Los análisis bidimensionales pueden usarse para obtener una buena estimación, desde el punto de vista práctico, del comportamiento global del túnel y de los movimientos del suelo, cuando las etapas constructivas (trayectorias de carga) son consideradas correctamente y cuando se utiliza una ley constitutiva apropiada.

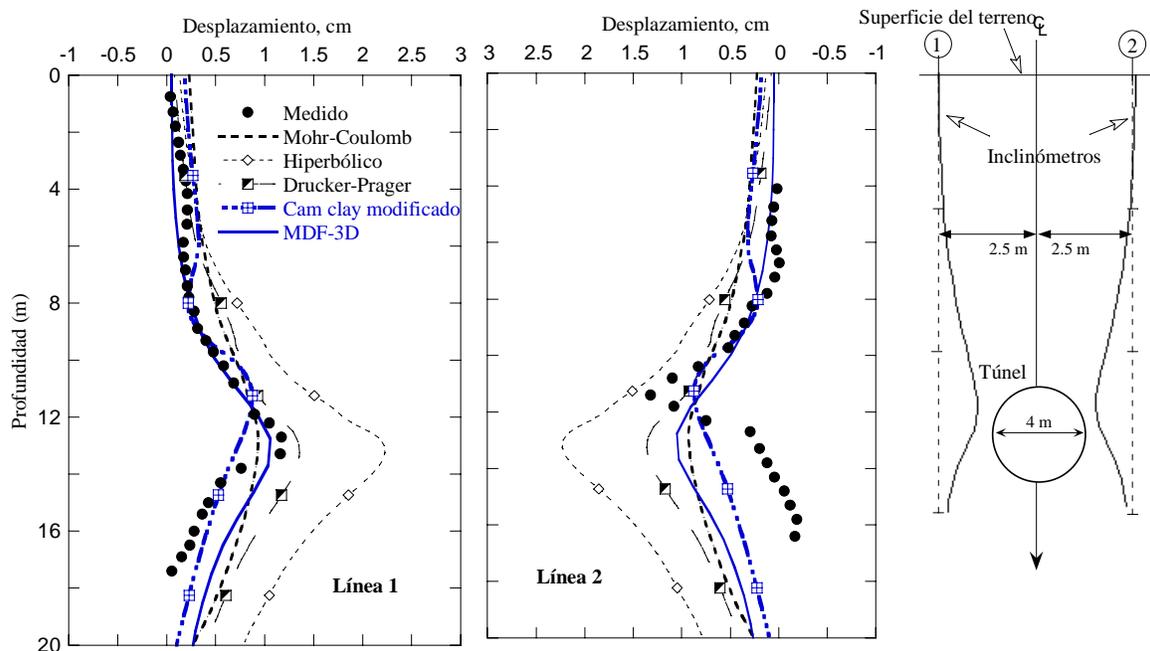


Figura 2.51 Desplazamientos horizontales totales perpendiculares al eje del túnel

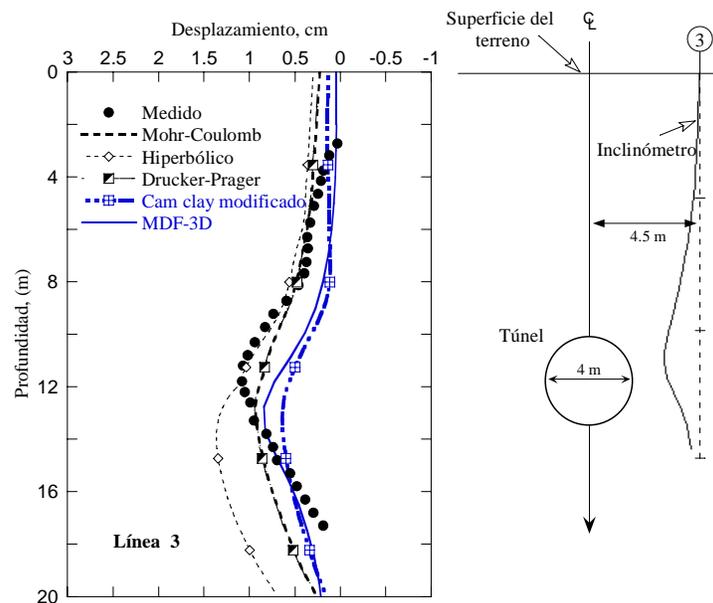


Figura 2.52 Desplazamientos horizontales totales perpendiculares al eje del túnel

Conclusiones:

Se observó que los esfuerzos calculados con el modelo de diferencias finitas, para fines prácticos, son iguales a los obtenidos con la solución analítica para un medio elástico. En este caso en particular, para valores de r/a mayores a 6, la relación de los esfuerzos radiales entre el esfuerzo vertical, σ_r/σ_z , tienden a 1 y la relación de los esfuerzos tangenciales entre el esfuerzo vertical, σ_θ/σ_z , tienen a 0.668 ($K_0 = 0.668$); estas tendencias son fácilmente explicables ya que para puntos bastante alejados del túnel los esfuerzos tienden a la condición de equilibrio donde la influencia de la excavación es mínima. Los desplazamientos que sufre el suelo hacia el interior del túnel alrededor del mismo son muy similares entre el modelo numérico y la solución analítica. Para el caso de materiales cohesivos, y de acuerdo con la teoría de la plasticidad, se desarrolló una zona plástica alrededor del túnel de radio R igual a 4.68 m. Se vio que el modelo numérico fue capaz de predecir esta zona plastificada. De las comparaciones llevadas a cabo, se observó que la respuesta obtenida con el modelo es bastante aproximada a la solución teórica. Mediante el estudio de materiales cohesivo-friccionantes con comportamiento elasto-plástico, se



observó que el modelo numérico, pudo predecir la zona plastificada y el cambio en el estado de esfuerzos después de la excavación del túnel.

Los resultados obtenidos de los análisis numéricos muestran que, incluso las leyes constitutivas más simples generan resultados razonablemente buenos cuando se realizan las pruebas de laboratorio apropiadas para obtener los parámetros correspondientes, de acuerdo con las trayectorias de esfuerzos que ocurren durante la construcción del túnel. Estas pruebas deben incluir ensayos de compresión y extensión triaxiales y de compresibilidad para materiales en condiciones inalterada y remoldeada. Las tendencias de los asentamientos calculados con las leyes constitutivas Mohr-Coulomb y Cam clay modificado fueron muy similares. En este caso se encontró que los modelos Drucker-Prager e hiperbólico subestiman los asentamientos medidos en la superficie, por un factor de 2, aproximadamente. Para los modelos restantes, se ve que en general, la magnitud y forma de los perfiles de asentamientos concuerdan con la respuesta medida. En particular, el modelo tridimensional de diferencias finitas acoplado con el modelo Cam clay modificado, proporciona la mejor estimación de los desplazamientos medidos en campo. Por lo mismo, este modelo puede utilizarse para estudiar la respuesta de túneles construidos en arcilla altamente compresible, como las que se encuentran en la ciudad de México. Por otro lado, puede concluirse que los análisis bidimensionales pueden utilizarse para obtener una estimación aceptable, desde el punto de vista práctico, del comportamiento global del túnel, así como de los movimientos del terreno, cuando las etapas constructivas se toman en cuenta apropiadamente y se utiliza una ley constitutiva adecuada.





3. CASO ESTUDIO: TÚNEL DE LA LÍNEA 12 DEL METRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

3.1. Introducción

En este capítulo se presenta brevemente la descripción del proyecto de la Línea 12 del sistema de transporte colectivo de la ciudad de México. Esta obra estará ubicada al sur-oriental del Valle de México y unirá la zona de Mixcoac con el área semirural de Tláhuac. El trazo de la Línea 12 tiene una longitud total de 28.4 km. Se proyectó con cuatro soluciones geotécnicas diferentes: túnel profundo, cajón subterráneo, tramo elevado y cajón superficial. En este contexto, este trabajo se enfoca únicamente en el análisis del comportamiento estático de dos secciones críticas del tramo de túnel ubicadas en los cadenamientos 21+160 y 21+180 km.

3.1.1. Generalidades del proyecto

La Línea 12 del Metro estará conformada por 20 estaciones que corren de Mixcoac a Tláhuac, cuyos nombres se indican a continuación: (1) Mixcoac, (2) Insurgentes Sur, (3) 20 de Noviembre, (4) Zapata, (5) Parque de los Venados, (6) Eje Central, (7) Ermita, (8) Mexicaltzingo, (9) Atlalilco, (10) Barrio Tula, (11) ESIME Culhuacán, (12) La Virgen, (13) Calle 11, (14) Periférico Oriente, (15) San Lorenzo, (16) Olivos, (17) Nopalera, (18) Zapotitlán, (19) Tlaltenco y (20) Tláhuac (ver Figura 3.1). En particular, el tramo de túnel de la Línea 12 del Metro atraviesa las tres zonas geotécnicas establecidas en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, 2004 (Zona de Lomas, Transición y Lago). La zona en estudio se ubica entre los cadenamientos 21+000 (estación Mexicaltzingo) y 22+000 km (estación Ermita), como se indica en la Figura 3.2.



Figura 3.1 Localización de la Línea 12

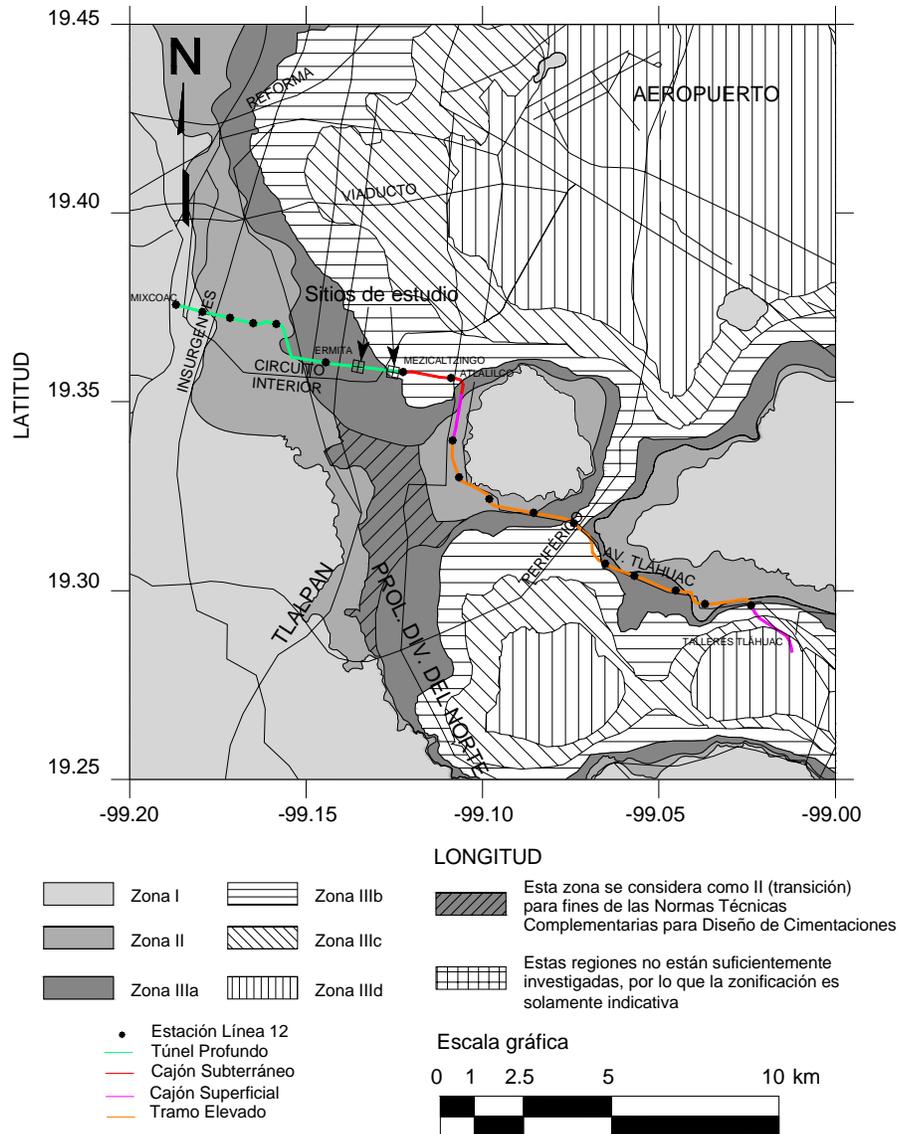


Figura 3.2 Zonificación sísmica del Valle de México y localización del trayecto de la Línea 12 del Metro

Las características principales del tramo subterráneo se presentan en la Tabla 3.1. En particular, el túnel tiene una longitud de 7.8 km aproximadamente y un diámetro de 9.91 m. Para su construcción se empleó la técnica de presión de tierras balaceada. En el revestimiento primario del túnel se emplearon dovelas precoladas de 1.5 m de ancho y 0.40 m de espesor. Se realizaron inyecciones simultáneamente a la colocación del revestimiento, para rellenar los vacíos entre los anillos y las paredes del túnel.

Tabla 3.1 Secciones subterráneas de la Línea 12

Tramo	Sección
Túnel profundo	
Cajón subterráneo	

3.2. Condiciones geotécnicas del tramo de túnel

En la Figura 3.3 se presenta un perfil estratigráfico del túnel donde se puede apreciar que en la estación Mexicaltzingo, se presentan estratos de arcilla de consistencia banda a muy blanda que descansan sobre arenas limosas y limos arenosos densos. Conforme avanza el túnel en dirección de la estación Mixcoac, se encuentran suelos competentes, compuestos por arena limosa muy compacta con intercalaciones de grava y estratos superficiales de arcilla arenosa. En este trabajo en particular, se seleccionaron dos secciones de análisis (A y B) correspondientes a los cadenamientos 21+160 y 21+800 km como lo muestra la Figura 3.3. Estos sitios corresponden a secciones en las cuales se colocó instrumentación.

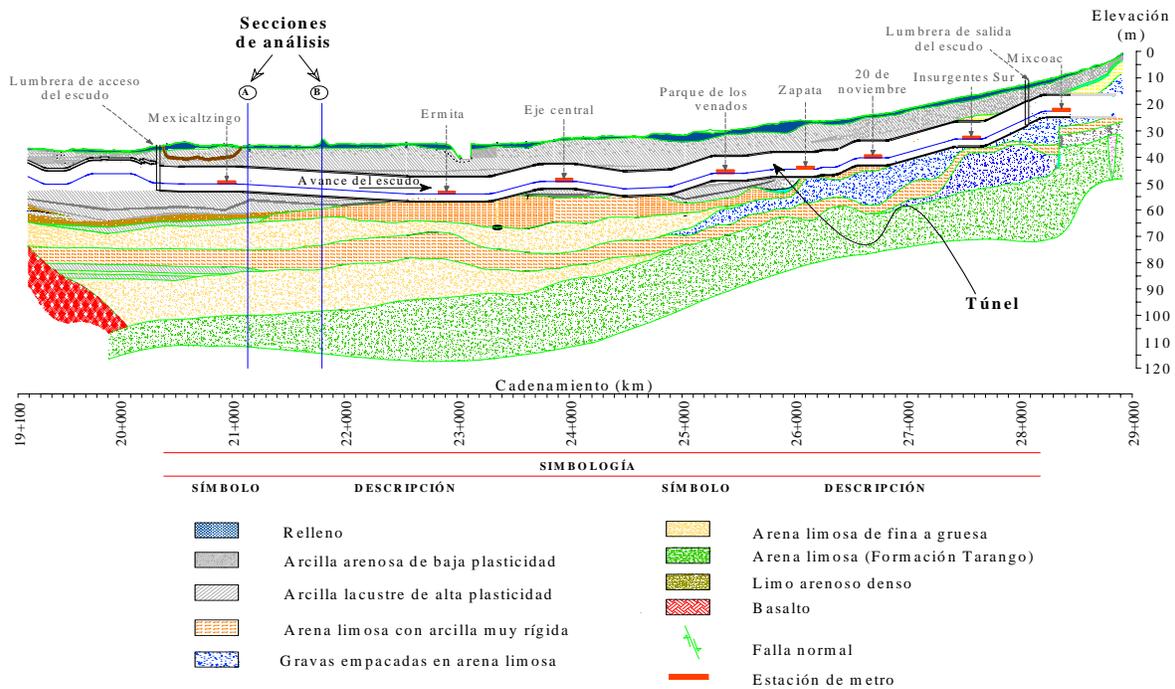


Figura 3.3 Perfil estratigráfico del trazo del túnel de la Línea 12 del Metro

3.2.1. Exploración, muestreo y pruebas de campo

La caracterización de las condiciones geotécnicas de las secciones A y B del tramo de túnel de la Línea 12 del metro, se realizó con base en la información de campo y laboratorio proporcionada por Ingenieros Civiles Asociados, ICA, 2009. Las Figura 3.4 y 3.5 muestran los perfiles de suelo, la distribución de pesos volumétricos, la resistencia al corte, y el número de golpes de la prueba de penetración estándar, SPT, en función de la profundidad, incluyendo la descripción de cada estrato para las secciones de análisis.

En el perfil estratigráfico detallado de la sección A (Figura 3.4) se puede apreciar que existe un relleno superficial de 1.4 m de espesor. Por debajo de este estrato y hasta los 19 m de profundidad se encuentra una capa de arcilla muy blanda con contenidos de agua que varían en un rango de 25 a 450 % e índices de plasticidad comprendidos entre 25 y 390 %. La resistencia al corte no drenada, s_u , de esta arcilla se encuentra entre 5 y 40 kPa. A partir de los 19 m y hasta los 29 m de profundidad, se tiene un estrato de arcilla rígida (s_u entre 55 y 80 kPa). El contenido de agua de este estrato varía en un rango de 10 a 220 %. Por debajo

de este estrato y hasta la máxima profundidad explorada (50 m) se encontraron arenas arcillosas muy densas con número de golpes del SPT mayores a 60. En la sección B (Figura 3.5) se encontró un relleno superficial de arcilla arenosa de 2 m de espesor. Debajo de este estrato y hasta los 9 m aproximadamente, se tiene una capa de arcilla de consistencia muy blanda a blanda con contenidos de agua bajos que varían en un rango de 40 a 100 % e índices de plasticidad comprendidos entre 10 y 90 %. La resistencia, s_u , de esta arcilla es de 15 kPa. A partir de los 9 m de profundidad y hasta los 23 m aproximadamente, se encontró un estrato de arcilla de consistencia blanda con contenidos de agua altos que varían entre 150 y 300 %. Aquí la resistencia de la arcilla aumenta, obteniéndose valores de 65 y 90 kPa. Desde los 23 m y hasta la máxima profundidad explorada (89 m) se encontró arena arcillosa de compacta a muy compacta con número de golpes del SPT superiores a 60.

Para definir los parámetros de resistencia del suelo se realizaron ensayos de laboratorio que incluyen pruebas de resistencia a la compresión no confinada (carga monotónica y cíclica), pruebas de compresión triaxial, no consolidada-no drenada (prueba UU) y pruebas de consolidación unidimensional. Un resumen de las propiedades índice y características mecánicas obtenidas para las dos secciones de análisis se presenta en las Tabla 2.1 y 2.2.

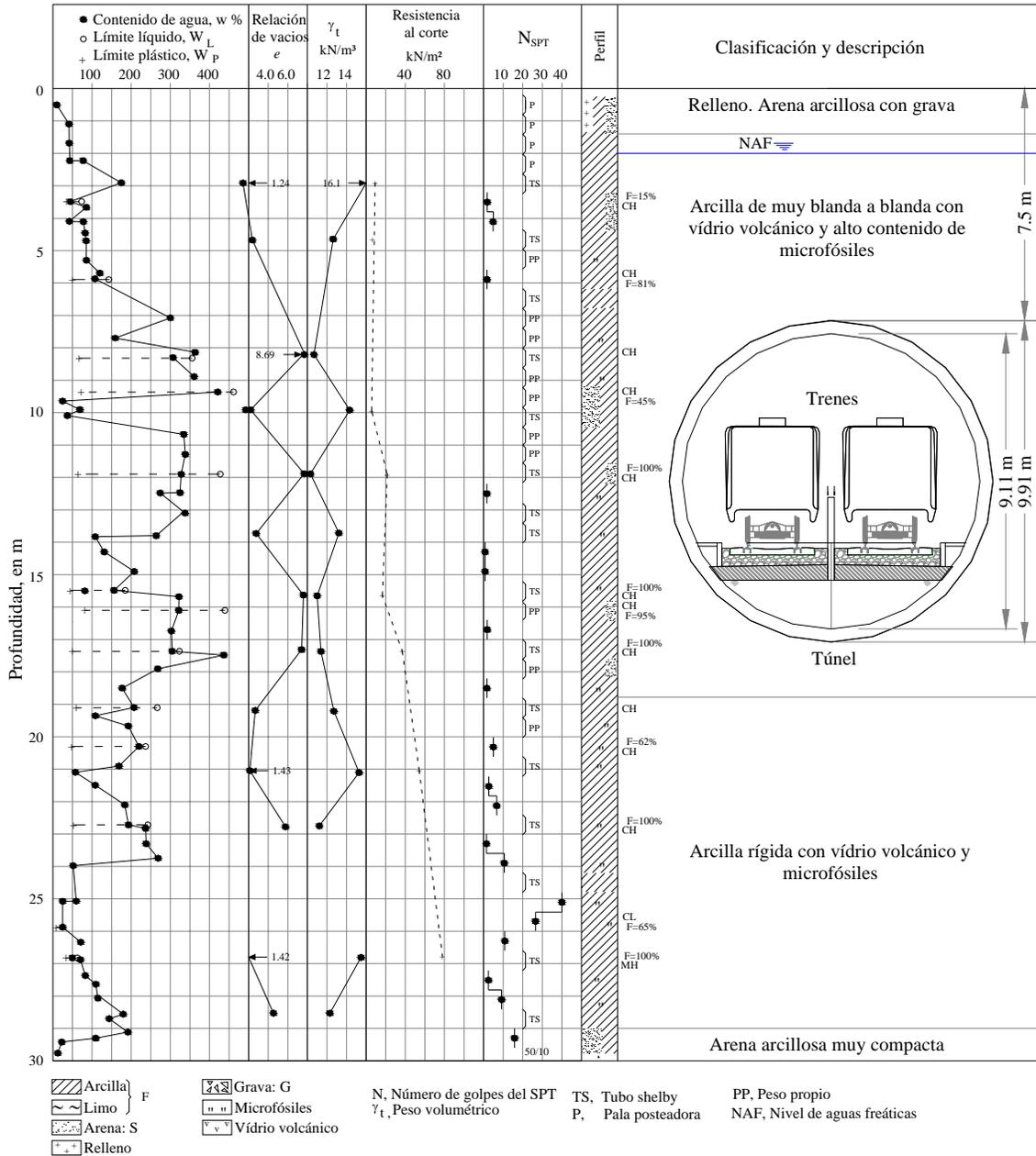


Figura 3.4 Perfil estratigráfico detallado de la sección A

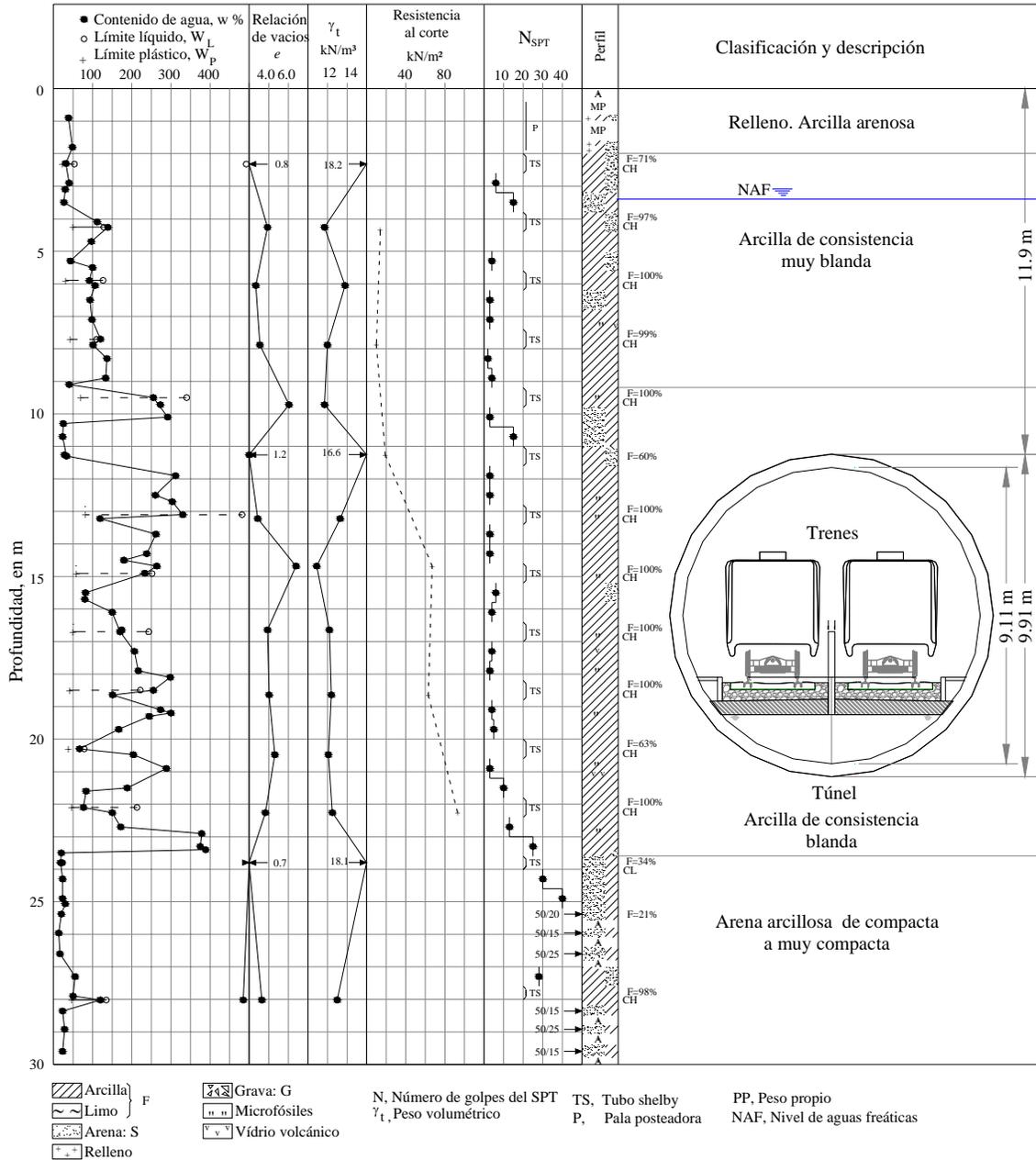


Figura 3.5 Perfil estratigráfico detallado de la sección B

Tabla 3.2 Propiedades en la masa de suelo de la sección A

Profundidad [m]	Límites de Atterberg			Peso volumétrico γ [t/m ³]	Prueba triaxial UU		Resistencia a la compresión simple q_u [kPa]	Relación de vacíos, e	w %	G_s	E [kPa]
	w_L %	w_P %	IP		c_u [kPa]	ϕ [°]					
1.75							41	1.35	120	2.54	3532
4.43	80	40	40				47	2.1	80	2.45	1668
8.18	350	55	295	10.6	32	0	22	8.69	97	2.23	2256
9.94				14.0			41	2.21	212	2.67	785
11.89	450	75	375	10.4	42	4	53	8.66	232	2.25	3257
13.76				13.0	42	4	114	2.78	259	2.47	5003
15.65	200	50	150	12.7	57	2	87	4.48	132	2.4	6063
17.34	310	50	260	11.1	49	8	176	7.28	147	2.38	5199
19.39	260	60	200	12.5	13	7	76	2.88	271	2.33	17168
21.06				15.2			108	1.4	179	2.42	4169
22.79	250	50	200	11.1	88	7	134	5.91	81	2.3	13371
26.81	60	40	20	14.4	163	13	192	1.62	23.24	2.45	14323
28.77				12.8	80	13	381	2.88	36	2.48	13763

- w_L : Límite líquido
- w_P : Límite plástico
- IP: Índice de plasticidad

- ϕ : Ángulo de fricción interna
- w : Contenido de agua

- G_s : Densidad de sólidos
- E : Módulo de elasticidad

Tabla 3.3 Propiedades en la masa de suelo de la sección B

Profundidad [m]	Límites de Atterberg			Peso volumétrico γ [t/m ³]	Prueba triaxial UU		Resistencia a la compresión simple q_u [kPa]	Relación de vacíos, e	w %	G_s	E [kPa]
	w_L %	w_P %	IP		c_u [kPa]	ϕ [°]					
2.54	86	45	41	13.8	15	9	6	4.84	80		2700
4.33	81	36	45	13.3	10	11	30	2.40	77	2.47	3300
6.24	117	43	74	11.6			18	4.47	105	2.30	1400
9.85	495	81	414	10.8			41	8.59	329	2.39	2400
11.69	369	75	294	11.1	30	11	73	6.37	269	2.25	4900
13.42	326	67	259	11.2			100	6.14	238	2.35	5000
15.30	179	44	135	11.4			66	4.35	161	2.34	4000
17.11	331	77	254	11.6	70	0	152	6.43	254	2.18	6300
18.68	249	66	183	12.1	100	4	156	4.69	198	2.38	8600
20.73	233	55	178	13.5	120	8	142	2.62	94	2.52	10100
25.98	67	27	40	15.1			178	1.82	65	2.59	7400
36.20	46	20	26	18.6	200	27	363	0.57	18	2.50	43900



3.3. Compresibilidad del suelo

Como se mencionó anteriormente, se realizaron pruebas de consolidación unidimensional a las muestras de suelo recuperadas de los sondeos mixtos, y se obtuvieron las curvas de compresibilidad correspondientes. En la Figuras 3.6 y 3.7 se presentan las curvas de compresibilidad obtenidas a diferentes profundidades para las secciones A y B, respectivamente. En ambas figuras se observa la alta compresibilidad de las arcillas que se ubican entre 10 y 15 m de profundidad. Es importante tener en cuenta que la clave del túnel se encuentra por debajo de esta arcilla altamente compresible, lo cual indica que posiblemente se den asentamientos importantes debido al cambio en el estado de esfuerzos de este material provocado por el avance del escudo.

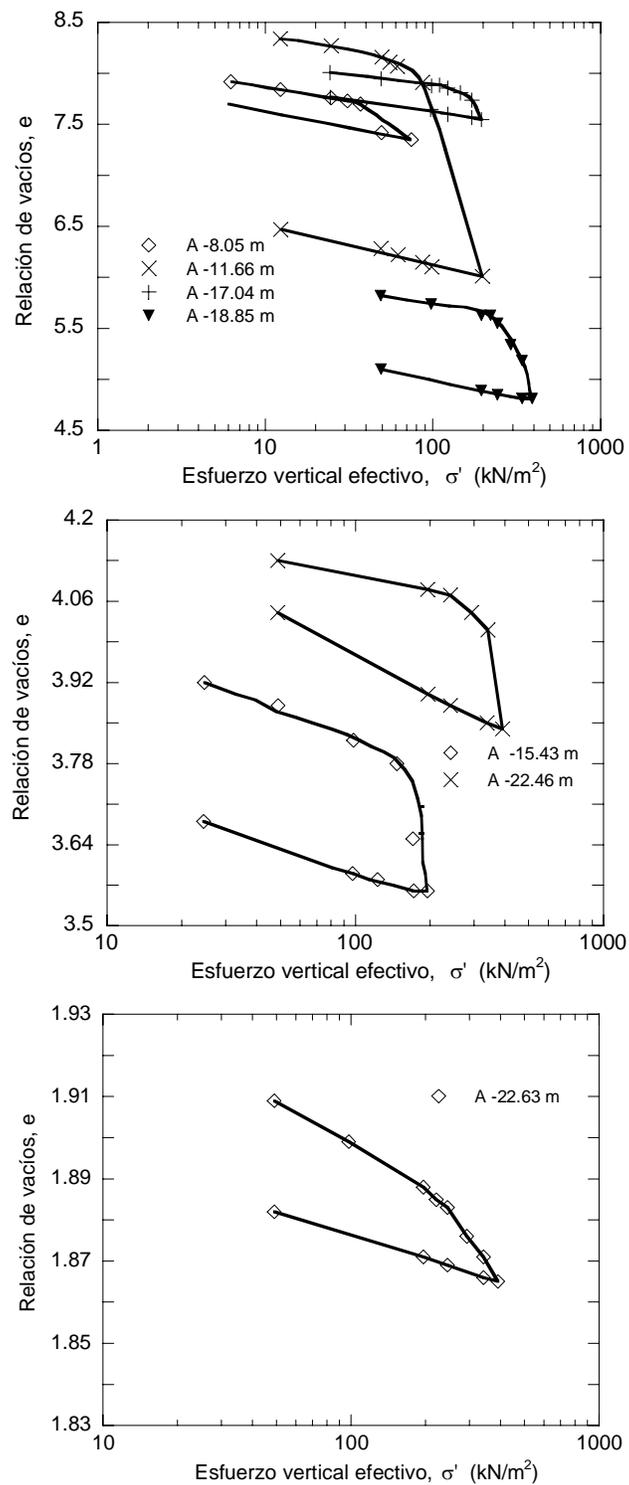


Figura 3.6 Curvas de compresibilidad obtenidas de laboratorio para la sección A

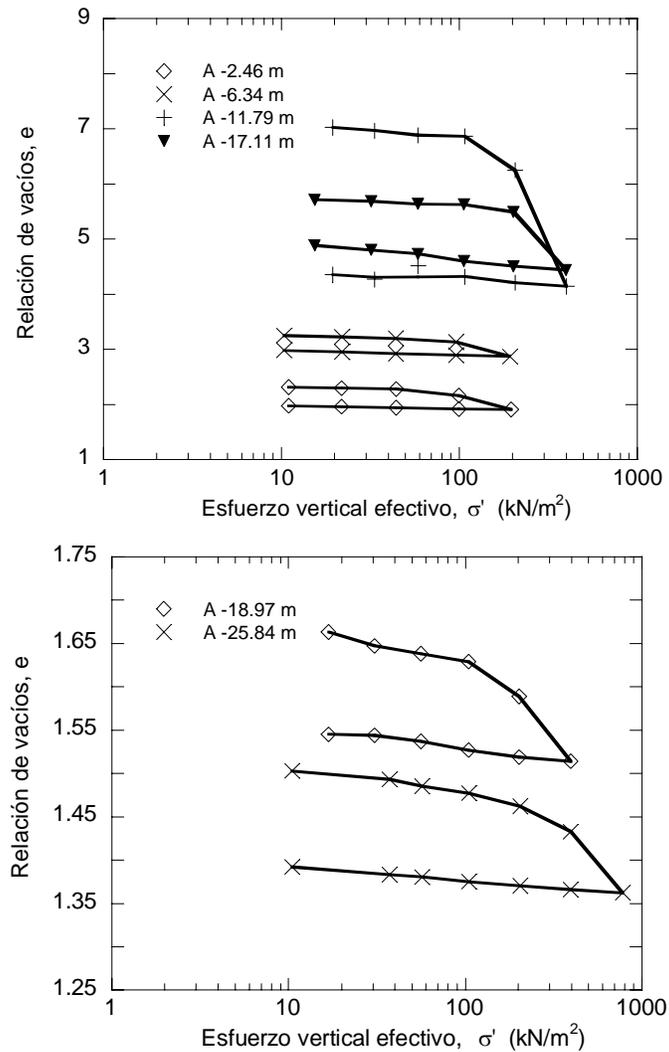


Figura 3.7 Curvas de compresibilidad obtenidas de laboratorio para la sección B

3.4. Abatimiento del nivel de aguas freáticas

La Figura 3.8 muestra la ubicación de los tres sondeos de piezocono (SPC) que se llevaron a cabo para medir el abatimiento del nivel de aguas freáticas, NAF en la zona en estudio. Los sondeos SPC-1, SPC-2 y SPC-3 corresponden a los cadenamientos, 22+300, 21+650 y 20+350, respectivamente. En la Figura 3.9 se presentan las presiones de poro medidas en función de la profundidad, aquí se observa un abatimiento del NAF importante para profundidades mayores a los 12 m aproximadamente, teniéndose que después de los 25 m de profundidad ya no se registraron presiones de poro. Esto concuerda con el hecho de que a estos niveles se encuentran los estratos arenosos.

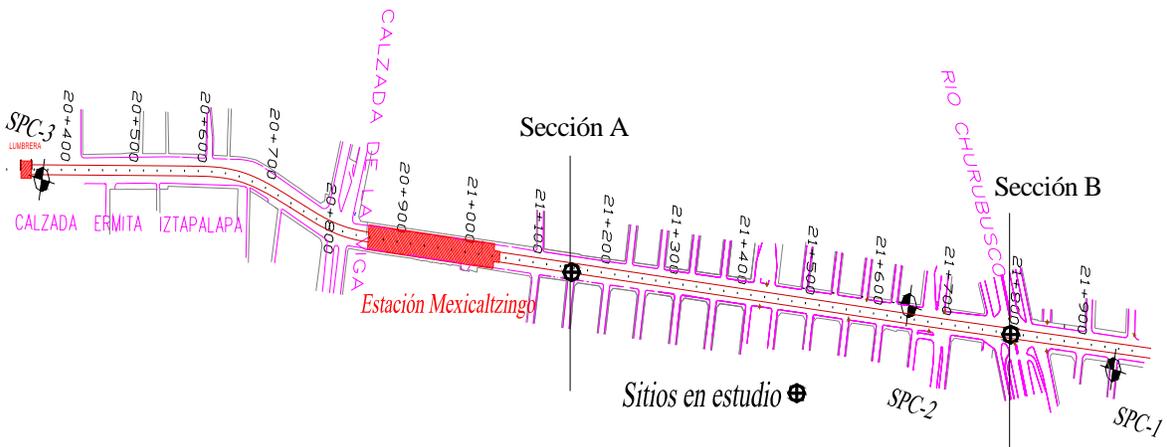


Figura 3.8 Localización de los sondeos de piezocono

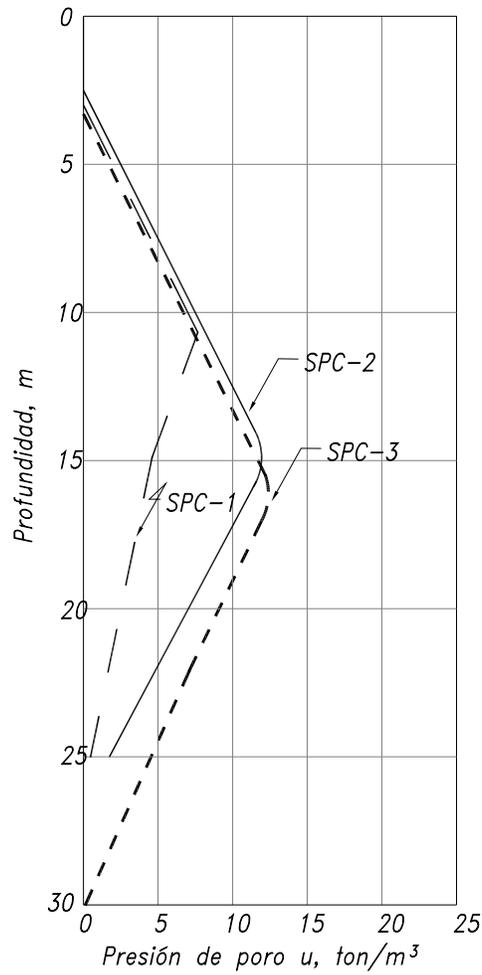


Figura 3.9 Mediciones de presión de poro en el año 2008 (sondeos de piezocono)

***Conclusiones:***

Del perfil estratigráfico se observó que el túnel de la Línea 12 atraviesa estratos con espesores importantes de arcilla de consistencia blanda a muy blanda. En particular, para las dos zonas en estudio presentadas aquí (secciones A y B), las resistencias al esfuerzo cortante de estas arcillas son bajas y se encuentran en un rango de entre 5 y 40 kPa. En estas secciones, la clave del túnel se encuentra a una profundidad muy somera (7 y 12 m, respectivamente). De las curvas de compresibilidad se observa la alta compresibilidad de las arcillas que se ubican entre 10 y 15 m de profundidad, lo cual indica que posiblemente se den asentamientos importantes debido al cambio en el estado de esfuerzos de este material provocado por el avance del escudo. Sin embargo, también es importante señalar que los materiales que se encuentran por debajo de la base del túnel presentan una baja compresibilidad, lo cual implica una consolidación a largo plazo menor de estos materiales. De acuerdo con los sondeos de piezocono, en las secciones de análisis existe un abatimiento del nivel de aguas freáticas importante para profundidades mayores a los 12 m, teniéndose que después de los 25 m de profundidad ya no se registraron presiones de poro.



4. INSTRUMENTACIÓN DEL TÚNEL

Para evaluar el comportamiento del túnel durante su proceso constructivo así como de las estructuras cercanas a este, se ha realizado un programa de instrumentación del túnel. Se implementó un sistema que permite medir la presión de confinamiento sobre las dovelas, cambios en la geometría transversal de anillos, presión de poro, asentamientos y desplazamientos en la masa del suelo y en la superficie. Este sistema está constituido por celdas de presión, referencias superficiales, piezómetros, piezo-celdas e inclinómetros con extensómetro magnético, mediciones del diámetro horizontal del túnel y medición de convergencias y divergencias. La información recabada en la instrumentación del túnel fue proporcionada por el Consorcio de la Línea 12 del Metro (2010).

Referente a los casos aquí estudiados, se subdividió el tramo que va de la estación Mexicaltzingo a la estación Ermita en cinco tramos de instrumentación (ver Figura 4.1). En particular, en este trabajo solamente se presentan los resultados de los primeros tres tramos. La instrumentación consistió en la colocación de bancos de nivel superficiales sobre el eje del trazo del túnel, separados a cada 20 metros, aproximadamente. También, se colocaron bancos de nivel superficiales en dirección transversal al eje del túnel, ubicados a diferentes distancias, dependiendo de la ubicación a la que se encuentran las calles que cruzan el eje del trazo del túnel. Para medir la variación de las presiones de poro en el subsuelo, se instalaron dos piezómetros de cuerda vibrante a 1.5 m de distancia del paño exterior del túnel, a cinco y diez metros de profundidad en los cadenamientos 21+810 y 21+834 km (tramo 3), respectivamente. Se instaló un sistema de convergencias y divergencias automatizado en el interior del túnel, que permite medir las deformaciones de los anillos del revestimiento primario.

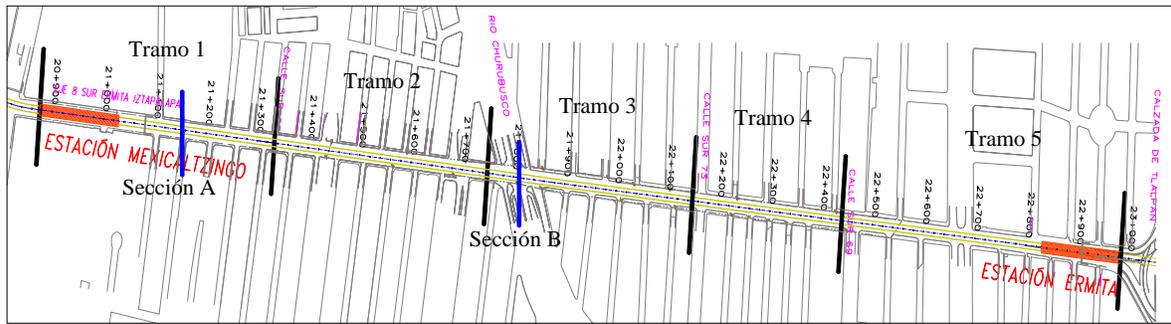


Figura 4.1 Tramos instrumentados en los cadenamientos que van de la Estación Mexicaltzingo a la estación Ermita

4.1. Instrumentación del tramo 1

La Figura 4.2 muestra un esquema de los anillos colocados en la sección 1 que forman el revestimiento primario del túnel. En la Figura 4.3 se presentan los movimientos de la superficie del terreno en dirección longitudinal del trazo del túnel, en función del tiempo debido al avance del escudo (cad 21+030 a 21+400). Se observan asentamientos mayores entre los cadenamientos 21+100 y 21+200 que en los cadenamientos subsecuentes atribuibles al hecho que en este tramo los espesores de arcilla compresible son mayores. Estos disminuyen conforme avance del escudo hacia la estación Ermita. Los asentamientos máximos medidos al 16 de agosto de 2010 son de 5 cm aproximadamente y se dan en el cadenamiento 21+180. Es importante resaltar que los asentamientos del suelo varían con el tiempo, debido a la disipación de presiones de poro generada en el suelo cuando pasa el escudo, con la correspondiente consolidación. En las Figuras 4.4 a 4.12 se presentan los asentamientos medidos en dirección transversal al eje del túnel. En las gráficas de asentamientos se presentan las mediciones correspondientes a tres fechas distintas (i. e. 14, 23 y 28 de agosto). En estas figuras se observa un asentamiento de los puntos de control cercanos al eje del trazo, mientras que para los puntos más alejados se presentan expansiones de la superficie del terreno. En la Figura 4.13 se muestra un esquema del sistema de convergencias y divergencias automatizado, instalado en el interior del túnel. Aquí se presentan los valores máximos registrados de deformaciones horizontales y verticales que se desarrollaron en las dovelas que forman el anillo instrumentado (anillo 51). En la Figura 4.14 se muestra la evolución de las deformaciones medidas en función del tiempo, obtenidas con el sistema de convergencias y divergencias antes mencionado. Por

último, en las Figuras 4.15 y 4.16 se presentan las mediciones reportadas a partir del sistema de control topográfico de niveletas, en el lado norte y lado sur del trazo del túnel, respectivamente.

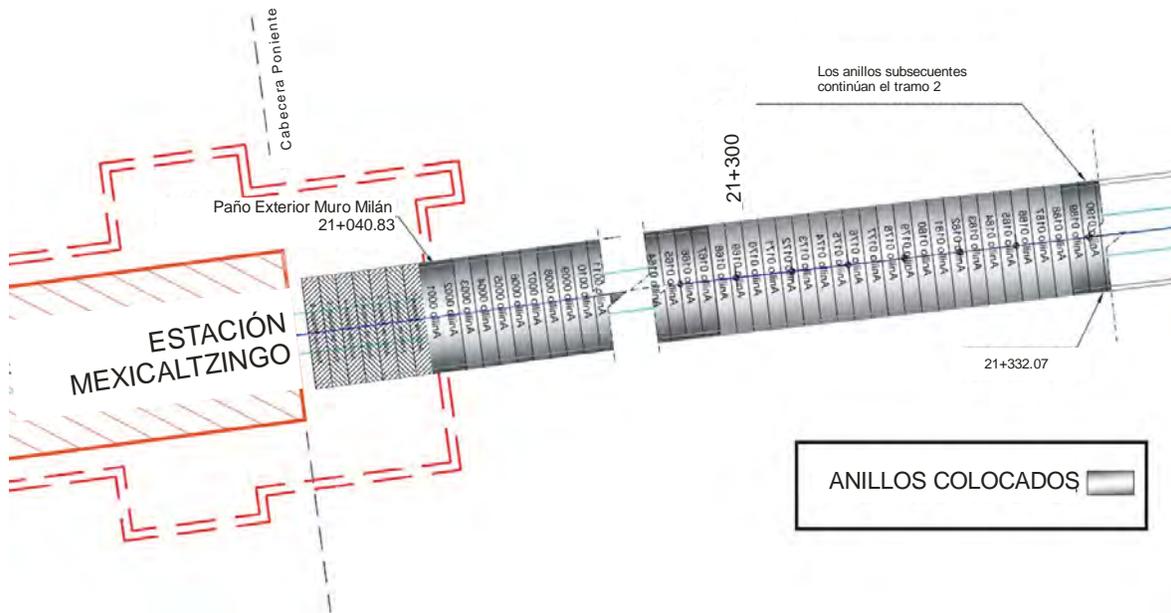


Figura 4.2 Esquema de los anillos del revestimiento primario colocados en el tramo 1

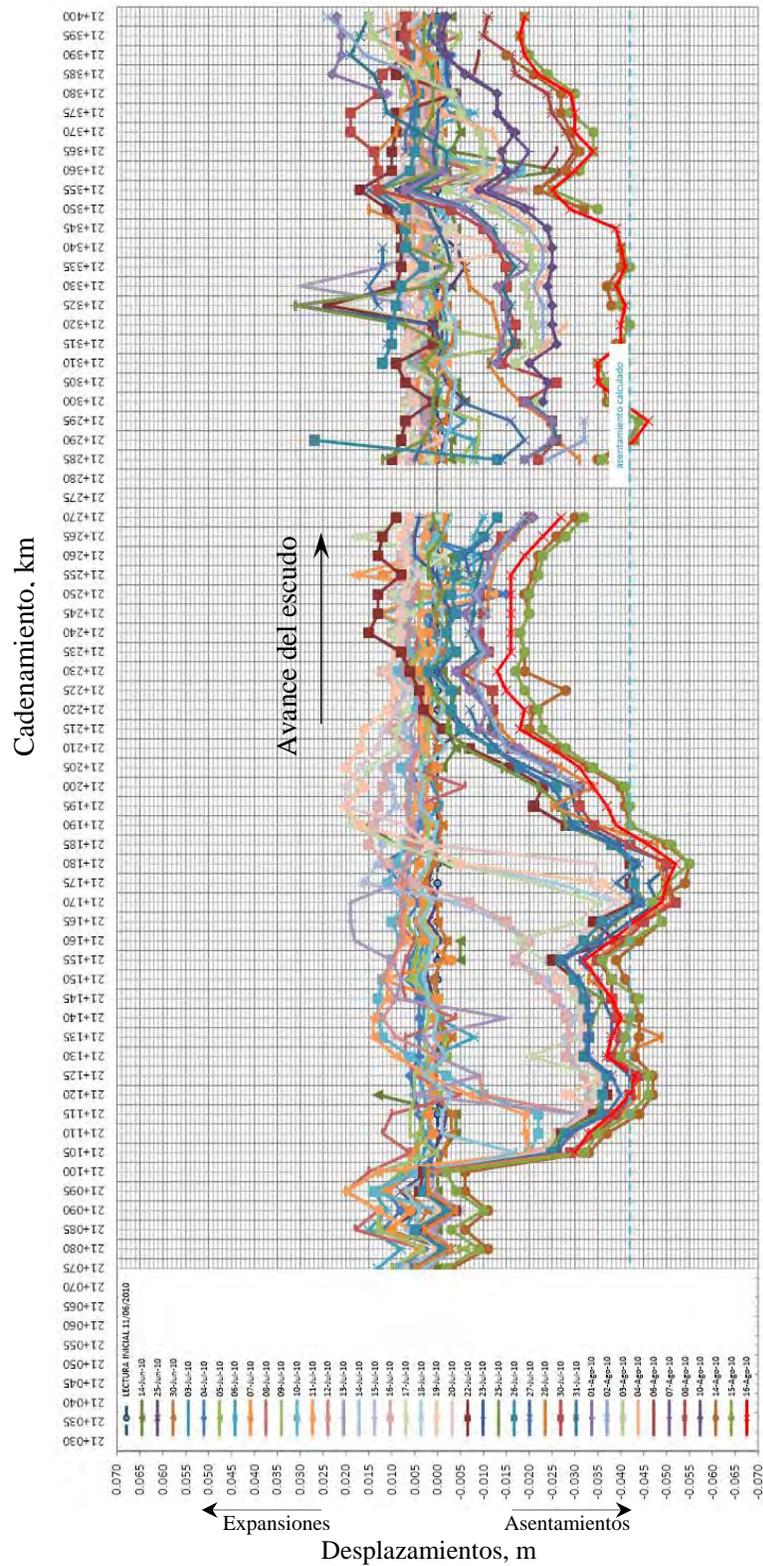


Figura 4.3 Desplazamientos verticales debidos al avance del escudo en el tramo 1



Figura 4.4 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamamiento 21+106 km

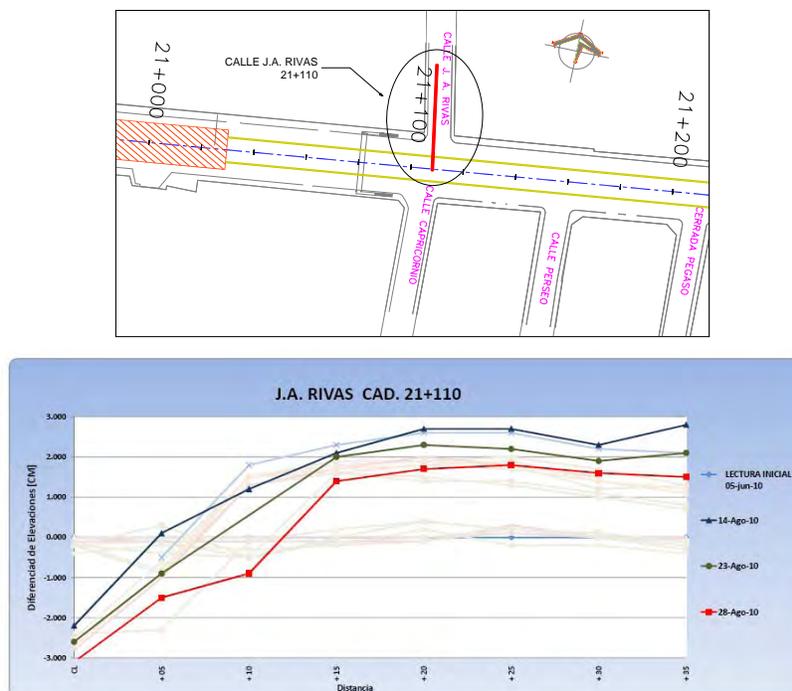


Figura 4.5 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamamiento 21+110 km

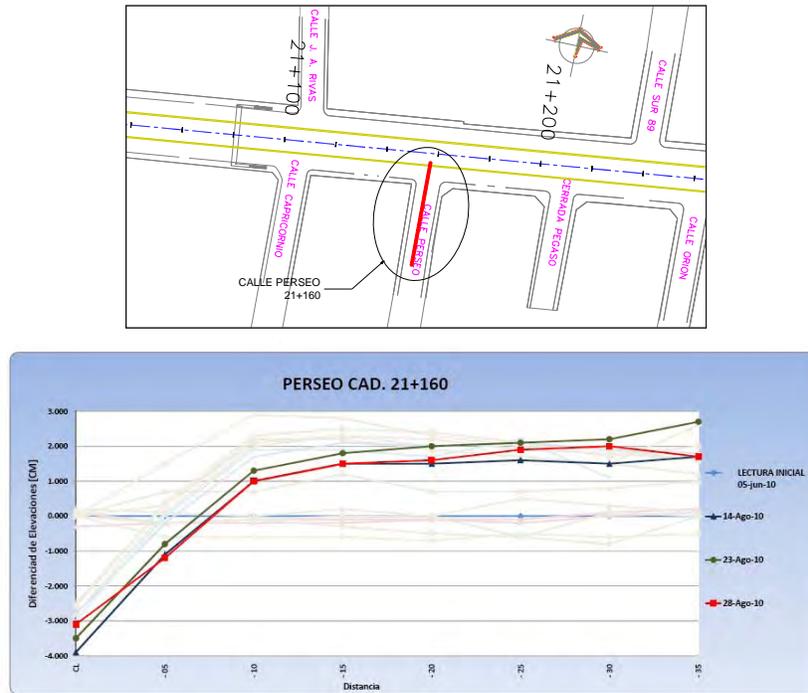


Figura 4.6 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+160 km



Figura 4.7 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+211 km



Figura 4.8 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+287 km

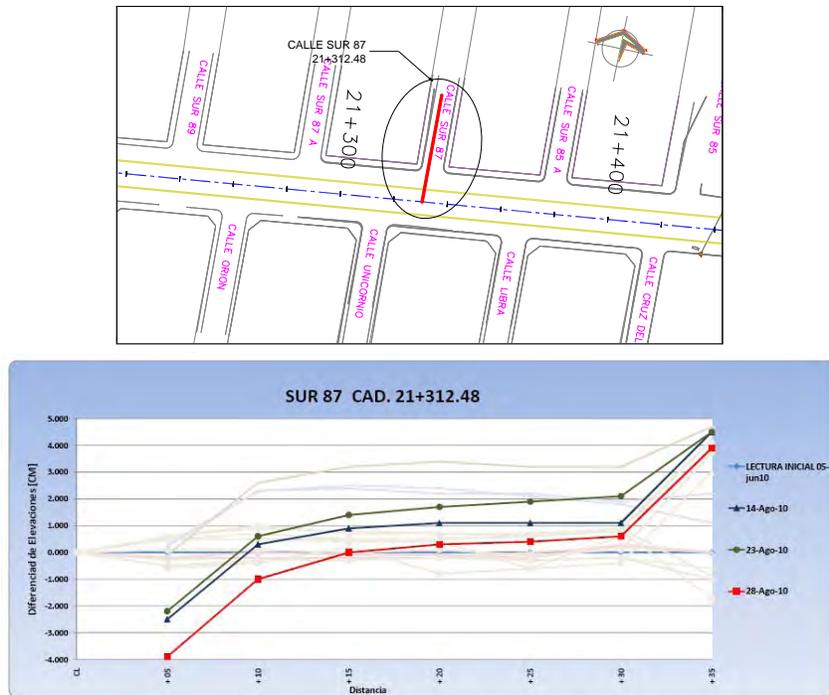


Figura 4.9 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+312 km



Figura 4.10 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamamiento 21+315 km



Figura 4.11 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamamiento 21+367 km

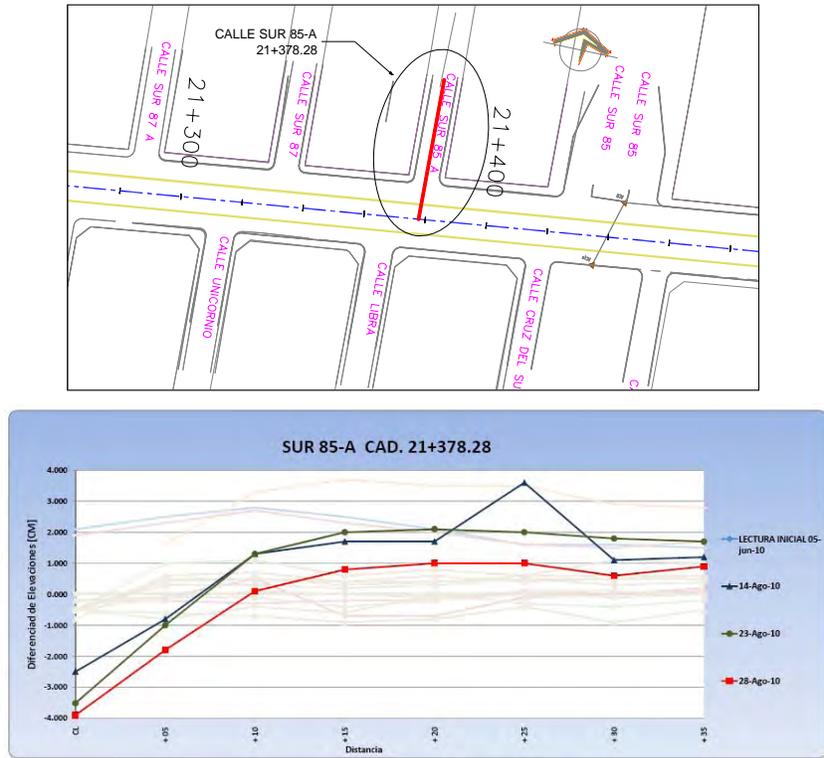


Figura 4.12 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+378 km

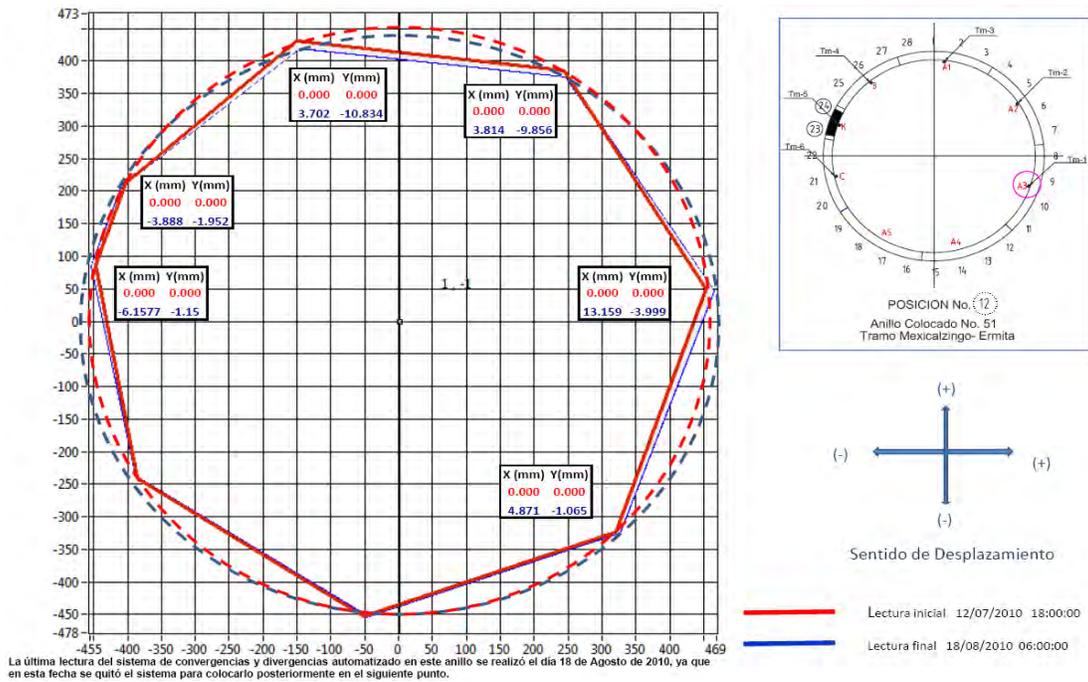


Figura 4.13 Esquema del sistema de convergencias instalado en el anillo 51 localizado en el cadenamiento 21+116.5 km

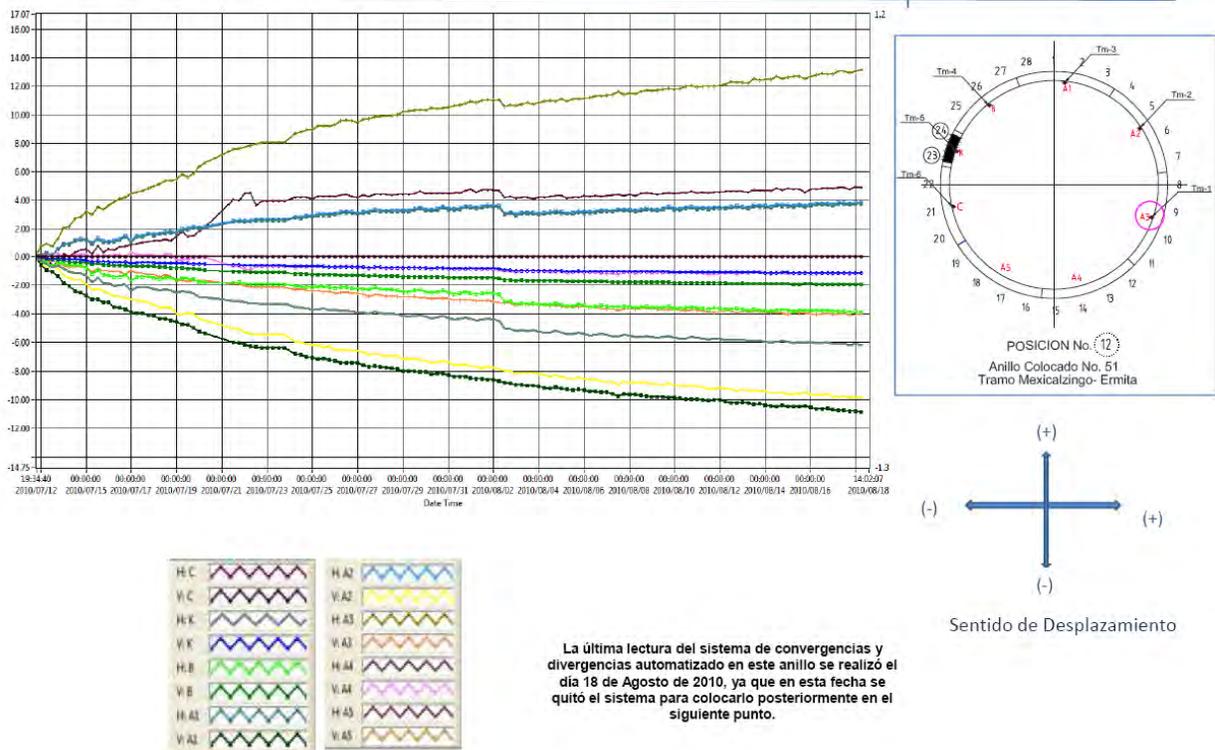


Figura 4.14 Lecturas del sistema de convergencias instalado en el anillo 51 localizado en el cadenamiento 21+116.5 km

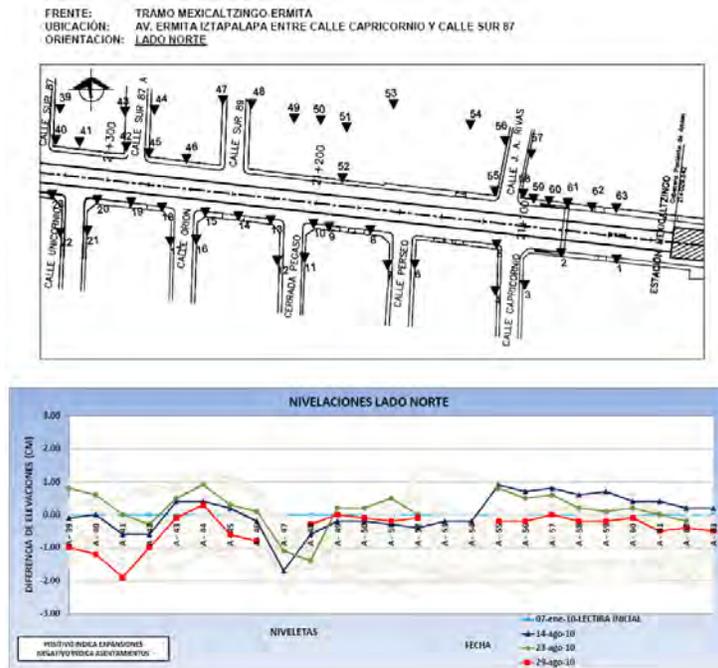


Figura 4.15 Control topográfico de niveletas en el lado norte

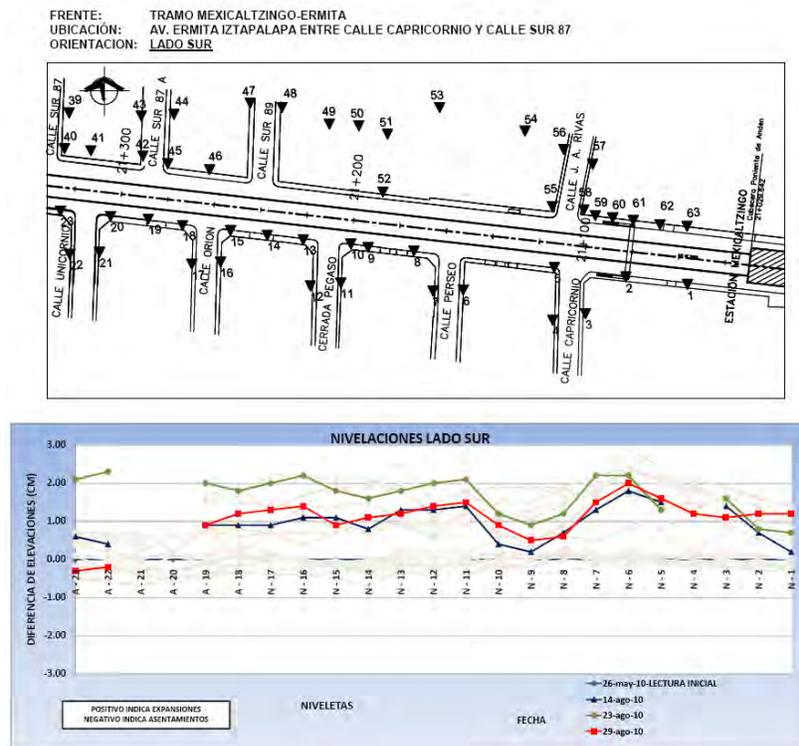


Figura 4.16 Control topográfico de niveletas en el lado sur

4.2. Instrumentación del tramo 2

La Figura 4.17 muestra un esquema de los anillos colocados en la sección 2 que forman el revestimiento primario del túnel. En la Figura 4.18 y 4.19 se presentan los movimientos de la superficie del terreno en dirección longitudinal del trazo del túnel, en función del tiempo debido al avance del escudo (cad 21+405 a 21+735). Se observan asentamientos menores con relación a la sección 1, ya que los espesores de arcilla altamente compresible disminuyen en esta zona, como se puede observar en el perfil estratigráfico presentado en la Figura 4.3. Los asentamientos máximos medidos al 22 de agosto de 2010 son de 3 cm aproximadamente y se dan en el cadenamiento 21+520. Para este tramo no se registraron los asentamientos en la dirección transversal al eje del túnel. En la Figura 4.20 se muestra un esquema del sistema de convergencias y divergencias automatizado, instalado en el interior del túnel. Aquí se presentan los valores máximos registrados de deformaciones horizontales y verticales que se desarrollaron en las dovelas que forman el anillo instrumentado (anillo 311). En la Figura 4.21 se muestra la evolución de las deformaciones

medidas en función del tiempo, obtenidas con el sistema de convergencias y divergencias antes mencionado. Por último, en las Figuras 4.22 y 4.23 se presentan las mediciones reportadas a partir del sistema de control topográfico de niveletas, en el lado norte y lado sur del trazo del túnel, respectivamente.

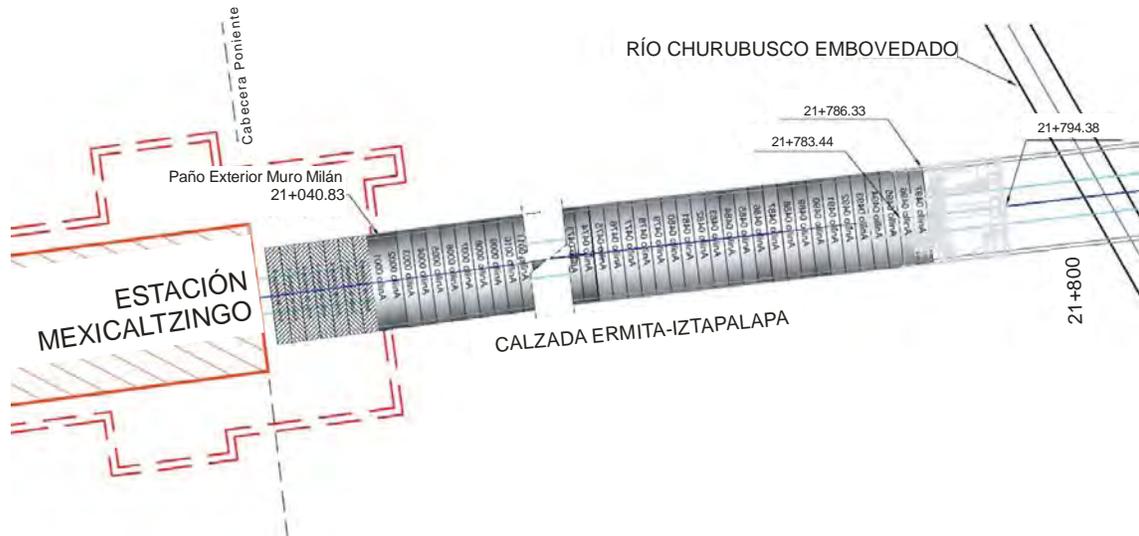


Figura 4.17 Esquema de los anillos del revestimiento primario colocados en el tramo 2

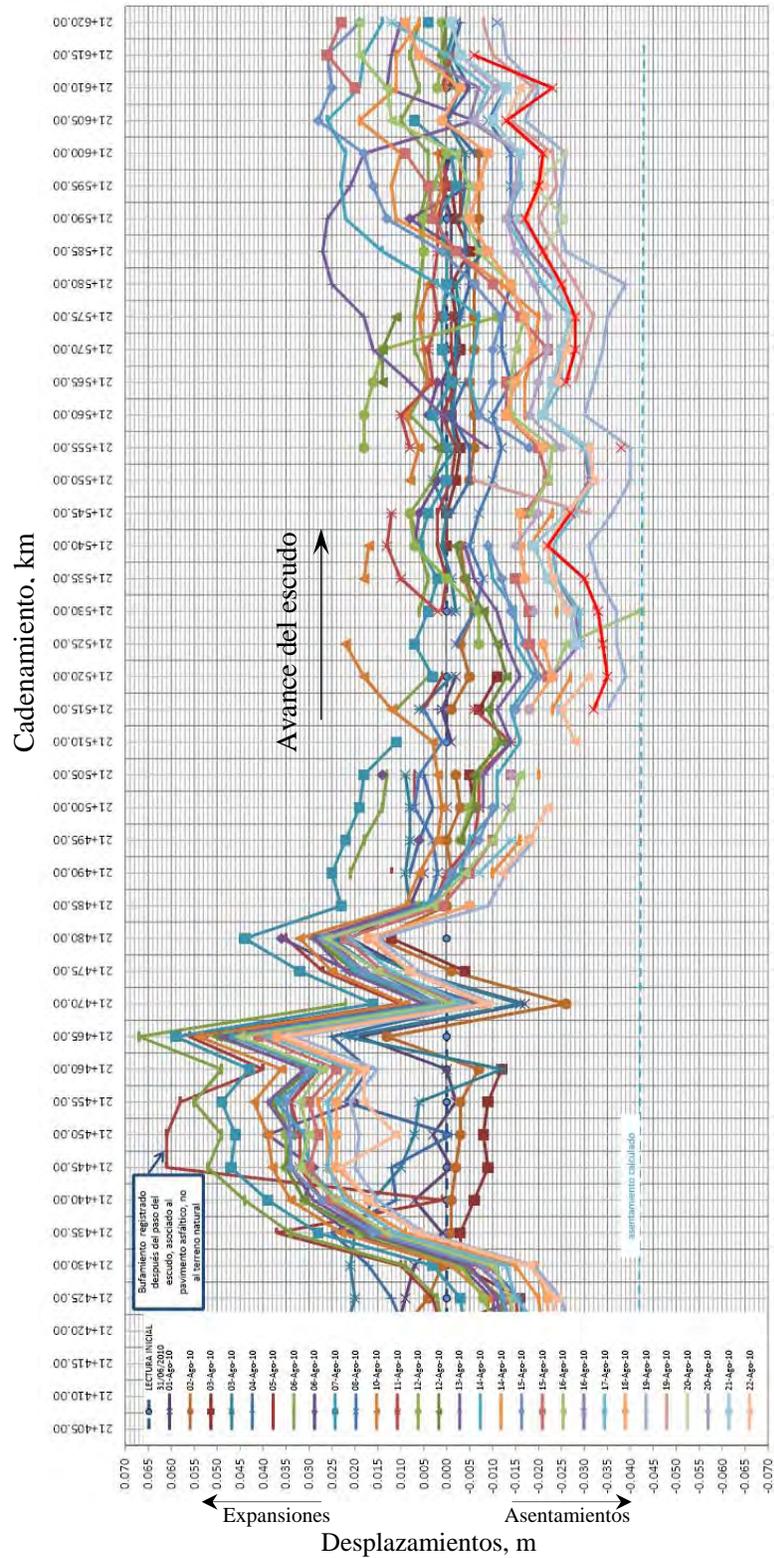


Figura 4.18 Desplazamientos verticales debidos al avance del escudo en el tramo 2a

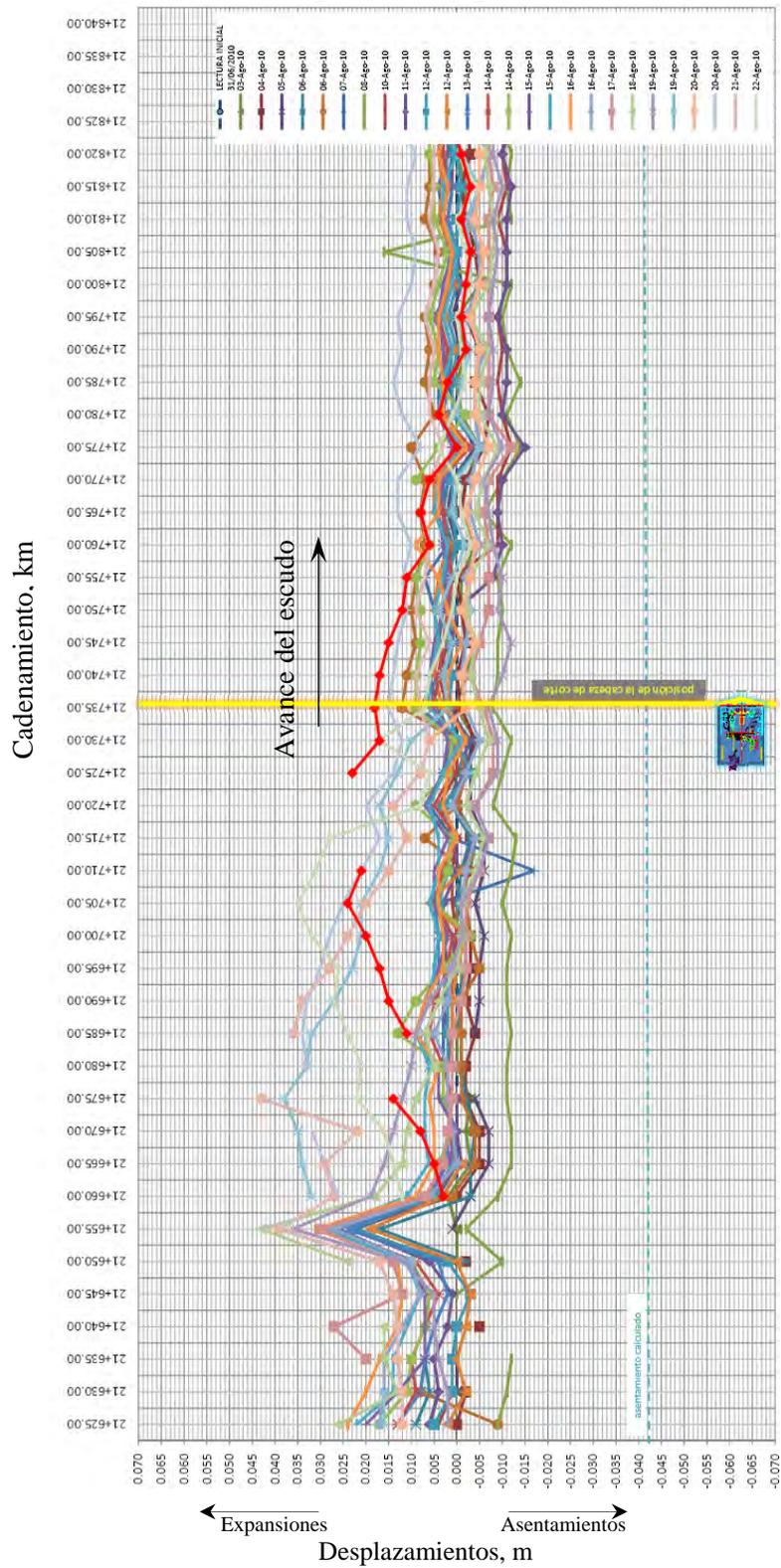


Figura 4.19 Desplazamientos verticales debidos al avance del escudo en el tramo 2b

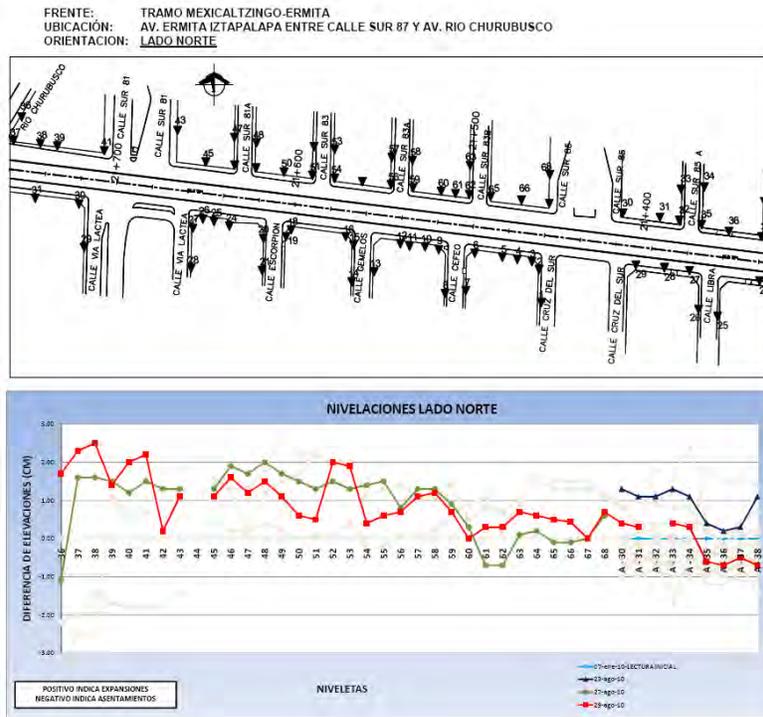


Figura 4.22 Control topográfico de niveletas en el lado norte

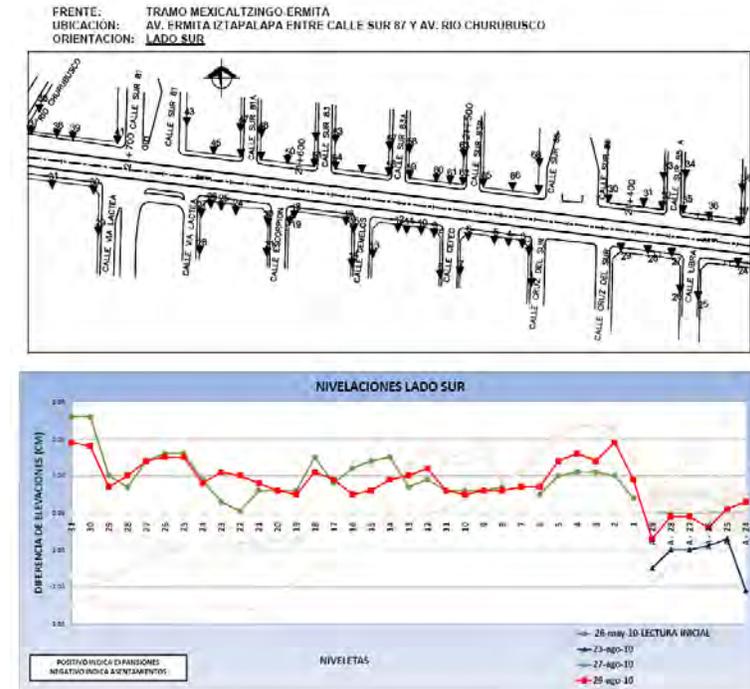


Figura 4.23 Control topográfico de niveletas en el lado sur

4.3. Instrumentación del tramo 3

La Figura 4.24 muestra un esquema de los anillos colocados en la sección 3 que forman el revestimiento primario del túnel. En las Figuras 4.25 y 4.26 se presentan los movimientos de la superficie del terreno en dirección longitudinal del trazo del túnel, en función del tiempo debido al avance del escudo (cad 21+700 a 21+855). Los asentamientos máximos medidos al 2 de septiembre son de 2 cm aproximadamente y se dan en el cadenamiento 21+775. En las Figuras 4.27 a 4.38 se presentan los asentamientos medidos en dirección transversal al eje del túnel en varios cadenamientos. En estas figuras se observan asentamientos menores con relación a los obtenidos en los tramos 1 y 2. En la Figura 4.39 se presentan los asentamientos en función del tiempo para diferentes profundidades en el cruce del túnel con la calzada de Río Churubusco (cad. 21+800). En la Figura 4.40 se muestra un esquema del sistema de convergencias y divergencias automatizado, instalado en el interior del túnel. Aquí se presentan los valores máximos registrados de deformaciones horizontales y verticales que se desarrollaron en las dovelas que forman el anillo instrumentado (anillo 510). En la Figura 4.41 se muestra la evolución de las deformaciones medidas en función del tiempo, obtenidas con el sistema de convergencias y divergencias antes mencionado.

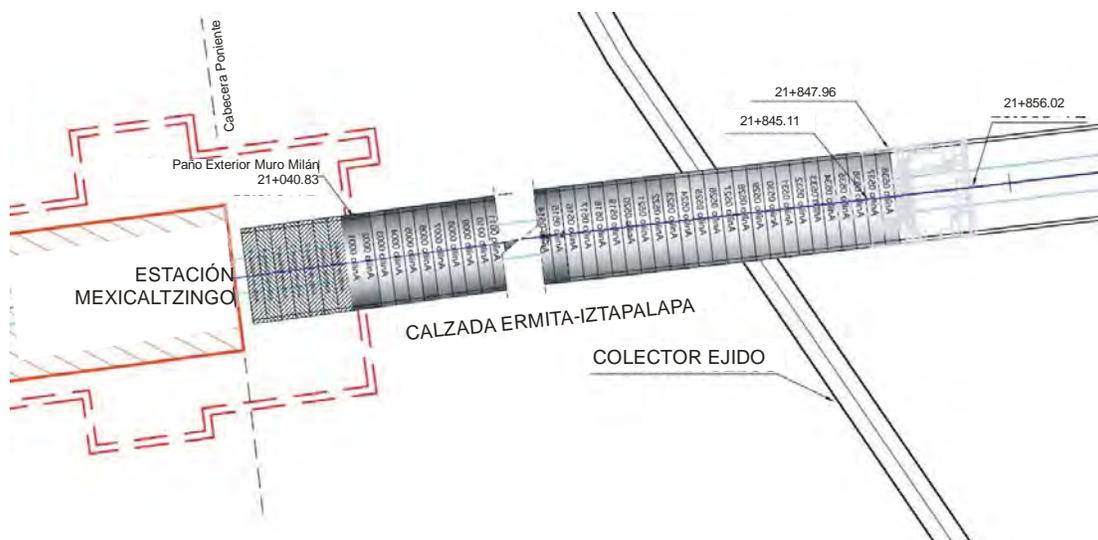


Figura 4.24 Esquema de los anillos del revestimiento primario colocados en el tramo 3

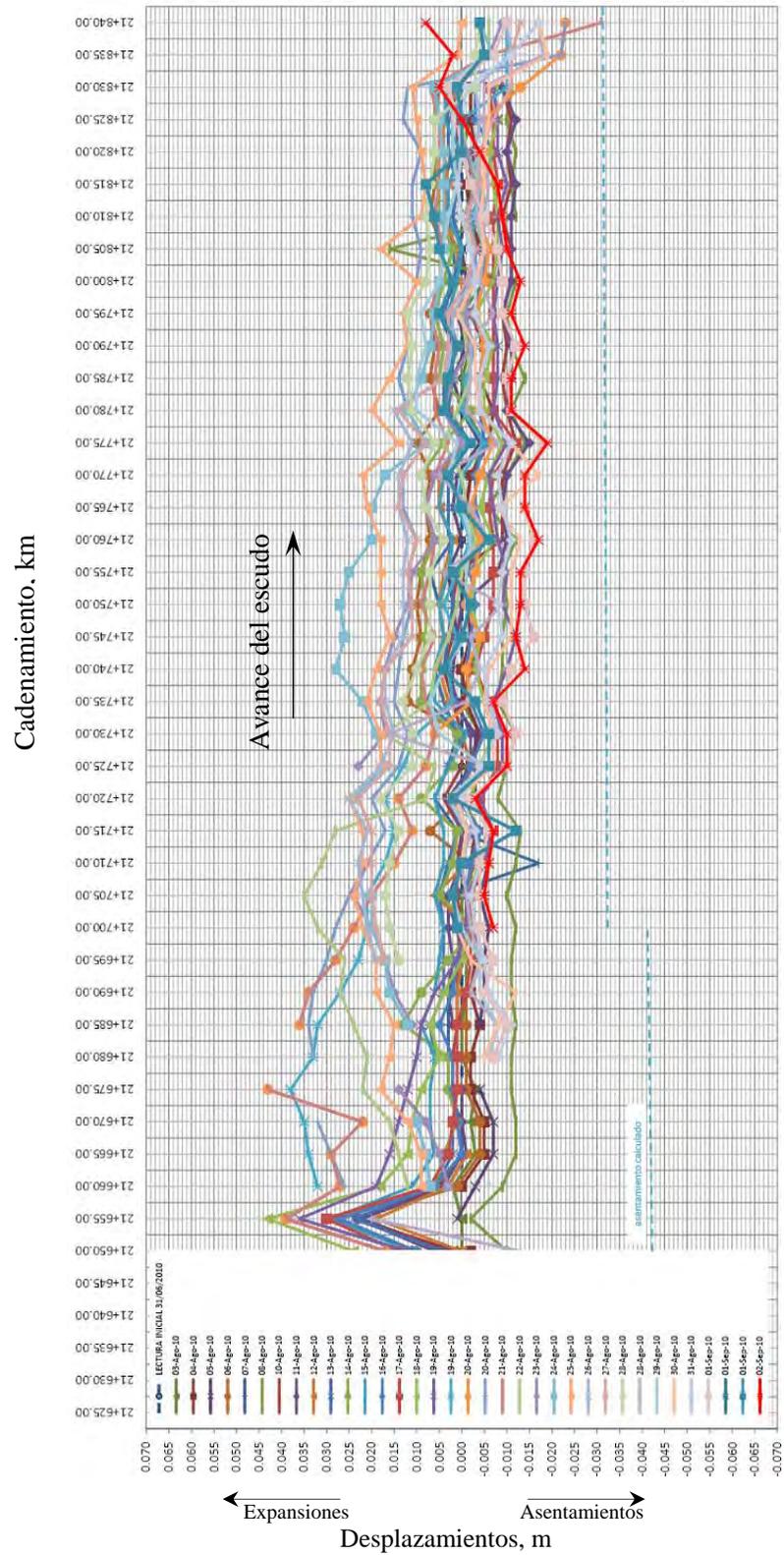


Figura 4.25 Desplazamientos verticales debidos al avance del escudo en el tramo 3a

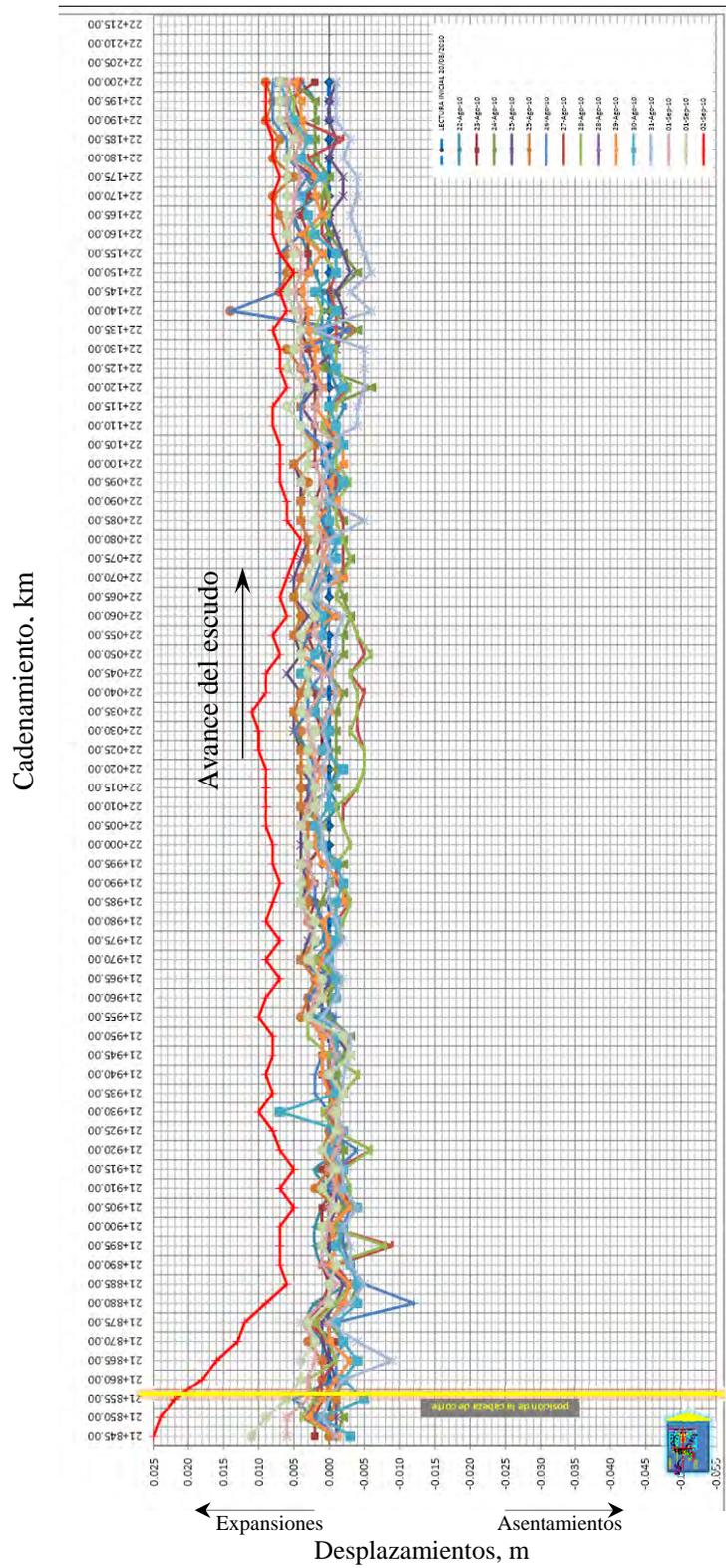


Figura 4.26 Desplazamientos verticales debidos al avance del escudo en el tramo 3b



Figura 4.27 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+610 km



Figura 4.28 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+645 km

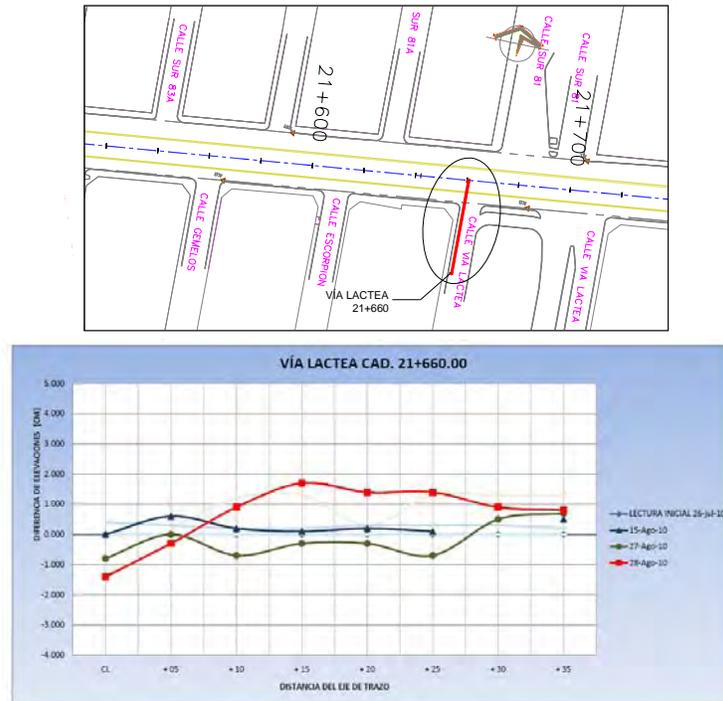


Figura 4.29 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+660 km

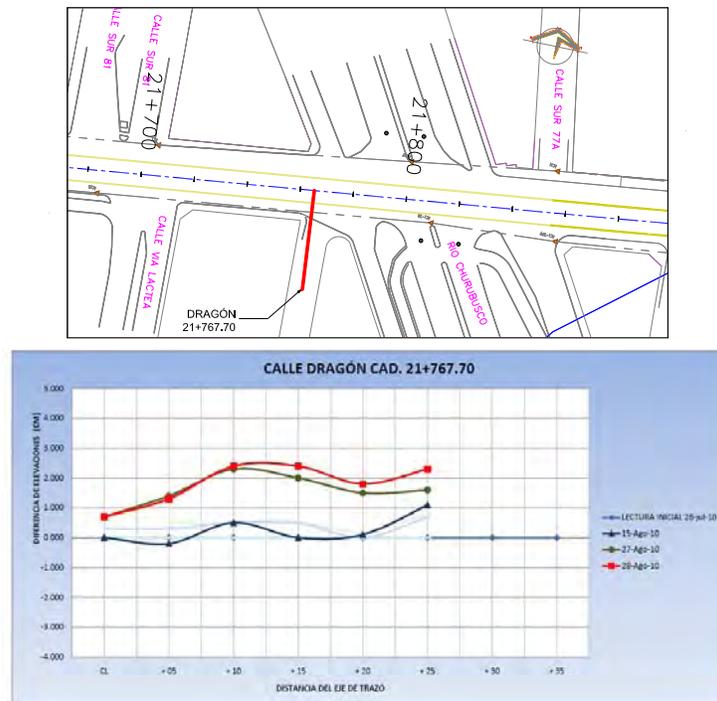


Figura 4.30 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+768 km

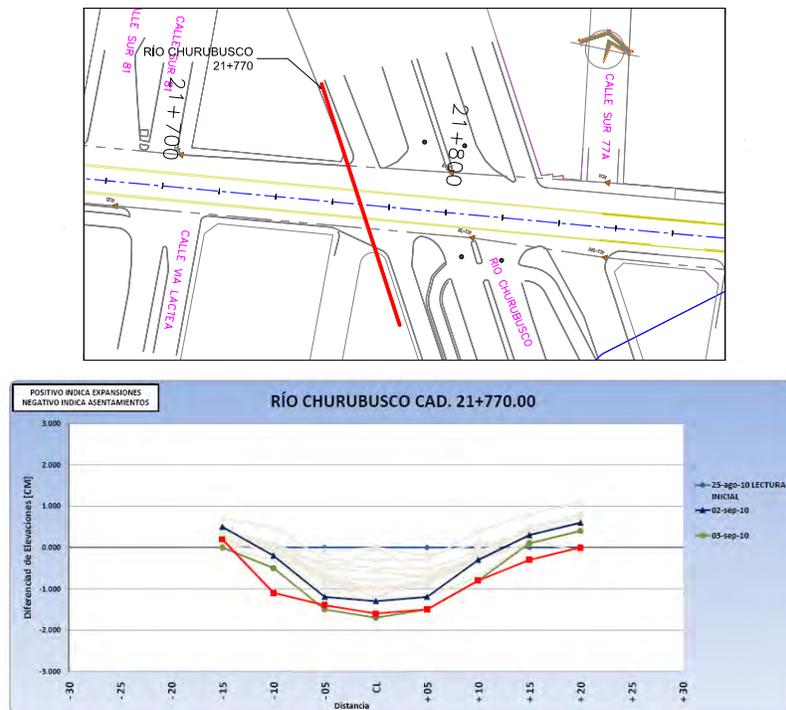


Figura 4.31 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+770 km



Figura 4.32 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+780 km



Figura 4.35 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+810 km



Figura 4.36 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+820 km

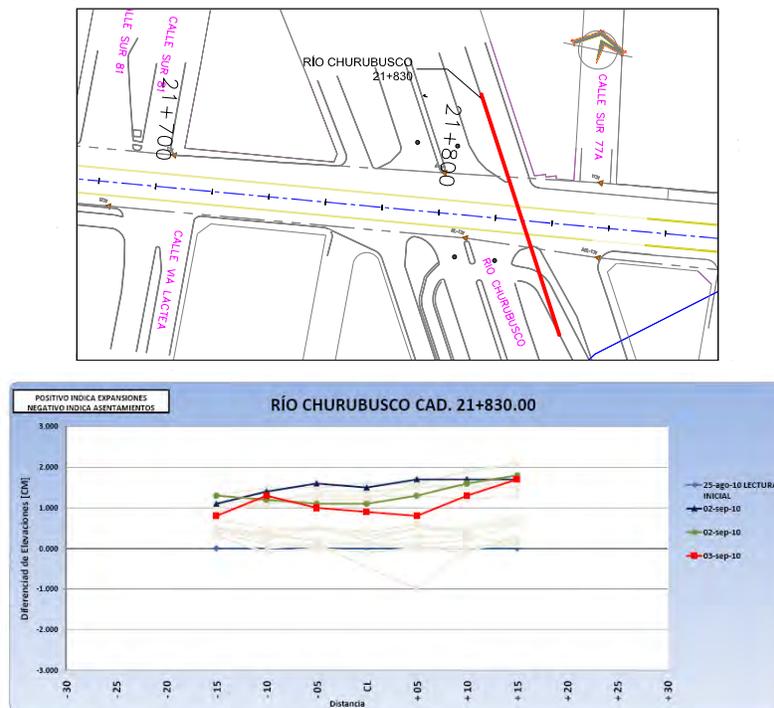


Figura 4.37 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+830 km

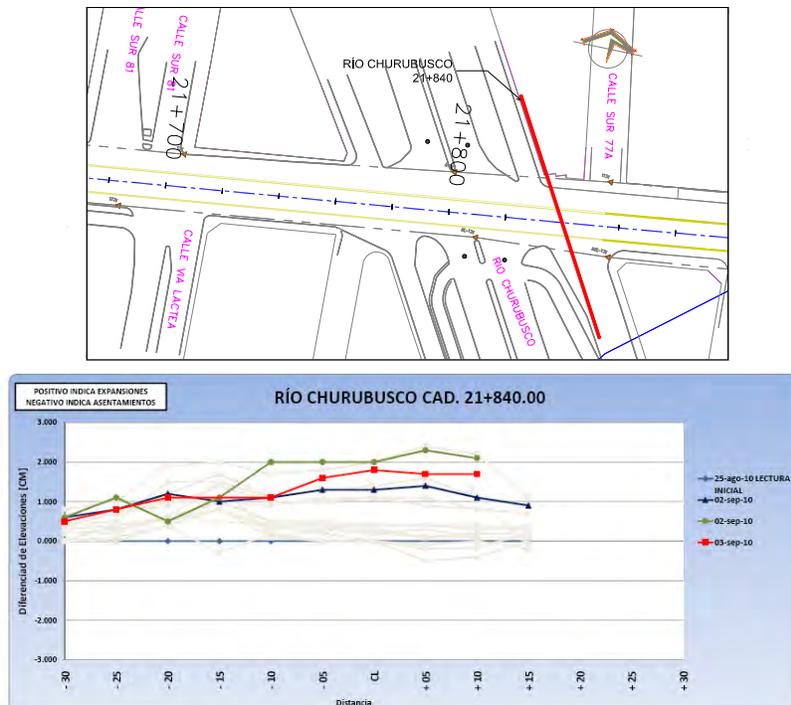


Figura 4.38 Desplazamientos verticales de la superficie del terreno medidos en la dirección transversal al eje del túnel en el cadenamiento 21+840 km

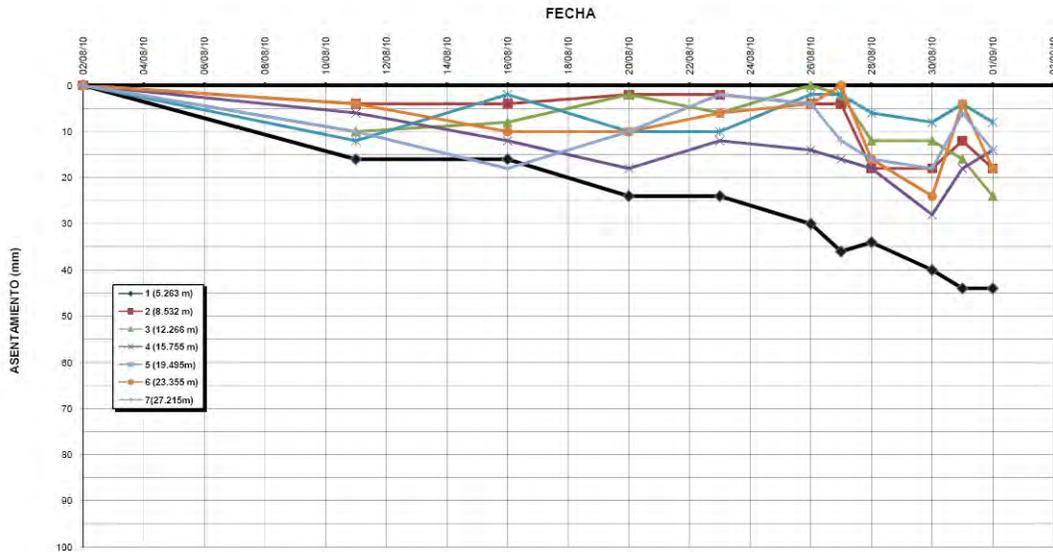


Figura 4.39 Asentamientos a diferentes profundidades en el cruce del túnel con río Churubusco

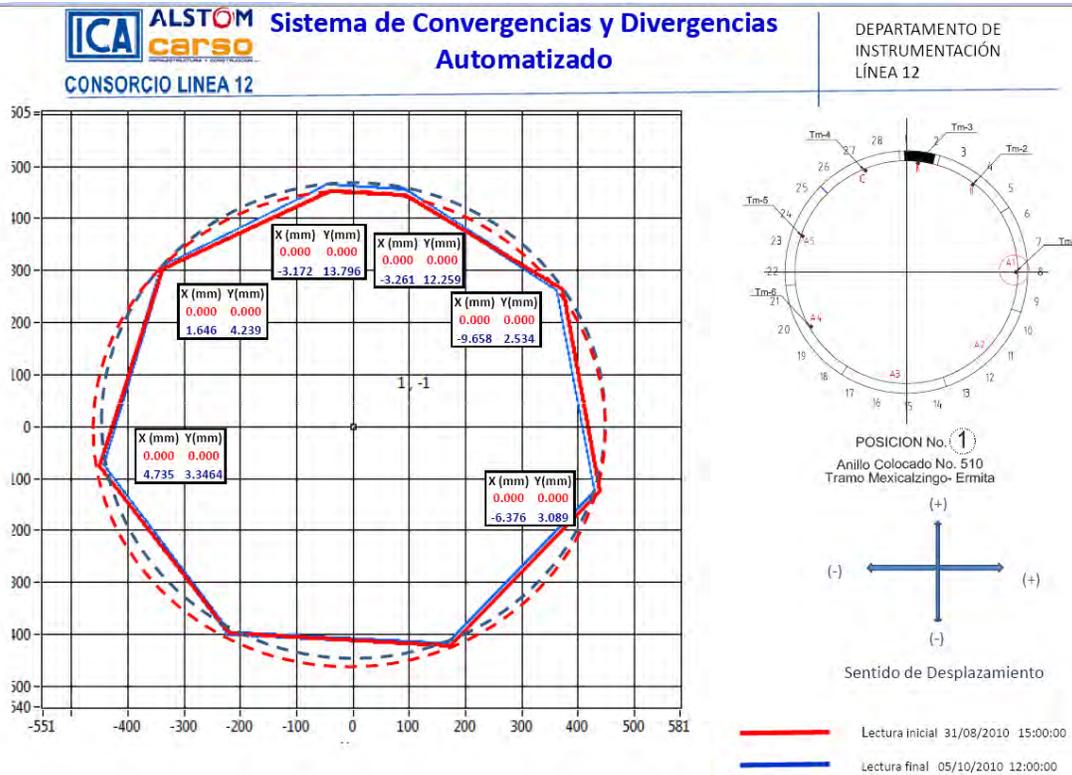


Figura 4.40 Esquema del sistema de convergencias instalado en el anillo 510 ubicado en el cadenamiento 21+ 805 km

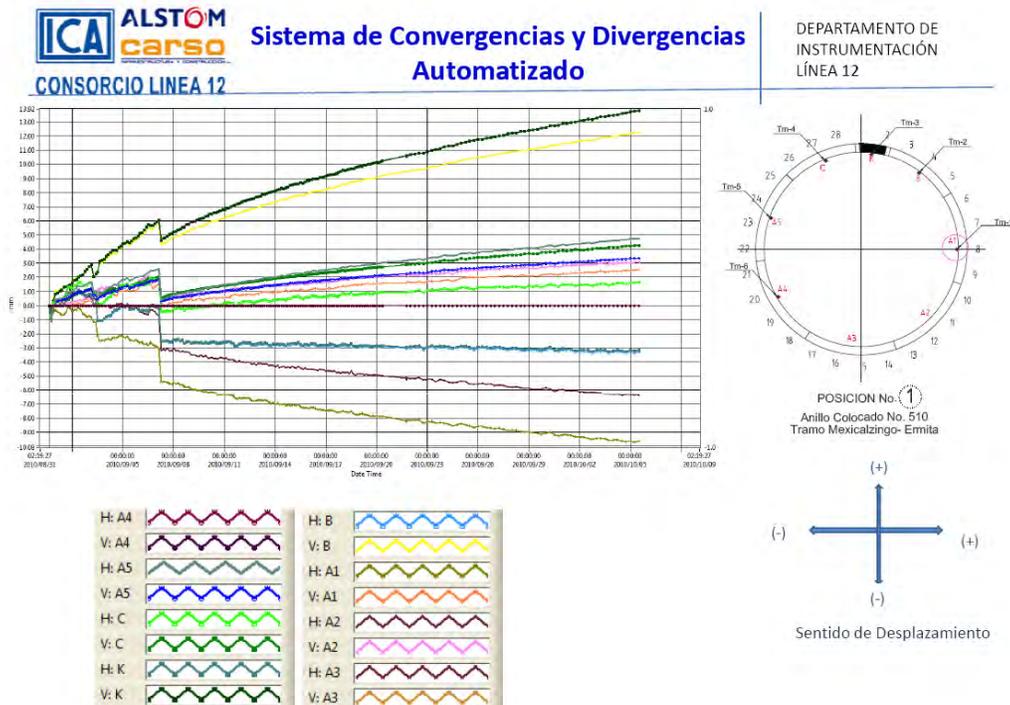


Figura 4.41 Lecturas del sistema de convergencias instalado en el anillo 510 ubicado en el cadenamiento 21+ 805 km

Cerca del cruce del túnel con la Av. Río Churubusco, se instaló un inclinómetro, esto con el fin de medir las deformaciones horizontales que sufre el suelo debido al paso del escudo, ya que el escudo cruza una zona importante, donde se encuentran ubicadas otras obras subterráneas incluyendo un colector de aguas, el túnel del río Churubusco, y la cimentación del puente vehicular que atraviesa la Av. Ermita (ver Figura 4.42). En la Figura 4.43 se muestra un esquema en corte de la ubicación del inclinómetro, así como las diversas estructuras que se encuentran cercanas al trazo del túnel. Debido a cuestiones constructivas, las mediciones que se obtienen con el inclinómetro tienen una rotación de $3^{\circ}51'16''$ con respecto al eje longitudinal del túnel, como lo muestra el esquema de la Figura 4.43. En la Figura 4.44 se presentan los desplazamientos horizontales en función de la profundidad, en la dirección del avance del escudo observándose movimientos del suelo máximos de 1 cm en la clave del túnel debidos al empuje que se aplica al frente del escudo cuando este opera. En la Figura 4.45 se presentan los desplazamientos horizontales generados en sentido transversal al eje de trazo del túnel, observándose desplazamientos máximos de 2 cm, debidos a las presiones que ejerce el escudo sobre las paredes del túnel para mantener estable la excavación.

Las presiones que se generaron debido a la excavación del túnel fueron registradas con una celda de presión de cuerda vibrante (piezocelda) que se ubicó a 1.5 m de distancia del paño del túnel en el cadenamiento 21+823. En las Figuras 4.46 y 4.47 se presentan las presiones totales y de poro medidas en función del tiempo a 19.20 m de profundidad, respectivamente. Se observa que debido al paso del escudo las presiones incrementan y en función del tiempo éstas se disipan, tendiendo a las presiones iniciales, haciendo que los estratos arcillosos se consoliden y los asentamientos se incrementen, como se observó en los registros de asentamientos transversales y longitudinales en función del tiempo de las tres secciones instrumentadas descritos anteriormente. Adicionalmente, se colocaron dos piezómetros (PZ-01 y PZ-02) en los cadenamientos 21+810 y 21+834, respectivamente. El piezómetro PZ-01 no registró presiones de poro. En cambio, el piezómetro PZ-02 ubicado a 10.60 m de profundidad si registró presiones como se muestra en la Figura 4.48. Aquí se observa nuevamente el incremento de las presiones de poro al paso del escudo y su posterior disipación en función del tiempo.

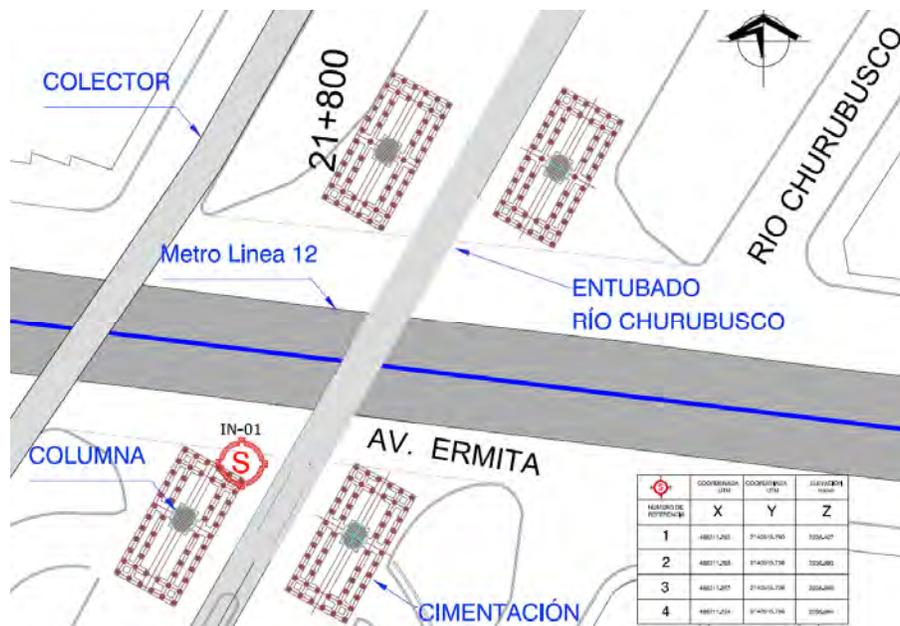


Figura 4.42 Ubicación en planta del inclinómetro

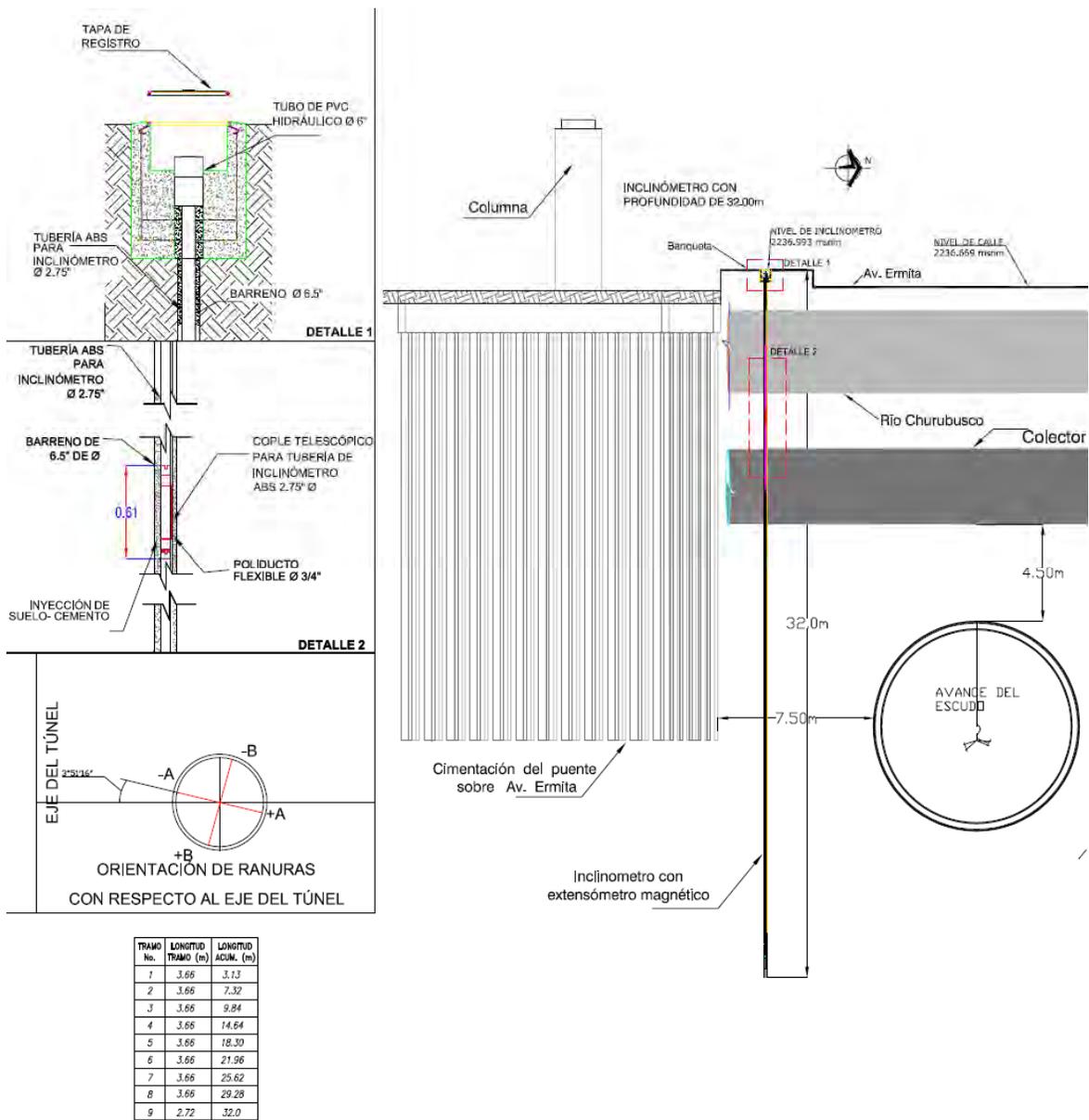


Figura 4.43 Esquema en corte de la ubicación del inclinómetro y las obras cercanas al trazo del túnel

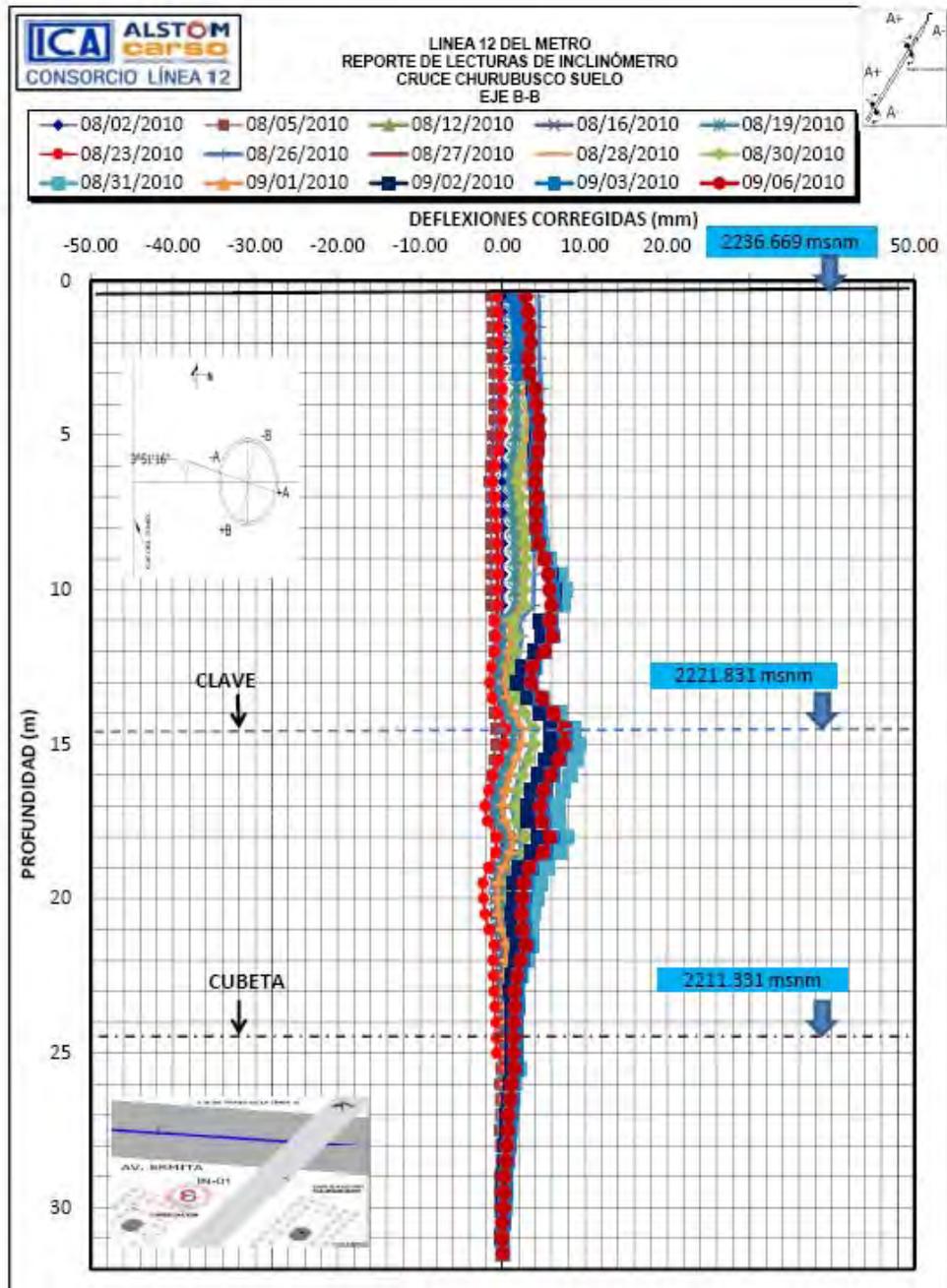


Figura 4.44 Desplazamientos horizontales en la dirección longitudinal al eje del túnel

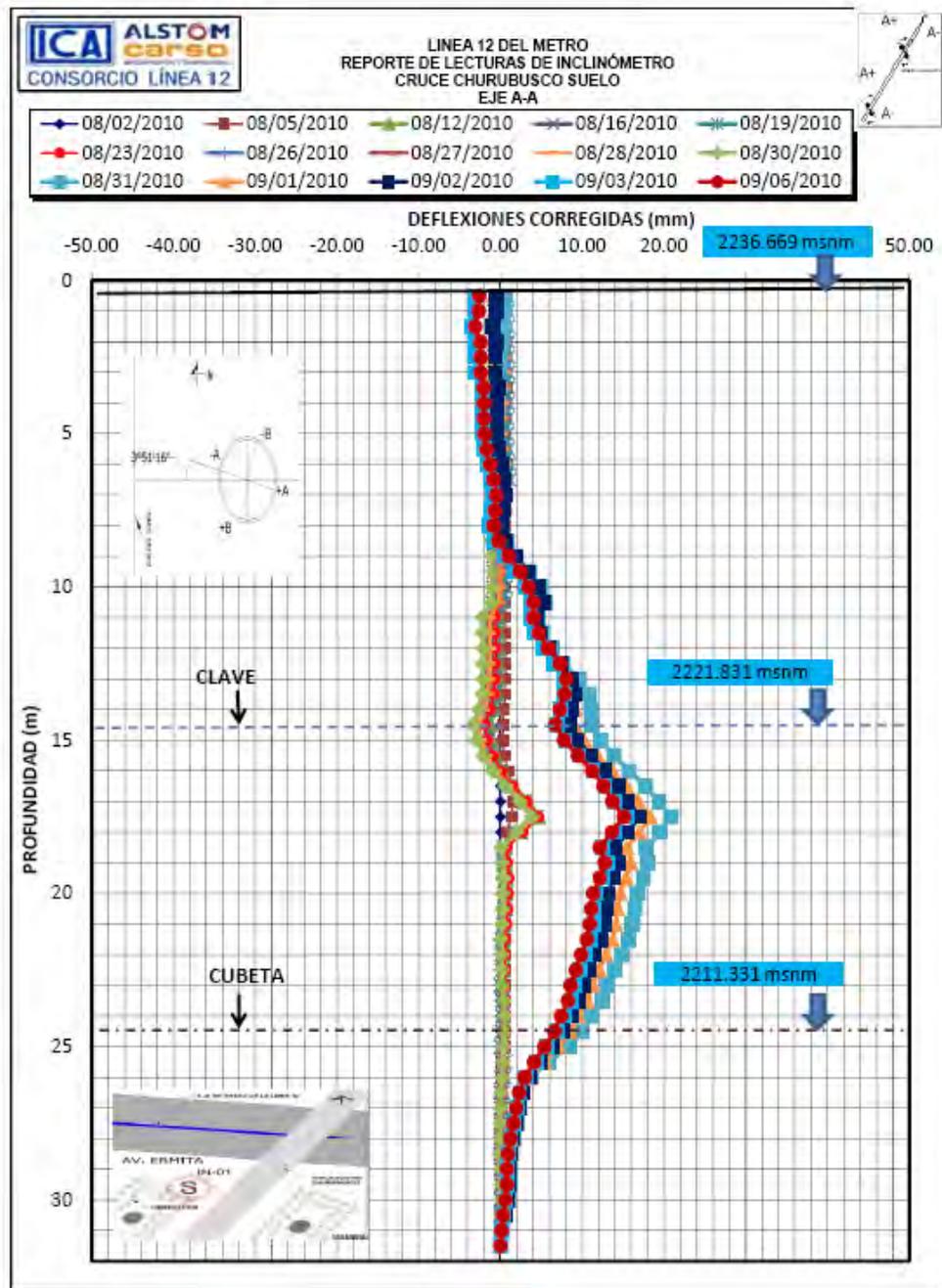


Figura 4.45 Desplazamientos horizontales en la dirección transversal al eje del túnel

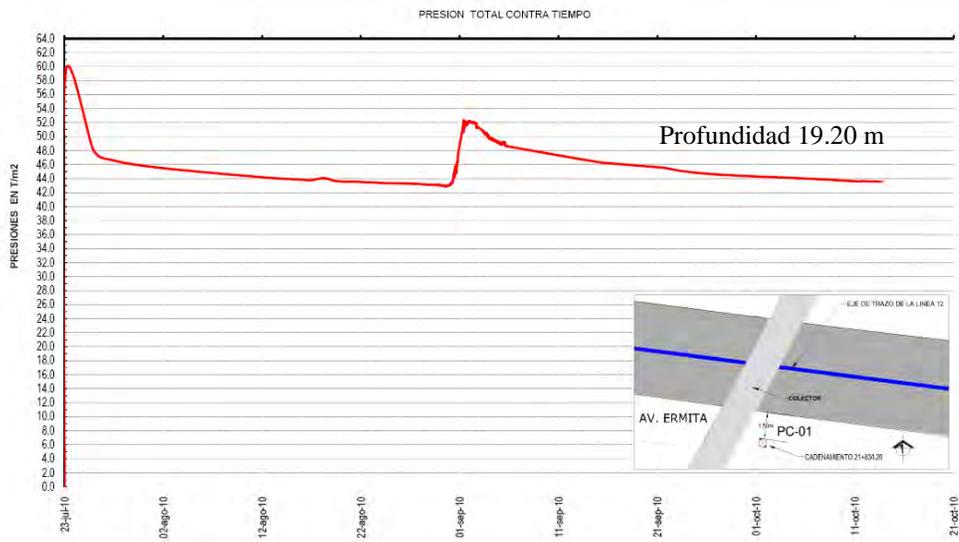


Figura 4.46 Presiones totales medidas en función del tiempo en el cadenamiento 21+823 km

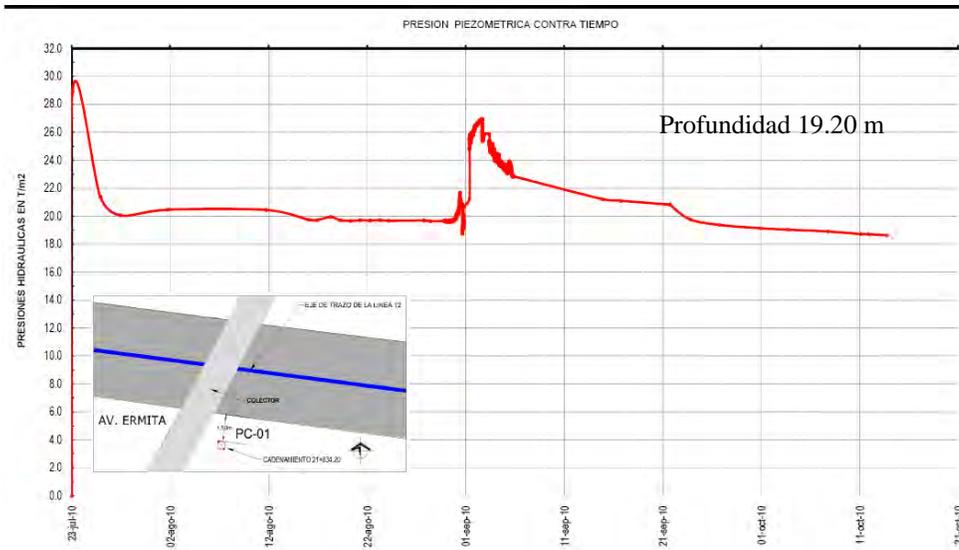
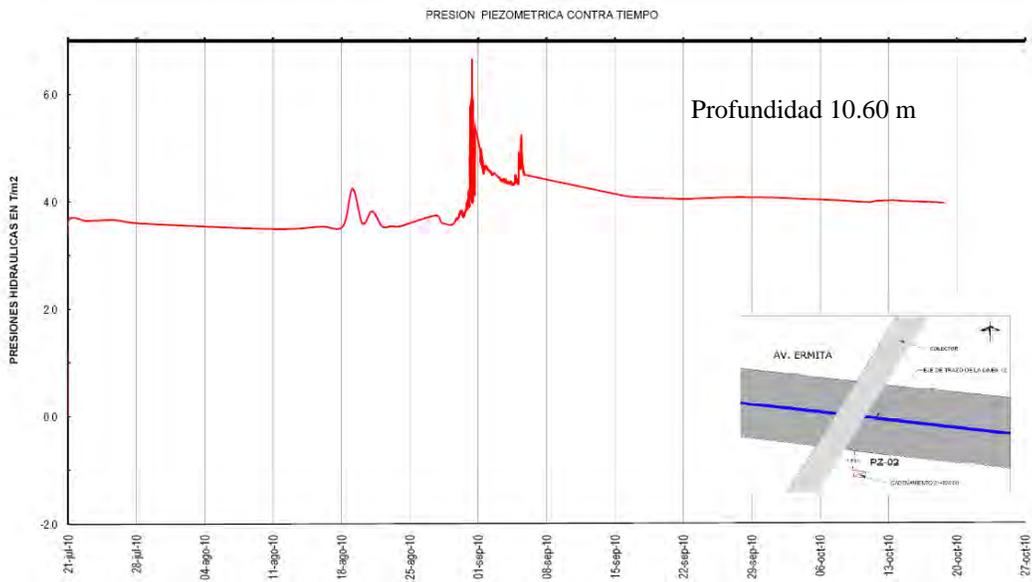


Figura 4.47 Presiones de poro medidas en función del tiempo en el cadenamiento 21+823 km



4.4. Comportamiento estático del túnel con base en las mediciones

De las mediciones obtenidas a partir de la instrumentación del túnel se obtuvieron asentamientos máximos en la superficie del terreno sobre el eje de trazo del túnel de 5, 3 y 2 cm aproximadamente para los tramos 1, 2 y 3 respectivamente, debidos al paso del escudo. Los asentamientos máximos corresponden al tramo 1 y estos son atribuibles al hecho de que en este tramo los espesores de arcilla altamente compresible y baja resistencia al esfuerzo cortante, son mayores que en los tramos 2 y 3. Aunado a que en este tramo la clave del túnel tiene una profundidad muy somera de entre 7 y 8 m, por lo que es más susceptible a ser afectado por las cargas superficiales. Estos asentamientos medidos presentan una variación en función del tiempo, debida a la disipación de presiones de poro generada en el suelo cuando pasa el escudo, con la correspondiente consolidación de los estratos superiores de arcilla. Los desplazamientos verticales medidos en la superficie del terreno en dirección perpendicular al eje de túnel presentan asentamientos de los puntos de control cercanos al eje de trazo, mientras que para los puntos más alejados se presentan expansiones de la masa de suelo. En general, estas expansiones se presentan a una distancia mayor de 10 m aproximadamente con respecto al eje del túnel alcanzándose valores máximos de 2 cm (Cad. 21+110 km). El equipo encargado de la construcción del túnel,

sugirió que las expansiones en la superficie del suelo se deben a que la presión en el frente del escudo en algunos sitios era incrementado por el operador del escudo para evitar asentamientos, de tal forma que superaba la presión del suelo que soporta el túnel. Por otro lado, mediante el sistema de convergencias y divergencias instalado en varios anillos del túnel se obtuvieron las deformaciones que sufre el revestimiento primario. Los anillos se deformaron tendiendo a una forma ovalada, es decir la clave del túnel se desplazó hacia abajo y las paredes se movieron hacia afuera aumentando el diámetro del anillo. Las deformaciones máximas que sufrieron las dovelas que forman los anillos son de 11 mm y 13 mm en sentido vertical y horizontal, respectivamente (anillos 51 y 311). En particular, el anillo 510 que se encuentra cerca del cruce del túnel con la Av. Río Churubusco, donde se ubican otras obras subterráneas importantes incluyendo un colector de aguas, el túnel del Río Churubusco y la cimentación del puente vehicular que atraviesa la Av. Ermita, presenta aparentemente una configuración deformada diferente, en este caso la clave del túnel tiende a subir y las paredes del túnel se desplazaron hacia adentro disminuyendo el diámetro del anillo. Es necesario que se revisen estas mediciones, ya que en principio esta configuración no es congruente con la deformada que se supone tendrían los anillos. La clave del túnel se desplazó hacia arriba 14 mm y el diámetro horizontal del túnel disminuyó 11 mm. De acuerdo con las mediciones de presiones totales y de poro en la masa de suelo, se observó un incremento de presiones debido al paso del escudo de 63 kPa a una profundidad de 19.20 m, tanto en términos de presiones totales como de poro. Cerca del 80 % de este incremento de presión tardó alrededor de 10 días para disiparse. Sin embargo, no se contó con los asentamientos medidos durante este periodo de disipación de presiones. Para el piezómetro instalado a 10.60 m de profundidad en el cadenamiento 21+834 km (Ver Figura 4.47), se observó un incremento de presiones de poro de 240 kPa, que posteriormente se fue disipando en función del tiempo. Sin embargo siete días después de ocurrido este incremento se observó un nuevo incremento de presiones de poro de alrededor de 8 kPa, que se puede atribuir a la colocación del revestimiento primario en esta zona y a la inyección de material entre el revestimiento y el suelo aledaño al túnel.

Conclusiones:

Con base en los resultados obtenidos de la instrumentación del túnel de la Línea 12, se observaron asentamientos de la superficie del terreno de 5 cm cerca de la estación Mexicaltzingo donde se encuentran los estratos mayores de arcilla altamente compresibles. Estos asentamientos fueron disminuyendo conforme avanzaba el escudo hacia la estación Ermita, en donde se midieron asentamientos de 1 cm. También se observó la variación de los asentamientos del suelo con el tiempo, debido al incremento instantáneo de la presión de poro cuando pasa el escudo y que posteriormente se disipa consolidando el suelo aledaño al túnel. Los desplazamientos verticales medidos en la superficie del suelo en dirección oblicua al eje de túnel presentan asentamientos de los puntos de control cercanos al eje de trazo, mientras que para los puntos más alejados se presentan expansiones de la masa de suelo. En general, estas expansiones aparecen a una distancia mayor de 10 m aproximadamente con respecto al eje del túnel alcanzándose valores máximos de 2 cm (Cad. 21+110 km). El equipo encargado de la construcción del túnel atribuye las expansiones en la superficie del terreno a que la presión en el frente del escudo en algunos sitios era incrementada por el operador de tal forma que superaba la presión del suelo que soporta el túnel. Sin embargo, estas mediciones pudieron ser consecuencia de algunos errores en las lecturas tomadas en campo. Por otro lado, los anillos se deformaron tendiendo a una forma ovalada, es decir la clave del túnel se desplazó hacia abajo y las paredes se movieron hacia afuera aumentando el diámetro del anillo. Las deformaciones máximas que sufrieron las dovelas que forman los anillos son de 11 mm y 13 mm en sentido vertical y horizontal, respectivamente (anillos 51 y 311). De acuerdo con las mediciones de presiones totales y de poro en la masa de suelo, se observó un incremento de presiones debido al paso del escudo de 63 kPa a una profundidad de 19.20 m. Cerca del 80 % de este incremento de presión tardó alrededor de 10 días en disiparse. En general, se observó que conforme avanza el túnel, los asentamientos en la superficie del terreno disminuyen, debido a que los espesores de arcilla blanda van disminuyendo.



5. SIMULACIÓN NUMÉRICA

Con el fin de analizar las mediciones obtenidas durante la instrumentación, se realizó la simulación de la respuesta del túnel desarrollando modelos tridimensionales de diferencias finitas con el programa FLAC3D (Itasca, 2009) de las secciones A y B de análisis ubicadas en los cadenamientos 21+160 y 21+800 en los tramos 1 y 3. En este apartado se presenta una descripción de las simulaciones llevadas a cabo, así como los resultados que se obtuvieron, comparándolos con la información reunida durante la instrumentación que se presentó en el capítulo anterior. Inicialmente se describen brevemente las leyes constitutivas que se emplearon para representar las características de esfuerzo-deformación-presión de poro de los materiales que integran los depósito de suelo de los sitios en estudio, y en seguida se muestran los resultados correspondientes.

5.1. Leyes constitutivas empleadas

El comportamiento de las arenas y las arcillas encontradas en los sitios de estudio se representó mediante los modelos de Mohr-Coulomb y Cam-clay modificado, respectivamente. En particular, la determinación de los parámetros del modelo Cam clay se presenta a continuación.

5.1.1. *Determinación de los parámetros del modelo Cam clay modificado*

Ante la ausencia de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con medición de presión de poro (CU), o consolidadas drenadas (CD), los parámetros del modelo Cam clay modificado se calcularon siguiendo un proceso de optimización basado en prueba y error, donde se compararon los resultados de las pruebas de odómetro realizadas a los materiales de las secciones A y B de análisis (Figuras 5.3 y 5.4) hasta que la discrepancia entre las respuestas medidas y calculadas fuese mínima. Se simuló la prueba de odómetro con un modelo axisimétrico de diferencias finitas, como se muestra en la Figura 5.2. La malla de diferencias finitas se desarrolló con 1000 zonas cuadriláteras, 40 en la dirección horizontal y 25 en la dirección vertical. Como parte de las condiciones de frontera, el movimiento horizontal del

suelo se restringió en los bordes de la muestra virtual. Los nodos de la base se restringieron también en la dirección vertical (Figura 5.2). Se aplicaron incrementos graduales de desplazamientos a la muestra virtual y se obtuvieron los esfuerzos y los cambios volumétricos.

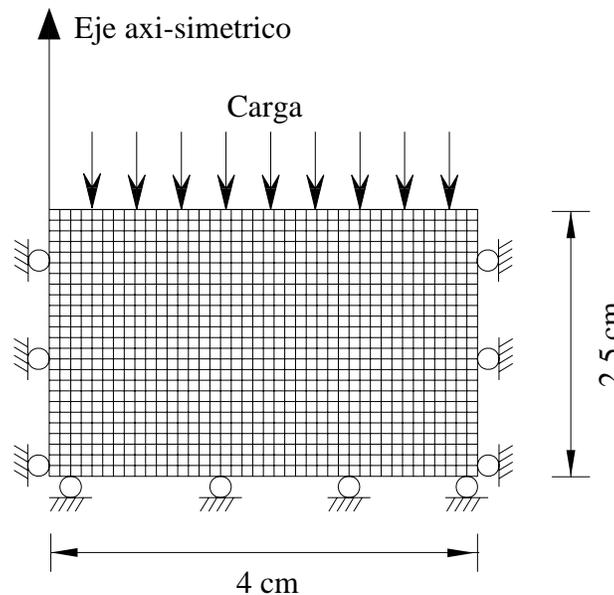


Figura 5.2 Condiciones de frontera para simular la prueba de odómetro

En las Figuras 5.3 y 5.4 se presentan las comparaciones entre los resultados de la última iteración del modelo numérico (*i.e.* error mínimo) y la respuesta medida de tres muestras de arcilla de la sección A y tres de la sección B obtenidas a diferentes profundidades. Los parámetros correspondientes al modelo Cam clay modificado obtenidos para las secciones A y B se resumen en la Tablas 5.1 y 5.2, respectivamente.

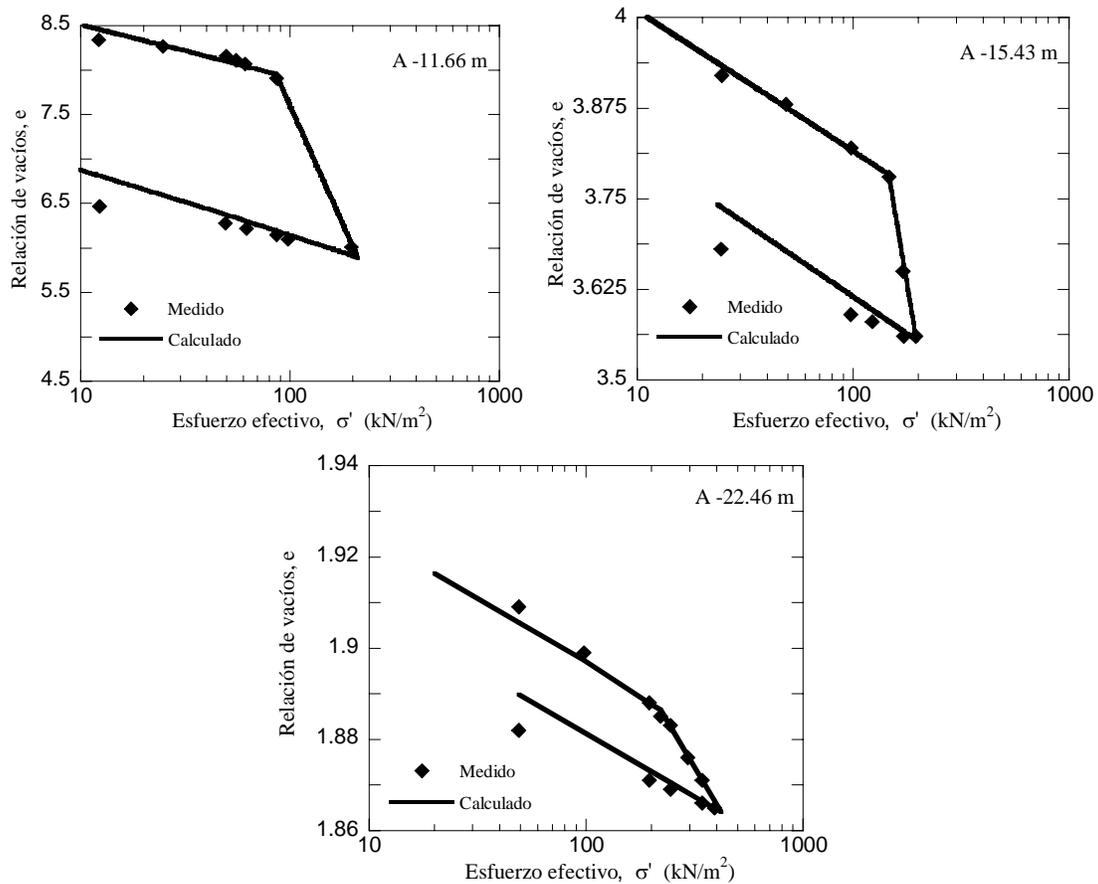

Figura 5.3 Curvas de compresibilidad medidas y calculadas de la sección A

Tabla 5.1 Parámetros del modelo Cam clay modificado de la sección A

Propiedad	Parámetro	Profundidad			Unidad
		11.66 m	15.43 m	22.64 m	
Pendiente de la línea de cambio volumétrico	$k \approx C_s / \ln(10)$	0.214	0.075	0.012	-
Índice de compresión	C_c	5.30	1.77	0.08	-
Pendiente de la línea de compresión normal	$\lambda = C_c / \ln(10)$	2.30	0.77	0.035	-
Presión de preconsolidación	p_c	85	173	210	kPa
Relación de vacíos	e	12.9	5	1.9	-
Parámetro del material	M	1.84	0.61	2.00	-
Parámetro del material	Γ	12.45	5.51	2.98	-
Presión de referencia	p_r	10	30	10	kPa
Volumen específico a la presión de referencia	$v_l = e + I$	13.9	6	2.9	-

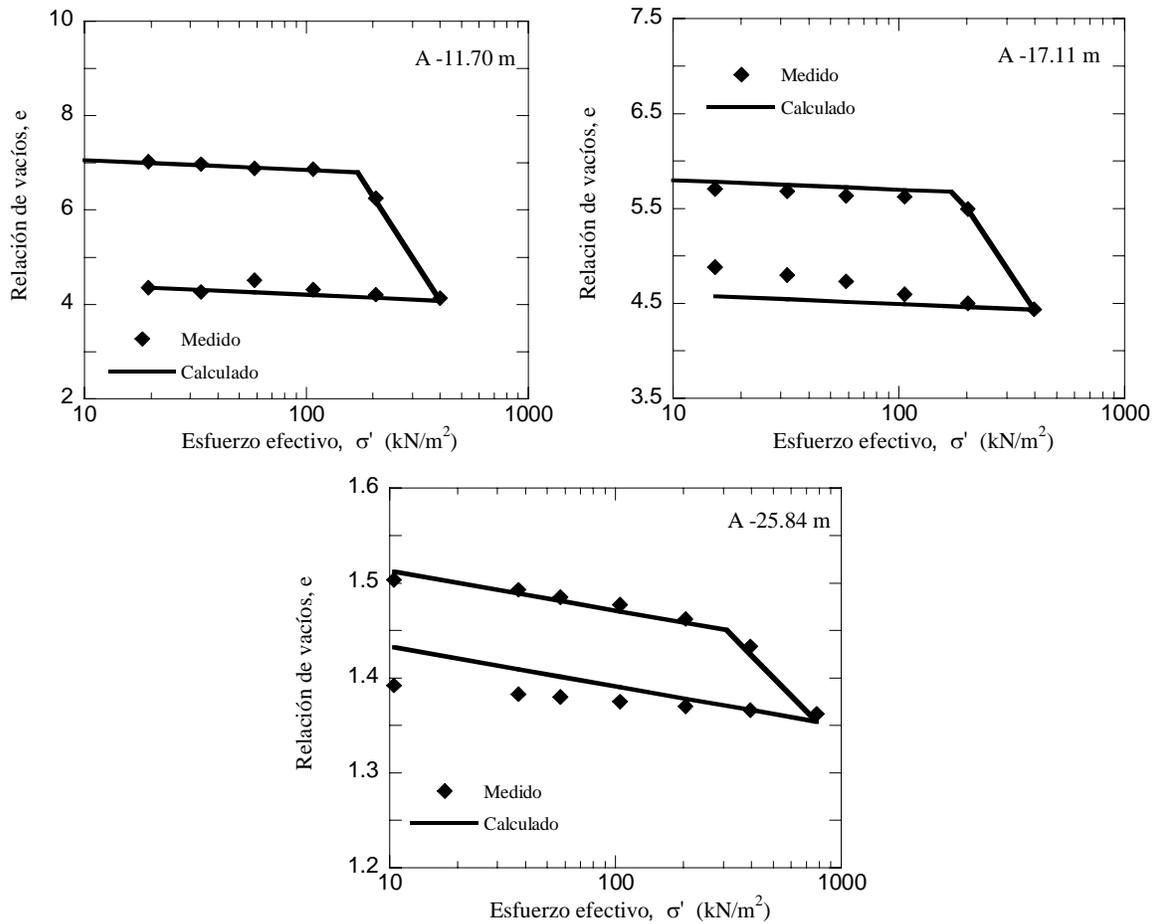


Figura 5.4 Curvas de compresibilidad medidas y calculadas de la sección B

Tabla 5.2 Parámetros del modelo Cam clay modificado de la sección B

Propiedad	Parámetro	Profundidad			Unidad
		11.66 m	15.43 m	22.64 m	
Pendiente de la línea de cambio volumétrico	$k \approx C_s / \ln(10)$	0.091	0.044	0.018	-
Índice de compresión	C_c	7.31	1.57	0.24	-
Pendiente de la línea de compresión normal	$\lambda = C_c / \ln(10)$	3.175	0.68	0.104	-
Presión de preconsolidación	p_c	170	180	310	kPa
Relación de vacíos	e	15.8	10.2	1.81	-
Parámetro del material	M	1.43	0.59	2.10	-
Parámetro del material	Γ	14.66	10.14	2.75	-
Presión de referencia	p_r	10	10	10	kPa
Volumen específico a la presión de referencia	$v_l = e + I$	16.8	11.2	2.81	-

5.1.2. Modelado del comportamiento esfuerzo-deformación

Para verificar que los parámetros obtenidos de las curvas de compresibilidad reprodujeran de manera integral el comportamiento estático de las arcillas, se simuló una prueba de compresión triaxial no consolidada- no drenada (prueba UU) con un modelo tridimensional de diferencias finitas, como se muestra en la Figura 5.4. La malla se desarrolló con 1000 zonas tridimensionales. Como parte de las condiciones de frontera, el movimiento vertical del suelo se restringió en la base de la muestra virtual y se aplicaron esfuerzos de confinamiento alrededor del modelo. No se permitió la disipación de la presión de poro en la muestra. Se aplicaron los mismos incrementos graduales de carga que se reportaron de las pruebas de laboratorio proporcionadas por ICA, y se obtuvieron los esfuerzos y las deformaciones axiales de la muestra virtual. En la Figura 5.5 se muestra una comparación de la curva esfuerzo desviador-deformación axial calculada con el modelo numérico y los datos obtenidos en el laboratorio de una muestra ensayada a diferentes esfuerzos de confinamiento, σ_c , a 11.66 m de profundidad. Se observa que el modelo Cam clay modificado es capaz de reproducir el comportamiento esfuerzo-deformación de arcillas altamente compresibles y baja resistencia al esfuerzo cortante, lo cual verifica que los parámetros del modelo de las curvas de compresibilidad obtenidos anteriormente permiten estimar el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo.

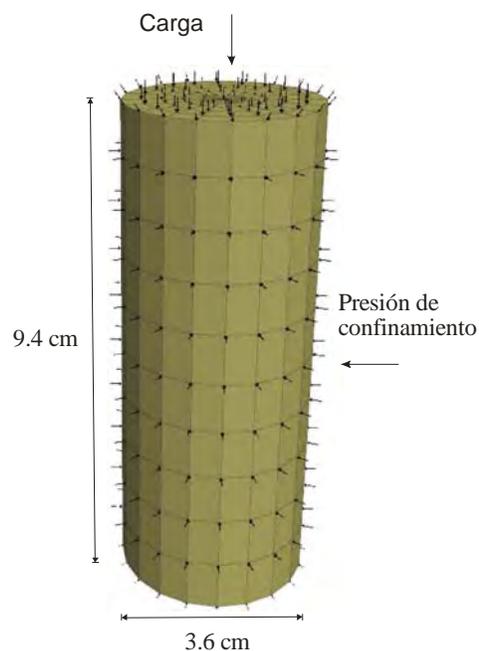


Figura 5.4 Modelo tridimensional para simular una prueba UU

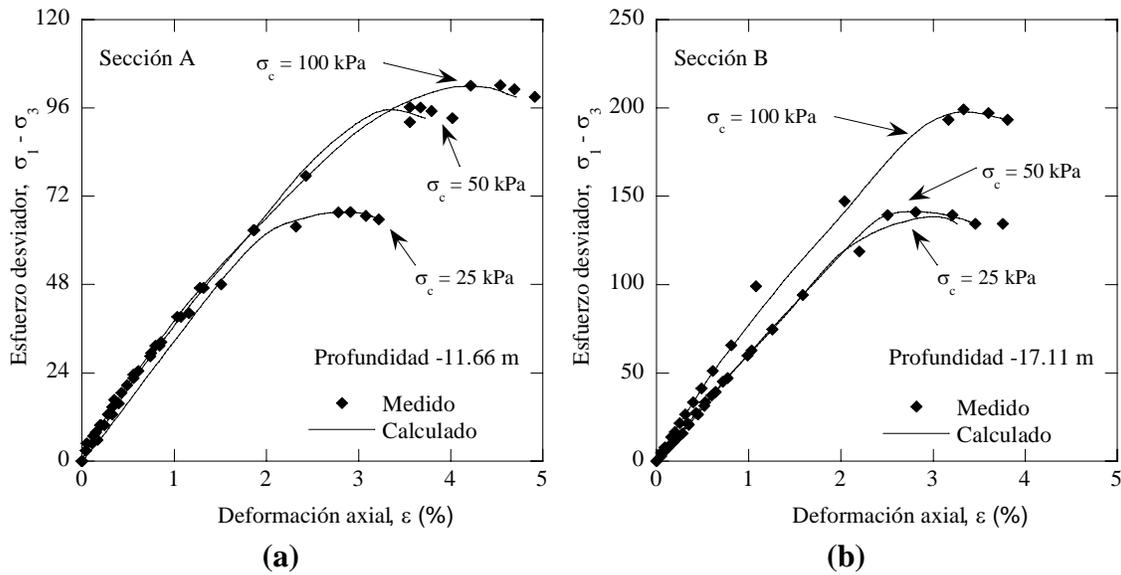


Figura 5.5 Curvas esfuerzo-deformación medidas y calculadas de las secciones A y B

Romo y Echeverri (1996) desarrollaron una correlación empírica entre la pendiente de la línea de compresión normal, λ , con las propiedades índice del material (Expresión 4.10).

$$\lambda = w_{nat} \exp[0.508w_L - 1.693] \quad (4.10)$$

Donde w_{nat} es el contenido de agua natural en decimales, w_L es el límite líquido en decimales, y λ ya fue definido anteriormente. En la Tabla 5.3 se presentan los valores obtenidos con la expresión 5.10 y los calculados en este trabajo a partir de las curvas de compresibilidad, que fueron empleadas para definir los demás parámetros de l modelo Cam clay modificado.

Tabla 5.3 Comparación de los valores de l obtenidos con la expresión propuesta por Romo y Echeverri (1996) y las obtenidas en este trabajo

Sección	Profundidad (m)	Contenido de agua, (%)	Límite líquido, (%)	Romo y	Curvas de
				Echeverri, 1996	compresibilidad
				Pendiente de la línea de compresión normal, λ	
A	11.66	232	450	4.198	2.30
	15.43	123	200	0.625	0.77
	22.64	81	250	0.531	0.04
B	11.7	269	369	3.225	3.18
	17.11	254	331	2.511	0.68
	25.84	65	67	0.168	0.10

5.2. Modelo tridimensional de diferencias finitas de la sección A

Para simular la respuesta del túnel se desarrollaron modelos tridimensionales de diferencias finitas con el programa FLAC3D (Itasca, 2009) de la secciones A y B. En particular, la malla de la sección A, se formó con 74,100 zonas tridimensionales, que a su vez se integran con un conjunto de elementos tetraédricos. Entre los elementos tridimensionales a deformación constante, los tetraédricos tienen la ventaja de no generar modos de deformación inadmisibles físicamente. Sin embargo, cuando se utilizan éstos en el marco de la plasticidad, no brindan suficientes modos de deformación. Para superar este problema, en FLAC3D se aplica un proceso de discretización mixta. Las dimensiones del modelo se muestran en la Figura 5.6. Los modelos Mohr-Coulomb y Cam clay modificado fueron empleados como leyes constitutivas de las arenas y las arcillas, respectivamente. Para evitar efectos de frontera en los desplazamientos calculados, estos se midieron a 10 m de distancia de las paredes laterales de la malla. El procedimiento constructivo, incluyendo el movimiento del escudo, se simuló por etapas considerando avances de tres metros en la excavación (ver Figura 5.7). Inicialmente se aplicaron las presiones de poro para establecer las presiones efectivas debidas al abatimiento del NAF. Posteriormente se removió el suelo, y se aplicó una presión interna variable $P_o(z)$ equivalente al esfuerzo total actuando a esa profundidad (Figura 5.7). Ésta distribución de esfuerzos, $P_o(z)$, se aplicó radialmente en el túnel, para representar las presiones que se tendrán en el frente del túnel, utilizando el método de presión de tierras balanceadas. Finalmente se colocaron elementos placa con propiedades elásticas lineales para simular el revestimiento primario. Estos elementos fueron colocados en intervalos de tres metros, que corresponde a dos anillos del revestimiento, con lo cual se buscó reducir el tiempo de cálculo del modelo. Las propiedades mecánicas del concreto empleado en la elaboración de las dovelas se presentan en la Tabla 5.4, el concreto empleado en la fabricación de las dovelas tiene una resistencia, f'_c a los 28 días de 350 kg/cm^2 de acuerdo con las especificaciones del diseñador. Los anillos de 0.40 m de espesor y de 1.5 m de ancho (ver Figura 5.8) se consideraron unidos monolíticamente, por lo que la interacción entre dovelas no se tomó en cuenta en la simulación. Una vez que se estabilizó el estado de esfuerzos, se procedió a excavar los siguientes tres metros de profundidad del túnel de manera similar. De acuerdo con los datos

proporcionados por Consorcio L-12, se estableció un diámetro exterior del túnel de 9.91 m. El eje del túnel para este caso en particular se encuentra a 12.50 m de profundidad. Las propiedades mecánicas de los materiales se definieron en función de los resultados de las pruebas de laboratorio y campo y de los parámetros del modelo Cam clay obtenidos en las secciones 3.1 y 5.1 (Ver Tabla 5.5), aquí se consideró suficiente idealizar el perfil de suelo mediante tres estratos de suelo diferentes; el estrato superior de 19 m de espesor corresponde a una arcilla de consistencia muy blanda, el estrato medio de 10 m de espesor es una arcilla de consistencia media y el estrato inferior corresponde a una arena arcillosa muy compacta.

Tabla 5.4 Propiedades mecánicas del concreto del revestimiento primario

Propiedad	Valor	Unidad
Resistencia del concreto, f'_c	34,355	kPa
Módulo de elasticidad, E_c	26,191,600	kPa
Relación de Poisson, ν_c	0.30	-

Tabla 5.5 Parámetros los modelos empleados en la sección A

Parámetro del material	Símbolo	Profundidad [m]				Unidad
		0-13 ¹	13-19 ¹	19-29 ¹	29-50 ²	
Peso volumétrico	γ_m	12.3	12.55	13.14	17.46	kN/m ³
Módulo de elasticidad	E	5232	4459	13819	70141	kPa
Relación de Poisson	ν	0.4	0.4	0.4	0.35	-
Pendiente de la línea de cambio volumétrico	κ	0.214	0.075	0.012	-	-
Pendiente de la línea de compresión normal	λ	2.3	0.77	0.035	-	-
Presión de preconsolidación	p_c	85	173	210	-	kPa
Parámetro del material	M	1.84	0.61	2	-	-
Parámetro del material	Γ	12.45	5.51	2.98	-	-
Presión de referencia	p_r	10	30	10	-	kPa
Volumen específico a la presión de referencia	$v_l = e+1$	13.9	6	2.9	-	-
Fricción	ϕ	-	-	-	32	°
Cohesión	c	-	-	-	80	kPa

¹ Modelo Cam clay modificado

² Modelo Mohr-Coulomb

La rigidez del anillo empleado como revestimiento primario del túnel, es función del número de dovelas, el tipo de juntas longitudinales y el acoplamiento entre anillos contiguos (Comulada y Maidl, 2010). Sin embargo, debido a la falta de información sobre la segmentación de los anillos, las dovelas se consideraron unidas monolíticamente, por lo que la interacción entre éstas no se tomó en cuenta en la simulación. Una alternativa para tomar en cuenta el efecto de la segmentación del anillo, es reducir un porcentaje el módulo de elasticidad del concreto. Esto sin embargo no se tomó en cuenta en la simulación ya que se prefirió posponerlo para análisis futuros en donde se contara con mayor información. Como parte de las líneas de investigación a seguir, y una vez que se obtenga la información proporcionada por el diseñador, se realizará un modelo numérico considerando la rigidez al giro de las juntas longitudinales y la rigidez debida al acoplamiento entre anillos.

Por otro lado, debido a las dificultades para reunir información sobre la distribución de las inyecciones aplicadas en el espacio anular entre el suelo y el revestimiento detrás de la cola del escudo (Mhroueh y Shahrour, 2008), no fue tomada en cuenta esta condición en la simulación. En la práctica, este espacio es rellenado simultáneamente a la colocación de las dovelas para evitar asentamientos importantes en la superficie.

Como parte de las líneas de investigación a seguir, y una vez que se obtenga la información proporcionada por el diseñador del túnel, se realizará un modelo numérico considerando la rigidez al giro de las juntas longitudinales y la rigidez debida al acoplamiento entre anillos.

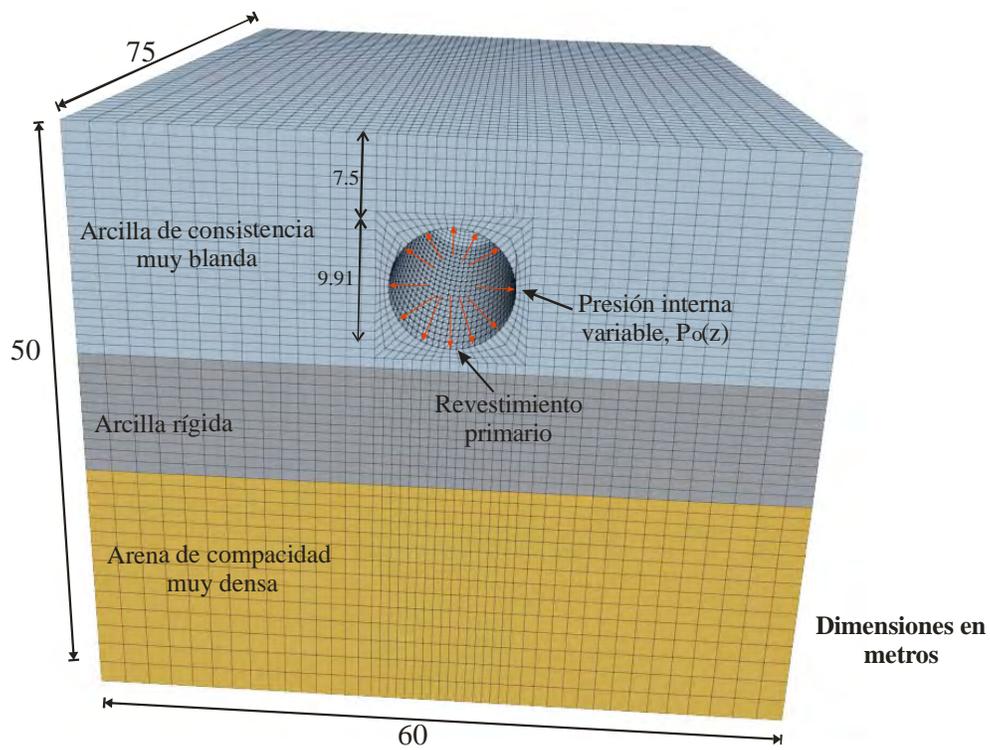


Figura 5.6 Modelo tridimensional de diferencias finitas de la sección A

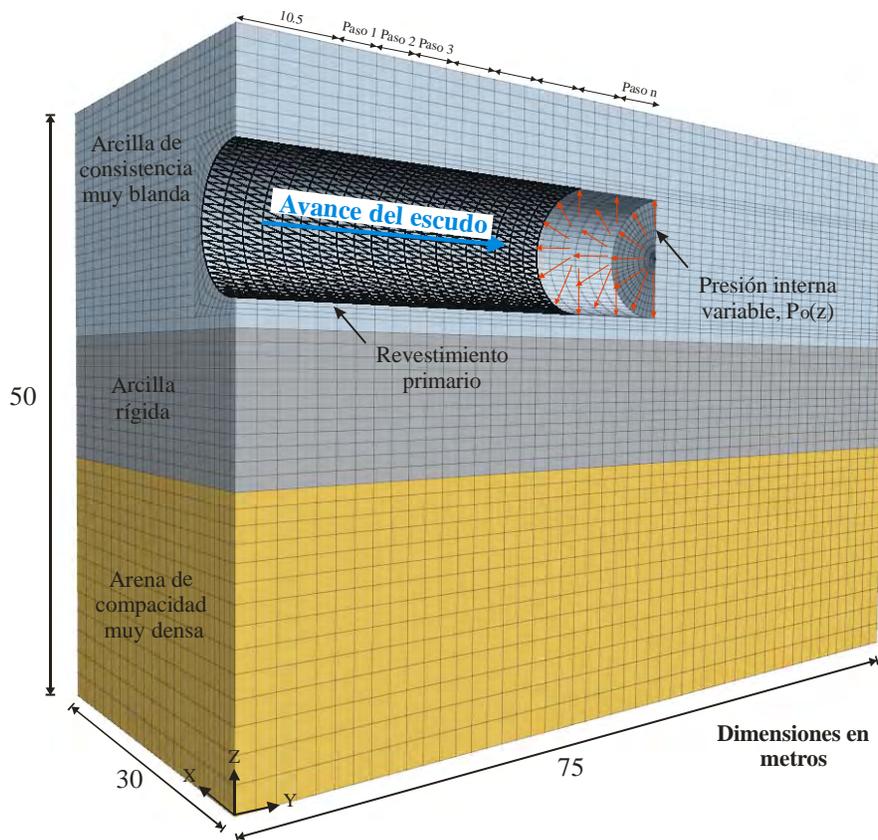


Figura 5.7 Simulación del avance del escudo de la sección A

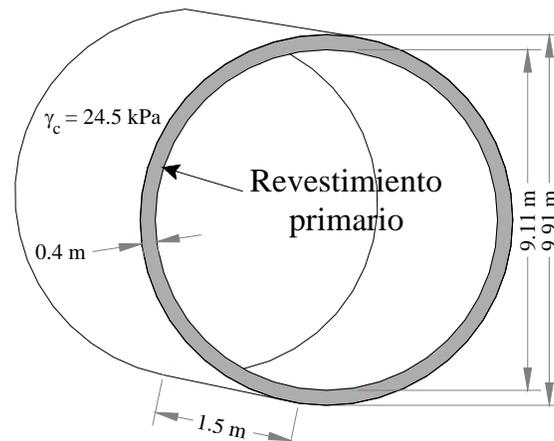


Figura 5.8 Dimensiones del anillo del revestimiento primario

4.2.1 Resultados

En la Figura 5.9 se comparan los asentamientos medidos y calculados de la sección A en la superficie del terreno en dirección transversal al eje del túnel. En esta figura, también se incluyen los asentamientos calculados con un modelo bidimensional de diferencias finitas que se realizó anteriormente para la misma sección de análisis (Mayoral et al. 2009). Como puede verse, los asentamientos calculados son similares a los medidos. Sin embargo los asentamientos medidos (4 cm) y son mayores sobre el eje vertical del túnel, esto puede deberse a que el suelo se ha consolidado, ya que hay que recordar que de acuerdo con las mediciones de presión de poro, éstas incrementan al paso del escudo y posteriormente se disipan causando asentamientos en función del tiempo. En la Figura 5.10 se comparan los asentamientos calculados y medidos sobre el eje longitudinal del túnel. Estos fueron comparados para la fecha del 19 de julio de 2010, asumiendo que en esta fecha el túnel pasó por la sección A en estudio. El cambio en el estado de esfuerzos alrededor del túnel se presenta en las Figuras 5.11 y 5.12. Se puede apreciar en la Figura 5.11 una disminución del esfuerzo vertical sobre la clave y la base del túnel y un incremento de presiones en las paredes laterales. Los esfuerzos horizontales actuando en las paredes del revestimiento primario del túnel también se modifican como se puede ver en la Figura 5.12. Por otro lado, en las Figuras 5.13 a 5.15 se presentan los elementos mecánicos obtenidos en el anillo del revestimiento de la sección A (i.e. fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes). La fuerza axial máxima calculada es de 741 kN y se localiza en la base de túnel como lo muestra la Figura 5.13. La fuerza cortante máximo calculado es de 12 kN como lo muestra

la Figura 5.14. El momento flexionante máximo calculado es de 28 kN-m y se presenta en las paredes laterales sobre el eje horizontal del túnel como lo muestra la Figura 5.15.

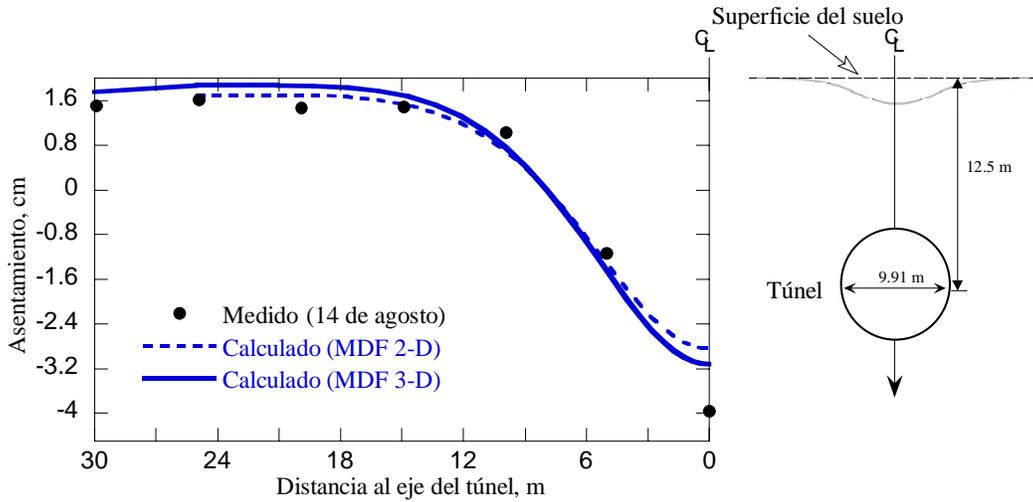


Figura 5.9 Asentamientos medidos y calculados en dirección transversal al eje del túnel en la sección A (Cadenamiento 21+150)

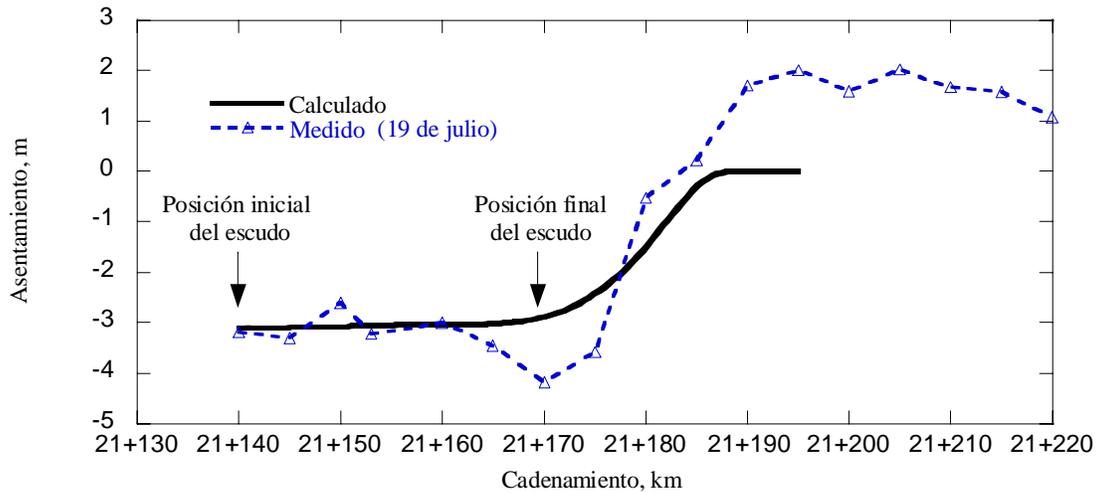


Figura 5.10 Asentamientos medidos y calculados en dirección longitudinal al eje del túnel en la sección A

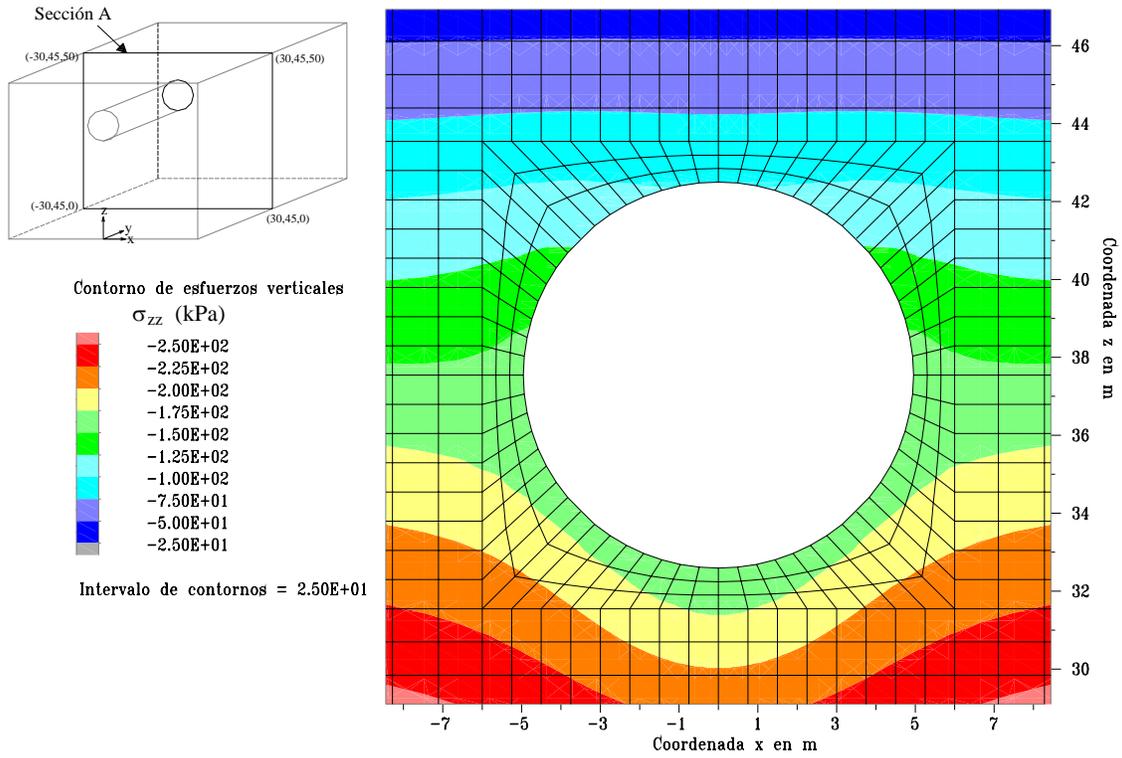


Figura 5.11 Esfuerzos verticales actuando alrededor del túnel para la sección A

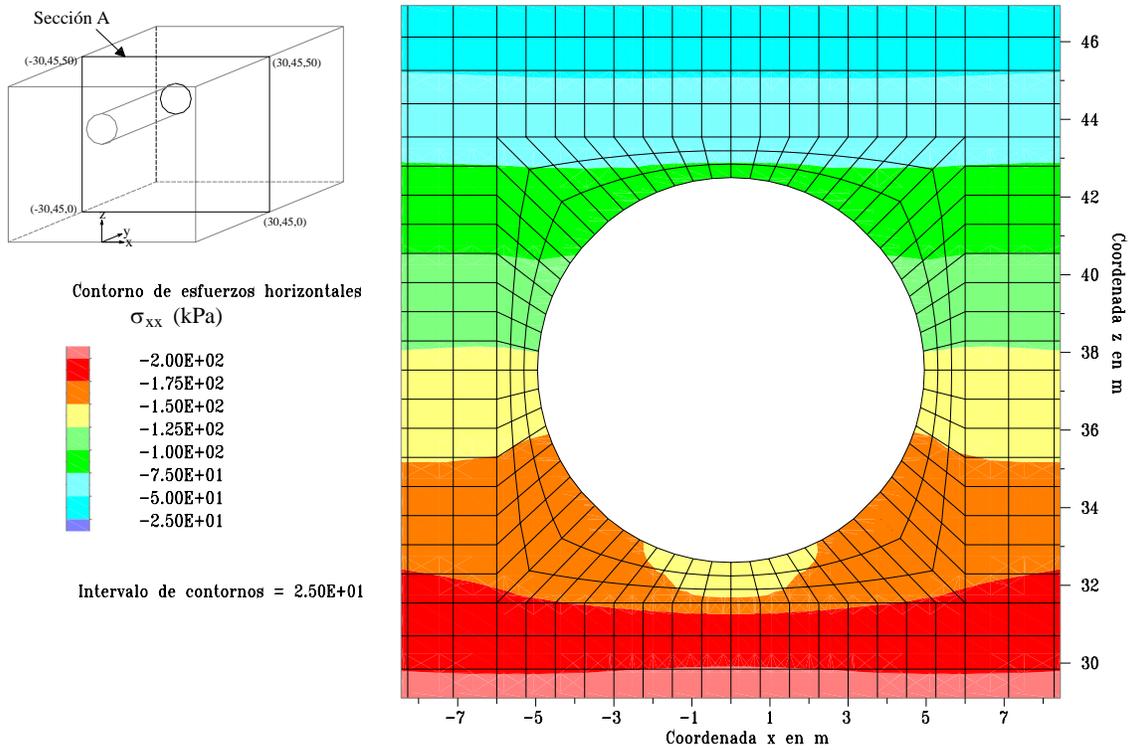


Figura 5.12 Esfuerzos horizontales actuando alrededor del túnel para la sección A

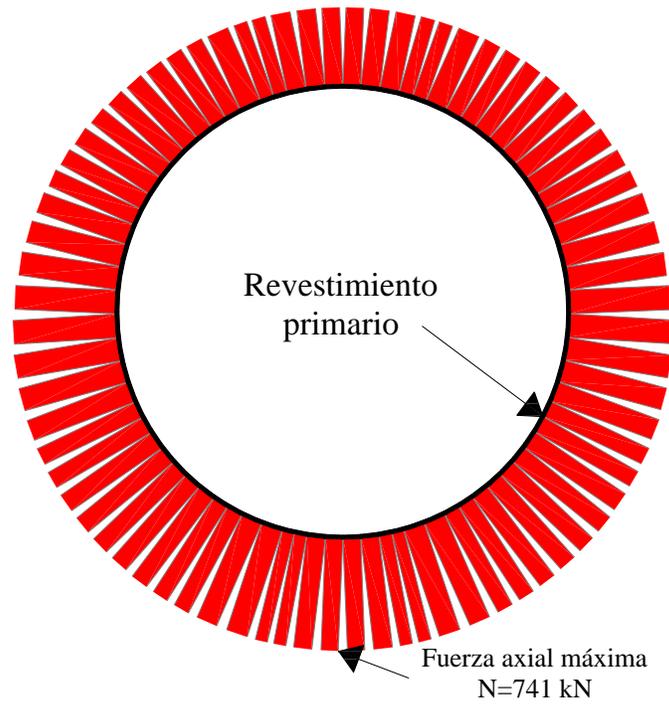


Figura 5.13 Fuerzas axiales calculadas en el anillo del revestimiento primario de la sección A

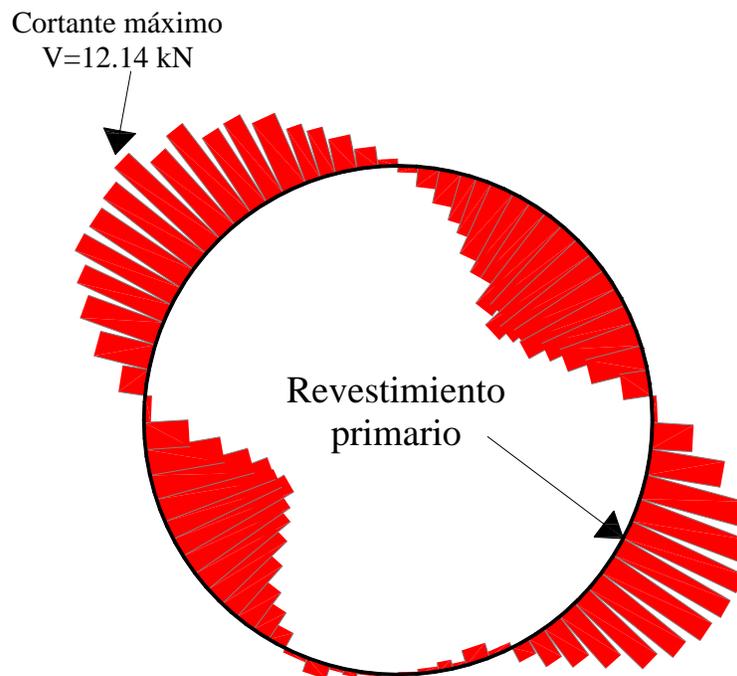


Figura 5.14 Fuerzas cortantes calculadas en el anillo del revestimiento primario de la sección A

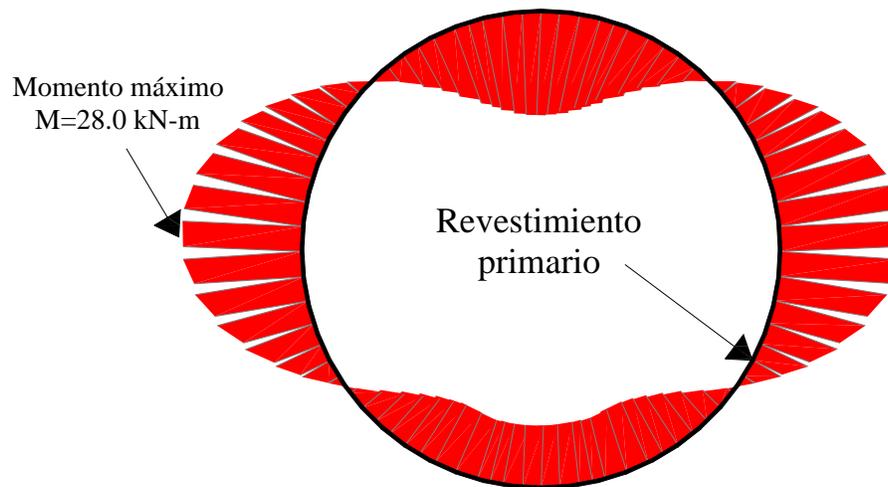


Figura 5.15 Momentos flexionantes calculadas en el anillo del revestimiento primario de la sección A

5.3. Modelo tridimensional de diferencias finitas de la sección B

La sección B de análisis fue modelada de manera similar al procedimiento descrito para la sección A. En particular, la malla de la sección B, se formó con 74,100 zonas tridimensionales, que a su vez se integran con un conjunto de elementos tetraédricos. Las dimensiones del modelo se muestran en la Figura 5.16. Los modelos Mohr-Coulomb y Cam clay modificado fueron empleados como leyes constitutivas de las arenas y las arcillas, respectivamente. Para evitar efectos de frontera en los desplazamientos calculados, estos se midieron a 10 m de distancia de las paredes laterales de la malla. El procedimiento constructivo, incluyendo el movimiento del escudo, se simuló por etapas considerando avances de tres metros en la excavación (ver Figura 5.17). Inicialmente se aplicaron las presiones de poro para establecer las presiones efectivas debidas al abatimiento del NAF. Posteriormente se removió el suelo, y se aplicó una presión interna variable $P_o(z)$ equivalente al esfuerzo total actuando a esa profundidad (Figura 5.17). Finalmente se colocaron elementos placa con propiedades elásticas lineales para simular el revestimiento primario. Estos elementos fueron colocados en intervalos de tres metros, que corresponde a dos anillos del revestimiento, con lo cual se buscó reducir el tiempo de cálculo del modelo. Una vez que se estabilizó el estado de esfuerzos, se procedió a excavar los siguientes tres metros de profundidad del túnel de manera similar. De acuerdo con los datos

proporcionados por el cliente, se estableció un diámetro exterior del túnel de 9.91 m. El eje del túnel para este caso en particular se encuentra a 16.90 m de profundidad. Las propiedades mecánicas de los materiales se definieron en función de los resultados de las pruebas de laboratorio y campo y de los parámetros del modelo Cam clay obtenidos en las secciones 5.1 y 5.1 (ver Tabla 5.6), aquí se consideró suficiente idealizar el perfil de suelo mediante tres estratos de suelo diferentes; el estrato superior de 9 m de espesor corresponde a una arcilla de consistencia muy blanda, el estrato medio de 14.5 m de espesor es una arcilla de consistencia media y el estrato inferior corresponde a una arena arcillosa muy compacta.

Tabla 4.6 Parámetros los modelos empleados en la sección B

Parámetro del material	Símbolo	Profundidad [m]				Unidad
		0-9 ¹	9-17.5 ¹	17.5-23.5 ¹	23.5-50 ²	
Peso volumétrico	γ_m	12.9	11.12	12.40	16.85	kN/m ³
Módulo de elasticidad	E	5232	4459	13819	63961	kPa
Relación de Poisson	ν	0.4	0.4	0.4	0.35	-
Pendiente de la línea de cambio volumétrico	κ	0.091	0.044	0.018	-	-
Pendiente de la línea de compresión normal	λ	3.175	0.68	0.104	-	-
Presión de preconsolidación	p_c	170	180	310	-	kPa
Parámetro del material	M	1.43	0.59	2.10	-	-
Parámetro del material	Γ	14.66	10.14	2.75	-	-
Presión de referencia	p_r	10	10	10	-	kPa
Volumen específico a la presión de referencia	$v_l = e+1$	16.8	11.2	2.81	-	-
Fricción	ϕ	-	-	-	27	°
Cohesión	c	-	-	-	200	kPa

¹ Modelo Cam clay modificado² Modelo Mohr-Coulomb

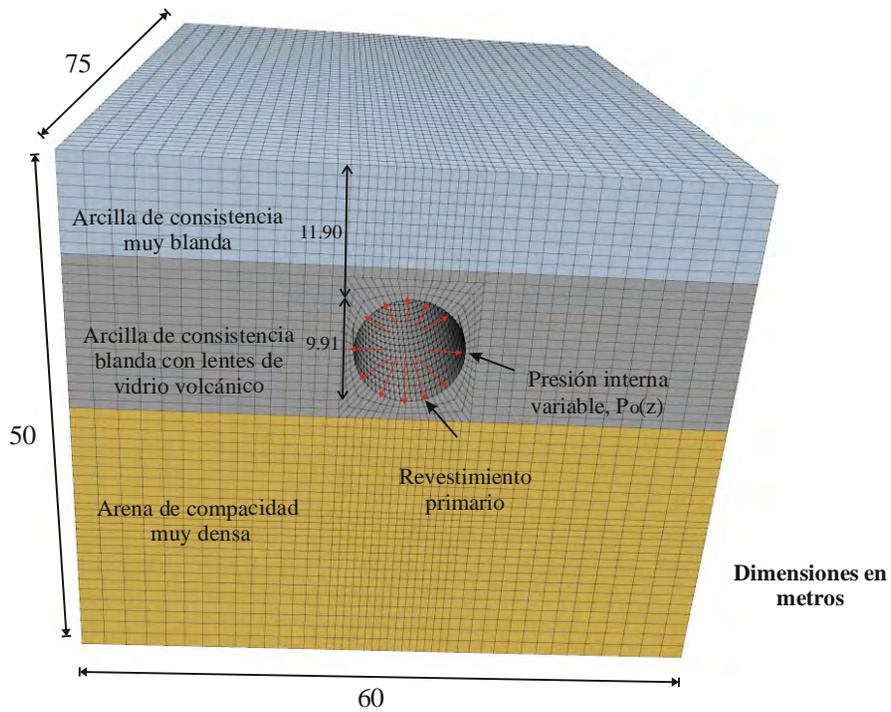


Figura 4.16 Modelo tridimensional de diferencias finitas de la sección B

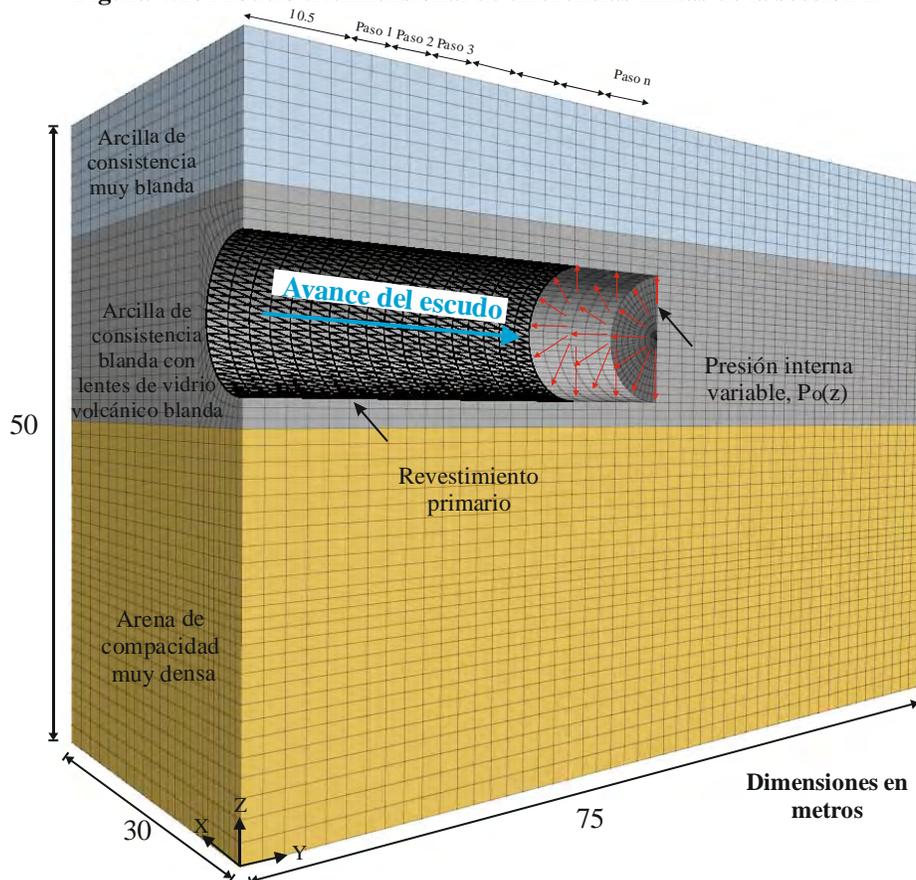


Figura 5.17 Simulación del avance del escudo de la sección B

4.3.2 Resultados

En la Figura 5.18 se muestran los asentamientos medidos y calculados de la sección B en la superficie del terreno en dirección transversal al eje del túnel. Las distribuciones de los desplazamientos horizontales medidos y calculados, perpendiculares al eje del túnel a 5.4 m de distancia, con la profundidad se muestran en la Figuras 5.19. Estos desplazamientos corresponden al cruce del túnel con Av. Río Churubusco, Circuito Interior (sección B). De las comparaciones realizadas entre los modelos numéricos y las mediciones se observa una congruencia de los resultados obtenidos. Se calculó un incremento de presión de poro de 50 kPa, y de acuerdo con las mediciones de la piezocelda se registró un incremento de 63 kPa que se disipó con el tiempo. Sin embargo, el modelo numérico no incluye el efecto de la disipación de presión de poro en función del tiempo, lo cual implica que los asentamientos por consolidación del suelo, no fue simulada, debido a que no se contaba con los datos de pruebas de laboratorio requeridos para modelar este fenómeno.

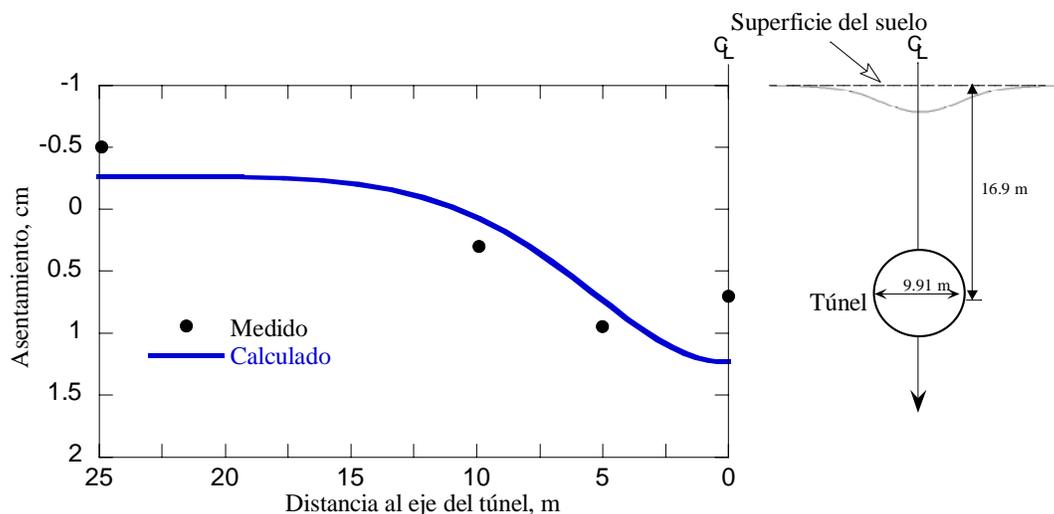


Figura 5.18 Asentamientos medidos y calculados en dirección transversal al eje del túnel en la sección B (Cadenamiento 21+180)

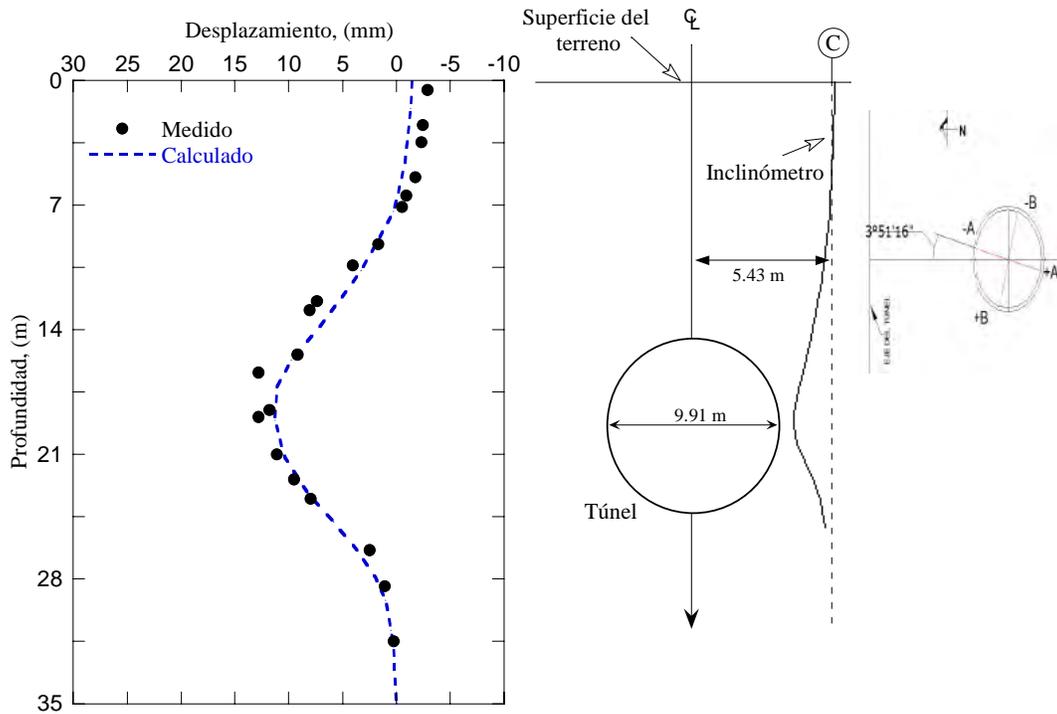


Figura 5.19 Desplazamientos horizontales medidos y calculados en la masa de suelo en el cruce de A. Churubusco, Eje A-A (Sección B)

El cambio en el estado de esfuerzos alrededor del túnel se presenta en las Figuras 5.20 y 5.21. De igual forma que para la sección A analizada, en la sección B observó una disminución del esfuerzo vertical sobre la clave y la base del túnel y un incremento de presiones en las paredes laterales (Figura 5.20). Los esfuerzos horizontales actuando en las paredes del revestimiento primario del túnel también se modifican ligeramente como se puede ver en la Figura 5.21. Por otro lado, en las Figuras 5.22 a 5.24 se presentan los elementos mecánicos obtenidos en el anillo del revestimiento de la sección B. La fuerza axial máxima calculada es de 1029 kN y se localiza en la base de túnel como lo muestra la Figura 5.22. La fuerza cortante máxima calculada es de 22 kN como lo muestra la Figura 5.23. El momento flexionante máximo calculado es de 42 kN y se presenta en las paredes laterales sobre el eje horizontal del túnel como lo muestra la Figura 5.24. En general los elementos mecánicos calculados en el anillo de la sección B son mayores que en la sección A, estos resultado son congruentes ya que esta sección se encuentra a una profundidad mayor que la sección A.

En la Figura 5.25 se presenta la configuración deformada de los anillos donde se midieron las convergencias y divergencias con el sistema automatizado. En esta figura se incluyen las configuraciones deformadas para las simulaciones numéricas. Las configuraciones deformadas de los modelos numéricos de las secciones A y B presentan un incremento del diámetro horizontal del túnel y un movimiento vertical hacia abajo de la clave del mismo, esta tendencia fue observada en los anillos instrumentados 51 y 311. En los anillos 51 y 311, la clave se deformó 11 y 6 mm y el diámetro horizontal aumento 19 mm y 11 mm, respectivamente. En los modelos de la secciones A y B, la clave se deformó 8 y 3 mm y el diámetro horizontal aumento 13 mm y 5 mm, respectivamente. La discrepancia entre los valores medidos y calculados es atribuible a que en los modelos numéricos se consideraron los anillos unidos monolíticamente sin la interacción entre dovelas.

Para simular el efecto de la disipación de presión de poro con el tiempo, es necesario conocer los intervalos de tiempo que tardan en colocarse las dovelas de los anillos durante el avance del escudo. De acuerdo con los datos proporcionados por el personal técnico encargado de la construcción, se determinó una velocidad promedio de colocación de 9 anillos por día para el tramo 2 y de 13 anillos por día para el tramo 3. En investigaciones posteriores se podría incluir este efecto de disipación de presiones de poro. También se deberá tomar en cuenta en las simulaciones, el efecto de la excavación del túnel en los pilotes que conforman la cimentación del puente que cruza Av. Ermita, ya que en esta simulación no fueron incluidos debido a la falta de la información correspondiente.

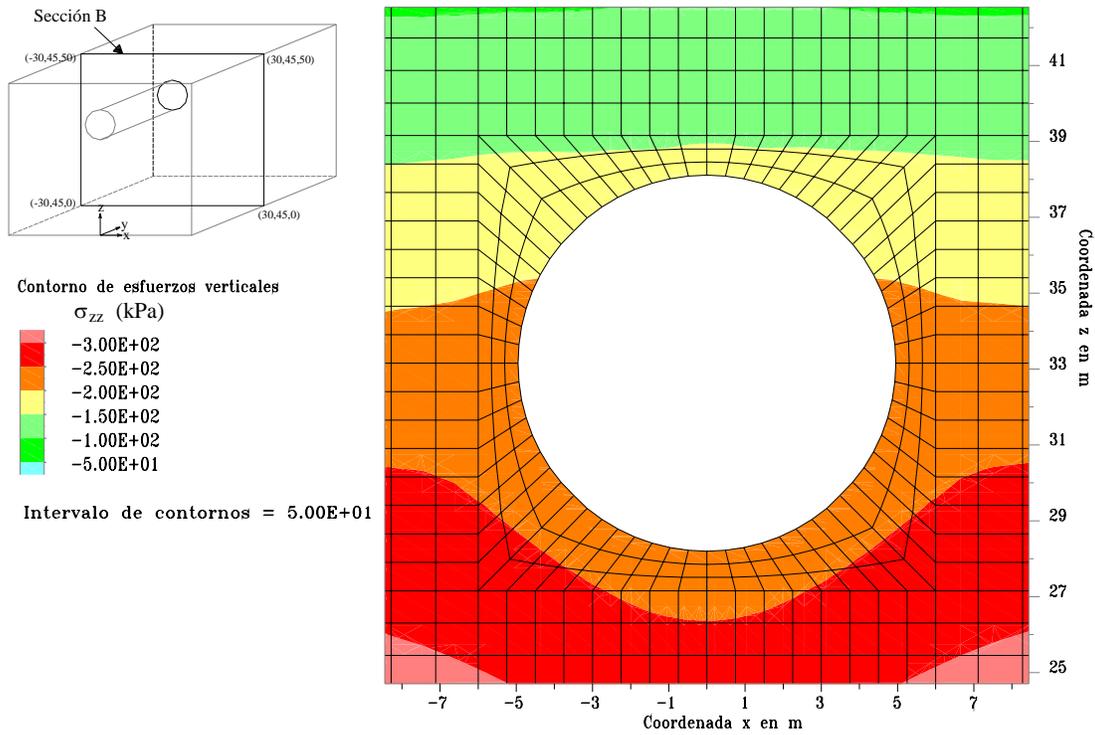


Figura 5.20 Esfuerzos verticales actuando alrededor del túnel para la sección B

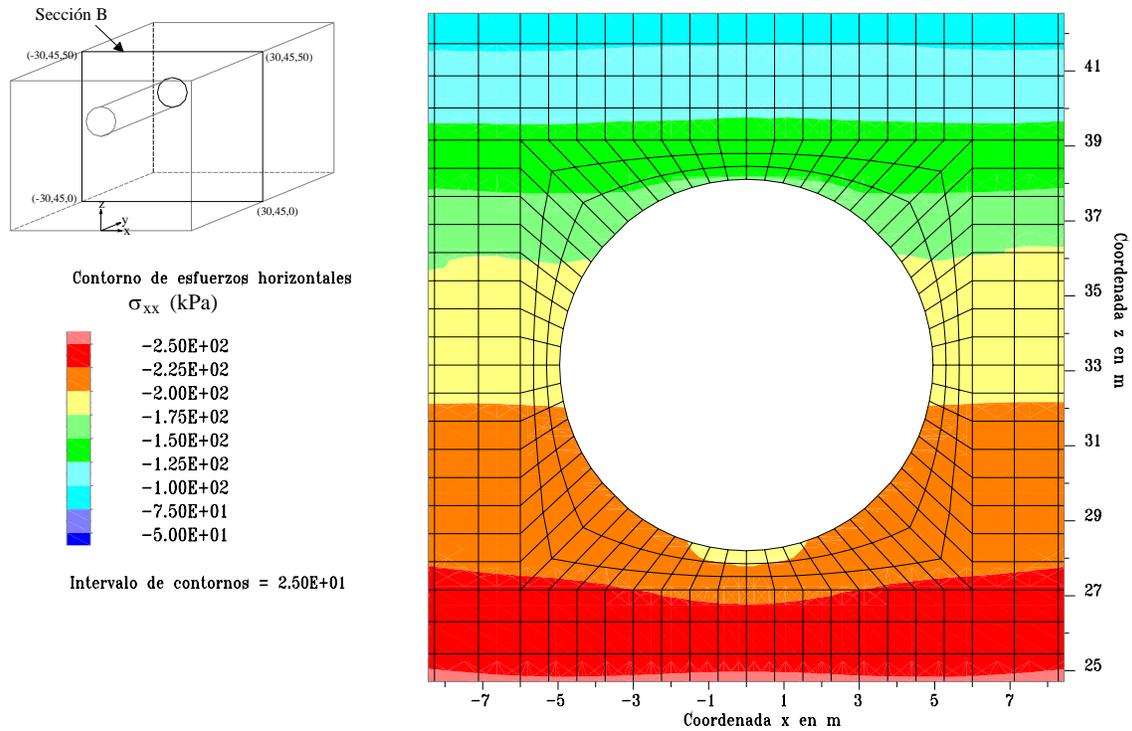


Figura 5.21 Esfuerzos horizontales actuando alrededor del túnel para la sección B

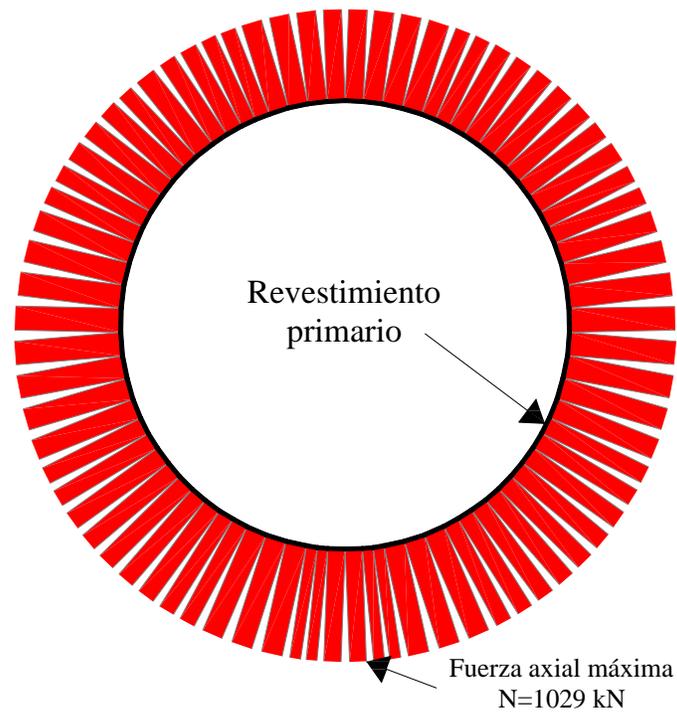


Figura 5.22 Fuerzas axiales calculadas en el anillo del revestimiento primario de la sección B

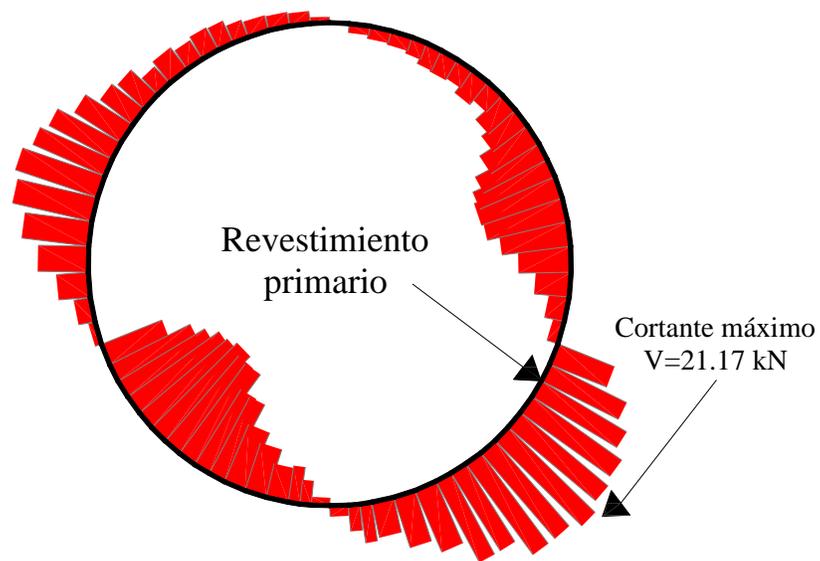


Figura 5.23 Fuerzas cortantes calculadas en el anillo del revestimiento primario de la sección B

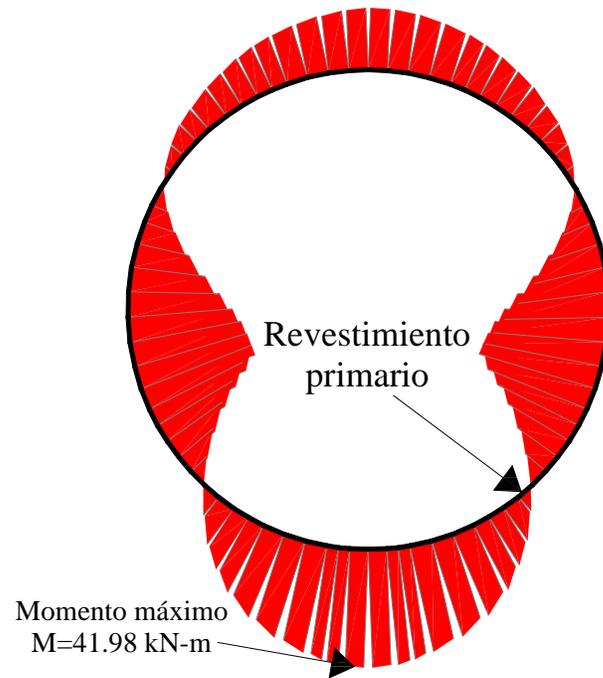


Figura 5.24 Momentos flexionantes calculadas en el anillo del revestimiento primario de la sección B

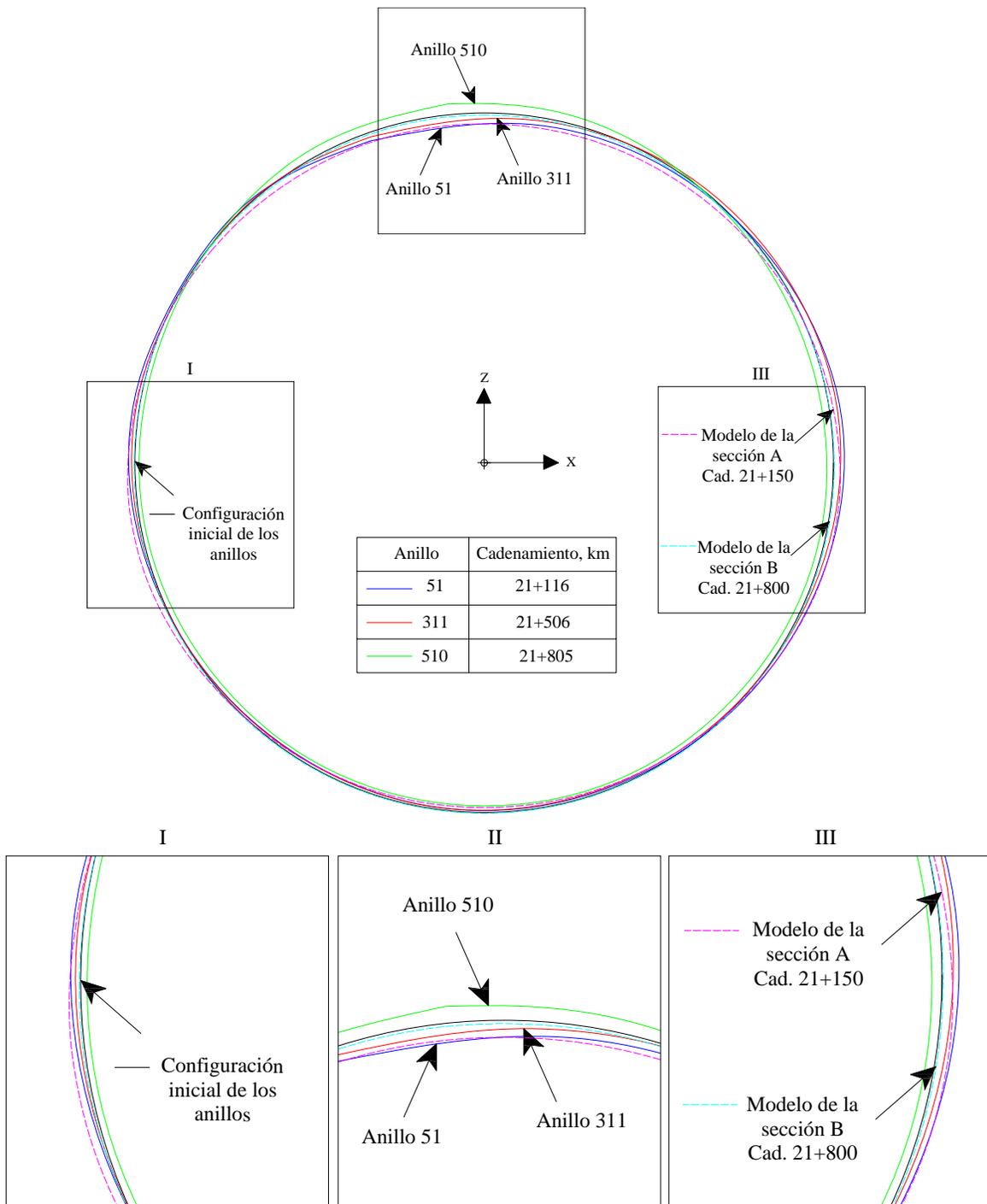


Figura 5.25 Configuración deformada de los anillos instrumentados y de los modelos numéricos

Conclusiones:

Los asentamientos calculados para la sección A en la superficie del terreno en dirección transversal al eje del túnel son de 3 cm. Los asentamientos medidos (4 cm) son mayores sobre el eje vertical del túnel, esto puede deberse a que el suelo se ha consolidado, ya que hay que recordar que de acuerdo con las mediciones de presión de poro, éstas incrementan al paso del escudo y posteriormente se disipan causando asentamientos en función del tiempo. Se comparan los asentamientos calculados y medidos sobre el eje longitudinal del túnel observándose buena congruencia entre ambos. Debido a la excavación del túnel se observó un cambio en el estado de esfuerzos alrededor del túnel, disminuyendo el esfuerzo vertical sobre la clave y la base del túnel e incrementándose las presiones en las paredes laterales. Las fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes calculadas presentaron valores máximos de 741 kN, de 12 kN y 28 kN-m.

Los asentamientos medidos y calculados para sección B en la superficie del terreno en dirección transversal al eje del túnel son de 1.3 y 0.7 cm. En este caso en particular, los asentamientos medidos sobre el eje del túnel fueron menores, sin embargo la tendencia de los asentamientos calculados conforme se alejan del eje son muy similares al los calculados. El cambio en el estado de esfuerzos en esta sección fue similar a la obtenida en la sección A, disminuyendo el esfuerzo vertical sobre la clave y la base del túnel e incrementándose las presiones en las paredes laterales. Se calculó un incremento de presión de poro de 50 kPa, y de acuerdo con las mediciones de la piezocelda se registró un incremento de 63 kPa que se disipó con el tiempo. Sin embargo, el modelo numérico no incluye el efecto de la disipación de presión de poro en función del tiempo. Los elementos mecánicos son mayores en esta sección debido a que el túnel se encuentra a una profundidad mayor que en la sección A.

Las configuraciones deformadas de los modelos numéricos de las secciones A y B presentan un incremento del diámetro horizontal del túnel y un movimiento vertical hacia abajo de la clave del mismo, esta tendencia fue observada en los anillos instrumentados 51



y 311. Los diámetros horizontales de los anillos calculados aumentaron 13 mm y 5 mm respectivamente, mientras que los medidos fueron de 19 m y 11 m para los anillos 51 y 311. La discrepancia entre los valores medidos y calculados se atribuye a que en los modelos numéricos se consideraron los anillos unidos monolíticamente sin la interacción entre dovelas.

De la comparación de los resultados de los análisis realizados de las dos secciones (A y B) mediante modelos tridimensionales de diferencias finitas y los tramos instrumentados, se observó que la magnitud y forma de los asentamientos calculados son similares a los registrados en campo. En general, se observó una buena estimación de los desplazamientos estimados con las simulaciones numéricas. Por lo cual, se puede concluir que este modelo puede utilizarse para estudiar la respuesta de túneles construidos en arcilla altamente compresible, como las que se encuentran en la ciudad de México. Las discrepancias observadas entre las predicciones y la información reunida durante la instrumentación pueden atribuirse a las características heterogéneas del suelo, posibles deficiencias en el proceso constructivo, e irregularidades en la carga de la superficie debidas a estructuras cercanas.

6. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Con base en los estudios realizados en este trabajo, se presentan los siguientes comentarios y conclusiones:

Capítulo 2

- Se observó que los esfuerzos calculados con el modelo de diferencias finitas, para fines prácticos, son iguales a los obtenidos con la solución analítica para un medio elástico. En este caso en particular, para valores de r/a mayores a 6, la relación de los esfuerzos radiales entre el esfuerzo vertical, σ_r/σ_z , tienden a 1 y la relación de los esfuerzos tangenciales entre el esfuerzo vertical, σ_θ/σ_z , tienen a 0.668 ($K_0 = 0.668$); estas tendencias son fácilmente explicables ya que para puntos bastante alejados del túnel los esfuerzos tienden a la condición de equilibrio donde la influencia de la excavación es mínima. Los desplazamientos que sufre el suelo hacia el interior del túnel alrededor del mismo son muy similares entre el modelo numérico y la solución analítica. Para el caso de materiales cohesivos, y de acuerdo con la teoría de la plasticidad, se desarrolló una zona plástica alrededor del túnel de radio R igual a 4.68 m. Se vio que el modelo numérico fue capaz de predecir esta zona plastificada. De las comparaciones llevadas a cabo, se observó que la respuesta obtenida con el modelo es bastante aproximada a la solución teórica. Mediante el estudio de materiales cohesivo-friccionantes con comportamiento elasto-plástico, se observó que el modelo numérico, pudo predecir la zona plastificada y el cambio en el estado de esfuerzos después de la excavación del túnel.
- Los resultados obtenidos de los análisis numéricos muestran que, incluso las leyes constitutivas más simples generan resultados razonablemente buenos cuando se realizan las pruebas de laboratorio apropiadas para obtener los parámetros correspondientes, de acuerdo con las trayectorias de esfuerzos que ocurren durante la construcción del túnel. Estas pruebas deben incluir ensayos de compresión y extensión triaxiales y de compresibilidad para materiales en condiciones inalterada y remodelada. Las tendencias de los asentamientos calculados con las leyes

constitutivas Mohr-Coulomb y Cam clay modificado fueron muy similares. En este caso se encontró que los modelos Drucker-Prager e hiperbólico subestiman los asentamientos medidos en la superficie, por un factor de 2, aproximadamente. Para los modelos restantes, se ve que en general, la magnitud y forma de los perfiles de asentamientos concuerdan con la respuesta medida. En particular, el modelo tridimensional de diferencias finitas acoplado con el modelo Cam clay modificado, proporciona la mejor estimación de los desplazamientos medidos en campo. Por lo mismo, este modelo puede utilizarse para estudiar la respuesta de túneles construidos en arcilla altamente compresible, como las que se encuentran en la ciudad de México. Por otro lado, puede concluirse que los análisis bidimensionales pueden utilizarse para obtener una estimación aceptable, desde el punto de vista práctico, del comportamiento global del túnel, así como de los movimientos del terreno, cuando las etapas constructivas se toman en cuenta apropiadamente y se utiliza una ley constitutiva adecuada.

Capítulo 3

- Del perfil estratigráfico se observó que el túnel de la Línea 12 atraviesa estratos con espesores importantes de arcilla de consistencia blanda a muy blanda. En particular, para las dos zonas en estudio presentadas aquí (secciones A y B), las resistencias al esfuerzo cortante de estas arcillas son bajas y se encuentran en un rango de entre 5 y 40 kPa. En estas secciones, la clave del túnel se encuentra a una profundidad muy somera (7 y 12 m, respectivamente). De las curvas de compresibilidad se observa la alta compresibilidad de las arcillas que se ubican entre 10 y 15 m de profundidad, lo cual indica que posiblemente se den asentamientos importantes debido al cambio en el estado de esfuerzos de este material provocado por el avance del escudo. Sin embargo, también es importante señalar que los materiales que se encuentran por debajo de la base del túnel presentan una baja compresibilidad, lo cual implica una consolidación a largo plazo menor de estos materiales. De acuerdo con los sondeos de piezocono, en las secciones de análisis existe un abatimiento del nivel de aguas freáticas importante para profundidades mayores a los 12 m, teniéndose que después de los 25 m de profundidad ya no se registraron presiones de poro.

Capítulo 4

- Con base en los resultados obtenidos de la instrumentación del túnel de la Línea 12, se observaron asentamientos de la superficie del terreno de 5 cm cerca de la estación Mexicaltzingo donde se encuentran los estratos mayores de arcilla altamente compresibles. Estos asentamientos fueron disminuyendo conforme avanzaba el escudo hacia la estación Ermita, en donde se midieron asentamientos de 1 cm. También se observó la variación de los asentamientos del suelo con el tiempo, debido al incremento instantáneo de la presión de poro cuando pasa el escudo y que posteriormente se disipa consolidando el suelo alrededor al túnel. Los desplazamientos verticales medidos en la superficie del suelo en dirección oblicua al eje de túnel presentan asentamientos de los puntos de control cercanos al eje de trazo, mientras que para los puntos más alejados se presentan expansiones de la masa de suelo. En general, estas expansiones aparecen a una distancia mayor de 10 m aproximadamente con respecto al eje del túnel alcanzándose valores máximos de 2 cm (Cad. 21+110 km). El equipo encargado de la construcción del túnel atribuye las expansiones en la superficie del terreno a que la presión en el frente del escudo en algunos sitios era incrementada por el operador de tal forma que superaba la presión del suelo que soporta el túnel. Sin embargo, estas mediciones pudieron ser consecuencia de algunos errores en las lecturas tomadas en campo. Por otro lado, los anillos se deformaron tendiendo a una forma ovalada, es decir la clave del túnel se desplazó hacia abajo y las paredes se movieron hacia afuera aumentando el diámetro del anillo. Las deformaciones máximas que sufrieron las dovelas que forman los anillos son de 11 mm y 13 mm en sentido vertical y horizontal, respectivamente (anillos 51 y 311). De acuerdo con las mediciones de presiones totales y de poro en la masa de suelo, se observó un incremento de presiones debido al paso del escudo de 63 kPa a una profundidad de 19.20 m. Cerca del 80 % de este incremento de presión tardó alrededor de 10 días en disiparse. En general, se observó que conforme avanza el túnel, los asentamientos en la superficie del terreno disminuyen, debido a que los espesores de arcilla blanda van disminuyendo.

Capítulo 5

- Los asentamientos calculados para la sección A en la superficie del terreno en dirección transversal al eje del túnel son de 3 cm. Los asentamientos medidos (4 cm) son mayores sobre el eje vertical del túnel, esto puede deberse a que el suelo se ha consolidado, ya que hay que recordar que de acuerdo con las mediciones de presión de poro, éstas incrementan al paso del escudo y posteriormente se disipan causando asentamientos en función del tiempo. Se comparan los asentamientos calculados y medidos sobre el eje longitudinal del túnel observándose buena congruencia entre ambos. Debido a la excavación del túnel se observó un cambio en el estado de esfuerzos alrededor del túnel, disminuyendo el esfuerzo vertical sobre la clave y la base del túnel e incrementándose las presiones en las paredes laterales. Las fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes calculadas presentaron valores máximos de 741 kN, de 12 kN y 28 kN-m.

- Los asentamientos medidos y calculados para sección B en la superficie del terreno en dirección transversal al eje del túnel son de 1.3 y 0.7 cm. En este caso en particular, los asentamientos medidos sobre el eje del túnel fueron menores, sin embargo la tendencia de los asentamientos calculados conforme se alejan del eje son muy similares al los calculados. El cambio en el estado de esfuerzos en esta sección fue similar a la obtenida en la sección A, disminuyendo el esfuerzo vertical sobre la clave y la base del túnel e incrementándose las presiones en las paredes laterales. Se calculó un incremento de presión de poro de 50 kPa, y de acuerdo con las mediciones de la piezocelda se registró un incremento de 63 kPa que se disipó con el tiempo. Sin embargo, el modelo numérico no incluye el efecto de la disipación de presión de poro en función del tiempo. Los elementos mecánicos son mayores en esta sección debido a que el túnel se encuentra a una profundidad mayor que en la sección A.

- Las configuraciones deformadas de los modelos numéricos de las secciones A y B presentan un incremento del diámetro horizontal del túnel y un movimiento vertical hacia abajo de la clave del mismo, esta tendencia fue observada en los anillos instrumentados 51 y 311. Los diámetros horizontales de los anillos calculados aumentaron 13 mm y 5 mm respectivamente, mientras que los medidos fueron de 19 m y 11 m para los anillos 51 y 311. La discrepancia entre los valores medidos y calculados se atribuye a que en los modelos numéricos se consideraron los anillos unidos monolíticamente sin la interacción entre dovelas.

- De la comparación de los resultados de los análisis realizados de las dos secciones (A y B) mediante modelos tridimensionales de diferencias finitas y los tramos instrumentados, se observó que la magnitud y forma de los asentamientos calculados son similares a los registrados en campo. En general, se observó una buena estimación de los desplazamientos estimados con las simulaciones numéricas. Por lo cual, se puede concluir que este modelo puede utilizarse para estudiar la respuesta de túneles construidos en arcilla altamente compresible, como las que se encuentran en la ciudad de México. Las discrepancias observadas entre las predicciones y la información reunida durante la instrumentación pueden atribuirse a las características heterogéneas del suelo, posibles deficiencias en el proceso constructivo, e irregularidades en la carga de la superficie debidas a estructuras cercanas.



**REFERENCIAS**

- Abel J. F. y Lee F. T. (1973). Stress changes ahead of an advancing tunnel, *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*; 10(6):673–97.
- Addenbrooke T.I., Potts D. M. y Puzrin A. M. (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Geotechnique* 47, 693-712
- Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno (2004). Normas técnicas complementarias para el diseño por sismos. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
- Alberro, J. (1983). Presiones de roca en túneles e interacción roca-revestimiento, Instituto de Ingeniería, UNAM
- Atkinson, J. H. and Potts, D. M. (1976). Subsidence above shallow circular tunnels in soft ground, Dept. of Engineering, University of Cambridge, Report CUED/C-Soils/T.R.27
- Cheng C. Y., Dasary G.R., Chow Y. K. y Leung C. F. (2007). Finite element analysis of tunnel-soil-pile interaction using displacement controlled model, *Tunnelling and Underground Space Technology* 22(2002) 450-466
- Chen R. P., Zhu J., Liu W. y Tang X. W. (2010). Ground movement induced by parallel tunnels in silty soils, *Tunnelling and Underground Space Technology* doi:10.1016/j.tust.2010.09.004
- Chou W. y Bobet A. (2002). Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay, *Tunnelling and Underground Space Technology* 17(2002) 3-19
- Clayton C. R. I., Van Der Berg J.P. y Thomas A. H. (2006). Monitoring and displacements at Heathrow Express terminal 4 station tunnels, *Geotechnique* 56, 323-334
- Clough G. W. Schmidt B. (1981). Design and performance of excavations and tunnels on soft clay, *Soft Clay* (Chapter 8), Brand, Brenner (Eds), Elsevier, pp 569-631
- Coulter S. Martin C.D. (2006). Effect of jet grouting on surface settlements above the Aeschertunnel, Switzerland 21 (2006) 542-553



- Consorcio Línea 12 del Metro (2010). Reporte de resultados de la instrumentación del túnel excavado con escudo, perteneciente a la Línea 12 del Metro, del sistema de transporte colectivo de la Ciudad de México, Informe interno.
- Deere, D., Peck, R., Monsees, J. y Schmidt, B. (1969). Design of tunnel liners and support systems, Final Report. Department of Civil engineering, University of Illinois, Urbana, III
- El-Nahhas F. (1992). Construction monitoring of urban tunnels and subways stations, *Tunnelling and Underground Space Technology* Vol 7, N° 4, 425-439.
- El-Nahhas F. (1992). Construction monitoring of urban tunnels and subways stations, *Tunnelling and Underground Space Technology* Vol 7, N° 4, 425-439.
- Franzius J. N., Potts D. M. y Burland J. B. (2005). The influence of soil anisotropy and K0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation, *Geotechnique* 55, 189-199
- Gioda G. y Locatelli L. (1999). Back analysis of the measurement performed during the excavation of a shallow tunnel in sand, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 23 (13), 1407-1425
- Harris, D. I., Mair F. J., Love J. P., Taylor R. N y Henderson T. O. (1994). Observation of ground surface movements resulting from tunnel excavation, *Geotechnique* 44, 691-713
- Itasca Consulting Group. (2005). *FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, User's Guide*. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Itasca Consulting Group (2009). *FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Guide*. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Ingenieros Civiles Asociados (2010). Especificación para la instalación de la instrumentación del túnel excavado con escudo, perteneciente a la Línea 12 del Metro, del sistema de transporte colectivo de la Ciudad de México, Informe elaborado para el Gobierno del Distrito Federal.
- Lee J-S. (2009). An application of three-dimensional analysis around a under construction, *Tunneling and Underground space Technology* 24 (2009) 731-738
- Leca E. (2007). ITA/AITES Report 2006: Settlements induced by tunneling in soft ground, *Tunneling and Underground space Technology* 22 (2007) 119-149



- Lu A-Z., Xu G-S., Sun F. y Sun W-Q. (2010). Elasto-plastic analysis of a circular tunnel including the effect of the axial in situ stress, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 47(2010) 50-59
- Masin D. (2009). 3D Modeling of an NATM tunnel in high K_0 clay using two different constitutive models, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000017
- Mayoral J. M., Flores F. A. y Romo M. P. (2010). Numerical analysis of a tunnel in very soft clay, *Proceedings of the Seventh International Conference on Engineering Computational Technology*, 14-17 September 2010, Valencia, España ISBN 978-1-905088-40-9
- Mayoral J., Romo M., Flores F. y Osorio L. (2009). Implicaciones del hundimiento regional del subsuelo en el Valle de México y acciones sísmicas en el comportamiento del revestimiento primario del Túnel de la Línea 12 del Metro, Informe Final Tema Específico 4.1, Informe elaborado para el Órgano Desconcentrado Proyecto Metro del Distrito Federal, GDF.
- Mayoral J., Flores F. y Romo M. (2010). Numerical Analysis of a Tunnel in Very Soft Clay, *The 7th International Conference on Engineering Computational Technology*, 14-17 September 2010, Valencia, Spain.
- Medina, L. (2000). Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudos de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid, Tesis doctoral, Universidad de La Coruña, La Coruña, España.
- Melis, M., Medina, L. and Rodriguez, J. M. (2002). Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunneling in the Madrid Metro extension, *Can. Geotech. J.* 39: 1273–1287.
- Mhroueh H. y Shahrour I. (2008). A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines, *Tunneling and Underground space Technology* 23 (2008) 38-45.
- Ng, R. M. C. y Lo, K. Y. (1985). The measurements of soil parameter relevant to tunneling in clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 375-395.



- Oteo C. y Moya J. F. (1979). Estimation of the soil parameters of Madrid in relation to the tunnel construction, Proc. 7th Euro Conf. on soil mechanics and foundation engineering, vol. 3 Brighton, pp. 239-47
- Peck R. B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground, State of the art report, Proc 7th Int. Conf. soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp. 225-90
- Reséndiz, D. y Romo, M. P. (1981). Settlements upon soft-ground tunnelings: Theoretical solution, in Soft-Ground Tunnelling: Failures and Displacements. AA Balkema, Rotterdam, March, pp 65-75
- Romo, M. P. (1983). Asentamientos inducidos por tuneleo en suelos blandos, Instituto de Ingeniería al Departamento del Distrito Federal, octubre
- Romo, M. P. (1984). Settlements induced by soft ground tunneling, International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, Vol. I. May.
- Romo, M. P. (1985). Soil movements induced by slurry shield tunneling, Session 5A, XI International Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering, , pp 172-207
- Romo, M. P. and Reséndiz, D. (1982). Observed and computed settlements in a case history, 4th Int. Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, June, Vol. 2, pp 597-604
- Romo, M. P., Díaz, C. y Reséndiz, D. (1978). Método para estimar asentamientos causados por la construcción de un túnel en suelos blandos, Informe Interno, Instituto, proyecto 8082, diciembre
- Romo M. y Echeverri G, (1996), Modelación del comportamiento de una arcilla, Memorias del II Seminario Internacional de Geotecnia, Colombia
- Rowe R. K.; Lee K. M. (1992). An evaluation of simplified techniques for estimating three-dimensional undrained ground movements due to tunneling in soft soils, Canadian Geotechnical Journal 29, 39-52.
- Sagaseta C. (1987). Evaluation of surface movements above tunnels: a new approach, Colloque ENPC Interacton Soil-Structures, Paris, pp. 445-452
- Sagaseta C., Moya J. F. y Oteo C. (1980). Estimation of ground subsidence over urban tunnels, Proc. 2nd Conference on ground movement and structure, Cardiff, pp 331-44



- Schmidt B. (1969). Prediction of settlements due to tunneling in soil: three case histories. Proc. 2nd rapid excavation tunneling conference, San Francisco, CA. pp. 80-112
- Shahrour I., Khoshnoudian F., Sadek M. y Mroueh H. (2010). Elastoplastic analysis of the seismic response of tunnels in soft soils. Tunneling and Underground space Technology 25 (2010) 478-482
- Comulada M. y Maidl U, (2010). Diseño y análisis estructural de dovelas en suelos blandos, Simposio sobre túneles y lumbreras en suelos y roca. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica y AMITOS, México
- Swoboda, G. (1979). Finite element analysis of the New Austrian Tunneling Method (NATM), Proc. of 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen. Balkema, Rotterdam, pp604-618
- Yi X., Rowe R. K. y Lee K. M. (1993). Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield, Canadian Geotechnical Journal 30, 476-490
- Yong-Joo L. (2009). Investigation of subsurface deformations associated with model tunnels in a granular mass, Tunneling and Underground space Technology 24 (2009) 654-664
- Weng M. C., Tsai L. S., Liao C. Y. y Jeng F. S. (2010). Numerical modeling of tunnel excavation in weak sandstone using a time-dependent anisotropic degradation model, Tunneling and Underground space Technology 25 (2010) 397-406
- Van Der Berg J.P., Clayton C. R. I. y Powell D. B. (2003). Displacements ahead of an advancing NATM tunnel in the London clay, Geotechnique 53, 767-784

APÉNDICE: EFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

En la ciudad de México el hundimiento regional es un problema que se observa principalmente en la zona lacustre, para fines de ingeniería civil su importancia se relaciona con las magnitudes de estos hundimientos tanto en términos totales como diferenciales. Las magnitudes de los hundimientos totales y diferenciales, dependen de los espesores de arcillas compresibles sometidas al abatimiento de presiones de poro provocados por el bombeo de agua de los acuíferos profundos, los cuales provocan el hundimiento regional. Por lo tanto, en los sitios con espesores de arcilla grandes se presentarán mayores hundimientos mientras que en las zonas de transición o de lomas con depósitos arcillosos de poco espesor o en sitios sin suelos compresibles, los hundimientos regionales serán moderados. El trazo de la Línea 12 del Metro atraviesa zonas con características geotécnicas muy variadas en las cuales los efectos del hundimiento regional se manifestarán de diferente manera. De acuerdo con la evaluación de las tendencias actuales observadas a partir de datos de nivelaciones a lo largo de la línea, el hundimiento regional tendrá implicaciones en el comportamiento de las estructuras que conforman este proyecto como son: túnel, vías y cimentaciones de las estaciones.

6.1. Asentamientos por consolidación debido a la extracción de agua

Desafortunadamente debido a la falta de información geotécnica, se realizó un análisis de asentamientos simplificado, el cual se describe a continuación.

Para poder predecir la respuesta del túnel, se estimó el asentamiento debido a la extracción de agua del subsuelo. Como condición inicial se consideró el abatimiento medido en el año 2008 (Mayoral *et al.*, 2009), y como condición final se consideró que existe un abatimiento total, es decir, que las presiones de poro son iguales a cero.

El cálculo se hizo para siete secciones de análisis presentadas en la Figura A.1. En las secciones de análisis donde ya se alcanzó la condición final previamente establecida (no hay agua), se consideró que el asentamiento por extracción de agua es igual a cero. En la Tabla A.1 se muestra la posición del nivel de aguas freáticas (NAF) para cada sección de

análisis, así como la distancia de éstas al punto de final del trazo del proyecto (cerca de la estación Mixcoac).

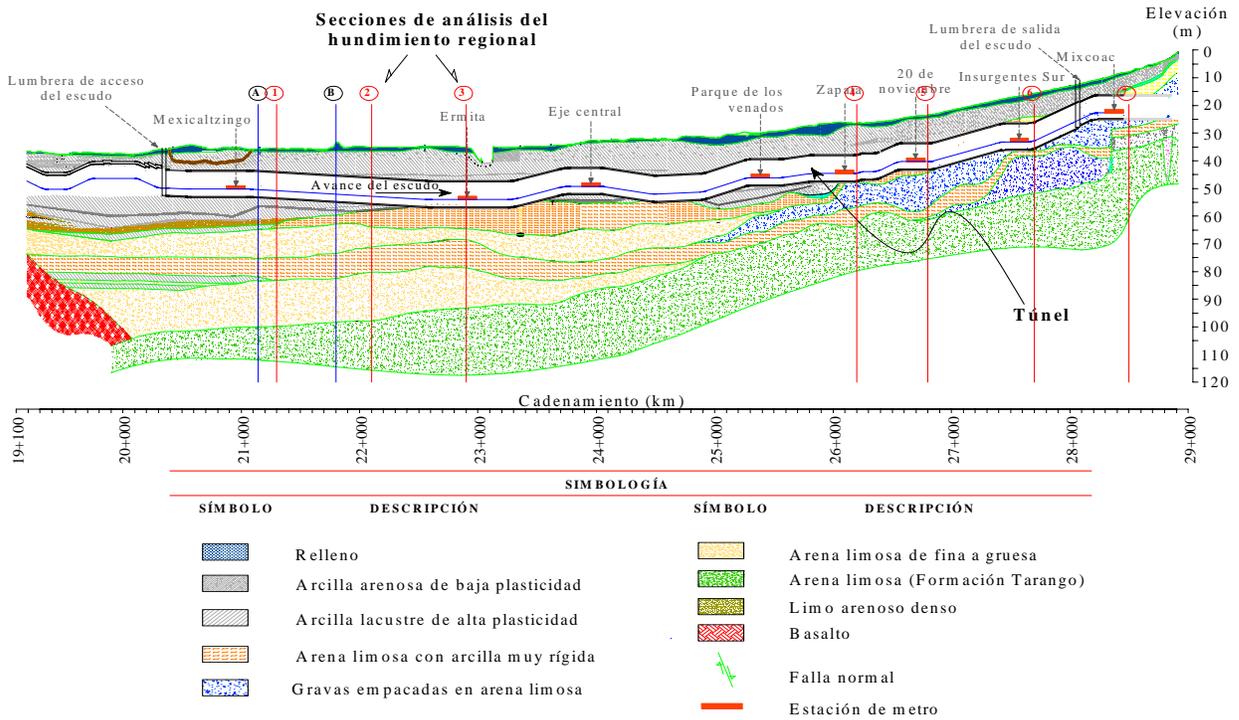


Figura A.1 Secciones de análisis para evaluar el efecto del hundimiento regional en el túnel

Tabla A.1. Nivel freático en las secciones de análisis

Sección de análisis	Distancia [m]	Posición del NAF [m]
1	7720	2.5
2	6920	2.5
3	6100	4
4	2720	12.4
5	2200	3.6
6	1300	16
7	500	no hay agua

Considerando la estratigrafía para cada sección de análisis presentada por Mayoral *et al*, 2009, donde se señala la posición de los estratos arcillosos, se estableció que para las estaciones 4, 6 y 7 el abatimiento era total, para las condiciones actuales.

Para las secciones de análisis donde había una condición inicial de presión de poro, se propusieron substratos dentro de los estratos de arcilla y utilizando la expresión A.1 se calcularon los asentamientos de cada substrato, para posteriormente obtener la suma de estos valores, que equivale al asentamiento total en ese depósito.

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} (H_E) \quad (\text{A.1})$$

Donde H_E es el espesor del estrato, e_0 es el valor de la relación de vacíos en la condición inicial y Δe es el cambio en el valor de la relación de vacíos. Estos valores corresponden a los asentamientos calculados en la superficie del terreno.

En las tablas A.2 a A.6 se muestran los parámetros del suelo empleados en el cálculo de los asentamientos para cada sección de análisis. Los valores de la relación de vacíos e se obtuvieron de las curvas de compresibilidad dadas para los depósitos de suelo de cada sección de análisis (Mayoral *et al.*, 2009).

Tabla A.2 Asentamientos calculados para la sección 1

Estrato		Espesor	Peso volumétrico, γ	Presión de poro, u	Δe	e_0	ΔH
De (m)	A(m)	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	(1)	(1)	(m)
2.5	9.5	7.0	1.30	3.5	0.300	7.630	0.2433
9.5	13.5	4.0	1.20	9	0.850	8.300	0.3656
13.5	15.5	2.0	1.25	11.5	0.120	3.900	0.0490
15.5	18	2.5	1.10	10.5	0.040	7.850	0.0113
18	20.5	2.5	1.25	7.5	0.130	5.780	0.0479
20.5	22.5	2.0	1.30	5.5	0.020	4.090	0.0079
22.5	29	6.5	2.30	1.5	0.012	1.875	0.0271



Tabla A.3 Asentamientos calculados para la sección 2

Estrato		Esesor	Peso volumétrico, γ	Presión de poro, u	Δe	e_0	ΔH
De (m)	A(m)	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	(1)	(1)	(m)
2.5	9.5	7.0	1.30	3.5	0.300	7.650	0.2428
9.5	13	3.5	1.40	8.8	0.950	8.250	0.3595
13.5	17	3.5	1.20	11.5	0.120	3.880	0.0861
17	18	1.0	1.20	10.0	0.200	7.850	0.0226
18	21.5	3.5	1.20	7.3	0.080	5.730	0.0416
21.5	23	1.5	1.21	4.5	0.020	4.090	0.0059
23	23.5	0.5	1.30	3.2	0.004	1.885	0.0007

Tabla A.4 Asentamientos calculados para la sección 3

Estrato		Esesor	Peso volumétrico, γ	Presión de poro, u	Δe	e_0	ΔH
De (m)	a (m)	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	-	-	(m)
4	8	4.0	1.30	1.0	0.010	1.440	0.0164
8	9.5	1.5	1.15	2.1	0.190	7.700	0.0328
9.5	11.5	2.0	1.15	3.3	0.170	5.270	0.0542
11.5	14	2.5	1.20	4.4	0.110	3.690	0.0586
14	17	3.0	1.20	4.3	0.001	1.695	0.0007
17	21.5	4.5	1.20	2.6	0.100	6.750	0.0581

Tabla A.5 Asentamientos calculados para la sección 5

Estrato		Esesor	Peso volumétrico, γ	Presión de poro, u	Δe	e_0	ΔH
De (m)	a (m)	(m)	(t/m ³)	(t/m ²)	-	-	(m)
3.6	5	1.4	1.45	0.5	0.005	1.465	0.0028
5	6	1.0	1.92	1.0	0.010	1.460	0.0041
6	9	3.0	1.45	2.0	0.010	1.390	0.0126
9	12.5	3.5	1.45	3.5	0.010	2.780	0.0093
12.5	17	4.5	1.73	5.0	0.150	2.750	0.1800
17	20.35	3.4	1.75	5.0	0.100	2.525	0.0950

Con estos asentamientos calculados en las diferentes secciones de análisis, se puede tener una idea de la magnitud de los asentamientos diferenciales que se presentarán a lo largo del túnel sobre la superficie del terreno. En la Tabla A.6 se indican los asentamientos totales en cada sección de análisis, mientras que en la Figura A.2 se muestra un esquema de estos asentamientos y las distorsiones en el trazo del proyecto. Los asentamientos diferenciales máximos se obtuvieron entre la sección 2 y 3 y son de 54 cm, para la distancia entre estos puntos (820 m) se tiene una distorsión pequeña de 0.00066. Los asentamientos que sufre la base del túnel fueron calculados como la suma de los asentamientos que presentan los estratos compresibles que se ubican debajo del túnel. En la Tabla A.7 se indican los asentamientos totales en cada sección de análisis en la base del túnel, así como las distorsiones producto de estos asentamientos. Como se puede observar, los asentamientos diferenciales máximos se obtuvieron entre la sección 2 y 3 y son de 4.8 cm, para la distancia entre estos puntos (820 m) se tiene una distorsión muy pequeña de 0.00006, mismo que puede ser tomado por el revestimiento primario del túnel.

Tabla A.6 Asentamientos totales en las secciones de análisis

Sección	Distancia [m]	Asentamientos [m]	Distorsiones
1	7720	0.752	0.00001
2	6920	0.759	0.00066
3	6100	0.221	0.00007
4	2720	0.000	0.00058
5	2200	0.304	0.00034
6	1300	0.000	0.00000
7	500	0.000	-

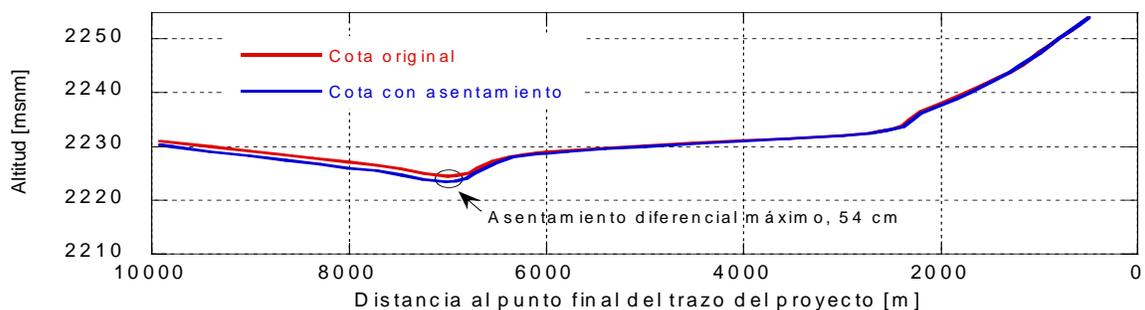
**Figura A.2 Asentamientos totales en las secciones de análisis**

Tabla A.7 Asentamientos totales en las secciones de análisis en la base del túnel

Sección	Distancia [m]	Asentamientos [m]	Distorsiones
1	7720	0.083	0.00004
2	6920	0.048	0.00006
3	6100	0.000	0.00000
4	2720	0.000	0.00005
5	2200	0.025	0.00003
6	1300	0.000	0.00000
7	500	0.000	-

Conclusiones:

Con los asentamientos calculados en las diferentes secciones de análisis, se puede tener una idea de la magnitud de los asentamientos diferenciales que se presentarán a lo largo del túnel, observándose un asentamiento total máximo en la superficie del terreno de 75.9 cm. Los asentamientos diferenciales máximos se obtuvieron entre las secciones 2 y 3, y son de 54 cm y 4 cm, para la superficie del terreno y la base del túnel respectivamente. Para estos asentamientos se obtuvieron distorsiones pequeñas de 0.00066 y 0.00006, que podrían ser tomadas exclusivamente por el revestimiento primario para las condiciones de análisis consideradas, sin embargo es conveniente realizar estudios específicos contando con las propiedades hidráulicas del suelo que se presentan a todo lo largo del túnel.