



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

**METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE
CONEXIONES TÚNEL-LUMBRERA Y TÚNEL-TÚNEL EN
SUELOS BLANDOS SOMETIDOS A HUNDIMIENTO
REGIONAL**

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

PRESENTA:
ING. SERGIO FELIPE ZALDIVAR REYES

TUTOR PRINCIPAL
DR. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F., JUNIO DE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
Secretario: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Vocal: DR. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO
1^{er}. Suplente: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO
2^{d o}. Suplente: DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO

FIRMA

A las personas que con su amor, su ejemplo y confianza me motivan todos los días:

*Mi Madre, Teresa Reyes Manuel;
mi hermano, Carlos Zaldivar;
mi sobrino, Carlitos Zaldivar;
mi padre, Felipe Zaldivar;
mis abuelos:
Librada Manuel,
Fernando Zaldivar†
y Pedro Reyes†;
mi primo Gelasio Reyes†;
y mi amigo José María Reyes Mariano.*

Ella entonces - ahora, dentro de un momento - se vuelve, simplemente se vuelve. Me mira. La inminencia de su rostro, de toda su juventud plantada ante mí, mirándome seria y enardecida... Y sonrío. Me lanzo sobre ella, aprisionándola, abrazándola. Deja de sonreír. Siento como vibra junto a mí. En un instante la despojo de sus ropas, tiro también las mías. Bajo hasta sus pies, beso sus rodillas, aprieto todo su cuerpo que se estremece. Desnudos y abrazados rodamos por el suelo. Beso su pelo, su cuello, su espalda. Me fundo con su cuerpo que emite una convulsión silenciosa. Todos mis miedos, todos mis deseos se unen a los suyos. Así, mientras somos los dos uno solo, levanto mi cabeza sobre su espalda. Veo su cuello, resplandeciente, sus cabellos iluminados. Alzo más mis ojos y la veo a ella. La veo a ella...

Reinaldo Arenas (1943-1990)

Agradecimientos

Infinitos son los hombres que forman el espíritu científico y humano de uno solo, en mi caso, los que han dado forma al mío son:

Juan Félix Rodríguez Rebolledo, por la paciencia que mostró para conmigo, por la confianza, por los comentarios que hicieron que este trabajo salga a la luz, por su exigencia y por su comprensión;

Gabriel Auvinet Guichard, agradezco infinitamente la segunda oportunidad que me dio al acogerme en el Instituto de Ingeniería de la UNAM;

José Luis Flores Silva, mi profesor de cálculo vectorial (el mejor profesor que he tenido en mi vida académica). Me mostró que es un placer abordar y resolver los problemas ingenieriles desde un punto de vista tridimensional;

Óscar Luna González, por compartir sus conocimientos de Ingeniería conmigo, por ayudarme a desarrollar mi capacidad para plantear y resolver problemas, por enseñarme que los modelos numéricos son una herramienta para describir la realidad pero que no la constituyen;

María del Socorro Esteves Carmona, por poner un espejo delante de mí y ayudarme a descubrir quién soy;

Gerson Uribe Viquez, por ser mi amigo desde hace más de diez años;

Miriam Mora García, por estar conmigo en los momentos importantes de la vida;

Cupertino García Flores, por ser un excelente ser humano y un mejor amigo;

Alma Rosa Pineda Contreras, por estar siempre dispuesta a escucharme y por mostrarme que la vida se torna sencilla cuando ponemos nuestro esfuerzo en lo que hacemos;

Blanca Adelina Nava López, por brindarme su apoyo y su paciente escucha en los incontables momentos de flaqueza que tuve a lo largo del desarrollo de este trabajo;

Raisa Sánchez Alvineda, por hacer que los paseos vespertinos por el centro de la ciudad de México sean un verdadero placer.



METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES TÚNEL-LUMBRERA Y TÚNEL-TÚNEL EN SUELOS BLANDOS SOMETIDOS A HUNDIMIENTO REGIONAL

ÍNDICE

RESUMEN	1
INTRODUCCIÓN	3
1. ANTECEDENTES.....	5
1.1 Aspectos generales de las obras subterráneas en suelos blandos.....	5
1.1.1 Túneles.....	5
1.1.1.1 Reseña histórica.....	5
1.1.1.2 Procesos constructivos.....	17
1.1.1.3 Criterios de análisis y diseño	19
1.1.2 Lumbreras	28
1.1.2.1 Reseña histórica.....	28
1.1.2.2 Procesos constructivos.....	33
1.1.2.3 Criterios de análisis y diseño	41
1.1.3 Conexiones.....	47
1.1.3.1 Tipos de conexiones	47
1.1.3.2 Criterios de análisis y diseño	49
1.2 Problemática inducida por el fenómeno de hundimiento regional en la zona lacustre de la ciudad de México	51
1.2.1 Marco geotécnico de la zona lacustre de la ciudad de México.....	51
1.2.2 Descripción del fenómeno de hundimiento regional	54
1.2.3 Impacto del hundimiento regional en las obras subterráneas	59
1.2.3.1 Problemática generada en túneles.....	59
1.2.3.2 Problemática generada en lumbreras	61
1.2.3.3 Problemática generada en conexiones	62
1.3 Modelado de estructuras subterráneas mediante el Método de las Diferencias Finitas (MDF)	63
1.3.1 Planteamiento.....	63
1.3.2 MDF aplicado a problemas geotécnicos	63
1.3.3 Modelos constitutivos para describir el comportamiento de los materiales	68
1.3.3.1 Modelo Elástico Isotrópico.....	69
1.3.3.2 Modelo Mohr-Coulomb (MMC)	69
1.3.3.3 Modelo Cam-Clay Modificado (CCM)	70
1.3.4 Modelado del fenómeno de hundimiento regional	71
1.3.5 Modelado de la interfaz suelo-estructura.....	72

2. METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES MEDIANTE EL MDF	77
2.1 Planteamiento	77
2.2 Características generales del problema.....	77
2.2.1 Dimensiones.....	77
2.2.2 Elementos estructurales	77
2.2.3 Estructuras colindantes superficiales y subterráneas	78
2.3 Definición del modelo geotécnico	79
2.3.1 Estratigrafía.....	79
2.3.2 Propiedades de los estratos	79
2.3.3 Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas	79
2.4 Desarrollo del modelo numérico	80
2.4.1 Generación de la malla de diferencias finitas	80
2.4.2 Definición de las condiciones de frontera.....	80
2.4.3 Selección del modelo constitutivo a emplear.....	81
2.4.4 Definición y ejecución de las etapas de análisis	81
2.5 Interpretación de Resultados	82
3. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA: CONEXIÓN LUMBRERA-TÚNEL DE LA LÍNEA 12 DEL METRO DE LA CD. DE MÉXICO	85
3.1 Planteamiento	85
3.2 Descripción general del proyecto	85
3.3 Modelo geotécnico considerado.....	91
3.3.1 Estratigrafía.....	91
3.3.2 Propiedades de los estratos	93
3.3.3 Condiciones piezométricas y estado inicial de esfuerzos	96
3.4 Modelo numérico desarrollado	97
3.4.1 Planteamiento.....	97
3.4.2 Malla de diferencias finitas y condiciones de frontera	98
3.4.3 Modelos constitutivos empleados	99
3.4.4 Casos estudiados y etapas de análisis	100
3.5 Resultados obtenidos.....	101
3.5.1 Desplazamientos	101
3.5.2 Esfuerzos y elementos mecánicos obtenidos	107
3.5.3 Conclusiones	117
CONCLUSIONES GENERALES	121
BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	125



A. TÚNELES: PROCESOS CONSTRUCTIVOS Y METODOLOGÍAS DE DISEÑO..... 131

B. MODELOS CONSTITUTIVOS EN SUELOS BLANDOS Y PARÁMETROS QUE INTERVIENEN 165

C. EJEMPLO DE GENERACIÓN DE MALLA DE DIFERENCIAS FINITAS MEDIANTE EL PROGRAMA FISH..... 185

D. OBTENCIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES 197

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1.1.** Reconstrucción del túnel bajo el Éufrates en Babilonia. Basada en los textos de Diodoro de Sicilia, Heródoto y Estrabón (Juncà, 1990)
- Figura 1.1.2.** Túnel para conducción de agua construido por los griegos en la Isla de Samos en el S. VI a.C
- Figura 1.1.3.** Sistema de bombeo de tres tiempos empleado en el S XI para contralar el flujo de agua en minas (tomado de Shelton, *et al.* 1956)
- Figura 1.1.4.** Túneles de Harecastle, izquierda túnel construido por Telford (1783) y derecha túnel construido por James Bradley (1777)
- Figura 1.1.5.** Esquematzación del escudo empleado por Brunel en la construcción del túnel del Támesis
- Figura 1.1.6.** Esquematzación del escudo con aire comprimido desarrollado por Sir. B. Baker y J. H. Greathead en 1880
- Figura 1.1.7.** Ingreso del robot Tlaloque I al túnel localizado bajo el Templo de Quetzalcóatl
- Figura 1.1.8.** Vista del túnel localizado bajo el Templo de Quetzalcóatl una vez realizados los trabajos de remoción del relleno interior
- Figura 1.1.9.** Perfil del canal de Huehuetoca. De izquierda a derecha se aprecian los niveles de los lagos de Texcoco, San Cristóbal y Zumpango, y la barranca de desfogue del túnel excavado por Enrico Martínez
- Figura 1.1.10.** Diagrama del proceso constructivo empleado para la construcción del Túnel de Tequisquiac
- Figura 1.1.11.** Escudo con rejilla empleado durante la construcción del Emisor Central de la ciudad de México
- Figura 1.1.12.** Esquematzación de la falla acaecida durante la construcción del túnel para el Emisor Oriente en un tramo localizado dentro de la zona de lago de la ciudad de México (Moreno y Schmitter, 1981)
- Figura 1.1.13.** Interior del Túnel Emisor Oriente de la ciudad de México, actualmente en construcción
- Figura 1.1.14.** Escudo de presión de tierras balanceadas (EPB) empleado para la construcción del Túnel Emisor Oriente en la ciudad de México
- Figura 1.1.15.** Escudo de presión de tierras balanceadas (EPB) empleado para la construcción de la Línea 12 del STCM de la ciudad de México
- Figura 1.1.16.** Diagrama general de un escudo de presión de tierras balanceadas (EPB)
- Figura 1.1.17.** Evolución de desplazamientos a lo largo del túnel inducidos por el empleo de escudos (Lombardi, 2011)
- Figura 1.1.18.** Ejemplos de daños en superficie ocasionados por fallas de frente durante la construcción del túnel
- Figura 1.1.19.** Ejemplificación de la evaluación de estabilidad en el frente mediante el empleo de modelos numéricos tridimensionales
- Figura 1.1.20.** Riesgo de inestabilidad en suelos heterogéneos y altamente permeables; se hace necesario el empleo de aditivos para garantizar la estabilidad de la excavación
- Figura 1.1.21.** Ilustración del método de las curvas características
- Figura 1.1.22.** Cargas impuestas por el suelo al revestimiento
-

-
- Figura 1.1.23.** Factores considerados en la deformación del túnel que influyen en los desplazamientos generados en superficie
- Figura 1.1.24.** Distribución tridimensional de asentamientos en superficie inducidos durante la construcción de túneles
- Figura 1.1.25.** Afectaciones en estructuras superficiales debidas a la construcción del túnel, (Mair, 2011)
- Figura 1.1.26.** Carta que correlaciona la relación de deflexión y la magnitud de las deformaciones de tensión con el nivel de daño de las edificaciones, Mair (2011)
- Figura 1.1.27.** Secciones típicas de lumbreras construidas en suelos
- Figura 1.1.28.** Esquemas de la lumbrera del Támesis, primera construida en suelos blandos mediante el método que actualmente se conoce como pozo indio
- Figura 1.1.29.** Esquematación de la falla de la lumbrera 6 del Interceptor Oriente
- Figura 1.1.30.** Esquematación de la falla de la lumbrera 7 del Interceptor Oriente
- Figura 1.1.31.** Falla de la Lumbrera 6 del Interceptor Río de los Remedios
- Figura 1.1.32.** Caso de emersión aparente ocasionada por el fenómeno de hundimiento regional en lumbreras construidas en la ciudad de México
- Figura 1.1.33.** Caso de emersión aparente ocasionada por el fenómeno de hundimiento regional en lumbreras construidas en la ciudad de México
- Figura 1.1.34.** Caso de emersión aparente ocasionada por el fenómeno de hundimiento regional en lumbreras construidas en la ciudad de México
- Figura 1.1.35.** Esquematación del procedimiento constructivo de lumbreras con empleo de Muro Milán
- Figura 1.1.36.** Hidrofesa empleada en la excavación para la construcción de Muros Milán de lumbreras profundas
- Figura 1.1.37.** Esquematación del procedimiento Lumbrera Flotada
- Figura 1.1.38.** Vista de la colocación del tanque de flotación (Auvinet y Rodríguez, 2010)
- Figura 1.1.39.** Cimbrado, armado y colocado de la losa de fondo
- Figura 1.1.40.** Esquematación del procedimiento con base en anillos prefabricados
- Figura 1.1.41.** Idealización del mecanismo de falla de fondo en suelos blandos
- Figura 1.1.42.** Idealización del mecanismo de falla por supresión
- Figura 1.1.43.** Fuerzas actuantes para el análisis de la falla por flotación
- Figura 1.1.44.** Tipos comunes de conexión túnel-lumbrera
- Figura 1.1.45.** Tipos comunes de conexión túnel-túnel
- Figura 1.1.46.** Generación de desplazamientos relativos entre las estructuras que conforman la conexión (Guofeng, *et al.*, 2010)
- Figura 1.1.47.** Degeneración de un problema tridimensional de interacción suelo-estructuras subterráneas a un problema bidimensional abordado desde un punto de vista estructural, tendencia actual de análisis
- Figura 1.2.1.** Principales formaciones geológicas del Valle de México (Mooser, *et al.*, 1996)
- Figura 1.2.2.** Zonificación geotécnica de la ciudad de México (GDF, 2004)
- Figura 1.2.3.** Perfiles estratigráficos del área urbana de la ciudad de México (Marsal, 1975)
- Figura 1.2.4.** Evolución del hundimiento regional
- Figura 1.2.5.** Velocidades de Hundimiento Regional de la Zona Metropolitana del Valle de México para el período 1998-2002 (Laboratorio de Geoinformática, I. de I, UNAM)
- Figura 1.2.6.** Extracción de agua y hundimiento en el CCM, Lesser y Cortés (1998)
-



- Figura 1.2.7.** Deformación del cajón de la Línea A del metro de la ciudad de México atribuible al fenómeno de hundimiento regional
- Figura 1.2.8.** Emersión aparente de estructuras cimentadas mediante pilotes
- Figura 1.2.9.** Daños generados en la antigua Basílica de Guadalupe, influencia del cerro del cerro del Tepeyac y el hundimiento regional
- Figura 1.2.10.** Emersión aparente de estructuras sobrecompensadas
- Figura 1.2.11.** Modificación de avenidas generada por el hundimiento regional
- Figura 1.2.12.** Reparaciones emergentes para mitigar el impacto del hundimiento regional en obras viales
- Figura 1.2.13.** Aumento en la magnitud del momento flexionante máximo en el revestimiento definitivo del túnel debido al hundimiento regional (Después de Joubert, 2011)
- Figura 1.2.14.** Evolución del hundimiento en el colector central de la ciudad de México
- Figura 1.2.15.** Problemática generada en túneles por el hundimiento regional, modificada a partir de Phien-wej, *et al.*, (2006)
- Figura 1.2.16.** Condiciones prevalecientes debajo de una excavación en un estrato compresible (Auvinet, *et al.*, 2010)
- Figura 1.3.1.** Ciclo del procedimiento básico de cálculo implementado en Flac3D
- Figura 1.3.2.** Tetraedro, elemento básico de la malla de diferencias finitas
- Figura 1.3.3.** Modelos constitutivos implementados en Flac3D
- Figura 1.3.4.** Superficie de fluencia establecida por el criterio de falla Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales
- Figura 1.3.5.** Criterio de falla para el modelo Cam-Clay
- Figura 1.3.6.** Isócronas obtenidas mediante la ecuación 1.3.27
- Figura 1.3.7.** Distribución de áreas representativas para los nodos de la interfaz (Itasca, 2009)
- Figura 1.3.8.** Componentes del modelo constitutivo de la interfaz (Itasca, 2009)
- Figura 1.3.9.** Comportamiento de la interfaz en función de la magnitud de la fuerza normal
- Figura 1.3.10.** Comportamiento de la interfaz en función de la magnitud de la fuerza cortante
- Figura 2.2.1.** Empleo de elementos interfaz para la simular la interacción entre los revestimientos primario y definitivo
- Figura 2.4.1.** Condición de simetría en el análisis de conexiones
- Figura 2.5.1.** Modelado de revestimiento primario y definitivo
- Figura 3.2.1.** Trazo de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México
- Figura 3.2.2.** Trazo de la línea 12 del STCM en el contexto de la zonificación geotécnica del Valle de México
- Figura 3.2.3.** Trazo de la línea 12 del STCM en el contexto de las curvas de igual hundimiento regional del Valle de México (Laboratorio de Geoinformática, Instituto de Ingeniería UNAM)
- Figura 3.2.4.** Vistas de la Lumbrera de Transición entre el tramo de cajón subterráneo y el túnel circular
- Figura 3.2.5.** Vistas de la Lumbrera de Transición entre el tramo de cajón subterráneo y el túnel circular
- Figura 3.2.6.** Vista esquemática de las secciones de la Lumbrera de Transición entre el tramo de cajón subterráneo y el túnel circular
- Figura 3.2.7.** Vista esquemática del mejoramiento realizado en la transición Lumbrera - Túnel
- Figura 3.3.1.** Perfil estratigráfico de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México

-
- Figura 3.3.2.** Perfiles de contenido de agua representativos de la serie estratigráfica adyacente a la Lumbrera
- Figura 3.3.3.** Perfiles de contenido de agua representativos de la serie estratigráfica adyacente a la Lumbrera
- Figura 3.3.4.** Propiedades de la Costra Seca
- Figura 3.3.5.** Propiedades de la Formación Arcillosa
- Figura 3.3.6.** Propiedades de la Capa Dura
- Figura 3.3.7.** Propiedades de la Capa Dura
- Figura 3.3.8.** Condiciones piezométricas
- Figura 3.3.9.** Estado de esfuerzos efectivos del tramo en estudio
- Figura 3.4.1.** Malla de diferencias finitas empleada en el análisis de la conexión Lumbrera-Túnel
- Figura 3.4.2.** Malla de diferencias finitas empleada en el análisis de la conexión Lumbrera-Túnel
- Figura 3.5.1.** Malla deformada y curvas de isovalores de los desplazamientos totales obtenidos
- Figura 3.5.2.** Vista de la malla deformada en la zona de conexión Lumbrera-Túnel para la etapa de simulación del Hundimiento Regional
- Figura 3.5.3.** Malla deformada y curvas de isovalores de los desplazamientos totales obtenidos en las estructuras
- Figura 3.5.4.** Malla deformada y curvas de isovalores de los desplazamientos totales obtenidos en la conexión
- Figura 3.5.5.** Desplazamientos generados a lo largo del túnel
- Figura 3.5.6.** Convergencias en el túnel como función de la distancia a la conexión
- Figura 3.5.7.** Distribución de esfuerzos principales mayores para cada uno de los casos analizados [Pascuales]
- Figura 3.5.8.** Plano ortogonal al eje del túnel para el cual se analizan los elementos mecánicos generados
- Figura 3.5.9.** Esfuerzo normal, $\sigma_{\theta\theta}$, del suelo adyacente al revestimiento primario del túnel
- Figura 3.5.10.** Esfuerzo cortante, $\tau_{r\theta}$, del suelo adyacente al revestimiento primario del túnel
- Figura 3.5.11.** Fuerza normal, $N_{\theta\theta}$, actuante en el revestimiento primario del túnel
- Figura 3.5.12.** Fuerza cortante, V_{rr} , actuante en el revestimiento primario del túnel
- Figura 3.5.13.** Momento Flexionante, M_{xx} , actuante en el revestimiento primario del túnel
- Figura 3.5.14.** Fuerza normal, $N_{\theta\theta}$, actuante en el revestimiento definitivo del túnel
- Figura 3.5.15.** Fuerza cortante, V_{rr} , actuante en el revestimiento definitivo del túnel
- Figura 3.5.16.** Momento Flexionante, M_{xx} , actuante en el revestimiento definitivo del túnel
-



LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1.1. Límite de distorsión angular (Wahls, 1981)

Tabla 1.2.1. Valores medios de las propiedades mecánicas de la arcilla de la ciudad de México (Marsal, 1975)

Tabla 3.2.1. Secciones de las diferentes soluciones adoptadas en el diseño y construcción de la Línea 12 del STCM de la ciudad de México

Tabla 3.3.1. Valores medios y su desviación estándar asociados al Cad. 20+383 (SM-22)

Tabla 3.3.2. Propiedades medias de los estratos considerados

Tabla 3.4.1. Propiedades consideradas para el modelo Cam-Clay Modificado

Tabla 3.4.2. Propiedades consideradas para los elementos estructurales

Tabla 3.4.3. Propiedades consideradas para la zona de mejoramiento



RESUMEN

Se presenta una metodología para cuantificar el incremento de cargas que se tendrá sobre las obras subterráneas cuando se sumen los efectos del hundimiento regional y la presencia de una conexión túnel-túnel y/o túnel-lumbrera. La metodología propuesta toma como base la aplicación de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas, lo cual permite considerar el comportamiento de los elementos estructurales, modelar la consolidación del suelo por el fenómeno de hundimiento regional, tomar en cuenta el comportamiento del suelo mediante un modelo constitutivo avanzado y analizar la influencia de cualquier refuerzo y/o proceso de mejoramiento colocado en la zona de conexión.

Con la metodología propuesta y con el modelo numérico mencionado, se estudió el caso particular de la conexión túnel lumbrera de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro de la ciudad de México. Dicha conexión se localiza en el km 20+300 y está formada por tres estructuras: un túnel de 10m de diámetro, una lumbrera rectangular y un cajón.

A partir de los análisis realizados se generan las siguientes conclusiones principales: 1) el fenómeno de hundimiento regional induce cargas adicionales en el revestimiento de túneles, mismas que se incrementan aún más cuando se tiene la influencia de una conexión túnel-túnel y/o túnel lumbrera, 2) el caso más crítico en una conexión se tendrá cuando se considera que existe continuidad estructural; por tanto, se debe admitir que se presente un desplazamiento relativo entre las estructuras que intervienen en la conexión, y 3) para evitar concentraciones de esfuerzos inducidos por la presencia de la conexión, y garantizar que entre las estructuras que intervienen no se desarrolle una separación excesiva; es necesario considerar una zona de transición, la cual debe permitir que las estructuras involucradas en la conexión sigan de manera paulatina al hundimiento regional.



INTRODUCCIÓN

Debido al avance tecnológico en las técnicas constructivas desarrolladas en las últimas décadas en los proyectos de obras subterráneas, cada día se desarrollan proyectos más grandes y más profundos en suelos con propiedades de resistencia y compresibilidad tan desfavorables, como las arcillas lacustres de la ciudad de México.

Considerado como uno de los proyectos de obras subterráneas en suelos más grandes del mundo, actualmente se construye en la ciudad de México, el Túnel Emisor Oriente, el cual está formado por 24 lumbreras cilíndricas de hasta 150m de profundidad y un túnel de 7m de diámetro que tendrá una longitud total de 62km. Asimismo, para la recién terminada Línea 12 del metro de la ciudad de México se construyó un túnel, también en suelos lacustres, de hasta 8.7m de diámetro. Debido a la magnitud e importancia de estas obras, se hace cada vez más necesario el empleo de herramientas más avanzadas para el estudio de problemas complejos como es el comportamiento de la interacción entre las conexiones lumbrera-túnel o túnel-túnel y el suelo. En la ciudad de México, el estudio de las conexiones resulta aún más complejo ya que, además de considerar los efectos de la construcción de las estructuras involucradas, es necesario tomar en cuenta el efecto de la consolidación del medio debido al bombeo de agua de los estratos permeables profundos (hundimiento regional).

Los estudios hasta ahora realizados en torno a la determinación del impacto del hundimiento regional sobre las obras subterráneas, se han efectuado marcando una clara distinción entre túneles (Equihua, 2000; Flores, 2010; Rodríguez *et al.* 2010) y lumbreras (Alberro y Hernández, 2000; Zemva, 2010; Auvinet, *et al.*, 2010). No obstante, se ha comprobado que, al menos durante la construcción, se inducen esfuerzos adicionales en la zona de conexión túnel-túnel y/o túnel-lumbrera atribuibles a la interacción de las estructuras principales (Hsiao, *et al.*, 2009; Nonomura, *et al.*, 2004; Guofeng, *et al.*, 2010). A pesar de las investigaciones ya efectuadas, se carece de una metodología que permita cuantificar el incremento de cargas que se tendrá sobre las obras subterráneas cuando se sumen los efectos del hundimiento regional y la presencia de una conexión túnel-túnel y/o túnel-lumbrera.

El presente trabajo tiene como objetivo establecer una metodología de análisis para el diseño geotécnico de conexiones, túnel-túnel y/o túnel-lumbrera, en suelos blandos sometidos al proceso de hundimiento regional.

La metodología propuesta toma como base la aplicación de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas. Este método permite considerar el comportamiento de los elementos estructurales, modelar la consolidación del suelo por el fenómeno de hundimiento

regional, tomar en cuenta el comportamiento del suelo mediante un modelo constitutivo avanzado y analizar la influencia de cualquier refuerzo y/o proceso de mejoramiento colocado en la zona de conexión.

En el Capítulo 1 presenta el marco teórico, el cual se dividió en tres temas principales: el primero tiene como objetivo señalar los aspectos generales que se consideran en el diseño y construcción de obras subterráneas en suelos blandos; el segundo se plantea la problemática inducida por el fenómeno del hundimiento regional en la zona lacustre de la ciudad de México; y en el tercero, se plantea el marco conceptual para modelar, mediante el Método de Diferencias Finitas (MDF), la interacción de estructuras subterráneas en suelos blandos sujetos al fenómeno del hundimiento regional.

En el Capítulo 2 se expone la metodología propuesta para evaluar el comportamiento de conexiones mediante el MDF. Se presentan recomendaciones para seleccionar el modelo constitutivo a emplear, generar la malla de diferencias finitas, definir y ejecutar las etapas de análisis e interpretar los resultados.

En el Capítulo 3 se presenta la aplicación de la metodología propuesta a una conexión túnel-lumbrera que pertenece a la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro (STCM) de la ciudad de México. Dicha conexión se localiza en el km 20+300 y está formada por tres estructuras: un túnel de 10m de diámetro, una lumbrera rectangular y un cajón.

Finalmente, se presentan las conclusiones, comentarios y recomendaciones, acordes con los resultados obtenidos en los capítulos precedentes.



1. ANTECEDENTES

1.1 Aspectos generales de las obras subterráneas en suelos blandos

1.1.1. Túneles

1.1.1.1. Reseña histórica

En el presente subcapítulo se presenta una reseña histórica de aquellos túneles que, en occidente, han marcado la línea evolutiva de los métodos constructivos y de diseño de obras subterráneas. Asimismo, se enfatiza la experiencia adquirida en las arcillas blandas de la ciudad de México. Las referencias empleadas son las siguientes: AMITOS (2012), Guglielmetti *et al.* (2008), Széchy (1967), DDF (1975), Beaver (1973), Juncà (1990) y Shelton, *et al.* (1956).

La estructura subterránea más antigua de la cual se tenga registro se construyó hace más de 4000 años bajo el reinado de la Reina Semíramis, en Babilonia. El túnel tuvo como objetivo pasar por debajo del río Éufrates para comunicar el palacio real con el templo de Jove. La longitud del túnel fue de 1km y tenía una sección transversal de dimensiones de 3.6m por 4.5m. Durante su construcción se desvió el cauce del río Éufrates y el túnel se construyó con el método que hoy conocemos como cielo abierto, **Figura B.1.1**.

En el siglo VII a. C se construyó un túnel de 1.8m de altura para transportar agua desde el manantial de Gihon hasta la ciudad de Jerusalén. Este túnel atravesó un macizo rocoso y su longitud fue de 530m. El avance se realizó de manera simultánea en ambos extremos del túnel, la unión se presentó en un punto intermedio del trazo después de varios intentos, en los cuales los trabajadores en un frente de avance tomaban como referencia el ruido producido por la excavación en el frente contrario.

En la Isla de Samos, hace aproximadamente 2600 años, se construyó un túnel con el propósito de abastecer de agua a la capital de la ciudad. La construcción estuvo a cargo del ingeniero Eupalinos. El túnel tiene una longitud de 1.5km y una sección cuadrada de aproximadamente 1.8m por lado, **Figura B.1.2**.

Durante la edad media los ingenieros se vieron en la necesidad de construir túneles en castillos y fortalezas únicamente con fines militares. Los métodos constructivos tenían como base

el uso del fuego y del agua para excavar en roca; y, pico y pala en cualquier otro tipo de material. En términos generales, en la edad media, el método de construcción consistía en calentar la roca y súbitamente aplicarle agua a bajas temperaturas para inducir que se fracturara debido al cambio de temperatura.

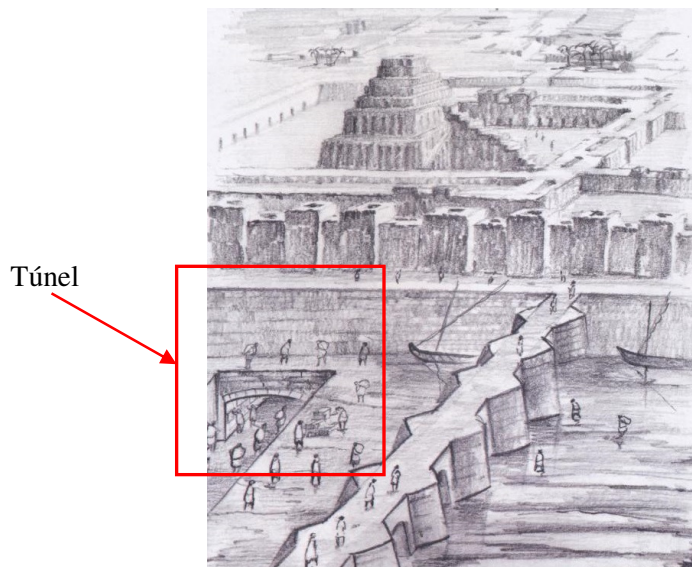


Figura B.1.1 Reconstrucción del túnel bajo el Éufrates en Babilonia. Basada en los textos de Diodoro de Sicilia, Heródoto y Estrabón (Juncà, 1990)



Figura B.1.2 Túnel para conducción de agua construido por los griegos en la Isla de Samos en el S. VI a.C

Por otro lado, en el siglo XI la explotación de recursos minerales conllevó al desarrollo de un sistema de bombeo de tres tiempos para resolver la problemática inducida por el flujo de agua en excavaciones subterráneas, **Figura B.1.3**.

Posteriormente, hacia el año 1400, en Hungría se construyó una galería de 5.6km de largo con el fin de evacuar el agua de una mina en Selmechánya. En su tiempo esta galería constituyó la obra subterránea de mayor envergadura y por primera vez se empleó pólvora para realizar las voladuras en roca.



En el siglo XVII en Languedoc Francia se construyó el primer túnel tipo canal en el cual también se empleó pólvora para efectuar voladuras en roca.



Figura B.1.3 Sistema de bombeo de tres tiempos empleado en el S XI para contralar el flujo de agua en minas (tomado de Shelton, *et al.* 1956)

En 1777, y después de once años de iniciados los trabajos, James Bradley concluyó con la construcción del túnel tipo canal en Harecastle Inglaterra. Este túnel fue el primero de su tipo en tierras británicas. Su longitud fue de 2.7km y su gálibo horizontal de 3.7m. Durante la excavación se presentaron diferentes problemas de estabilidad puesto que la roca era de baja calidad y tanto ingenieros como trabajadores carecían de experiencia. Seis años después, Thomas Telford concluyó un túnel paralelo en tan sólo tres años, **Figura B.1.4**.



Figura B.1.4 Túneles de Harecastle, izquierda túnel construido por Telford (1783) y derecha túnel construido por James Bradley (1777)

En 1857 durante la construcción del túnel del Monte Cenis, que comunica a Francia e Italia, se empleó por primera vez la perforación hidráulica de la roca. Este método posteriormente fue sustituido por la barrenación neumática introducida por Sommellier. Fue el primer túnel donde se empleó dinamita para realizar las voladuras, lo cual permitió que pronto se construyeran túneles con longitudes de más de 12km.

El primer túnel construido en suelos con nivel freático fue el que pasó por debajo del río Támesis, en Inglaterra. Los trabajos se iniciaron en 1807, no obstante, fueron abandonados debido a que el túnel se inundó y fue hasta 1825 cuando, gracias al invento del escudo por el ingeniero Marc Isambard Brunel, se reanudó su construcción. En la fase de excavación se presentaron cinco fallas de importancia y el túnel se concluyó hasta 1843.

El túnel del Támesis dejó como conclusión que en suelos blandos tanto las paredes de la excavación como el frente de avance se deben soportar temporalmente hasta que se concluya con la colocación del revestimiento.

El escudo ideado por Brunel era de acero, con sección rectangular y contenía 36 compartimentos cuyas dimensiones eran 2.13m x 0.91m; los cuales se abrían uno a uno de tal manera que era asequible realizar la excavación por secciones. El escudo estaba provisto de un sistema de gatos que le permitían deslizarse no más de 15cm en cada avance. Ver **Figura B.1.5**.

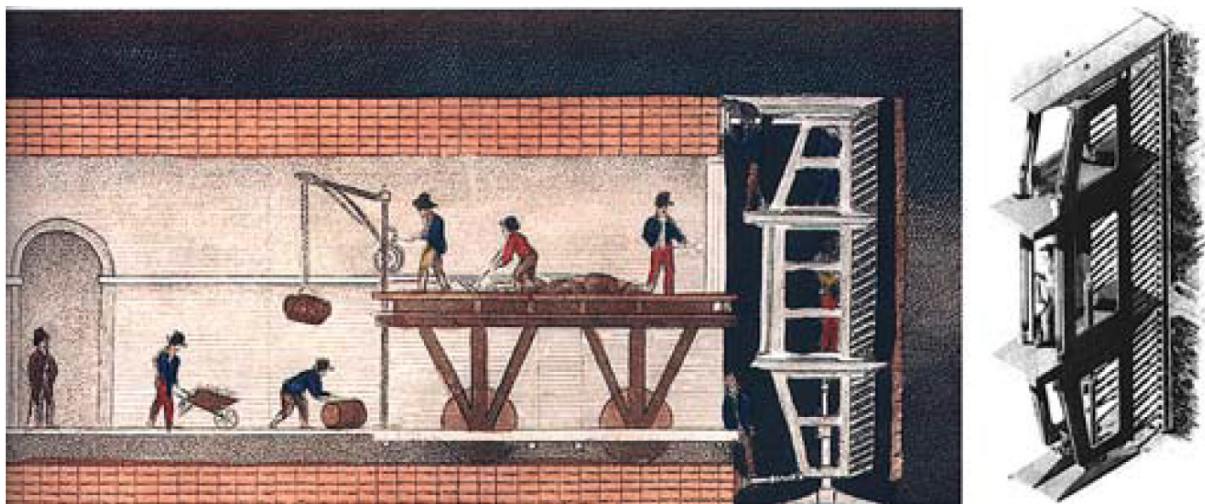


Figura B.1.5 Esquematación del escudo empleado por Brunel en la construcción del túnel del Támesis

A pesar de la exitosa aplicación del escudo desarrollado por Brunel, controlar el flujo de agua hacia la excavación no se resolvió satisfactoriamente sino hasta la introducción de la tecnología del aire comprimido. En particular una falla presentada durante la construcción del túnel del río Hudson en 1880 condujo a los ingenieros Sir. B. Baker y J. H. Greathead a sugerir que se combinará la técnica de escudo con la del aire comprimido, **Figura B.1.6**. Este método resultó ser altamente eficaz para la construcción de túneles empero su aplicación tenía consecuencias importantes en la salud de los trabajadores y era obsoleto para túneles de gran diámetro.

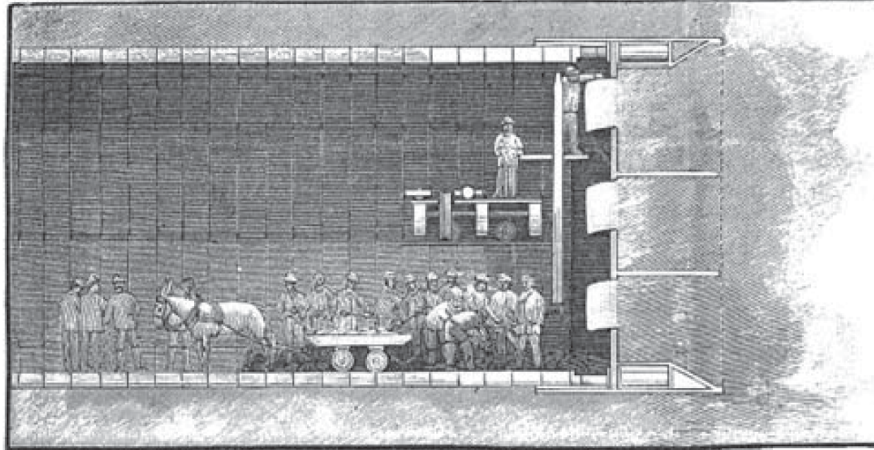


Figura B.1.6 Esquematación del escudo con aire comprimido desarrollado por Sir. B. Baker y J. H. Greathead en 1880

Por otra parte, en el México precolombino las oquedades de la tierra se consideraban depósitos donde se conserva la energía vital de los elementos que conforman el orden natural del cosmos. La interrelación de estos elementos se manifiesta en el caso de la cueva subterránea que corre por debajo de la Pirámide del Sol en Teotihuacán: la montaña se asimila a la Pirámide, la caverna natural se asimila al túnel artificial y lo mítico se asimila con lo tangible.

En 2003, en la explanada que se conoce como La Ciudadela en la misma zona arqueológica de Teotihuacán, se hizo el descubrimiento de un túnel subterráneo. El túnel se extiende al menos unos 100m desde su punto de inicio, aproximadamente al centro de La Ciudadela, hasta el subsuelo de la Pirámide de Quetzalcóatl y conecta tres cámaras. Acorde con las investigaciones arqueológicas realizadas a la fecha se sabe que en las piedras del techo del túnel, cuya altura original era de casi dos y medio metros y una amplitud de cuatro, existen las marcas de las herramientas de los obreros constructores. No obstante, con la información actual aún no se puede determinar si se trata en rigor de un trabajo subterráneo o si es una zanja que posteriormente fue cerrada (Figura B.1.7 y Figura B.1.8).



Figura B.1.7 Ingreso del robot Tlaloque I al túnel localizado bajo el Templo de Quetzalcóatl



Figura B.1.8 Vista del túnel localizado bajo el Templo de Quetzalcóatl una vez realizados los trabajos de remoción del relleno interior

Durante el siglo XVI y a principios del siglo XVII en la ciudad de México se produjeron inundaciones que causaron daños importantes (1555, 1579, 1604 y 1629), por lo se contempló atenuar la vulnerabilidad de la ciudad excavando una salida para las aguas pluviales. En octubre de 1607 el Virrey Luis de Velasco aprobó el proyecto de desagüe propuesto por Enrico Martínez, el cual establecía realizar el desagüe por la parte de la laguna de San Cristóbal Ehecatepec, pueblo de Huehuetoca, y sitio nombrado de Nochistongo, **Figura B.1.9**.

El 29 de noviembre de 1607 se comenzó con los trabajos propuestos por Enrico Martínez. No obstante, en el tramo que va de la laguna de Zumpango a Huehuetoca se encontró una cantidad de agua tal que se optó por realizar un tramo mediante una excavación a tajo abierto. El tajo se realizó en los primeros 6.8km y posteriormente se continuó mediante una galería subterránea de 6.6km de largo y una sección transversal de 10.5m². Esta primera obra de desagüe estuvo a cargo de Enrico Martínez y se finalizó el 17 de septiembre de 1608.

Una segunda obra de desagüe se inició cuando Maximiliano de Habsburgo fungía como gobernante de México. La obra se inició por la excavación de un túnel cuya boca se situaría próxima a la esquina noreste del Lago de Zumpango, de donde correría en línea recta, casi hacia el norte geográfico, y mediante un tajo finalmente desaguaría en el torrente de Acatlán, cerca del pueblo de Tequisquiac. A esta obra comúnmente se le identifica como El Gran Canal y al tramo de túnel como Túnel de Tequisquiac.

La obra constó de 24 lumbreras a intervalos de 400m. La duración de los trabajos se extendió desde abril de 1868 hasta agosto de 1894. El método de excavación empleado fue una variante del belga. La variante consiste en conservar al centro del túnel un núcleo de terreno intacto, a fin de apoyar sobre dicho núcleo un apuntalamiento que sostiene la bóveda terminada, mientras se construyen los hastiales. En la **Figura B.1.10** se muestra el diagrama del proceso constructivo empleado en el cual se aprecia que se proponen dos canales por donde se desaguaría el agua freática.

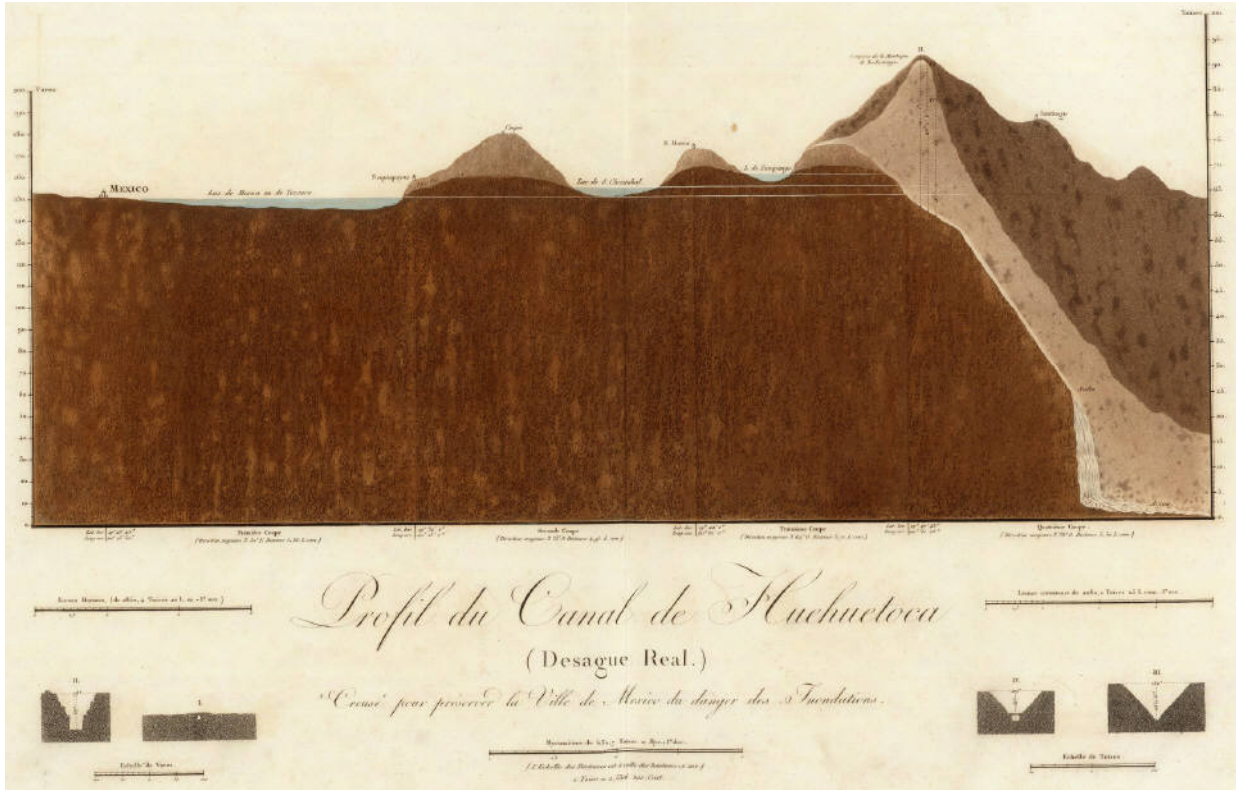


Figura B.1.9 Perfil del canal de Huehuetoca. De izquierda a derecha se aprecian los niveles de los lagos de Texcoco, San Cristóbal y Zumpango, y la barranca de desfogue del túnel excavado por Enrico Martínez

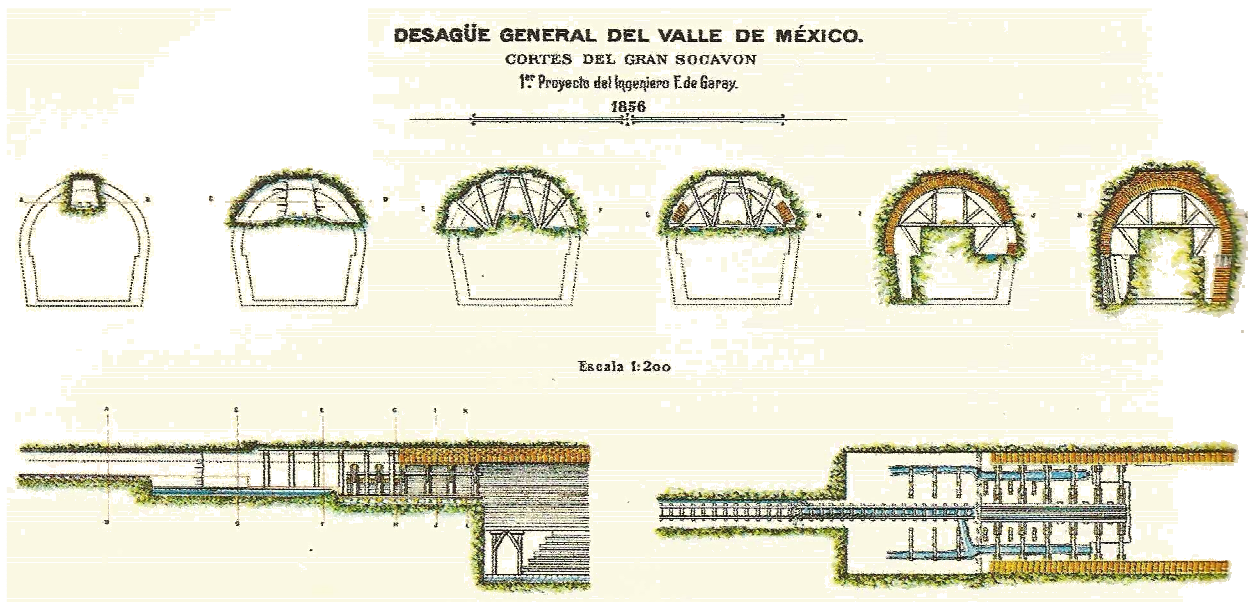


Figura B.1.10 Diagrama del proceso constructivo empleado para la construcción del Túnel de Tequisquiác

Hacia 1935 la capacidad de desfogue de la primera obra de desagüe se consideró insuficiente, por tanto, se optó por construir, paralelo al primero, el Segundo Túnel de

Tequisquiac. Este nuevo túnel de sección circular, alcanzó una longitud de 11.2km y un gasto de hasta 60m³/s. Su construcción se realizó entre 1937 y 1954, para la cual se emplearon diez lumbreras y pozos de ventilación a cada 200m.

Al emprenderse la excavación del Segundo Túnel de Tequisquiac, el Gran Canal comenzaba a sufrir las consecuencias del hundimiento regional, aunque todavía eran relativamente leves ya que el sistema continuaba funcionando por gravedad. Desde la segunda mitad del siglo XX considerables extensiones de suelo urbano ya habían descendido, a una elevación por debajo del nivel inicial del canal. Actualmente, una red de túneles cumplen con la función del canal de desagüe porfiriano, debido a que su pendiente se ha invertido por efecto del hundimiento regional.

En 1954 se planteó, mediante el documento *Plan General para Resolver los problemas del Hundimiento, las Inundaciones y el Abastecimiento de Agua Potable de la ciudad de México*, la necesidad de construir el Drenaje Profundo de la ciudad. Por tanto, se enfrentó el reto de encontrar una solución al problema de excavar las arcillas lacustres mediante el empleo de escudos.

En 1961, se intentó construir un tramo del colector Apatlaco mediante el empleo de un escudo circular de 4m de diámetro. Esta máquina contaba con un brazo giratorio que excavaba mediante un cucharón montado al extremo. No obstante el cucharón se atascaba en la arcilla y el brazo se rompía. El avance fue muy lento ya que el revestimiento se construyó con concreto colado en sitio. Durante 9 meses únicamente se avanzó 220m del túnel y el escudo se abandonó en la zona donde se puso a prueba. Ya que este primer escudo tendía a girar sobre su propio eje, se le equipó con cuatro placas articuladas dispuestas a modo de cruz y orientadas en el sentido del eje de la excavación.

Así pues, al segundo escudo se le colocó al frente una rejilla metálica afilada a modo de grandes cuchillas por el borde que entrarían en contacto con el terreno. A la rejilla se le aplicaba la fuerza de 18 gatos hidráulicos de 100 toneladas de capacidad cada uno. Con cada ciclo de empuje, la rejilla se hincaba con su espesor de 45cm en la arcilla. Entre los intersticios de la rejilla quedaban gajos de terreno cuyo contenido ya debilitado podía retirarse, haciendo que el escombros se acumulara en la parte más baja del escudo. Asimismo, con este escudo se inició el uso de anillos de dovelas y, dado que los anillos tendían a deformarse por aplastamiento, se cambiaron las premisas bajo las cuales se efectuaba el diseño estructural. En la **Figura B.1.11** se muestra un escudo con rejilla empleado durante la construcción del túnel del Emisor Central de la ciudad de México. Posteriormente se encontró un modo de convertir el material producto de la excavación en una suspensión líquida, con la ventaja de que era posible rezagar mediante bombeo.

En diciembre de 1971, durante la construcción del túnel del Emisor Central, en un punto al sur de la población de Tepotzotlán, ocurrió un derrumbe en el frente de trabajo cuando las cuadrillas de excavación se toparon con estratos de suelo arenoso y cantidades abundantes de agua. Se optó por detener las obras hasta no tener un estudio más detallado de la situación local, sin embargo, finalmente se decidió modificar el trazo del túnel. La alternativa de solución que se implementó consistió en abatir el nivel de aguas freáticas mediante la perforación de varios pozos

a lo largo del trazo del túnel. De los 250 litros por segundo que se precipitaban por el frente de excavación al interrumpirse los trabajos, se logró bajar el caudal a 35 litros por segundo cuando se reinició la excavación.



Figura B.1.11 Escudo con rejilla empleado durante la construcción del Emisor Central de la ciudad de México

Posteriormente, la combinación de la profundidad del túnel, su diámetro, la baja resistencia de los suelos lacustres y las altas presiones hidráulicas al frente de la excavación; obligaron a utilizar la técnica del aire presurizado al interior del escudo.

En 1970, durante la construcción del Túnel Interceptor Oriente, al usarse un escudo de frente presurizado, ocurrió una falla importante (Moreno y Schmitter, 1981). El diámetro del túnel era de 6.2m y el revestimiento primario constaba de dovelas con un espesor de 0.25cm y un ancho de 0.75m. Durante la construcción se suscitaron problemas en el posicionamiento del escudo y en la colocación del revestimiento definitivo. Asimismo, en la zona del túnel el perfil estratigráfico indicaba una resistencia no drenada del orden de 10kPa. La falla estuvo asociada a la extrusión de la arcilla a través de las juntas de las dovelas. En superficie se presentó un asentamiento del orden de 3m y el material alcanzó a afectar a una lumbrera que se encontraba a 25m del frente, **Figura B.1.12**.

Cabe mencionar que cuando se emplean escudos de aire comprimido se requiere de un estricto control médico del personal, debido a que se trabaja con presiones superiores a la atmosférica.

La última obra de saneamiento de gran envergadura en la ciudad de México es el Túnel Emisor Oriente (TEO) que actualmente se encuentra en construcción. La longitud total del túnel será de 62km (uno de los túneles en suelo más largos del mundo), su diámetro de 7m y tiene una capacidad de desalajo de 150m³/s de aguas residuales. La construcción del TEO conlleva la

excavación de 24 lumbreras cuya profundidad va de los 26 a los 150 metros. En la **Figura B.1.13** se muestra una imagen del interior del túnel.

Para la excavación del TEO se emplean nueve escudos del tipo EPB (*Earth Pressure Balance* en inglés), los cuales permiten trabajar en suelos por debajo del nivel de aguas freáticas sin emplear aire a presión. En la **Figura B.1.14** se muestra una imagen del escudo empleado.

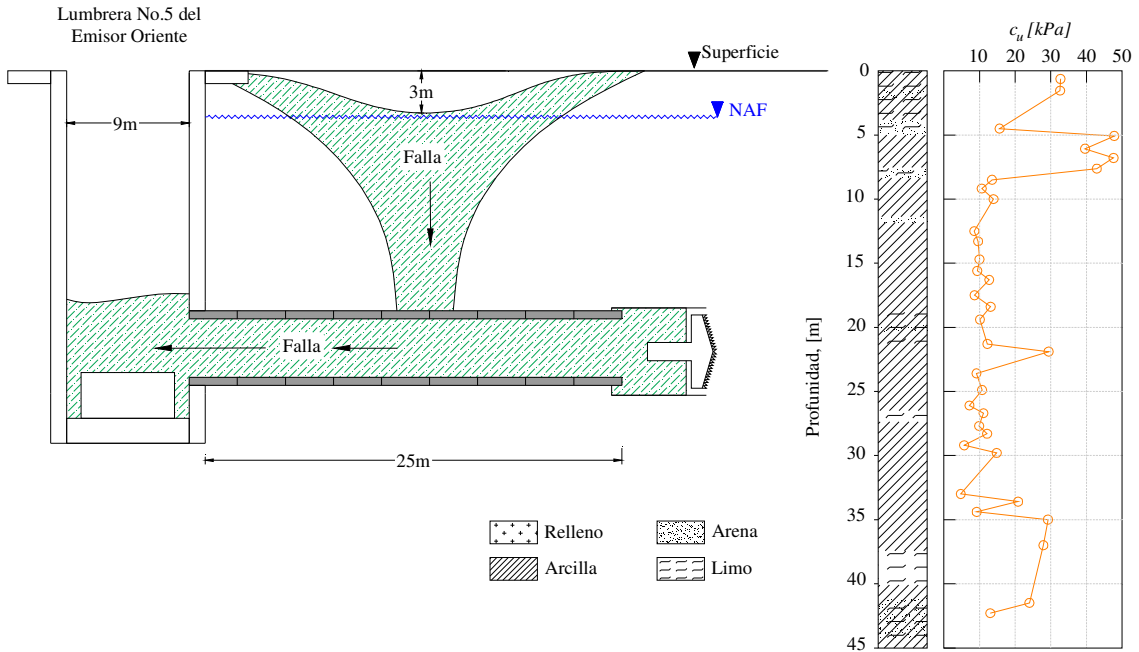


Figura B.1.12 Esquematación de la falla acada durante la construcción del túnel para el Emisor Oriente en un tramo localizado dentro de la zona de lago de la ciudad de México (Moreno y Schmitter, 1981)



Figura B.1.13 Interior del Túnel Emisor Oriente de la ciudad de México, actualmente en construcción



Figura B.1.14 Escudo de presión de tierras balanceadas (EPB) empleado para la construcción del Túnel Emisor Oriente en la ciudad de México

En lo que respecta al transporte colectivo, el 4 de septiembre de 1969 entró en servicio el primer tramo del Sistema de Transporte Colectivo Metro de la ciudad de México (STCM). Su longitud es de 12.5km y corre de las estaciones Chapultepec a Zaragoza. Este tramo no es propiamente un túnel sino más bien un cajón subterráneo que se construyó mediante el método de cielo abierto, no obstante, forma parte importante de la evolución de estructuras subterráneas en la ciudad de México.

Los primeros túneles para líneas de Metro fueron construidos en los tramos comprendidos entre las estaciones Juanacatlán-Tacubaya y Tacubaya-Observatorio. La longitud total fue de 1.138km. Se construyeron con escudo de frente abierto, en suelos firmes. El diámetro exterior del túnel fue de 9.15m y las dovelas empleadas de 0.25m de espesor.

Para la construcción de la Línea 3 del STCM se aprovechó la presencia de suelos firmes limo-arenosos muy compactos y se empleó el método convencional para su construcción desde la estación Viveros hasta antes de la Terminal Ciudad Universitaria. En el tramo de la estación Viveros a la estación Miguel Ángel de Quevedo se excavaron dos túneles de sección circular de 6.5m de diámetro exterior cada uno. Estos túneles paralelos se unen en un solo túnel mediante una estructura conocida como *pantalón* a la altura de la calle Cerro de Tuera; es decir, se presenta una transición de dos túneles de 6.5m a un solo túnel de 9.5m.

La Línea 7 del STCM entró en operación a fines de 1984 y consta de 19 km lineales de construcción de túneles. La excavación se llevó a cabo en la zona de transición de la ciudad de México. En ciertos puntos del trazo se tuvo que hacer frente a considerables filtraciones de agua durante la construcción.

En el tramo norte de la Línea 7 (tramo Tacuba-Rosario) la excavación se efectuó mediante dos escudos de frente abierto. El diámetro de cada escudo fue de igual a 9.2m y se empujaba mediante 31 gatos cuya carrera máxima era de 1.35m. El escudo colocaba un soporte primario

compuesto por siete dovelas de 0.4m de espesor. Para llevar a cabo la excavación se emplearon máquinas rozadoras.

En el tramo sur de la Línea 7 todos los túneles se excavaron con sección herradura empleando el método convencional.

Durante la construcción de la Línea 7 el imprevisto más significativo se presentó entre las estaciones Refinería y Camarones donde se encontró un estrato de arenas a la profundidad en la que se había proyectado el punto más alto de la bóveda que causo dos caídos que detuvieron por completo el avance. Para remediar el problema se realizaron inyecciones desde la superficie a fin de consolidar dichas arenas. Después del segundo caído se decidió aplicar dichas inyecciones previamente en toda la trayectoria pendiente por construir.

En el 2012 entró en operación la Línea 12 de la ciudad de México, la cual es la primera línea del STCM en donde se ha empleado un escudo de tierras balanceadas para excavar un túnel en las arcillas blandas. El diámetro del escudo fue de 10.2m y el empuje para el avance del escudo se realizó mediante 28 gatos hidráulicos. En la **Figura B.1.15** se muestra el escudo empleado en la construcción del tramo de la Línea 12 que se encuentra entre el Cad. 20+300 al Cad. 27+800.



Figura B.1.15 Escudo de presión de tierras balanceadas (EPB) empleado para la construcción de la Línea 12 del STCM de la ciudad de México

A partir de la experiencia acumulada por la construcción de túneles en las arcillas blandas de la ciudad de México se puede decir que las principales problemáticas fueron:

- Generación de desplazamientos excesivos en el frente debido a la gran compresibilidad de las arcillas lacustres.
- Falla del frente por la presencia de estratos permeables.



- Grandes convergencias en los revestimientos durante la construcción.
- Baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas lacustres que eventualmente puede conducir a la falla del frente, aún con el empleo de escudos de frente cerrado.
- Potencial de extrusión en juntas constructivas de elementos estructurales.
- Presencia del fenómeno de hundimiento regional que ocasiona un cambio en la pendiente del túnel e induce esfuerzos adicionales al revestimiento del mismo. Lo cual ha ocasionado que el enfoque de diseño sea divergente del mundialmente empleado y que para condiciones de largo plazo se haya optado por el empleo de un revestimiento definitivo.

1.1.1.2. *Procesos constructivos*

En términos generales se han distinguido dos métodos constructivos de túneles: 1) métodos convencionales (también denominados secuenciales) y 2) métodos de avance continuo mediante escudos (TBM por sus siglas en inglés (ITA, 2009).

Para la construcción de túneles largos en suelos blandos es recomendable el empleo de escudos de frente cerrado. El empleo de escudos proporciona un mayor control sobre la estabilidad del frente y sobre la magnitud de desplazamientos generados en superficie. Asimismo, permite controlar las filtraciones de agua hacia el túnel.

Actualmente, en suelos blandos se hace uso de dos tipos principales de escudos: 1) Escudo de presión de tierras balanceadas (EPB) y 2) Escudo de lodos presurizados. Las características de un EPB son las que se muestran en la **Figura B.1.16** y que se mencionan a continuación:

- 1 La cámara de perforación contiene suelo excavado a presión para sostener el frente.
- 2 El terreno excavado se retira mediante un tornillo sin fin, la velocidad de extracción regula la presión en la cámara de perforación.
- 3 Es aplicable a suelos cuyo contenido mínimo de arcillas es de 30%, esto es para asegurar la plasticidad del material excavado.

Cuando se emplean escudos se debe tener en cuenta que los desplazamientos inducidos en la masa de suelo son los siguientes (Lombardi, 2011), **Figura B.1.17**:

- I. convergencia delante del frente, efecto tridimensional.
- II. sobreexcavación respecto al diámetro del escudo.
- III. deformación hasta alcanzar el contacto con el escudo.
- IV. convergencia adicional en caso de que el escudo sea cónico.
- V. escalón al final del escudo.

- VI. posible efecto de la inyección del mortero (directamente dependiente de la presión de inyección utilizada durante el proceso constructivo).
- VII. posibilidad de aplastamiento del mortero conforme el tiempo (dependiente de la consistencia del mortero).
- VIII. convergencia (desplazamiento inicial).

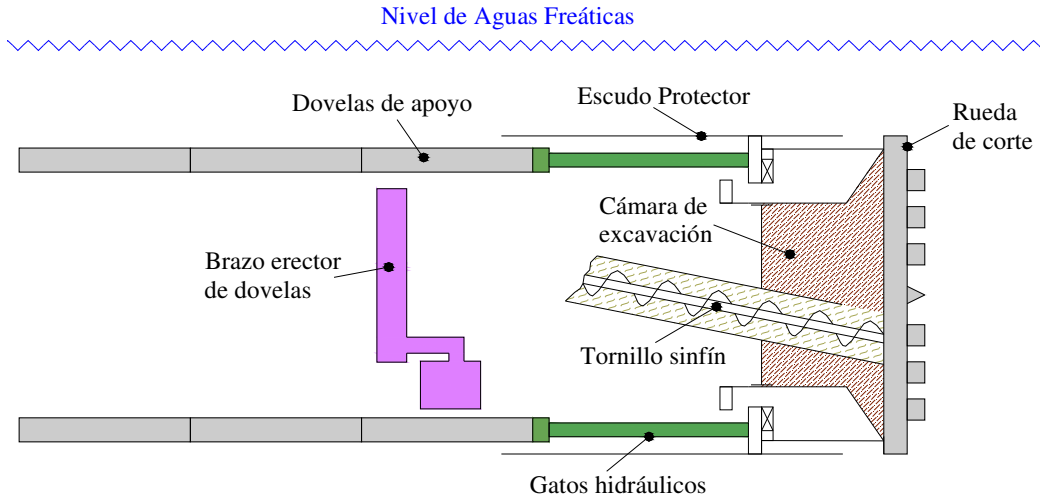


Figura B.1.16 Diagrama general de un escudo de presión de tierras balanceadas (EPB)

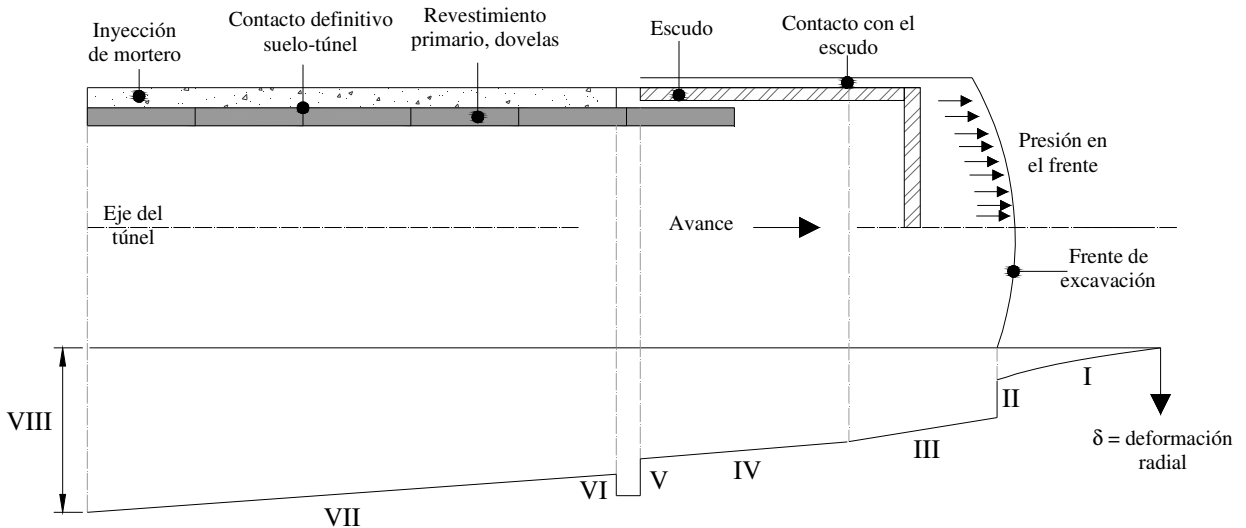


Figura B.1.17. Evolución de desplazamientos a lo largo del túnel inducidos por el empleo de escudos (Lombardi, 2011)

Por otro lado, cuando se han de construir túneles cortos en suelos blandos se emplean métodos secuenciales conjugados con un mejoramiento de suelo para modificar favorablemente sus propiedades de esfuerzo y deformación. Algunos de estos métodos son los siguientes:

- Inyecciones de consolidación.



- Inyecciones de compactación.
- Jet Grouting.

En el Anexo A se presenta una exposición más extensa de las dos metodologías empleadas en la construcción de túneles. Adicionalmente, se tratan algunas técnicas empleadas para el control de asentamientos durante la construcción de túneles y los desplazamientos que se inducen por la presencia de agua subterránea.

1.1.1.3. Criterios de análisis y diseño

Realizar el diseño geotécnico de un túnel en suelos blandos, incluyendo los de la zona lacustre de la ciudad de México, tiene como objetivo cumplir con los siguientes estados límite:

- Estados límite de falla: estabilidad del frente y de las paredes de la excavación, estabilidad por extrusión, estabilidad por sub-presión, flujo de agua al interior de la excavación y estabilidad estructural de los revestimientos.
- Estados límite de servicio:
 - Desplazamientos inmediatos: convergencias y desplazamientos superficiales generados por la excavación y construcción del túnel.
 - Desplazamientos diferidos: convergencias y desplazamientos superficiales generados por la consolidación del medio inducida por la excavación, construcción y la interacción del túnel con el hundimiento regional.
 - Desplazamientos inducidos por cargas accidentales.

A continuación se describen de manera general los estados límite mencionados.

a) Estabilidad del frente y de las paredes de la excavación

Generalmente, el procedimiento constructivo se define en función de los análisis de estabilidad del frente y de las paredes del túnel. Asimismo, el método que se proponga debe garantizar que los desplazamientos en el frente no generen asentamientos excesivos en superficie.

Si se presenta una falla de frente se involucran grandes volúmenes de suelo que implican que en superficie se forme una oquedad con un diámetro mayor a una vez el diámetro del túnel (ITA/AITES, 2007), **Figura B.1.18**.

Con la finalidad de comprender el comportamiento del frente bajo varias configuraciones geométricas y parámetros geomecánicos, se han desarrollado y empleado métodos empíricos, experimentales, analíticos y numéricos, como los que se mencionan en el Anexo A.

Es importante mencionar que una metodología, cada vez más empleada, para el análisis y diseño de túneles es el uso de modelos numéricos tridimensionales (Chen, et al., 2011; Luna et al., 2010; Mansour, 1996; Lee y Rowe, 1990; Romo y Díaz, 1981). Las ventajas que presentan

dichos modelos, además de su condición tridimensional, es la posibilidad de tomar en cuenta la topografía real de la superficie del terreno, la estratigrafía de la zona, la variación de las condiciones piezométricas, la influencia de estructuras colindantes, entre otras. En la **Figura B.1.19** se muestran algunos resultados obtenidos al evaluar la estabilidad del frente en un túnel profundo empleando un modelo numérico tridimensional.



Figura B.1.18 Ejemplos de daños en superficie ocasionados por fallas de frente durante la construcción del túnel

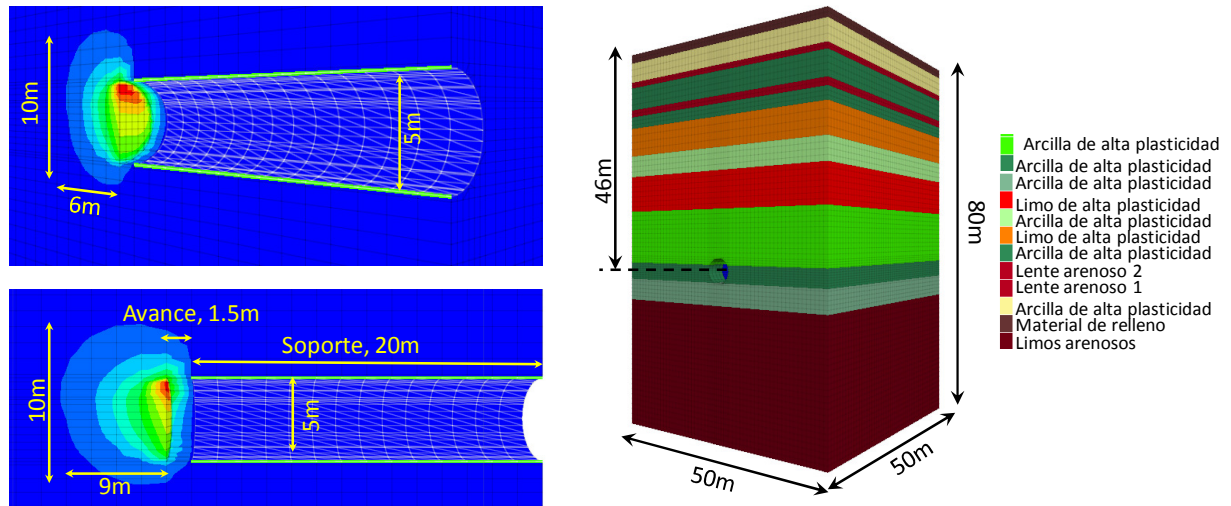


Figura B.1.19. Ejemplificación de la evaluación de estabilidad en el frente mediante el empleo de modelos numéricos tridimensionales

b) *Estabilidad por sub-presión y flujo de agua al interior del túnel*

El comportamiento de los suelos por debajo del nivel freático es un factor que complica sustancialmente la construcción de túneles, a tal grado que se ha establecido que el control del agua freática es un prerrequisito para garantizar la estabilidad de la excavación durante la construcción.

La ocurrencia de flujo de agua en el frente del túnel induce un aumento en el gradiente hidráulico; lo cual origina una disminución en los esfuerzos efectivos, dando, finalmente, como resultado un decremento en la resistencia del suelo. Esta reducción de resistencia puede dar origen a la generación de zonas plásticas alrededor del túnel, que eventualmente podrían definir una superficie de falla.

Por otro lado, cuando la excavación del túnel se realiza mediante métodos secuenciales, en la contrabóveda del túnel se generan presiones de poro importantes, las cuales eventualmente podrían ocasionar una falla por supresión.

Finalmente, para mitigar el impacto del agua freática se debe tomar en cuenta que al emplearse escudos en suelos permeables y heterogéneos se inyectan aditivos (bentonita) para garantizar la estabilidad del frente, **Figura B.1.20**.

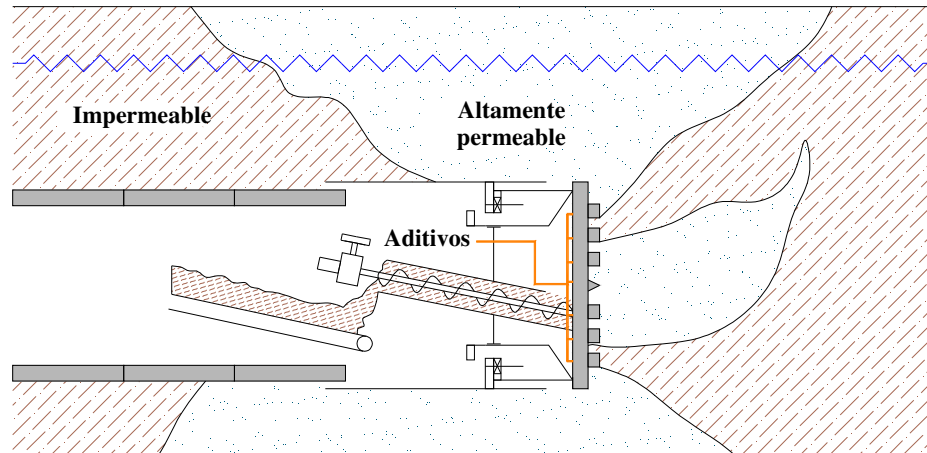


Figura B.1.20. Riesgo de inestabilidad en suelos heterogéneos y altamente permeables; se hace necesario el empleo de aditivos para garantizar la estabilidad de la excavación

c) *Estabilidad estructural del revestimiento*

Diversos métodos simplificados han sido propuestos para la estimación de las cargas actuantes en el sistema de soporte. Por ejemplo, Kaiser (1985) ha realizado la siguiente tipificación:

- *Distribución de presiones del suelo:* en esta aproximación el efecto mecánico del suelo sobre el sistema de soporte es idealizado mediante la aplicación de cargas muertas actuando sobre el soporte (por ejemplo, Hewett and Johannesson, 1992; Terzaghi, 1946).
- *Subgrados de reacción:* Esta aproximación es similar a la de distribución de presiones del suelo, excepto que el soporte es fijado mecánicamente mediante el empleo de resortes elásticos (o elasto-plásticos) que representan al suelo (por ejemplo, Schulze y Duddeck, 1965; US Army Corps of Engineers, 1978; Oreste, 2007). En la práctica este método de diseño se implementa a través de programas de diseño estructural, tales como SAP2000 (Computers and Structures Inc., 2003) o ANSYS (ANSYS, 2005).
- *Interacción suelo-túnel:* este método toma en cuenta la interacción mecánica real entre el túnel y el suelo. Algunas soluciones analíticas han sido propuestas, por ejemplo: Muir Wood (1975); Einstein y Schwartz (1979) y Bobet (2001). Adicionalmente el método conocido como el Método Convergencia-Confinamiento (Rabcewicz, 1964; Carranza y Fairhurst, 2000; Panet, 1995) se puede considerar como un caso particular de esta aproximación. Actualmente se está tomando como práctica común de diseño el empleo de programas computacionales que realizan el análisis de interacción suelo-túnel, por ejemplo: FLAC (Itasca, 2005), Plaxis (Delft, 2009).

Estrictamente, para el diseño estructural de los revestimientos el análisis geotécnico debe proporcionar los esfuerzos totales (normales y cortantes) actuantes sobre dicha estructura, así como los desplazamientos producidos. Esto puede lograrse empleando métodos que permitan

evaluar la interacción suelo-revestimiento, tales como: el método de las curvas características y el modelado numérico explícito del problema.

Desde el punto de vista del ingeniero geotecnista se considera más realista, y por tanto más apropiado, determinar las cargas actuantes sobre el revestimiento del túnel mediante el empleo de una metodología que tome en cuenta la interacción suelo-túnel. La preferencia por estas metodologías toma como base que el revestimiento de un túnel bajo la influencia de los esfuerzos iniciales del suelo tenderá a contraerse y a cambiar de forma, **Figura B.1.23**, pero a su vez estos desplazamientos del túnel afectarán el comportamiento del suelo; por tanto, el cambio de forma y el nivel de contracción del túnel dependerán en gran medida de las rigideces relativas del suelo y el revestimiento (Einstein y Schwartz, 1979). En este sentido, las curvas características (Peck, 1969; Lombardi, 1973; AFTES, 2001) son una herramienta que muestra claramente el efecto de diferentes rigideces del suelo y del túnel sobre el comportamiento del revestimiento. El método de las curvas características consiste en obtener las curvas que representen la respuesta, en términos de esfuerzos y desplazamientos, del comportamiento del medio y del revestimiento; naturalmente el punto de cruce de estas dos curvas representa la condición de estabilidad de deformaciones y de equilibrio de esfuerzos entre el medio y el soporte.

En la **Figura B.1.21** se ilustran las curvas características de la respuesta del suelo y del revestimiento; asimismo, se aprecia la influencia de la rigidez del revestimiento sobre la magnitud de la carga que éste habrá de soportar. Es decir, un soporte idealmente flexible se deformará hasta que los esfuerzos actuantes sobre él sean uniformes implicando con ello que los momentos flexionantes serán nulos en esta condición así como una posible plastificación del suelo; en tanto que, un revestimiento idealmente rígido no cambiará su forma implicando con ello que tendrá que soportar los esfuerzos originalmente existentes en el sitio, de tal manera que es posible que se desarrollen momentos flexionantes importantes.

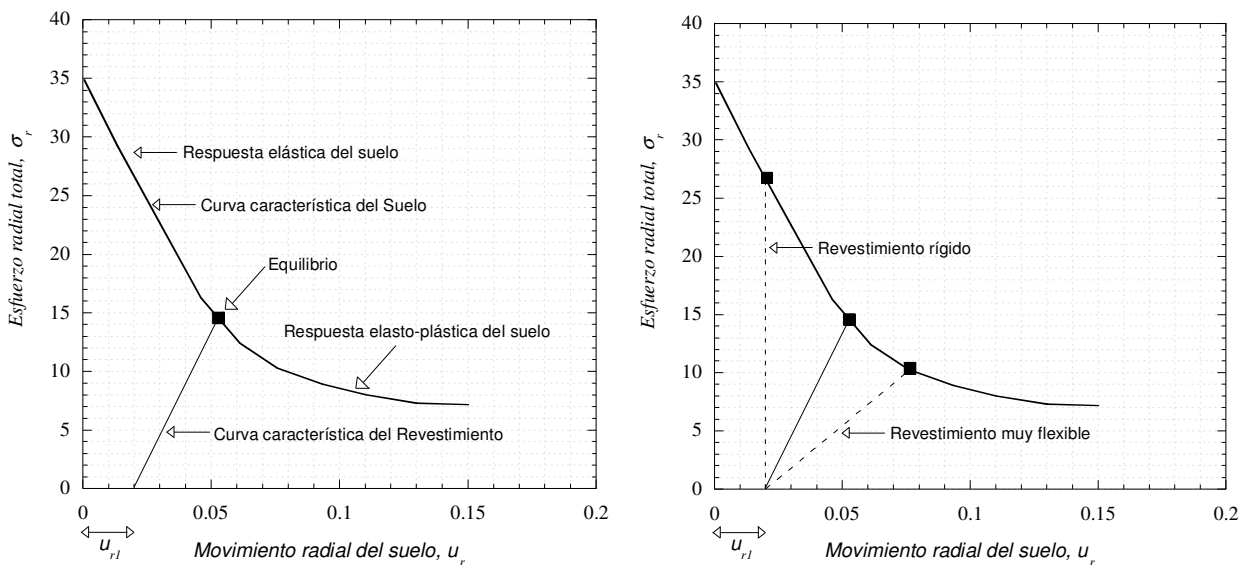


Figura B.1.21. Ilustración del método de las curvas características

Como resultado de la excavación del túnel y de la instalación del revestimiento primario, las cargas que el suelo le transmite al túnel, calculadas a partir de un análisis de interacción suelo-túnel y considerando el método de las curvas características, se representan mediante los esfuerzos q_x , q_y y q_{xy} referidos a un sistema cartesiano x - y y variables en función del ángulo θ , **Figura B.1.22**. Generalmente en el diseño se asume que estos esfuerzos son uniformes en la dirección longitudinal del túnel; es decir, se considera que el efecto tridimensional tiene escasos efectos sobre el revestimiento y este se trata como una viga curva de ancho b .

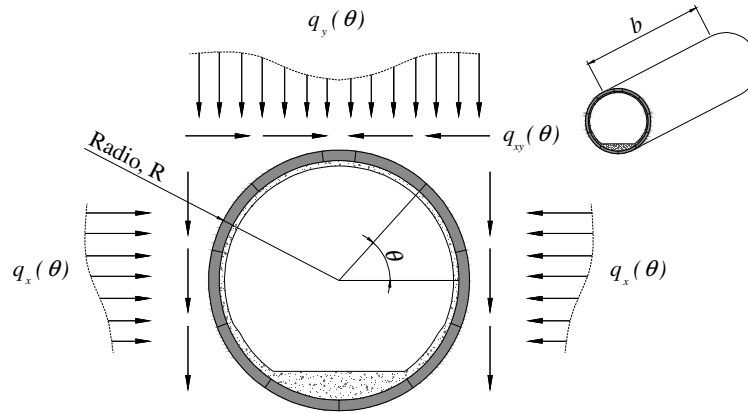


Figura B.1.22. Cargas impuestas por el suelo al revestimiento

Las cargas que transmite el suelo al revestimiento inducirán valores de momento flexionante M , carga axial N , fuerza cortante V así como desplazamientos radiales y tangenciales u_r y u_θ respectivamente. La magnitud de estos valores dependerá tanto de las cargas transmitidas por el suelo al revestimiento como de las características geométricas y mecánicas del sistema de soporte. El parámetro ρ_{CF} , ecuación B.1.1, expresa en términos de un único parámetro adimensional las características mecánicas y geométricas del revestimiento.

$$\rho_{CF} = \frac{AR^2}{I} \tag{B.1.1}$$

donde A = área de la sección.

I = momento de inercia de la sección.

En el Anexo A del presente trabajo se presentan dos metodologías para determinar las cargas actuantes en el revestimiento del túnel, las cuales toman en cuenta la interacción suelo-revestimiento. Asimismo, se presenta la aplicación de los diagramas de interacción para el dimensionamiento del revestimiento.

d) Desplazamientos generados en superficie durante la construcción

Los siguientes asentamientos que se generan durante la construcción de túneles en suelos blandos saturados, son los siguientes (ITA/AITES, 2007):

- Los ocasionados por el abatimiento de las presiones de poro (bombeo). Su magnitud depende de la variación del nivel de aguas freáticas y del cono de abatimiento. En suelos compresibles el bombeo ocasiona que se generen asentamientos diferenciales importantes.
- Aquellos ocasionados por el proceso de excavación. El suelo se somete a un incremento de esfuerzos, por tanto, se genera un exceso en la presión de poro y se da inicio a un fenómeno de consolidación, el cual da origen a los desplazamientos que se generan en la masa de suelo.

En la determinación de los desplazamientos producidos en superficie son dos los parámetros que se consideran esenciales: la pérdida de suelo (V_L) y la rigidez del revestimiento del túnel.

Los desplazamientos generados en superficie resultan de la superposición de 3 efectos: 1) el cierre de la excavación (pérdida de suelo), 2) el cambio en la forma del túnel y 3) la emersión generada por el efecto de descarga del suelo (Efecto burbuja), **Figura B.1.23**.

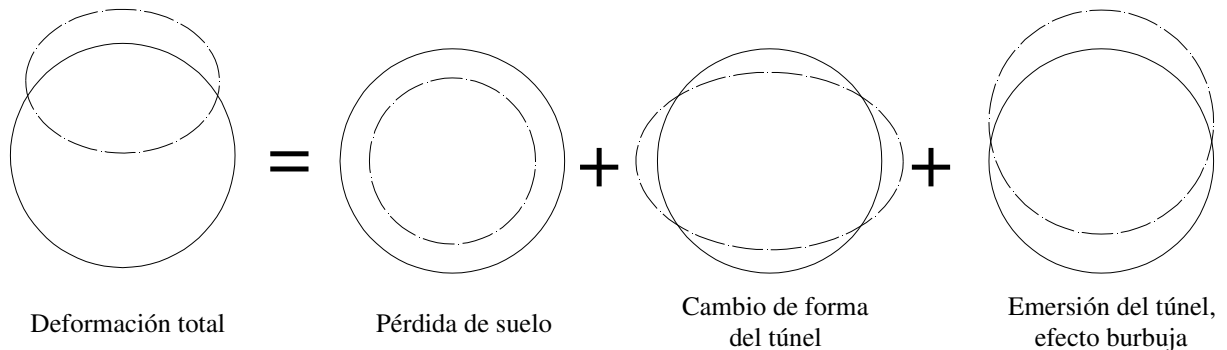


Figura B.1.23 . Factores considerados en la deformación del túnel que influyen en los desplazamientos generados en superficie

Gran parte de las metodologías empleadas para determinar los desplazamientos en superficie consideran que éstos se pueden describir a través de una distribución Gaussiana (Peck, 1969; Rankin, 1988; Mair y Taylor, 1997), **Figura B.1.24**; sin embargo, estas metodologías omiten el "efecto burbuja", el cual es importante en suelos altamente compresibles y cuando el revestimiento es altamente rígido y es colocado de manera inmediata a la realización de la excavación (Zaldivar, *et al.*, 2012). En el Anexo A se realiza una descripción general de las metodologías que se emplean para evaluar los desplazamientos inducidos durante la construcción de túneles.

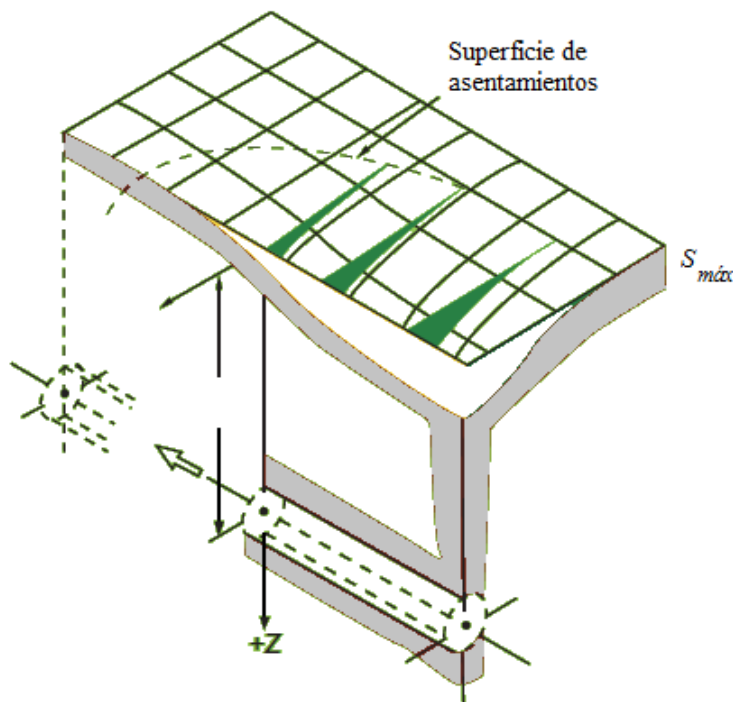


Figura B.1.24 . Distribución tridimensional de asentamientos en superficie inducidos durante la construcción de túneles

e) Desplazamientos diferidos

Los desplazamientos diferidos son los siguientes:

- Aquellos que se presentan cuando se disipa el incremento de la presión de poro asociado a los procesos constructivos.
- Los que se asocian al interacción del túnel con el hundimiento regional.

La evaluación de los desplazamientos diferidos implica que se tome en consideración el proceso de consolidación, lo cual se puede realizar a través de la implementación de modelos desacoplados como el que se presenta en este trabajo de tesis.

f) Desplazamientos por cargas accidentales

Durante un evento dinámico, las fuerzas que se desarrollan alrededor de un túnel pueden generar zonas de agrietamiento, o producir fallas en algunas secciones debido a los movimientos del subsuelo.

La evaluación de los desplazamientos asociados a eventos sísmicos se puede llevar a cabo aplicando metodologías analíticas (St John y Zahran, 1987; Wang, 1993; Youssef, *et al.*, 2001) o numéricas (Amorosi y Boldini, 2009; Sánchez, 2009; Youssef, *et al.*, 2001).

g) *Estados límite de servicio: afectaciones generadas en superficie por el efecto de la construcción de túneles*

De acuerdo con Boscardin y Cording (1989), cuando se realiza una obra subterránea se pueden tener las siguientes categorías de daño en estructuras superficiales:

- Daño arquitectónico, este tipo de afectaciones daña la apariencia mas no la funcionalidad de la edificación; usualmente está asociada a la aparición de grietas en muros de separación, pisos y fachadas.
- Daño funcional de la edificación, se tienen afectaciones en la operación de la edificación, las cuales están asociadas a la imposibilidad de darle su uso cotidiano a puertas y ventanas, también se presenta la aparición de grietas que no afectan estructuralmente la edificación.
- Daño estructural, afecta la estabilidad de la estructura, usualmente asociada a la aparición de grietas o distorsiones en elementos de soporte primario tales como vigas, columnas y muros de carga.

Una primer aproximación para evaluar las afectaciones inducidas a edificaciones superficiales es asumir que los edificios siguen los desplazamientos del sitio, definiéndose también una relación de deflexión, **Figura B.1.25**, la cual es una medida de la curvatura inducida al edificio (Mair, 2011). La relación de deflexión se define con base en la ecuación B.1.2, para la cual los parámetros se definen con base en la **Figura B.1.25**.

$$\gamma_{\rho} = \frac{\Delta_h}{L_h} = \frac{\Delta_s}{L_s}$$

B.1.2

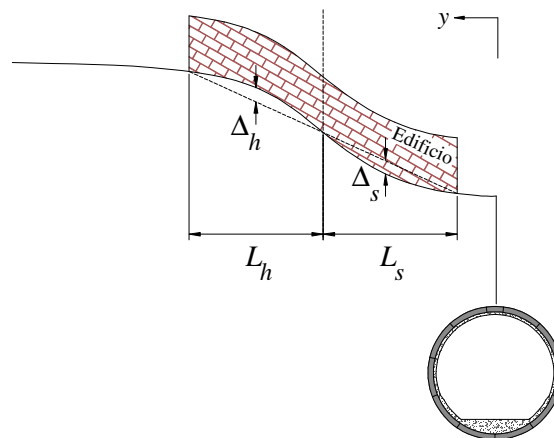


Figura B.1.25. Afectaciones en estructuras superficiales debidas a la construcción del túnel, (Mair, 2011)

El daño inducido a las construcciones se relaciona con la deformación de tensión inducida en las edificaciones. Por tanto, se han elaborado cartas que relacionen la relación de deflexión y la magnitud de las deformaciones de tensión con el nivel de daño de las edificaciones, **Figura B.1.26**.

Finalmente, se recomienda que durante la construcción del túnel no se excedan los límites de distorsión angular que indica la **Tabla B.1.1**.

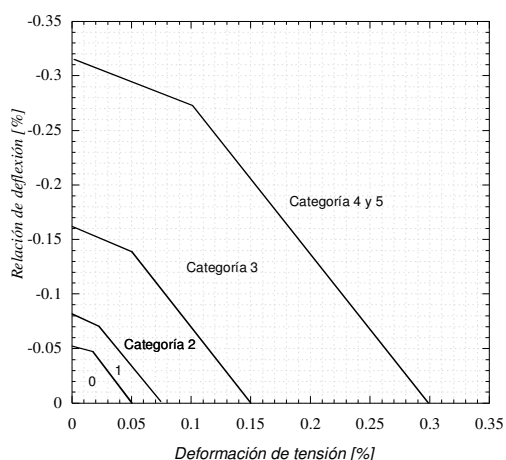


Figura B.1.26. Carta que correlaciona la relación de deflexión y la magnitud de las deformaciones de tensión con el nivel de daño de las edificaciones, Mair (2011)

Tabla B.1.1. Límite de distorsión angular (Wahls, 1981)

Categoría potencial de daño	Distorsión angular	Categoría potencial de daño	Distorsión angular
Daños en maquinaria sensible a asentamientos	1/750	La inclinación en los edificios rígidos comienza a ser visible	1/250
Daños en marcos con diagonales	1/600	Agrietamiento severo en muros	1/150
Límite de seguridad para no inducir grietas en edificios	1/500	Riesgo de ocasionar daño estructural en edificios	1/150
Inicio de agrietamiento en muros	1/300	Límite de seguridad para muros flexibles	1/150
Afectación en la operación de grúas	1/300		

1.1.2. Lumberas

1.1.2.1. Reseña histórica

Las lumberas son estructuras auxiliares para la construcción de túneles, su diámetro y profundidad se rige por el tipo de herramientas que se requiere para la excavación del túnel y por su profundidad. En la ciudad de México se han construido lumberas de sección circular con diámetros de 6, 9, 12 y 16m; con profundidades que van de los 40 a los 200m. No obstante, también se tiene la posibilidad de construir lumberas con secciones ovales o rectangulares según los requerimientos del proyecto. En la **Figura B.1.27**, se ilustran algunas secciones típicas de lumberas.

Las lumberas son fundamentales durante la operación del túnel puesto que en algunos casos funcionan como pozos de captación de aguas residuales o pluviales hacia el sistema de

drenaje; proveen ventilación para túneles del sistema colectivo, carreteros o ferroviarios; pueden funcionar como accesos de emergencia ante eventualidades que interrumpen la adecuada operación del túnel; o bien proveen de un acceso para efectuar tareas de mantenimiento y monitoreo del comportamiento del túnel.

Desde el punto de vista histórico, en 1821 se construyó la primera lumbrera en suelos blandos para el proyecto del túnel del Támesis. Su diámetro fue del orden de 15.2m y su profundidad de 23m. El proceso constructivo fue el que hoy se conoce como pozo indio. Se estima que su peso llegó a alcanzar las 910t.

Por otro lado, en México, durante la excavación de las lumbreras del segundo túnel de Tequisquiac (1937 - 1954) se optó por recomendar el revestimiento en todas las lumbreras con mampostería, pues el costo era mucho menor que la constante reparación asociada a su colapso. Se identificó como factor detonante de las fallas la presencia de agua freática, problema que se agudizaba conforme la excavación se hacía más profunda.

En épocas recientes se documentó la falla de dos lumbreras durante la construcción del drenaje profundo de la ciudad de México (Moreno y Schmitter, 1981). Se trata de las lumbreras 6 y 7 del Interceptor Oriente. La lumbrera 6 del Interceptor Oriente se construyó como una estructura cilíndrica cuyo diámetro era de 9m y una profundidad de desplante igual a 30m. El soporte de la lumbrera se constituyó mediante paneles de muro Milán de 0.6m de espesor, los cuales se colocaron previo a la excavación del núcleo de la lumbrera. La falla se suscitó cuando la profundidad de la excavación era igual a 19.5m y se atribuyó a la intrusión de la arcilla a través de la junta de dos paneles de muro Milán adyacentes. El desplazamiento del suelo generó la rotura de dos de los seis paneles del revestimiento, **Figura B.1.29**.

En el caso de la lumbrera 7 del Interceptor Oriente se presentó una falla cuando la excavación del núcleo estaba a los 20m de profundidad. De igual manera, que en el caso de la lumbrera 6, el evento se originó por la extrusión de arcilla a través de las juntas verticales de los paneles de muro Milán, **Figura B.1.30**.



Figura B.1.27. Secciones típicas de lumbreras construidas en suelos

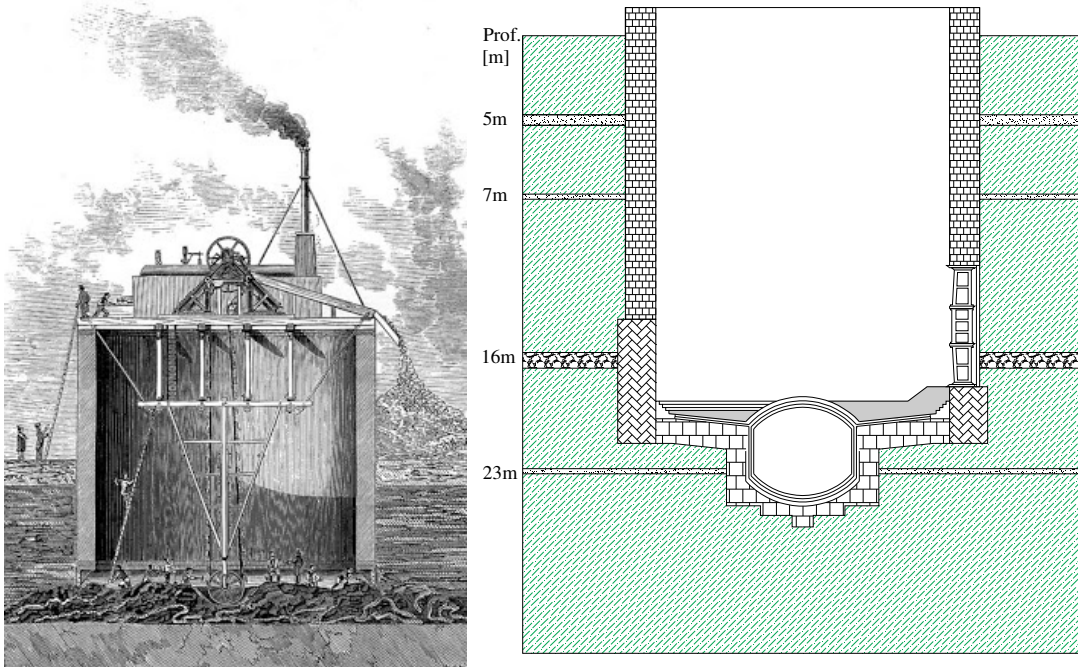


Figura B.1.28. Esquemas de la lumbrera del Támesis, primera construida en suelos blandos mediante el método que actualmente se conoce como pozo indio

Debido a las fallas asociadas al empleo de Muros Milán, en 1969 se desarrolló una técnica especial que se denominó Método de Flotación, **Figura B.1.38**. El método fue ideado por los Ingenieros Jorge Cravioto y Abel Villareal. El objetivo fue mitigar el riesgo de falla tanto por extrusión en las juntas constructivas como de fondo. El método de flotación ha permitido la construcción de más de 30 lumbreras profundas en las arcillas blandas de la ciudad de México. Las dimensiones máximas han sido de 19m en diámetro y 35m en profundidad (Auvinet, *et al.*, 2010).

A pesar de los buenos resultados que se han obtenido con la aplicación del Método de Flotación, en el año 2005 se suscitó una falla por sub-presión en la Lumbrera 6 del Túnel Interceptor Río de los Remedios, **Figura B.1.31**. La lumbrera tenía un diámetro de 16m y una profundidad de desplante de 30m. La capa dura se tenía a una distancia de 4.5m a partir de la profundidad de desplante. Previo a la ocurrencia de la falla, el nivel de lodos se encontraba por encima del nivel freático, lo cual ocasionó que las presiones de poro se incrementaran en la capa dura. La falla se presentó inmediatamente después del descenso súbito del nivel de lodos.

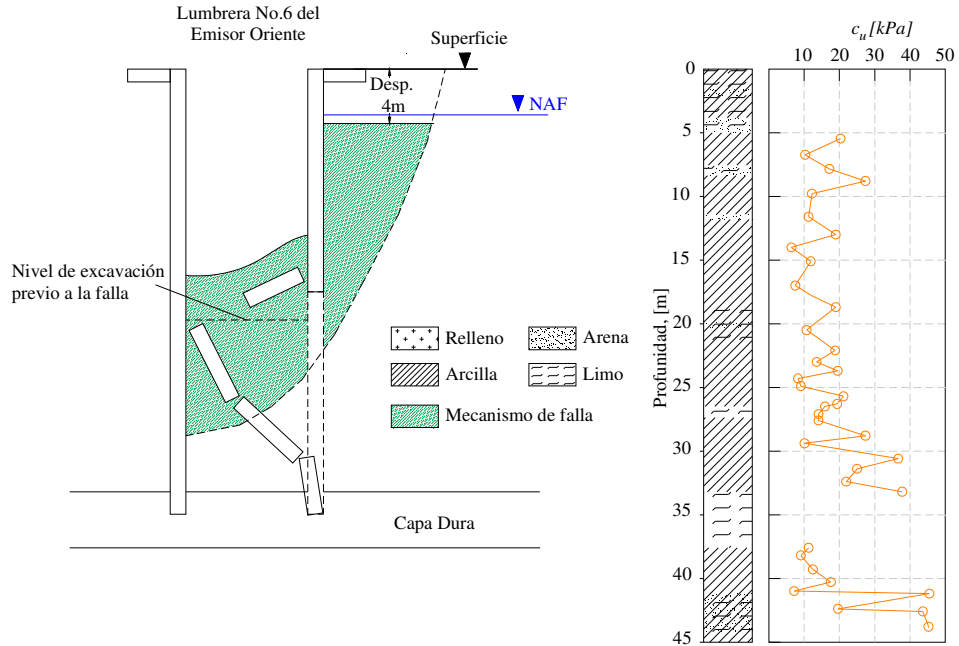


Figura B.1.29. Esquemmatización de la falla de la lumbrera 6 del Interceptor Oriente

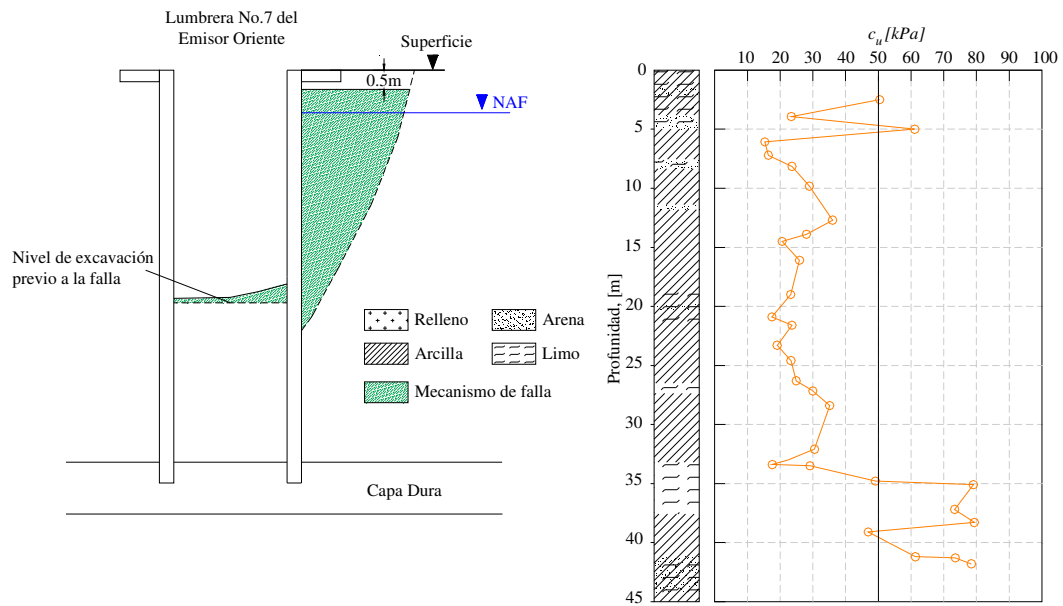


Figura B.1.30. Esquemmatización de la falla de la lumbrera 7 del Interceptor Oriente



Figura B.1.31. Falla de la Lumbrera 6 del Interceptor Río de los Remedios

Adicionalmente, debido a que la profundidad de las lumbreras construidas en la ciudad de México se ha incrementado con el tiempo, éstas han llegado a desplantarse sobre la capa dura, generando problemas de emersión aparente ocasionados por el fenómeno de hundimiento regional. Este hecho se evidencia en el caso de las lumbreras que se ubican sobre la Av. Eduardo Molina (**Figura B.1.32 a Figura B.1.34**).

A partir de la experiencia acumulada por la construcción de lumbreras en la ciudad de México se puede decir que las principales problemáticas son:

- Riesgo de falla de fondo debido a la baja resistencia al corte de las arcillas lacustres.
- Posibilidad de falla por supresión ocasionada por estratos altamente permeables durante la excavación del núcleo.
- Potencial de extrusión en juntas constructivas de elementos estructurales.
- Presencia del fenómeno de hundimiento regional que ocasiona la emersión aparente de la lumbrera.



Figura B.1.32. Caso de emersión aparente ocasionada por el fenómeno de hundimiento regional en lumbreras construidas en la ciudad de México



Figura B.1.33. Caso de emersión aparente ocasionada por el fenómeno de hundimiento regional en lumbreras construidas en la ciudad de México



Figura B.1.34. Caso de emersión aparente ocasionada por el fenómeno de hundimiento regional en lumbreras construidas en la ciudad de México

1.1.2.2. *Procesos constructivos*

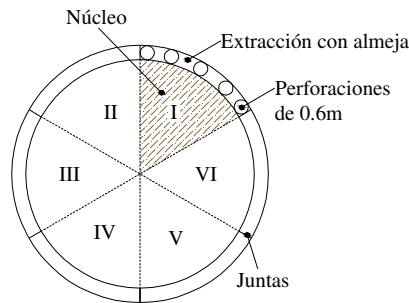
Los métodos constructivos aplicables a suelos blandos, incluyendo los de la zona lacustre de la ciudad de México, son principalmente los siguientes (DGCyOH, 1991; Orduño, 2009; Zemva, 2011, Auvinet y Rodríguez, 2010):

- Empleo de Muros Milán.
- Lumbrera flotada.
- Empleo de anillos prefabricados.

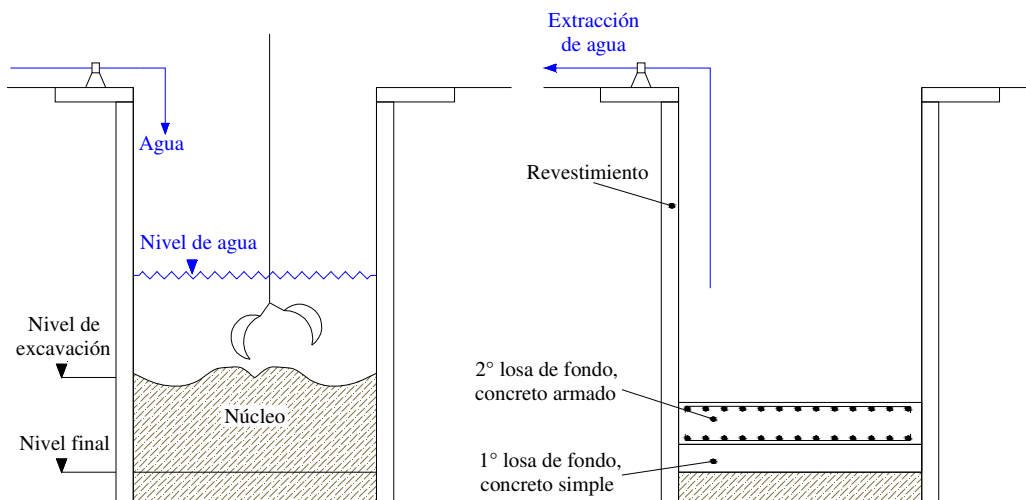
a) Muros Milán

La técnica consiste, en términos generales, en la siguiente secuencia constructiva, **Figura B.1.35:**

1. Se inicia con la excavación de la zanja anular que alojará el revestimiento de la lumbrera. Esta excavación se efectúa mediante perforaciones de 0.60m de diámetro en cada uno de los seis sectores en que se divide el perímetro anular. Entre una perforación y otra permanecen franjas de suelo que son retiradas mediante almeja guiada. La estabilización de la zanja se logra con el empleo de lodo bentonítico. **Figura B.1.35a.**
2. Alcanzado el nivel de desplante de los muros, se coloca el armado de refuerzo del muro en cada sector y se procede al colado continuo mediante el descenso del concreto hasta el fondo, a través de tubería "Tremie", su punta permanece siempre embebida en el concreto para evitar su contaminación. Puesto que la densidad del lodo es menor que la del concreto, éste se desplaza hacia la superficie, **Figura B.1.35b.**
3. Una vez colados los muros, se procede a excavar el núcleo hasta la profundidad de proyecto de la excavación. A partir de cierto nivel, de ser necesario, se coloca agua o lodos como lastre para evitar expansiones y una eventual falla del fondo. Cuando se ha llegado al nivel de proyecto de la excavación, se cuela un tapón o losa de concreto simple, sobre la que se coloca el acero de refuerzo de la losa estructural, anclada perfectamente al revestimiento de la lumbrera, **Figura B.1.35 c.**



a) Perforaciones en un sector de la zanja anular



b) Excavación del núcleo

c) Colado de losa de fondo

Figura B.1.35. Esquematización del procedimiento constructivo de lumbreras con empleo de Muro Milán

Las ventajas de emplear el método del Muro Milán son (Auvinet y Rodríguez, 2010):

- El diámetro y profundidad de lumbreras que pueden alcanzarse es prácticamente ilimitado, cuando el equipo de excavación y las propiedades del suelo lo permiten. En el proyecto del Túnel Emisor Oriente se han excavado, con este método combinado con el convencional, lumbreras que alcanzan profundidades superiores a los 100m. La maquinaria empleada se muestra en la **Figura B.1.36**.
- El muro Milán ayuda a prevenir el desarrollo de deformaciones excesivas, la falla de las paredes de la excavación y la caída de material suelto durante la construcción de la lumbrera.
- Al profundizar el pie del muro más allá del nivel máximo de excavación, se disminuye la probabilidad de falla de fondo por cortante.
- Se tiene amplia experiencia en su aplicación.



Figura B.1.36. Hidrofesa empleada en la excavación para la construcción de Muros Milán de lumbreras profundas

Las limitaciones del empleo de Muro Milán son (Auvinet y Rodríguez, 2010):

- En materiales muy blandos como las arcillas de la ciudad de México pueden presentarse problemas de estabilidad de las paredes por extrusión del suelo a través de las juntas de los tableros, **Figura B.1.29** y **Figura B.1.30**, (Moreno y Schmitter, 1981).
- Las juntas de colado no garantizan la estanqueidad del muro.

- El muro carece de continuidad estructural radial, por lo que en ocasiones es necesario agregar anillos de acero a distintas profundidades conforme se efectúa la excavación.
- Cuando existe la posibilidad de falla del fondo por sub-presión, es necesario implementar un sistema de bombeo durante la excavación.
- Cuando se trabaja con lodos para la excavación del núcleo, se dificulta de manera importante efectuar la unión estructural de la losa de fondo con el muro, lo que puede generar la falla del fondo por cortante o por flotación de dicha losa al retirar el lodo.
- La presencia de suelos granulares en el fondo de la excavación dificulta de manera importante su aplicabilidad cuando existe un nivel de aguas freáticas.
- Cuando el muro Milán se desplanta en un estrato rígido la magnitud de la emersión aparente que induce el fenómeno de hundimiento regional se incrementa.

b) Lumbrera flotada

Al efectuar una excavación de ciertas dimensiones en suelos arcillosos de baja resistencia al corte y en presencia de agua freática, surgen varias dificultades de estabilidad que se agravan en la medida que las variables del suelo se modifican con el tiempo. Ahora bien, a partir de la experiencia para estabilizar pozos profundos y zanjas para muro Milán mediante lodos bentoníticos, se ideó un método constructivo que al tiempo que garantiza la estabilidad del fondo y paredes de la excavación, posibilita la construcción de la losa de fondo y muro de la lumbrera. Este método, denominado lumbrera flotada, es el de mayor uso en la zona de lago de la ciudad de México; su procedimiento constructivo consiste de los siguientes pasos (**Figura B.1.37 a Figura B.1.39**):

1. Se construyen dos brocales circulares (**Figura B.1.37a**) que servirán de guía para excavar una zanja anular hasta la profundidad de proyecto, por medio de perforadora y almeja guiada, **Figura B.1.37b**. En toda esta etapa el suelo desalojado se sustituye por lodo bentonítico.
2. En seguida se demuele el brocal interior y se retira el núcleo del suelo, sustituyendo siempre el material excavado por lodo bentonítico hasta alcanzar la profundidad requerida, **Figura B.1.37c**.
3. A continuación en la superficie del lodo se deposita un tanque metálico en posición invertida, con diámetro menor al del brocal exterior, quedando así una holgura entre la periferia del tanque y la pared de la excavación a través de la cual se maneja el nivel y cambio de lodos. Este tanque se convierte en el área de trabajo, sobre la que se efectuará el colado de la losa de fondo y el primer tramo de muro de la lumbrera. Durante esta etapa, el sistema tanque-lumbrera en construcción se sostiene del brocal mediante viguetas metálicas. **Figura B.1.37d**.
4. Terminada la primera etapa de colado, se inyecta aire al interior del tanque para provocar su flotación. En ese momento se retiran las viguetas y el sistema queda listo para iniciar lo que se denomina primera etapa de inmersión, la cual se realiza al desalojar paulatinamente el aire a presión. El descenso es guiado a través de malacates

hasta llegar al nivel requerido para iniciar la segunda etapa de colado; nivel en el que nuevamente el sistema tanque-lumbrera se ancla al brocal, **Figura B.1.37e**.

5. El ciclo establecido colado-inmersión se repite hasta alcanzar la profundidad de proyecto, y al final se liga la lumbrera con el brocal mediante traveses de concreto. La holgura o espacio anular entre el muro de la lumbrera y la pared de la excavación, es rellenado con un mortero de suelo-cemento, **Figura B.1.37f**.

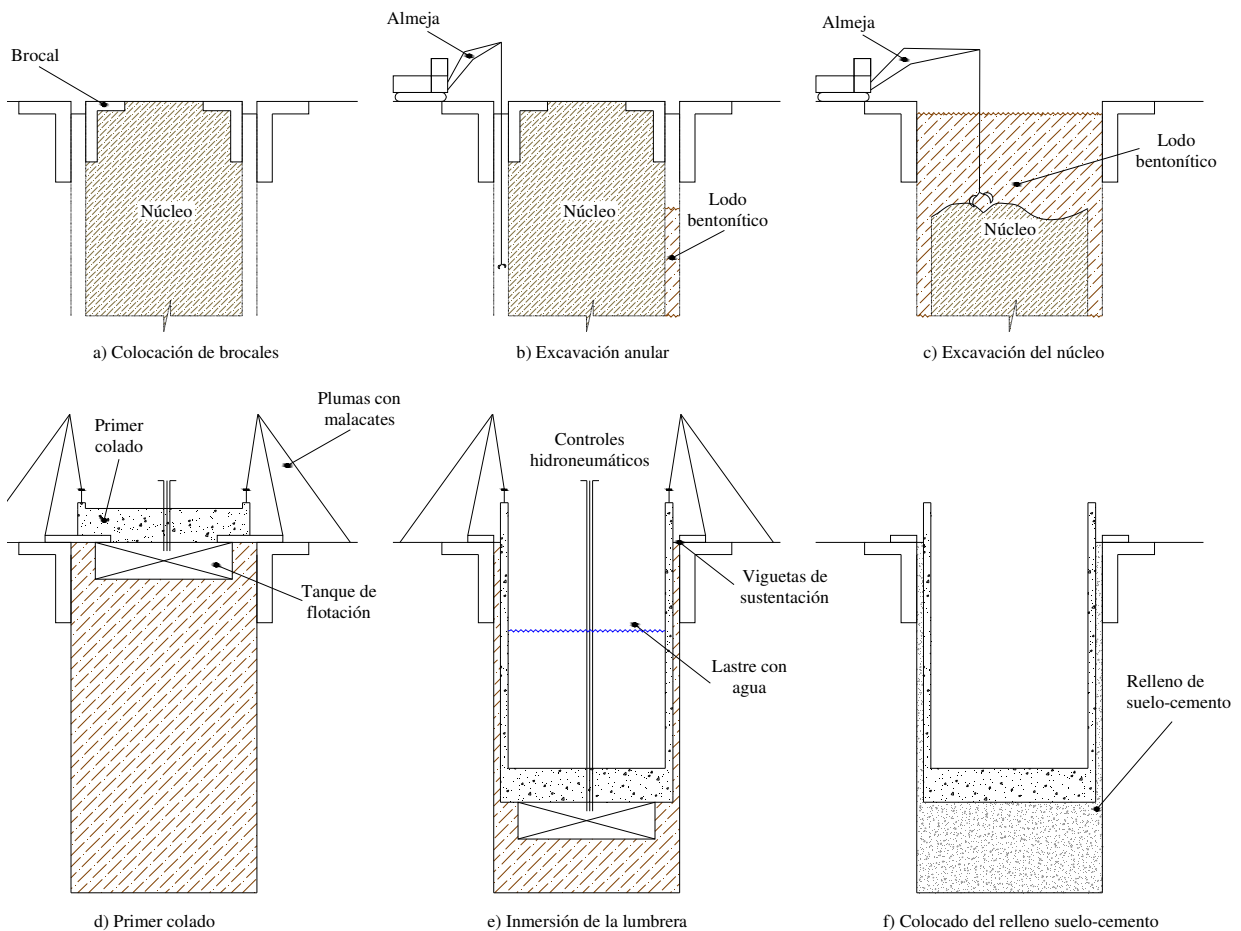


Figura B.1.37. Esquemización del procedimiento Lumbrera Flotada

Las ventajas de emplear el método de flotación son (Auvinet y Rodríguez, 2010):

- Es un método muy efectivo para impedir la falla del suelo por extrusión.
- Ayuda a prevenir la generación de la falla de las paredes y la de fondo por cortante y por sub-presión.
- Se tiene amplia experiencia en su aplicación en la zona lacustre de la ciudad de México.
- En ocasiones, es la única técnica factible para la construcción de lumbreras en la zona lacustre de la ciudad de México.

- Se pueden alcanzar profundidades relativamente altas en suelos muy blandos.

Las limitaciones del empleo del proceso constructivo son (Auvinet y Rodríguez, 2010):

- Se requiere de un control acucioso de los niveles del lodo bentonítico. Su sobre-elevación o descenso abrupto durante la construcción, puede generar la falla del fondo por sub-presión.
- Requiere de personal altamente calificado para su construcción.
- Para lumbreras relativamente profundas, es susceptible a la falla por flotación al final de su construcción.
- El costo y tiempo de construcción es relativamente alto.
- En caso de presentarse deformaciones importantes en la pared de la excavación, la estructura puede atorarse durante su inmersión.
- La acumulación de azolves en el fondo de la excavación puede dificultar o imposibilitar la inyección de mortero en el tanque de flotación.

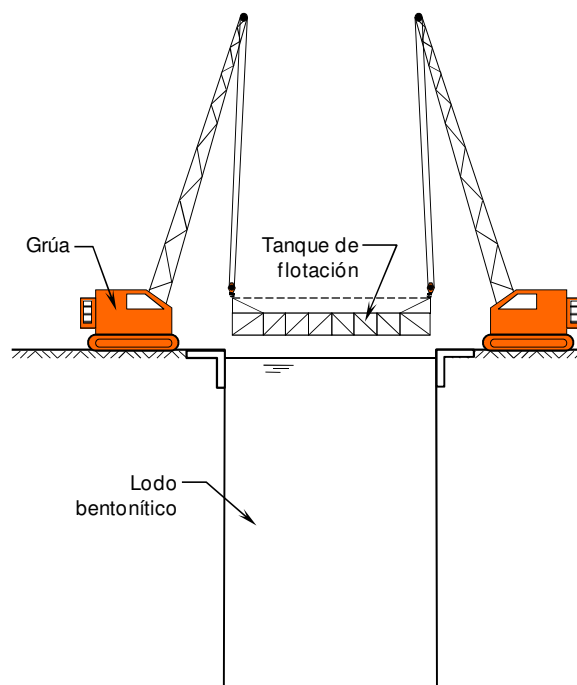


Figura B.1.38. Vista de la colocación del tanque de flotación (Auvinet y Rodríguez, 2010)

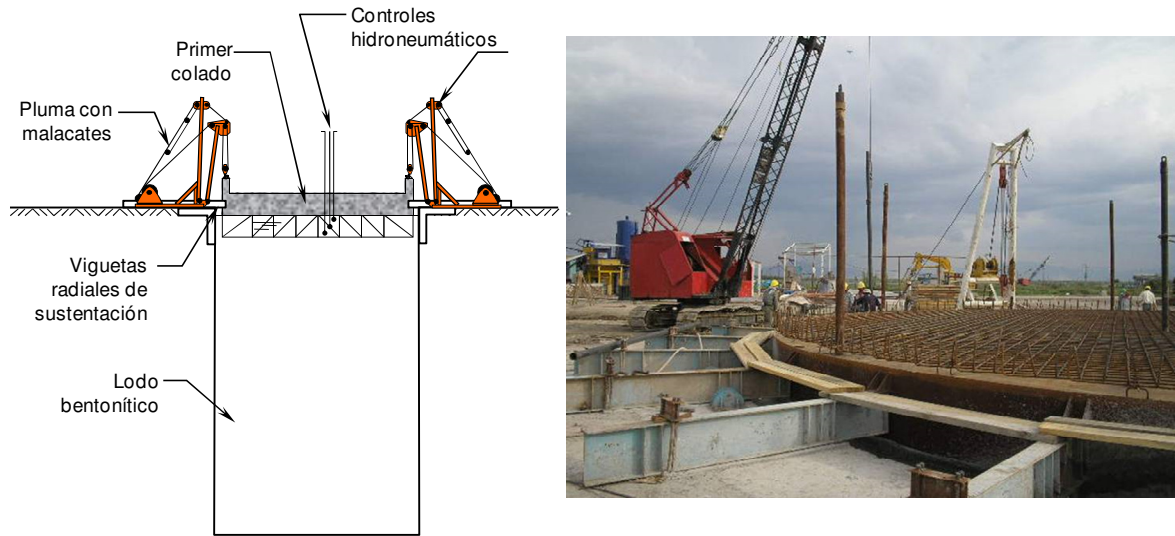


Figura B.1.39. Cimbrado, armado y colocado de la losa de fondo

c) *Lumbrera con anillos prefabricados (Zemva, 2011)*

Este procedimiento se ideó para suelos saturados de baja resistencia y alta compresibilidad, como los de la zona lacustre de la ciudad de México. Es un método constructivo donde se pueden controlar los desplazamientos del suelo para mitigar los daños a las estructuras e instalaciones colindantes. La secuencia de construcción se presenta a continuación, **Figura B.1.40**:

1. Se construyen dos tipos de brocales: el exterior y el interior (**Figura B.1.40a**). La función del brocal exterior es estabilizar los bordos de la excavación, brindar una sujeción segura al primer anillo a través de las traveses guía de acero, proporciona la guía al equipo de excavación de la trinchera perimetral y soporta la maquinaria pesada. Por su parte, el brocal interior tiene como única función de servir como guía del equipo de excavación: almeja guiada.
2. Se procede con la excavación del suelo para alojar la lumbrera. Se realiza sustituyendo el peso del suelo y el agua excavado con algún otro medio que restituye el peso retirado y proporciona el soporte al suelo que queda en su sitio original. Para restituir el peso del suelo y proporcionar un soporte igual al suelo original en la frontera de la excavación es común el empleo de las soluciones bentoníticas. A su vez esta fase constructiva se subdivide tres etapas: excavación de la trinchera perimetral, demolición y retiro del brocal interior y excavación del núcleo para alojar a la lumbrera, **Figura B.1.40b**.
3. Construcción de los anillos segmentados: Se construyen los anillos 1, 2 y superiores. La construcción de todos los segmentos y elementos estructurales que constituyen todos los anillos debe terminarse antes o en el mismo instante que la excavación del núcleo para evitar la contaminación de los lodos en el interior de la excavación. Posteriormente se coloca el primer anillo integrado a las traveses guía verticales, al interior de la excavación al nivel de proyecto, **Figura B.1.40c**.

4. Colado de la primera losa de fondo: Se procede con el colado de la primera losa de fondo mediante el empleo de tubería “Tremie”. Cuando el concreto de la losa de fondo llega a los 10% de su resistencia de diseño puede continuarse con el descenso de los anillos superiores, **Figura B.1.40d**.
5. Sumersión de los anillos superiores: se procede con la colocación de los anillos superiores, **Figura B.1.40e**.
6. Colocación perimetral entre los anillos y el suelo natural: se rellena el espacio anular entre las paredes exteriores de los anillos y las paredes de la excavación con una mezcla de mortero-bentonita de resistencia a la compresión entre los 10 y los 30kg/cm², **Figura B.1.40f**.
7. Retiro de los lodos del interior de la lumbrera: Cuando el mortero-bentonita desarrolle el 10% de su resistencia de proyecto y el concreto de la losa de fondo desarrolle el 50% de su resistencia de diseño, comienza el retiro de los lodos bentoníticos del interior de la lumbrera, **Figura B.1.40g**.
8. Finalmente, se realiza la construcción del revestimiento definitivo: se comienza con la construcción del revestimiento definitivo de la lumbrera incluyendo los portales de entrada y salida de escudo, **Figura B.1.40h**.

Las ventajas de emplear el método son (Auvinet y Rodríguez, 2010):

- Es un método muy efectivo para impedir la falla del suelo por extrusión.
- Es un poco más eficiente que el método por flotación para el control de la falla de fondo, ya que la losa se construye al principio del procedimiento constructivo.
- En ocasiones, es la única técnica factible para la construcción de lumbreras en la zona lacustre de la ciudad de México.
- Se pueden alcanzar profundidades relativamente altas en suelos muy blandos.

Las limitaciones de emplear el método son (Auvinet y Rodríguez, 2010):

- Se requiere de un control acucioso de los niveles del lodo bentonítico.
- Requiere de personal altamente calificado para su construcción.
- Para lumbreras relativamente profundas, es susceptible a la falla por flotación al final de su construcción.
- El costo y tiempo de construcción es relativamente alto.
- En caso de presentarse deformaciones importantes en la pared de la excavación, los anillos pueden atorarse durante su inmersión.
- Para diámetros relativamente grandes, los anillos pueden deformarse durante su colocación.
- La acumulación de azolves en el fondo de la excavación puede dificultar o imposibilitar el colado de la losa de fondo.

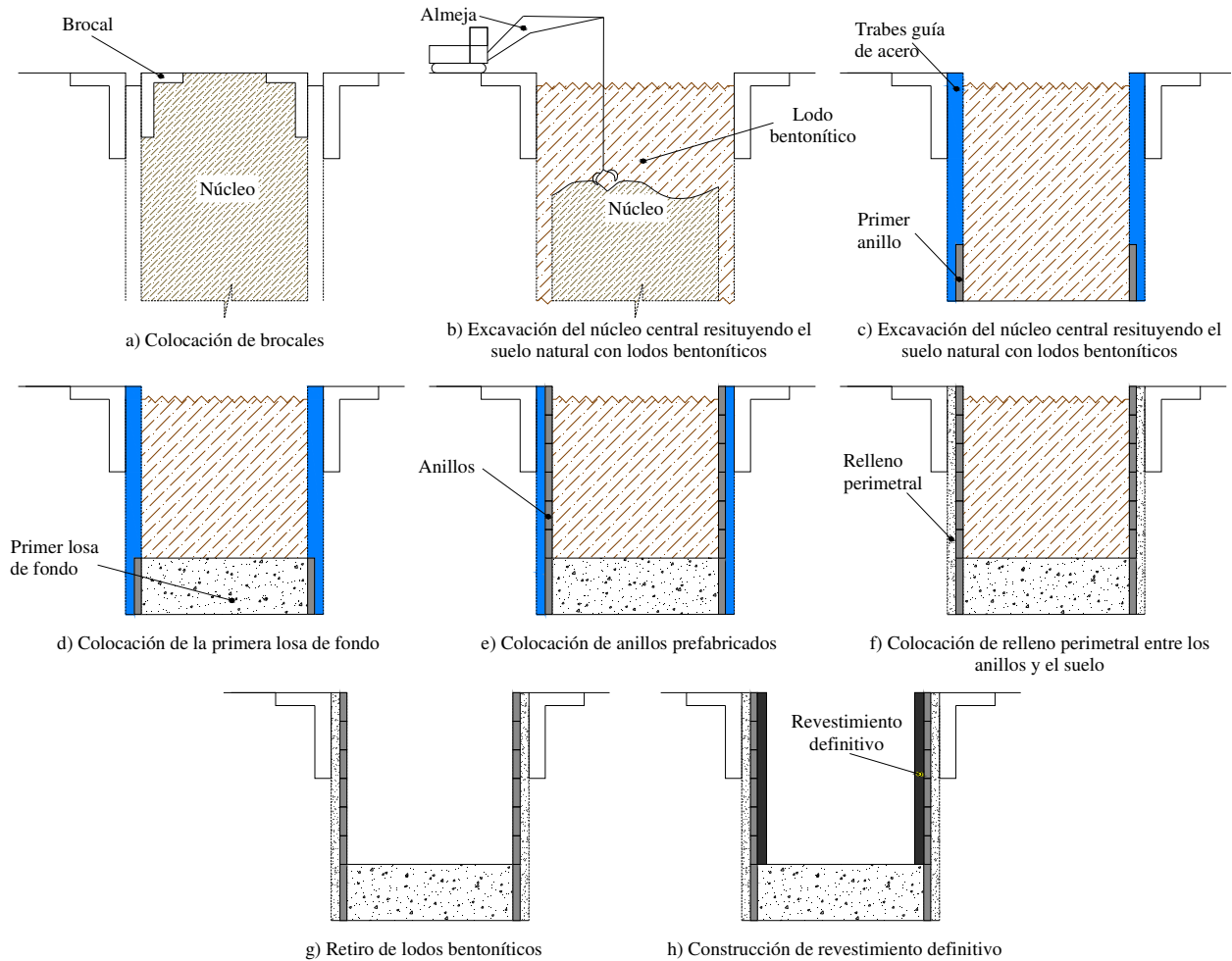


Figura B.1.40. Esquematización del procedimiento con base en anillos prefabricados

1.1.2.3. Criterios de análisis y diseño

Realizar el diseño geotécnico de una lumbrera en suelos blandos, incluyendo los de la zona lacustre de la ciudad de México, tiene como objetivo cumplir con los siguientes estados límite:

- Estados límite de falla: estabilidad de las paredes de la excavación, estabilidad del núcleo, estabilidad por extrusión, estabilidad del fondo por cortante, estabilidad del fondo por sub-presión y estabilidad por flotación.
- Estados límite de servicio:
 - Desplazamientos inmediatos generados por la excavación y construcción de la lumbrera.
 - Desplazamientos diferidos generados por la consolidación del medio inducida por la excavación, construcción y la interacción de la lumbrera con el hundimiento regional.
 - Desplazamientos inducidos por cargas accidentales.

A continuación se describen de manera general los estados límite mencionados, en Auvinet y Rodríguez (2010) y Orduño (2009) se describen con mayor detalle.

a) Estabilidad de las paredes de la excavación

Cuando se emplea el muro Milán para la construcción de lumbreras, es importante realizar el análisis de estabilidad de las paredes de la zanja que se efectúa durante la excavación de los tableros.

El análisis de la estabilidad de una zanja en un medio cohesivo se puede realizar aplicando métodos analíticos como el del Instituto Geotécnico de Noruega basado en el propuesto por Aas (1976) o bien mediante la implementación de modelos numéricos como los que se presentan por Wilson (1965) y Auvinet y Rodríguez (2004).

b) Estabilidad del núcleo

Cuando se emplean los métodos de la lumbrera flotada y de los anillos, es necesario verificar la estabilidad del núcleo central cuando se excava la zanja perimetral.

La evaluación de la estabilidad del núcleo se puede realizar de manera analítica. Para ello se asume que el núcleo se encuentra sometido a un estado inicial de esfuerzos horizontales, el cual disminuye cuando se sustituye el suelo de la zanja por el lodo bentonítico. Así pues, el factor de seguridad del núcleo es inversamente proporcional esta disminución, lo cual se expresa mediante la ecuación B.1.3.

$$FS_N = \frac{2c}{\gamma - \gamma_L z_L} \quad \text{B.1.3}$$

donde: FS_N = factor de seguridad del núcleo

c = resistencia no drenada del suelo

γ = peso volumétrico del suelo

z = profundidad de desplante de la lumbrera

γ_L = peso volumétrico del lodo

z_L = nivel de lodos con respecto medido a partir de la superficie

c) Estabilidad por extrusión

La falla por extrusión (**Figura B.1.29** y **Figura B.1.30**) sucede cuando una capa o un lente formado por material cohesivo de resistencia considerablemente baja, en comparación con los estratos que lo rodean, pierde confinamiento debido al desarrollo de la excavación. En suelos muy blandos, como las arcillas lacustres de la ciudad de México, cuando se presentan problemas constructivos



en los que las juntas entre los paneles (muro Milán) quedan abiertas, es posible que se desarrolle este tipo de falla a través de dichas juntas.

Para revisar la estabilidad del suelo por extrusión, es necesario que, a la profundidad de la capa o lente débil, se cumpla la siguiente desigualdad, (Tamez, et al., 2007):

$$\gamma z + q_s - 2c < 0$$

B.1.4

donde: c = resistencia no drenada del suelo

γ = peso volumétrico del suelo

z = profundidad del estrato débil

d) Estabilidad del fondo por cortante

En suelos cohesivos de baja resistencia al corte, cuando se efectúa una excavación, se provoca un desequilibrio de presiones geostáticas entre su fondo que queda liberado de cargas, y el nivel correspondiente del suelo adyacente a la excavación. La columna del suelo circundante tiende a moverse hacia abajo y el fondo de la excavación hacia arriba. Durante el desarrollo del mecanismo de falla, en condiciones de corto plazo (construcción), la única restricción que ofrece el suelo movilizado es su cohesión a lo largo de la línea potencial de falla. Una fuerza adicional contraria a este mecanismo de falla podría ser la columna de lodo, actuando sobre el fondo de la excavación. La idealización de este mecanismo de falla se ilustra en la **Figura B.1.41**.

. Aplicando un análisis de equilibrio límite se tiene que el factor de seguridad contra la falla de fondo se establece con la expresión B.1.5, se admite una condición estable cuando se tiene un factor de seguridad mínimo de 1.5.

$$FS = \frac{c_2 N_C}{H \left(\gamma_s - \frac{2c_1}{\sqrt{2}B} \right) + q - \gamma_L h_L}$$

B.1.5

donde: c_2 = cohesión del suelo por debajo del fondo de la excavación

N_C = Factor de capacidad de carga que depende de las dimensiones de la excavación

H = Profundidad de la excavación

γ_s = peso específico del suelo adyacente y por encima del nivel de fondo

c_1 = cohesión de la columna superior de suelo

B = ancho de la excavación

q = sobrecarga en superficie

γ_L = peso específico de lodos

h_L = altura de columna de lodos

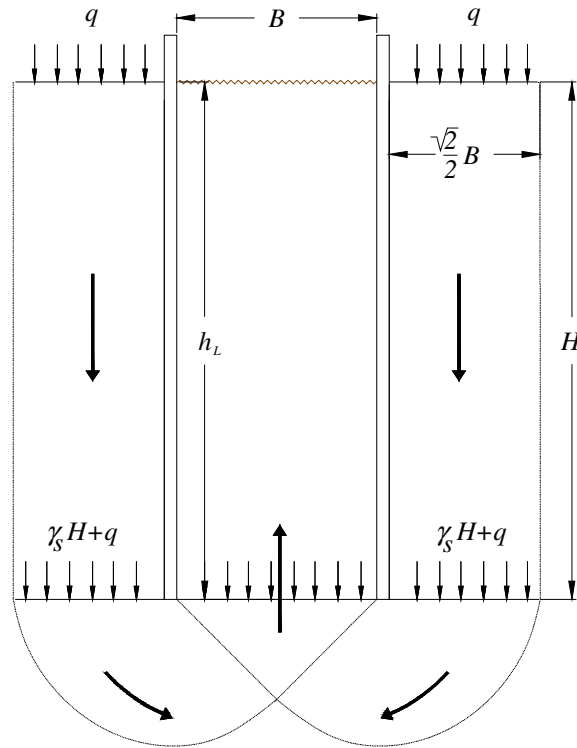


Figura B.1.41. Idealización del mecanismo de falla de fondo en suelos blandos

e) Estabilidad del fondo por sub-presión

Debido a la presencia del nivel freático, en el fondo de la lumbrera actúan fuerzas de supresión, que pueden provocar una falla por supresión, **Figura B.1.42**, de la lumbrera misma. Dicha supresión será igual al área de la lumbrera multiplicada por la presión de poro al nivel de desplante de la lumbrera. El valor obtenido se compara con el peso total de la estructura, y se obtiene así el factor de seguridad, se admite una condición estable cuando se tiene un factor de seguridad mínimo de 1.1.

$$FS = \frac{W_L}{P_H} \tag{B.1.6}$$

donde: W_L = peso de la lumbrera
 P_H = Fuerza de supresión

Asimismo, durante los trabajos de excavación de la lumbrera se pueden tener intercalaciones de lentes arenosos con presiones de poro importantes; por tanto, se debe de garantizar que en cada una de las fases establecidas para llevar a cabo la excavación del núcleo se tengan condiciones de estabilidad; para ello en la ecuación B.1.6 se sustituye el peso de la lumbrera por el peso del tapón de suelo que se tiene entre el estrato con altas presiones piezométricas y el fondo de la excavación.

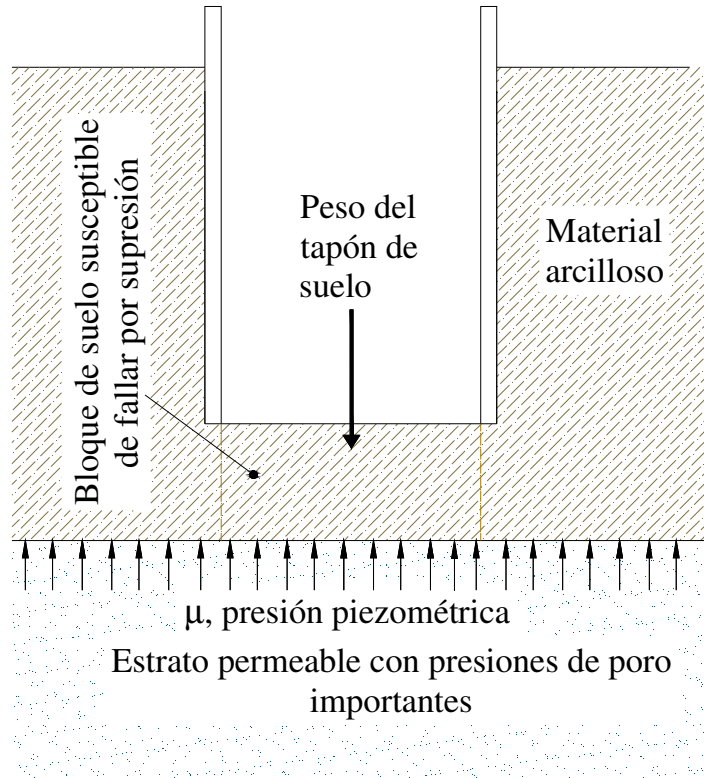


Figura B.1.42. Idealización del mecanismo de falla por supresión

f) Estabilidad por flotación

La presencia de nivel de aguas freáticas superficial puede generar la falla por flotación de la lumbrera. Esta puede presentarse después de: construir la losa de fondo, retirar el fluido estabilizador del centro de la lumbrera y/o al interrumpir el bombeo profundo empleado para evitar la falla por sub-presión.

Para verificar la seguridad de la lumbrera contra este tipo de falla, el factor de seguridad puede estimarse, Figura B.1.43, como

$$FS = \frac{W_e + fJ}{\gamma_w h_w} \quad \text{B.1.7}$$

donde: W_e = peso de la estructura de la lumbrera

A_T = Área transversal de la lumbrera

f = adherencia lumbrera-suelo. $f = \alpha c_u$ para suelos cohesivos

c_u = resistencia al corte no-drenada media del suelo a lo largo del fuste de la lumbrera

α = factor de adherencia lumbrera-suelo

J = relación de superficie

γ_w = peso volumétrico del agua

h_w = altura del agua respecto al fondo de la lumbrera, **Figura B.1.43**

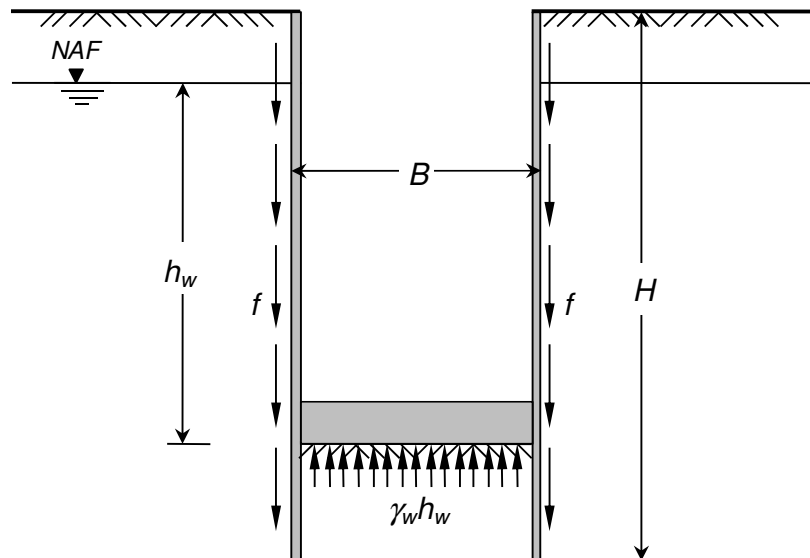


Figura B.1.43. Fuerzas actuantes para el análisis de la falla por flotación

g) *Desplazamientos generados en superficie durante la construcción*

La evaluación de los desplazamientos generados en superficie por lo general se realiza mediante la aplicación de métodos numéricos, puesto que éstos permiten considerar la estratigrafía del sitio, la piezometría, la secuencia de excavación, sobrecargas debidas a la operación de maquinaria, el efecto del lodo bentonítico y la rigidez de los elementos estructurales. Algunos modelos numéricos se presentan en López, *et al.*, 2010; Clavellina, *et al.*, 2010; Rangel, *et al.*, 2010.

h) *Desplazamientos diferidos*

Los desplazamientos diferidos son los siguientes:

- Aquellos que se presentan cuando se disipa el incremento de la presión de poro asociado a los procesos constructivos.
- Los que se asocian al interacción de la lumbrera con el hundimiento regional.

La evaluación de los desplazamientos diferidos implica que se tome en consideración el proceso de consolidación, lo cual se puede realizar a través de la implementación de modelos desacoplados como el que se presenta en este trabajo de tesis.



i) Desplazamientos por cargas accidentales

Durante un evento dinámico, las fuerzas que se desarrollan alrededor de la lumbrera pueden generar zonas de agrietamiento, o producir fallas en algunas secciones debido a los movimientos del subsuelo.

La evaluación de los desplazamientos asociados a eventos sísmicos se puede llevar a cabo aplicando metodologías numéricas como las presentadas en Zemva (2009).

1.1.3. Conexiones

1.1.3.1. Tipos de conexiones

En general, en proyectos de obras subterráneas las conexiones entre dos o más estructuras se pueden presentar para alcanzar los objetivos siguientes (Bhawani y Rajnish, 1996):

Conexiones túnel-lumbrera, **Figura B.1.44:**

- Proveer de acceso vertical al nivel del túnel para su construcción. Generalmente las lumbreras proveen de frentes de trabajo adicionales para minimizar el tiempo de construcción de los túneles
- Conducir cables de corriente eléctrica
- Proveer de ventilación a lo largo de túneles largos
- Funcionar como accesos de personas
- Para generar una galería de montaje para el armado de la tuneladora

Conexiones túnel-túnel, **Figura B.1.45**

- Unión de dos túneles gemelos para proveer de una ruta de evacuación y rescate en caso de accidentes (comúnmente empleado en túneles viales), **Figura B.1.45a.**
- Generar un área de ventilación mediante la construcción de una conexión lumbrera y túneles adyacentes, **Figura B.1.45b.**
- Conectar colectores secundarios a un colector central en proyectos de túneles de aguas residuales, **Figura B.1.45c.**
- Generar un sistema de red de transporte interconectado, *i.e.*, redes de metro.

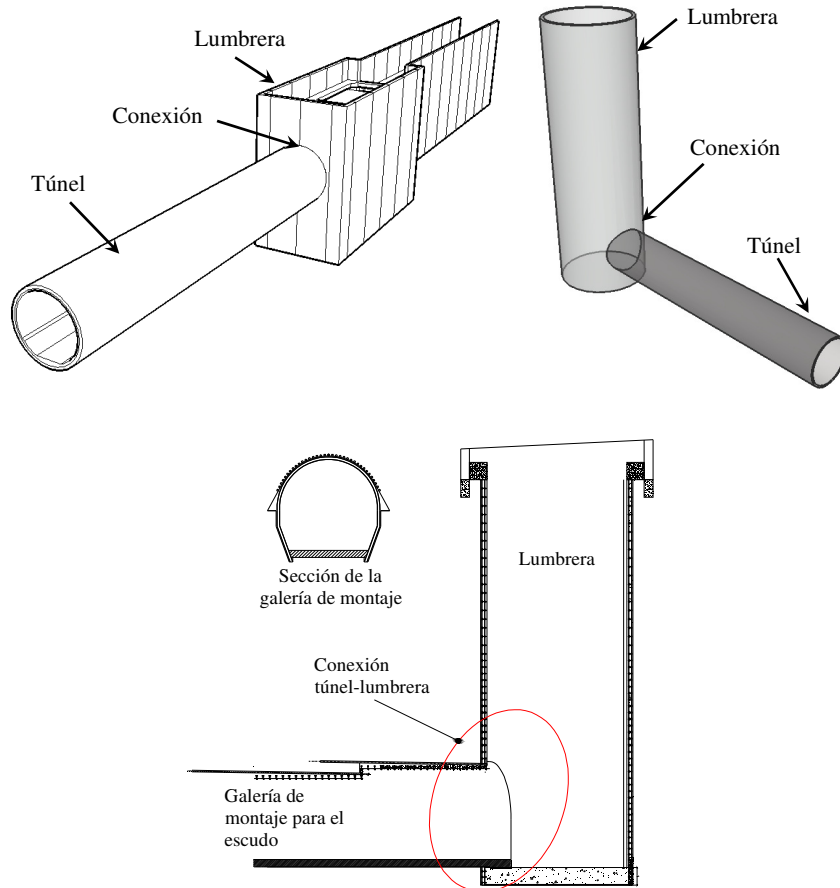


Figura B.1.44. Tipos comunes de conexión túnel-lumbrera

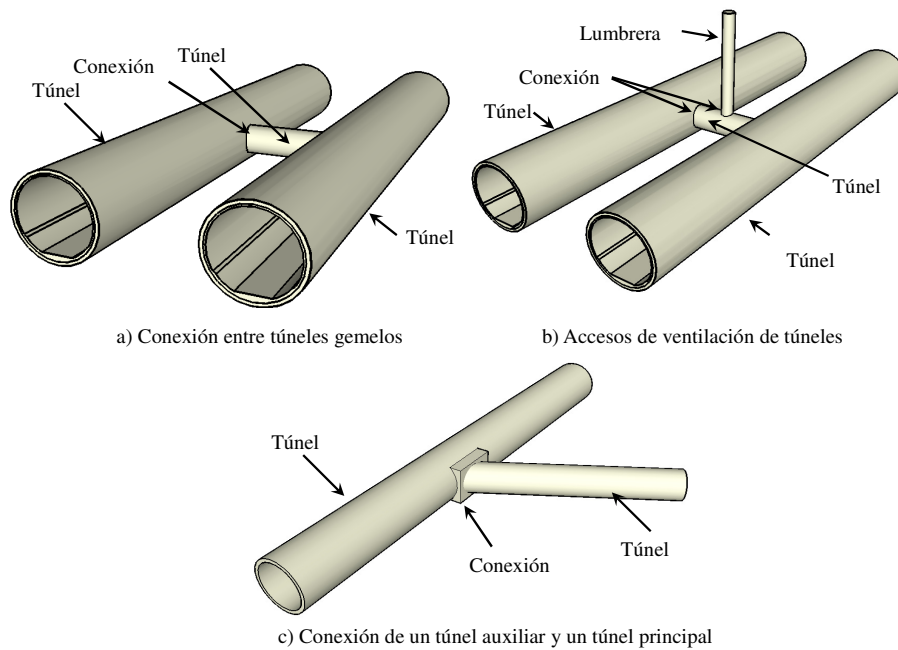


Figura B.1.45. Tipos comunes de conexión túnel-túnel

1.1.3.2. Criterios de análisis y diseño

Existen metodologías para el diseño de túneles, que en su mayoría lo asumen como un elemento de longitud infinita (estado plano de deformaciones; Kirsch, 1898; Morgan, 1961; Shmidt, 1969; Peck, 1969; Wood, 1975; Einstein y Scharwartz, 1979; Alberro, 1983; Verruijt y Booker, 1996; Loganathan y Poulos, 1998; Bobet, 2010), mientras que las lumbreras se asumen como excavaciones cilíndricas que pueden analizarse considerando su carácter axisimétrico (López, *et al.*, 2010; Clavellina, *et al.*, 2010; Rangel, *et al.*, 2010; Auvinet, *et al.*, 2010; Orduño, 2009). Ahora bien, los problemas de conexiones de estructuras subterráneas son complejos ya que es necesario abordar su solución desde un punto de vista tridimensional que considere la interacción conexión-suelo. Por tanto, realizar hipótesis que simplifiquen su solución implica una pérdida importante en la descripción de su comportamiento.

El primer objetivo del diseño de conexiones consiste cuál será el incremento de esfuerzos, tanto en el túnel como en la lumbrera, atribuible a la interacción de ambas estructuras con el suelo. Asimismo, se debe evaluar la necesidad de implementar algún tipo de refuerzo en la conexión que garantice su adecuado comportamiento durante su construcción y vida útil.

Para proyectos de obras subterráneas, incluyendo los efectuados en la zona lacustre de la ciudad de México, se hace énfasis (Megaw y Bartlett, 1990; DGCyOH, 1991; Zemva, 2011, FHWA, 2004; Jenny, 1996) en la necesidad de efectuar un análisis detallado de la zona de conexión, ante las dos condiciones siguientes:

- Cargas inducidas por sismo
- Asentamientos generados en suelos blandos a corto (consolidación por construcción) y largo plazo (suelos sometidos a hundimiento regional)

Asimismo, se establece que, ante estas dos condiciones, se generan desplazamientos relativos entre las diferentes estructuras que conforman la conexión, **Figura B.1.46**. La consecuencia inmediata de la generación de desplazamientos diferenciales es un incremento importante en la magnitud de los esfuerzos desarrollados en los elementos estructurales de la conexión (Hsiao, *et al.*, 2009; Nonomura, *et al.*, 2004; Guofeng, *et al.*, 2010). Ahora bien, la susceptibilidad de las conexiones ante los desplazamientos diferenciales se atribuye al cambio de rigidez entre ambas estructuras y a las diferentes trayectorias de carga-descarga que se desarrollan.

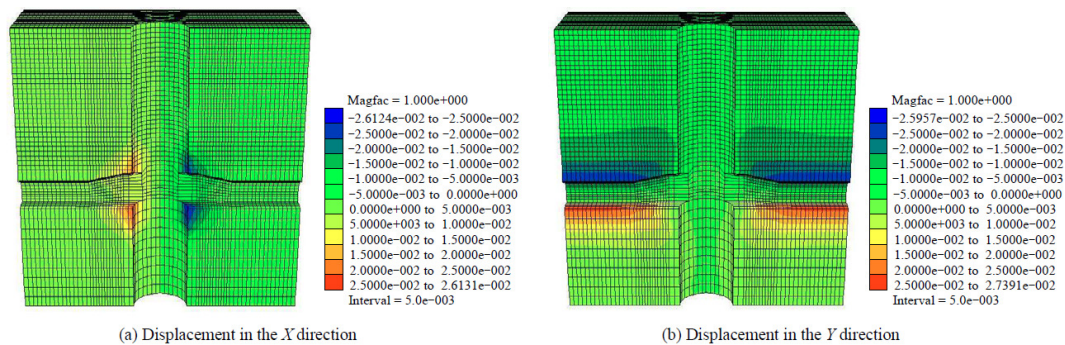


Figura B.1.46. Generación de desplazamientos relativos en una conexión (Guofeng, *et al.*, 2010)

Para el análisis del comportamiento de conexiones, generalmente se recurre a la modelación numérica mediante programas con un enfoque altamente estructural y bidimensional, **Figura B.1.47** (Consortio Línea 12, 2010a; Consortio Línea 12, 2010b y Yáñez, 2011). Dicho enfoque omite la posibilidad de considerar modelos constitutivos que describan el comportamiento de la suelo.

Se han realizado algunos estudios del modelado tridimensional de la interacción conexión-suelo (Hsiao, *et al.*, 2009; Nonomura, *et al.*, 2004; Guofeng, *et al.*, 2010). Dichos estudios se han enfocado principalmente al problema de conexiones en roca y a su interacción con el sismo.

Debido a lo anterior, el presente trabajo de tesis tiene como objetivo establecer una metodología de análisis para el diseño geotécnico de conexiones, túnel-túnel y/o túnel-lumbrera, en suelos blandos sometidos al proceso de hundimiento regional en donde se considere la interacción conexión-suelo.

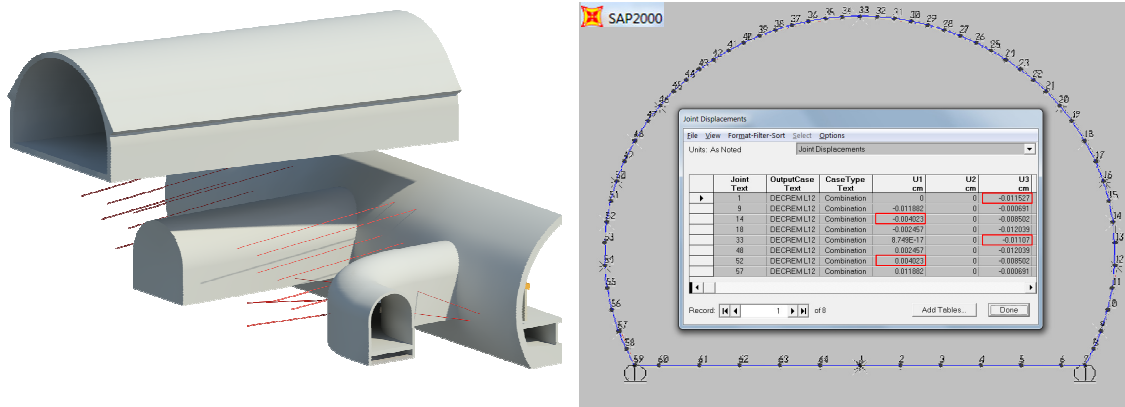


Figura B.1.47. Degeneración de un problema tridimensional de interacción suelo-estructuras subterráneas a un problema bidimensional abordado desde un punto de vista estructural, tendencia actual de análisis



1.2. Problemática inducida por el fenómeno de hundimiento regional en la zona lacustre de la ciudad de México

1.2.1. Marco geotécnico de la zona lacustre de la ciudad de México

La ciudad de México, en buena parte, está asentada sobre el fondo del lago de Texcoco, particularmente hacia el oriente y hacia el norte. La zona poniente se desarrolla en la derivación de la Sierra de las Cruces; y al sur varios asentamientos ocupan los terrenos cubiertos por lava emitida hace 2500 años por el Xitle, Figura B.1.48.

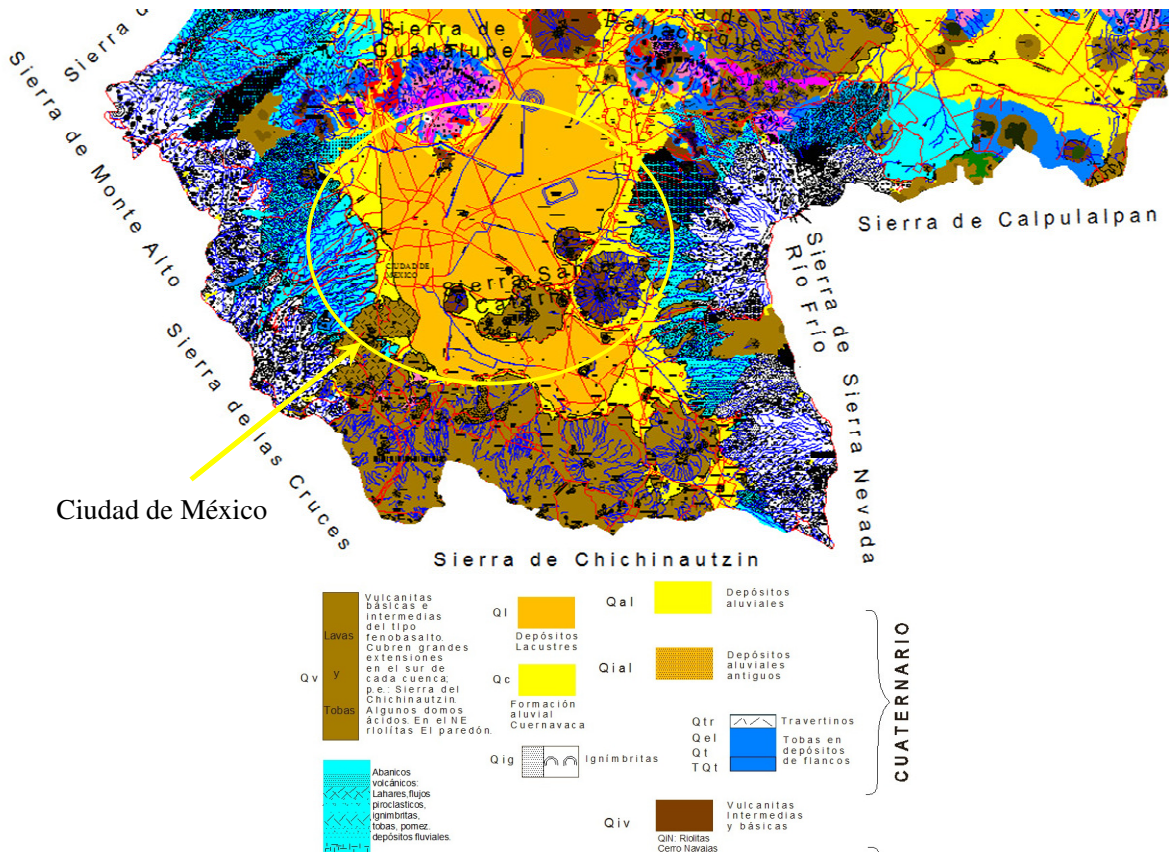
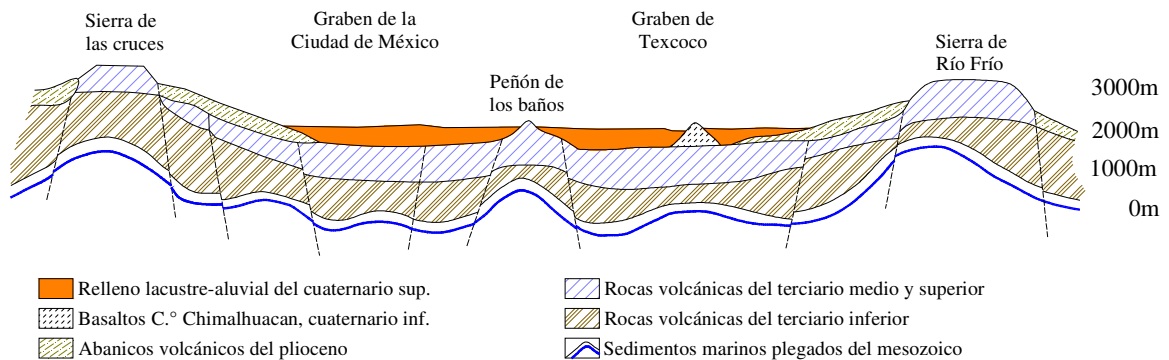


Figura B.1.48. Principales formaciones geológicas del Valle de México (Mooser, et al.,1996)

Con el fin de categorizar los problemas que pueden plantearse, desde el punto de vista de la Ingeniería Geotécnica, el área urbana de la ciudad de México se ha subdividido en tres grandes zonas (GDF, 2004): Lomas (Zona I), Transición (Zona II) y Lago (Zona III), las cuales se muestran en la **Figura B.1.49**.

La Zona de Lomas está formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre. La Zona de Transición se distingue por su erraticidad estratigráfica, pudiendo hallarse series de capas arenosas o limosas de origen aluvial intercaladas con depósitos de arcilla lacustre de espesor muy variable. Finalmente, la Zona Lacustre se encuentra integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas; los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

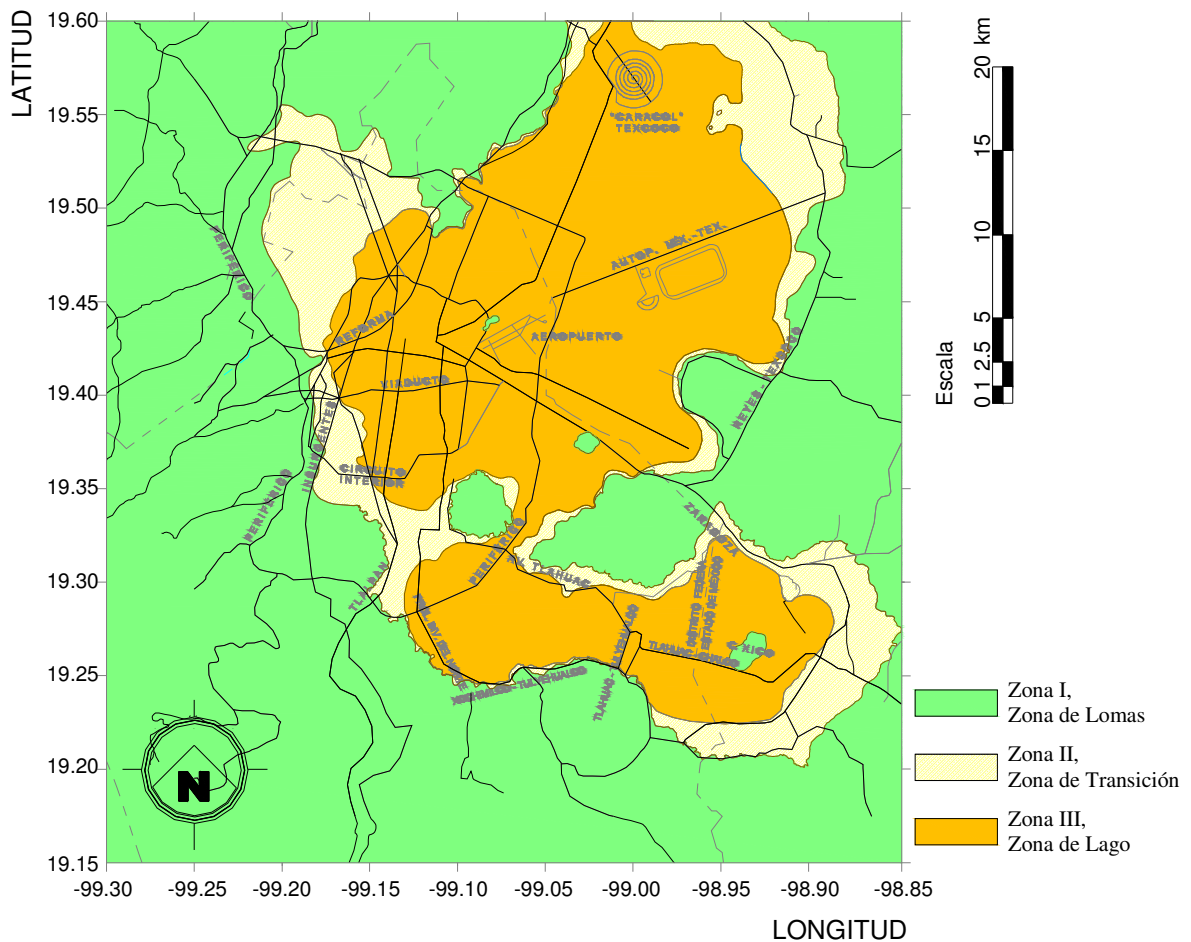


Figura B.1.49. Zonificación geotécnica de la ciudad de México (GDF, 2004)

La **Figura B.1.50** muestra dos perfiles del subsuelo en la Zona de Lago y otros dos típicos de la Zona de Transición reportados por Marsal (1975); en la misma figura se muestra la gráfica de contenidos de agua versus profundidad. Comparando la variación del contenido de agua puede comprobarse que hay una extraordinaria diferencia entre los perfiles del lago y los de la zona de

transición en lo que respecta a espesores de las capas arcillosas y su distribución en el sentido vertical. Si bien entre los dos sondeos de la Zona de Lago las discrepancias son menores, el contenido de agua excede de 400% en la formación comprendida de 5 a 37m bajo la superficie, mientras que el segundo sondeo acusa valores menores al mencionado; a mayor profundidad la distribución de los estratos arcillosos puede diferir apreciablemente en puntos de la misma Zona de Lago. Las causas de estas diferencias se debe a la acción de cargas superficiales y al fenómeno de hundimiento regional (Marsal, 1975); el sondeo de la zona “virgen” de lago se encuentra en una región de la ciudad poco afectada por dichas acciones, mientras que el Pc 28 fue obtenido en un lote ubicado en la parte céntrica en que existen edificios pesados y ha estado sometido a la explotación intensiva y prolongada de los acuíferos.

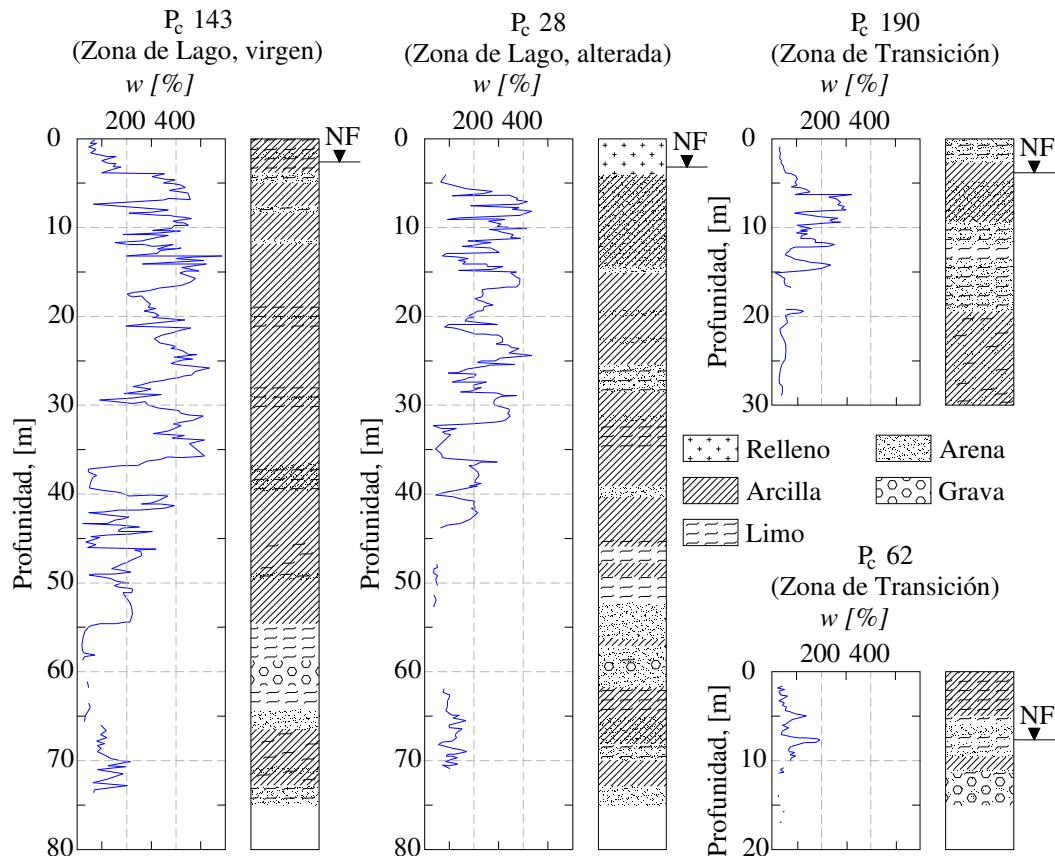


Figura B.1.50. Perfiles estratigráficos del área urbana de la ciudad de México (Marsal, 1975)

En la Zona de Lago es posible distinguir cinco formaciones importantes (Marsal, 1975): 1) el manto superficial, en ciertos casos formados por depósitos aluviales ,muy recientes, y en otros por estos suelos y rellenos artificiales; 2) la formación arcillosa superior (FAS), de espesor variable entre 27 y 33m, integrada por capas de arcilla muy compresible, con delgados horizontes arenosos; 3) la capa dura (CD), arcillo arenosa o de arcilla muy compacta, de más de 3m de espesor en promedio; 4) la formación arcillosa inferior (FAI), con espesores variables entre 7 y 15m, constituida por arcillas volcánicas más resistentes y menos compresibles que las de la formación superior; y 5) los depósitos profundos (DP) en los que figuran estratos de arenas,

gravas, limos y arcillas compactas, que alcanzan profundidades mayores de 150m. En la **Tabla B.1.2** se muestran los valores medios de las propiedades geotécnicas de mayor interés para las cuatro primeras formaciones.

Tabla B.1.2. Valores medios de las propiedades mecánicas de la arcilla de la ciudad de México (Marsal, 1975)

Propiedad	Manto superficial (Costra Seca, CS)	Formación Arcillosa Superior (FAS)	Capa Dura (CD)	Formación Arcillosa Inferior (FAI)
Contenido de agua natural, w en %	91.7	281.2	64.0	191.8
Límite Líquido, LL en %	100.6	289.1	69.5	212.9
Límite Plástico, LP en %	52.5	85.3	43.5	68.8
Densidad de Sólidos, S_s	2.51	2.42	2.48	2.41
Relación de vacíos inicial, e_0	2.59	6.90	1.76	4.74
Resistencia a la compresión, q_u en kg/cm^2 (kPa)	0.89 (89)	0.73 (73)	1.34 (134)	1.56 (156)
Módulo de deformación, E en kg/cm^2 (kPa)	58.4 (5840)	30.7 (3070)	65.9 (6590)	67.7 (6770)

1.2.2. Descripción del fenómeno de hundimiento regional

El fenómeno de hundimiento regional en la ciudad de México fue detectado en 1925 por el Ing. Roberto Gayol, quien lo reportó a la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de México; y, a través de la comparación de nivelaciones realizadas desde finales del siglo XIX contra las efectuadas en los siglos XX y XXI, **Figura B.1.51**, se ha demostrado plenamente la existencia e importancia de dicho fenómeno.

El fenómeno de hundimiento regional, de acuerdo con Marsal (1992), se manifiesta en mayor grado en la Zona de Transición y en la de Zona de Lago; este hecho se aprecia de mejor manera en la **Figura B.1.52**, en la cual se muestran las velocidades de hundimiento regional para el período 1998-2002 que han sido registradas por el Laboratorio de Geoinformática del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

El principal factor que se ha señalado como detonante del fenómeno de hundimiento regional es la pérdida de presión piezométrica en los mantos permeables como resultado de la explotación de los acuíferos dentro del área urbana de la ciudad de México (Carrillo, 1948; Marsal y Mazari, 1959; Marsal, 1992; Lesser, 1998; Santoyo, *et al.*, 2005). En la **Figura B.1.53** se muestra el hundimiento del terreno y la extracción de agua Subterránea en el Centro de la ciudad de México (CCM), se observa una clara relación entre la magnitud del hundimiento regional y la extracción de agua.

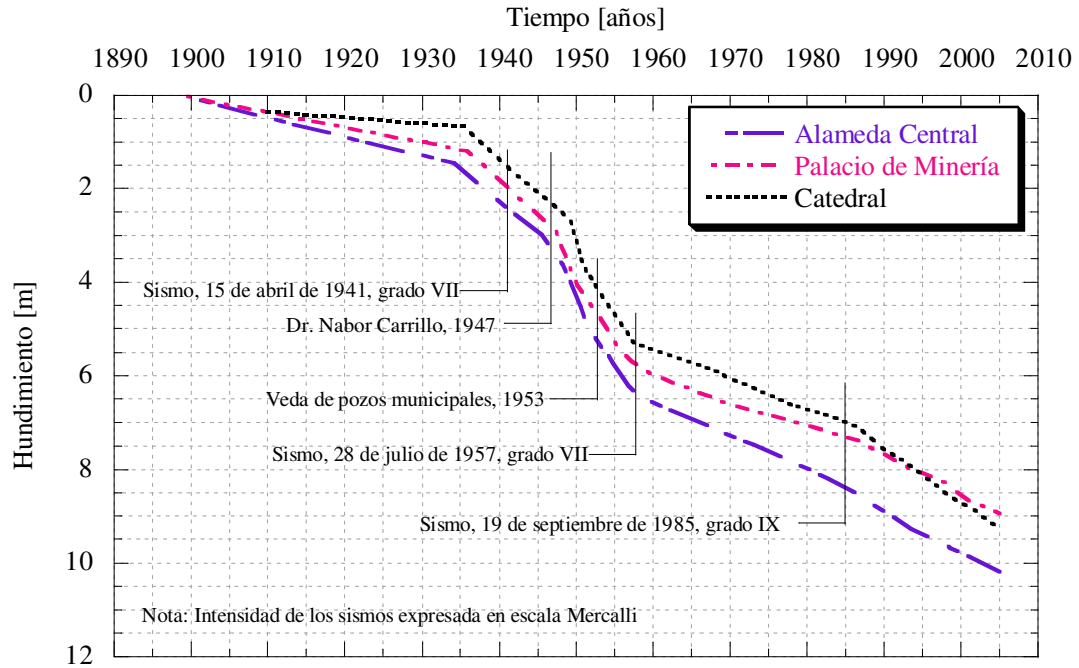


Figura B.1.51. Evolución del hundimiento regional

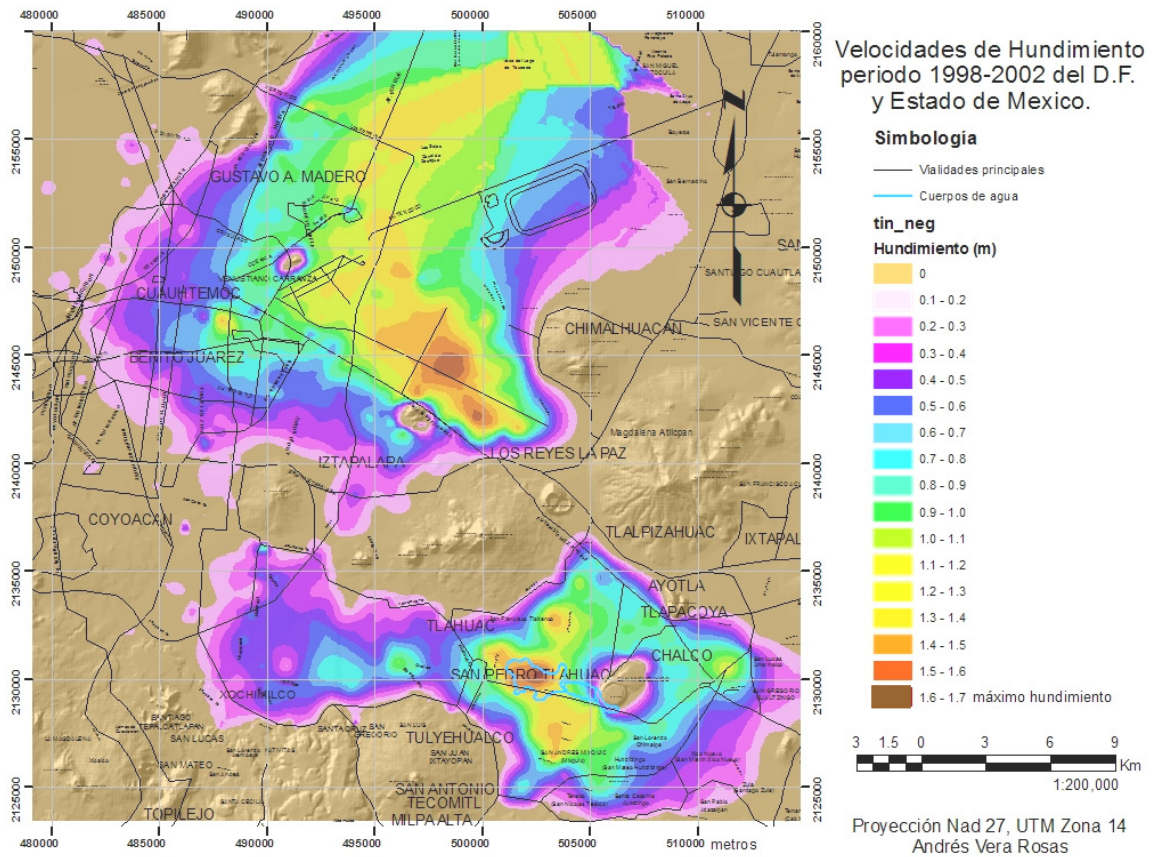


Figura B.1.52. Velocidades de Hundimiento Regional de la Zona Metropolitana del Valle de México para el periodo 1998-2002 (Laboratorio de Geoinformática, I. de I, UNAM)

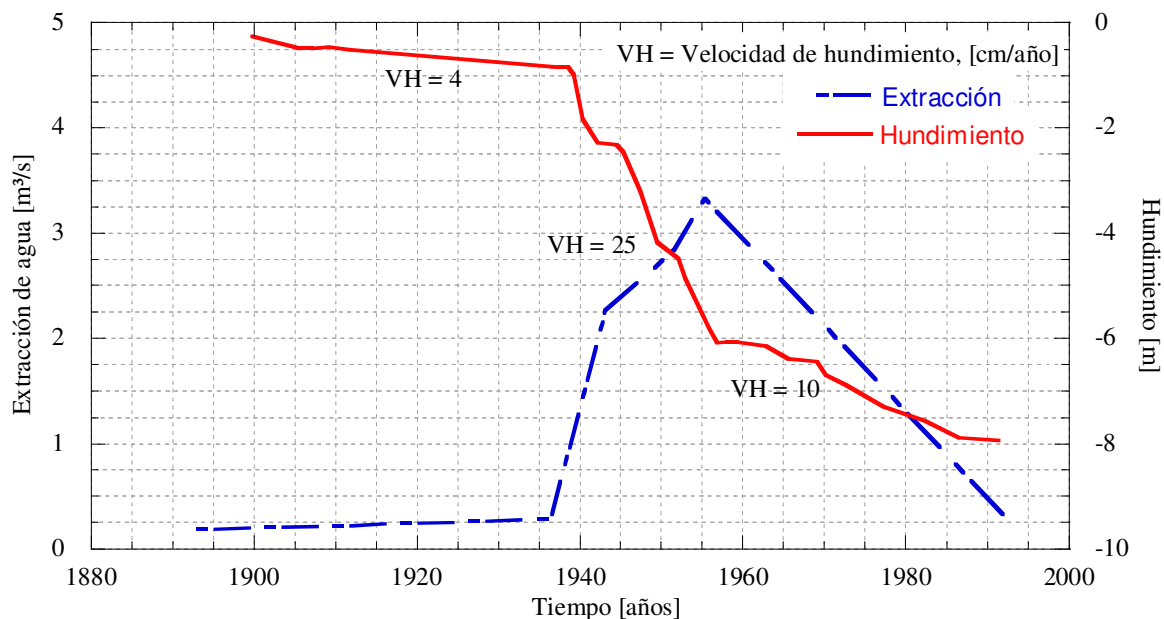


Figura B.1.53. Extracción de agua y hundimiento en el CCM, Lesser y Cortés (1998)

En la ciudad de México el hundimiento regional ha tenido implicaciones nocivas para las construcciones superficiales y subterráneas, algunas de las cuales son las siguientes (Auvinet, 2009; Auvinet, *et al.*, 2009; López, *et al.*, 2009; Matus, 2011; Santoyo, 2010, Rodríguez, 2010):

- Daños a monumentos históricos
- Asentamientos diferenciales en líneas superficiales de transporte
- Emersión aparente de estructuras piloteadas o sobrecompensadas, situación que origina la generación de fricción negativa sobre pilotes y muros, i. e., cajones de metro, lumbreras, muros Milán
- Aparición de grietas en el terreno en las zonas de transición entre la arcilla lacustre y suelos firmes
- Cambios progresivos en la pendiente de obras de conducción, tanto superficiales como subterráneas
- Aumento del riesgo de inundación en caso de falla del sistema de drenaje profundo de la ciudad

En las Figuras 1.2.7 a 1.2.12, se ilustran algunos de los impactos que ha tenido el fenómeno de hundimiento regional en la ciudad de México.



Figura B.1.54. Deformación del cajón de la Línea A del metro de la ciudad de México atribuible al fenómeno de hundimiento regional



Figura B.1.55. Emersión aparente de estructuras cimentadas mediante pilotes



Figura B.1.56. Daños generados en la antigua Basílica de Guadalupe, influencia del cerro del cerro del Tepeyac y el hundimiento regional



Figura B.1.57. Emersión aparente de estructuras sobrecompensadas



Figura B.1.58. Modificación de avenidas generada por el hundimiento regional



Figura B.1.59. Reparaciones emergentes para mitigar el impacto del hundimiento regional en obras viales

1.2.3. Impacto del hundimiento regional en las obras subterráneas

1.2.3.1. Problemática generada en túneles

Las implicaciones del fenómeno del hundimiento regional en túneles son, Figura B.1.62:

- 4 La cuantía de acero del revestimiento definitivo deja de obedecer a requerimientos mínimos por agrietamiento o temperatura para convertirse en un elemento estructural que garantice el adecuado comportamiento del túnel ante las solicitaciones impuestas por el hundimiento regional (Joubert, 2011), **Figura B.1.60.**

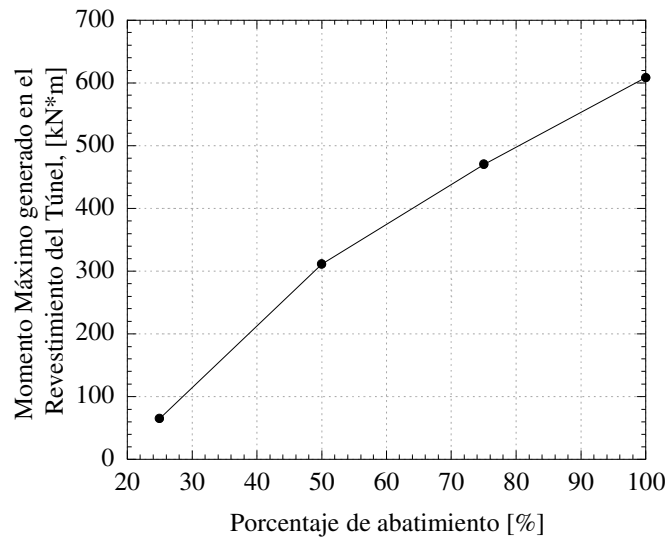


Figura B.1.60. Aumento en la magnitud del momento flexionante máximo en el revestimiento definitivo del túnel debido al hundimiento regional (Después de Joubert, 2011)

- 5 La magnitud del hundimiento tiene una variabilidad espacial significativa. Por tanto, se inducen asentamientos diferenciales a lo largo del trazo del túnel, que eventualmente, pueden ocasionar inversiones en su pendiente y con ello afectar su operación. En la ciudad de México se realizaron algunas nivelaciones para cuantificar los desplazamientos inducidos en la clave del colector central generados por el fenómeno de hundimiento regional. Estas nivelaciones se muestran en la **Figura B.1.61**, en la cual es posible apreciar que en el tramo comprendido entre los cadenamientos 1+300 y 2+500 ocurrió una inversión en la pendiente del túnel, la cual cambió de 0.04% en 1901 a -0.04% en 1952. Asimismo, destaca que el hundimiento regional indujo un asentamiento diferencial de 1.9m entre el cadenamiento 0+375 y 0+690, lo cual implicó una distorsión angular de 0.006 en dicho tramo.

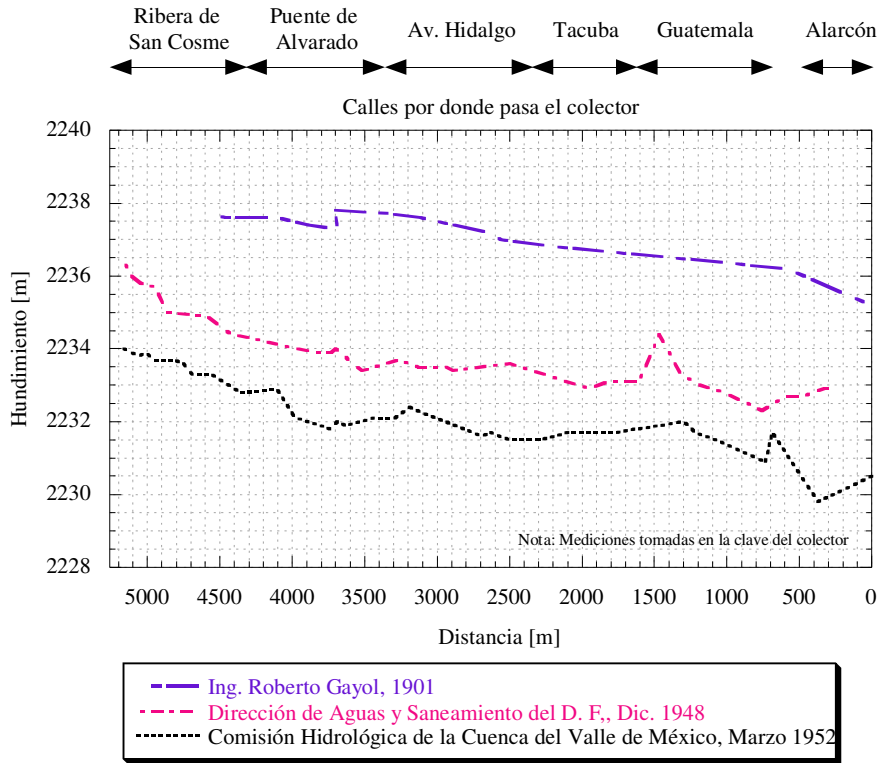


Figura B.1.61. Evolución del hundimiento en el colector central de la ciudad de México

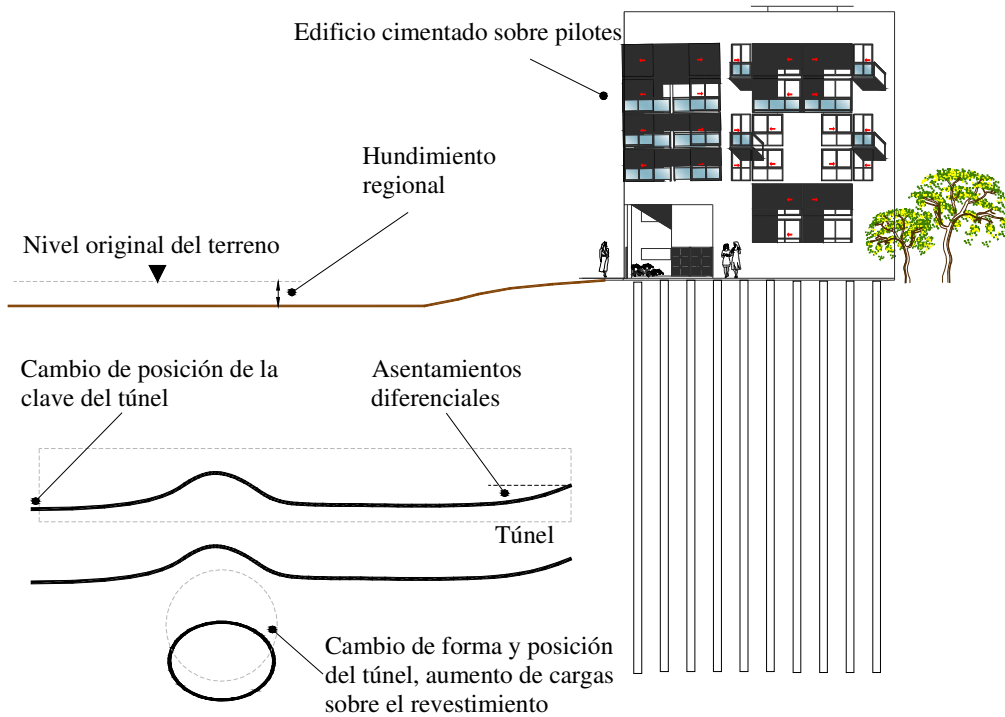


Figura B.1.62. Problemática generada en túneles por el hundimiento regional, modificada a partir de Phienweij, et al. (2006)

1.2.3.2. Problemática generada en lumbreras

Las lumbreras por lo regular son estructuras sobre-compensadas, es decir, que al final del proceso constructivo el peso de suelo removido es superior al peso propio de su estructura. Lo anterior implica el desarrollo de expansiones por descarga y un cambio en la relación de preconsolidación del suelo subyacente. Como se explica a continuación (Auvinet, *et al.*, 2010), esto último tiene importantes repercusiones durante la ocurrencia del fenómeno de hundimiento regional.

A partir de la **Figura B.1.63a** considérese que las condiciones iniciales de las muestras de suelo *A* y *B* corresponden a una condición normalmente consolidada (Punto *1*, **Figura B.1.63b**; ahora bien, durante el proceso de excavación el elemento de suelo *B* se moverá hacia el punto *2*, conllevando con ello un incremento en su relación de vacíos igual a Δe . Así pues, mientras el elemento de suelo *A* ha permanecido normalmente consolidado la realización de la excavación implicó que el elemento de suelo *B* se preconsolidara. En esta condición supóngase que se aplica en todo el medio un incremento de esfuerzo efectivo igual a Δp , el cual está asociado al fenómeno de hundimiento regional; mientras que para el elemento de suelo *B* (elemento preconsolidado durante el proceso de descarga) este incremento induce un pequeño decremento de la relación de vacíos en el elemento de suelo *A* (suelo que ha permanecido normalmente consolidado) se generan asentamientos importantes. Es decir, durante el proceso de hundimiento regional el elemento de suelo *B* se traslada hacia el punto *2'*; en tanto que el elemento *A* lo hace hacia el punto *1'*. Estas dos trayectorias conducen a una emersión aparente igual a:

$$E_{HR} = \Delta e + \delta e_1 - \delta e_2 \quad \text{B.1.8}$$

donde: E_{HR} = emersión aparente generada por el proceso de hundimiento regional, **Figura B.1.32 a Figura B.1.34**

Δe = incremento en la relación de vacío del elemento B, generado por la descarga producida al final del proceso de construcción de la lumbrera

δe_1 = aumento en la relación de vacíos del elemento A, producido por el aumento de esfuerzos efectivos Δp asociado con el fenómeno de hundimiento regional

δe_2 = aumento en la relación de vacíos del elemento B, producido por el aumento de esfuerzos efectivos Δp asociado con el fenómeno de hundimiento regional

Asimismo, la emersión aparente de la estructura de lumbrera implica la generación de fricción negativa sobre sus muros, que debe ser tomada en cuenta para su diseño estructural.

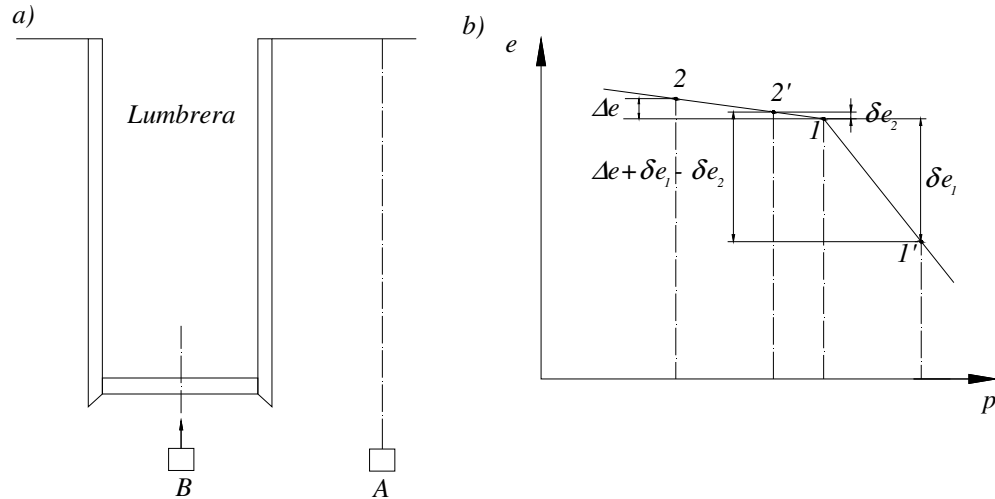


Figura B.1.63. Condiciones prevalecientes debajo de una excavación en un estrato compresible (Auvinet, *et al.*, 2010)

1.2.3.3. Problemática generada en conexiones

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, se puede decir que: cuando un túnel y una lumbrera se encuentran en un medio sometido a un proceso de consolidación debido al abatimiento de las presiones intersticiales, el túnel tiende a seguir, por lo menos parcialmente, al hundimiento regional, en tanto que la lumbrera tiende a presentar emersiones aparentes. Por tanto, en la zona de conexión lumbrera-túnel, se presentarán desplazamientos diferenciales importantes, los cuales incrementarán las cargas en las estructuras involucradas y, como consecuencia, generarán deformaciones y esfuerzos adicionales que deben tomarse en cuenta en su diseño.

Debido a que el análisis del comportamiento de conexiones en presencia del fenómeno de hundimiento regional es complejo, no existe en la bibliografía una metodología analítica, por lo que se hace necesario el empleo de herramientas avanzadas de modelado numérico tridimensional, como la que se propone en esta tesis.



1.3. Modelado de estructuras subterráneas mediante el Método de las Diferencias Finitas (MDF)

1.3.1. Planteamiento

A continuación se presenta el marco conceptual con el cual es posible implementar modelos numéricos que simulen el comportamiento de conexiones túnel-túnel y túnel-lumbrera en suelos blandos sometidos a hundimiento regional. Así pues, en este inciso se describen los elementos necesarios que fueron empleados para definir la metodología que se presenta en el capítulo 2 de esta tesis.

1.3.2. MDF aplicado a problemas geotécnicos

La complejidad de los problemas geotécnicos, como el estudiado en esta tesis, requieren de modelos en los que sea posible considerar la interacción suelo-estructura y el carácter tridimensional del problema. Entre las técnicas existentes se consideró adecuado el empleo del Método de las Diferencias Finitas (MDF) tridimensional.

Los análisis que se presentan en este trabajo de tesis se desarrollaron mediante el programa de cómputo Flac3D (Itasca, 2009). Este programa emplea el MDF explícito para el modelado de problemas geotécnicos en tres dimensiones. Algunas ventajas y limitaciones que ofrece dicho algoritmo, son las siguientes (Carter, et al., 2000):

Ventajas:

- El método de solución explícito minimiza la cantidad de ecuaciones que se tienen que resolver; por tanto, minimiza el tiempo de cálculo.
- En problemas relacionados con grandes deformaciones, los cuales involucran la generación de flujo plástico importante, el método ofrece una alta eficiencia.
- Los resultados que se obtienen en la modelación de problemas no lineales es más estable que la obtenida mediante otros algoritmos numéricos, *i.e.*, el método de elemento finito.

Limitaciones:

- El procedimiento para la generación de la malla es relativamente complejo, por lo que el tiempo invertido para su realización es alto.

En Flac3D, el comportamiento del medio se deriva a partir de principios generales (leyes del movimiento) y del uso de ecuaciones constitutivas que definen de manera ideal el comportamiento de los materiales. Esta derivación conduce a modelos matemáticos expresados como un conjunto de ecuaciones diferenciales parciales, las cuales relacionan las variables mecánicas (esfuerzos) y cinemáticas (deformaciones, velocidades). Estas ecuaciones se resuelven para propiedades y geometrías particulares con condiciones de frontera e iniciales dadas. Para

resolver los modelos matemáticos el método de diferencias finitas explícito aplica el ciclo básico mostrado en la **Figura B.1.64**.

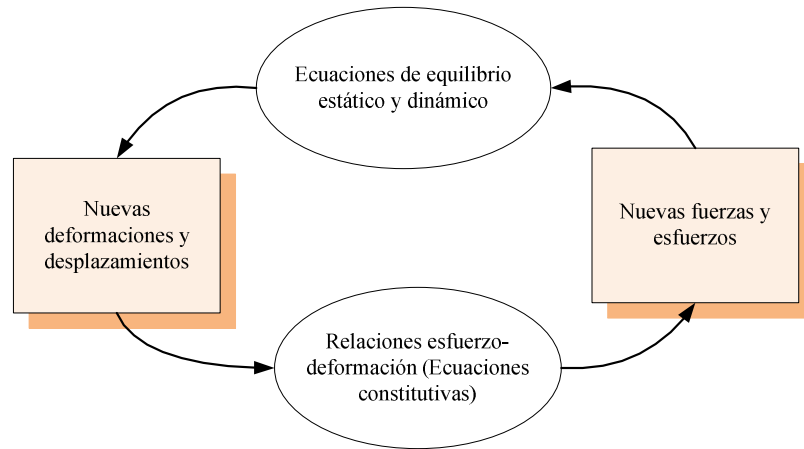


Figura B.1.64. Ciclo del procedimiento básico de cálculo implementado en Flac3D

Como característica básica se tiene que para cada fase de cálculo indicada en la **Figura B.1.64**, se actualizan todas las variables a partir de ciertos valores iniciales, los cuales permanecen fijos mientras se realiza un ciclo de cálculo, y posteriormente, se actualizan hasta que se alcanza cierto nivel de convergencia, el cual es definido por el usuario.

Por otro lado, la aplicación del método de diferencias finitas implica desarrollar una malla, la cual puede tener elementos de diferente forma. Por simplicidad, en la discusión que sigue se asume que los elementos que forman la malla de diferencias finitas son tetraedros como el que se aprecia en la **Figura B.1.65**.

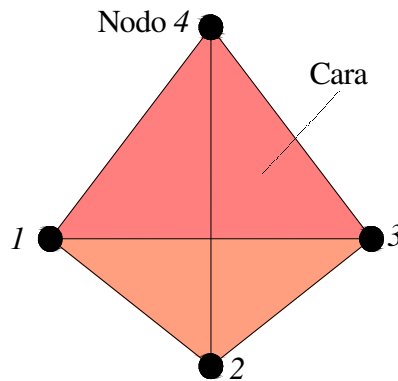


Figura B.1.65. Tetraedro, elemento básico de la malla de diferencias finitas

La formulación nodal de las ecuaciones de movimiento se deriva a continuación, para ello se emplea el teorema del trabajo virtual. Las aproximaciones a la forma de los términos inerciales en los nodos se realizan empleando estos términos como un medio para alcanzar la solución correspondiente de las ecuaciones de equilibrio.



Se considera un problema estático equivalente gobernado en cualquier instante de tiempo por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{ij,j} + \rho B_i = 0 \quad \text{B.1.9}$$

en donde las fuerzas de cuerpo se definen como:

$$B_i = \rho \left(b_i - \frac{dv_i}{dt} \right) \quad \text{B.1.10}$$

El medio se representa mediante un ensamble continuo (malla) de tetraedros sujetos a una fuerza de cuerpo $[B]$. Las fuerzas nodales $[f]_n$, con $n=(1,4)$, actúan sobre un tetraedro en equilibrio estático; estas fuerzas se encuentran en equilibrio con los esfuerzos y las fuerzas de cuerpo desarrolladas en el tetraedro. Los esfuerzos y fuerzas de cuerpo desarrolladas por el tetraedro se obtienen mediante la aplicación del teorema del trabajo virtual una vez que se ha considerado una velocidad virtual nodal $\delta[v]^n$.

A partir de lo anterior, el trabajo externo se puede expresar mediante la ecuación siguiente:

$$E = \sum_{n=1}^4 \delta v_i^n f_i^n + \int_V \delta v_i B_i dV \quad \text{B.1.11}$$

mientras que el trabajo interno está dado por:

$$I = \int_V \delta \xi_{ij} \sigma_{ij} dV \quad \text{B.1.12}$$

Para una relación de deformación constante en el tetraedro es posible escribir:

$$I = -\frac{1}{6} \sum_{n=1}^5 (\delta v_i^l \sigma_{ij} n_j^{(l)} + \delta v_j^l \sigma_{ij} n_i^{(l)}) S^{(l)} \quad \text{B.1.13}$$

El tensor de esfuerzos es simétrico y se define mediante un vector T^l cuyas componentes son las que se muestran a continuación:

$$T_i^l = \sigma_{ij} n_j^{(l)} S^{(l)} \quad \text{B.1.14}$$

Una vez que se sustituye la ecuación **B.1.10** en **B.1.11**, el trabajo externo se puede expresar como:

$$E = \sum_{n=1}^4 \delta v_i^n f_i^n + E^b + E^l \quad \text{B.1.15}$$

donde E^b y E^l son las contribuciones al trabajo externo de la fuerza de cuerpo ρb_i y las fuerzas inerciales, respectivamente. Para una fuerza de cuerpo constante dentro del tetraedro es plausible escribir:

$$E^b = \rho b_i \int_V \delta v_i dV \quad \text{B.1.16}$$

mientras que E^l se puede expresar como:

$$E^l = - \int_V \rho b_i \delta v_i \frac{dv_i}{dt} dV \quad \text{B.1.17}$$

El campo de velocidades varía linealmente dentro del tetraedro. Para describirlo, se adopta un sistema de coordenadas locales (x_1', x_2', x_3') con origen en el centroide del tetraedro; por tanto, se puede escribir la siguiente expresión:

$$b_i \delta = \sum_{n=1}^4 \delta v_i^n N^n \quad \text{B.1.18}$$

donde N^n son funciones lineales de la forma:

$$N^n = c_0^n + c_1^n x_1' + c_2^n x_2' + c_3^n x_3' \quad \text{B.1.19}$$

donde las constantes c_i^n se determinan a partir de la solución del sistema de ecuaciones dado por:

$$N^n(x_1^j, x_2^j, x_3^j) = \delta_{nj} \quad \text{B.1.20}$$

donde δ_{nj} es la delta de Kronecker. Ahora bien, por la definición de centroide todas las integrales de la forma $\int x_j dV$ se anulan; y, sustituyendo la ecuación B.1.18 por $b_i \delta$ en la ecuación B.1.15, empleando la ecuación B.1.19:

$$E^b = \rho b_i \sum_{n=1}^4 \delta v_i^n c_0^n V \quad \text{B.1.21}$$

Empleando la regla de Cramer para resolver la ecuación B.1.20 para c_0^n , se obtiene, tomando ventaja de las propiedades del centroide:

$$c_0^n = \frac{1}{4} \quad \text{B.1.22}$$

De las ecuaciones B.1.22 y B.1.21, se puede escribir:



$$E^b = \sum_{n=1}^4 \delta v_i^n \frac{\rho b_i V}{4} \quad \text{B.1.23}$$

También, sustituyendo la ecuación B.1.18 por $b_i \delta$ en la ecuación B.1.17, se obtiene:

$$E^l = - \sum_{n=1}^4 \delta v_i^n \int_V \rho b_i N^n \frac{dv_i}{dt} dV \quad \text{B.1.24}$$

Finalmente, con la ecuación B.1.23 y B.1.24 la ecuación B.1.15 se expresa como:

$$E = - \sum_{n=1}^4 \delta v_i^n \left[f_i^n + \frac{\rho b_i V}{4} - \int_V \rho b_i N^n \frac{dv_i}{dt} dV \right] \quad \text{B.1.25}$$

Por equilibrio estático del tetraedro en el marco del problema estático equivalente, el trabajo interno es igual al trabajo externo expresado mediante la ecuación B.1.25 para cualquier velocidad virtual. Por tanto, se tiene, reagrupando términos:

$$- f_i^n = \frac{T_i^n}{3} + \frac{\rho b_i V}{4} - \int_V \rho b_i N^n \frac{dv_i}{dt} dV \quad \text{B.1.26}$$

Para pequeñas variaciones espaciales del campo de aceleraciones alrededor de un valor promedio dentro del tetraedro, el último término de la ecuación B.1.26 se puede expresar como:

$$\int_V \rho b_i N^n \frac{dv_i}{dt} dV = \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^n \int_V \rho N^n dV \quad \text{B.1.27}$$

También, para valores constantes de ρ dentro del tetraedro y empleando las propiedades del centroide arriba mencionadas, se puede escribir:

$$\int_V \rho N^n \frac{dv_i}{dt} dV = \frac{\rho V}{4} \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^n \quad \text{B.1.28}$$

En el contexto de este análisis, la masa $\rho V/4$ que se tiene en el término inercial se reemplaza mediante una masa nodal ficticia m^n , con la finalidad de asegurar la estabilidad numérica del sistema. Por tanto, la ecuación B.1.28, se transforma en:

$$\int_V \rho N^n \frac{dv_i}{dt} dV = m^n \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^n \quad \text{B.1.29}$$

y la ecuación B.1.26 se puede escribir como:

$$-f_i^n = \frac{T_i^n}{3} + \frac{\rho b_i V}{4} - m^n \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^n \quad \text{B.1.30}$$

Las condiciones de equilibrio para el sistema equivalente se pueden ahora establecer restringiendo que en cada nodo la suma de todas las fuerzas estáticas equivalentes sea igual a cero. En las expresiones anteriores el símbolo $[[.]]^{<l>}$ se usa para representar la suma de las contribuciones en el nodo global l de todos los tetraedros que son comunes a ese nodo. Con esta condición se puede escribir la ley de Newton en cada nodo como sigue:

$$F^{<l>}_i = M^{<l>} \left(\frac{dv_i}{dt} \right)^{<l>} \quad l = 1, n_n \quad \text{B.1.31}$$

donde n_n representa el número total de nodos involucrados en la representación del medio, la masa del modelo se define como:

$$M^{<l>} = [[m]]^{<l>} \quad \text{B.1.32}$$

y la fuerza desbalanceada $F^{<l>}_i$ está dada por:

$$F^{<l>}_i = \left[\left[\frac{T_i}{3} + \frac{\rho b_i V}{4} \right] \right]^{<l>} + P_i^{<l>} \quad \text{B.1.33}$$

La fuerza desbalanceada es igual a cero cuando el medio ha alcanzado el equilibrio.

La formulación numérica arriba descrita provee una descripción en términos de grandes deformaciones; lo cual implica grandes gradientes de desplazamiento y rotación.

1.3.3. Modelos constitutivos para describir el comportamiento de los materiales

Doce son los modelos constitutivos que están implementados en Flac3D para describir el comportamiento de los materiales. Éstos se clasifican dentro de dos grupos principales: Modelos elásticos y Modelos plásticos, **Figura B.1.66**.

A continuación se hace una exposición general de los tres modelos constitutivos que se implementan en este trabajo de tesis (Lineal Elástico, Mohr-Coulomb y Cam – Clay Modificado). En el Anexo B se presenta una exposición más detallada de los modelos constitutivos Mohr-Coulomb y Cam – Clay Modificado.

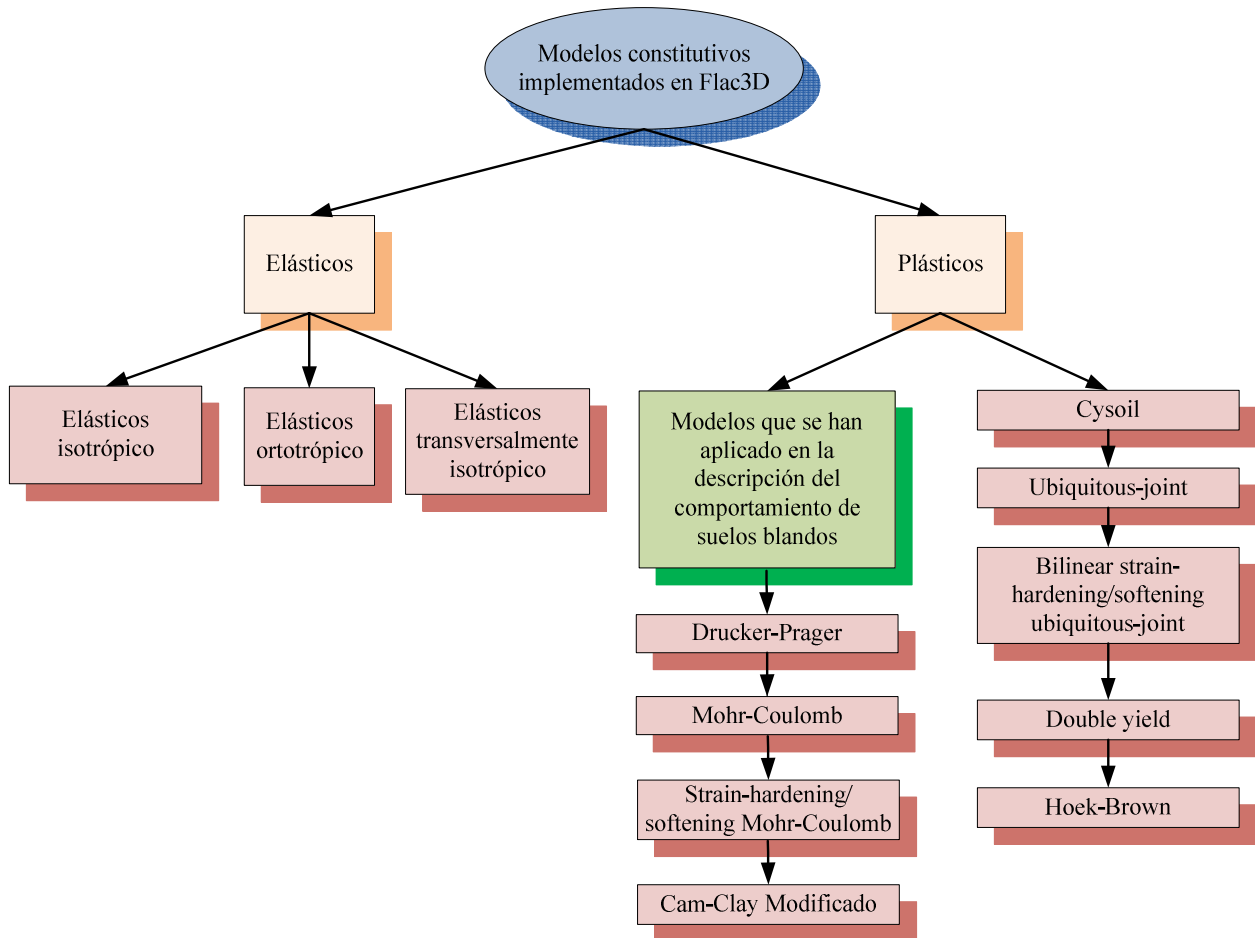


Figura B.1.66. Modelos constitutivos implementados en Flac3D

1.3.3.1. Modelo Elástico Isotrópico

Un modelo elástico isotrópico genera el incremento de deformación de acuerdo a la ley reversible de Hooke:

$$\Delta\sigma_{ij} = 2G\Delta\varepsilon_{ij} + \left(K - \frac{2}{3}G\right)\Delta\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \quad \text{B.1.34}$$

En donde G y K representan el modulo cortante y volumétrico del material.

1.3.3.2. Modelo Mohr-Coulomb (MMC)

El modelo de Mohr-Coulomb (MMC) es del tipo elasto-plástico perfecto. Es aplicable a suelos y rocas cuyo comportamiento es cohesivo y/o friccionante. El criterio de fluencia propuesto por Coulomb (1773) se desarrolló en términos del esfuerzo cortante τ y del esfuerzo normal σ_n actuante sobre un plano.

El criterio de falla se puede representar en un plano tridimensional como se muestra en la **Figura B.1.67**.

El modelo Mohr-Coulomb es con toda certeza el modelo constitutivo de mayor aplicación en la práctica de la Geotecnia, no obstante presenta ciertas limitaciones para modelar de manera satisfactoria el comportamiento de materiales arcillosos, algunas de las cuales son las siguientes (Karstunen, 2010; Gens y Potts, 1988):

- La respuesta volumétrica del suelo es independiente de su historia de esfuerzos; por tanto, el modelo Mohr-Coulomb no puede distinguir entre un proceso de carga y uno de descarga; lo cual da como resultado que las expansiones generadas por la excavación de un túnel (o lumbrera) sean sobreestimadas.
- La superficie de fluencia omite la posibilidad de que el material falle por un proceso de compresión isotrópica, permitiendo una compresión infinita del suelo ante dicha condición de carga.
- El comportamiento de los suelos arcillosos preconsolidados en pruebas odométricas para esfuerzos inferiores al de preconsolidación es elástico empero no lineal; por tanto, resulta complicado determinar los parámetros adecuados para emplear un modelo Mohr-Coulomb.
- El valor del factor de seguridad en taludes se tiende a sobreestimar.

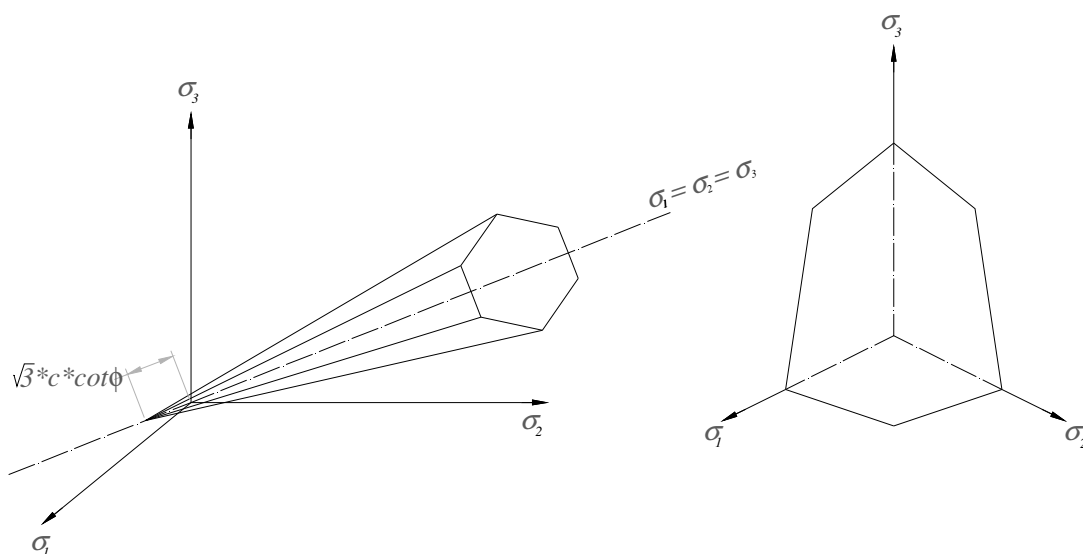


Figura B.1.67. Superficie de fluencia establecida por el criterio de falla Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales

1.3.3.3. Modelo Cam-Clay Modificado (CCM)

El modelo Cam-Clay modificado es un modelo de endurecimiento isotrópico basado en la teoría del estado crítico, cuyas características principales son:

- Considera un comportamiento no lineal para las deformaciones elásticas.
- Asume que el comportamiento de reblandecimiento o endurecimiento está gobernado por las deformaciones volumétricas plásticas.
- La regla de flujo es asociada.
- La resistencia ante esfuerzos medios de tensión es nula.
- La forma de la superficie de fluencia es un elipsoide rotado respecto al eje de los esfuerzos efectivos medios representado en el espacio de los esfuerzos principales, **Figura B.1.68.**

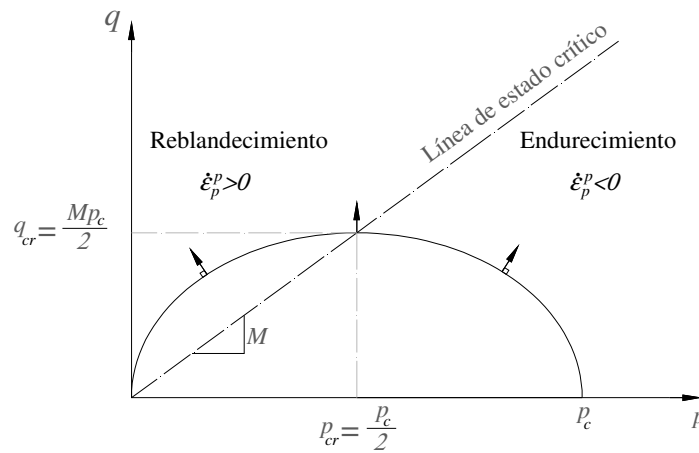


Figura B.1.68. Criterio de falla para el modelo Cam-Clay

1.3.4. Modelado del fenómeno de hundimiento regional

De acuerdo con Rodríguez (2001), la consolidación generada por el abatimiento de las presiones intersticiales (hundimiento regional), puede modelarse por etapas, en forma desacoplada, por medio del método de las diferencias finitas.

Para poder considerar en forma simple las distintas condiciones de frontera y obtener el abatimiento de la presión de poro en un instante dado y a cualquier profundidad, es posible recurrir al método de diferencias mediante la ecuación B.1.35 (Carrahan, *et al.*, 1969).

$$u_{i,n+1} = C_v \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} u_{i-1,n} + \left(1 - 2C_v \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} \right) u_{i,n} + C_v \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} u_{i+1,n} \quad \text{B.1.35}$$

donde: $u_{i,n+1}$ = presión de poro a una profundidad z_i y un tiempo t_{n+1}

$u_{i-1,n}$ = presión de poro a una profundidad z_{i-1} y un tiempo t_n

$u_{i,n}$ = presión de poro a una profundidad z_i y un tiempo t_n

Δt = incremento de tiempo

Δz = incremento de la profundidad

En la **Figura B.1.69** se presenta un ejemplo de las isócronas obtenidas mediante la ecuación B.1.35 para un abatimiento final de las presiones de poro en un medio homogéneo que drena verticalmente a través de un estrato permeable que se encuentra a 30m de profundidad.

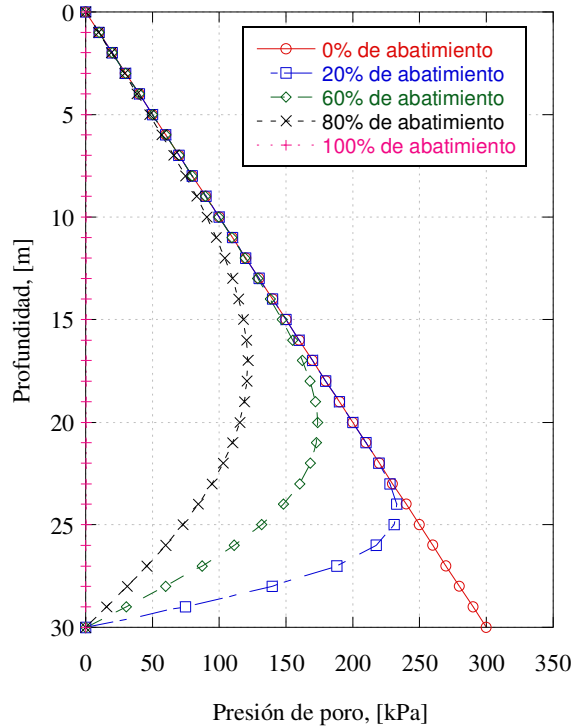


Figura B.1.69. Isócronas obtenidas mediante la ecuación B.1.35

En el presente trabajo de tesis el fenómeno de hundimiento regional se simuló mediante un modelo desacoplado. Para diferentes niveles de abatimiento se obtuvo la distribución de presiones de poro a partir de la ecuación B.1.35, la cual formó parte de los archivos de entrada para la simulación numérica.

1.3.5. Modelado de la interfaz suelo-estructura

El empleo de métodos numéricos, tal como el de diferencias finitas, permite introducir elementos, denominados interfaz, que son útiles en la descripción de los comportamientos que tienen lugar entre el suelo y las estructuras subterráneas. En términos generales, estos tipos de elementos, nos permite simular, lo siguiente:

- 6 Planos de deslizamiento y/o separación.
- 7 La interacción entre el suelo y las estructuras.
- 8 Una frontera plana no deformable.

En el algoritmo empleado en esta investigación (Flac3D), los elementos interfaz son de geometría triangular y a cada nodo se asocia un área tributaria como se ilustra en la **Figura B.1.70**.

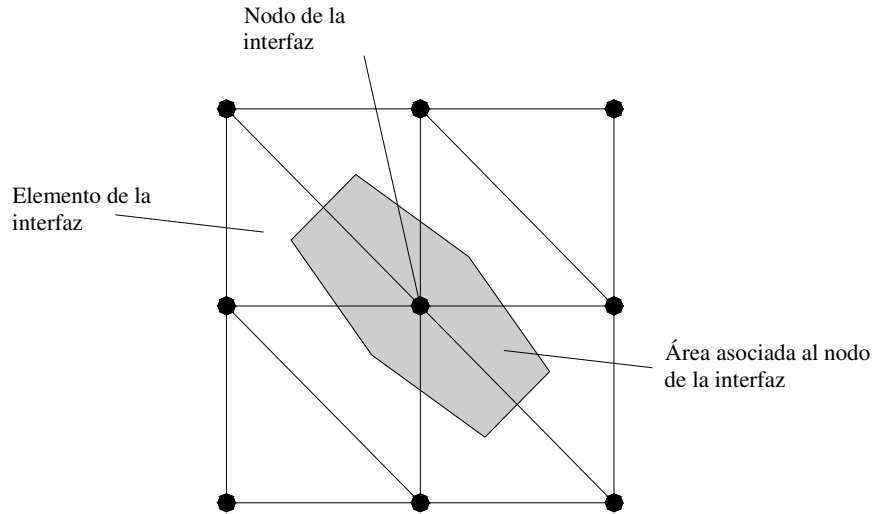


Figura B.1.70. Distribución de áreas representativas para los nodos de la interfaz (Itasca, 2009)

La ley de comportamiento de las interfaces es elasto-plástica, basada en un modelo constitutivo tipo Mohr-Coulomb. Las propiedades requeridas, **Figura B.1.71**, son: ángulo de fricción (ϕ), cohesión (c) [resistencia al corte (S_s)], resistencia a la tensión (T_s), dilatancia (D), rigidez normal (k_n) y rigidez cortante (k_s). Asimismo, debe indicarse al algoritmo si se permite que se presente una separación física entre dos objetos incluidos en la modelación numérica, o bien, si deben de permanecer unidos.

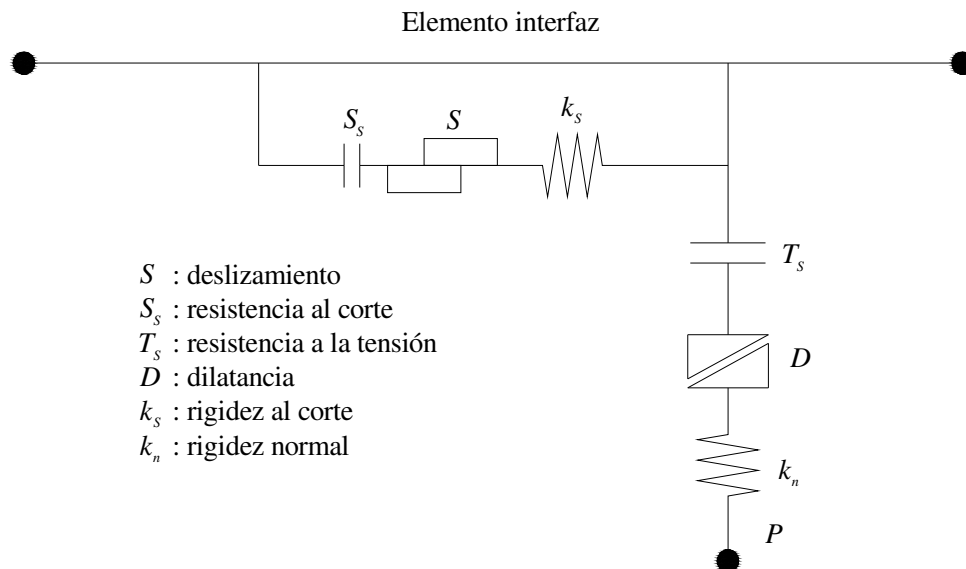


Figura B.1.71. Componentes del modelo constitutivo de la interfaz (Itasca, 2009)

Las fuerzas normal y cortante que describen la respuesta de la interfaz se determinan por medio de las siguientes relaciones:

$$F_n^{t+\Delta t} = k_n u_n A + \sigma_n A$$

$$F_s^{t+\Delta t} = F_s^t + k_s \Delta u_s^{t+0.5\Delta t} A + \sigma_s A$$

B.1.36

donde: $F_n^{t+\Delta t}$ = fuerza normal en el tiempo $t+\Delta t$

$F_s^{t+\Delta t}$ = fuerza cortante en el tiempo $t+\Delta t$

$\Delta u_s^{t+0.5\Delta t}$ = desplazamiento relativo en la dirección transversal a la interfaz

σ_n = esfuerzo normal a la interfaz

Δt = incremento de tiempo

Δz = incremento de la profundidad

k_s = rigidez al corte de la interfaz

k_n = rigidez normal de la interfaz

σ_s = esfuerzo cortante a la interfaz

A = área representativa para el nodo de la interfaz

El comportamiento de la interfaz depende del valor de la fuerza normal y de la magnitud de la fuerza cortante.

Para el caso de la relación fuerza normal-desplazamiento normal se tienen dos estados distintos, **Figura B.1.72**. El primero se presenta cuando el desplazamiento normal es negativo en la interfaz entonces se desarrollan fuerzas de tensión hasta un valor T_s , a partir del cual la interfaz se rompe y aunque los desplazamientos normales continúan incrementándose las fuerzas normales son nulas. Por el contrario, si el desplazamiento normal a la junta es mayor a cero entonces la interfaz permanece en contacto con los elementos sólidos adyacentes a ella.

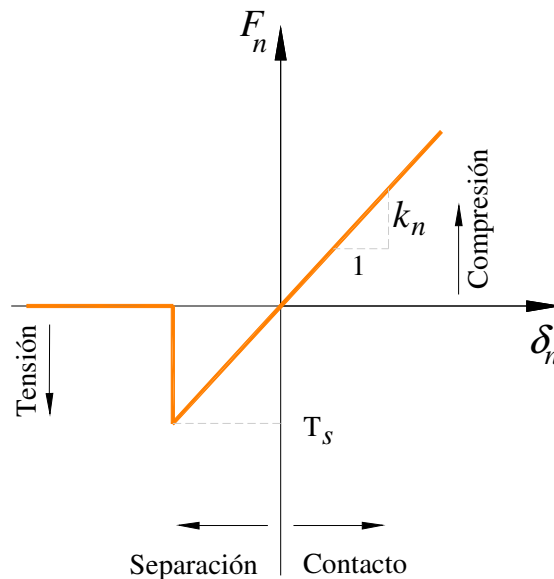


Figura B.1.72. Comportamiento de la interfaz en función de la magnitud de la fuerza normal

Para el caso de la relación fuerza cortante-desplazamiento cortante el comportamiento de la interfaz se describe a través de un criterio de resistencia del tipo Mohr-Coulomb, **Figura B.1.73**. La fuerza cortante máxima se limita mediante la siguiente relación:



$$F_{s,máx} = cA + (F_n - pA) \tan \phi$$

B.1.37

donde: $F_{s,máx}$ =fuerza cortante máxima

c =cohesión a lo largo de la interfaz

ϕ =ángulo de fricción a lo largo de la interfaz

p =presión de poro

Para el intervalo $|F_s| < |F_{s,máx}|$ la interfaz se comporta de manera elástica, por el contrario si $|F_s| = |F_{s,máx}|$ la interfaz tendrá un comportamiento plástico perfecto.

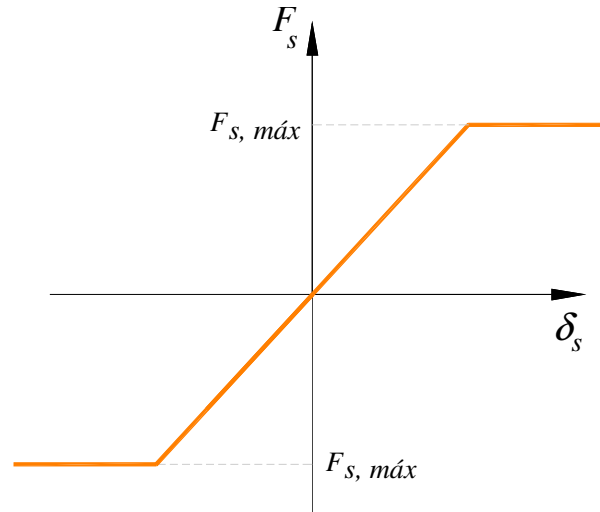


Figura B.1.73. Comportamiento de la interfaz en función de la magnitud de la fuerza cortante



2. METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO DE LAS CONEXIONES MEDIANTE EL MDF

2.1. Planteamiento

Este capítulo describe la metodología que se adoptó para abordar el problema de conexiones en suelos blandos sometidos a hundimiento regional empleando modelos numéricos tridimensionales. Se parte de una definición acuciosa del modelo geotécnico y de las características generales del problema, posteriormente se presentan los criterios para la elaboración del modelo numérico y finalmente se dan algunas recomendaciones para la interpretación de los resultados obtenidos. Se asume al análisis numérico como un laboratorio virtual que se ha de aplicar con criterio ingenieril y curiosidad para resolver problemas complejos de obras subterráneas considerando variables tales como el mejoramiento del suelo o las diferentes condiciones de la conexión.

2.2. Características generales del problema

2.2.1. Dimensiones

Deben conocerse, de manera precisa, la ubicación y las dimensiones de cada una de las partes que conforman a la conexión, tales como: diámetro de proyecto del túnel y de la lumbrera, diámetro y profundidad de la excavación, espesor de los revestimientos, eje de trazo, espesor y profundidad de muros Milán, etc.

2.2.2. Elementos estructurales

Es necesario identificar los elementos estructurales que intervienen en el problema y sus propiedades mecánicas.

En este tipo de problemas podemos encontrar elementos estructurales, tales como: revestimientos discontinuos (dovelas), revestimientos continuos (anillos), muros Milán, trabes, puntales, elementos de refuerzo, etc.

Para la simulación de revestimientos con dovelas (discontinuos) es posible emplear un coeficiente de disminución de rigidez a la flexión, que nos permite tomar en cuenta el comportamiento de las articulaciones en el anillo (Rodríguez, *et al.*, 2012).

Cuando se trata de análisis a largo plazo, es importante considerar la disminución de la rigidez del concreto por flujo plástico mediante un factor de reducción.

Para simular la interacción entre los revestimientos primario y secundario, es recomendable el uso de interfaces que permitan que dichos elementos puedan desarrollar un desplazamiento relativo entre ellos, como se muestra en la **Figura B.1.74**.

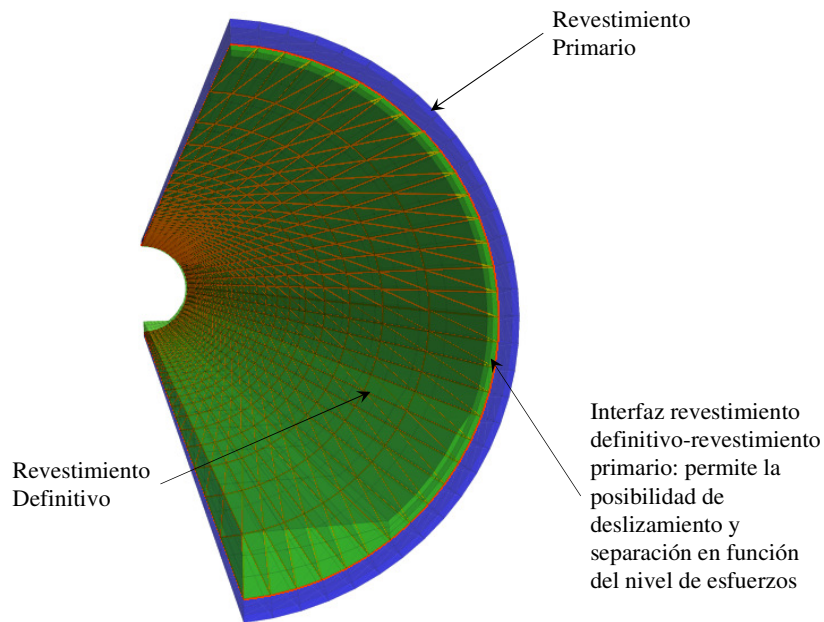


Figura B.1.74. Empleo de elementos interfaz para la simular la interacción entre los revestimientos primario y definitivo

2.2.3. Estructuras colindantes superficiales y subterráneas

Es importante efectuar un levantamiento de aquellas estructuras superficiales y subterráneas cercanas al proyecto y que puedan ser influenciadas, tanto por su construcción, como por su comportamiento durante su funcionamiento.

Dicho levantamiento debe de precisar la ubicación de la o las estructura(s) con respecto a la conexión, sus dimensiones, antigüedad y riesgo potencial asociado a la presencia de la conexión.



2.3. Definición del modelo geotécnico

2.3.1. Estratigrafía

La definición de la estratigrafía debe abarcar todos los estratos potencialmente compresibles, y deben identificarse de manera clara la presencia de capas duras permeables (lentes y capas duras) que puedan influenciar, tanto en la construcción del túnel o lumbrera, como en su comportamiento a largo plazo.

La profundidad de la estratigrafía dependerá de la posición y de las dimensiones de los túneles y lumbreras involucrados en el análisis.

2.3.2. Propiedades de los estratos

Debe contarse con un número suficiente de pruebas de laboratorio que permitan definir las propiedades de los estratos que se consideren más representativos para el modelado numérico.

Ya que interesa el comportamiento de la interacción estructuras-suelo, tanto en la etapa de construcción, como de servicio, es importante contar con las propiedades de los suelos no-drenadas y drenadas (efectivas), respectivamente. Asimismo, ya que la construcción de túneles y lumbreras genera una descarga importante en el medio, es necesario contar con las propiedades de los suelos que nos permitan simular dicho comportamiento.

2.3.3. Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas

Es importante definir el estado inicial de esfuerzos de la zona de estudio, ya que con estos se define la posición inicial de la trayectoria de esfuerzos y el tamaño de la superficie de fluencia de los modelos basados en la teoría del estado crítico, como es el caso del modelo Cam Clay modificado, Anexo B.

Los esfuerzos geostáticos se calculan a partir del producto del espesor de cada estrato por su peso volumétrico efectivo ($\gamma' = \text{peso volumétrico de la muestra} - \text{peso volumétrico del agua}$), tomando en cuenta la profundidad media del nivel de aguas freáticas. El esfuerzo vertical efectivo inicial (σ_v') se calcula sumándole al esfuerzo geostático el abatimiento de las presiones intersticiales. Finalmente, los esfuerzos horizontales, σ_h , se estiman mediante el coeficiente de tierras en reposo, $\sigma_h' = K_0 \sigma_v'$. Los esfuerzos efectivos de preconsolidación pueden estimarse a partir de pruebas de consolidación unidimensional o isotrópicas. Con el estado inicial de esfuerzos y con la carga de preconsolidación (σ_p') es posible calcular la relación de sobre-consolidación ($\text{OCR} = \sigma_p' / \sigma_v'$) o el esfuerzo de sobre-consolidación ($\text{POP} = \sigma_p' - \sigma_v'$).

2.4. Desarrollo del modelo numérico

2.4.1. Generación de la malla de diferencias finitas

En algunos casos es posible generar una malla de diferencias finitas compleja mediante el ensamble de formas primarias denominadas primitivas, las cuales están definidas dentro del código del programa. No obstante, geometrías que *a priori* pueden parecer simples, *i. e.*, intersección de dos túneles con diferentes diámetros, requiere de un generador de mallas externo compatible con el programa (por ejemplo Kubrix, 2004) o bien generar primitivas a través del lenguaje de programación FISH (Itasca, 2009).

Durante la generación de la malla se debe de realizar un mallado más fino alrededor de la conexión. Asimismo, se debe tomar en consideración que el uso de mallas muy refinadas genera tiempos de análisis poco prácticos o que se rebase la capacidad de la computadora.

En el Anexo C se muestra un ejemplo de la aplicación del programa FISH en la construcción de una malla de diferencias finitas para el análisis de un túnel.

2.4.2. Definición de las condiciones de frontera

Con el objeto de definir las fronteras del modelo numérico se deben de tomar en cuenta los siguientes aspectos:

Simetría. Cuando existe simetría del problema en una o varias direcciones, puede simularse la mitad de la parte o partes correspondientes. Asumiendo que en las fronteras de dichas mitades se desarrollara un estado plano de deformaciones, por lo que estas tendrán que restringirse únicamente en dirección horizontal. En problemas de conexión, túnel lumbrera, comúnmente el eje del túnel es simétrico, por lo que es posible simular únicamente una mitad, **Figura B.1.75**.

Influencia del hundimiento regional. Las fronteras laterales del modelo se deben de colocar a una distancia tal que los desplazamientos generados por el hundimiento regional sean invariantes. En las fronteras laterales únicamente se han de permitir desplazamientos verticales.

Frontera inferior. Su posición puede estar dada, tanto por las dimensiones del problema como por la profundidad de los estratos duros. Una regla empírica que puede emplearse es que la frontera inferior debe colocarse a dos veces el ancho o diámetro de la estructura que se analice, ya que a mayor profundidad los esfuerzos generados pueden considerarse como despreciables. Sin embargo, siempre es recomendable que se efectúe un análisis inicial en donde se valide esta hipótesis.

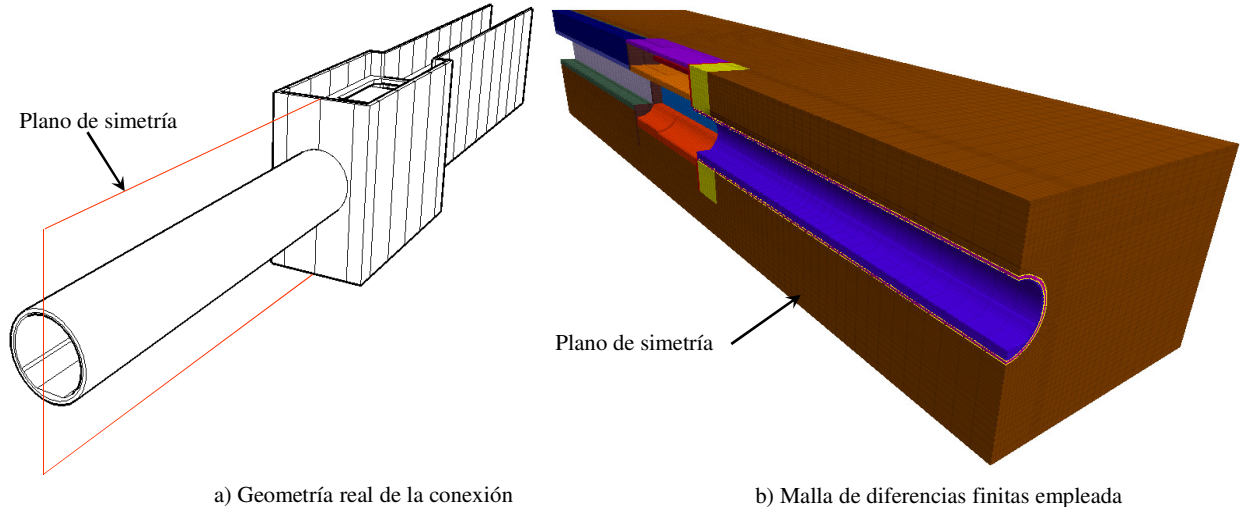


Figura B.1.75. Condición de simetría en el análisis de conexiones

2.4.3. Selección del modelo constitutivo a emplear

El modelo constitutivo que se emplee debe ser representativo del comportamiento de los suelos involucrados en el análisis. Asimismo, todas las propiedades que se utilicen deben estar respaldadas experimentalmente mediante pruebas de laboratorio, de campo y/o de carga.

El **modelo lineal elástico** podrá emplearse para describir el comportamiento de los elementos estructurales.

El **modelo Mohr-Coulomb** es útil en la modelación de suelos duros y pre-consolidados tales como, los rellenos consolidados, las capas y lentes duros. También es aplicable para describir el comportamiento de suelos mejorados. Es importante mencionar que este modelo no hace distinción entre las propiedades de carga y de descarga de los suelos, que en el caso del análisis de estructuras subterráneas esto puede tener una influencia importante en la estimación de los desplazamientos, tanto por construcción, como por la influencia del hundimiento regional.

El **modelo Cam-Clay modificado** es aplicable en la descripción del comportamiento de arcillas blandas normalmente consolidadas o con niveles bajos de pre-consolidación. A diferencia del modelo Mohr-Coulomb, este modelo, entre otras cosas, hace distinción entre los parámetros de carga y de descarga del suelo y permite considerar el cambio de la rigidez del suelo en función del nivel de esfuerzos.

2.4.4. Definición y ejecución de las etapas de análisis

En términos generales las etapas de análisis de una conexión en suelos blandos sometidos a hundimiento regional son las siguientes:

Construcción: Esta etapa tiene como finalidad obtener el estado de esfuerzos asociado a los procesos de construcción de la conexión. A partir de las condiciones iniciales se simulan los procesos de excavación y de colocación de los elementos estructurales.

Hundimiento Regional: Esta etapa tiene por objetivo simular el comportamiento de la conexión durante el proceso de abatimiento de las presiones intersticiales. Para ello se considera que la presión de poro inicial se abate hasta la condición más crítica a la cual estará sometida la conexión durante su etapa de servicio (próximos 50 años). El abatimiento se realiza por intervalos, para lo cual se emplean las isócronas de presión de poro asociadas a cada uno de los grados de consolidación analizados (Sección 1.3.4).

2.5. Interpretación de Resultados

En la interpretación de los resultados, es necesaria la obtención de:

- Desplazamientos inmediatos y diferidos: convergencias en el interior de los túneles, desplazamientos diferenciales en las estructuras, asentamientos totales y diferenciales en superficie, emersiones generadas por la sobre-compensación, emersiones aparentes debidas al hundimiento regional y posible separación entre estructuras (*ej.* conexión túnel-lumbrera desacoplada).
- Esfuerzos: concentraciones de esfuerzos en el medio, puntos de plastificación y excesos de presión de poro.
- Elementos mecánicos: momentos flexionantes, fuerzas cortantes y cargas axiales en elementos estructurales.

Cuando se emplean elementos placa para la simulación de las estructuras, los elementos mecánicos pueden obtenerse de manera directa del algoritmo. Sin embargo, si se quiere simular la interacción de dos elementos estructurales, como es el caso de los revestimientos primario y definitivo, no es posible el empleo de dichos elementos, por lo que se recurre a simular a uno de ellos por medio de elementos sólidos, y colocar una interfaz entre ambos (Rodríguez, *et al.*, 2012), **Figura B.1.76**. Es por esto que si el modelado de los elementos estructurales se realiza mediante elementos sólidos, los elementos mecánicos se calculan, como (Anexo D):

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{N_{\theta\theta}}{A} + \frac{M_{xx}(R-r)}{Ar(r-R)} \tag{B.1.38}$$

$$V_{rr} = \int_A \sigma_{r\theta} dA \tag{B.1.39}$$

donde: $\sigma_{\theta\theta}$ = esfuerzo normal actuante en la sección transversal del revestimiento

$N_{\theta\theta}$ = fuerza normal actuante en el revestimiento del túnel en la dirección $\theta\theta$

M_{xx} = Momento flexionante paralelo al eje del túnel

R = Distancia medida desde el centro de curvatura al eje neutro



A = Área de la sección transversal del revestimiento

r = posición del elemento dA sobre la sección transversal, medida desde el centro de curvatura del revestimiento

\bar{r} = distancia medida desde el centro de curvatura al centroide de la sección transversal

V_{rr} = Cortante paralelo a la dirección radial del túnel.

$\sigma_{r\theta}$ = esfuerzo cortante actuante en la sección ortogonal al eje del túnel.

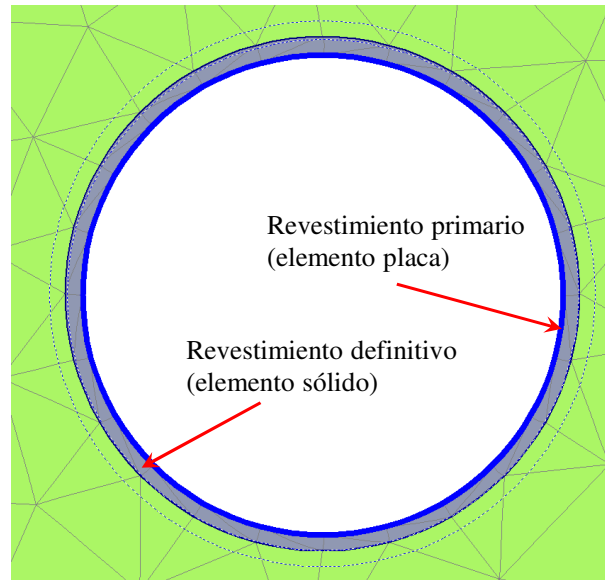


Figura B.1.76. Modelado de revestimiento primario y definitivo



3. APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA: CONEXIÓN LUMBRERA-TÚNEL DE LA LÍNEA 12 DEL METRO DE LA CD. DE MÉXICO

3.1. Planteamiento

Se presenta el modelado numérico basado en el método de las diferencias finitas en tres dimensiones (Flac3D) de la conexión túnel lumbrera de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro (STCM) de la ciudad de México. Dicha conexión se localiza en el km 20+300 y está formada por tres estructuras: un túnel de 10m de diámetro, una lumbrera rectangular y un cajón.

3.2. Descripción general del proyecto

La Línea 12 tiene una longitud total de 28.4 km y está estructurada con 20 estaciones que corren de Mixcoac a Tláhuac, como se muestra en la Figura B.1.77.

Asimismo, el trazo de la Línea 12 en el contexto de la zonificación geotécnica del Valle de México se muestra en la Figura B.1.78. Se aprecia que ésta cruza de sur-orientado a sur-poniente y que se encuentra inmersa dentro de las tres zonas geotécnicas señaladas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal (GDF, 2006).

Adicionalmente, en la Figura B.1.79 se muestra el trazo de la Línea 12 del STCM en el contexto de las curvas de igual hundimiento regional calculadas por el Laboratorio de Geoinformática de la UNAM. Se observa que la conexión es estudio está en una zona donde la velocidad de dicho hundimiento puede alcanzar valores desde 2.5 hasta 10cm/año.

La Línea 12 se proyectó y construyó mediante cuatro soluciones geotécnicas diferentes: Túnel circular, cajón subterráneo, porción elevada y cajón superficial. Las secciones de cada una de las soluciones adoptadas se presentan en la Tabla B.1.3.

En este trabajo se analiza el caso de la lumbrera que se localiza en el km 20+300 (Figura B.1.78). Esta lumbrera es la transición entre el tramo de cajón subterráneo y el tramo de túnel circular (Figura B.1.80 y Figura B.1.81).

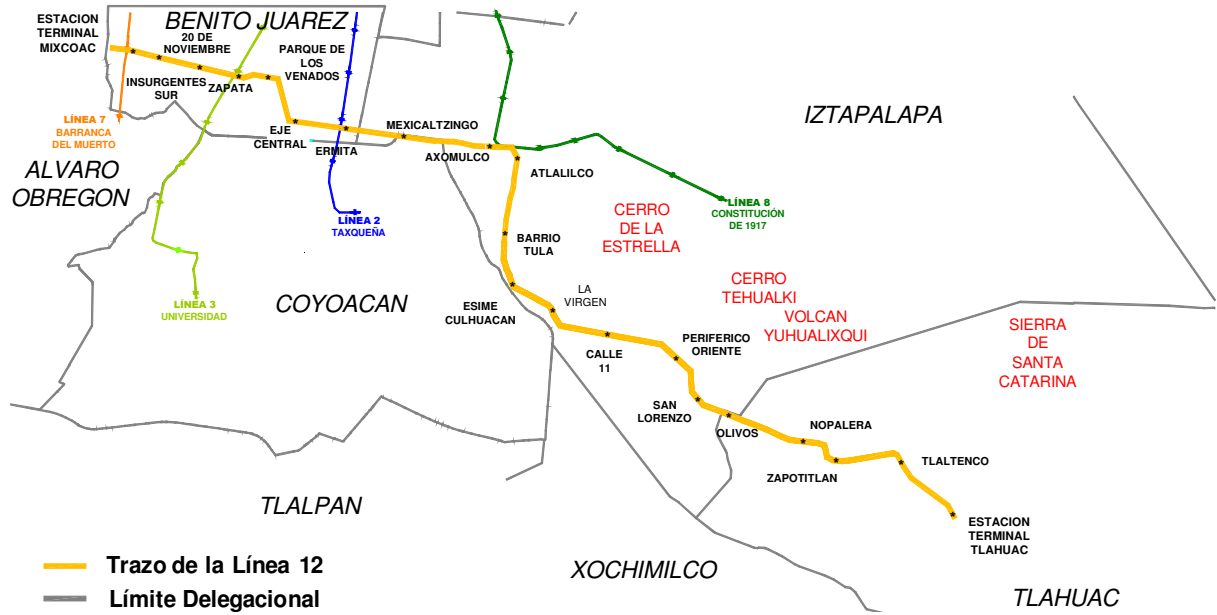


Figura B.1.77. Trazo de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México

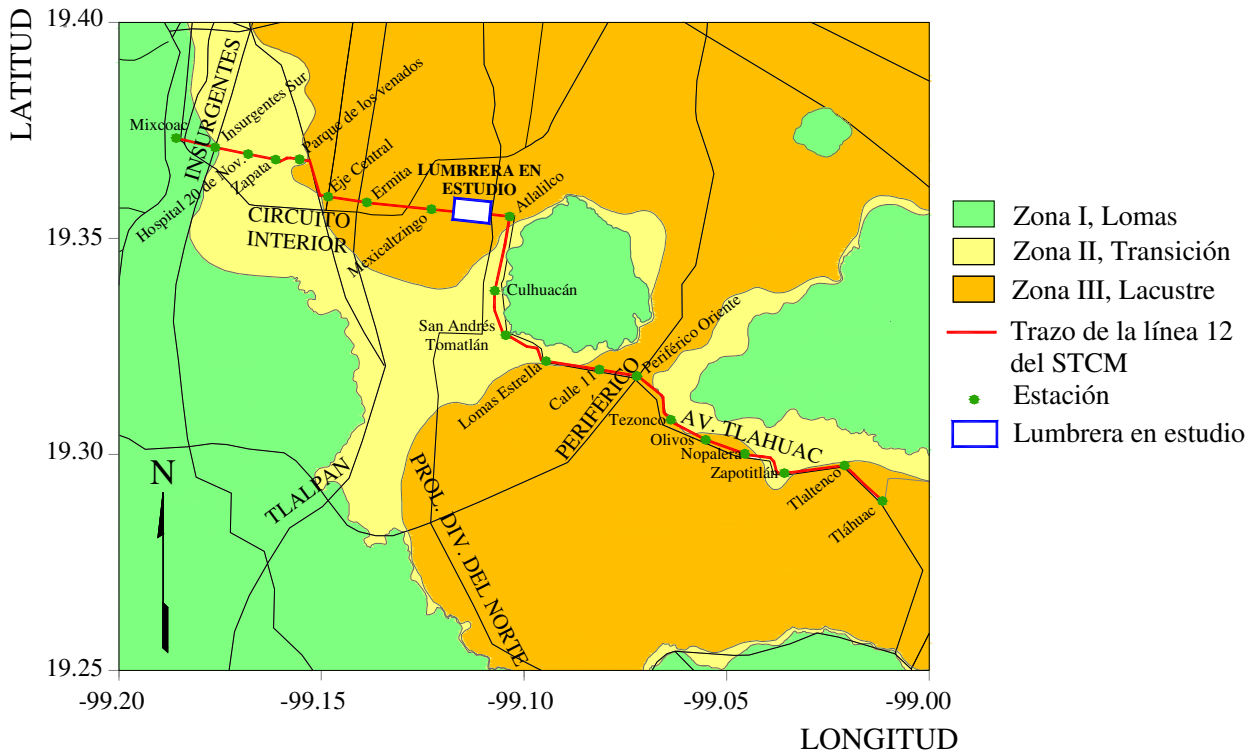


Figura B.1.78. Trazo de la línea 12 del STCM en el contexto de la zonificación geotécnica del Valle de México



Tabla B.1.3. Secciones de las diferentes soluciones adoptadas en el diseño y construcción de la Línea 12 del STCM de la ciudad de México

Tramo	Sección	Línea 12 del Metro de la Cd. de México
Túnel circular		
Cajón Subterráneo		
Tramo Elevado		
Cajón superficial		

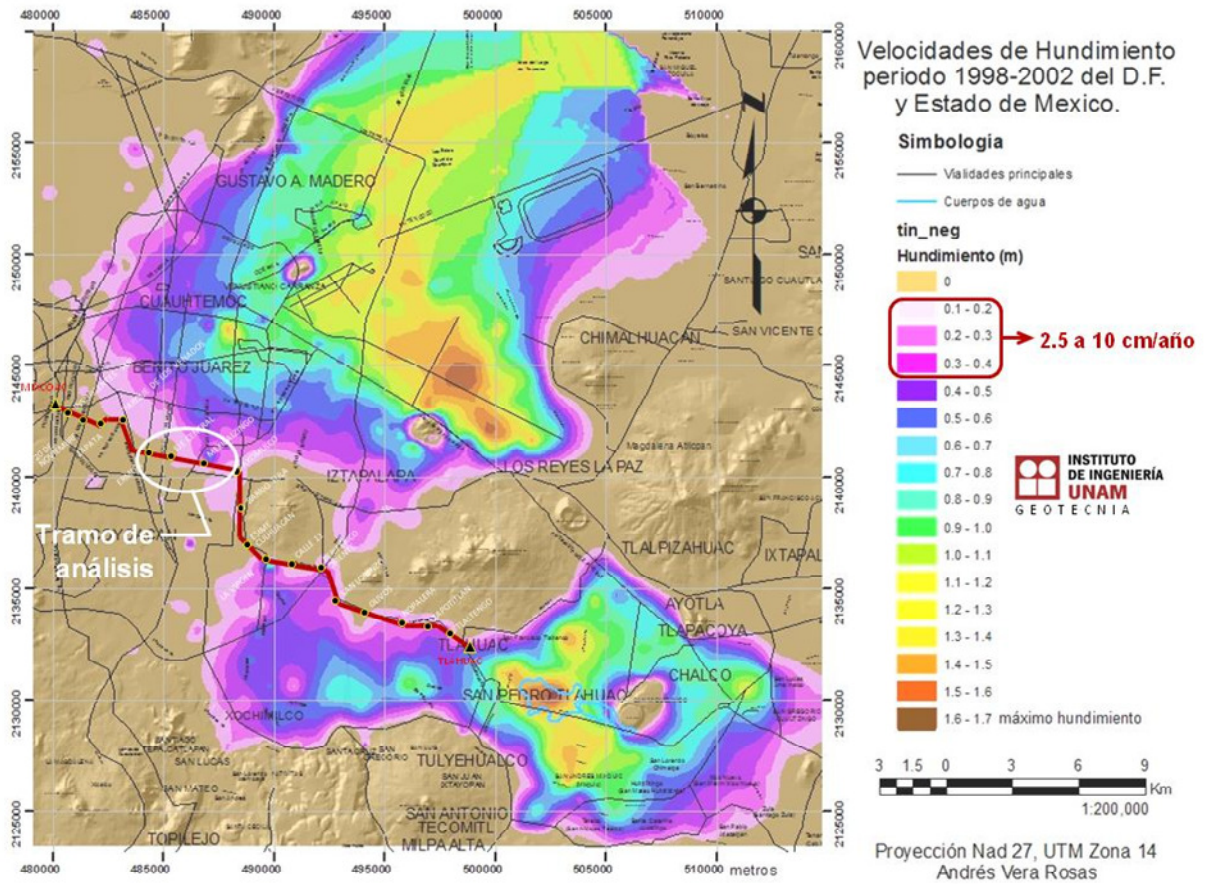


Figura B.1.79. Trazo de la línea 12 del STCM en el contexto de las curvas de igual hundimiento regional del Valle de México (Laboratorio de Geoinformática, Instituto de Ingeniería UNAM)

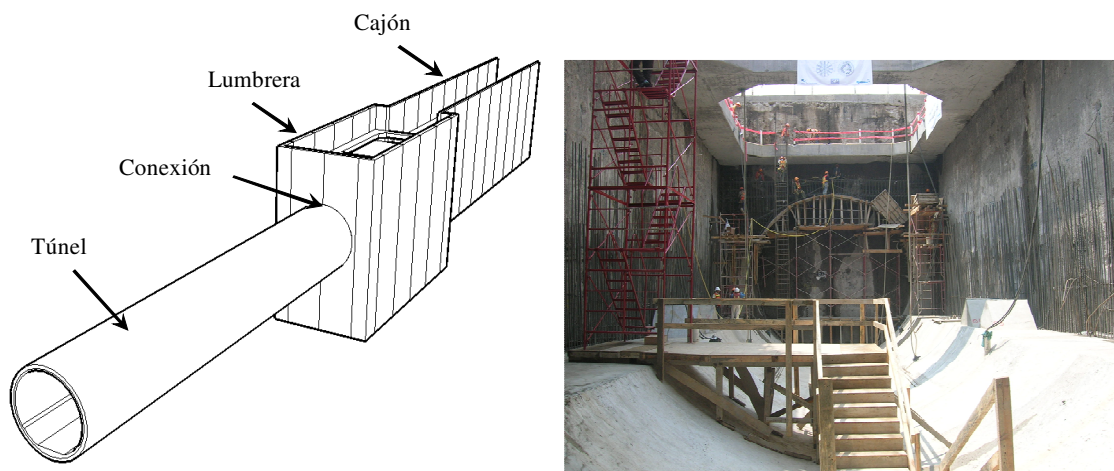


Figura B.1.80. Vistas de la Lumbrera de Transición entre el tramo de cajón subterráneo y el túnel circular



Figura B.1.81. Vistas de la Lumbrera de Transición entre el tramo de cajón subterráneo y el túnel circular

En la Figura B.1.82 se muestra, de manera esquemática, las secciones longitudinales y transversales de la lumbrera, asimismo se ha ilustrado la zona de la conexión tanto con el túnel como con el cajón.

La lumbrera de transición está formada por cuatro muros Milán perimetrales de 0.80m de espesor, los cuales se encuentran desplantados a una profundidad de 23.6m. Las dimensiones en planta son de 15.6 por 35.8m. La losa de fondo es de sección variable y tiene un espesor máximo de 1.85m. El peralte de la losa tapa es de 0.60m, adicional se tiene una losa interior de 1.1m y dos muros interiores 0.80m de espesor y 7.8m de altura. El f'_c del concreto de los elementos estructurales es de 30MPa

La sección transversal del tramo en cajón está formada por dos muros Milán desplantados a una profundidad de 21.7m en la zona adyacente a la lumbrera, de 0.8m de espesor. El cajón consta básicamente de una losa de fondo cuyo peralte máximo es de 1.2m, dos muros interiores adyacentes a los muros Milán de 0.6m de espesor y una losa tapa de 1.1m de peralte. Sobre la losa del cajón se tiene un relleno de tepetate compactado con un peso volumétrico de 16 a 16.5 kN/m³ colocado hasta el nivel de terreno natural.

Por su parte, el túnel tiene un diámetro exterior de 9.9m y está formado por dos revestimientos: uno primario a base de dovelas de 0.4m de espesor y uno definitivo (secundario) formado por un anillo continuo de concreto armado de 0.2m de espesor. El f'_c del concreto de los revestimientos es de 45 y 40MPa, para el primario y definitivo, respectivamente. El propósito de revestimiento primario es el de limitar los desplazamientos y garantizar la estabilidad del túnel durante su excavación, y el del definitivo es de limitar los desplazamientos y garantizar la estabilidad del túnel durante su etapa de servicio. Ambos revestimientos estarán sometidos al efecto del hundimiento regional durante la etapa de servicio del túnel y, por tanto, ambas estructuras se incluyen en el análisis numérico que se presentan más adelante.

Con el objetivo de evitar una falla por extrusión durante la apertura del muro Milán de la Lumbrera para la construcción del túnel, se realizó el mejoramiento del suelo en esta zona mediante pilas secantes de 1.5m de diámetro, desplantadas a 22m de profundidad, **Figura B.1.83**. Se obtuvo un prisma de suelo mejorado de 17m de ancho por 7.75m de largo. Las pilas instaladas se construyeron de suelo-cemento cuyas propiedades son: peso específico, γ , de

17kN/m³; resistencia a la compresión simple, q_u , de 2.9MPa; cohesión, c , de 1.5MPa; y módulo de elasticidad, E , de 176.5MPa.

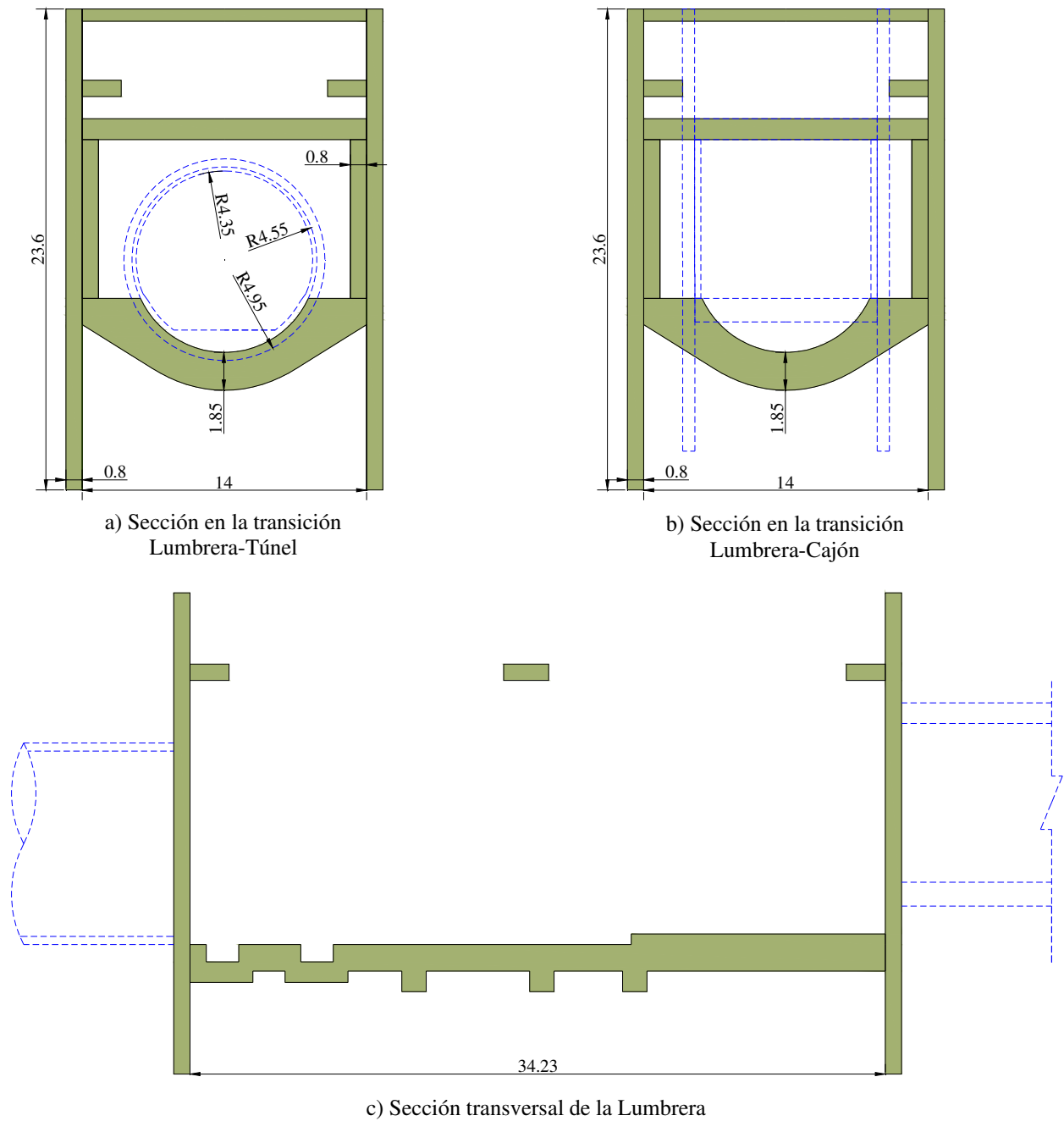
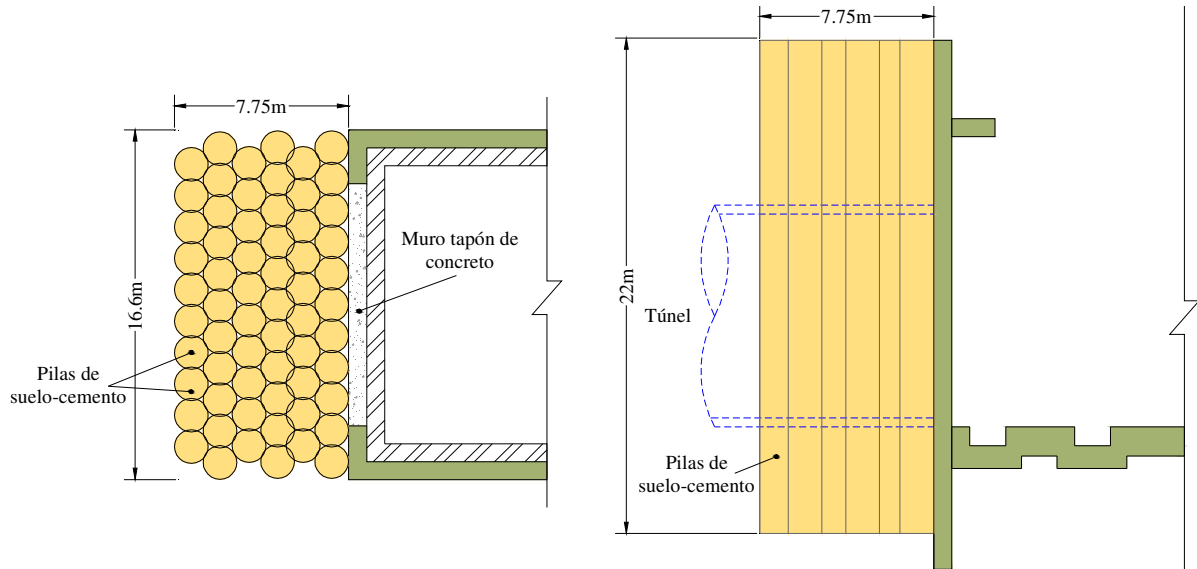


Figura B.1.82. Vista esquemática de las secciones de la Lumbrera de Transición entre el tramo de cajón subterráneo y el túnel circular



a) Vista en planta del mejoramiento en la la transición Lumbrera-Túnel

b) Vista en transversal del mejoramiento en la la transición Lumbrera-Túnel



c) Vista en campo del mejoramiento

Figura B.1.83. Vista esquemática del mejoramiento realizado en la transición Lumbrera - Túnel

3.3. Modelo geotécnico considerado

3.3.1. Estratigrafía

En términos generales, al considerar el perfil estratigráfico del trazo del túnel, **Figura B.1.84**, el tramo en estudio está formado por: **rellenos** de 1 a 4m de espesor; **costra superficial** de 3 a 6m de espesor, formada por arcilla arenosa color café y gris; **formación arcillosa** de 15 a 21m de espesor, formada por arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda de color verde olivo y café rojizo con microfósiles y lentes de arena; **capa dura y depósitos profundos** a una profundidad de 25 a 30m hasta la profundidad explorada, formados por arena fina limosa en estado muy compacto color gris olivo.

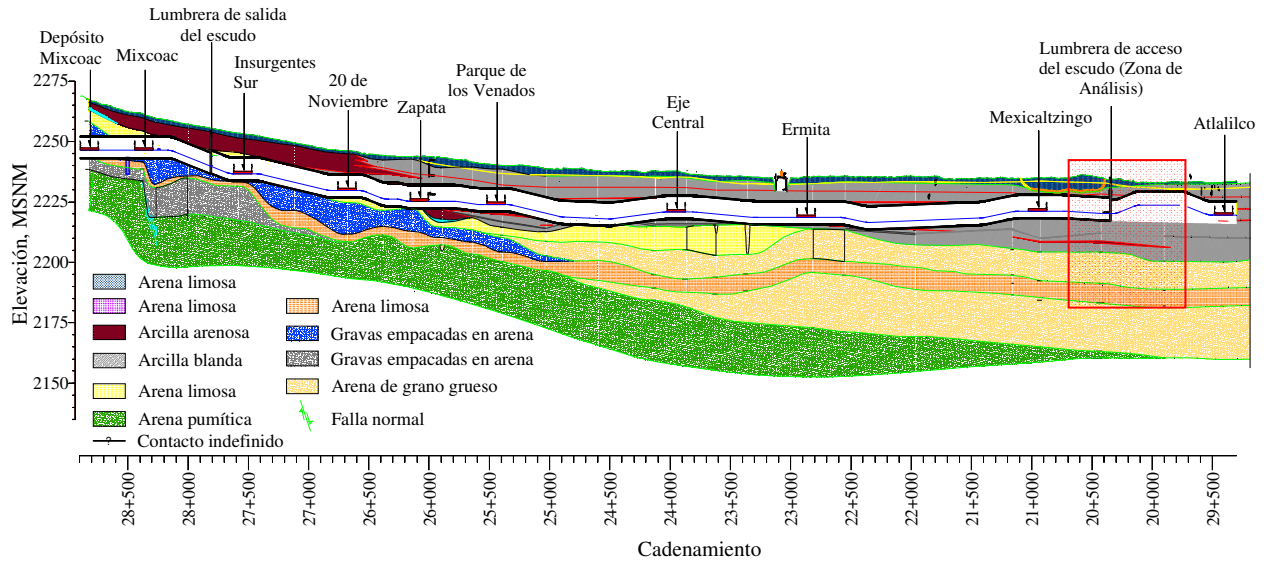


Figura B.184. Perfil estratigráfico de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México

Para la definición del modelo estratigráfico representativo de la zona de la lumbrera se consideraron los sondeos existentes entre la estación Ermita y Mexicaltzingo, pues se presenta continuidad estratigráfica en este tramo. Se estudiaron los perfiles de contenido de agua de los distintos sondeos efectuados en el tramo de interés (Figura B.185 y Figura B.186). El empleo de dichos perfiles obedece la relación directa entre compresibilidad del material y contenido de agua. Dichos perfiles se obtuvieron de los sondeos SM-17, SM-18, SM-19, SM-20, SM-21 y SM-22. La estratigrafía en la zona de la lumbrera se definió a partir del SM-22 (Cad. 20+383), ya que es el más cercano a la zona en estudio.

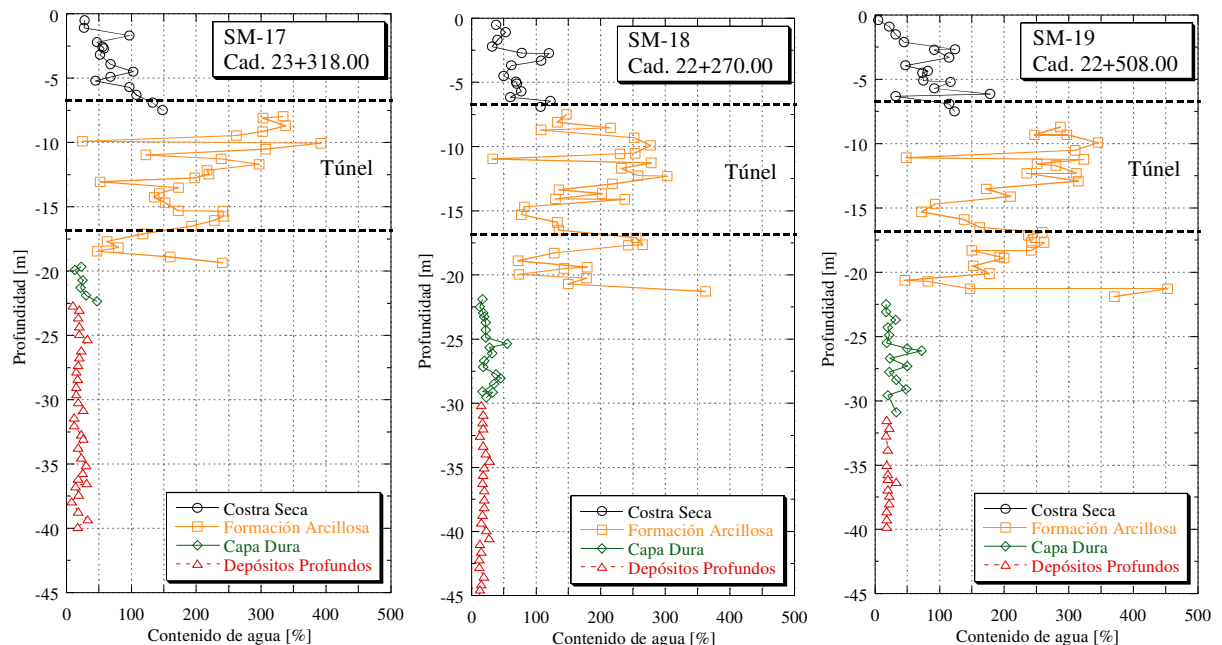


Figura B.1.85. Perfiles de contenido de agua representativos de la serie estratigráfica adyacente a la Lumbrera

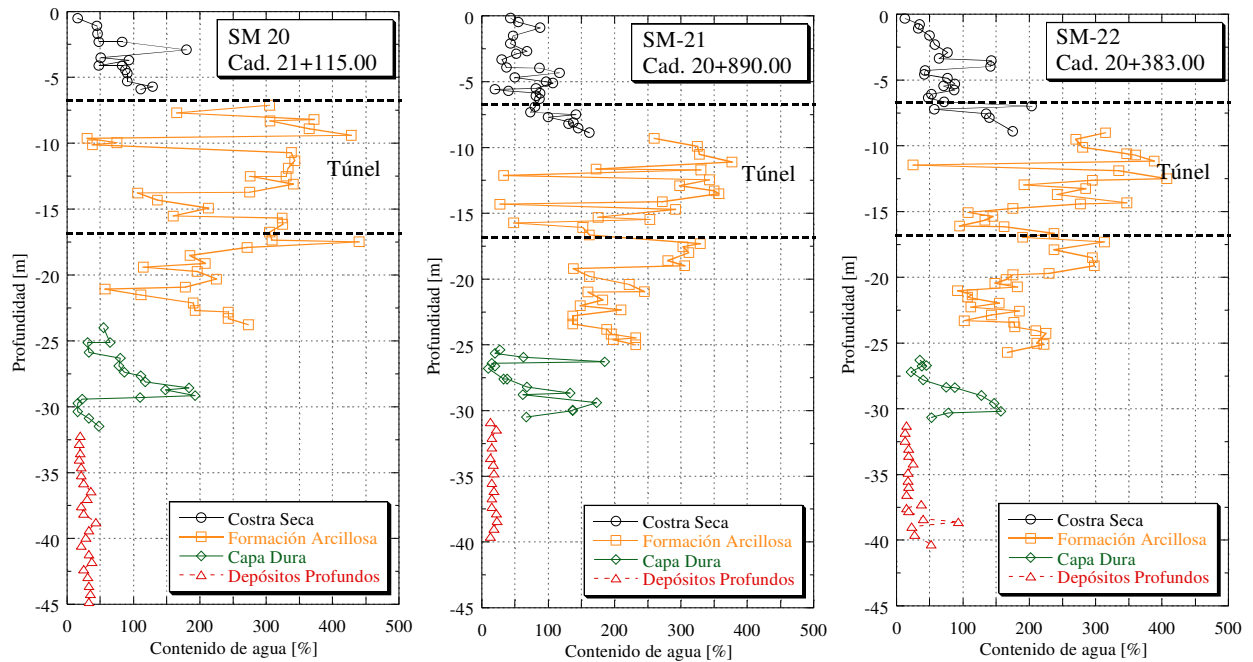


Figura B.1.86. Perfiles de contenido de agua representativos de la serie estratigráfica adyacente a la Lumbrera

Para fines del análisis numérico que se presenta en este apartado, la estratigrafía fue dividida en cuatro estratos principales, definiéndose los contactos a partir del SM-22. Los estratos son: costra seca, con un espesor que va de los 0 a los 9m; subyaciendo la formación arcillosa con un espesor de 17m; seguido de la capa dura que alcanza una profundidad de 31m; y finalmente se detectaron los depósitos profundos, con una profundidad mayor a los 40m. El contenido de agua medio de cada estrato y su desviación estándar se presentan en la **Tabla B.1.4**.

Tabla B.1.4. Valores medios y su desviación estándar asociados al Cad. 20+383 (SM-22)

Estrato	De [m]	A [m]	w % (promedio)	w % (Desviación Estándar)	w % (Máximo)	w % (Mínimo)
Costra Seca	0.0	-9.0	82.9	49.7	204	13.3
Formación Arcillosa	-9.0	-26.0	283.9	81.2	406.7	101.7
Capa Dura	-26.0	-31.0	53.0	45.9	156.7	21.7
Depósitos Profundos	-31.0	-40.3	26.4	19.7	93.3	13.3

3.3.2. Propiedades de los estratos

Las propiedades de compresibilidad se determinaron a partir de pruebas de consolidación unidimensional. En las gráficas de la **Figura B.1.87** a la **Figura B.1.90** puede observarse la correlación existente (para la costra seca, la formación arcillosa y la capa dura) entre el contenido

natural de agua y: (a) el peso volumétrico, (b) la relación de vacíos inicial, (c) el coeficiente de compresión y el de re-compresión. Con estas correlaciones y con el valor medio del contenido de agua (Tabla B.1.4), fue posible estimar el peso volumétrico y las propiedades de compresibilidad medias de cada uno de los estratos representativos de la zona de estudio.

Los parámetros de resistencia a largo plazo (c' y ϕ') fueron estimados a partir de los resultados de pruebas triaxiales consolidadas no-drenadas (tipo CU) con medición de presión de poro publicados por Marsal y Mazari (1959), Alberro e Hiriar (1973) y Villa (2004).

Las propiedades medias de los estratos considerados se presentan en la Tabla B.1.5.

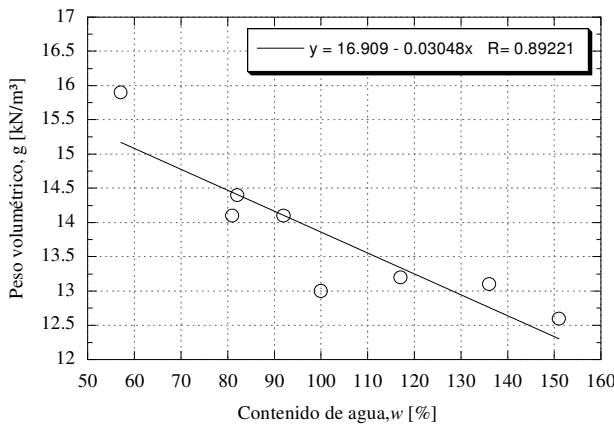
Tabla B.1.5. Propiedades medias de los estratos considerados

Estrato	w %	γ [kN/m ³]	e_0	C_c	C_r	OCR	c' [kPa]	ϕ' [°]
Costra Seca	83	14.4	2.1	0.32	0.05	2.0	0	50
Serie Arcillosa	283	12.0	5.6	2.77	0.20	1.4	0	40
Capa Dura	53	16.4	1.4	0.23	0.03	1.0	0	45

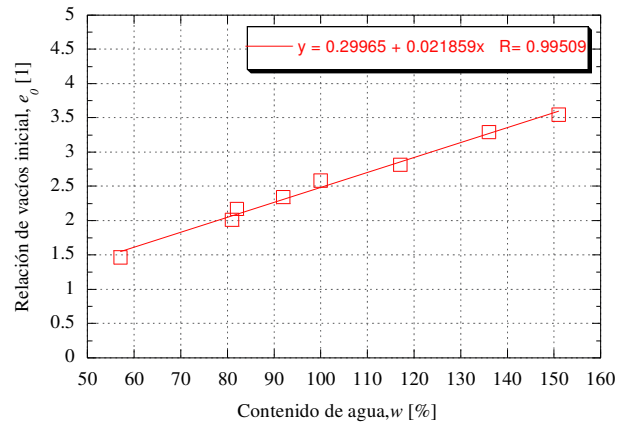
w%= contenido de agua
 γ = peso volumétrico
 c' = cohesión

e_0 =relación de vacíos inicial
 OCR=relación de sobreconsolidación
 ϕ' = ángulo de fricción

C_c =Índice de Compresión
 C_r =Índice de recompresión



a) Peso volumétrico, g [kN/m³]



b) Relación de vacíos inicial, e_0 [1]

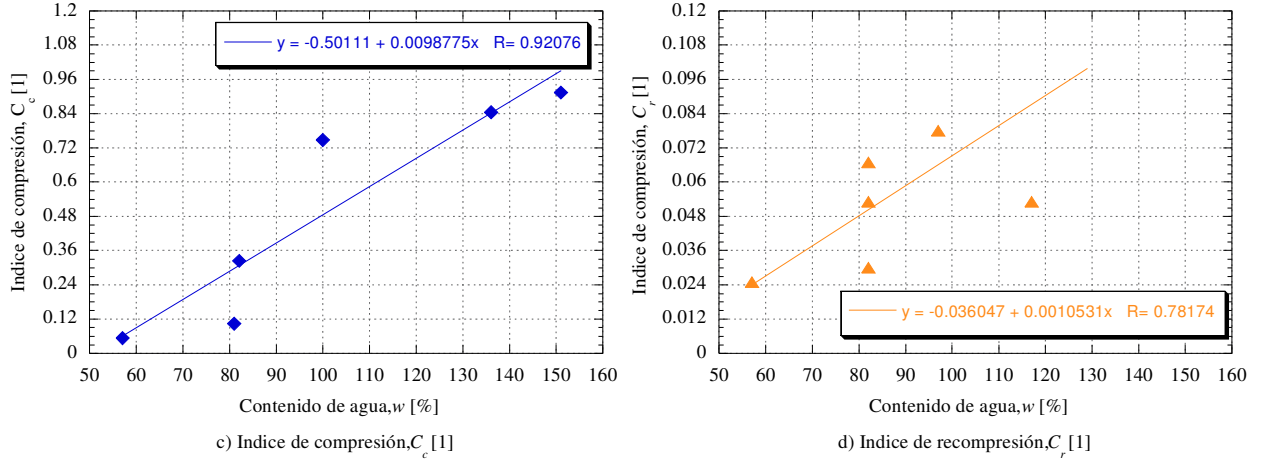


Figura B.1.87. Propiedades de la Costra Seca

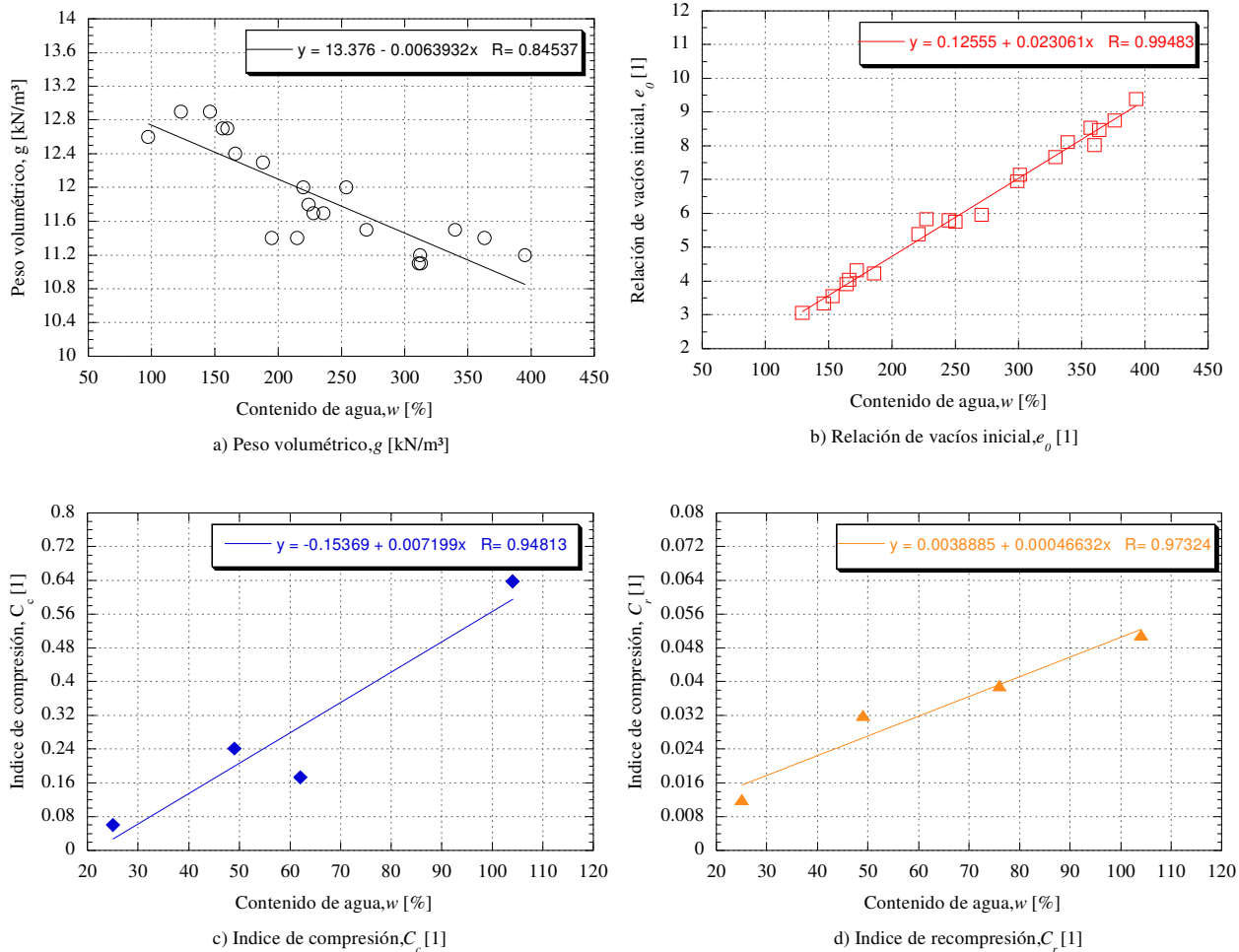


Figura B.1.88. Propiedades de la Formación Arcillosa

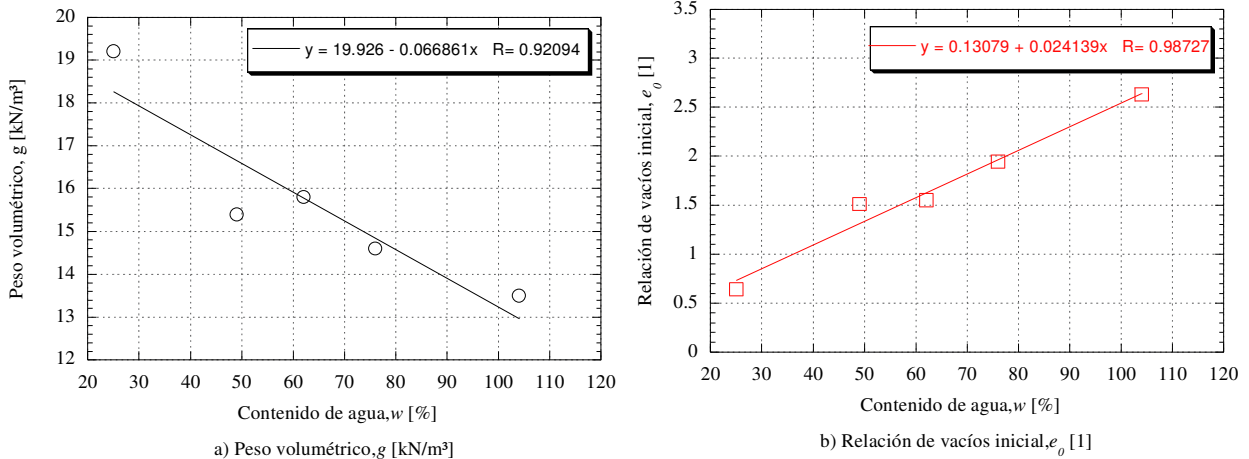


Figura B.1.89. Propiedades de la Capa Dura

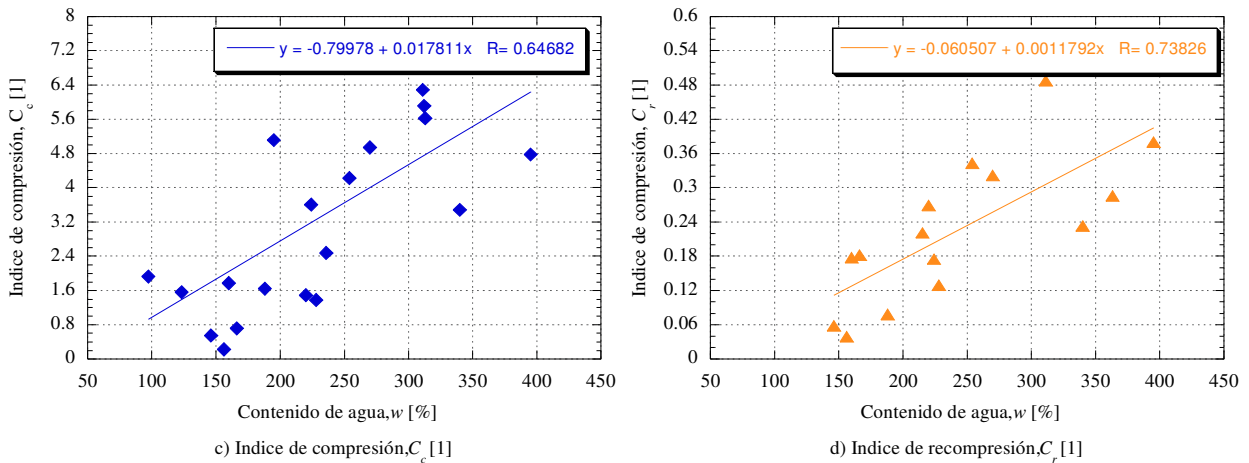


Figura B.1.90. Propiedades de la Capa Dura

3.3.3. Condiciones piezométricas y estado inicial de esfuerzos

Las presiones intersticiales iniciales se determinaron a partir de mediciones de estaciones piezométricas instaladas en el tramo en estudio, **Figura B.1.91**. El perfil de presión de poro, considerado como representativo del sitio es el del piezocono SPC-3 que se localiza en el Cad. 20+350. Puede observarse un abatimiento importante de las condiciones hidrostáticas a partir de los 16m de profundidad, alcanzándose un abatimiento de hasta 280kPa a una profundidad de apenas 30m. El Nivel de Aguas Freáticas (NAF) se localiza a una profundidad media de 3.3m.

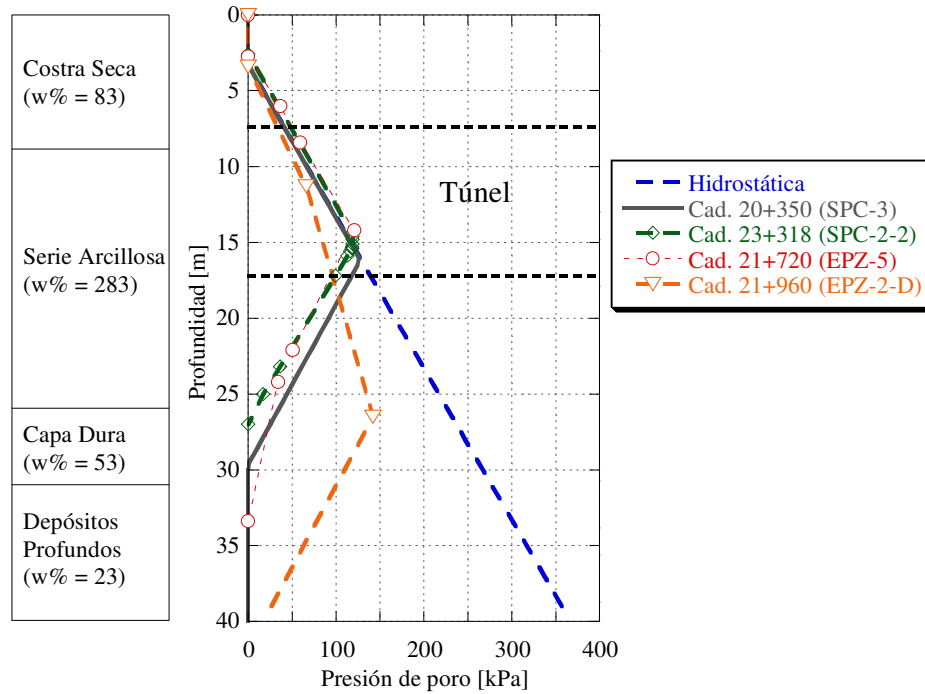


Figura B.1.91. Condiciones piezométricas

El estado de esfuerzos inicial representativo de la zona en estudio se muestra en la **Figura B.1.92**. Este se estimó a partir de la información estratigráfica y de los ensayos de laboratorio realizados. Los esfuerzos geostáticos se calcularon como el producto del espesor de cada estrato por su peso volumétrico efectivo ($\gamma' = \text{peso volumétrico de la muestra} - \text{peso volumétrico del agua}$), asumiendo que el NAF se encuentra a una profundidad media de 3.3m. El esfuerzo efectivo inicial se calculó sumándole al esfuerzo geostático el abatimiento de las presiones intersticiales de la **Figura B.1.91**. Los esfuerzos de preconsolidación se determinaron a partir de los resultados de ensayos de consolidación unidimensional.

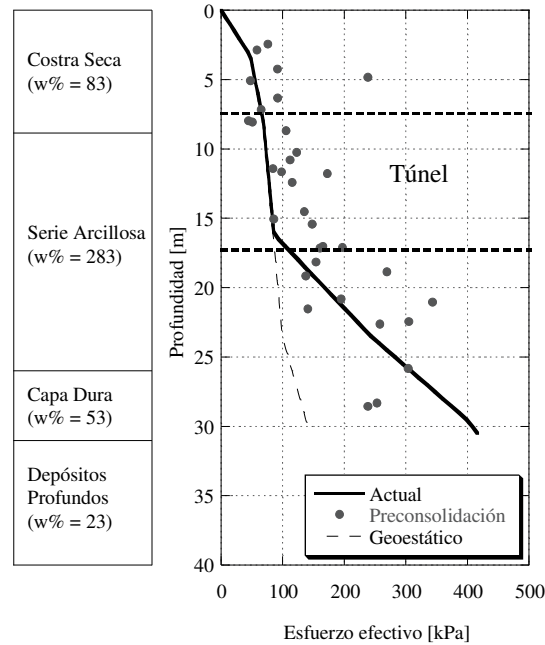


Figura B.1.92. Estado de esfuerzos efectivos del tramo en estudio

3.4. Modelo numérico desarrollado

3.4.1. Planteamiento

Para el modelado numérico presentado a continuación se plantearon los siguientes objetivos:

- Determinar el comportamiento del suelo en la zona de conexión.
- Conocer la variación de los esfuerzos en el suelo adyacente al túnel en función de la cercanía con la zona de conexión.
- Evaluar la influencia atribuible al tipo de conexión efectuado.
- Considerar la influencia de la zona de mejoramiento en el comportamiento a largo plazo de la conexión.

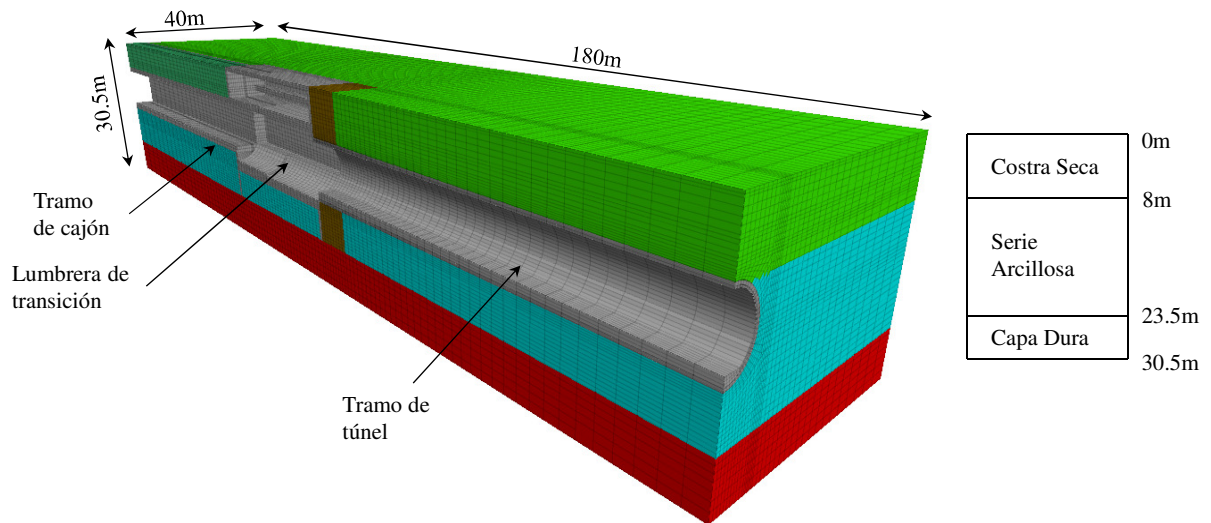
3.4.2. Malla de diferencias finitas y condiciones de frontera

La malla de diferencias finitas empleada para el modelado es la que se muestra en la Figura B.1.93 y Figura B.1.94. A partir de análisis de sensibilidad en modelos bidimensionales, se determinó que para poder obtener resultados suficientemente confiables, es aceptable utilizar una malla de 180m de longitud, 40m de ancho y 30.5m de profundidad, empleando 211,093 elementos cuadriláteros y tetraédricos de dimensiones variables. Debido a la simetría del problema fue posible modelar

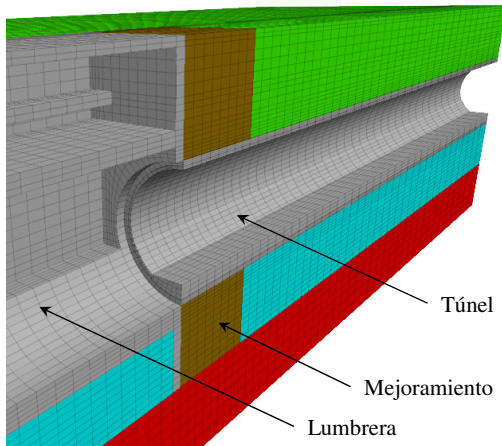


únicamente la mitad. Las fronteras laterales de la malla se restringieron en dirección horizontal, mientras que la inferior en los tres sentidos.

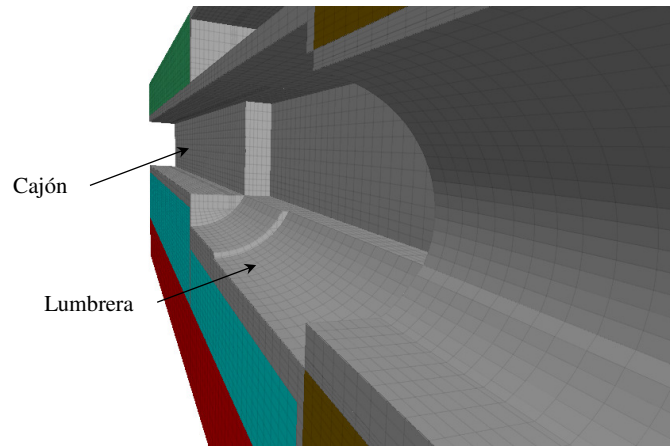
El presente es un modelo tridimensional, permite: considerar el comportamiento de los elementos estructurales, modelar la consolidación del suelo por el fenómeno de hundimiento regional, tomar en cuenta el comportamiento del suelo y la influencia del mejoramiento realizado mediante pilas de suelo-cemento.



a) Vista general de la malla de diferencias finitas

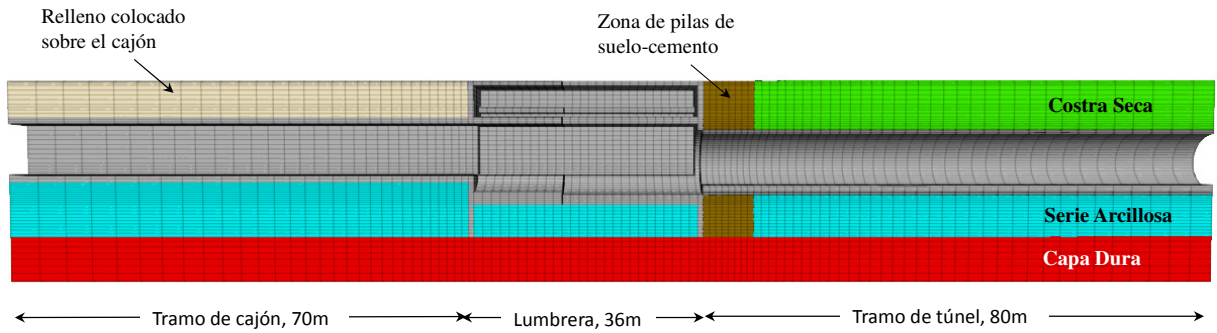


b) Vista del Tramo de túnel y zona de mejoramiento

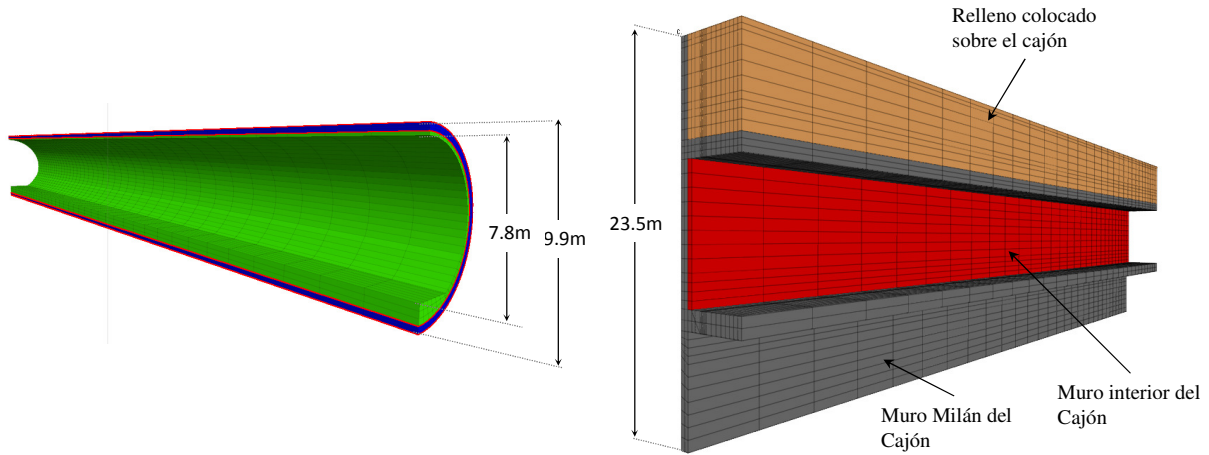


c) Vista del Tramo de la lumbrera y el cajón desde el túnel

Figura B.1.93. Malla de diferencias finitas empleada en el análisis de la conexión Lumbrera-Túnel



a) Vista general de la malla de diferencias finitas



b) Vista de los revestimientos primario y definitivo del tramo de Túnel

c) Vista del tramo de Cajón

Figura B.1.94. Malla de diferencias finitas empleada en el análisis de la conexión Lumbrera-Túnel

3.4.3. Modelos constitutivos empleados

El comportamiento de todos los suelos involucrados en el análisis se simuló mediante el modelo constitutivo Cam-Clay Modificado. Las propiedades asignadas a cada estrato se resumen en la **Tabla B.1.6**. Estas se estimaron a partir de las propiedades de compresibilidad y de resistencia medias de cada estrato (**Tabla B.1.5**) y de las relaciones que se indican en el Anexo B del presente trabajo.

Tabla B.1.6. Propiedades consideradas para el modelo Cam-Clay Modificado

Estrato	e_0	λ	κ	OCR	M
Costra Seca	2.1	0.14	0.04	2.0	2.06
Serie Arcillosa	5.6	1.20	0.17	1.4	1.64
Capa Dura	1.4	0.10	0.03	1.0	1.85

λ = índice de compresión

κ = índice de recompresión

M=Relación de esfuerzos para el estado crítico

Por otra parte, la descripción del comportamiento de los elementos estructurales se realizó mediante la implementación de un modelo elástico lineal. La disminución del módulo de



elasticidad del concreto por efecto de flujo plástico se consideró a través de un factor de reducción, F_R , igual a 0.57. Asimismo, para tomar en cuenta el efecto de las juntas de las dovelas del revestimiento primario se empleó el parámetro α de reducción de la rigidez. Las propiedades de los elementos estructurales se muestran en la **Tabla B.1.7**.

Tabla B.1.7. Propiedades consideradas para los elementos estructurales

Elemento Estructural	F_R (Flujo plástico)	α (Reducción de rigidez)	γ [kN/m ³]	f'_c [MPa]	E [GPa]	ν [1]	e [m]
Revestimiento primario	0.57	0.20	24	45	5.9	0.15	0.40
Revestimiento definitivo	0.57	1.00	24	30	13.7	0.15	0.20
Losa y muros estructurales de la lumbrera	0.57	1.00	24	30	13.7	0.15	>0.80
Muros Milán de la Lumbrera	0.57	1.00	24	30	13.7	0.15	0.80
Trabes de la Lumbrera	0.57	1.00	24	35	14.8	0.15	0.80
Losa y muros estructurales del cajón	0.57	1.00	24	30	13.7	0.15	>0.30
Muros Milán del cajón	0.57	1.00	24	25	12.5	0.15	0.60

α =reducción de rigidez por dovelas

γ = peso volumétrico

E = Módulo de elasticidad del concreto

e = espesor del elemento estructural

F_R =Factor de reducción por flujo plástico

f'_c =Resistencia a la compresión del concreto

ν = relación de Poisson

Finalmente, el comportamiento de la zona de mejoramiento se simuló mediante el modelo Mohr-Coulomb, para lo cual se emplearon las propiedades que se reportan en la **Tabla B.1.8**.

Tabla B.1.8. Propiedades consideradas para la zona de mejoramiento

Zona de mejoramiento	γ [kN/m ³]	q_u [MPa]	E [MPa]	ν [1]	c [kPa]	ϕ [°]
Suelo-Cemento	17	2.9	176.5	0.15	1,471	0.0

γ = peso volumétrico

E = Módulo de elasticidad del concreto

c = cohesión

q_u =Resistencia a compresión simple

ν = relación de Poisson

ϕ = ángulo de fricción

3.4.4. Casos estudiados y etapas de análisis

Se analizaron los tres casos siguientes:

- **Caso I:** Continuidad estructural entre la lumbrera y el túnel. Se asumió que existe compatibilidad de desplazamientos, en la zona de conexión, entre la lumbrera y el túnel.
- **Caso II:** Independencia estructural entre la lumbrera y el túnel. Se supuso incompatibilidad de desplazamientos en la zona de conexión entre la lumbrera y el túnel. Se permitió, mediante el empleo del comando “separación de malla”, que el túnel y la lumbrera fuesen dos cuerpos independientes.

- **Caso III:** Independencia estructural entre la lumbrera y el túnel considerando la influencia de la zona de mejoramiento realizada mediante la construcción de pilas de suelo-cemento.

Las etapas consideradas en el modelo numérico, para cada uno de los tres casos analizados, fueron las siguientes:

Etapas 1. Excavación y construcción de las estructuras: Esta etapa tiene por objetivo obtener, de manera aproximada, el estado de esfuerzos generado por la excavación y construcción de las estructuras subterráneas. Debido a la complejidad del problema y a la cantidad de memoria y tiempos máquina requeridos para el desarrollo y ejecución del modelo, los procedimientos constructivos del cajón, la lumbrera y el túnel, se simplificaron en una sola etapa.

Etapas 2. Hundimiento Regional: Esta etapa tiene por objetivo simular el comportamiento de la conexión durante el proceso de abatimiento de las presiones intersticiales. Se considera que la presión de poro inicial se abate por completo, a fin de tener la condición más crítica a la cual estará sometida la conexión durante su etapa de servicio (próximos 50 años). Se aplicó el abatimiento en 10 intervalos empleando las isócronas de presión de poro para los grados de consolidación del 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 y 100%. Para conocer los desplazamientos generados exclusivamente en esta etapa, los obtenidos en la anterior no se tomaron en cuenta (desplazamientos iniciales nulos).

Debido a las simplificaciones efectuadas en la Etapa 1 y a que ésta no forma parte de los alcances de esta tesis, a continuación se presentan únicamente los resultados obtenidos de la Etapa 2.

3.5. Resultados obtenidos

3.5.1. Desplazamientos

En la **Figura B.1.95** se muestra la malla deformada y las curvas de isovalores de los desplazamientos totales obtenidos para la Etapa 2 del análisis. Para los tres casos analizados se aprecia que, tanto la lumbrera, como el cajón presentan un valor de emersión aparente con respecto al subsuelo que las rodea del orden de 1.0m. Asimismo, el valor de hundimiento regional obtenido (asentamiento obtenido fuera de la influencia de las estructuras) fue del orden de 1.05m. Considerando que el análisis se efectuó para un período de 50 años, la velocidad de hundimiento obtenida fue del orden de 2.1cm/año. De acuerdo con lo mencionado en el inciso 3.1.1 (**Figura B.1.79**), esta velocidad se encuentra cercana al rango de mediciones efectuadas en la zona de estudio.

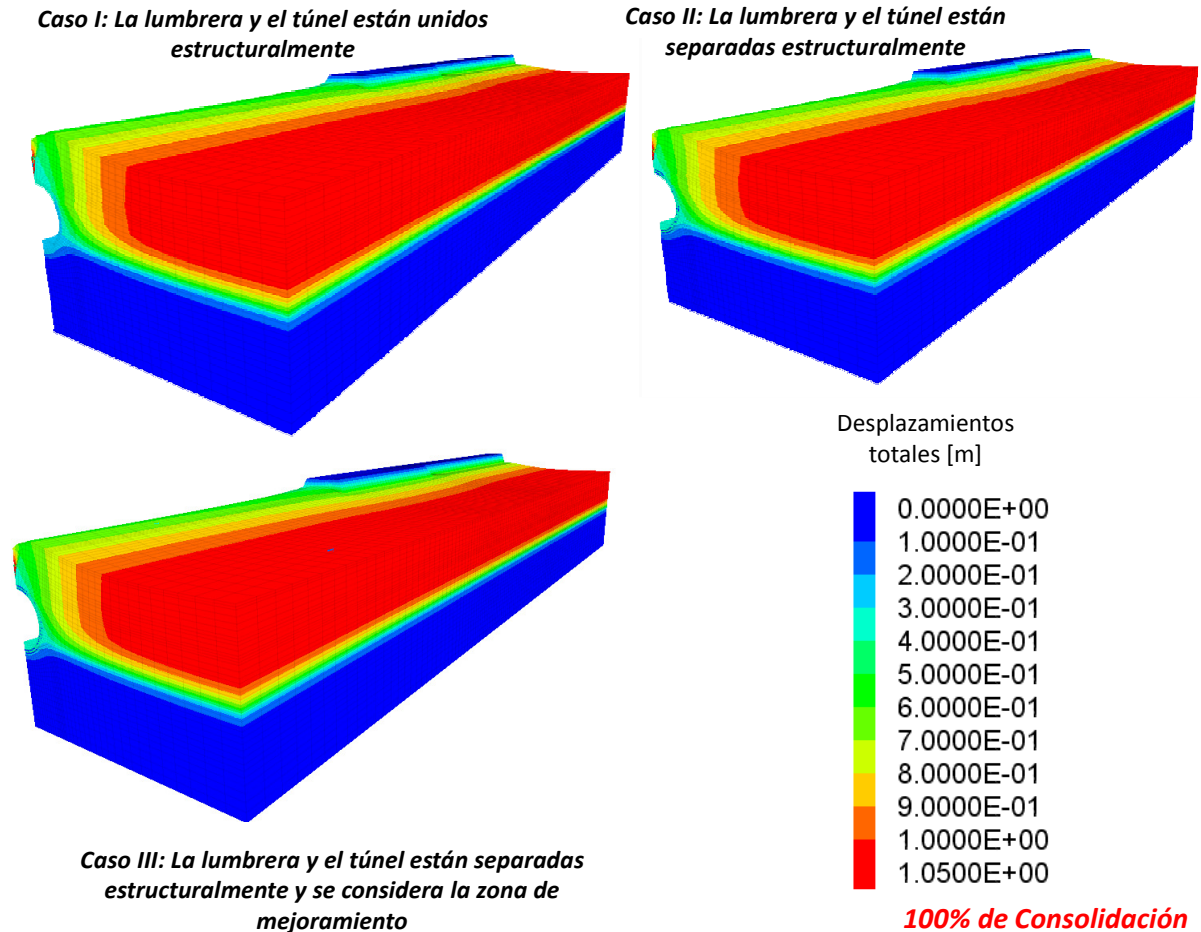


Figura B.1.95. Malla deformada y curvas de isovalores de los desplazamientos totales obtenidos

El comportamiento de la conexión para cada uno de los casos analizados se ilustra de la Figura B.1.96 a la Figura B.1.98. Se muestran las mallas deformadas y las curvas de isovalores de los desplazamientos totales al final de la Etapa 2. Para los tres casos, a lo largo del túnel se observa el desarrollo de hundimientos diferenciales de importancia; de 6 a 10cm de asentamientos en la conexión con la lumbrera y hasta 35cm en su punto más alejado (a 70m de la pared de la lumbrera). De estas figuras es posible observar, lo siguiente:

- Para el Caso I, se aprecia que la parte superior del túnel tiende a separarse de la lumbrera arrastrando al muro de esta hacia fuera, mientras que la inferior se recarga en el muro generándole un desplazamiento hacia dentro. Esto nos indica que la conexión tiende a girar por el efecto de hundimiento del túnel y que la lumbrera se mantiene prácticamente estática.
- Para el Caso II, en la conexión se genera una separación franca entre ambas estructuras (10cm, aproximadamente), debido tanto al giro del túnel como a su desplazamiento vertical.

- En el Caso III, en comparación con el II, se disminuye de manera importante el giro y el desplazamiento vertical del túnel en su cercanía con la lumbrera (1cm, aproximadamente), esto se debe a que dicho giro es controlado por el mejoramiento. Se puede decir que el mejoramiento ayuda a que los desplazamientos diferenciales entre estructuras se disminuyan de manera importante y a que su variación se presente de manera paulatina a lo largo de la zona mejorada del túnel, Figura **Figura B.1.98**. Sin embargo, dicho mejoramiento no detiene por completo la separación de la parte superior del túnel, por lo que podrían generarse en el futuro problemas de estanqueidad y de extrusión del material arcilloso en la junta de la conexión.

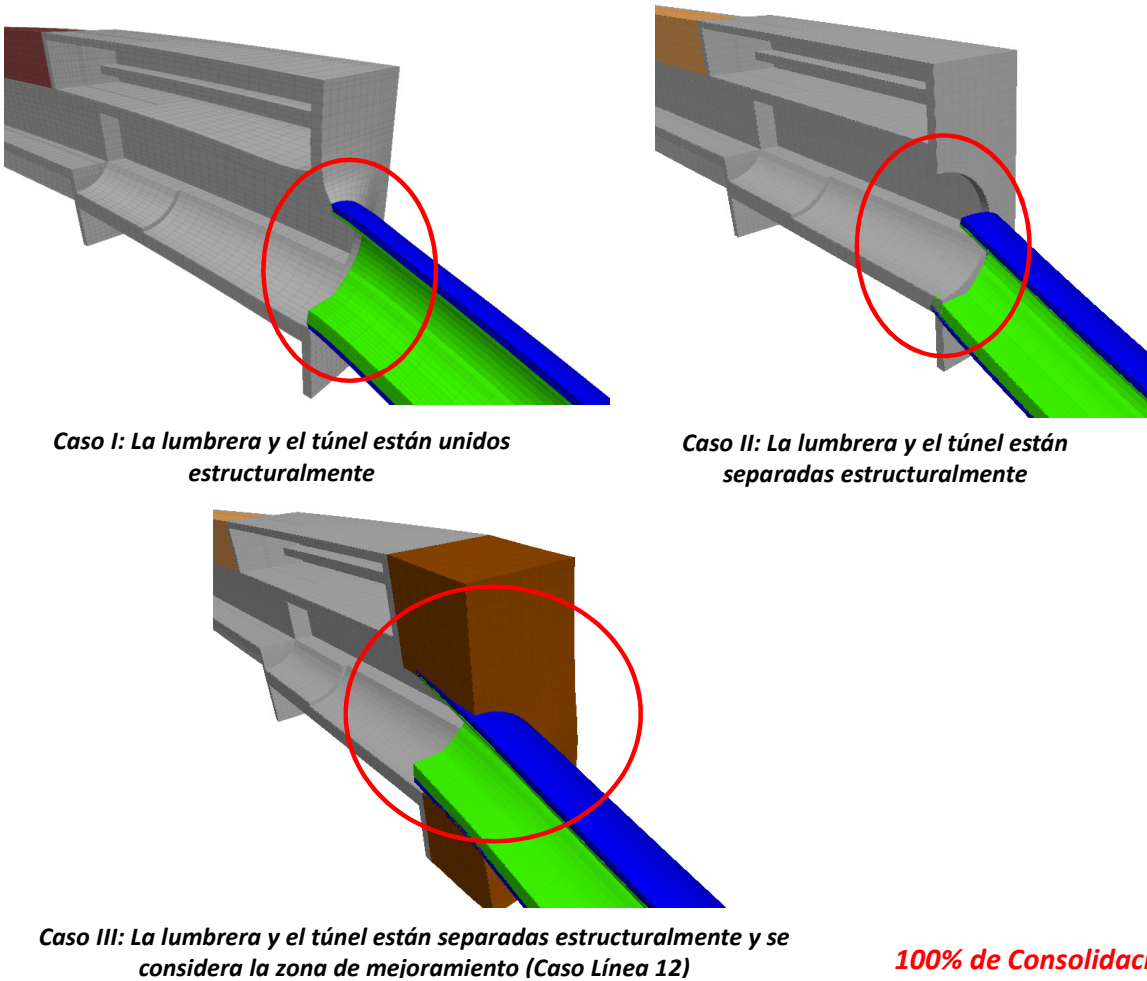


Figura B.1.96. Vista de la malla deformada en la zona de conexión Lumbrera-Túnel para la etapa de simulación del Hundimiento Regional

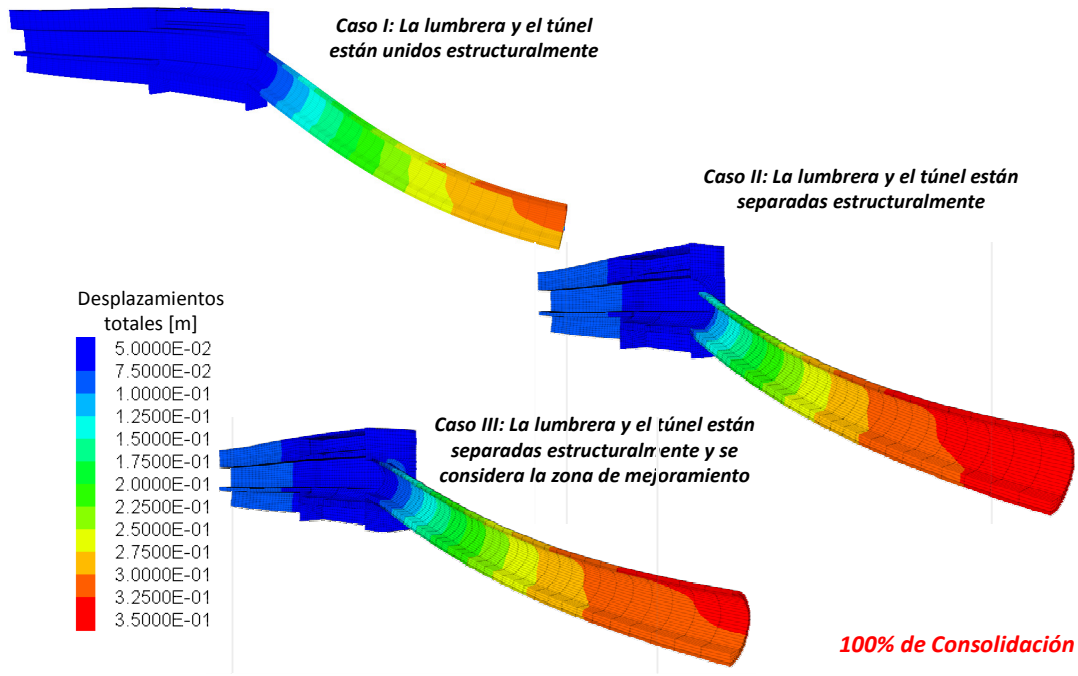


Figura B.1.97. Malla deformada y curvas de isovalores de los desplazamientos totales obtenidos en las estructuras

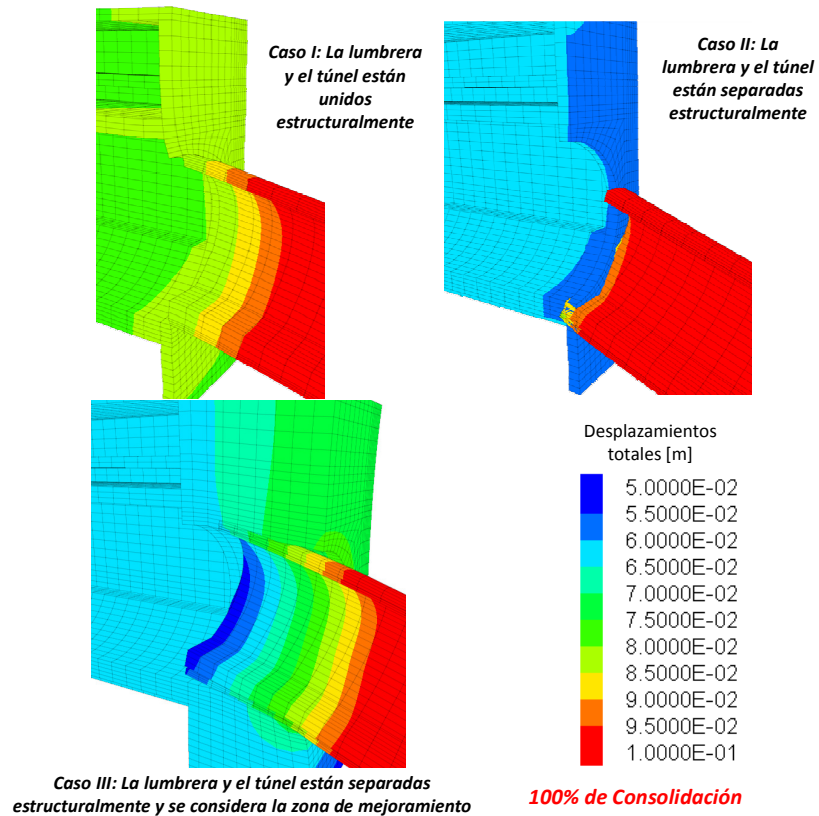


Figura B.1.98. Malla deformada y curvas de isovalores de los desplazamientos totales obtenidos en la conexión

En la **Figura B.1.99** se observa la configuración de desplazamientos verticales existentes a lo largo del túnel para: (a) la bóveda y (b) la contrabóveda. Las gráficas están normalizadas con respecto al diámetro del túnel. De nuevo, puede observarse que: para la condición de independencia estructural (Caso II) el túnel presenta los mayores desplazamientos verticales (1% del diámetro externo del túnel, $\approx 10\text{cm}$), lo cual manifiesta que éste sigue con más facilidad al hundimiento regional; mientras que, para el Caso III, en la zona adyacente a la lumbrera se tienen desplazamientos 40% menores al Caso I. Asimismo, se aprecia que a una distancia de la lumbrera mayor a 7 diámetros los desplazamientos tienden a converger, es decir que, el efecto de la conexión se pierde y el túnel tiende a seguir, por lo menos parcialmente al hundimiento regional.

La gráfica **Figura B.1.99b** muestra el comportamiento de la contrabóveda del túnel. Se aprecia que en el punto de conexión el desplazamiento vertical para el Caso I y II es prácticamente el mismo (0.75% del diámetro externo del túnel, $\approx 7.5\text{cm}$), esto se atribuye a que el muro de la lumbrera funciona como el punto de giro del túnel en ambos casos. Asimismo, se aprecia que el desplazamiento vertical menor atiende al caso donde se considera el mejoramiento, es decir, éste atenúa los desplazamientos inducidos por el hundimiento regional.

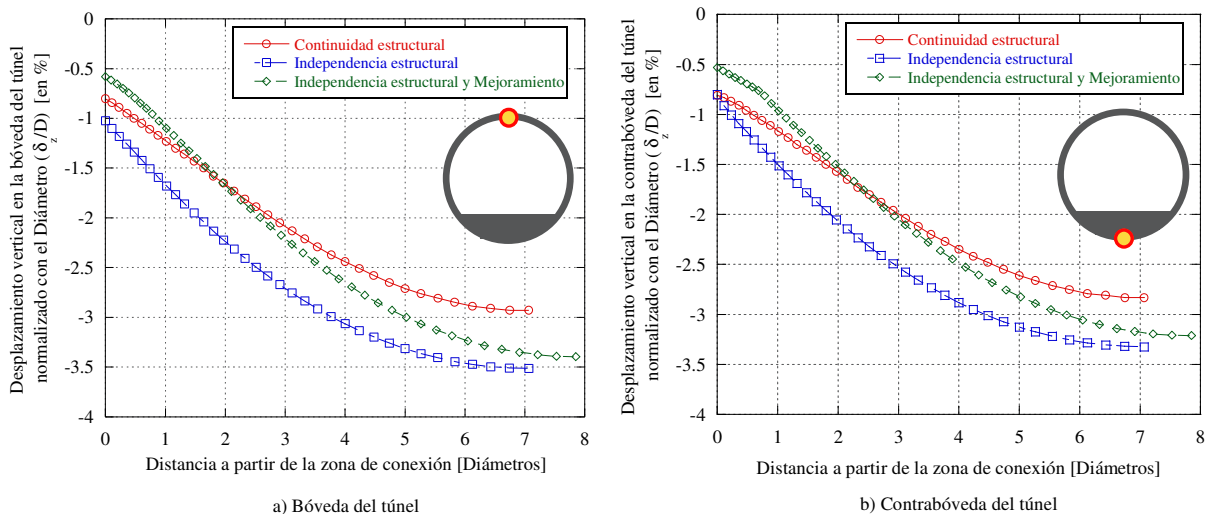


Figura B.1.99. Desplazamientos generados a lo largo del túnel

En la **Figura B.1.100** se muestran las convergencias del túnel en función de la distancia con la conexión. El Caso II es el que presenta las mayores convergencias al acercarse a la conexión, en la **Figura B.1.100a**, puede observarse como dicha convergencia alcanza valores de hasta 2.5cm, mientras que para los Casos I y III es de apenas 0.5cm (5 veces menor). Lo anterior se debe a que para el Caso II, la bóveda tiende a seguir el hundimiento regional (**Figura B.1.99a**), mientras que la contrabóveda se recarga en el muro de la lumbrera y, por tanto, se restringen dichos desplazamientos (**Figura B.1.99b**). Asimismo, conforme se incrementa la distancia a la conexión, las convergencias tienden a aumentar y, para los 6 diámetros los resultados obtenidos para los tres casos son prácticamente los mismos. Como se mencionó anteriormente, esto se debe a que la influencia de la conexión tiende a perderse con la distancia, quedando únicamente el efecto del hundimiento regional sobre el túnel.

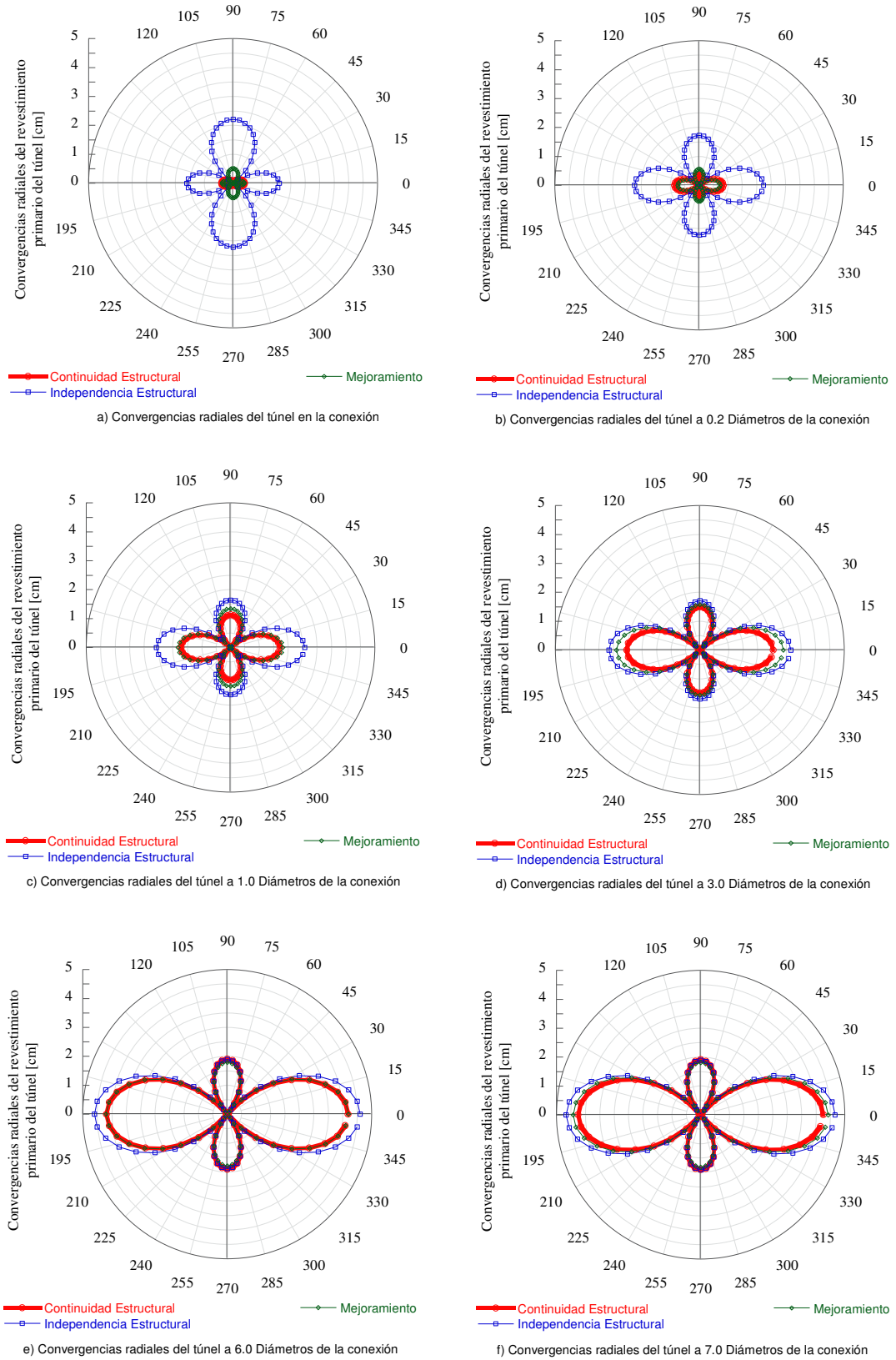


Figura B.1.100. Convergencias en el túnel como función de la distancia a la conexión

3.5.2. Esfuerzos y elementos mecánicos obtenidos

En la **Figura B.1.101** se muestra la distribución de esfuerzos principales máximos para cada uno de los casos analizados. Se aprecia que existe una zona de concentración de esfuerzos y que su magnitud depende del caso analizado. Se aprecia que cuando hay continuidad estructural (Caso I) el valor máximo es de 10.6 MPa (tensión), diez veces mayor que las otras dos condiciones. Asimismo, para este caso también se desarrolla una concentración de tensiones importantes en el muro de la lumbrera, del orden de 6 MPa.

Para los Casos II y III, la concentración de esfuerzos (tensión) se presenta en los hastiales del túnel, donde se tienen esfuerzos 64% mayores con respecto a los obtenidos para una distancia fuera de la influencia de la conexión.

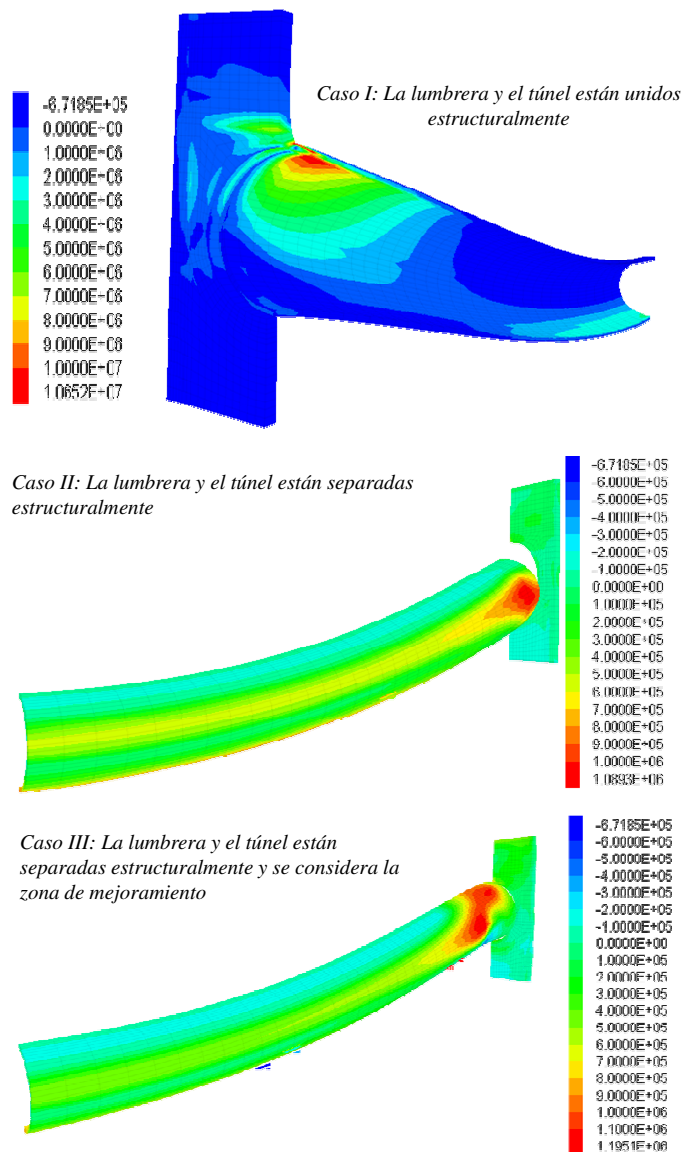


Figura B.1.101. Distribución de esfuerzos principales mayores para cada uno de los casos analizados [Pascuales]

Con la finalidad de apreciar con mayor claridad la influencia de la conexión sobre el comportamiento del túnel, a continuación se presentan los esfuerzos normales y cortantes en diferentes secciones transversales al túnel, secciones A-A' de la **Figura B.1.102**.

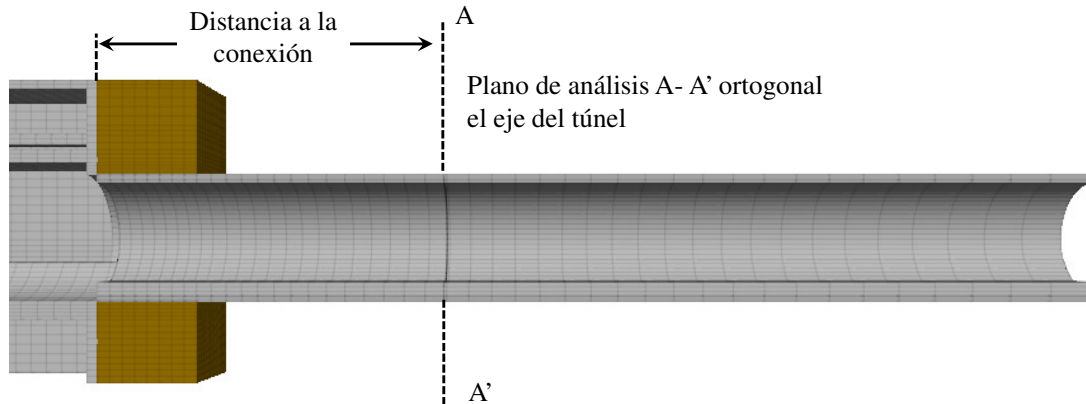


Figura B.1.102. Plano ortogonal al eje del túnel para el cual se analizan los elementos mecánicos generados

En las **Figura B.1.103** y **Figura B.1.104** se presentan los esfuerzos normales, $\sigma_{\theta\theta}$, y cortantes, $\tau_{r\theta}$, obtenidos en el suelo adyacente al túnel, respectivamente. Es posible observar que, el mayor valor, tanto en los esfuerzos normales como cortantes, se presenta cuando el túnel se apoya en la salida del mejoramiento (Caso III), teniéndose valores del orden de 1,200kPa y 500kPa para el esfuerzo normal y cortante, respectivamente. Estos valores son cuatro y ocho veces mayores a los máximos obtenidos fuera de la influencia de la conexión ($\approx 300\text{kPa}$ y $\approx 60\text{kPa}$).

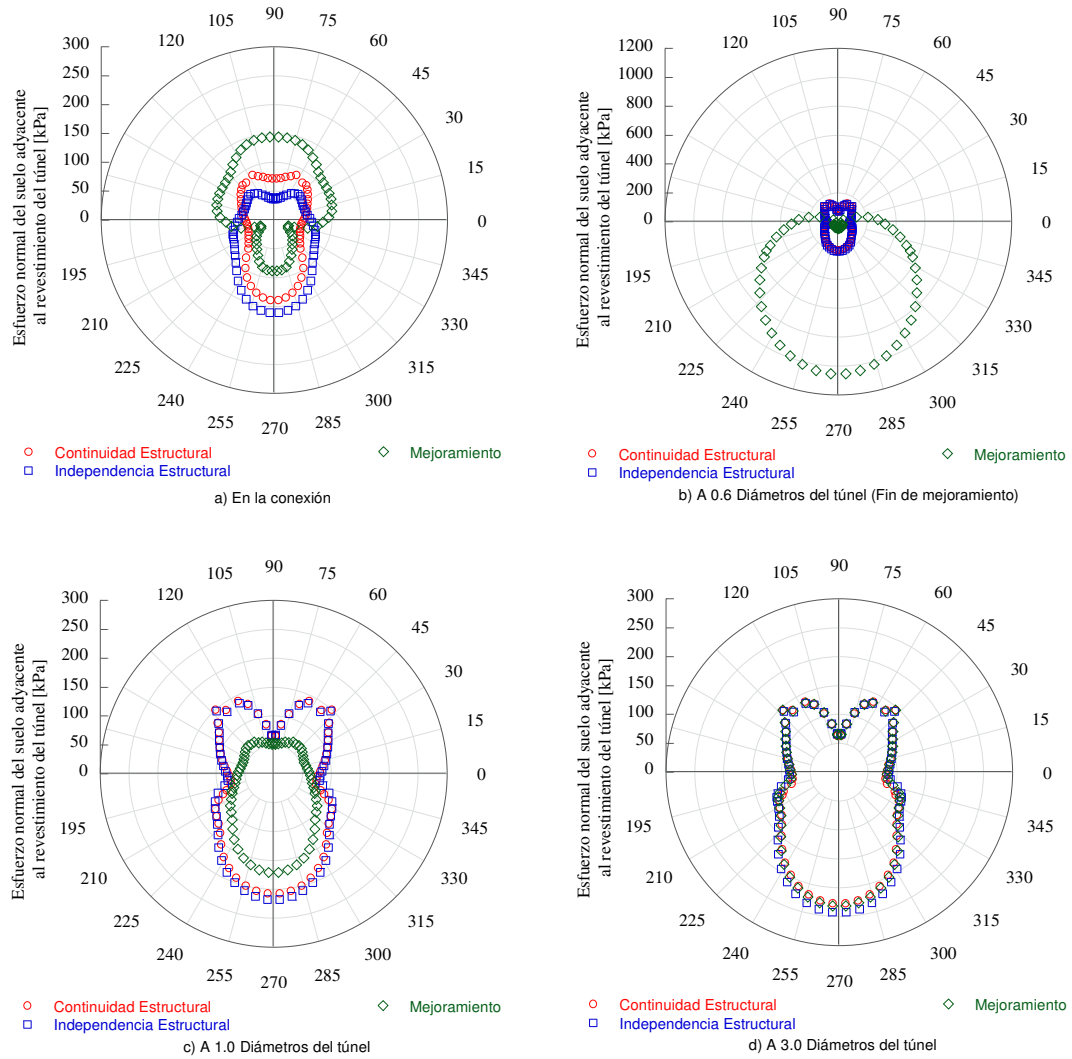
Asimismo, se aprecia que en la zona de la conexión (**Figura B.1.103a**), los esfuerzos normales y cortantes mínimos se obtuvieron para el caso de continuidad estructural (Caso I), esto se debe a que, en esta condición, gran parte de las cargas que genera el hundimiento regional sobre el túnel son transmitidos a la lumbrera (**Figura B.1.101**).

En la zona que se encuentra fuera de la influencia de la conexión, los esfuerzos normales y cortantes que se desarrollan en el suelo sobre la bóveda se deben al efecto de la fricción negativa generada por el hundimiento regional (el suelo se cuelga del revestimiento), mientras que los máximos desarrollados en el material que subyace a la contrabóveda, se deben a que el suelo se opone al movimiento descendente del túnel, tanto por el efecto de la fricción negativa, como por el peso de los revestimientos.

Finalmente, en los tres casos analizados se observa que la distribución, tanto de los esfuerzos cortantes como normales, es invariante a partir de una distancia medida a partir de la conexión del orden de tres veces el diámetro del túnel ($\approx 30\text{m}$).

Empleando la metodología descrita en el inciso 2.5, fue posible obtener los elementos mecánicos de ambos revestimientos. Los diagramas de carga axial, momento flexionante y fuerza

cutante, obtenidos para los tres casos de análisis y para cada revestimiento, se presentan a partir de la **Figura B.1.105**. Estos diagramas pueden ser de gran utilidad para la revisión estructural de ambos revestimientos.



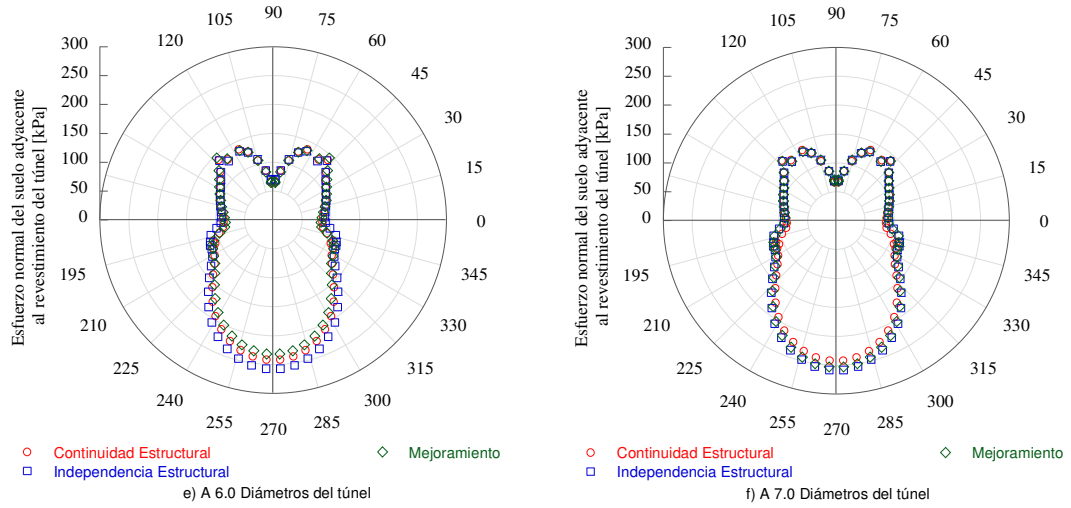
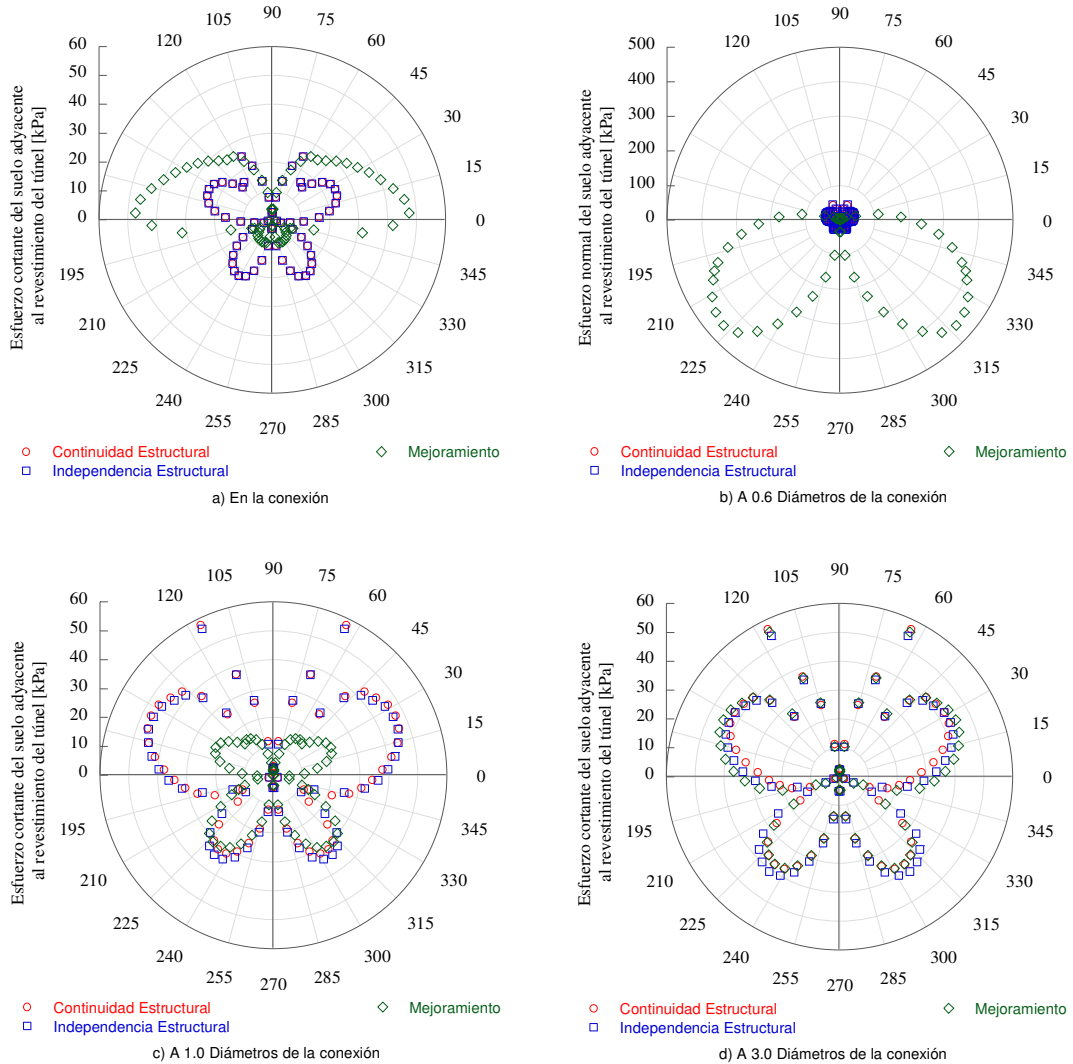


Figura B.1.103. Esfuerzo normal, $\sigma_{\theta\theta}$, del suelo adyacente al revestimiento primario del túnel



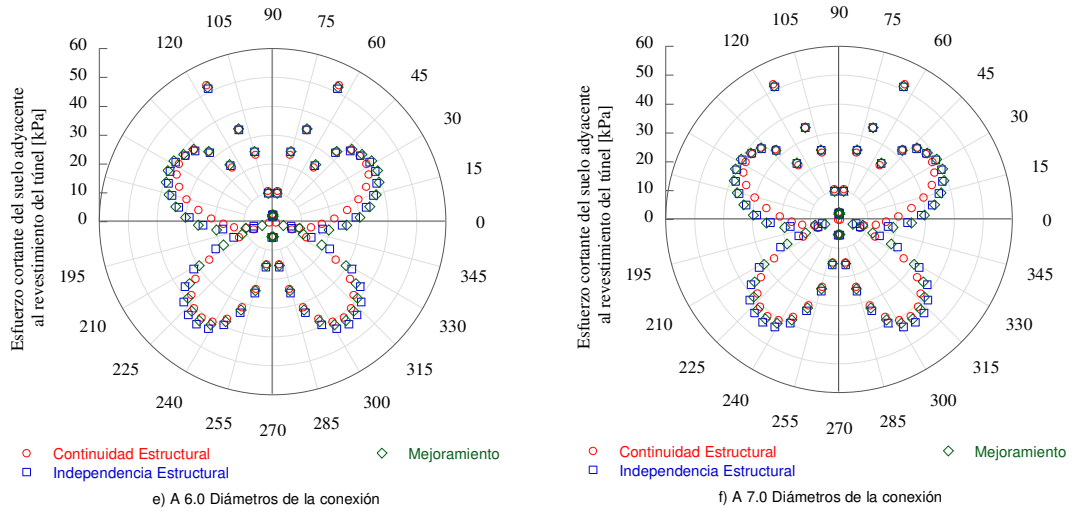
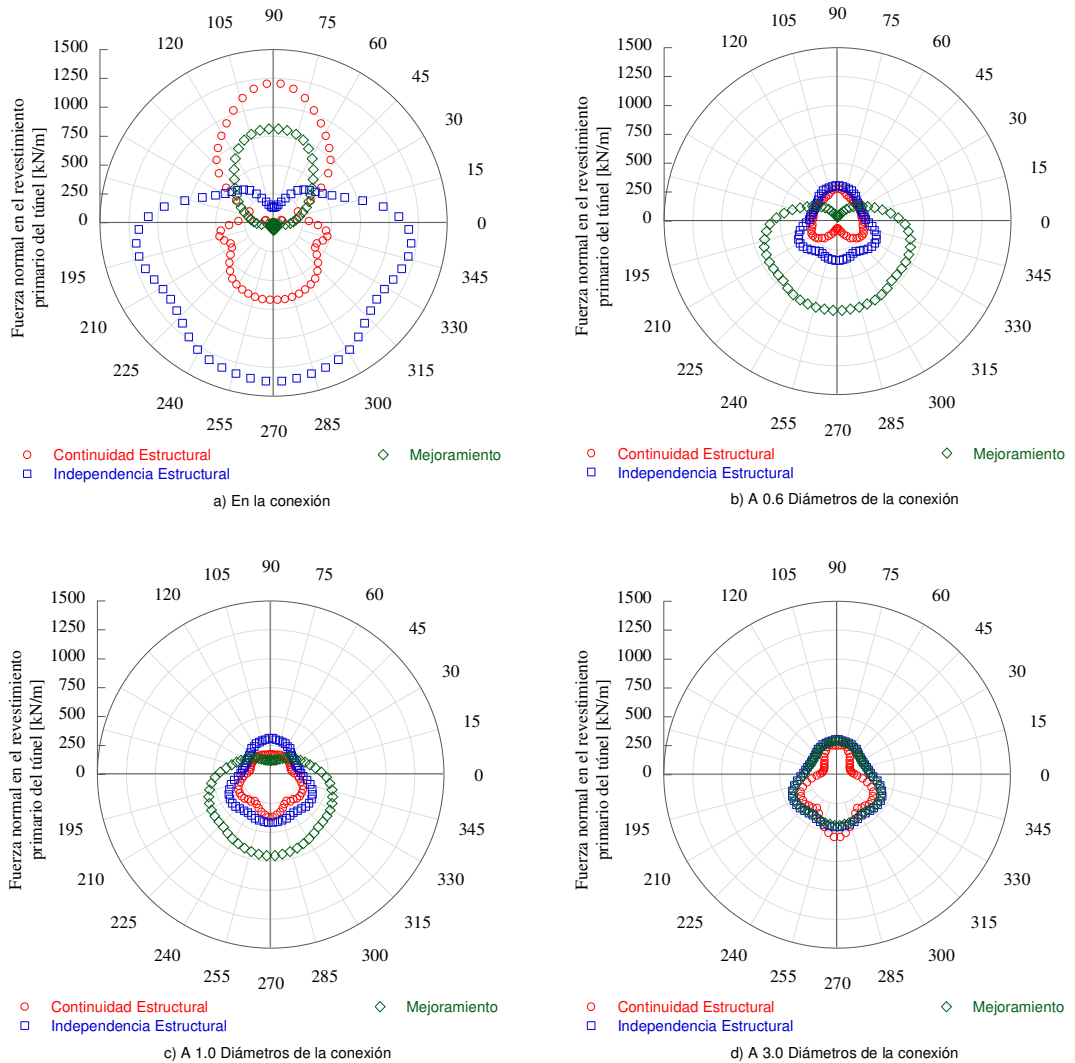


Figura B.1.104. Esfuerzo cortante, τ_{θ} del suelo adyacente al revestimiento primario del túnel



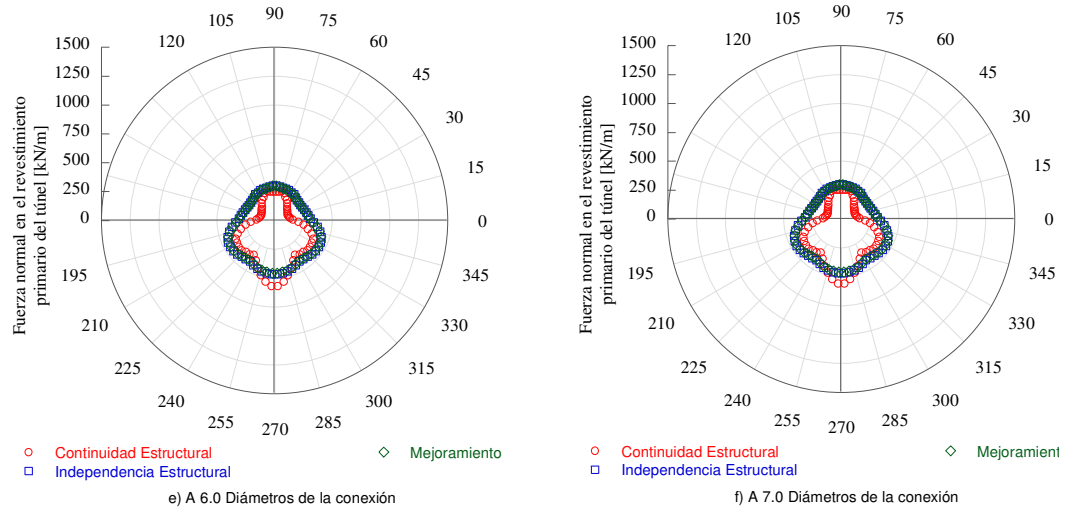
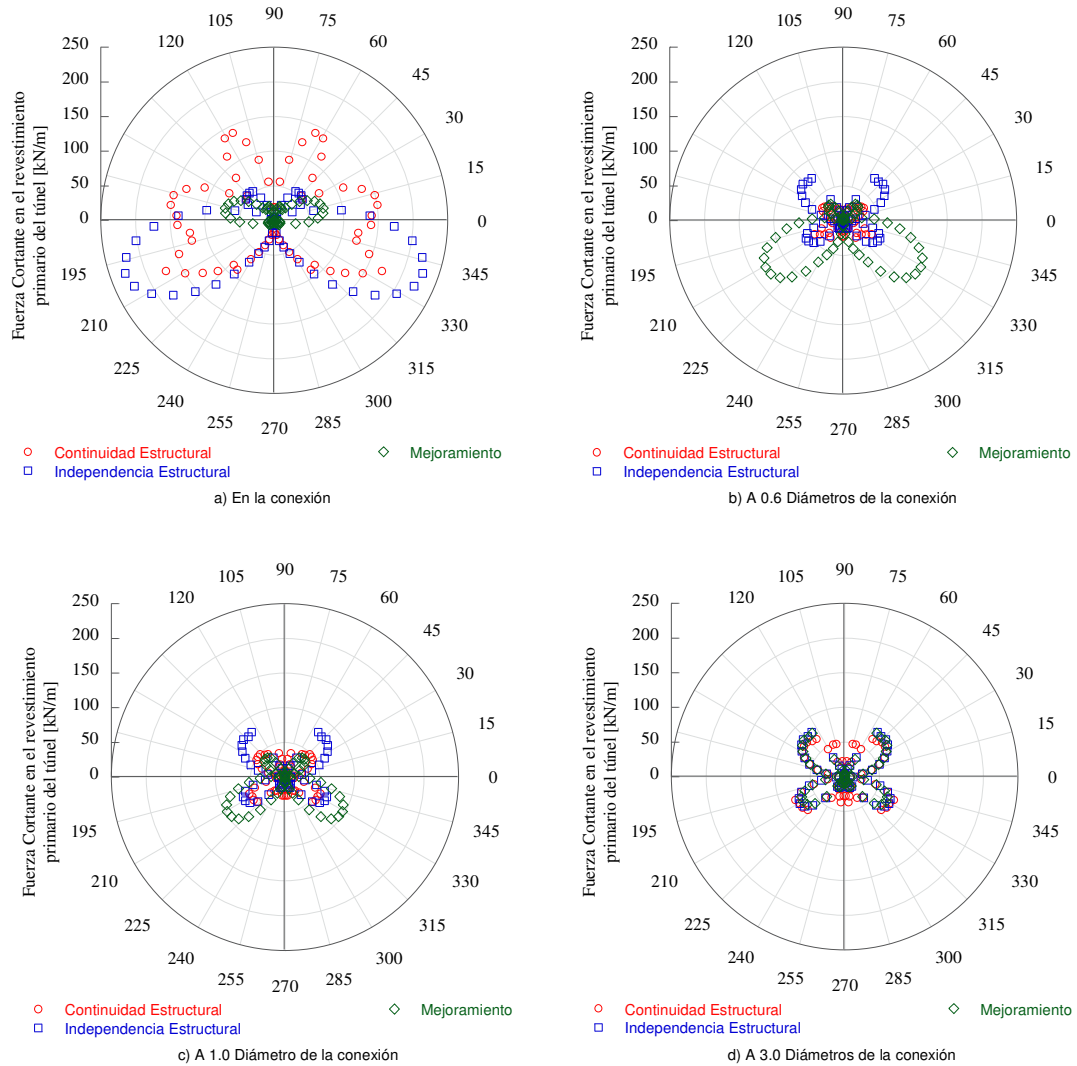


Figura B.1.105. Fuerza normal, $N_{\theta\theta}$, actuante en el revestimiento primario del túnel



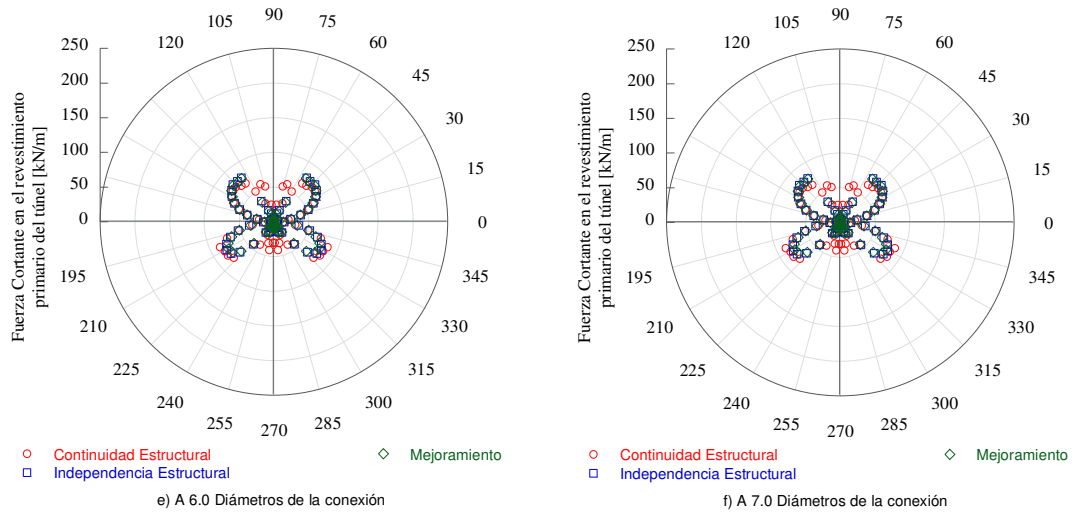
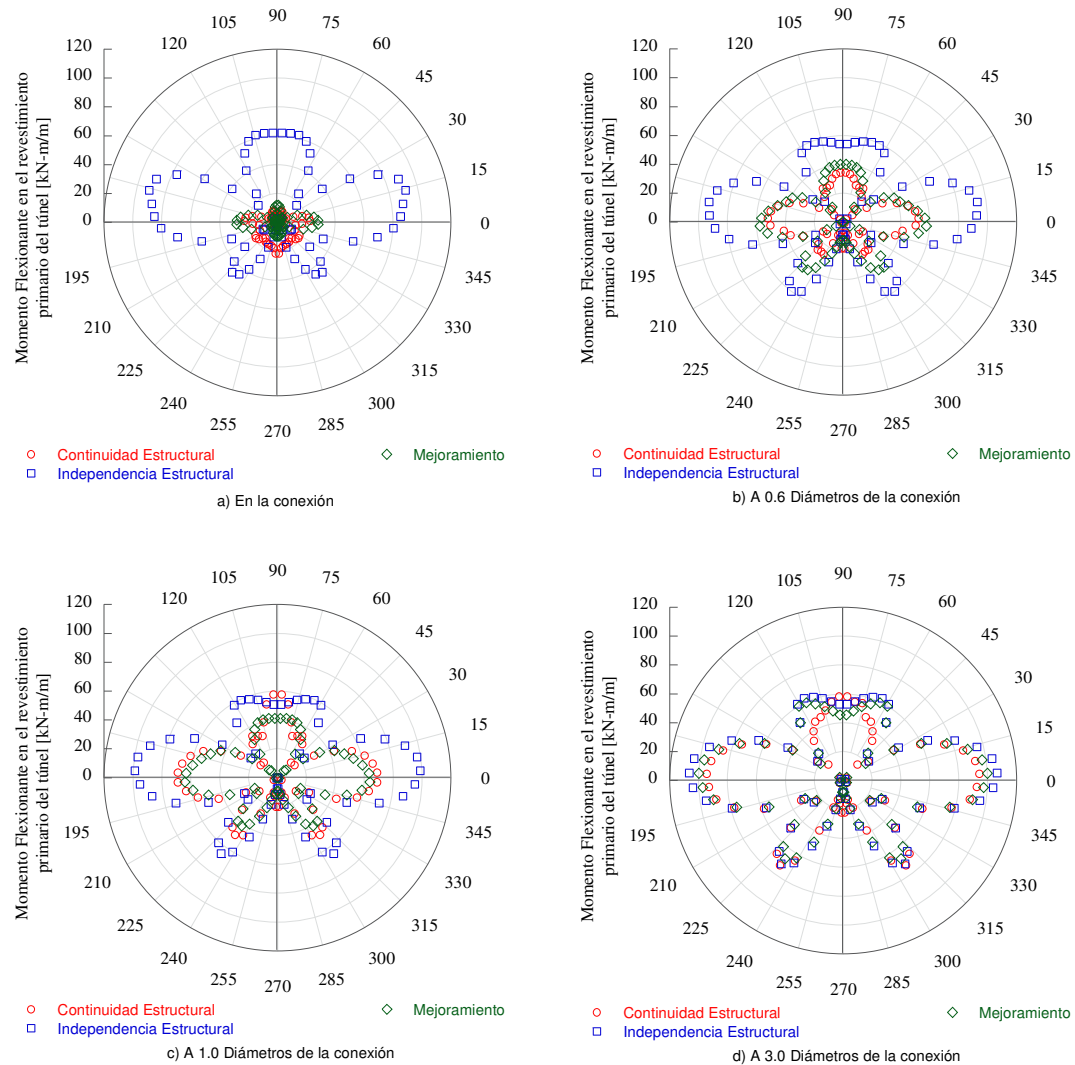


Figura B.1.106. Fuerza cortante, V_{rr} , actuante en el revestimiento primario del túnel



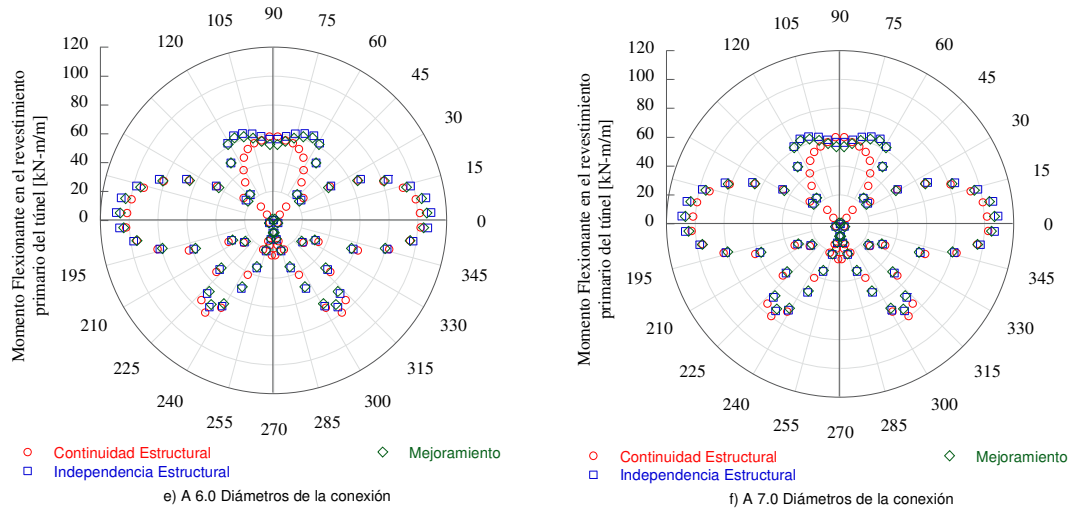
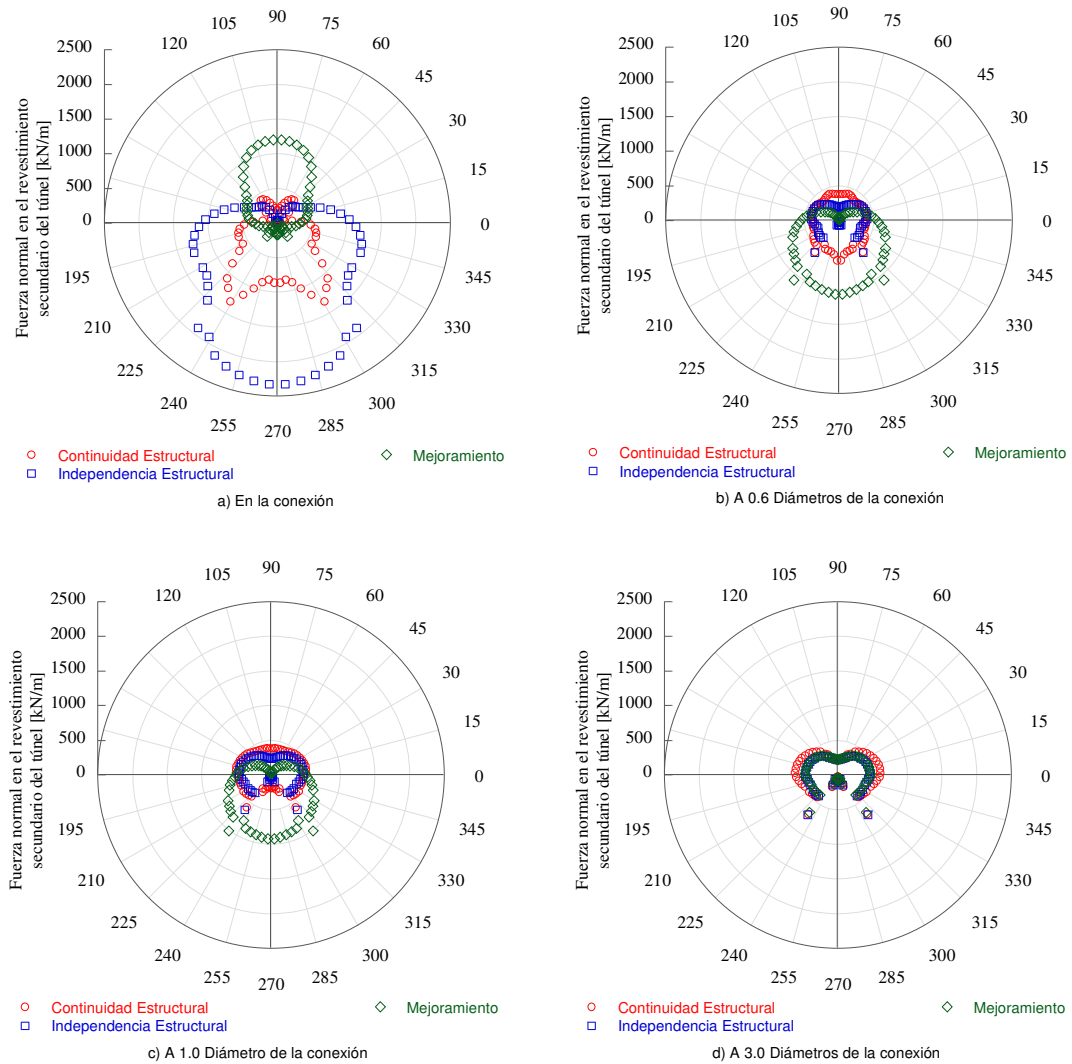


Figura B.1.107. Momento Flexionante, M_{xx} , actuante en el revestimiento primario del túnel



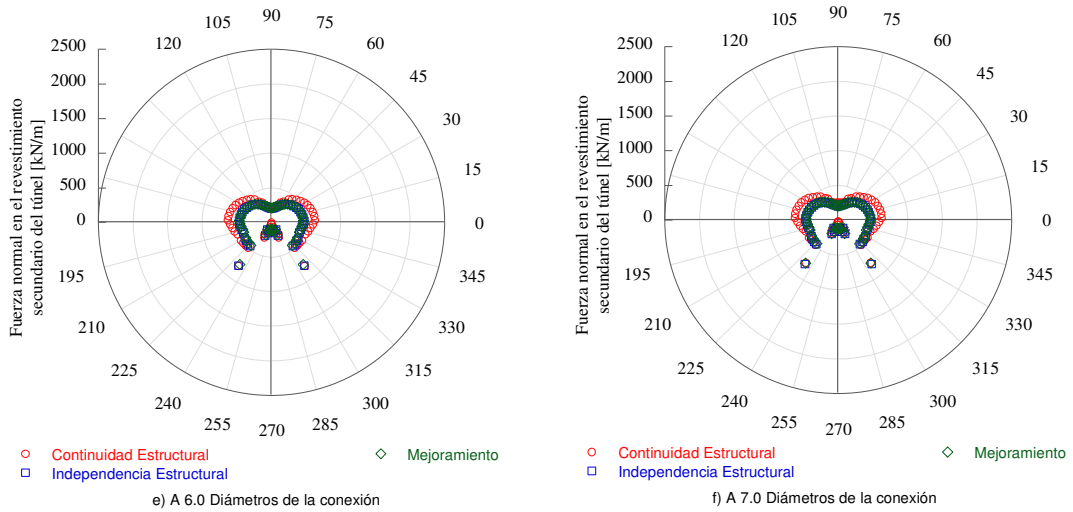
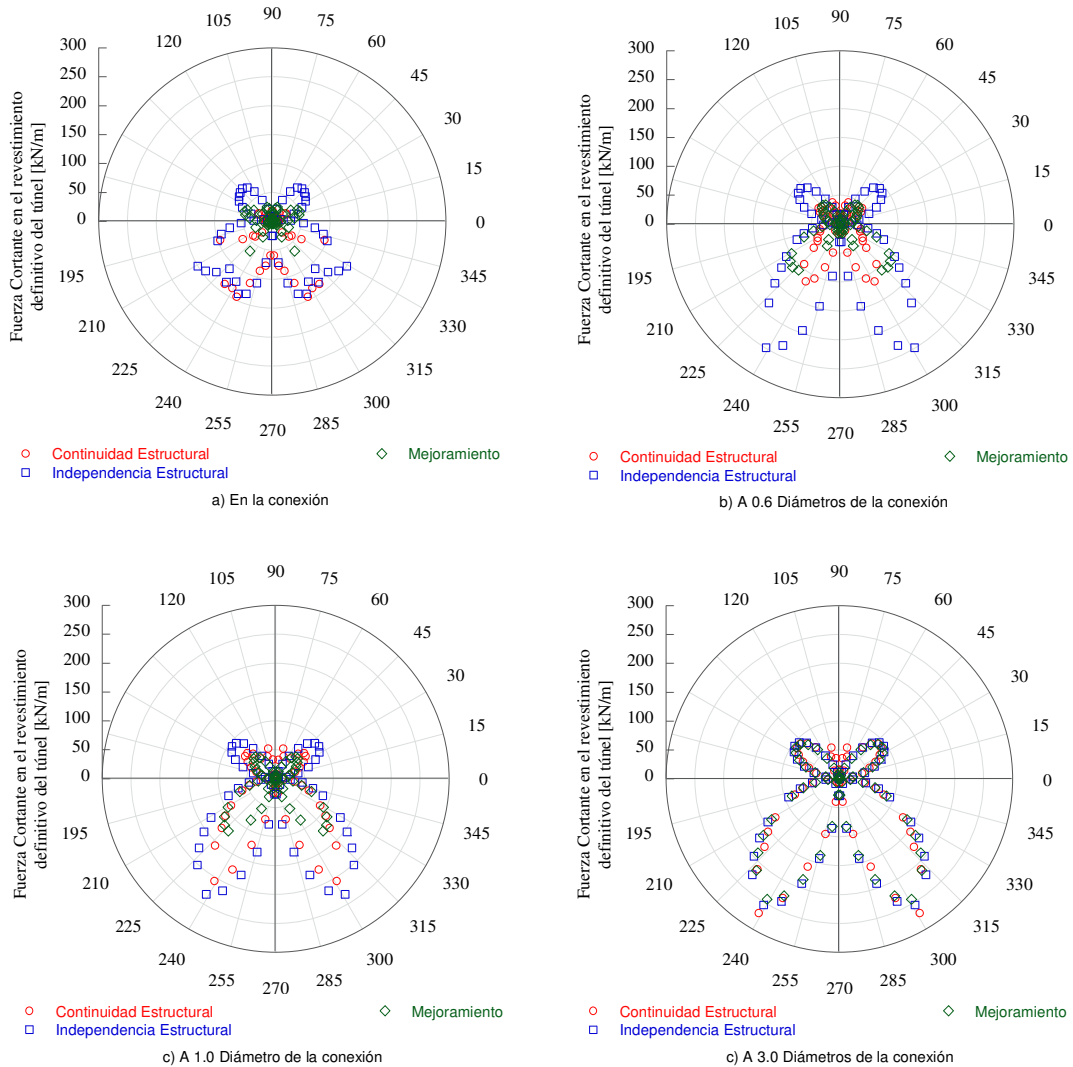


Figura B.1.108. Fuerza normal, $N_{\theta\theta}$ actuante en el revestimiento definitivo del túnel



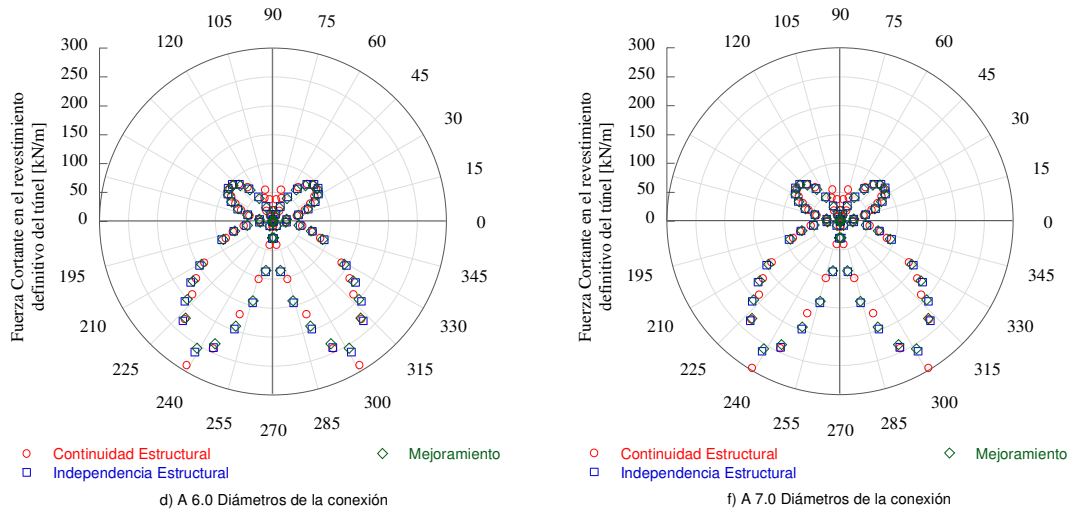
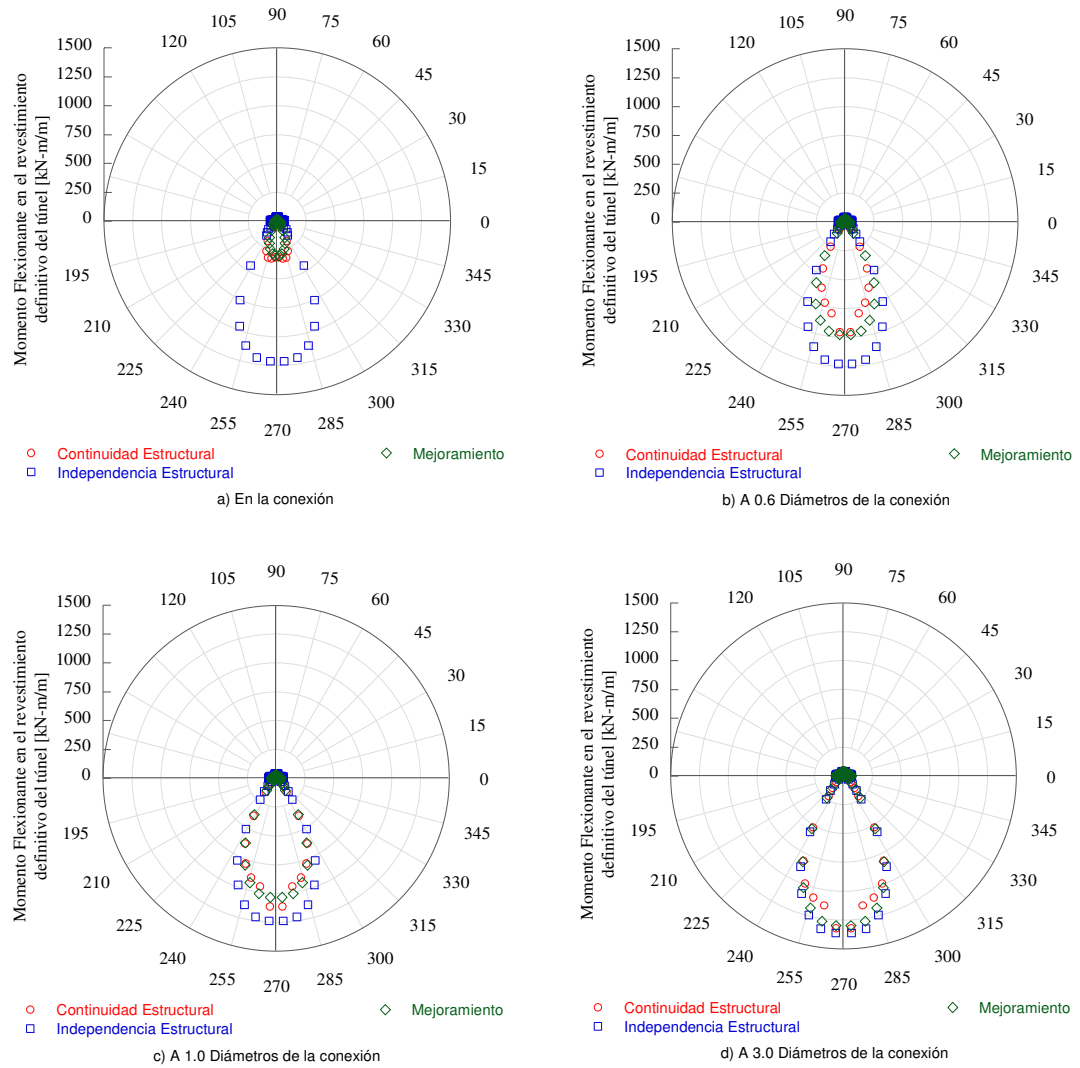


Figura B.1.109. Fuerza cortante, V_{rr} , actuante en el revestimiento definitivo del túnel



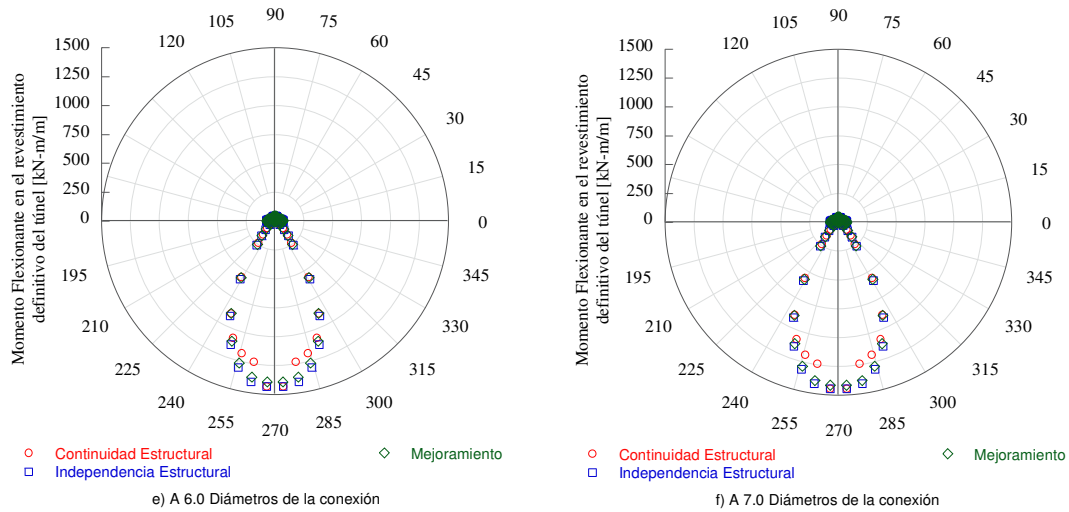


Figura B.1.110. Momento Flexionante, M_{xx} , actuante en el revestimiento definitivo del túnel

3.5.3. Conclusiones

Se presenta un modelo numérico tridimensional, basado en el método de las diferencias finitas, de un problema de conexión lumbrera-túnel en un medio que se consolida por el fenómeno de hundimiento regional. El túnel y la lumbrera estudiados forman parte de la Línea 12 del Metro de la ciudad de México. El análisis se realizó considerando tres casos de análisis:

Caso I: Continuidad estructural entre la lumbrera y el túnel.

Caso II: Independencia estructural entre la lumbrera y el túnel.

Caso III: Independencia estructural entre la lumbrera y el túnel, considerando un mejoramiento realizada en la zona de conexión mediante pilas de suelo-cemento.

Con base en los resultados obtenidos, se obtienen las siguientes conclusiones:

- El modelo desarrollado permite: 1) tomar en cuenta la complejidad de la geometría estudiada; 2). Describir el comportamiento del suelo a través de la implementación de modelos constitutivos para cada uno de los diferentes materiales: Cam-Clay para las arcillas blandas, Mohr-Coulomb para la zona de mejoramiento y elástico lineal para las estructuras; y, 3) simular el fenómeno de hundimiento regional.

A partir de los desplazamientos obtenidos, se tiene que:

- Para el Caso I, se aprecia que la parte superior del túnel tiende a separarse de la lumbrera arrastrando al muro de esta hacia fuera, mientras que la inferior se recarga en el muro generándole un desplazamiento hacia dentro. Esto nos indica que la conexión tiende a girar por el efecto de hundimiento del túnel y que la lumbrera se mantiene prácticamente estática.



- Para el Caso II, en la conexión se genera una separación franca entre ambas estructuras (10cm, aproximadamente), debido tanto al giro del túnel como a su desplazamiento vertical. Estos desplazamientos no son recomendables ya que se podría ocasionar: la falla por extrusión del material arcilloso, problemas de estanqueidad, e inclusive, problemas en el funcionamiento del metro (renivelaciones periódicas de las vías, disminución del gálibo, descarrilamiento, etc.).
- En el Caso III, en comparación con el II, se disminuye de manera importante el giro y el desplazamiento vertical del túnel en su cercanía con la lumbrera (1cm, aproximadamente), esto se debe a que dicho giro es controlado por el mejoramiento. Se puede decir que el mejoramiento ayuda a que los desplazamientos diferenciales entre estructuras se disminuyan de manera importante y a que su variación se presente de manera paulatina a lo largo de la zona mejorada del túnel, **Figura B.1.98**. Sin embargo, dicho mejoramiento no detiene por completo la separación de la parte superior del túnel, por lo que podrían generarse en el futuro problemas de estanqueidad y de extrusión del material arcilloso en la junta de la conexión.

A partir de los esfuerzos calculados se tiene lo siguiente:

- Se aprecia que existe una zona de concentración de esfuerzos en los elementos estructurales y que su magnitud depende del caso analizado. Como era de esperarse, para el Caso I se presentan tensiones en los revestimientos del túnel 10 veces mayores a las obtenidas en los otros casos. Asimismo, para este caso también se desarrolla una concentración de tensiones importantes en el muro de la lumbrera, del orden de los 6 MPa. Esto se debe a que, al restringir los desplazamientos (conexión continua), la carga generada por el suelo que se consolida por el hundimiento regional es tomada prácticamente en su totalidad por las estructuras que interactúan en la conexión.
- Lo mencionado en el punto anterior puede confirmarse en los diagramas de esfuerzos normales y cortantes obtenidos en el suelo que rodea al túnel. En dichos diagramas se aprecia que, el Caso I, presenta los menores valores de esfuerzos en la cercanía de la conexión, en comparación con los demás casos.
- Los mayores esfuerzos normales y cortantes en la cercanía de la conexión, se presentan para el Caso III, debido a que el mejoramiento es el que toma, en gran parte, los esfuerzos, tanto que transmite el medio al túnel, como los que genera el túnel al girar. Dichos valores son cuatro y ocho veces mayores a los máximos obtenidos fuera de la influencia de la conexión. Esta concentración de esfuerzos en la zona de mejoramiento también puede deberse a que las pilas de suelo-cemento recargan sus puntas en el estrato duro, generando una transición abrupta entre el material con y sin mejoramiento.
- En la zona que se encuentra fuera de la influencia de la conexión (≈ 3 veces el diámetro del túnel), los esfuerzos normales y cortantes que se desarrollan en el suelo sobre la bóveda se deben únicamente al efecto de la fricción negativa generada por el

hundimiento regional (el suelo se cuelga del revestimiento), mientras que los máximos desarrollados en el material que subyace a la contrabóveda, se deben a que el suelo se opone al movimiento descendente del túnel, tanto por el efecto de la fricción negativa, como por el peso de los revestimientos.

- Se obtuvieron los diagramas de carga axial, momento flexionante y fuerza cortante, para los tres casos de análisis y, tanto para el revestimiento primario, como para el definitivo. Estos diagramas pueden ser de gran utilidad para la revisión estructural de ambos revestimientos.
- Para los tres casos analizados, la influencia de la conexión sobre los desplazamientos, esfuerzos y elementos mecánicos, generados por efecto del hundimiento regional, se da en los primeros 30m medidos a partir del muro de lumbrera (≈ 3 veces el diámetro del túnel).
- Es posible concluir que, para evitar concentraciones de esfuerzos tanto en el túnel como en el mejoramiento, y garantizar que no se desarrolle una separación entre el túnel y la lumbrera; es necesario que el mejoramiento abarque una longitud de por lo menos 30m y que su profundidad disminuya conforme se aleje de la conexión, con el propósito de generar una transición que siga paulatinamente el hundimiento regional.





CONCLUSIONES GENERALES

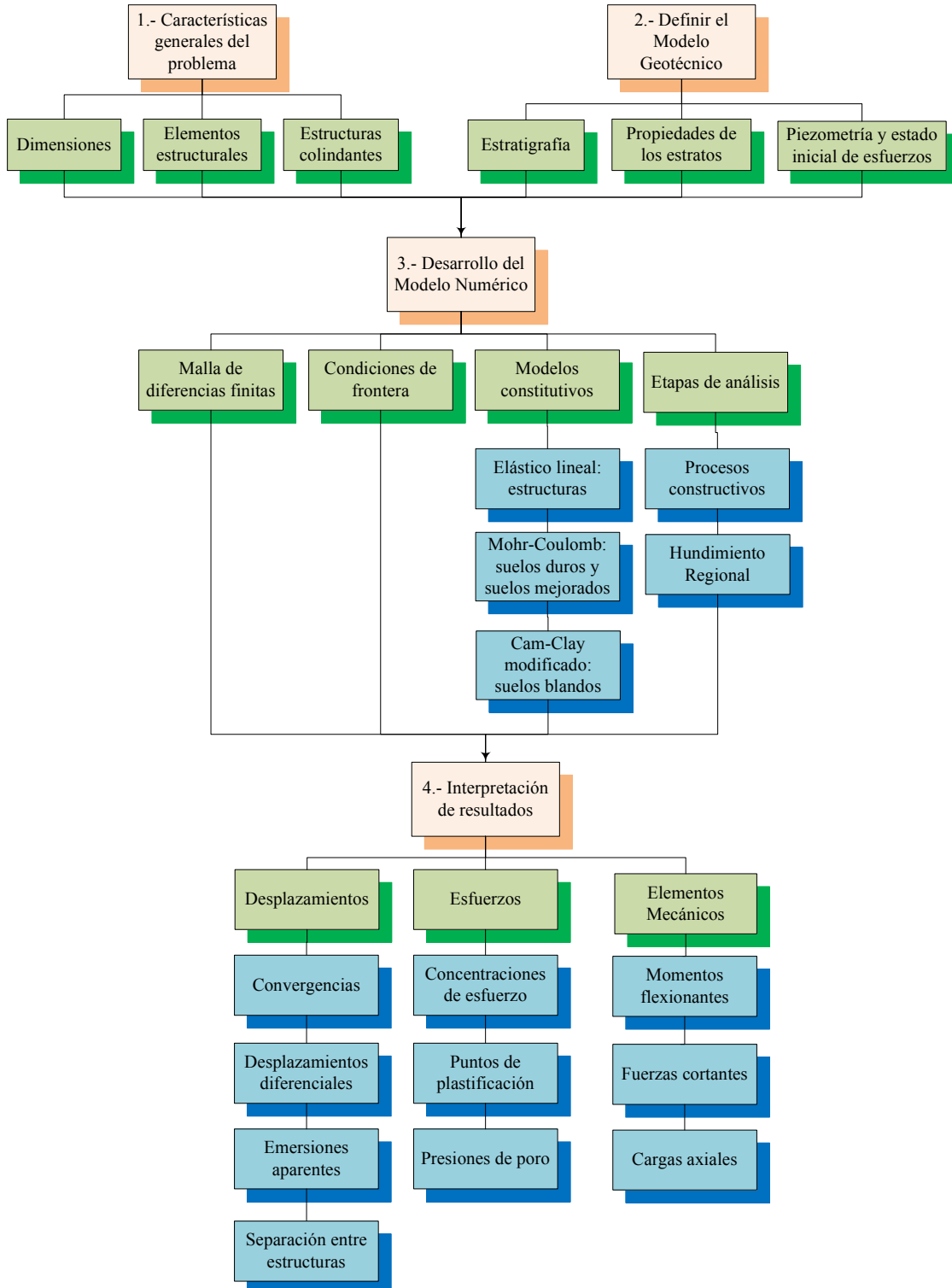
El principal objetivo del presente trabajo fue el de establecer una metodología de análisis para el diseño geotécnico de conexiones, túnel-túnel y/o túnel-lumbrera, en suelos blandos sometidos al proceso de consolidación generado por el abatimiento de las presiones intersticiales (hundimiento regional).

En la primera parte de este trabajo se presentan los antecedentes considerados necesarios para el análisis y diseño, tanto de túneles y lumbreras, como para sus conexiones. Se discuten tres temas principales: 1) aspectos generales para el diseño y construcción de obras subterráneas en suelos blandos; 2) problemática inducida por el fenómeno del hundimiento regional en la zona lacustre de la Ciudad de México; y 3) marco conceptual para modelar, mediante el Método de Diferencias Finitas (MDF), la interacción de estructuras subterráneas en suelos blandos sujetos al fenómeno del hundimiento regional.

De acuerdo con la información estudiada, es posible concluir que para el diseño geotécnico de túneles, lumbreras y sus conexiones, en suelos blandos, incluyendo los de la zona lacustre de la Ciudad de México, se deben cumplir con los siguientes estados límite:

Estados límite		Conexión túnel-lumbrera	
		Túneles o conexión túnel-túnel	Lumbreras
De falla		<ul style="list-style-type: none"> Estabilidad del frente y de las paredes de la excavación. Estabilidad por extrusión. Estabilidad por sub-presión. Flujo de agua al interior de la excavación. Estabilidad estructural de los revestimientos. 	<ul style="list-style-type: none"> Estabilidad de las paredes de la excavación. Estabilidad del núcleo. Estabilidad por extrusión. Estabilidad del fondo por cortante. Estabilidad del fondo por sub-presión. Estabilidad por flotación.
De servicio	Desplazamientos inmediatos	<ul style="list-style-type: none"> Convergencias. Desplazamientos superficiales generados por la excavación y construcción del túnel. 	<ul style="list-style-type: none"> Desplazamientos generados por la excavación y construcción de la lumbrera.
	Desplazamientos diferidos	<ul style="list-style-type: none"> Convergencias. Desplazamientos superficiales generados por la consolidación del medio inducida por la excavación, construcción y la interacción del túnel con el hundimiento regional. 	<ul style="list-style-type: none"> Desplazamientos generados por la consolidación del medio inducida por la excavación, construcción y la interacción de la lumbrera con el hundimiento regional.
	Desplazamientos inducidos por cargas accidentales		

La metodología propuesta en esta investigación, permite evaluar los estados límite mencionados mediante el desarrollo de modelos numéricos tridimensionales. En el diagrama de flujo que se presenta a continuación se resume de manera esquemática dicha metodología y las partes que la conforman.





En este estudio los modelos numéricos tridimensionales se desarrollaron mediante el método de las diferencias finitas, ya que este permite:

- tomar en cuenta la complejidad de la geometría del problema;
- considerar la secuencia constructiva para la conexión de las estructuras principales;
- considera el comportamiento de los elementos estructurales que intervienen en la conexión;
- modelar la consolidación del suelo por el fenómeno de hundimiento regional;
- emplear modelo constitutivos representativos del comportamiento de los suelos arcillosos (modelo Cam-Clay modificado);
- tomar en cuenta la influencia de elementos de refuerzo o estructuras de mejoramiento colocadas en la zona de conexión;
- simular las condiciones bajo las cuales se efectúa la conexión (continuidad o discontinuidad estructural);
- considerar la interacción suelo-conexión.

Con la metodología propuesta y con el modelo numérico mencionado, se estudió el caso particular de la conexión túnel lumbrera de la Línea 12 del Sistema de Transporte Colectivo Metro de la Ciudad de México. Dicha conexión se localiza en el km 20+300 y está formada por tres estructuras: un túnel de 10m de diámetro, una lumbrera rectangular y un cajón. De los análisis realizados, es posible realizar las conclusiones y recomendaciones siguientes:

- es necesario verificar que la magnitud de hundimiento regional obtenida con el modelo numérico sea similar a la medida en campo;
- el fenómeno de hundimiento regional induce cargas adicionales en el revestimiento de túneles, mismas que se incrementan aún más cuando se tiene la influencia de una conexión túnel-túnel y/o túnel lumbrera;
- para los tres casos analizados, la influencia de la conexión sobre los desplazamientos, esfuerzos y elementos mecánicos, generados por efecto del hundimiento regional, se da en los primeros 30m medidos a partir del muro de lumbrera (\approx tres veces el diámetro del túnel).
- el caso más crítico en una conexión se tendrá cuando se considera que existe continuidad;
- para evitar concentraciones de esfuerzos tanto en el túnel como en el mejoramiento, y garantizar que no se desarrolle una separación excesiva entre el túnel y la lumbrera; es necesario que el mejoramiento abarque una longitud de por lo menos tres veces el diámetro del túnel y que su profundidad disminuya conforme se aleje de

la conexión, con el propósito de generar una transición que siga paulatinamente el hundimiento regional.

- la separación excesiva entre las estructuras puede inducir: la falla por extrusión del material arcilloso; problemas de estanqueidad; e inclusive, problemas en el funcionamiento del metro (renivelaciones periódicas de las vías, disminución del gálibo, descarrilamiento, etc.). Cuando el proyecto así lo permita, será recomendable implementar juntas flexibles en la zona de la conexión.
- finalmente, se demuestra que el método de las diferencias finitas es una herramienta eficaz para la resolución de problemas tan complejos como el que aquí se investiga.

En conclusión, puede decirse que este trabajo contribuye a mejorar el entendimiento de la compleja interacción que existe entre las conexiones de estructuras subterráneas y el suelo en proceso de consolidación. Adicionalmente, ayuda a mejorar la práctica del análisis y diseño de dichas conexiones cuando interactúan con el hundimiento regional.

**BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS**

- AFTES, (2011).** *The convergence-confinement method*, Version 1, Approved by Technical Committee
- AMITOS, (2012).** *Túneles en México*, Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas
- Amorosi, A y Boldini, D. (2009).** *Numerical modelling of the transverse dynamic behavior of circular tunnels in clayey soils*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, No. 29, pp 1059–1072
- Anagnostou, G. y Kovári, K. (1994).** *The face stability of Slurry-shield-driven Tunnels*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 9, No. 2, pp 165-174
- ANSYS, (2005).** ANSYS, Release 10, Canonsburg, Pennsylvania
- Auvinet G. y Rodríguez J. F. (2004).** *Análisis de lumbreras cilíndricas sometidas a cargas locales*, XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 2, Guadalajara, pp 317-322
- Auvinet G. y Rodríguez J. F. (2010).** *Análisis, diseño, construcción y comportamiento de obras subterráneas en suelos*, XXV Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica, Vol. 1, Acapulco, pp 33-42
- Auvinet G. y Rodríguez J. F. (2010).** *Definición de criterios geotécnicos para el diseño estático de lumbreras cilíndricas*, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México
- Auvinet G., Rodríguez J. F. y Rangel, J. L (2010).** *Construction of deep tunnel shafts in Mexico city soft clays by the flotation method*, Acta Geotechnica, Springer, Vol. 5, pp 63-68
- Azevedo, R. F., Parreira, A. F. y Zornberg, J. G. (2002).** *Numerical Analysis of a Tunnel in Residual Soils*, ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 3, pp 227-236
- Baker, W. H. (1992).** *Grouting in Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, New York
- Beaver, P. (1973).** *A history of tunnels*, The Citadel Press Secaucus, New Jersey
- Bobet, A. (2001).** *Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground*, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 127, No. 12, pp 1258–1266
- Boscarding, M.D. y Cording, E.G. (1989).** *Building Response to Excavation-Induced Settlement*, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1, pp 1-21.
- Broms, B. B. y Bennemark, H. (1967).** *Stability of clay at vertical openings*, ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 93, pp 71-94
- Carrahan, B., Luther, H. A. y Wilkes, J. O. (1969).** *Applied Numerical Methods*, John Wiley and Sons, USA
- Carranza-Torres, C. y Fairhurst, C. (2000).** *Application of the convergence–confinement method of tunnel design to rock-masses that satisfy the Hoek–Brown failure criterion*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 15, No. 2, pp 187–213

- Carter, J. P., Desai, C. S., Potts, D. M., Schweiger, H. F. y Sloan S. W. (2000).** Computing and computer modelling in Geotechnical Engineering, Proceedings, Melbourne, Australia, Vol. 1, pp 1157-1252
- Chen, R. P., Tang, L. J. y Chen, Y. M. (2011).** *Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method*, Computers and Geotechnics, 38, pp 187-195
- Chou, W. I. y Bobet A. (2002).** *Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay*, Tunnelling and Underground Space Technology, 17, pp 3-19
- Computers and Structures (2003).** *SAP2000*, Version 10, Berkeley, California
- Coulter, S. y Martin, C. D. (2005).** *Effect of jet-grouting on surface settlements above the Aeschertunnel, Switzerland*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 21, pp 542-553
- Departamento del Distrito Federal. (1975).** *Memoria de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal*, Talleres Gráficos de la Nación, México
- Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, (1991).** *Análisis y procedimientos constructivos de lumbreras del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México*, Ingeniería Hidráulica en México, septiembre-diciembre, pp 58-67
- Einstein, H.H., Schwartz, C.W. (1979),** *Simplified analysis for tunnel supports*, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, pp 499–518
- Federal Highway Administration (2004).** *FHWA Road Tunnel Design Guidelines*, U. S. Department of Commerce National Technical Information Service, Virginia
- González, C., y Sagasetta, C. (2001).** *Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro*, Computers and Geotechnics, No. 28, pp 445–468
- Goufeng, L., Zhigang, T., Hongyun, G., Ping, Q y Zhibiao, G (2010).** *Stability control of a deep shaft insert*, Mining Science and Technology, Vol. 20, pp 0491-0489
- Guglielmetti, V., Grasso, P., Mahtab, A. y Xu, S. (2008).** *Mechanized Tunnelling in Urban Areas “Design Methodology and Construction Control”*, Taylor & Francis, London
- Gularte, F. B. (1989).** *Grouting practice for Shafts, Tunnels and Underground excavations*, University of Wisconsin-Milwaukee
- Heuer, R. E. (1974).** *Important ground parameters in soft ground tunneling*, Proceedings of Specialty Conference on Subsurface Exploration for Underground Excavation and Heavy Construction, Edit. ASCE, New York
- Hewett, B.H.M. y Johannesson, S. (1922).** *Shield and Compressed Air Tunnelling*, McGraw-Hill, New York
- Horn, M. (1961).** *Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunneln*, Landeskonzferenz der ungarischen Tiefbauindustrie
- Hsiao F.Y., Wang, C.L. y Chern J.C. (2009).** *Numerical simulation of rock deformation for support design in tunnel intersection area*, Tunnelling and Underground Space Technology, No. 24, pp 14-21
- ITA (2009).** *General report on Conventional Tunnelling Method*, International Tunnelling and Underground Space Association
- ITA/AITES (2007).** *Settlements induced by tunneling in Soft Ground*, Tunnelling and Underground Space Technology, 22, pp 119-149
- Itasca Consulting Group. (2009).** *FLAC3D 4.00, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*, User’s Guide, 4° edición, Minneapolis, Minnesota, USA



- Itasca Consulting Group. (2009).** *FLAC3D 4.00, FISH in Flac3D*, 4° edición, Minneapolis, Minnesota, USA
- Juncà, J. A. (1990).** *El túnel. Historia y Mito*, CEDEX/AETOS, Madrid
- Kaiser, P. (1985).** *Rational assessment of tunnel liner capacity*, Proceedings of the Fifth Annual Canadian Tunnelling Conference, Montreal
- Kimura, T. y Mair, R. J. (1981).** *Centrifugal testing of model tunnels in soft clay*, Proceedings 10th International Conference Soil Mechanics and Foundations Engineering, Stockholm, Vol. 1, pp 319-322
- Kolymbas, D. (2005).** *Tunnelling and Tunnel Mechanics A Rational Approach to Tunnelling*, Edit. Springer, Berlin
- Krause, T. (1987).** *Schildvortrieb mit flüssigkeits und erdgestützter Ortsbrust*, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, No. 24.
- Kubrix. (2004).** *Kubrix Geo/Rhino Users' Manual*, USA
- Kuesel, T. H. (1996).** *Tunnel Stabilization and Lining*, Tunnel Engineering Handbook, Edit. Chapman & Hall, Segunda edición, pp 80-96
- Leca, E. y Dormieux, L. (1990).** *Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material*, Géotechnique, Vol. 40, No. 4, pp 581-606.
- Leca, E., Leblais, Y y Kuhnenn, K. (2000).** *Underground works in soils and soft rock tunneling*, Int. Conf. on Geotech. and Geolog. Eng., Vol. 1, pp 220-268
- Lee, K. M. y Rowe, R. K. (1990).** *Finite Element modelling of the three-dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils*, Computers and Geotechnics, Vol. 10, pp 111-138
- Loganathan, N., and Poulos, H.G. (1998).** *Analytical prediction for tunnelling-induced ground movements in clays*, Vol. 124, No. 9, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp 846-856
- Lombardi, G. (1973).** *Dimensionamiento del revestimiento de Túneles tomando en consideración el Método Constructivo*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, Publicación técnica especial No. 2, México
- Lombardi, G. (2011).** *Túnel Emisor Oriente Nota sobre el cálculo de los revestimientos*, Informe preparado para CONAGUA
- López, M. (1984).** *Procedimiento de excavación de túneles en suelos blandos con el uso de escudo de frente abierto y aire comprimido*, Túneles Carreteros, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 81-85
- Luna, O. J, Lira, G., Reyes, J. M., Zaldivar, S. F. y Vázquez, J. C. (2010).** *Puntos a considerar en los modelos para análisis geotécnico empleando el programa de elemento finito Plaxis 3d Tunnel*, XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, SMIG, Acapulco, Vol. 3, pp 1053-1057
- Lunardi, P. (2008).** *Design and Construction of Tunnels Analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS)*, Edit. Springer, Berlin
- Mair, R. (2011).** *Tunnelling in urban areas and effects on infrastructure Advances in research and practise*, ITA, Muir Wood Lecture
- Mair, R. J. y Taylor R. N. (1997).** *Bored tunnelling in the urban environment State of the art Report and Theme Lecture*, Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Balkema, Vol. 4, pp 2353-2385
- Mansour M. y Swoboda G. (1997).** *Tunnel face stability of hydroshield tunneling*, Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, pp 1289-1296

- Mansour, M. (1996).** *Three-dimensional Numerical Modelling of Hydroshield Tunneling*, Tesis Doctoral, Innsbruck University, Innsbruck, Austria
- Mayoral, J. M y Flores, F. (2010).** *Análisis numérico de los movimientos del suelo generados por la construcción de túneles en arcillas muy blandas*, XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, SMIG, Acapulco, Vol. 3, pp 969-978
- Melis, M. y Medina, L. (2005).** *Predicted versus measured soil movements induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension*, Canadian Geotechnical Journal, No. 42, pp 1160-1172
- Messerli, J., Pimentel, E. y Anagnostou G. (2010).** *Experimental study into tunnel face collapse in sand*, Physical Modelling in Geotechnics, Edit. Springman, Laue y Seward
- Möller, S. C. y Vermeer, P. A. (2008).** *On numerical simulation of tunnel installation*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 23, pp 461-475
- Monsees, J. (1996).** *Soft Ground Tunneling*, Tunnel Engineering Handbook, Edit. Chapman & Hall, Segunda edición, pp 97-121
- Moreno, A y Schmitter, J. J. (1981).** *Failures of shafts and tunnels in soft soils*, Soft-Ground Tunneling 'Failures and Displacements, A. A. Balkema, Rotterdam, pp 23-32
- Muir Wood, A.M., (1975).** *The circular tunnel in elastic ground*, Géotechnique, Vol. 25 No. 10, pp 115-127
- Nonomura, S., Kimura, H., Nakamura, J. y Tamura, S., (2004).** *Design and construction of a tunnel intersection area with special structure*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 19, pp 490-497
- Orduño, V. D. (2009).** *Confiabilidad de lumbreras realizadas por el método de flotación*, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM
- Oreste, P., (2007).** *A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 22, pp 185-205
- Oteo, C., and Moya, J.F. (1979).** *Evaluación de parámetros del suelo de Madrid con relación a la construcción de túneles*, Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, UK. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. Vol. 3, pp 239-247
- Panet, M. (1995).** *Calcul des Tunnels par la Méthode de Convergence-Confinement*, Press de l'école Nationale des Ponts et Chaussées
- Peck, R. B. (1969).** *Deep excavations and tunneling in soft ground*, In: 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Ciudad de México, pp 225-290
- Rabcewicz, L.V. (1964).** *The new Austrian tunnelling method*, Water Power, pp 453-515
- Rankin, W.J. (1988).** *Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects*, Engineering Geology of Underground Movement, Geological Society, Engineering Geology Special Publication, No. 5, pp 79-92
- Reséndiz, D. y Romo, M. P. (1981).** *Settlements upon soft-ground tunneling: failures and displacements*, A. A. Balkema, Rotterdam, 1981, Marzo, pp 65-75
- Rodríguez Rebolledo J.F. (2001).** *Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos*, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM
- Rodríguez Rebolledo J.F. (2010).** *Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México*, Tesis para



- obtener el grado de Doctor en Ingeniería, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM
- Rodríguez Rebolledo J.F., Auvinet, G., Aguilar, M. A. y Pereyra, J. A. (2012).** *Análisis y diseño del revestimiento definitivo de túneles en suelos blandos*, 2º Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca, México
- Romo, M. P., y Díaz, M. C. (1981).** *Face stability and ground settlement in shield tunneling*, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 1, pp 357-360
- Sánchez, A. L. (2009).** *Análisis sísmico de dobles túneles*, Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería, Universidad Carlos III de Madrid
- Sauer, G., Gall, V., Bauer, E. y Dietmaier, P. (1994).** *Design of tunnel concrete linings using limit capacity curves*, Computer Methods and Advances in Geomechanics, Siriwardane & Zaman, Rotterdam, pp 2621–2626
- Schofield, A. N. (1980).** *Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations*, Géotechnique, Vol. 30, No. 3, pp 227-268
- Schulze, H. y Duddeck, H. (1964).** *Statische Berechnung Schieldvorgetriebener Tunnel (Structural Analysis of Tunnels Excavated With Shield Support)*, Edit. Beton und Monierbau AG, pp 87–114
- Shelton, R. (1956).** *Engineering in Hystory*, Dover Publications, USA
- SNCF (2007).** *Ouvrages Souterrains Construction-Description-Vieillessement*, Informe interno
- St John, C. M y Zahran, T. F (1987).** *Aseismic design of underground structures*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 2, No. 2, pp 165–197
- Széchy, K. (1967).** *The Art of Tunnelling*, Akademiai Kiado, Budapest
- Tamez, G. E., Rangel N. J. L., Holguín, E. (1997).** *Diseño Geotécnico de Túneles*, Edit. TGC, México
- Terzaghi, K. (1946).** *Rock defects and loads on tunnel supports*, Proctor, R.V., Edit. White, T.L., Rock Tunneling With Steel Supports, Commercial Shearing and Stamping Company, Youngstown, pp 17–99
- Terzaghi, K. (1950).** *Geologic aspects of soft ground tunneling*, Edit. John Wiley and Sons
- Timoshenko, S.P. (1976).** *Strength of Materials*, Tercera edición, Edit. Krieger Publishing Company, Florida
- Tonon, F., Mammino, A., Vanni, D., Borghi, P. G. y Bertero A. (2005).** *Pretunnel technology: applications and design methods*, Geotechnical and Geological Engineering, Edit. Springer, 23, pp 487-518
- US Army Corps of Engineers (1978).** *Tunnels and Shafts in Rock. Technical Report*, Washington. Dept. of Defense. Dept. of the Army, Corps of Engineers. Gov. Doc. No. D103.6/3:1110-2-2901
- Vázquez, R. y Huesca, G. (2007).** *Geología Aplicada a la Ingeniería Civil*, Edit. Limusa, México, pp 189-199
- Verruijt, A., y Booker, J.R. (1996).** *Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane*, Géotechnique, Vol. 46, No. 4, pp 753–757
- Wahls, H. E. (1981).** *Tolerable settlement of buildings*, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 107
- Wang, J. N (1993).** *Seismic design of tunnels: a state of the art approach*, Monography 7, New York, Quade & Douglas Inc.

- Wilson, E. (1965).** *Structural Analysis of Axisymmetric Solid*, AIAA Journal, Vol 3, No. 12, pp 2269-2273
- Youssef, M. A., Jeffrey, J. H., Birger, S. y I-Chian Yao, J. (2007).** *Seismic design and analysis of underground structures*, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 16, pp 247–293
- Zaldivar, S. F., Rodríguez, J. F. y Auvinet, G. (2012).** *Esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel considerando el "efecto burbuja"*, 2° Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca, SMIG, AMITOS, México
- Zemva, S. (2010).** *Diseño y construcción de lumbreras en suelos blandos por el procedimiento de los anillos prefabricados*, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM



A. Túneles: procesos constructivos y metodologías de diseño

A.2 Procesos constructivos de túneles

Los túneles son obras subterráneas lineales cuya sección transversal es comparativamente menor a su longitud. Es plausible llevar a cabo una clasificación de túneles acorde al uso para el cual se construyen (Vázquez y Huesca, 2007):

- Túneles de acceso a minas, útiles para desarrollar los materiales extraídos y las aguas subterráneas o para dar ventilación.
- Túneles para transporte: carreteros, para peatones, para navegación o ferrocarriles, líneas de metro.
- Túneles para conducción de agua; que pueden ser vertedores, de desfogue o de desvío, o de aguas residuales.
- Túneles militares.
- Túneles de acceso a bóvedas subterráneas.
- Túneles de servicios, construidos para llevar cables, líneas de gas, etc.

La nomenclatura que, de manera común, se emplea en túneles es la señalada en la **Figura B.1.77** y en la

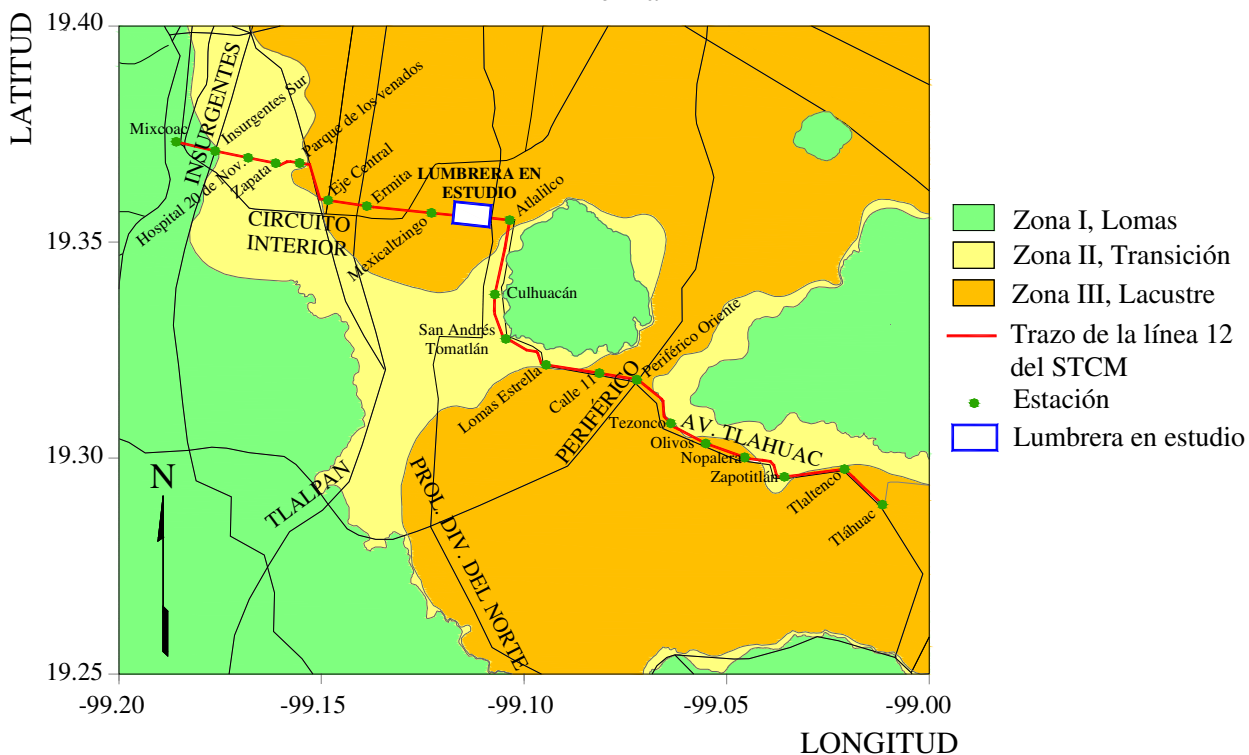
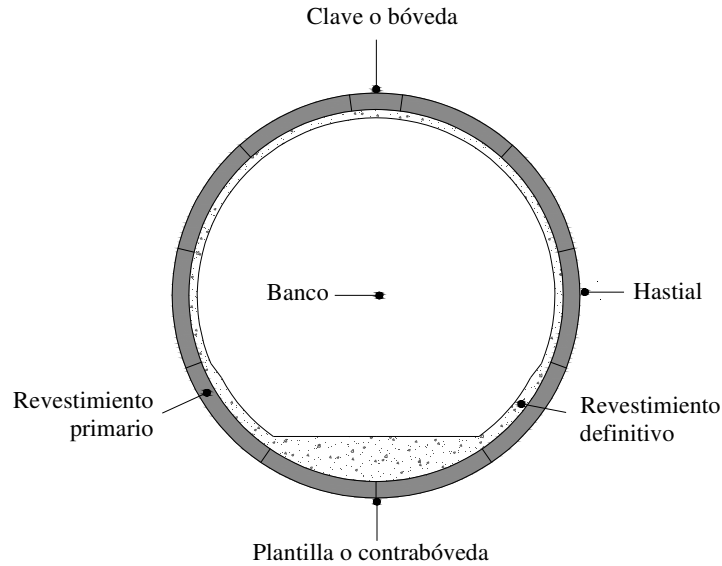
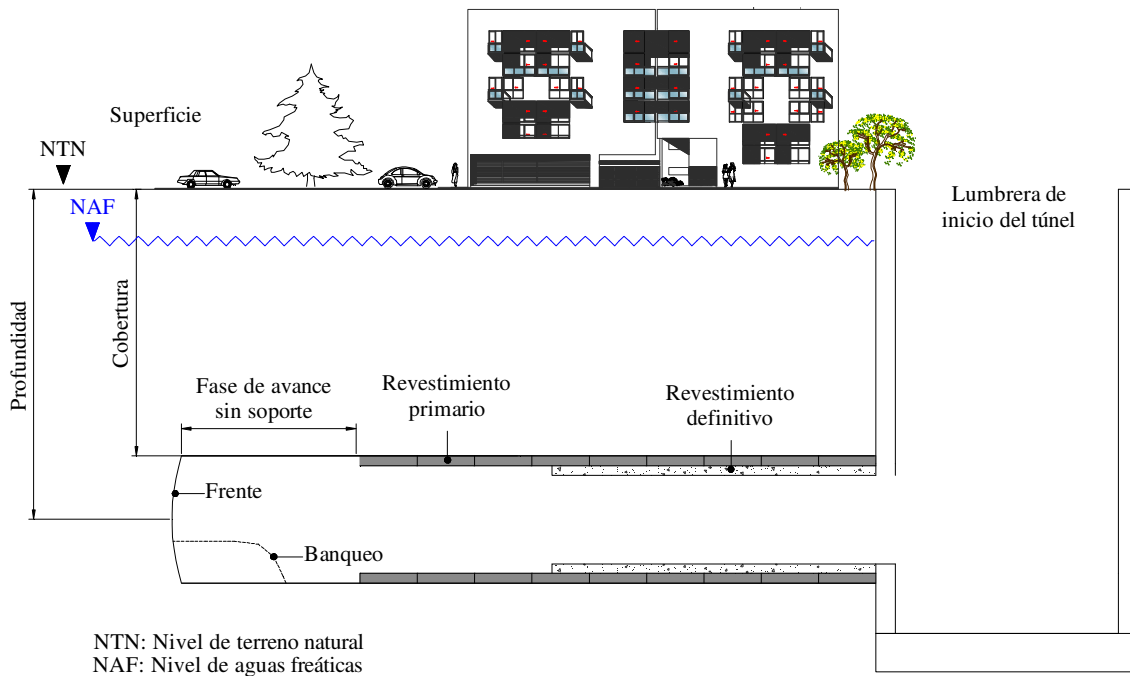


Figura B.1.78; las cuales muestran una sección transversal y longitudinal del túnel respectivamente (Kolymbas, 2005). En dichas figuras se ha adoptado la nomenclatura revestimiento primario y revestimiento definitivo para distinguir entre el revestimiento que es colocado inicialmente (revestimiento primario o sistema de soporte temporal) para garantizar la estabilidad del túnel ante las solicitaciones presentadas durante el proceso constructivo; y, aquel revestimiento (definitivo) que es colocado para garantizar el adecuado comportamiento del túnel ante las solicitaciones impuestas por fenómenos desarrollados a largo plazo, *i. e.*, solicitaciones impuestas cuando se presenta un proceso de consolidación debido al abatimiento de las presiones intersticiales producido por el bombeo de agua en estratos permeables profundos.

La palabra cadenamiento se emplea para identificar un punto a lo largo del eje del túnel definido por la distancia a un punto de referencia fijo.

**Figura B.1.111 Sección transversal del túnel****Figura B.1.112 Sección longitudinal del túnel**

A.2.1 Métodos convencionales

La principal característica de los métodos de convencionales de construcción de túneles es que se procede en pequeñas fases de avance, cuyos rangos de longitud pueden estar entre 0.5 a 1.0m en suelos muy blandos; aunque en suelos más competentes está longitud puede ser de hasta 4m (ITA, 2009). Esta longitud es un parámetro de diseño de suma importancia pues esta zona deberá

de permanecer estable, al menos durante 90 minutos, hasta que el revestimiento temporal sea colocado. La longitud de la fase de avance también está relacionada de manera directa con los asentamientos generados en superficie, reducir la longitud de la fase de avance ocasiona un decremento considerable del asentamiento generado en superficie. (Kolymbas, 2005).

Durante la construcción de túneles empleando un método convencional, cuatro son las principales fuentes de asentamientos que han sido identificadas (ITA/AITES, 2007):

- Asentamientos asociados con la estabilidad del frente.
- Asentamientos asociados con las características y condiciones de instalación del sistema de soporte primario.
- Asentamientos asociados con las secuencias de excavación establecidas para la sección transversal del túnel, Figura B.1.77.
- Asentamientos asociados con la respuesta e instalación del revestimiento definitivo.

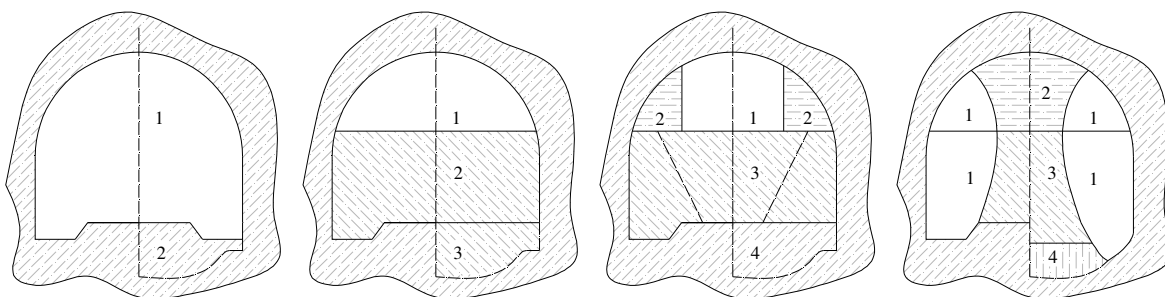


Figura B.1.113 Ejemplo de secuencias de excavación en túneles

Controlar la estabilidad del frente es esencial durante el proceso de tuneleo, ya que la experiencia constructiva en túneles indica una relación directa entre el control de la estabilidad en el frente y los desplazamientos inducidos adelante del frente del túnel.

Por otra parte, la selección de un sistema de soporte temporal debe de formar parte de las conclusiones de los estudios de viabilidad del túnel. La selección del tipo de revestimiento primario se debe de realizar considerando tanto los requerimientos teóricos como los métodos constructivos a emplear. Los parámetros fundamentales que definen al sistema de soporte primario son:

- la rigidez nominal del revestimiento primario, que deberá de estar definido tomando en cuenta sus características mecánicas y los métodos de instalación seleccionados
- el tiempo requerido para la instalación del sistema de soporte primario, el cual depende de la distancia de instalación con respecto al frente

Los dos parámetros anteriores se emplean para evaluar el comportamiento del revestimiento primario ante las convergencias del suelo; y, consecuentemente, determinar el nivel de asentamientos inducidos en superficie. Es fundamental, una vez que han sido definidas



teóricamente las características mecánicas del sistema de soporte temporal, asegurar que sea plausible llevarlas a cabo en el contexto de las condiciones reales del sitio de trabajo.

En la **Tabla B.1.9** se presenta una descripción cualitativa del comportamiento de suelos en proyectos de túneles acorde con la Clasificación de Suelos para Proyectos de Túneles; esta clasificación fue modificada por Heuer (1974) a partir un sistema de clasificación propuesto por Terzaghi (1950).

Tabla B.1.9. Clasificación de suelos para proyectos de túneles (Heuer, 1974)

Clasificación de suelo	Comportamiento	Tipos comunes de suelos
Firme	Es factible iniciar el proceso de excavación sin la colocación del sistema de soporte temporal; y, a su vez, el material permite la colocación del revestimiento definitivo antes de que el suelo comience a tener desplazamientos significativos	Loess por encima del nivel de aguas freáticas; arcillas de consistencia dura; margas; y, arenas cementadas
Colapsable	El suelo comienza a fisurarse a lo largo de distintas superficies. Este fenómeno se puede presentar en pocos minutos. Asimismo el fenómeno se presenta una vez que se ha dejado que el suelo permanezca expuesto	Suelos residuales o arenas con pequeñas cantidades de cementante. Este fenómeno también se puede presentar en arcillas fisuradas
Extruíble	Suelo que presenta un fenómeno de extrusión plástica hacia el túnel. Estos suelos no presentan fracturas visibles o pérdidas de continuidad, tampoco se tienen incrementos perceptibles en su contenido de agua. Presenta flujo, ductilidad y fluencia plástica debido a un incremento en los esfuerzos	Materiales con un bajo ángulo de fricción. La velocidad de extrusión depende del incremento de esfuerzos. Se presenta a profundidades superficiales y medias en arcillas de consistencia suave a media. En arcillas rígidas, con una gran altura de cobertura, es posible que los movimientos se presenten en conjugación con fenómenos de colapso
Deslizable	Materiales granulares sin cohesión, los cuales son inestables cuando se colocan con taludes superiores a su ángulo de reposo (30 a 35°). Cuando este tipo de materiales se coloca en taludes escalonados estos se deslizan hasta que el ángulo del talud coincide con el de reposo	Materiales granulares secos y limpios con cohesión aparente o cementación muy débil; es posible que estos materiales sean estables durante un breve período de tiempo
Fluido	El suelo, mezclado con agua, fluye hacia el túnel comportándose como un fluido viscoso. El material puede ingresar al túnel por la bóveda, el frente y las paredes	Limos, arenas y gravas por debajo del nivel de aguas freáticas cuyo contenido de arcilla sea insuficiente para dar un valor de cohesión y plasticidad significativo
Expansivo	La masa de suelo absorbe agua, implicando con ello un incremento en su volumen; y, por tanto se presenta un fenómeno lento de expansión hacia el túnel	Arcillas altamente preconsolidadas cuyo índice de plasticidad es mayor a 30, generalmente estos suelos contienen porcentajes importantes de Montmorilonita

Por otra parte, las secuencias de excavación de la sección del túnel influyen en la magnitud de los desplazamientos generados de la siguiente manera:

- desplazamientos en el frente, en proporción al área excavada
- a cierta distancia del frente, en proporción con: 1) la longitud de la fase de avance sin soporte y 2) el tiempo de colocación del sistema de soporte temporal.
- los movimientos generados detrás en superficie en dirección contraria al avance del túnel son influenciados por la distancia a la cual se ha instalado el revestimiento definitivo.

En términos generales, cuando se emplea el método secuencial en la construcción de túneles, el reducir el número de secuencias de excavación redundante en una disminución de los asentamientos (ITA/AITES, 2007).

Finalmente, es importante mencionar que a los métodos de excavación convencional de túneles se han implementado poniendo especial énfasis en la protección del frente; de tal manera que se han desarrollado métodos como el de Pre-túnel (Tonon, *et al.*, 2005) o el Método Italiano, también conocido como método ADECO-RS (Lunardi, 2008; SNCF, 2007).

En general la aplicación del método constructivo de Pretúnel consiste en las siguientes secuencias constructivas:

- Construcción de la sección n-ésima del revestimiento delante del frente del túnel
- Excavación del suelo debajo de la n-ésima sección del revestimiento del túnel. Con la finalidad de obtener un factor de seguridad aceptable la excavación no alcanza la totalidad de la longitud de la sección n-ésima del revestimiento.
- Se procede a la construcción de la secuencia n+1.

Para la aplicación del método constructivo del Pre-túnel se tienen dos posibilidades: 1) Pre-túnel continuo y 2) Pre-túnel discontinuo. La diferencia estriba básicamente en la continuidad de colado del revestimiento; en el caso del Pre-túnel discontinuo se emplea un colado secuencial de paneles, en donde inicialmente se lleva a cabo el colado de los paneles primarios para posteriormente finalizar con el colado de los paneles secundarios. En la **Figura B.1.114** y en la **Figura B.1.115** se muestran esquemáticamente el proceso del Pre-túnel.

De la misma manera el Método Italiano, también conocido con el nombre de ADECO, consiste en proteger el frente de la excavación. La estabilización del frente del túnel se realiza tanto construyendo la sección del revestimiento del túnel como empleando refuerzo mediante elementos estructurales de fibra de vidrio; esquemáticamente se aprecian las secuencias constructivas del método Italiano en la **Figura B.1.116**. El método italiano difiere en el método de Pre-túnel porque, usualmente, emplea marcos de acero como sistema de soporte temporal.

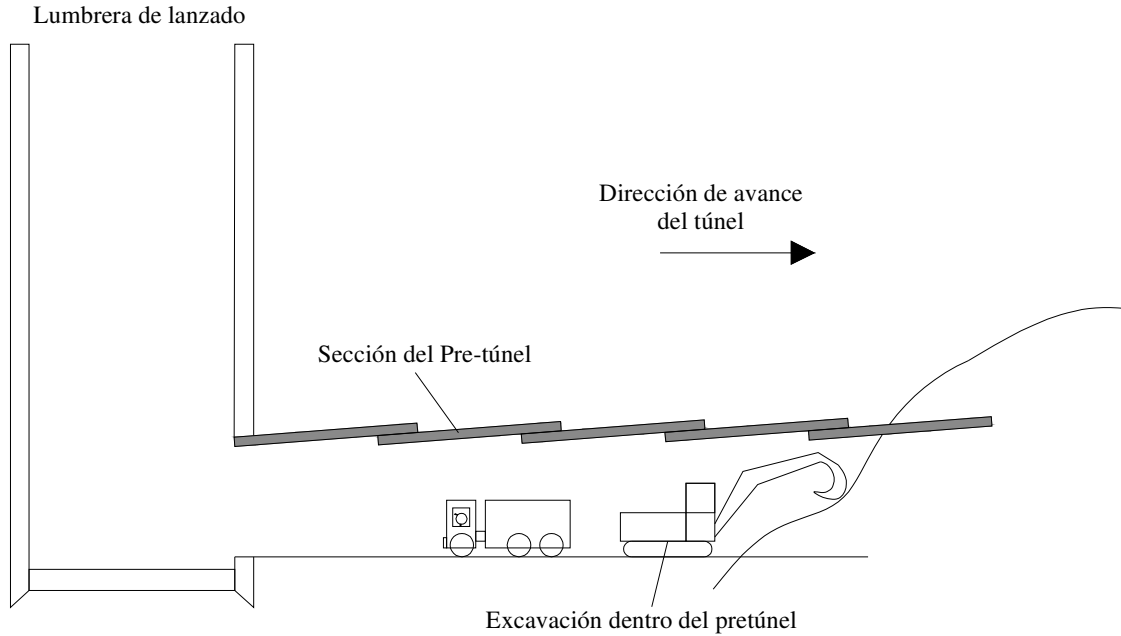


Figura B.1.114 Método convencional de construcción de túneles con protección de frente, Método de Pre-Túnel (Tonon, *et al.*, 2005)

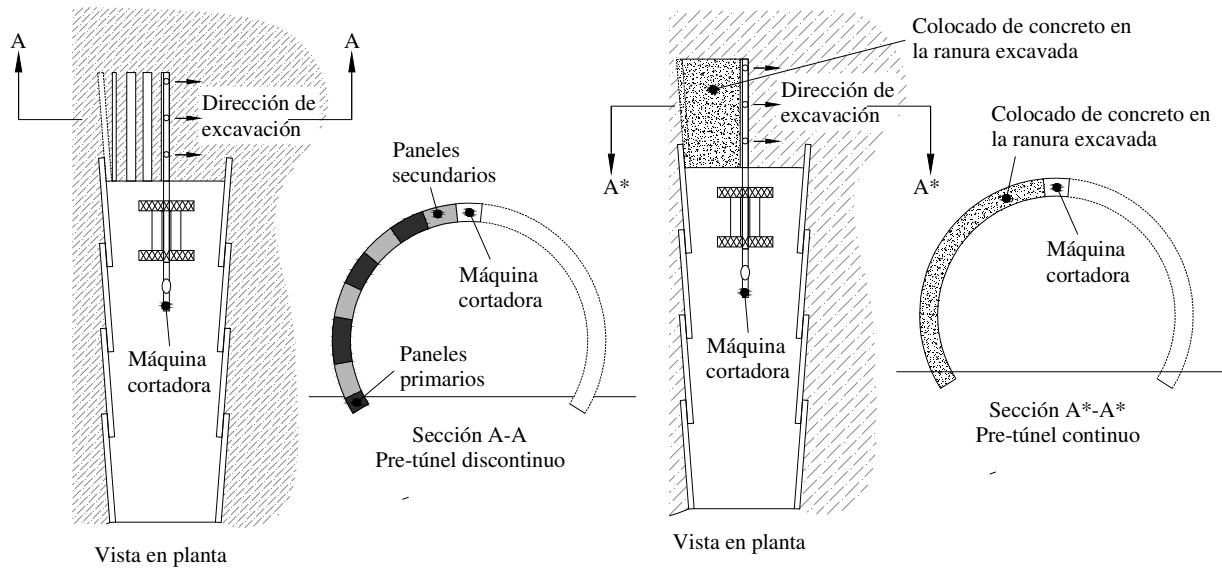


Figura B.1.115 Posibilidades de aplicación del Método de Pre-Túnel (Tonon, *et al.*, 2005)

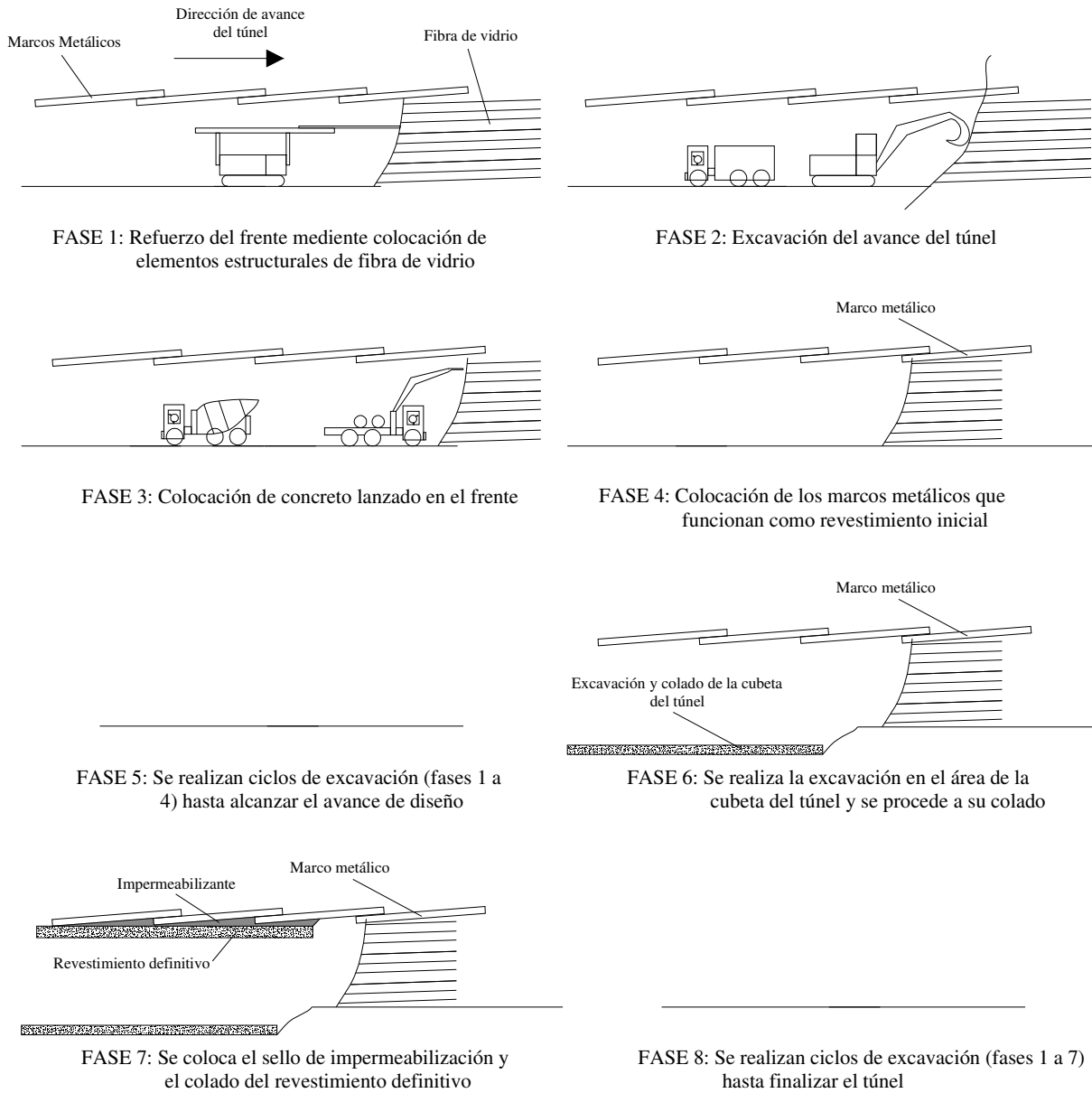


Figura B.1.116. Método convencional de construcción de túneles con protección de frente, Método Italiano

A.2.2 Construcción de túneles empleando escudos o máquinas tuneladoras

El empleo de máquinas tuneladoras (TBM) obedece a que éstas cubren las siguientes funciones:

- Excavar el suelo.
- Remover el material excavado.
- Mantener las especificaciones geométricas (alineación, pendiente, grado) de la excavación.



- Dar soporte temporalmente a la excavación hasta que el sistema de soporte definitivo sea instalado.

En términos generales, el empleo de máquinas tuneladoras implica la colocación de un revestimiento primario; el cual, típicamente, consiste en dovelas o segmentos que forman anillos, los cuales pueden o no estar ligados entre sí. Estas dovelas pueden ser de concreto, acero, de fierro fundido o una combinación de marcos metálicos con madera. Dichas dovelas deben de tener las siguientes características (López, 1984):

- Capacidad de carga suficiente para soportar la presión total (suelo más agua) sin que existan deformaciones excesivas ni filtraciones abundantes.
- Resistencia a los esfuerzos ocasionados por un manejo brusco en su transporte y colocación.
- Resistencia a los esfuerzos resistidos por los gatos de empuje durante el avance del escudo.
- Resistencia a la humedad y a los efectos del agua del terreno sobre el segmento mismo, así como resistencia a la corrosión.

El ciclo de construcción mediante escudos es como sigue (López, 1984): previo al inicio del ciclo de excavación, el frente del túnel está soportado por un ademe de madera sobre el cual ejercen presión los gatos del escudo; el ciclo se inicia al derribar el ademe por secciones y banquear con herramienta neumática el frente; el material de rezaga es transportado al sitio de tiro elegido; al terminar de rezagar se inicia el avance del escudo apoyando los gatos de empuje en el revestimiento previamente colocado; posteriormente los gatos se retraen y se colocan los segmentos necesarios para formar un anillo, cerrando con ello un ciclo de excavación. Simultáneamente a las tareas descritas, se desarrollan tareas adicionales, entre las que destacan las siguientes:

- Inyección de gravilla y lechada.
- Banqueo y ademe del frente.
- Colocación de dispositivos para mantener la geometría de los anillos.
- Colocación de líneas de conducción para aire, bombeo, ventilación, agua, inyección, líneas para el control remoto del escudo y alumbrado.
- Ajuste de las dovelas.

Por otra parte, la selección de una TBM requiere realizar consideraciones en función de las condiciones de suelo tales como: condiciones hidráulicas del medio, el diámetro del túnel, el sistema de soporte. Sin embargo, con la finalidad de tener presente la aplicabilidad de cierto tipo de TBM se presenta una gráfica que relaciona la granulometría del suelo con la TBM que mejores resultados ha brindado en los casos historia, **Figura B.1.117**. En la **Tabla B.1.3** se presentan algunas características de los diferentes escudos empleados en la construcción de túneles. Finalmente, en la **Tabla B.1.11** se muestra la aplicabilidad de los diferentes escudos según el tipo de suelo.

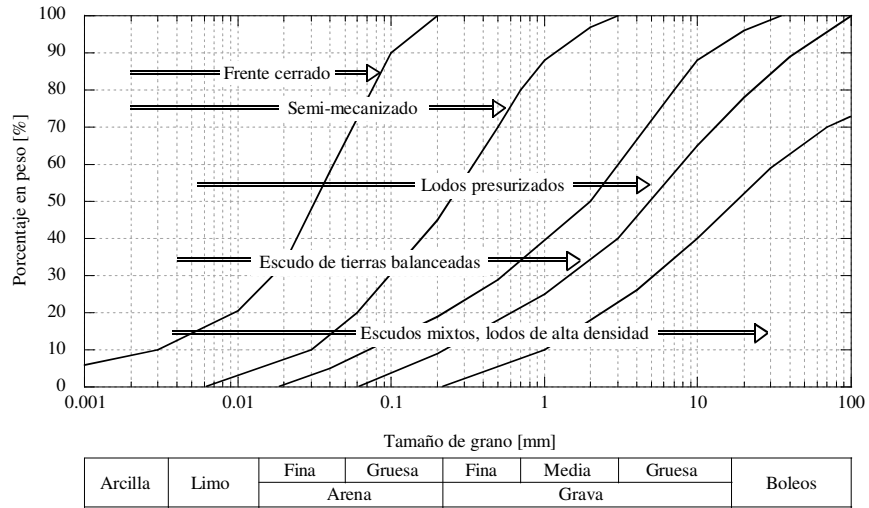
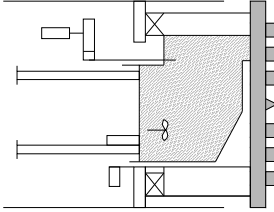
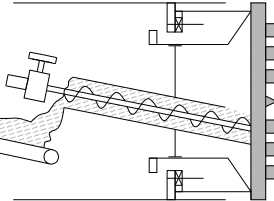
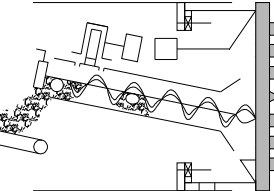


Figura B.1.117. Aplicabilidad de las máquinas tuneladoras (Monsees, 1996)

Tabla B.1.10. Máquinas tuneladoras convencionales empleadas en la construcción de túneles (Monsees, 1996)

Tipo	Descripción	Notas	Esquema
Escudo de frente cerrado	Consiste en un escudo cuyo frente está cerrado, cuyo empleo es viable en arcillas de consistencia muy blanda. La descarga del material de rezaga es controlado ajustando la dimensión de la apertura y la velocidad de avance	Es típicamente empleado en túneles que subyacen a puertos y ríos. Frecuentemente se genera un montículo de suelo sobre la máquina	
Escudo de frente abierto	Es aplicable en la construcción de túneles cortos donde los suelos sean firmes y no colapsables. Usualmente están equipados con gatos en el frente para prevenir la generación de desplazamientos	Algunas veces es empleando en la construcción de túneles de grandes secciones	
Escudo semi-mecanizado	Son similares a los escudos de frente abierto pero con un sistema mecanizado adicional de corte (i. e., rozadoras)	El empleo de este tipo de escudos en suelos blandos o sueltos puede ser altamente problemático	
Mecanizado	Es un escudo totalmente mecanizado. La excavación se lleva a cabo a sección completa; por esta razón a este tipo de escudos se les denomina escudos con cabeza giratoria cortadora	El tipo de cortadores del frente se diseña en función del tipo de suelo. La capacidad de los cortadores se puede ajustar para modificar las velocidades de avance. Este tipo de escudos también se puede emplear conjuntamente con aire comprimido con la finalidad de evitar fallas de frente	

Tabla B.1.11. Máquinas tuneladoras especiales empleadas para tuneleo (Monsees, 1996)

Tipo	Descripción	Notas	Esquema
Escudo con frente presurizado de lodos	<p>Este tipo de máquina emplea lodo presurizado para balancear el empuje en el frente generado por el suelo y el nivel freático. Tienen el frente cerrado para mantener la presión de lodos en el frente; dicho lodo es suministrado a través de una tubería y se recicla en la superficie.</p> <p>Para el manejo de los lodos se requieren de instalaciones superficiales en las que se separan los materiales excavados y se regenera el lodo para ser reutilizado</p>	<p>Su aplicabilidad resulta ser muy conveniente para suelos arenosos; sin embargo, en suelos gruesos el frente puede colapsar. Para el empleo de estos equipos se define como suelos gruesos a los que poseen las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Contenido de grava mayor al 60% • Contenido de limo y arcilla inferior al 10% • Contenido de agua inferior al 18% • Coeficiente de permeabilidad $\geq 10^{-2}$ cm/s • Boleos mayores a 20cm 	
Escudo de presión de tierras balanceada (EPB)	<p>Es una máquina de frente cerrado que emplea el material excavado para balancear el empuje generado en el frente por el suelo y el nivel freático. Es un método constructivo altamente recomendable para arcillas y limos arcillosos que se encuentran por debajo del nivel de aguas freáticas</p>	<p>Es plausible emplear un escudo de este tipo en materiales arenoso siempre y cuando el suelo cumpla con las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Contenido de materiales finos superior al 7% • Contenido de gravas inferior al 70% • En suelos cohesivos tener un valor en la prueba de penetración estándar (N_{SPT}) inferior a 15 • Contenido de agua superior a 15% en suelos arenosos; y, mayor a 25% en suelos finos 	
Escudo Mixto EPB y lodos de alta densidad	<p>Es una máquina híbrida que inyecta un lodo de alta densidad dentro de la cámara de corte. El Escudo se desarrolló para suelos cuyo bajo nivel de contenido de agua y finos hacen inoperante un EPB o bien los suelos son demasiado gruesos para una máquina de lodos</p>	<p>Aplicable en suelos cuyo porcentaje de gravas es mayor a 85%. Se han empleado adecuadamente en suelos con presencia de boleos de dimensiones de hasta 50cm*25cm*18cm</p>	

3.6. Criterios de análisis y diseño

3.6.1. Estabilidad del frente y las paredes de excavación

El mecanismo de falla de frente establecido por Horn (1961) es comúnmente el más empleado en el desarrollo de metodologías para determinar el nivel de estabilidad del frente. Este mecanismo se muestra en la **Figura B.1.118**.

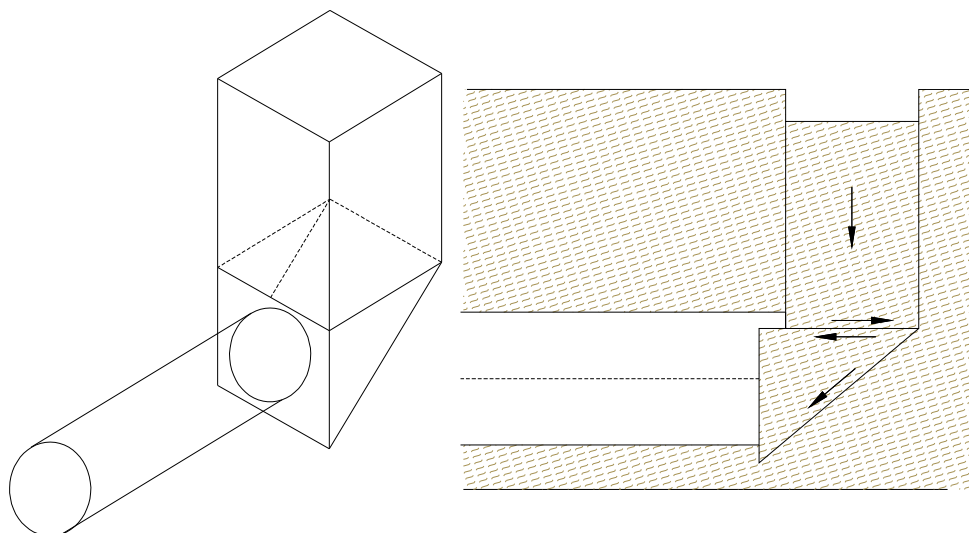


Figura B.1.118. Mecanismo de Horn (1961) para analizar la estabilidad del frente

La evaluación de la estabilidad del frente en suelos cohesivos, donde se considera una sobrecarga en la superficie del suelo (σ_s) así como una presión de sostenimiento en el frente (σ_T), puede determinarse con base en el número de estabilidad (N) propuesto por Broms y Bennemark (1967). Este número de estabilidad se puede expresar, de manera general, como se indica en la ecuación B.1.38.

$$N = \frac{\gamma H + \sigma_s - \sigma_T}{S_u} \tag{B.1.40}$$

donde: N = número de estabilidad, ver **Figura B.1.119**.

H = profundidad desde la superficie hasta el centro del túnel.

γ = peso volumétrico del suelo por encima de la bóveda del túnel.

σ_s = sobrecarga aplicada en superficie.

σ_T = presión de sostenimiento del frente.

S_u = resistencia no drenada al corte.

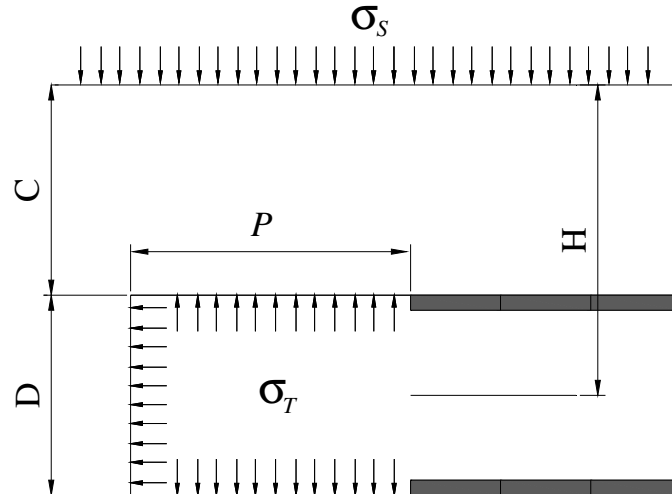


Figura B.1.119. Parámetros que intervienen en la estabilidad del frente en suelos cohesivos

Diversos investigadores (Peck, 1969; ITA/AITES, 2007) han establecido los siguientes criterios para determinar la estabilidad del frente mediante el empleo del número de estabilidad:

cuando $N \leq 3$ la estabilidad del frente es usualmente adecuada.

si $3 < N \leq 6$ entonces se debe de evaluar los asentamientos inducidos en superficie.

cuando $N > 6$ el frente se considera inestable.

De manera adicional a la evaluación del factor de carga, se pueden considerar los criterios establecidos por las ecuaciones B.1.41 y B.1.42. Si se cumple la desigualdad B.1.41 se tiene la necesidad de realizar un análisis detallado de la estabilidad del frente, en tanto que; si se cumple la desigualdad **B.1.42** se tiene la posibilidad de que ocurran fallas locales en el frente.

$$\frac{C}{D} < 2 \quad \text{B.1.41}$$

$$\frac{\gamma D}{S_u} > 4 \quad \text{B.1.42}$$

donde: C = cobertura del túnel.

D = diámetro del túnel.

Ahora bien, con la finalidad de considerar la condición en la cual se ha instalado el revestimiento primario a una distancia P del frente del túnel, Schofield (1980) y Kimura y Mair (1981), han establecido modificaciones en el límite permisible del número de estabilidad, N^* , a partir del cual se considera una condición de inestabilidad en el frente del túnel. Estos resultados se obtuvieron a partir de modelos desarrollados en centrifugas. Estas modificaciones del número de estabilidad permisible se muestran en las gráficas de la **Figura B.1.120**.

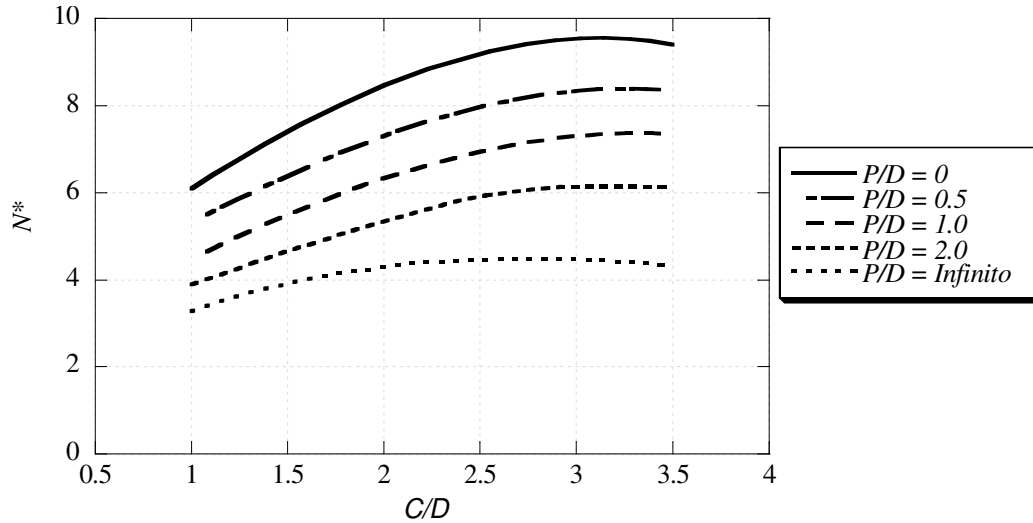


Figura B.1.120. Factor crítico de carga, N^* , versus la relación cobertura-diámetro (C/D), Modificada a partir de Kimura y Mair (1981)

Un aspecto que es de vital importancia cuando se analiza la estabilidad del frente de un túnel es determinar el tiempo durante el cual permanecerá estable. Durante dicho tiempo pueden generarse desplazamientos importantes al interior del túnel generados por la disipación del exceso de presión de poro e inclusive el flujo plástico (*creep*) del suelo.

El tiempo durante el cual el frente puede permanecer estable depende directamente de la permeabilidad de los suelos. Es plausible desarrollar curvas donde se relacione dicha permeabilidad con el tiempo durante el cual el frente será estable, por ejemplo: en la **Figura B.1.121** se muestra esta relación para el caso de un suelo granular (con inyección de bentonita) con ángulo de fricción de 37.5° .

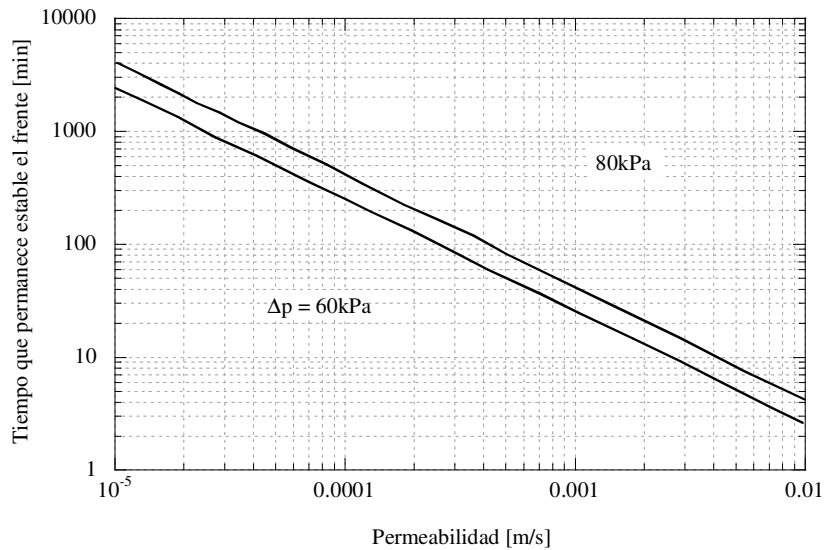


Figura B.1.121. Tiempo de estabilidad del frente como una función de la permeabilidad del suelo (suelo granular con un $\phi = 37.5^\circ$ y 4% de bentonita), Anagnostou y Kovári (1994)



A.2.3 *Control de asentamientos*

Naturalmente deberían de obtenerse resultados más satisfactorios si previo al inicio de la construcción del túnel se efectuase una estrategia para minimizar los posibles incidentes e impactos que los trabajos inducirán en las estructuras colindantes. Sin embargo, esta solución óptima es complicada de llevar a cabo en la práctica, puesto que en las obras de túneles existe una gran cantidad de variables con niveles importantes de incertidumbre, tanto en la respuesta del suelo como en las condiciones reales de las estructuras colindantes. Con la finalidad de limitar la magnitud de los asentamientos en proyectos de túneles, las técnicas aplicadas pueden ser de tipo preventivo o de mitigación. No obstante esta distinción es subjetiva y más bien depende de cuándo se decide implementarla.

A.2.3.1 *Técnicas preventivas para control de desplazamientos*

Las técnicas preventivas implementadas para limitar la magnitud de desplazamientos se llevan a cabo en la fase de diseño preliminar del túnel; en la cual el diseñador deberá de seleccionar el trazo del túnel que ofrezca las condiciones más favorables para el control de asentamientos, las cuales es factible de lograr si, durante el proceso de selección del trazo de túnel, se toman en consideración las siguientes recomendaciones (ITA/AITES, 2007):

- Seleccionar la profundidad donde la longitud de cobertura sea mayor, limitando esta recomendación cuando se detecten estratos cuyas propiedades mecánicas indiquen la posibilidad de problemas de estabilidad.
- Garantizar que el suelo a excavar tenga las propiedades mecánicas que permitan definirlo como estable al menos en un espesor de un diámetro del túnel por encima de la bóveda. Es preferible construir un túnel más cercano a la superficie que asumir el riesgo de un colapso durante el proceso constructivo debido a propiedades desfavorables de los suelos.
- Elegir la sección transversal más pequeña posible. Seguir esta recomendación conduce, en el caso particular de proyectos de transporte, a seleccionar entre un túnel individual o emplear túneles gemelos. De manera usual es conveniente emplear túneles gemelos a un único túnel de diámetro mayor; aun así, se debe de garantizar que la distancia entre los dos túneles sea suficiente para evitar la generación de asentamientos acumulados.
- Seleccionar aquel trazo de túnel donde sea posible el empleo de escudos.

A.2.3.2 *Mejoramiento de suelos*

Como segunda alternativa para coadyuvar la generación de asentamientos se propone el mejorar las propiedades, tanto mecánicas como hidráulicas, de los suelos. Esto con la finalidad de garantizar que serán estables durante el proceso de excavación. La aplicación de las técnicas de mejoramiento para el control de asentamientos se ha de diseñar para garantizar una favorable

modificación de la trayectoria de asentamientos generados conforme avanza la construcción del túnel; la **Figura B.1.122** pone de manifiesto el riesgo de ignorar este efecto; y, en la **Figura B.1.123** se muestra una colocación más adecuada del mejoramiento, el cual modifica la trayectoria de desplazamientos.

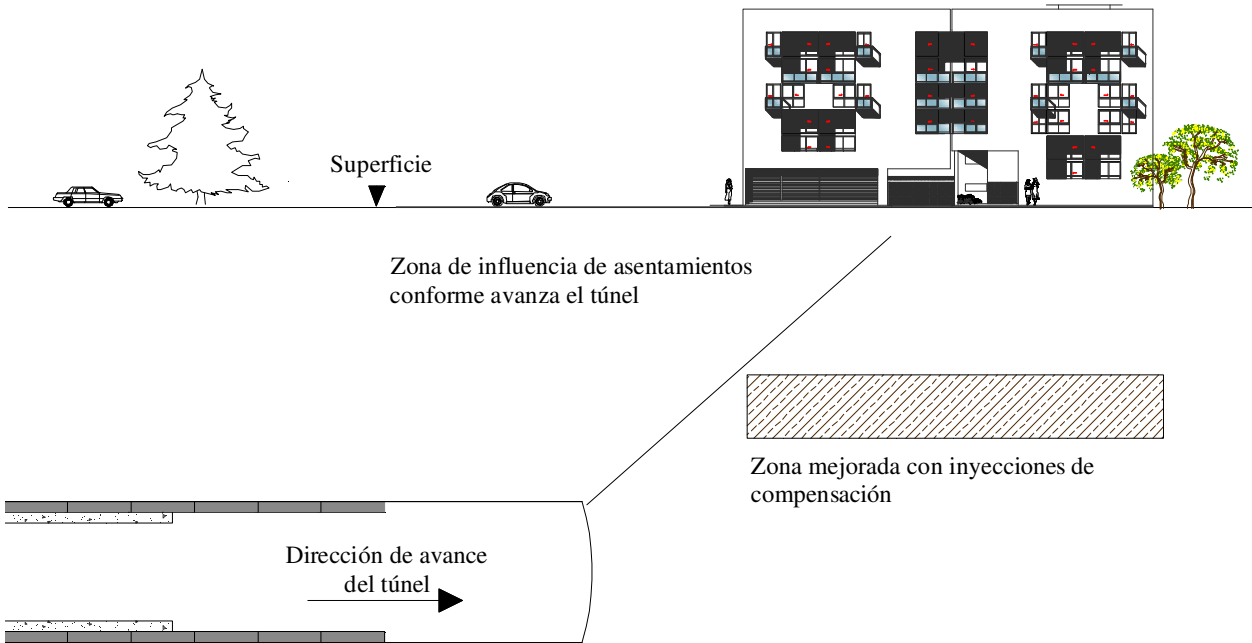


Figura B.1.122. Posición poco eficiente de la zona de mejoramiento conforme avanza el túnel

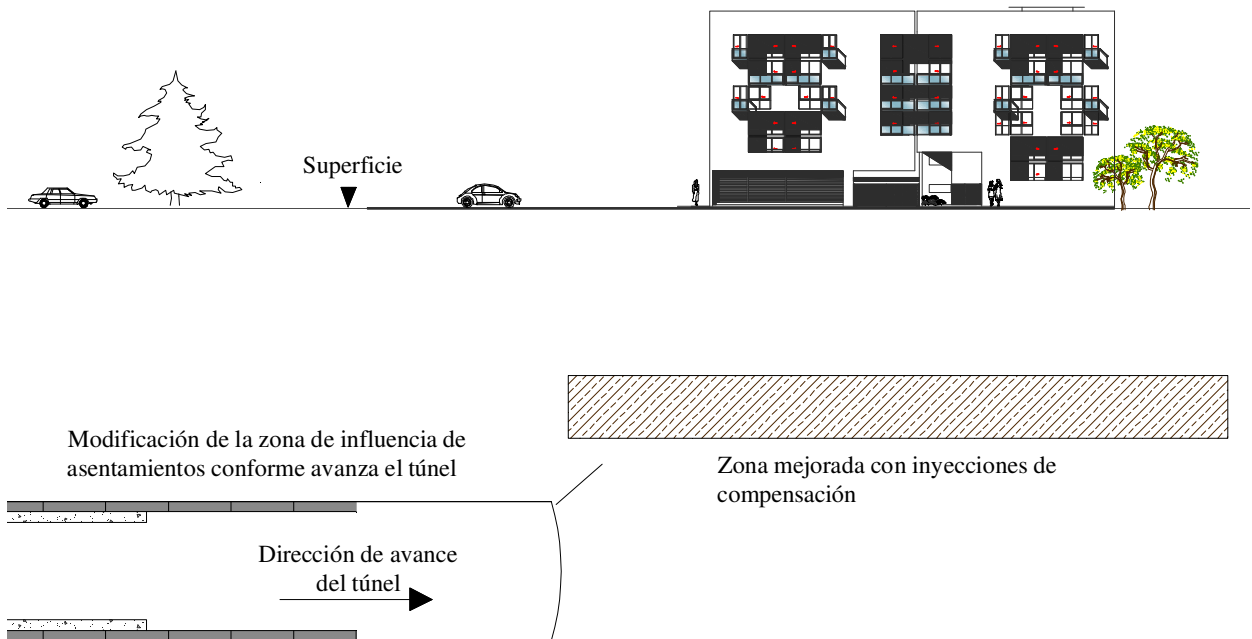


Figura B.1.123. Posición poco eficiente de la zona de mejoramiento conforme avanza el túnel



A continuación se bosquejan algunos métodos de mejoramiento de suelo.

- Inyecciones de consolidación: se emplean con un doble objetivo: 1) incrementar la cohesión del suelo y 2) reducir su permeabilidad. Esta técnica se puede implementar desde la superficie, cuando las condiciones del sitio lo permitan, o desde el interior del túnel (reduciendo en una disminución de la velocidad de avance); cuando se implementan inyecciones de consolidación en túneles donde el avance se realiza con escudo, se deben de colocar equipos complementarios durante su manufactura. La implementación de esta técnica puede generar expansiones en la masa de suelo, principalmente donde la cobertura del túnel es pequeña i. e., túneles en área urbanas, si durante el proceso se induce fracturamiento dentro de la masa de suelo. Se debe de tener en cuenta el riesgo de contaminar el agua freática en el proceso de inyección
- Inyecciones de compactación: en el caso de que se tenga que llevar a cabo un proceso de excavación en materiales tales como rellenos, para los cuales el empleo de inyecciones de consolidación implique el empleo de grandes cantidades de lechada sin garantizar la eficiencia del mejoramiento, o bien en algunos materiales sueltos, es asequible obtener un incremento significativo en la rigidez del medio mediante la inyección de un mortero seco. Esta técnica se puede implementar desde la superficie como parte de un proyecto de reforzamiento del suelo, su eficiencia se debe de controlar topográficamente con la finalidad de monitorear las expansiones del suelo generados en superficie
- Jet grouting: Esta técnica consiste en realizar una inyección a alta velocidad de lechada dentro de la masa de suelo. La inyección de la lechada, con varios niveles de velocidad depende de la técnica empleada (simple, doble o triple chorro). La desestructuración del suelo varía con su compacidad. La lechada se mezcla con el suelo para formar una columna de suelo estabilizado; el diámetro de la columna varía en un rango entre 0.3-1.2m dependiendo de la técnica empleada y la consistencia y naturaleza del suelo. Esta alternativa de mejoramiento de suelo se puede llevar a cabo a través de barrenos verticales, inclinados o sub-horizontales; esta última opción se puede implementar desde el frente del túnel. Se debe de tener especial atención en la implementación del Jet grouting en suelos finos pues las altas presiones pueden inducir fracturamiento y expansiones excesivas. La implementación de esta técnica tiene algunas restricciones tales como: remoción de escombros, consumo de energía y una pérdida instantánea de la capacidad de carga del suelo previo al colocado de la lechada; estas restricciones requieren ser evaluadas previo a la implementación de esta técnica.
- Congelación: el principio de esta técnica es construir una zona alrededor de la excavación donde el suelo sea congelado. Se debe de llevar a cabo el congelamiento de la sección transversal del túnel si la capacidad del sistema es suficiente. Esta técnica es aplicable en suelos con permeabilidades inferiores a 10^{-3} m/s. El método de congelación se puede llevar a cabo desde la superficie o desde el frente; en ambos casos, la principal dificultad están principalmente en: 1) el control de la desviación de los barrenos durante la instalación de la tubería de congelamiento y 2) controlar la circulación de grandes cantidades de agua. Llevar a cabo la congelación del suelo abre la posibilidad de flujo de agua hacia el congelante generando con ello

asentamientos y la alteración de las propiedades del suelo al final del proceso de congelamiento.

Finalmente, una tercera alternativa para mitigar los efectos de los desplazamientos inducidos por la construcción de un túnel consiste en llevar a cabo un refuerzo previo de aquellas estructuras que pudiesen verse afectadas, ya sean subterráneas o superficiales, por los procesos constructivos del túnel. Algunas opciones disponibles para implementar esta alternativa son las siguientes (ITA/AITES, 2007): 1) Refuerzo de la cimentación con el objetivo de reducir la vulnerabilidad de las estructuras ante desplazamientos laterales y 2) Colocar marcos estructurales (principalmente en zonas como puertas y ventanas) para reducir las distorsiones locales.

A.3 Metodologías de análisis y diseño de túneles

A.3.1 Metodologías para la determinación de asentamientos generados en superficie

A.3.1.1 Método de Peck (1969)

El método de Peck (1969) estima los asentamientos generados en superficie con base en las ecuaciones B.1.43 y B.1.44. La aplicación de esta metodología presenta el inconveniente de la determinación de los parámetros i y V_S ; Peck (1969) estableció correlaciones para la determinación de estos parámetros en función del número de estabilidad (N) y la profundidad del túnel (H); sin embargo, estas correlaciones típicamente son imprecisas y por ello es más conveniente determinar los parámetros a partir del monitoreo en proyectos de túneles realizados con anterioridad en la zona de estudio (Melis y Medina, 2005).

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{V_S}{i\sqrt{2\pi}} \quad \text{B.1.43}$$

$$S(y) = S_{m\acute{a}x} e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)} \quad \text{B.1.44}$$

donde $S_{m\acute{a}x}$ = es el asentamiento máximo sobre el eje del túnel

y = representa a la distancia ortogonal al eje del túnel

i = es la posición del punto de inflexión en la curva de distribución normal

V_S = volumen de la superficie de asentamiento, **Figura B.1.124**

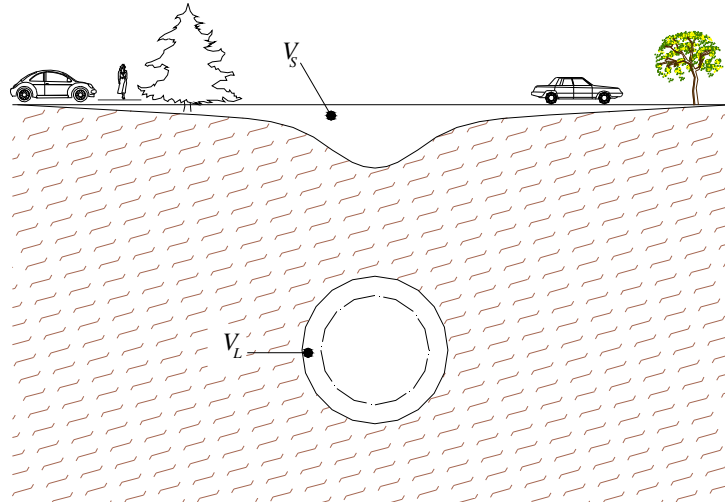


Figura B.1.124. Terminología empleada en las metodologías para determinar el asentamiento en superficie generado por la construcción de túneles

A.3.1.2 Método de Oteo y Moya (1979)

El método de Oteo y Moya (1979) es un método semiempírico en el cual se determinan los asentamientos generados en superficie a partir de la ecuación B.1.45 y B.1.46.

$$S(y) = \Psi \frac{\gamma D^2}{E_{\text{Extensión}}} (0.85 - \nu) e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)} \quad \text{B.1.45}$$

$$\frac{i}{R} = \eta \left(1.05 \frac{H}{D} - 0.42 \right) \quad \text{B.1.46}$$

donde Ψ = es un parámetro empírico obtenido a través del análisis de datos de monitoreo

$E_{\text{Extensión}}$ = módulo de Young obtenido a partir de pruebas de extensión

ν = relación de Poisson

η = parámetro que depende de las propiedades del suelo (Oteo y Moya, 1979; Sagaseta, *et al.*, 1980)

R = radio del túnel

Los parámetros restantes ya han sido definidos previamente

A.3.1.3 Método de Reséndiz y Romo (1981)

El método establecido por Reséndiz y Romo (1981) es aplicable a suelos blandos, para los cuales los desplazamientos en superficie se obtienen con las ecuaciones B.1.47 a B.1.50.

$$\frac{S(y)}{S_{m\acute{a}x}} = e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y'}{\Omega+0.18y'}\right)^2} \quad \text{B.1.47}$$

$$\frac{S_{m\acute{a}x}}{z+D} = \left(0.0083 - 0.0025 \frac{z}{C}\right) (\sigma_h^0 - \sigma_T) \frac{\epsilon_f}{\sigma_f} F \quad \text{B.1.48}$$

$$\Omega = 1.45 - 1.15 \frac{z}{C} \quad \text{B.1.49}$$

$$y' = \frac{y}{z+D} \quad \text{B.1.50}$$

donde σ_h^0 = esfuerzo vertical inicial en el eje del túnel

ϵ_f = la deformación axial media en la condición de falla del suelo desde la superficie hasta la contrabóveda del túnel

σ_f = resistencia a la compresión media del suelo desde la superficie hasta la contrabóveda del túnel

F = es un factor adimensional que depende de la relación $x/(z+D)$, **Figura B.1.125**

Los parámetros restantes ya han sido definidos previamente

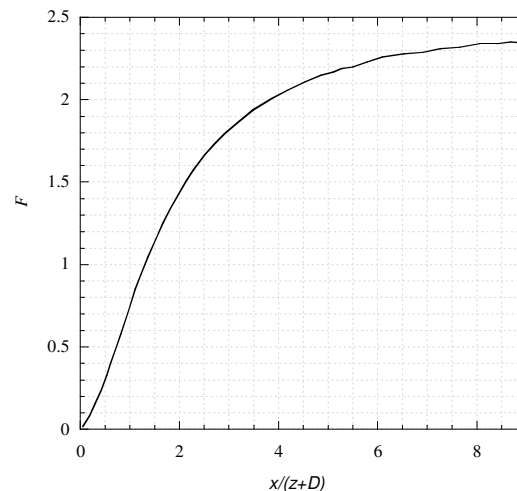


Figura B.1.125. Determinación del parámetro F para la aplicación de la metodología de Reséndiz y Romo (1981)

A.3.1.4 Método de Verruijt y Booker (1996)

El método de Verruijt y Booker (1996) considera la variación de la relación de Poisson y se expresa mediante la ecuación B.1.51.



$$S(y) = 4\varepsilon_r R(1-\nu) \frac{H}{y^2 + H^2} - 2 \frac{\delta_r^{m\acute{a}x}}{\varepsilon_r} R^2 \frac{H(y^2 - H^2)}{(y^2 + H^2)^2} \quad \text{B.1.51}$$

donde $\delta_r^{m\acute{a}x}$ = desplazamiento radial máximo dividido por el radio del túnel
 ε_r = la deformación radial; la cual se puede estimar como la pérdida de volumen dividido entre dos

A.3.1.5 Método de Loganathan y Poulos (1998)

Loganathan y Poulos (1998) propusieron un método para determinar los asentamientos generados en superficie que se expresa mediante las ecuaciones B.1.52 y B.1.53.

$$S(y) = (1-\nu) \frac{H}{y^2 + H^2} (4gR + g^2) e^{\left\{ \left[\frac{1.38y^2}{(H+R)^2} \right] \right\}} \quad \text{B.1.52}$$

$$g = G_p + U_{3D} + \underline{\omega} \quad \text{B.1.53}$$

donde G_p = al espacio físico existente entre las dovelas y el suelo; si durante el proceso constructivo se emplean inyecciones en este espacio, el valor de G_p se reduce entre 7 y 10% de su valor original

U_{3D} = la deformación plástica tridimensional equivalente en el frente del túnel; si se emplea un escudo de frente presurizado este valor se considera igual a 0

$\underline{\omega}$ = parámetro que toma en cuenta la calidad del proceso constructivo; si se tiene un procedimiento constructivo de buena calidad el valor de este parámetro se considera igual a 0

A.3.1.6 Método de González y Sagaseta (2001)

El método de González y Sagaseta (2001) determina los desplazamientos generados en superficie mediante la aplicación de la ecuación B.1.54 y B.1.55.

$$S(y) = 2\varepsilon_r R \left(\frac{R}{H} \right)^{2\alpha_s - 1} \frac{1}{(1 + \underline{y}^2)^{\alpha_s}} \left(1 + \rho \frac{1 - \underline{y}^2}{1 + \underline{y}^2} \right) \quad \text{B.1.54}$$

$$\rho = \frac{\delta_r^{m\acute{a}x}}{R\varepsilon_r} \quad \text{B.1.55}$$

donde:

α_s = parámetro que toma en cuenta la posibilidad de que se presenten deformaciones volumétricas plásticas que contribuyan a la generación de desplazamientos adicionales, el

método propone un valor de 1 para suelos arcillosos y comprendido entre 1 y 2 para suelos arenosos

y = la distancia relativa al eje del túnel, la cual se determina mediante y/H

A.3.1.7 Método de Bobet (2001)

Por otra parte, la metodología propuesta por Bobet (2001) se desprende de un análisis analítico, siendo aplicable a suelos saturados y túneles de sección circular. Bobet (2001) realiza su análisis para dos condiciones de excavación, considerando frente abierto y frente presurizado. Los asentamientos máximos para frente abierto están dados por la ecuación B.1.56; y, los asentamientos máximos para frente presurizado están representados mediante la ecuación B.1.57.

$$S(y)_{\text{máx}} = -\frac{V_L R}{H} + \frac{1+\nu}{E} \left\{ \gamma R^2 \left[\frac{R^2}{8H^2} \left(K_0 - \frac{\nu}{1-\nu} \right) - \frac{1}{4} \frac{3-4\nu}{1-\nu} \ln H + \frac{1}{8} \gamma_w (1-K_0) \frac{R^4}{H^2} \right] \right. \\ \left. + \gamma' H (1-K_0) R * \left[-2(1-\nu) \frac{R}{H} + \frac{1}{8} (9-4\nu) \frac{R^3}{H^3} - \frac{1}{4} \frac{R^5}{H^5} \right] \right\} \quad \text{B.1.56}$$

$$S(y)_{\text{máx}} = \frac{1+\nu}{E} \left\{ -\left[\frac{3-4\nu}{4(1-\nu)} \gamma R \ln H + \frac{\gamma' H (1+K_0) R^2}{2} \right] + \frac{(1-2\nu)}{8(1-\nu)} \gamma H R \frac{R^3}{H^3} \right. \\ \left. + \gamma' H (1-K_0) R * \left[(\nu-1) \frac{R}{H} + \frac{1}{2} (2-\nu) \frac{R^3}{H^3} - \frac{1}{4} \frac{R^5}{H^5} \right] + \gamma_w \frac{R^3}{H} \right\} - \frac{V_L R}{H} \quad \text{B.1.57}$$

donde K_0 = coeficiente de tierras en reposo

γ_w = peso volumétrico del agua

V_L = pérdida de suelo

A.3.1.8 Método de Alberro-Melan (2012)

El método Alberro-Melan (2012) toma en consideración el “efecto burbuja” en el cálculo de la magnitud y dirección de los desplazamientos inducidos por el efecto de la construcción del túnel. El método Alberro-Melan (2012) ha sido calibrado con resultados desprendidos del Método de los Elementos Finitos por Zaldivar, *et al.* (2012)

A continuación se presenta una metodología para determinar la distribución de esfuerzos y desplazamientos en el medio alrededor de un túnel, considerando: tanto el cierre de la excavación (solución de Alberro, 1983), como el “efecto burbuja” (ecuaciones de Melan, 1932). Asimismo, se lleva a cabo la determinación de los desplazamientos inducidos, a través de la aplicación del principio de superposición de las dos soluciones mencionadas.

- Las hipótesis en las que se basa la metodología propuesta, son:
- La sección transversal del túnel es circular.



- Se consideran condiciones de deformación plana.
- El comportamiento del medio es elástico lineal.
- El medio es homogéneo e isótropo.
- El revestimiento no sufre deformación en la dirección perimetral.
- El revestimiento del túnel se coloca inmediatamente después de la excavación.
- El túnel se localiza a una profundidad mayor a dos veces su diámetro (no se considera el efecto de la superficie libre; Mindlin, 1940).

Solución de Alberro

Los campos de esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel inducidos por el cierre de la excavación se determinan a través de la solución propuesta por Alberro (1983), la cual considera los esfuerzos actuantes (S_1 y S_2) que se muestran en la **Figura B.1.126**.

Para el estado bidimensional de esfuerzos, Alberro dedujo que los esfuerzos en el medio, una vez que ha tenido lugar la colocación instantánea del revestimiento, son los siguientes:

$$\sigma_r = \frac{S_1 + S_2}{2} + \frac{S_1 - S_2}{2} \cos(2\theta) + \Delta\sigma_r \quad \text{B.1.58}$$

$$\sigma_\theta = \frac{S_1 + S_2}{2} - \frac{S_1 - S_2}{2} \cos(2\theta) + \Delta\sigma_\theta \quad \text{B.1.59}$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{S_1 - S_2}{2} \sin(2\theta) + \Delta\sigma_{r\theta} \quad \text{B.1.60}$$

con:

$$\Delta\sigma_r = \frac{\cos(2\theta)}{1-\nu} (S_1 m_1 - S_2 m_2) \left[(1-\nu) \frac{a^2}{r^2} - \nu \frac{a^4}{r^4} \right] \quad \text{B.1.61}$$

$$\Delta\sigma_\theta = \nu \frac{\cos(2\theta)}{1-\nu} (S_1 m_1 - S_2 m_2) \frac{a^4}{r^4} \quad \text{B.1.62}$$

$$\Delta\sigma_{r\theta} = \frac{\sin(2\theta)}{2(1-\nu)} (S_1 m_1 - S_2 m_2) \left[(1-\nu) \frac{a^2}{r^2} - 2\nu \frac{a^4}{r^4} \right] \quad \text{B.1.63}$$

con:

$$m_1 = \frac{-3a^3 E(1-\nu)}{2(1+\nu)(3-\nu)(6E_r I - S_1 a^3) + a^3 E(1-\nu)} \quad \text{B.1.64}$$

$$m_2 = \frac{-3a^3 E(1-\nu)}{2(1+\nu)(3-\nu)(6E_r I - S_2 a^3) + a^3 E(1-\nu)} \quad \text{B.1.65}$$

donde:

- σ_r = esfuerzo radial,
- S_1 = esfuerzo horizontal actuante
- S_2 = esfuerzo vertical actuante
- θ = ángulo radial medido (**Figura B.1.126**)
- r = distancia radial al centro del túnel
- σ_θ = esfuerzo angular
- $\sigma_{r\theta}$ = esfuerzo cortante
- ν = relación de Poisson
- a = radio del túnel
- m_1 y m_2 = constantes características
- E = módulo de elasticidad del medio
- E_r = módulo de elasticidad del revestimiento
- I = inercia de la sección estructural del revestimiento.

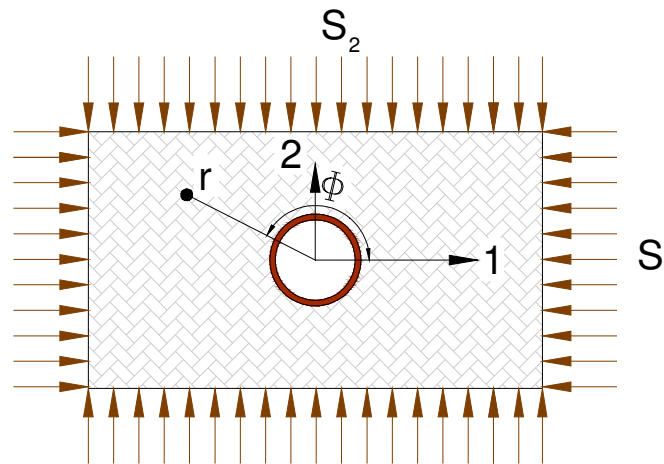


Figura B.1.126. Esfuerzos actuantes durante la construcción del túnel (Alberro, 1983)

Los desplazamientos generados por la deformación del revestimiento, están dados por las siguientes expresiones:

$$u_r = \frac{r \cos(2\theta)(1+\nu)}{E(1-\nu)} (S_1 m_1 - S_2 m_2) \left[\frac{\nu a^4}{3 r^4} - \frac{a^2}{r^2} \right] \quad \text{B.1.66}$$

$$u_\theta = \frac{r \sin(2\theta)(1+\nu)}{2E(1-\nu)} (S_1 m_1 - S_2 m_2) \left[\frac{2\nu a^4}{3 r^4} + (1-\nu) \frac{a^2}{r^2} \right] \quad \text{B.1.67}$$

$$u_{r\theta} = \frac{-\sin(2\theta)(1+\nu)}{E(1-\nu)} (S_1 m_1 - S_2 m_2) \left[2\nu \frac{a^4}{r^4} + (1-\nu) \frac{a^2}{r^2} \right] \quad \text{B.1.68}$$

donde:

u_r = desplazamiento radial

u_θ = desplazamiento angular

$u_{r\theta}$ = distorsión angular.

Esta solución considera que el revestimiento es incompresible en dirección perimetral, pero puede deformarse (rigidez a la flexión definida por EI , ecs. B.1.64 y B.1.65).

Solución de Melan

La descarga generada en el medio debida a la excavación de un túnel (“efecto burbuja”) puede estimarse haciendo uso de la teoría de la elasticidad. En 1932, Melan propuso ecuaciones para determinar el campo de esfuerzos y desplazamientos que se generan en un medio debido a una carga lineal de longitud supuesta infinita, **Figura B.1.127**. Esta solución también puede encontrarse integrando las ecuaciones de Mindlin (1936) para un estado plano de deformaciones, **Figura B.1.128**.

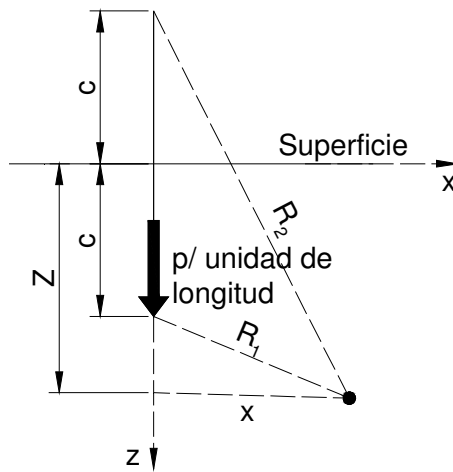


Figura B.1.127. Problema de Melan (1932)

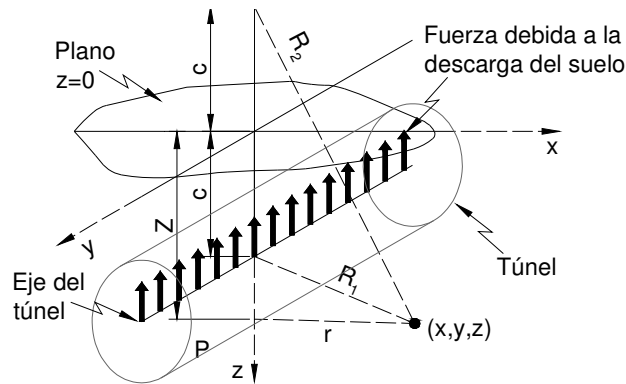


Figura B.1.128. Fuerza normal debida a la descarga del suelo actuando en el eje del túnel, problema de Mindlin (1936)

La magnitud de la fuerza debida a la descarga del suelo puede determinarse, como:

$$p = \gamma \pi a^2 - p_r \quad \text{B.1.69}$$

donde:

p = fuerza debida a la descarga del suelo por unidad de longitud

γ = peso volumétrico del medio

p_r = peso del revestimiento

De acuerdo con Melan, el incremento de esfuerzos generado por la descarga p , puede calcularse, como:

$$\Delta \sigma_z = \frac{p}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(2-c)^3}{R_1^4} + \frac{(z+c)}{R_2^4} [(z-c)^2 + 2cz] - \frac{8cz(z+c)x^2}{R_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left(\frac{z-c}{R_1^2} + \frac{3z+c}{R_2^2} - \frac{4zx^2}{R_2^4} \right) \right\} \quad \text{B.1.70}$$

$$\Delta \sigma_x = \frac{p}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-c)x^2}{R_1^4} + \frac{(z+c)(x^2 + 2c^2) - 2cx^2}{R_2^4} + \frac{8cz(z+c)x^2}{R_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left(-\frac{z-c}{R_1^2} + \frac{z+3c}{R_2^2} + \frac{4zx^2}{R_2^4} \right) \right\} \quad \text{B.1.71}$$

$$\Delta \sigma_{xz} = \frac{px}{\pi} \left\{ \frac{m+1}{2m} \left[\frac{(z-c)^2}{R_1^4} + \frac{z^2 - 2cz - c^2}{R_2^4} + \frac{8cz(z+c)^2}{R_2^6} \right] + \frac{m-1}{4m} \left(\frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2} + \frac{4z(c+z)}{R_2^4} \right) \right\} \quad \text{B.1.72}$$

con:

$$m = \frac{1-\nu}{\nu} \quad \text{B.1.73}$$

donde:

c = distancia desde la superficie del medio hasta el eje longitudinal del túnel

R_1 = distancia radial a partir del centro del túnel a cualquier punto en el medio

R_2 = distancia radial a partir de un punto imaginario colocado a una distancia c por encima del superficie hasta el punto de interés en el medio

Distribución de esfuerzos y desplazamientos considerando el “efecto burbuja”

Debido a que se considera un comportamiento elástico del suelo y del revestimiento, es aplicable el principio de superposición para obtener el campo de esfuerzos total que se presentará tanto por el cierre de la excavación (ecuaciones B.1.58, B.1.59 y B.1.60) como por el “efecto burbuja” (ecuaciones B.1.70, B.1.71 y B.1.72).

Con el propósito de llevar a cabo dicha superposición es necesario transformar las ecs. B.1.58, B.1.59 y B.1.60 al sistema de coordenadas cartesiano. Esta transformación puede efectuarse mediante la siguiente ecuación matricial:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix} = [A] \begin{bmatrix} \sigma_r & \sigma_{r\theta} \\ \sigma_{r\theta} & \sigma_\theta \end{bmatrix} [A]^T \quad \text{B.1.74}$$



con:

$$[A] = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \quad \text{B.1.75}$$

donde las componentes del tensor están dadas por las ecuaciones B.1.58, B.1.59 y B.1.60.

Así pues, el campo de esfuerzos total inducido por el cierre de la excavación y el “efecto burbuja” puede representarse mediante las ecuaciones siguientes:

$$\sigma_x = \sigma_r \cos^2(\theta) + 2 \cos(\theta) \sin(\theta) \sigma_{r\theta} + \sigma_\theta \sin^2(\theta) + \Delta \sigma_x \quad \text{B.1.76}$$

$$\sigma_z = \sigma_r \sin^2(\theta) - 2 \cos(\theta) \sin(\theta) \sigma_{r\theta} + \sigma_\theta \cos^2(\theta) + \Delta \sigma_z \quad \text{B.1.77}$$

$$\sigma_{xz} = (\sigma_\theta - \sigma_r) \sin(\theta) \cos(\theta) - \sin^2(\theta) \sigma_{r\theta} + \cos^2(\theta) \sigma_{r\theta} + \Delta \sigma_{xz} \quad \text{B.1.78}$$

Por otra parte, a partir de las ecuaciones B.1.76, B.1.77 y B.1.78 y empleando la ley de Hooke, aplicada a condiciones de esfuerzo plano, las expresiones para determinar la magnitud de las deformaciones en el medio debidas al cierre de la excavación y al “efecto burbuja”, son:

$$\varepsilon_x = \frac{1-\nu^2}{E} \left[(\sigma_z - \sigma_{z0}) - \frac{\nu}{1-\nu} (\sigma_x - \sigma_{x0}) \right] \quad \text{B.1.79}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1-\nu^2}{E} \left[(\sigma_x - \sigma_{x0}) - \frac{\nu}{1-\nu} (\sigma_z - \sigma_{z0}) \right] \quad \text{B.1.80}$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{xz} \quad \text{B.1.81}$$

donde: σ_{x0} = esfuerzo inicial.

Finalmente, tomando en cuenta las condiciones de frontera del problema, los desplazamientos inducidos en el medio se pueden determinar integrando las ecuaciones B.1.79, B.1.80 y B.1.81, como:

$$u = \int_0^x \varepsilon_x dx \quad \text{B.1.82}$$

$$w = \int_0^z \varepsilon_z dz \quad \text{B.1.83}$$

donde:

u = desplazamiento horizontal

w = desplazamiento vertical

A.3.1.9 Método numéricos

Como metodología adicional de análisis de asentamientos en superficie, se han desarrollado métodos numéricos tridimensionales, los cuales tienen los siguientes objetivos (Leca, *et al.*, 2000):

- Incluir la geometría real del proyecto
- Tomar en cuenta, mediante diferentes modelos constitutivos, un comportamiento más realista del suelos
- Considerar las diversas secuencias de construcción mediante la aplicación de una gran variedad de condiciones de carga y desplazamiento

Asimismo, la aplicación de los métodos numéricos para la determinación de desplazamientos en superficie se debe de realizar tomando en cuenta las siguientes limitaciones (Leca, *et al.*, 2000):

- El proceso de construcción de túneles implica una trayectoria de desplazamientos tridimensionales, el cual puede ser considerado mediante un análisis tridimensional pero generalmente esto es altamente costoso e involucrar tiempos más prolongados de análisis
- El comportamiento de los suelos es complejo y los modelos constitutivos sólo ofrecen una aproximación para su descripción. Conforme la precisión del modelo constitutivo se aproxima más a la descripción real del suelo se incrementan el número de parámetros necesarios en el modelo constitutivo; por tanto, los resultados de los modelos numéricos dependen de los parámetros empleados en los modelos constitutivos los cuales, a su vez, dependerán de la campaña de exploración y de laboratorio ejecutada
- Las técnicas de construcción implican fenómenos de interacción suelo-estructura, los cuales deberán de apreciarse con toda precisión para considerar de manera apropiada sus efectos durante el modelado numérico
- Es importante llevar a cabo una campaña de monitoreo, la cual valide el modelo numérico desarrollado

A.3.2 Metodologías para determinar los elementos mecánicos en el revestimiento

A.3.2.1 Metodología de Einstein y Schwartz (1979)

Einstein y Schwartz (1979) desarrollaron un análisis simplificado para sistema de soporte de túneles. Las hipótesis de su desarrollo consideran que el suelo es un medio infinito, elástico, homogéneo e isótropo donde existe una condición de esfuerzos verticales iniciales dada por σ_z y

de esfuerzos horizontales iniciales dada por $K_0\sigma_z$; el revestimiento se modela mediante una placa de pared delgada con comportamiento elástico, **Figura B.1.129**.

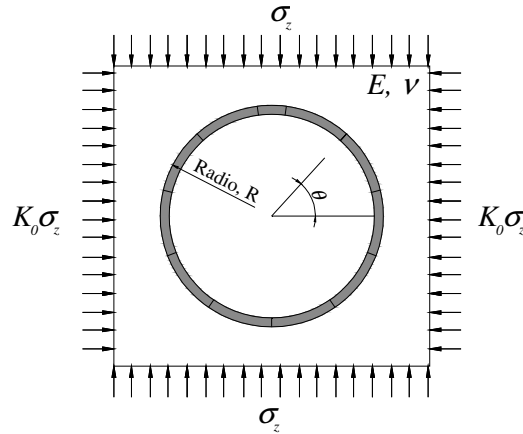


Figura B.1.129. Planteamiento del problema resuelto por Einstein y Schwartz (1979)

El desarrollo de Einstein y Schwartz (1979) incorpora la rigidez relativa del suelo y del revestimiento mediante la introducción de dos parámetros denominados relación de compresibilidad, C^* , y relación de flexibilidad, F^* , respectivamente; estos valores se definen como:

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A(1-\nu^2)} \quad \text{B.1.84}$$

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I(1-\nu^2)} \quad \text{B.1.85}$$

donde $E, \nu =$ constantes elásticas del suelo

$E_s, \nu_s =$ constantes elásticas del sistema de soporte

$A =$ área transversal de la sección del túnel por unidad de longitud

$R =$ radio del túnel

$I =$ momento de inercia de la sección

Las ecuaciones que deducen Einstein y Schwartz (1979) para determinar la carga axial y el momento flexionante inducidos por los esfuerzos generados en la interface suelo-revestimiento están dadas por las ecuaciones B.1.86 y B.1.87, estas ecuaciones son aplicables para una condición donde se generen desplazamientos entre el suelo y el revestimiento:

$$\frac{N}{\sigma_z R} = \frac{1}{2}(1+K_0)(1-a^*_0) + \frac{1}{2}(1+K_0)(1-2a^*_2)\cos(2\theta) \quad \text{B.1.86}$$

$$\frac{M}{\sigma_z R^2} = \frac{1}{2}(1-K_0)(1-2a^*_2)\cos(2\theta) \quad \text{B.1.87}$$

Cuando se asume que no existe desplazamiento relativo entre el suelo y el revestimiento, Einstein y Schwartz (1979) definen que los valores de carga axial y momento flexionante generados en el revestimiento se pueden determinar mediante las ecuaciones B.1.88 y B.1.89:

$$\frac{N}{\sigma_z R} = \frac{1}{2}(1 + K_0)(1 - a^*_0) + \frac{1}{2}(1 - K_0)(1 + 2a^*_2)\cos(2\theta) \quad \text{B.1.88}$$

$$\frac{M}{\sigma_z R^2} = \frac{1}{4}(1 - K_0)(1 - 2a^*_2 + 2b^*_2)\cos(2\theta) \quad \text{B.1.89}$$

Las constantes introducidas en las ecuaciones B.1.90 a B.1.93 se determinan a partir de las siguientes expresiones:

$$a^*_0 = \frac{C^* F^* (1 - \nu)}{C^* F^* (1 - \nu) + C^* + F^*} \quad \text{B.1.90}$$

$$a^*_2 = \beta^* b^*_2 \quad \text{B.1.91}$$

$$\beta^* = \frac{(6 + F^*)C^* (1 - \nu) + 2F^* \nu}{3F^* + 3C^* + F^* + 2C^* F^* (1 - \nu)} \quad \text{B.1.92}$$

$$b^*_2 = \frac{C^* (1 - \nu)}{2[C^* (1 - \nu) + 4\nu - 6\beta^* - 3\beta^* C^* (1 - \nu)]} \quad \text{B.1.93}$$

A.3.2.2 Metodología de Rodríguez, et al., (2012)

El desarrollo de métodos numéricos son herramientas de uso común para determinar las cargas transmitidas al revestimiento puesto que nos permiten construir modelos para describir la interacción túnel-suelo realizando simplificaciones más acordes con la estratigrafía del sitio, el comportamiento mecánico de los suelos, el comportamiento del túnel, la interacción de los revestimientos primario y definitivo, cambios en las presiones de poro, entre otras características.

Rodríguez, et al., (2012) presentó un metodología, basada en el método de los elementos finitos, para el análisis y diseño del revestimiento definitivo de túneles en suelos blandos sometidos al fenómeno de hundimiento regional; la metodología consiste en las siguientes etapas de análisis, la obtención de los esfuerzos y desplazamientos generados con la aplicación de esta metodología se ejemplifica en la **Figura B.1.130**:

Etapas 1: Excavación del túnel y construcción del revestimiento primario: se modela la construcción inmediata después de que el revestimiento primario es colocado. Se ignora el posible relajamiento del suelo por excavación, ya que para los suelos blandos las condiciones de esfuerzo tienden a restablecerse a mediano plazo (Auvinet y Rodríguez,

2010). Para tomar en cuenta el efecto de las juntas de las dovelas se utiliza el parámetro de reducción de la rigidez del anillo (α), el cual se estima a partir de un procedimiento interactivo que consiste en hacer variar la magnitud de dicho parámetro hasta que las convergencias obtenidas en el modelo geotécnico y estructural sean iguales.

Etapa 2: Consolidación del medio debida al exceso de presión de poro generado por la excavación del túnel y la colocación del revestimiento primario: en esta etapa se admite que la disipación de presión de poro se alcanza a disipar poco después de la construcción del túnel; y, por tanto, sólo afecta al revestimiento primario.

Etapa 3: Construcción del revestimiento definitivo: se modela la construcción del revestimiento definitivo, en el cual se incluye una interfaz entre este y el revestimiento primario, que simula la junta que existe en ambos anillos y permite que, de presentarse las condiciones necesarias, ambos elementos trabajen de manera independiente.

Etapa 4: Consolidación del medio debida al exceso de presión de poro generada por la construcción del revestimiento definitivo y por el abatimiento de las presiones intersticiales: se modela el comportamiento del túnel a largo plazo (50 años), por lo cual es necesario considerar la disminución del módulo de elasticidad del concreto por flujo plástico (FR), después se asumen hipótesis, basadas en investigación histórica y monitoreo de la evolución de presiones de poro, acerca del abatimiento de las condiciones piezométricas actuales. En esta etapa de análisis se disipa por completo el exceso de presión de poro.

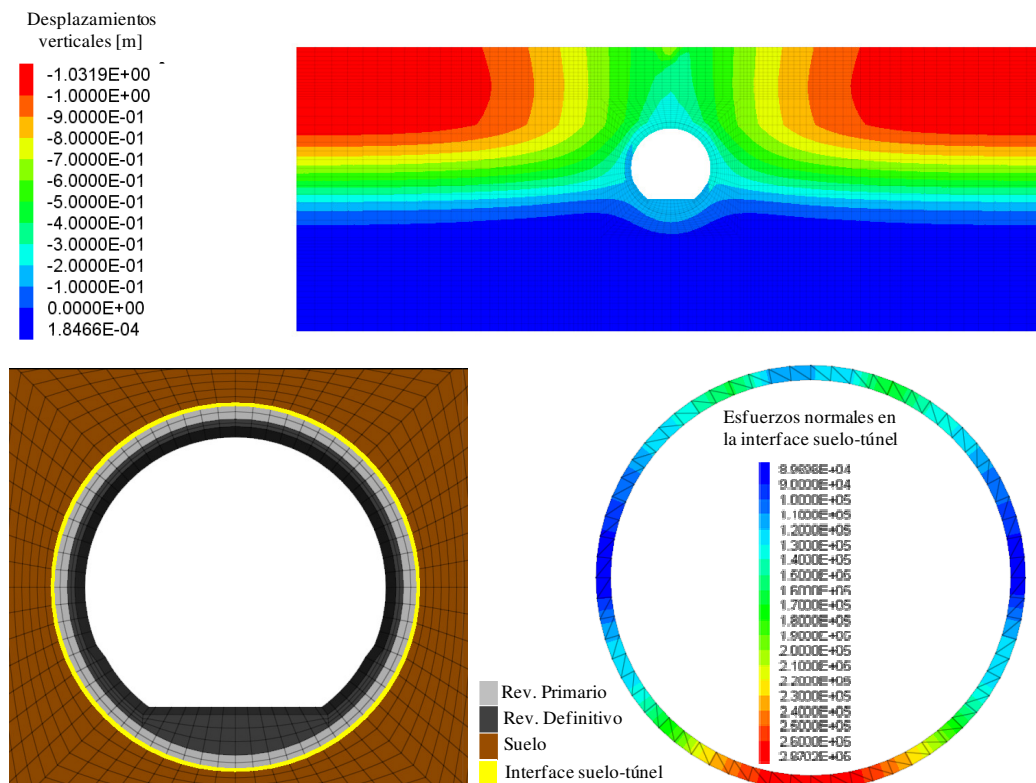


Figura B.1.130. Ejemplificación de la obtención de las cargas transmitidas al túnel con la aplicación de la metodología establecida por Rodríguez, *et al.*, (2012)

A.3.3 Empleo de diagramas de interacción para el dimensionamiento de revestimientos

La representación gráfica del momento flexionante y la carga axial sobre el revestimiento del túnel, en conjugación con su envolvente de falla se denomina diagrama de interacción momento flexionante-carga axial. De manera similar, la representación de la carga axial y la fuerza cortante en contextualización con su correspondiente envolvente de falla se conoce como diagrama de interacción carga axial-fuerza cortante. Ambas representaciones gráficas son comúnmente referenciadas como diagramas de capacidad del revestimiento. Estos diagramas de capacidad son herramientas útiles para el diseño de los revestimientos del túnel, puesto que nos permiten medir el desempeño del revestimiento ante variaciones en el estado de esfuerzos debidos a cambios estratégicos a lo largo del trazo del túnel (Kaiser, 1985; Sauer, *et al.*, 1994).

La construcción rigurosa de los diagramas de capacidad del revestimiento corresponde al Ingeniero especializado en Estructuras; no obstante, es plausible construir diagramas realistas a partir de consideraciones que simplifiquen su obtención. Una de estas simplificaciones es considerar que el revestimiento, bajo las solicitaciones impuestas por el suelo, se comporta en el rango elástico. A continuación se presenta una metodología para la construcción de los diagramas de capacidad teniendo en consideración esta simplificación.

Para la construcción del diagrama de interacción momento flexionante-carga axial considérese el problema representado mediante la **Figura B.1.67a**. La figura ofrece una representación esquemática de una sección de arco sujeta a una carga axial N y un momento flexionante M , y los esfuerzos axiales resultantes, $\sigma_{máx}$ y $\sigma_{mín}$, que de acuerdo con la mecánica de vigas se calcula como sigue (Timoshenko, 1976):

$$\sigma_{máx,mín} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \left(\frac{t}{2} \right) \quad \text{B.1.94}$$

donde t = espesor del revestimiento

La ecuación B.1.94 será válida únicamente cuando el eje neutro de la viga coincida con su eje de simetría, condición que se puede obtener cuando se construye un revestimiento mediante marcos metálicos y concreto lazando en suelos rígidos.

Por otro lado se puede asumir que el revestimiento tiene un esfuerzo permisible tanto a compresión como a tensión, σ_c y σ_t respectivamente. Por tanto el factor de seguridad del se puede definir como:

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_{máx}} = \frac{\sigma_t}{\sigma_{mín}} \quad \text{B.1.95}$$

Las ecuaciones B.1.94 y B.1.95 se pueden combinar para encontrar relaciones entre la carga axial y el momento flexionante asociados a un valor particular del factor de seguridad. Por ejemplo, considerando el $\sigma_{máx}$ y la definición del factor de seguridad dado en la ecuación B.1.95, el valor límite de la carga axial asociado con una falla en compresión será:



$$N = -\frac{|M|At}{2I} + \frac{A\sigma_c}{FS} \quad \text{B.1.96}$$

De manera similar considerando el σ_{\min} el valor límite de la carga axial asociado con una falla en tensión será:

$$N = \frac{|M|At}{2I} + \frac{A\sigma_t}{FS} \quad \text{B.1.97}$$

Igualando las ecuaciones B.1.96 y B.1.97 es posible determinar los valores críticos del momento flexionante M_{cr} asociada a valores determinados del factor de seguridad para falla a tensión y compresión, estos valores se representan mediante la ecuación B.1.98.

$$M_{cr} = \pm \frac{1}{t} \frac{\sigma_c - \sigma_t}{FS} \quad \text{B.1.98}$$

El conjunto de ecuaciones dados mediante las expresiones B.1.96 a B.1.98 se puede representar mediante un diagrama de interacción carga axial - momento flexionante como se muestra en la **Figura B.1.67b**.

Para la construcción del diagrama de interacción fuerza cortante-carga axial considérese el problema representado mediante la **Figura B.1.132a**. La figura ofrece una representación esquemática de una sección de arco sujeta a una carga axial N y una fuerza cortante V , y una distribución parabólica de esfuerzos cortantes a través del espesor de la sección que es inducido por la fuerza cortante. De acuerdo con la mecánica de vigas el esfuerzo cortante máximo se presenta en el eje neutro y está dado por la siguiente ecuación (Timoshenko, 1976):

$$\tau_{\max} = \frac{3V}{2A} \quad \text{B.1.99}$$

A su vez la carga axial induce un esfuerzo normal de magnitud:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \quad \text{B.1.100}$$

Considerando que el estado de esfuerzos para un punto localizado en el eje neutro del arco está completamente dado por los esfuerzos τ_{\max} y σ_{\max} , a partir de los cuales podemos definir los esfuerzos principales mayor y menor, σ_1 y σ_3 respectivamente, a través de la siguiente expresión:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{\max}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\max}}{2}\right)^2 + \tau_{\max}^2} \quad \text{B.1.101}$$

De igual manera que en el diagrama de interacción momento flexionante-carga axial, se considera que el revestimiento tiene un esfuerzo permisible tanto a compresión como a tensión,

σ_c y σ_t respectivamente. Por tanto el factor de seguridad del revestimiento en el eje neutro se puede definir como:

$$FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3} \quad \text{B.1.102}$$

Fusionando las ecuaciones B.1.99 y B.1.102 se pueden encontrar las relaciones entre la carga axial y la fuerza cortante, las cuales se asocian a un valor particular del factor de seguridad. Por ejemplo, considerando el esfuerzo principal mayor y la definición del factor de seguridad, el valor límite de la carga axial N asociado con una falla en compresión resulta ser:

$$N = \frac{A\sigma_c}{FS} - \frac{9V^2FS}{4\sigma_c A} \quad \text{B.1.103}$$

De manera similar, considerando el esfuerzo principal menor, el valor límite de la carga axial asociado con un mecanismo de falla por tensión resulta ser:

$$N = \frac{A\sigma_t}{FS} - \frac{9V^2FS}{4\sigma_t A} \quad \text{B.1.104}$$

El valor crítico de la fuerza cortante, V_{cr} , asociado a un valor particular del factor de seguridad tanto para la condición de falla por compresión como por tensión se expresa mediante la ecuación B.1.105:

$$V_{cr} = \pm \frac{A}{FS} \sqrt{-\frac{9}{4}\sigma_c\sigma_t} \quad \text{B.1.105}$$

Nótese que el valor de σ_t es negativo en la ecuación B.1.105.

El conjunto de ecuaciones B.1.103 a B.1.105 es asequible de representarse mediante un diagrama de interacción carga axial - carga cortante como el que se ilustra en la **Figura B.1.132b**. En esta figura se aprecian dos fronteras de falla, una superior y una inferior, la frontera inferior indica un mecanismo de falla por compresión asociado con cierto factor de seguridad; y, la frontera superior una falla por tensión.

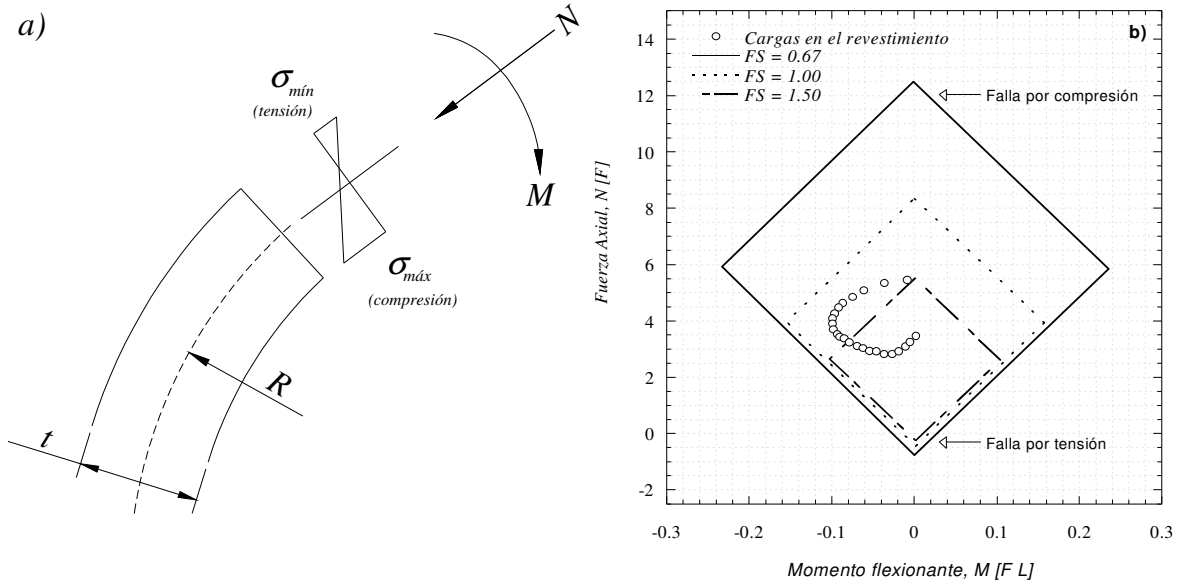


Figura B.1.131. a) Esfuerzos axiales máximos y mínimos en la sección circular. b) Representación gráfica de un diagrama de interacción momento flexionante - carga axial

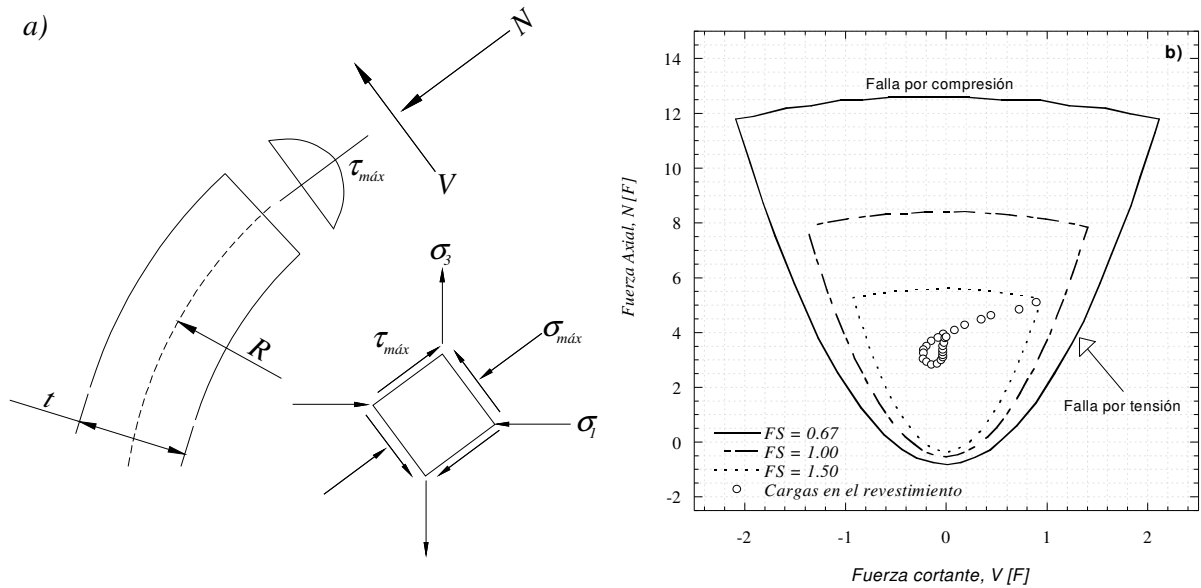


Figura B.1.132. a) Esfuerzos principales en la sección circular. b) Representación gráfica de un diagrama de interacción carga cortante - carga axial



B. Modelos constitutivos en suelos blandos y parámetros que intervienen

B.1 Ecuaciones básicas para definir un modelo plástico

La descripción del flujo plástico en FLAC3d se ha implementado a partir de las siguientes consideraciones:

B.1.1 *El criterio de falla*

El criterio de falla se expresa mediante la siguiente expresión:

$$f(\sigma_n) = 0 \quad \text{B.1.1}$$

donde f , la función de fluencia, es una función conocida que especifica la combinación de esfuerzos límite para la cual el flujo plástico se presenta. Esta función se representa mediante una superficie en el espacio de esfuerzos principales, y todos los puntos de esfuerzo localizados en el interior de la superficie se caracterizan por tener un comportamiento elástico.

B.1.2 *Descomposición de la deformación*

Una relación que expresa la descomposición del incremento de deformación como la suma de una parte elástica y otra plástica:

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^e + \Delta \varepsilon_i^p \quad \text{B.1.2}$$

B.1.3 *Relaciones elásticas*

Las relaciones elásticas entre el incremento de deformación elástica y el incremento de esfuerzos

$$\Delta \sigma_i = S_i \Delta \varepsilon_n^e \quad \text{B.1.3}$$

donde S_i , es una función lineal del incremento de deformación elástica, $\Delta \varepsilon^e$

B.1.4 Regla de flujo

Una regla de flujo ($g(\sigma_n)$) que especifique la dirección del vector de incremento de la deformación plástica

$$\Delta \varepsilon_i^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad \text{B.1.4}$$

donde λ , es una constante; se dice que la regla de flujo es asociada si $g \equiv f$, y no asociada en cualquier otro caso.

B.1.5 Restricciones para el nuevo vector de esfuerzos

Las restricciones para que el nuevo vector de esfuerzos satisfaga la función de fluencia

$$f(\sigma_n + \Delta \sigma_n) = 0 \quad \text{B.1.5}$$

Esta ecuación proporciona una relación para evaluar la magnitud del incremento del vector de deformación plástica.

B.1.6 Procedimiento básico de implementación

Sustituyendo la expresión **B.1.2** dentro de la relación elástica **B.1.3**; y, tomando en consideración las propiedades lineales de la función S_i , se tiene que:

$$\Delta \sigma_i = S_i \Delta \varepsilon_n - S_i \Delta \varepsilon_i^p \quad \text{B.1.6}$$

Si en la ecuación **B.1.6** expresamos el incremento de la deformación plástica a través de la regla de flujo se tiene lo siguiente:

$$\Delta \sigma_i = S_i \Delta \varepsilon_n - \lambda S_i \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad \text{B.1.7}$$

Para el caso especial donde $f(\sigma_n)$ es una función lineal de las componentes σ_i , la ecuación **B.1.6** se puede expresar como:

$$f(\sigma_n) + f^*(\Delta \sigma_n) = 0 \quad \text{B.1.8}$$

donde f^* representa a la función f menos su término constante:

$$f^*(.) = f(.) - f(0_n) \quad \text{B.1.9}$$



Para un punto de esfuerzo σ_n sobre la superficie de fluencia, $f(\sigma_n)=0$, y la ecuación **B.1.8** se transforma, después de la sustitución de la expresión **B.1.7**, y usando la propiedad de linealidad de f^* , en:

$$f^*[S_n(\Delta\varepsilon_n)] - \lambda f^*\left[S_n\left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_n}\right)\right] = 0 \quad \text{B.1.10}$$

Si ahora se define un nuevo vector σ_i^N y un vector elástico “supuesto” representado por σ_i^I entonces:

$$\sigma_i^N = \sigma_i + \Delta\sigma_i \quad \text{B.1.11}$$

$$\sigma_i^I = \sigma_i + S_i(\Delta\varepsilon_n) \quad \text{B.1.12}$$

Nótese que el término $S_i(\Delta\varepsilon_n)$ en la ecuación **B.1.12** representa a la componente i del incremento de esfuerzo inducido por el incremento de la deformación total $\Delta\varepsilon_n$, en caso de que la magnitud del incremento de la deformación plástica sea nula se justifica el término “supuesto” para σ_i^I .

A partir de la ecuación **B.1.12** se tiene lo siguiente:

$$f(\sigma_n^I) = f^*[S_n(\Delta\varepsilon_n)] = 0 \quad \text{B.1.13}$$

Por tanto, a partir de las ecuaciones **B.1.9**, **B.1.10** y **B.1.13** se puede derivar una expresión para representar el término λ :

$$\lambda = \frac{f(\sigma_n^I)}{f\left[S_n\left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_n}\right)\right] - f(0_n)} \quad \text{B.1.14}$$

Ahora bien, empleando la expresión dada para el incremento de esfuerzos, Ec. **B.1.7**, y la definición de vector elástico “supuesto”, ecuación **B.1.12**, el nuevo estado de esfuerzos se puede expresar como:

$$\sigma_i^N = \sigma_i^I - \lambda S_i \frac{\partial g}{\partial \sigma_n} \quad \text{B.1.15}$$

La implementación de los modelos constitutivos, que involucran el desarrollo de estados de plasticidad, en el programa de cómputo Flac3d se realiza a partir de las ecuaciones anteriores.

B.2 Modelo Mohr-Coulomb (MC)

A continuación se realiza la presentación del modelo Mohr-Coulomb (MC) acorde con la notación y ecuaciones que emplea el programa de cómputo FLAC3d, por lo cual se realiza la exposición en término de esfuerzos y deformaciones principales.

B.2.1 Ley de incremento elástico

Las expresiones que representan el incremento de esfuerzos y deformaciones, en término de la Ley de Hook generalizada tienen la forma siguiente:

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_1 &= \alpha_1\Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_2 &= \alpha_1\Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_3 &= \alpha_1\Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e)\end{aligned}\tag{B.2.1}$$

donde α_1 y α_2 son las constantes elásticas del material y están definidas en función del módulo de corte G y el módulo volumétrico K :

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= K + \frac{4}{3}G \\ \alpha_2 &= K - \frac{2}{3}G\end{aligned}\tag{B.2.2}$$

B.2.2 Criterio de falla y regla de flujo

El criterio de falla empleado en Flac3d considera un modelo Mohr-Coulomb con una resistencia limitada a la tensión. Este criterio de falla es válido si se conserva la siguiente relación en cuanto a esfuerzos principales:

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3\tag{B.2.3}$$

El criterio de falla se puede representar en un plano tridimensional como se muestra en la **Figura B.1.67**; y, en un plano (σ_1, σ_3) como se ilustra en la **Figura B.2.2**. Se hace la aclaración que se toma como negativos a los esfuerzos de compresión.

La envolvente de falla $f(\sigma_1, \sigma_3)=0$ está definida desde el punto A hasta el punto B por el criterio de falla Mohr-Coulomb $f^S = 0$ con:

$$f^S = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}\tag{B.2.4}$$

y del punto B al punto C mediante un criterio de falla por tensión de la forma f^t con:



$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t$$

B.2.5

donde:

ϕ = ángulo de fricción interna

c = es la cohesión

σ^t = es la resistencia a tensión del suelo

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

Se hace notar que la resistencia a la tensión no puede exceder el valor del esfuerzo σ_3 , el cual corresponde al punto de intersección de la línea f^S y f $\sigma_1 = \sigma_3$ en el plano $f(\sigma_1, \sigma_3)$. Este valor máximo está dado por:

$$\sigma^t_{m\acute{a}x} = \frac{c}{\tan \phi}$$

B.2.6

Por otro lado, la función potencial se describe mediante dos funciones, g^S y g^t , las cuales se emplean para definir el flujo plástico por cortante y por tensión respectivamente. La función g^S corresponde a una ley de flujo no asociada y tiene la forma:

$$g^S = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi$$

B.2.7

donde:

ψ = ángulo de dilatancia

$$N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

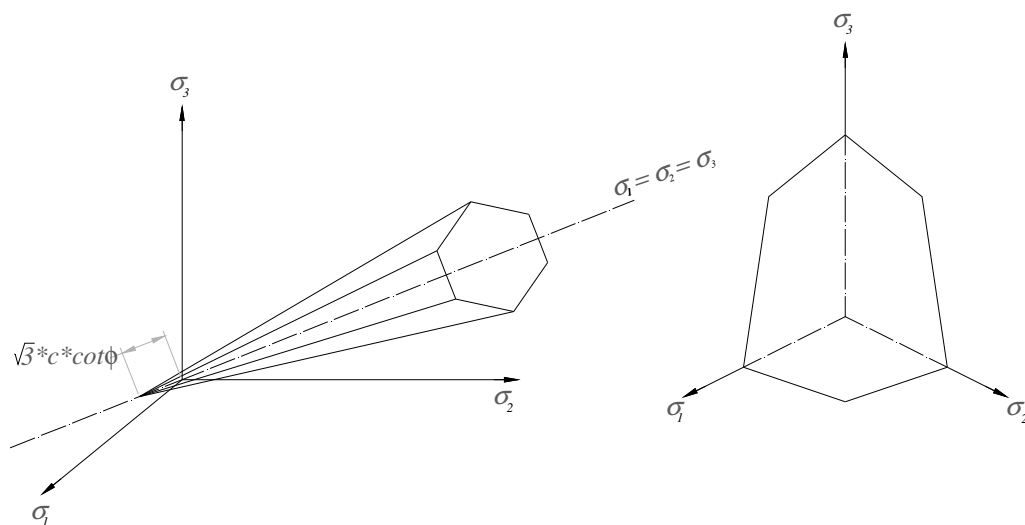


Figura B.2.1. Superficie de fluencia establecida por el criterio de falla Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales

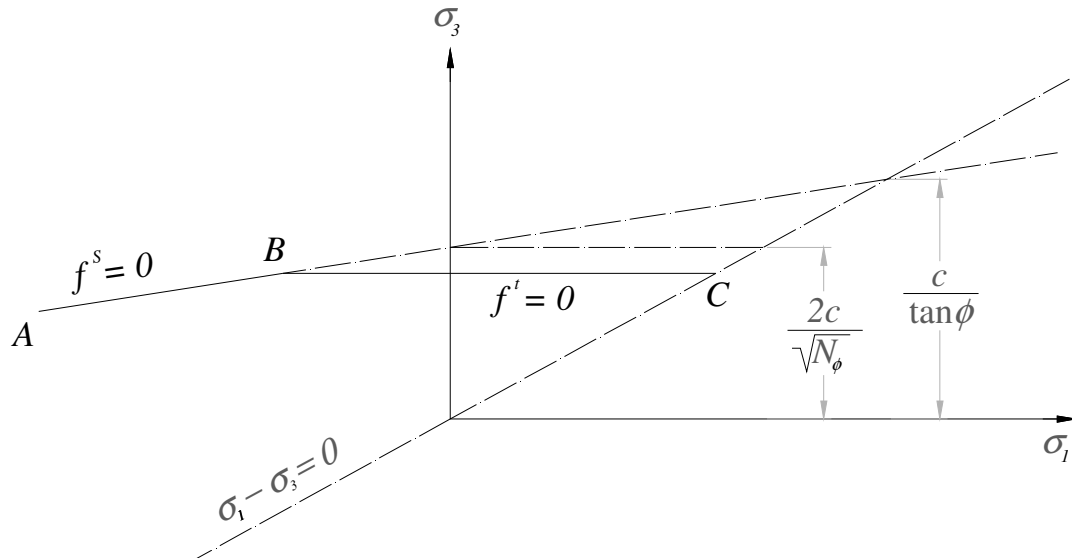


Figura B.2.2. Criterio de falla Mohr-Coulomb implementado en Flac3d

La función corresponde a una regla de flujo asociada y se puede expresar como:

$$g^t = -\sigma_3 \tag{B.2.8}$$

La regla de flujo está definida de manera única mediante la aplicación de la siguiente técnica. Se introduce una función $h(\sigma_1, \sigma_3)$, la cual está representada por la diagonal entre las superficies dadas por $f^s = 0$ y $f^t = 0$ en el plano (σ_1, σ_3) , Figura B.2.3. La función tiene la siguiente forma:

$$h = \sigma_3 - \sigma^t + a^p (\sigma_1 - \sigma^p) \tag{B.2.9}$$

donde:

$$a^p = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi$$

$$\sigma^p = \sigma^t N_\phi - 2c \sqrt{N_\phi}$$

Si el valor de la función h es positivo entonces se presenta una falla por cortante y el punto de esfuerzo se coloca sobre la curva $f^s = 0$ empleando la función potencial dada por g^s . Si el valor de la función h es negativo entonces se presenta una falla por tensión y el punto de esfuerzo se posiciona sobre la curva $f^t = 0$ mediante la función g^t .

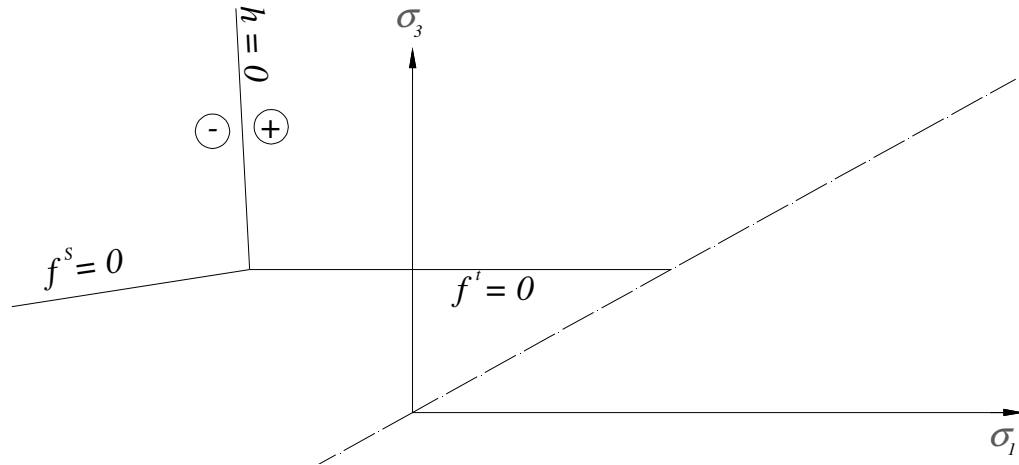


Figura B.2.3. Criterio empleado para la definición de la regla de flujo en el MC

B.2.3 Correcciones plásticas

Primero se considera la falla por cortante, realizando las derivadas parciales de la ecuación B.2.7 se tiene que:

$$\begin{aligned} \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_1} &= 1 \\ \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_2} &= 0 \\ \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_3} &= -N_\psi \end{aligned} \tag{B.2.10}$$

A partir de la ecuación B.1.2 y empleando las ecuaciones dadas en B.2.10 se tienen las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} S_1 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_3} \right) &= \alpha_1 - \alpha_2 N_\psi \\ S_2 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_3} \right) &= \alpha_2 (1 - N_\psi) \\ S_3 \left(\frac{\partial g^s}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_3} \right) &= -\alpha_1 N_\psi + \alpha_2 \end{aligned} \tag{B.2.11}$$

A partir de las ecuaciones B.1.14 y B.1.15 y usando $f = f^s$ se tiene:

$$\sigma_1^N = \sigma_1^I - \lambda^s (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) \tag{B.2.12}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2^N &= \sigma_2^I - \lambda^S \alpha_2 (1 - N_\psi) \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^I - \lambda^S (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2) \\ \lambda^S &= \frac{f^S(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2) N_\phi}\end{aligned}\tag{B.2.13}$$

Ahora, considerando una falla por tensión se deriva parcialmente la función dada en la ecuación **B.2.8** y se tiene:

$$\begin{aligned}\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_1} &= 0 \\ \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_2} &= 0 \\ \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_3} &= 1\end{aligned}\tag{B.2.14}$$

A partir de la ecuación **B.1.2** y empleando las ecuaciones dadas en **B.2.14** se tienen las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}S_1 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_3} \right) &= \alpha_2 \\ S_2 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_3} \right) &= \alpha_2 \\ S_3 \left(\frac{\partial g^t}{\partial \sigma_1}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_2}, \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_3} \right) &= \alpha_1\end{aligned}\tag{B.2.15}$$

A partir de las ecuaciones **B.1.14** y **B.1.15** y usando $f = f^S$ se tiene:

$$\begin{aligned}\sigma_1^N &= \sigma_1^I - \lambda^I \alpha_2 \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I - \lambda^I \alpha_2 \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^I - \lambda^I \alpha_1\end{aligned}\tag{B.2.16}$$

$$\lambda^I = \frac{\sigma_3^I - \sigma^I}{\alpha_1}\tag{B.2.17}$$

Finalmente, sustituyendo la ecuación **B.2.17** en la ecuación **B.2.16** se tiene:

$$\sigma_1^N = \sigma_1^I - \frac{\sigma_3^I - \sigma^I}{\alpha_1} \alpha_2$$

$$\sigma_2^N = \sigma_2^I - \frac{\sigma_3^I - \sigma^I}{\alpha_1} \alpha_2$$

$$\sigma_3^N = \sigma_3^I - \frac{\sigma_3^I - \sigma^I}{\alpha_1} \alpha_1$$

B.2.18

B.2.4 Procedimiento de implementación

Para la implementación del modelo Mohr-Coulomb en el programa de diferencias finitas FLAC3d inicialmente se calcula un vector elástico supuesto (σ_{ij}^I), vector con el cual se determinan, mediante la aplicación de la Ley de Hook generalizada, el incremento total de deformaciones $\Delta \varepsilon_{ij}$. Realizado lo cual se procede a determinar los esfuerzos principales σ_1^I , σ_2^I , σ_3^I y sus correspondientes direcciones.

Si el vector de esfuerzos σ_1^I , σ_2^I , σ_3^I viola el criterio de fluencia, entonces se pueden tener dos casos: $h(\sigma_1^I, \sigma_3^I) \leq 0$ o $h(\sigma_1^I, \sigma_3^I) > 0$. En el primer caso se presenta una falla por cortante y los esfuerzos σ_1^N , σ_2^N , σ_3^N se evalúan mediante las ecuaciones definidas en B.2.12. En el segundo caso se presenta una falla por tensión y las componentes del nuevo vector de esfuerzos principales se evalúan a partir de las expresiones dadas en B.2.18.

Si el punto (σ_1^I , σ_3^I) se localiza en el interior de la envolvente de falla en el plano (σ_1^I , σ_3^I) entonces no ocurre flujo plástico en este paso de análisis, y se determina un nuevo vector de esfuerzos principales σ_1^I , σ_2^I , σ_3^I .

Finalmente, las componentes del tensor de esfuerzo son calculadas para el sistema de referencia empleado a partir de los esfuerzos principales.

B.3 Modelo Cam-Clay Modificado (CCM)

A continuación se realiza la presentación del modelo Cam-Clay modificado (CCM) siguiendo la notación y ecuaciones que emplea el programa de cómputo FLAC3d.

B.3.1 Ley de incremento elástico

Las componentes de esfuerzo generalizadas empleadas en la definición del modelo son el esfuerzo efectivo medio, p , y el esfuerzo desviado, q , los cuales se definen como:

$$p = -\frac{1}{3} \sigma_{ij} \quad \text{B.3.1}$$

$$q = \sqrt{3J_2}$$

donde:

J_2 = segundo invariante del tensor de esfuerzos desviadores y se define como:

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} \quad \text{B.3.2}$$

Las variables del incremento de deformación asociadas con p y q son el incremento de deformación volumétrica, $\Delta \epsilon_p$, y el incremento de deformación cortante, $\Delta \epsilon_q$, y se tienen las siguientes relaciones:

$$\Delta \epsilon_p = -\Delta \epsilon_{ii} \quad \text{B.3.3}$$

$$\Delta \epsilon_q = \frac{2}{3} \sqrt{3 \Delta J'_2} \quad \text{B.3.4}$$

$$\Delta J'_2 = \frac{1}{2} \Delta e_{ij} \Delta e_{ij} \quad \text{B.3.5}$$

Puesto que en Flac3d la formulación del flujo plástico se asume que tanto los vectores de incremento plástico y elástico son coaxiales con el vector de esfuerzos principales; por tanto, los incrementos de deformación generalizada se descomponen en una parte elástica y otra plástica, de tal manera que se tiene lo siguiente:

$$\Delta \epsilon_p = \Delta \epsilon_p^e + \Delta \epsilon_p^p \quad \text{B.3.6}$$

$$\Delta \epsilon_q = \Delta \epsilon_q^e + \Delta \epsilon_q^p$$

Por otra parte, un parámetro que es muy importante en la implementación del modelo de CCM es el volumen específico, el cual se denomina como parámetro de evolución, y se define como:

$$v = \frac{V}{V_S} \quad \text{B.3.7}$$

donde:

V_S = es el volumen de partículas sólidas –el cual se asume como incompresibles, durante el proceso de carga

V = se define como el volumen de suelos

Asimismo, la relación de incremento entre la deformación volumétrica (ϵ_p) y el volumen específico tiene la siguiente forma:

$$\Delta \epsilon_p = -\frac{\Delta v}{v} \quad \text{B.3.8}$$

Adicionalmente se define un nuevo volumen específico para el paso de cálculo, el cual se determina a través de la siguiente ecuación:

$$v^N = v(1 - \Delta\varepsilon_p)$$

B.3.9

Por otra parte, las expresiones que representan el incremento de esfuerzos y deformaciones en el estado elástico se determina en término de la Ley de Hook generalizada y tienen la forma siguiente:

$$\Delta p = K \Delta \varepsilon_p^e$$

B.3.10

$$\Delta q = 3G \Delta \varepsilon_q^e$$

donde:

$$\Delta q = \sqrt{3 \Delta J_2}$$

B.3.11

$$\Delta J_2 = \frac{1}{2} \Delta s_{ij} \Delta s_{ij}$$

B.3.12

En el modelo CCM, el módulo de deformación volumétrica (K) que se emplea en las ecuaciones **B.3.10** se determina experimentalmente a partir de pruebas de compresión isotrópica y tiene la finalidad de establecer una relación no-lineal en el rango elástico de deformación del suelo. En la Figura B.3.1 se presenta una curva típica obtenida a partir de resultados de una prueba de compresión isotrópica, los cuales se grafican en una escala semi-logarítmica.

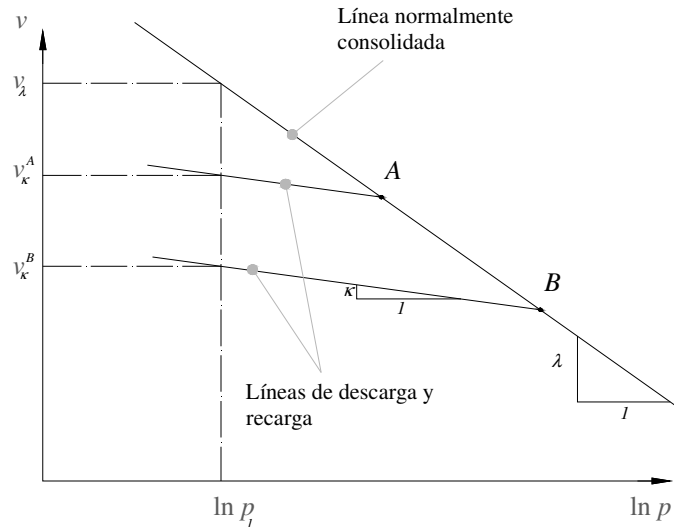


Figura B.3.1. Obtención de la línea normalmente consolidada y de descarga-recarga a partir de los resultados de un ensayo de compresión isotrópica

En la gráfica de la Figura B.3.1 podemos ver que conforme el esfuerzo normal de consolidación (p) se incrementa el volumen específico (v) del suelo disminuye. El punto que representa el estado del material cuando éste se mueve a lo largo de la línea normalmente consolidada, se define mediante la ecuación:

$$v = v_\lambda - \lambda \ln \frac{p}{p_1}$$

B.3.13

donde:

λ y v_λ = son parámetros obtenidos a partir del comportamiento del material

p_1 = presión de referencia

v_λ = valor del volumen específico sobre la línea normalmente consolidada asociado a la presión de referencia

Ahora bien, si se realiza un proceso de descarga a partir de A o B entonces el punto se moverá a lo largo de la línea de descarga-recarga, la cual tiene una pendiente κ . La ecuación de esta línea tiene la siguiente forma:

$$v = v_\kappa - \kappa \ln \frac{p}{p_1} \quad \text{B.3.14}$$

donde:

κ = es una constante del material

v_κ = valor del volumen específico, el cual varía para cada línea carga-descarga particular

A partir de la diferenciación de la ecuación **B.3.14** se obtiene el cambio en el volumen específico (Δv^e), el cual se expresa como:

$$\Delta v^e = -\kappa \frac{\Delta p}{p} \quad \text{B.3.15}$$

Si en la ecuación **B.3.15** se dividen ambos miembros por v y se emplea la ecuación **B.3.8**, entonces:

$$\Delta p = \frac{vp}{\kappa} \Delta \varepsilon_p^e \quad \text{B.3.16}$$

Una de las características principales del modelo Cam-Clay Modificado es que se asume que para cualquier cambio en el esfuerzo medio se asocia un cambio elástico del volumen específico, cuya relación está definida por la ecuación **B.3.16**. Por tanto, la formulación del modelo Cam-Clay sugiere determinar el módulo de deformación volumétrica como:

$$K = \frac{vp}{\kappa} \quad \text{B.3.17}$$

En condiciones de carga más generales, el estado de cualquier punto del medio en particular estará representado por un punto, digamos el punto A , que se encuentra localizado debajo de la línea normalmente consolidada en el plano $(v, \ln p)$, Figura B.3.2. Como consecuencia de la ecuación **B.3.13** una trayectoria elástica desde ese punto seguirá la línea de descarga-recarga a través del punto A .

Al volumen específico y a al esfuerzo medio en el punto de intersección de la línea normalmente consolidada y la línea de descarga-recarga se les denomina como: volumen específico de consolidación y esfuerzo medio de consolidación (v_c^A y p_c^A , en el caso del punto A). Ahora bien, considérese un cambio en el incremento de esfuerzos asociado al cambio de estado del punto A al estado A' . En el punto A' se tiene un volumen específico de consolidación así como un esfuerzo medio de consolidación ($v_c^{A'}$ y $p_c^{A'}$). El incremento del cambio volumétrico

plástico (Δv^p) se ha designado en la Figura B.3.2 mediante la distancia entre las líneas de descarga-recarga asociadas con los puntos A y A', este incremento se puede escribir como:

$$\Delta v^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\Delta p_c}{p_c} \quad \text{B.3.18}$$

Después de dividir ambos términos por v , se obtiene:

$$\Delta \varepsilon_p^p = \frac{(\lambda - \kappa) \Delta p_c}{v p_c} \quad \text{B.3.19}$$

La interpretación de la ecuación **B.3.19** es la siguiente: cambios volumétricos plásticos ocurrirían sólo cuando se presente un cambio en el esfuerzo de consolidación.

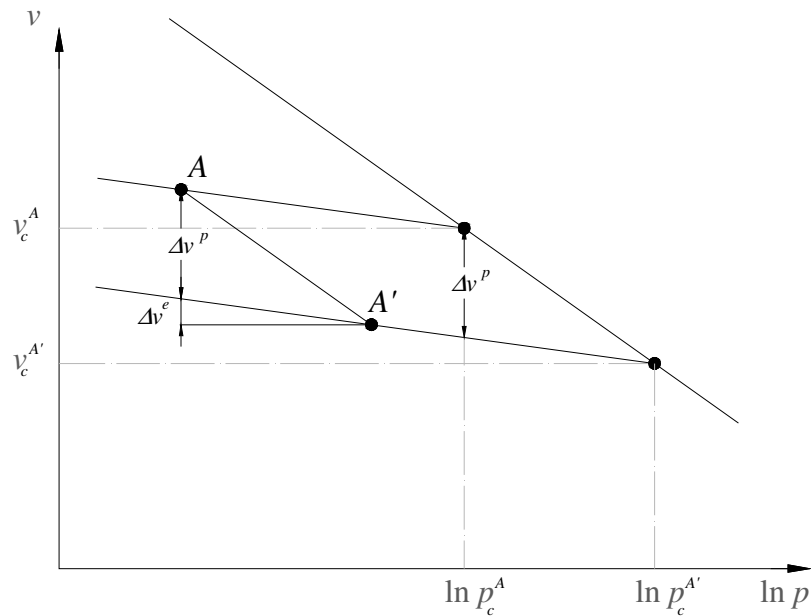


Figura B.3.2. Representación de la generación de cambios volumétricos plásticos asociados a un cambio en el esfuerzo medio de consolidación

B.3.2 Criterio de falla y regla de flujo

La función de fluencia, asociada a un esfuerzo medio particular de consolidación (p_c), tiene la forma:

$$f(p, q) = q^2 + M^2 p(p - p_c) \quad \text{B.3.20}$$

donde:

M = es una constante del material

La condición de fluencia ($f = 0$), en el plano (p, q) , está representada por una elipse cuyo eje horizontal es igual a p_c y eje vertical está definido por Mp_c , **Figura B.1.68**. Si la superficie de fluencia se expresa en el plano de esfuerzos principales entonces resulta un elipsoide.

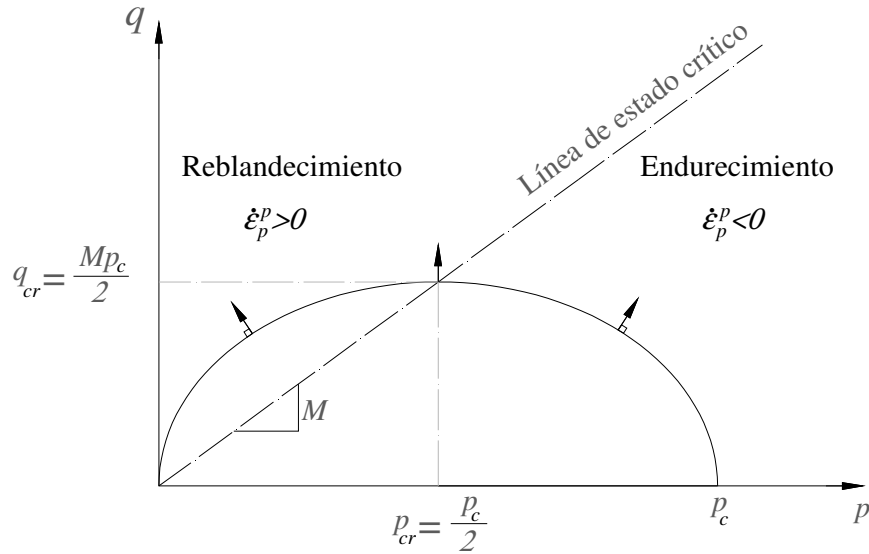


Figura B.3.3. Criterio de falla para el modelo Cam-Clay

La función potencial g corresponde a una regla de flujo asociada; por tanto, tenemos:

$$g = q^2 + M^2 p(p - p_c) \tag{B.3.21}$$

B.3.3 Correcciones plásticas

La regla de flujo empleada para describir el flujo plástico tiene la forma siguiente:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_p^p &= \lambda^v \frac{\partial g}{\partial p} \\ \Delta \varepsilon_q^p &= \lambda^v \frac{\partial g}{\partial q} \end{aligned} \tag{B.3.22}$$

donde:

λ^v = multiplicador plástico

Empleando la ecuación **B.3.22** y diferenciando una vez la ecuación **B.3.21**, se tiene:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_p^p &= \lambda^v (M^2 (2p - p_c)) \\ \Delta \varepsilon_q^p &= \lambda^v (2q) \end{aligned} \tag{B.3.23}$$



A partir de la ecuación **B.3.6** los incrementos de deformación elástica se pueden expresar como la diferencia de los incrementos de las deformaciones totales menos los incrementos plásticos. Por tanto, empleando las ecuaciones **B.3.10** y **B.3.23**.

$$\begin{aligned}\Delta p &= K(\Delta \varepsilon_p - \lambda^v M^2(2p - p_c)) \\ \Delta q &= 3G(\Delta \varepsilon_q - 2q\lambda^v)\end{aligned}\tag{B.3.24}$$

Definiendo un estado de esfuerzos nuevo con el superíndice N y un estado de esfuerzos anterior con el superíndice P . Entonces, para un paso de cálculo tenemos:

$$\begin{aligned}p^N &= p^O + \Delta p \\ q^N &= q^O + \Delta q\end{aligned}\tag{B.3.25}$$

Empleando la ecuación **B.3.24**, tenemos:

$$\begin{aligned}p^N &= p^I - \lambda^v KM^2(2p - p_c) \\ q^N &= q^I - \lambda^v 3G(2q)\end{aligned}\tag{B.3.26}$$

donde:

I = indica un estado de esfuerzos supuesto por Flac3d para efectuar el análisis numérico

Los incrementos elásticos se calculan usando los incrementos de deformación totales:

$$\begin{aligned}p^I &= p^O + K\Delta \varepsilon_p \\ q^I &= q^O + K\Delta \varepsilon_q\end{aligned}\tag{B.3.27}$$

Finalmente, el parámetro λ^v se puede determinar restringiendo que el nuevo punto de esfuerzos se localice sobre la superficie de fluencia: es decir, sustituyendo p^N y q^N en la ecuación **B.3.20** y después de algunas manipulaciones algebraicas se tiene:

$$a(\lambda^v)^2 + b\lambda^v + c = 0\tag{B.3.28}$$

donde:

$$a = (MKc_a)^2 + (3Gc_b)^2$$

$$b = -\left[(Kc_a c_a^I)^2 + (3Gc_b c_b^I)^2 \right]$$

$$c = f(q^I, p^I)$$

B.3.29

$$c_a = M^2(2p - p_c)$$

$$c_b = 2q$$

Al resolver el polinomio de segundo grado expresado en la ecuación **B.3.28** se obtienen dos raíces; para realizar los análisis numéricos el programa de cómputo Flac3d emplea la de menor magnitud.

Finalmente, las nuevas componentes del tensor de esfuerzo quedan expresadas en términos del estado de esfuerzos anterior como:

$$\sigma_{ij}^N = s_{ij}^N + p^N \delta_{ij} \quad \text{B.3.30}$$

donde:

$$s_{ij}^N = s_{ij}^I \frac{q^N}{q^I} \quad \text{B.3.31}$$

δ_{ij} = representa a la delta de Kronecker
 s_{ij} = el tensor de esfuerzos desviadores

B.3.4 Regla de endurecimiento y reblandecimiento

El tamaño de la superficie de fluencia es dependiente de la magnitud del esfuerzo medio de consolidación (p_c), ecuación **B.3.20**. Este esfuerzo es función del cambio de volumen plástico y depende de la evolución del volumen específico, ecuación **B.3.19**. El esfuerzo medio de consolidación se actualiza en cada paso de cálculo, para lo cual se emplea la siguiente expresión:

$$p_c^N = p_c \left(1 + \Delta \epsilon_p^p \frac{v}{\lambda - \kappa} \right) \quad \text{B.3.32}$$

B.3.5 Estado inicial de esfuerzos

Dentro del programa de cómputo Flac3d es válido emplear el modelo CCM para suelos en los cuales el estado de esfuerzos iniciales corresponde a un estado de compresión. En particular (justamente en el instante previo a la aplicación del CCM) se debe de mantener consistencia con este requerimiento. Este estado de esfuerzos puede ser indicado como una condición inicial o puede ser resultado de una corrida previa para la cual se empleó un modelo constitutivo diferente al CCM.

B.3.6 Relación de sobreconsolidación (OCR)

La relación de sobreconsolidación (*OCR*) se define como el cociente entre el esfuerzo medio de pre-consolidación (p_{c0} , una propiedad dependiente de la historia de carga del suelo) y el esfuerzo inicial en ese punto (p_0), cabe destacar que esta relación es fundamental al caracterizar un suelo mediante el modelo Cam-Clay modificado.

$$R = \frac{p_{c0}}{p_0} \quad \text{B.3.33}$$



B.3.7 Procedimiento de implementación

Para la implementación del modelo CCM en el programa de diferencias finitas FLAC3d inicialmente se calcula un vector elástico supuesto (σ_{ij}^I), vector con el cual se determinan, mediante la aplicación de la Ley de Hook generalizada.

Se calcula el estado de esfuerzos supuesto (p^I, q^I) mediante la aplicación de la ecuación **B.3.1**. Si este estado de esfuerzos viola el criterio de fluencia $f(p^I, q^I) > 0$ se presentan deformaciones plásticas y el esfuerzo medio de consolidación es actualizado. A continuación se evalúa el nuevo estado de esfuerzos (p^N, q^N) a partir de la ecuación **B.3.26**, en la cual se emplea la raíz λ^v de menor magnitud obtenida al resolver el polinomio de segundo grado indicado en la expresión **B.3.28**.

El incremento de deformaciones volumétricas ($\Delta\varepsilon_p$) y el esfuerzo medio (p) se determina empleando las ecuaciones **B.3.1**, **B.3.3**, **B.3.4** y **B.3.5**. Este valor se suma a la deformación volumétrica (ε_p) y se actualiza el valor del volumen específico (v) mediante la ecuación **B.3.9**. Asimismo se determina el nuevo valor del esfuerzo medio de consolidación aplicando la expresión **B.3.22** y se actualiza el valor del módulo de deformación volumétrica (K) con la ecuación **B.3.17**.

Si con el valor actualizado del módulo de deformación volumétrica (K) se obtiene una relación de Poisson (ν) diferente de cero entonces se calcula el nuevo valor del módulo de corte (G) a partir de la expresión $G = 1.5(1-2K)/(1+\nu)$. Si esta condición no se cumple entonces se mantiene constante el valor de G y se obtiene una nueva relación de Poisson tal que cumpla con la condición $0 \leq \nu \leq 0.5$.

Los valores actualizados del esfuerzo medio de consolidación, del módulo de corte y del módulo de deformación volumétrica son almacenados para emplearlos en el proceso de cálculo del paso siguiente.

B.3.8 Determinación de los parámetros de entrada

B.3.8.1 Valor de la Constante M

M se define como la relación q/p_{cr} en la línea de estado crítico. Por tanto, para su obtención se recomienda llevar a cabo una serie de pruebas triaxiales drenadas o no-drenadas con medición de presión de poro. Durante la ejecución de estas pruebas es altamente aconsejable que se alcancen valores de deformación importantes, esto con la finalidad de asegurar que los valores finales de q y p_{cr} estarán muy cercanos a la línea de estado crítico.

Por otra parte, la constante M está relacionada con el ángulo de fricción efectivo (ϕ') que define la superficie de fluencia en el modelo Mohr-Coulomb. Para resultados obtenidos a partir de pruebas triaxiales de compresión se tiene:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad \text{B.3.34}$$

Por otro lado, para resultados obtenidos a partir de pruebas triaxiales de extensión se tiene:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \quad \text{B.3.35}$$

B.3.8.2 Pendiente de la línea normalmente consolidada (λ) y de la línea de descarga-recarga (κ)

Idealmente estos dos parámetros se deben de determinar mediante la ejecución de pruebas triaxiales cargadas isotrópicamente, en las cuales se tendrían que efectuar varias fases de descarga y recarga. En estas condiciones la pendiente de la línea normalmente consolidada correspondería al valor λ ; y, la pendiente de la línea de descarga-recarga sería el valor κ .

Por otra parte, también se tiene la posibilidad de derivar estos dos parámetros a partir de resultados de pruebas odométricas siempre y cuando se realicen ciertas hipótesis. En los odómetros convencionales se carece de instrumentación para medir el esfuerzo horizontal (σ_H); por tanto, el valor del esfuerzo medio (p) es también desconocido. En una prueba de odómetro el valor del esfuerzo medio (p) se determina como:

$$p = \frac{\sigma_v(1 + K_0)}{3} \quad \text{B.3.36}$$

Nótese que se asume que el valor de K_0 se mantiene constante durante la prueba de odómetro. Ahora bien, es claro darse cuenta, a partir de la ecuación B.3.36, que la pendiente de las curvas v vs $\ln p$ es igual a la pendiente de la curva e vs $\ln \sigma_v$, donde e es la relación de vacíos y se define como:

$$e = 1 + v \quad \text{B.3.37}$$

Ahora bien, por definición el índice de compresión (C_c) se calcula como la pendiente de la curva e vs $\log_{10} \sigma_v$; y, tomando en cuenta lo dicho anteriormente el parámetro λ será:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad \text{B.3.38}$$

Asimismo, se asume que una buena aproximación para el valor de κ se puede obtener a partir del índice de re-compresión (C_s) si se emplea la siguiente relación:

$$\kappa \approx \frac{2C_s}{\ln 10} \quad \text{B.3.39}$$



B.3.8.3 Localización de la línea normalmente consolidada en el plano v vs $\ln p$

Con la finalidad de determinar la posición de la línea normalmente consolidada en el plano v versus $\ln p$, se debe de especificar un punto sobre esta línea (v_λ , $\ln p_1$). La manera obvia de determinar este punto es a través de resultados de pruebas triaxiales. No obstante, se tiene una forma alternativa para determinar este punto mediante resultados de pruebas triaxiales no drenadas (Britto y Gunn, 1978).

La ecuación de la línea normalmente consolidada se puede escribir como:

$$v = v_\lambda - \lambda \ln \frac{P}{p_1} \quad \text{B.3.40}$$

El volumen específico que interseca a la línea de estado crítico (Γ) está dado por:

$$\Gamma = v_\lambda - (\lambda - \kappa) \ln 2 \quad \text{B.3.41}$$

Ahora bien, en un suelo la resistencia no drenada (c_u) se relaciona de manera única con el volumen específico crítico (v_{cr}) mediante la siguiente ecuación:

$$c_u = \frac{Mp_1}{2} e^{\left(\frac{\Gamma - v_{cr}}{\lambda}\right)} \quad \text{B.3.42}$$

Por tanto, el valor de Γ para un valor conocido de p_1 ; y por tanto v_λ , se pueden determinar si se ha ejecutado una prueba triaxial no drenada para un volumen específico crítico en particular.

B.3.8.4 Esfuerzo medio de preconsolidación

El esfuerzo medio de preconsolidación (p_{c0}) determina el tamaño inicial de la superficie de fluencia mediante la siguiente ecuación:

$$q^2 = M^2 [p(p_{c0} - p)] \quad \text{B.3.43}$$

Naturalmente, resulta más adecuado determinar el esfuerzo medio de preconsolidación a partir de pruebas de consolidación isotrópica; sin embargo, este valor también se puede obtener mediante la interpretación de resultados en una prueba odométrica. Por tanto, se establece una relación entre los esfuerzos horizontales y verticales, comúnmente la relación de Jaky:

$$K_{nc} = \frac{\sigma_{h \text{ máx}}}{\sigma_{v \text{ máx}}} \approx 1 - \sin \phi' \quad \text{B.3.44}$$

Ahora bien, siendo una prueba odométrica se asumen como válidas las siguientes expresiones:

$$p_{\text{máx}} = \frac{\sigma_{v \text{ máx}} + 2\sigma_{h \text{ máx}}}{3} \rightarrow p_{\text{máx}} = \frac{\sigma_{v \text{ máx}} (1 + 2K_{nc})}{3} \quad \text{B.3.45}$$

$$q_{\text{máx}} = \sigma_{v \text{ máx}} - \sigma_{h \text{ máx}} \rightarrow q_{\text{máx}} = \sigma_{v \text{ máx}} (1 - K_{nc}) \quad \text{B.3.46}$$

Empleando la ecuación **B.3.20** se tiene:

$$p_{c0} = p_{\text{máx}} + \frac{q_{\text{máx}}}{M^2 p_{\text{máx}}}$$

B.3.47



C. Ejemplo de generación de malla de diferencias finitas mediante el programa FISH

A continuación se presenta el código implementado mediante el lenguaje de programación FISH para la construcción de la malla de un túnel con revestimiento primario y definitivo. Esta malla se empleó en el desarrollo del apartado 1.3.7 para validar el modelo numérico propuesto para simular el hundimiento regional.

```
new
title 'Malla para proyecto de túneles mediante fish'
;1.- Características de la malla empleada y funciones fish
set fish autcreate off
set fish safe on

;2.- Características geométricas del problema

def geom_tunel
global grados_ini=5.625
global hc=-13.0 ;centro del túnel
global xcaja=7.45 ;ancho de la caja
global ycaja=hc+xcaja ;ancho de la caja
global zcaja=hc-xcaja ;ancho de la caja
global re=4.95 ;radio externo del túnel
global ri=4.55 ;radio interno del revestimiento primario
global ri_p=4.35 ;radio interno del revestimiento definitivo
global y_cil=hc+3.0 ;posición z del cilindro interior de 3.0m de radio
global h1=1.1 ;peralte del revestimiento definitivo
global lx=2.5 ; longitud del revestimiento definitivo a partir del centro del túnel, base
donde viajan los trenes
global x1_int=ri-h1 ;coordenada x para definir los radios
global rint_definitivo=sqrt(lx^2+x1_int^2)
end
def radios(adyacente,j)
local angulo=j*grados_ini*Pi/180.0
radios=adyacente/cos(angulo)
end

;2.- Funciones Fish para creación de la malla

def revestimiento(rex,rint,var1,nz,reflejo)
```

```
global ref=reflejo
global var2=var1
global nz1=nz
global grados_cero=0
global grados=0
global x0=0
global x1=0
global x2=0
global x3=0
global x6=0
global x7=0
global y0=0
global y1=0
global y2=0
global y3=0
global y6=0
global y7=0
global z0=0
global z1=0
global z2=0
global z3=0
global z6=0
global z7=0
global x0p=0
global x1p=0
global x2p=0
global x3p=0
global x6p=0
global x7p=0
global y0p=0
global y1p=0
global y2p=0
global y3p=0
global y6p=0
global y7p=0
global z0p=0
global z1p=0
global z2p=0
global z3p=0
global z6p=0
global z7p=0
global i=0
loop i (1,16)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=Pi/2.0-(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=rint*cos(grados_cero)
```



```
y0=0.0
z0=hc+rint*sin(grados_cero)
x1=rint*sin(grados)
y1=0.0
z1=hc+rint*cos(grados)
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=rinx*cos(grados_cero)
y3=0.0
z3=hc+rinx*sin(grados_cero)
x6=rinx*sin(grados)
y6=0.0
z6=hc+rinx*cos(grados)
x7=x6
y7=1.0
z7=z6
command
gen zone brick p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 p6 @x6 @y6 @z6 p7 @x7 @y7 @z7 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command
if i>ref then
x0p=x1
y0p=0.0
z0p=hc-abs(hc-z1)
x1p=x0
y1p=0.0
z1p=hc-abs(hc-z0)
x2p=x0p
y2p=1.0
z2p=z0p
x3p=x6
y3p=0.0
z3p=hc-abs(hc-z6)
x6p=x3
y6p=0.0
z6p=hc-abs(hc-z3)
x7p=x6p
y7p=1.0
z7p=z6p
command
gen zone brick p0 @x0p @y0p @z0p p1 @x1p @y1p @z1p p2 @x2p @y2p @z2p &
p3 @x3p @y3p @z3p p6 @x6p @y6p @z6p p7 @x7p @y7p @z7p size 1 1 @nz1 group
@var2
end_command
end_if
```

```

end_loop
end
def rad_malla
global r1=radios(x1_int,2)
global r2=radios(x1_int,4)
global r3=radios(x1_int,6)
end
@rad_malla
def rev_def(rext,xx,var1,nz)
var2=var1
nz1=nz
loop i (1,6)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=Pi/2.0-(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=rext*cos(grados_cero)
y0=0.0
z0=hc-abs(rext*sin(grados_cero))
x1=rext*sin(grados)
y1=0.0
z1=hc-abs(rext*cos(grados))
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=sqrt((xx/sin(grados_cero))^2-xx^2)
y3=0.0
z3=hc-abs(xx)
x6=xx*tan(grados)
y6=0.0
z6=hc-abs(xx)
x7=x6
y7=1.0
z7=z6
command
gen zone brick p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 p6 @x6 @y6 @z6 p7 @x7 @y7 @z7 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command
end_loop
end
def tun(rint,xx,var1,nz,i1,i2)
var2=var1
nz1=nz
loop i (i1,i2)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=Pi/2.0-(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=xx*cos(grados_cero)/sin(grados_cero)
y0=0.0

```



```
z0=hc-abs(xx)
x1=xx*tan(grados)
y1=0.0
z1=hc-abs(xx)
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=rint*cos(grados_cero)
y3=0.0
z3=hc-abs(rint*sin(grados_cero))
x6=rint*sin(grados)
y6=0.0
z6=hc-abs(rint*cos(grados))
x7=x6
y7=1.0
z7=z6
command
gen zone brick p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 p6 @x6 @y6 @z6 p7 @x7 @y7 @z7 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command
end_loop
end
def trian(rint,xx,var1,nz,i1,i2)
var2=var1
nz1=nz
loop i (i1,i2)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=Pi/2.0-(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=rint*sin(grados)
y0=0.0
z0=hc-abs(rint*cos(grados))
x1=rint*cos(grados_cero)
y1=0.0
z1=hc-abs(rint*sin(grados_cero))
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=xx*sin(grados)/cos(grados)
y3=0.0
z3=hc-abs(xx)
command
gen zone w p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command
end_loop
end
```

```

def cunita(rext,xx,var1,nz,i1,i2)
var2=var1
global grados2=0
nz1=nz
loop i (i1,i2)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados2=(i+1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=lx
y0=0.0
z0=hc-abs(xx)
x1=xx*tan(grados)
y1=0.0
z1=z0
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=rext*sin(grados)
y3=0.0
z3=hc-abs(rext*cos(grados))
command
gen zone w p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command
end_loop
end
def rev_def2(rext,rint,var1,nz,i1,i2)
var2=var1
nz1=nz
loop i (i1,i2)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=rext*sin(grados_cero)
y0=0.0
z0=hc-abs(rext*cos(grados_cero))
x1=rext*sin(grados)
y1=0.0
z1=hc-abs(rext*cos(grados))
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=rint*sin(grados_cero)
y3=0.0
z3=hc-abs(rint*cos(grados_cero))
x6=rint*sin(grados)
y6=0.0
z6=hc-abs(rint*cos(grados))

```



```
x7=x6
y7=1.0
z7=z6
command
gen zone brick p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 p6 @x6 @y6 @z6 p7 @x7 @y7 @z7 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command
end_loop
end
def tun_2(rext,rint,var1,nz,i1,i2,rex2)
var2=var1
nz1=nz
loop i (i1,i2)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=rex2*sin(grados_cero)
y0=0.0
z0=hc-abs(rex2*cos(grados_cero))
x1=rex2*sin(grados)
y1=0.0
z1=hc-abs(rex2*cos(grados))
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=rint*sin(grados_cero)
y3=0.0
z3=hc-abs(rint*cos(grados_cero))
x6=rint*sin(grados)
y6=0.0
z6=hc-abs(rint*cos(grados))
x7=x6
y7=1.0
z7=z6
command
gen zone brick p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 p6 @x6 @y6 @z6 p7 @x7 @y7 @z7 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command
end_loop
end
def cunita_2(rext,rint,var1,nz,i1,i2)
var2=var1
global grados2=0
nz1=nz
loop i (i1,i2)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
```

```

x0=rext*sin(grados_cero)
y0=0.0
z0=hc-abs(rext*cos(grados_cero))
x1=rext*sin(grados)
y1=0.0
z1=hc-abs(rext*cos(grados))
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=rint*sin(grados_cero)
y3=0.0
z3=hc-abs(rint*cos(grados_cero))
command
gen zone w p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command
end_loop
end
def gajo(xx,lxx,rext,rint,var1,nz,i1,i2)
var2=var1
nz1=nz
loop i (i1,i2)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=lxx
y0=0.0
z0=hc-abs(xx)
x1=rext*sin(grados)
y1=0.0
z1=hc-abs(rext*cos(grados))
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3=rint*sin(grados_cero)
y3=0.0
z3=hc-abs(rint*cos(grados_cero))
x6=rint*sin(grados)
y6=0.0
z6=hc-abs(rint*cos(grados))
x7=x6
y7=1.0
z7=z6
command
gen zone brick p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 p6 @x6 @y6 @z6 p7 @x7 @y7 @z7 size 1 1 @nz1 group @var2
end_command

```




```
end_loop
end
def gajo_2(xx,lxx,rect,rint_1,rint_2,var1,nz1,nz2,i1,i2)
var2=var1
global nz=nz1
global nza=nz2
global x3a=0
global z3a=0
loop i (i1,i2)
grados=i*grados_ini*Pi/180.0
grados_cero=(i-1)*grados_ini*Pi/180.0
x0=rect*sin(grados_cero)
y0=0.0
z0=hc-abs(rect*cos(grados_cero))
x1=rect*sin(grados)
y1=0.0
z1=hc-abs(rect*cos(grados))
x2=x0
y2=1.0
z2=z0
x3a=(x0-lxx)/3
z3a=(rect*cos(grados_cero)-xx)/3
x3=x0-nz*x3a
y3=0.0
z3=hc-(xx+(3-nz)*z3a)
x6=rint_1*sin(grados)
y6=0.0
z6=hc-abs(rint_1*cos(grados))
x7=x6
y7=1.0
z7=z6
x0p=x3
y0p=0.0
z0p=z3
x1p=x6
y1p=0.0
z1p=z6
x2p=x0p
y2p=1.0
z2p=z0p
x3p=lxx
y3p=0.0
z3p=hc-abs(xx)
x6p=rint_2*sin(grados)
y6p=0.0
z6p=hc-abs(rint_2*cos(grados))
```

```

x7p=x6p
y7p=1.0
z7p=z6p
command
gen zone brick p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x1 @y1 @z1 p2 @x2 @y2 @z2 &
p3 @x3 @y3 @z3 p6 @x6 @y6 @z6 p7 @x7 @y7 @z7 size 1 1 @nz group @var2
gen zone brick p0 @x0p @y0p @z0p p1 @x1p @y1p @z1p p2 @x2p @y2p @z2p &
p3 @x3p @y3p @z3p p6 @x6p @y6p @z6p p7 @x7p @y7p @z7p size 1 1 @nza group
@var2
end_command
end_loop
end

```

;3.- Construcción de la malla

```

gen zone radcyl p0 0 0 @hc p1 @xcaja 0 @hc p2 0 1 @hc p3 0 0 @ycaja &
dim @re @re @re @re size 6 1 16 12 ;fill group tunel
gen zone cyl p0 0 0 @hc p1 3.0 0 @hc p2 0 1 @hc p3 0 0 @y_cil &
size 6 1 16 group tunel
gen zone brick p0 @xcaja 0 @hc p1 40 0 @hc p2 @xcaja 1 @hc p3 @xcaja 0 @ycaja &
size 35 1 8 rat 1.05 1 1
gen zone reflect dip 0 origin 0 0 @hc
@revestimiento(@re,@ri,'RevPrimario',2,0)
@revestimiento(@ri,@ri_p,'RevDef',2,7)
@revestimiento(@r1,3.0,'tunel',1,2)
@revestimiento(@r2,@r1,'tunel',1,4)
@revestimiento(@r3,@r2,'tunel',1,6)
@revestimiento(@ri_p,@r3,'tunel',1,12)
@rev_def(@ri,@x1_int,'RevDef',3)
@tun(3.0,@x1_int,'tunel',1,1,2)
@tun(@r1,@x1_int,'tunel',1,4,4)
@tun(@r2,@x1_int,'tunel',1,6,6)
@trian(@r1,@x1_int,'tunel',1,3,3)
@trian(@r2,@x1_int,'tunel',1,5,5)
@cunita(@ri,@x1_int,'RevDef',3,6,6)
@rev_def2(@rint_definitivo,@r3,'tunel',1,8,11)
@rev_def2(@ri_p,@rint_definitivo,'RevDef',1,8,11)
@tun_2(@rint_definitivo,@r3,'tunel',1,12,12,@ri_p)
@cunita_2(@ri_p,@rint_definitivo,'RevDef',1,12,12)
@gajo(@x1_int,@lx,@rint_definitivo,@r3,'tunel',1,7,7)
@gajo_2(@x1_int,@lx,@ri,@ri_p,@rint_definitivo,'RevDef',2,1,7,7)
gen zone brick p0 @xcaja 0 @ycaja p1 40 0 @ycaja p2 @xcaja 1 @ycaja &
p3 @xcaja 0 @prof1 size 35 1 15 rat 1.05 1 1.05
gen zone b p0 0 0 @ycaja p1 @xcaja 0 @ycaja p2 0 1 @ycaja &
p3 0 0 @prof1 size 8 1 15 rat 1 1 1.05
gen zone b p0 0 0 @prof4 p1 @xcaja 0 @prof4 p2 0 1 @prof4 &
p3 0 0 @zcaja size 8 1 19 rat 1 1 0.95

```



```
gen zone b p0 @xcaja 0 @prof4 p1 40 0 @prof4 p2 @xcaja 1 @prof4 &  
p3 @xcaja 0 @zcaja size 35 1 19 rat 1.05 1 0.95  
gen zone reflect dip 90 dd 270 origin 0 0 0  
save malla.sav
```




D. Obtención de elementos mecánicos en elementos estructurales

D.1 Obtención de elementos mecánicos en elementos estructurales a partir de esfuerzos

Emplear elementos sólidos para simular el comportamiento de las estructuras que interactúan en la conexión es altamente recomendable, principalmente porque esto nos permite simular independencia estructural entre el revestimiento primario y definitivo. Es decir, mediante un elemento interfaz, se permite que los desplazamientos relativos entre los revestimientos sean dependientes del nivel de esfuerzos inducido por el hundimiento regional.

A continuación se presenta la metodología que se aplicó para obtener los elementos mecánicos a partir de los esfuerzos actuantes sobre el revestimiento primario y definitivo del túnel, los cuales se obtienen mediante la aplicación del Método de Diferencias Finitas 3d.

D.1.1 Interpretación de esfuerzos

Los esfuerzos que se obtienen del análisis de diferencias finitas están en las direcciones (x, y, z) . Ahora bien, alguno de estos ejes puede ser paralelo al eje longitudinal del túnel, pero esta condición no siempre existe. Por tanto, a continuación se presenta la metodología considerando que el túnel está orientado en los ejes (x', y', z) . Asimismo, se asume que la dirección vertical es ortogonal a los planos xy y $x'y'$. El sistema de referencia se muestra en la Figura D.1.1. Nótese que se asume que los ejes (x,y) y (x',y') están girados un ángulo β de tal manera que el eje y' coincide con el eje longitudinal del túnel.

El primer paso consiste en girar el tensor de esfuerzos de tal manera que sea concordante con los ejes (x', y', z) . Esto se realiza mediante la aplicación de la siguiente ecuación matricial:

$$T_{x'y'z} = A^T T_{xyz} A \quad \text{D.1.1}$$

donde: $T_{x'y'z}$ = tensor de esfuerzos en la dirección de los ejes (x', y', z) , Ecuación B.1.38.

T_{xyz} = tensor de esfuerzos en la dirección de los ejes (x, y, z) , Ecuación D.1.3.

A = matriz de transformación, Ecuación D.1.4.

A^T = transpuesta de la matriz de transformación.

$$T_{x'y'z} = \begin{bmatrix} \sigma_{x'x'} & \sigma_{x'y'} & \sigma_{x'z} \\ \sigma_{y'x'} & \sigma_{y'y'} & \sigma_{y'z} \\ \sigma_{zx'} & \sigma_{zy'} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad \text{D.1.2}$$

$$T_{xyz} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad \text{D.1.3}$$

$$A = \begin{bmatrix} \cos \beta & -\sin \beta & 0 \\ \sin \beta & \cos \beta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{D.1.4}$$

Ahora bien, con el objeto de obtener los esfuerzos en la dirección normal y angular del túnel se vuelve a aplicar una transformación a fin de transformar los esfuerzos cartesianos en esfuerzos radiales, Ver Figura D.1.2. Realizar esta transformación es la fundamental para obtener los elementos mecánicos generados en el revestimiento del túnel.

Esto se realiza mediante la ecuación siguiente:

$$T_{r'\theta y'} = B^T T_{x'zy'} B \quad \text{D.1.5}$$

donde: $T_{r'\theta y'}$ = tensor de esfuerzos en coordenadas cilíndricas, Ecuación **D.1.6**.

$T_{x'zy'}$ = tensor de esfuerzos en la dirección de los ejes (x' , y' , z), Ecuación **D.1.7**.

B = matriz de transformación, Ecuación **D.1.8**.

B^T = transpuesta de la matriz de transformación.

$$T_{r'\theta y'} = \begin{bmatrix} \sigma_{rr} & \sigma_{r\theta} & \sigma_{ry'} \\ \sigma_{\theta r} & \sigma_{\theta\theta} & \sigma_{\theta y'} \\ \sigma_{y'r} & \sigma_{y'\theta} & \sigma_{y'y'} \end{bmatrix} \quad \text{D.1.6}$$

$$T_{x'zy'} = \begin{bmatrix} \sigma_{x'x'} & \sigma_{x'z} & \sigma_{x'y'} \\ \sigma_{zx'} & \sigma_{zz} & \sigma_{zy'} \\ \sigma_{y'x'} & \sigma_{y'z} & \sigma_{y'y'} \end{bmatrix} \quad \text{D.1.7}$$

$$B = \begin{bmatrix} \cos \theta & -\sin \theta & 0 \\ \sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{D.1.8}$$

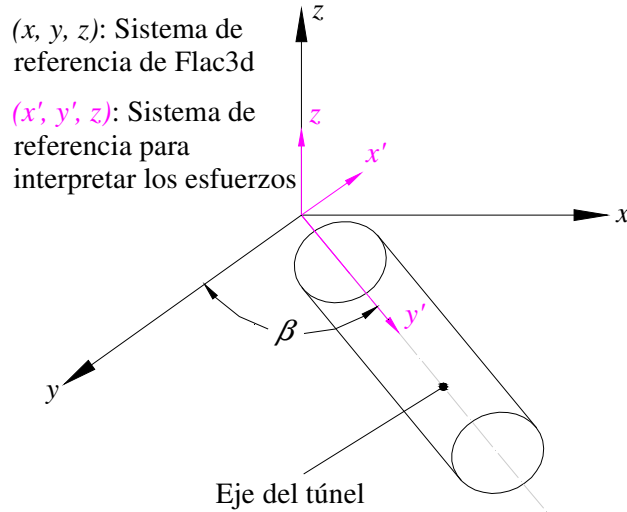


Figura D.1.1. Sistema de referencia para realizar la interpretación de esfuerzos

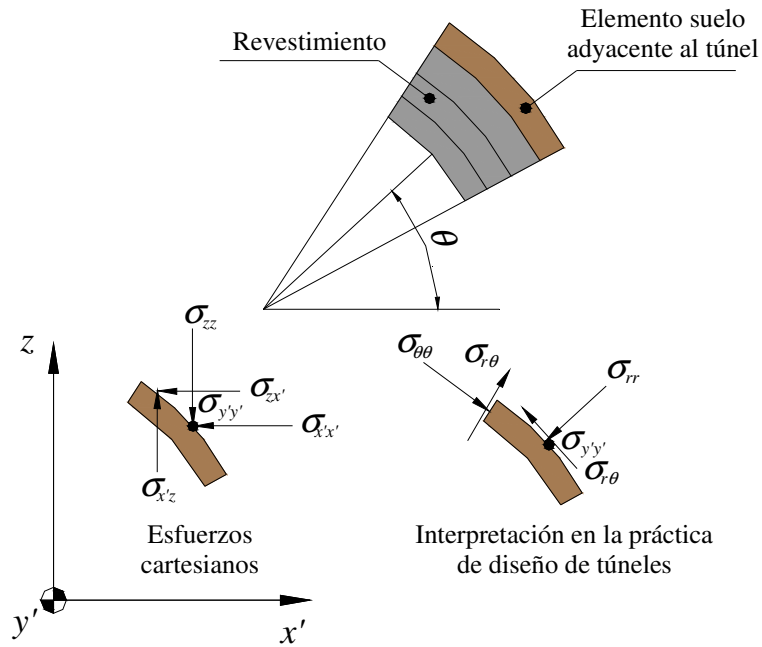


Figura D.1.2. Sistema de referencia para realizar la transformación de esfuerzos cartesianos a cilíndricos

D.1.2 Obtención de los elementos mecánicos

La interpretación para obtener los elementos mecánicos generados en los revestimientos se aplican las ecuaciones siguientes:

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{N_{\theta\theta}}{A} + \frac{M_{y'y'}(R-r)}{Ar(r-R)} \tag{D.1.9}$$

$$V_{rr} = \int_A \sigma_{r\theta} dA$$

D.1.10

donde: $\sigma_{\theta\theta}$ = esfuerzo normal actuante en la sección transversal del revestimiento.

$N_{\theta\theta}$ = fuerza normal actuante en el revestimiento del túnel en la dirección $\theta\theta$.

$M_{y'y'}$ = Momento flexionante paralelo al eje del túnel

R = Distancia medida desde el centro de curvatura al eje neutro

A = Área de la sección transversal del revestimiento

r = posición del elemento dA sobre la sección transversal, medida desde el centro de curvatura del revestimiento

\bar{r} = distancia medida desde el centro de curvatura al centroide de la sección transversal

V_{rr} = Cortante paralelo a la dirección radial del túnel.

$\sigma_{r\theta}$ = esfuerzo cortante actuante en la sección ortogonal al eje del túnel.

En la Figura D.1.3 se muestra la interpretación que se realizó para la aplicación de las ecuaciones **D.1.9** y **D.1.10**. Nótese que la ecuación **D.1.9** tiene dos incógnitas: la fuerza axial y el momento flexionante. Es decir, se tiene un sistema de dos ecuaciones con tres incógnitas, por tanto, es importante que la geometría del túnel se resuelva con una malla en donde se tengan por lo menos 3 elementos en una franja angular, como la mostrada en la Figura D.1.3a.

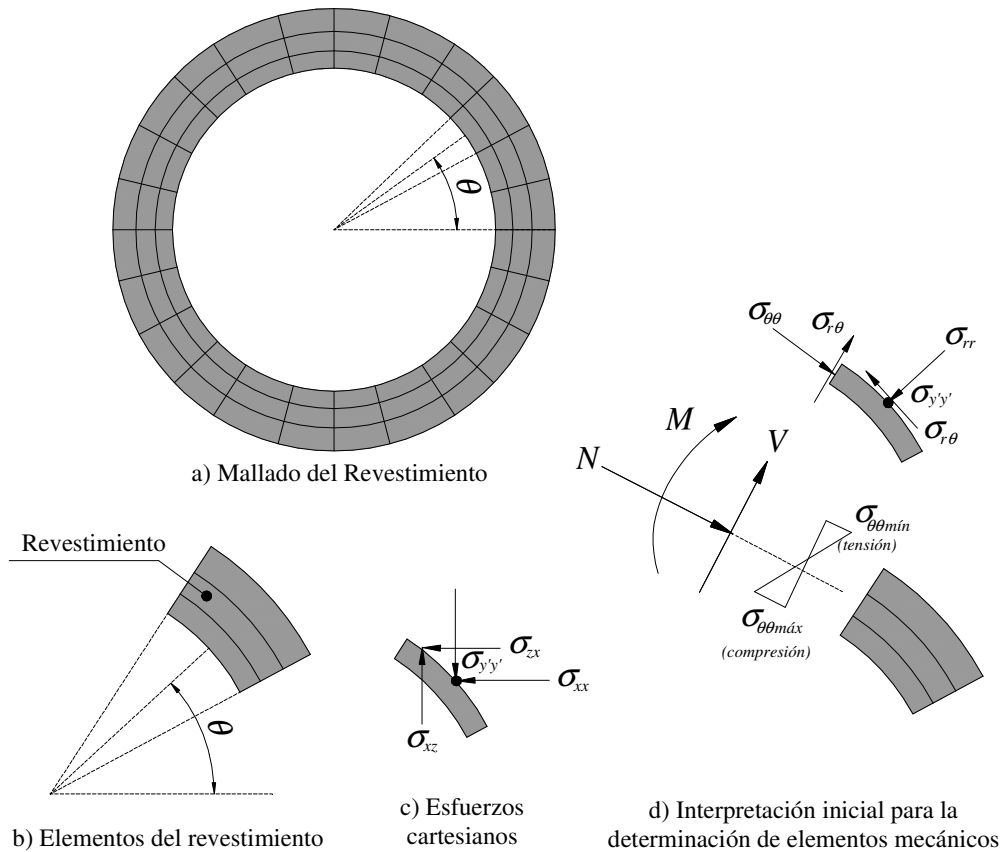


Figura D.1.3. Interpretación de los esfuerzos para obtener los elementos mecánicos en el revestimiento

D.1.3 Validación de la metodología propuesta

Se realizó la simulación del comportamiento del revestimiento en un túnel considerando dos casos para el revestimiento; en primer lugar se modeló mediante un elemento tipo viga, Figura D.1.4; y, en segundo lugar, mediante elementos sólidos, ver Figura D.1.5. El comportamiento del medio se asumió tipo Mohr-Coulomb y únicamente se realizó una etapa de cálculo, en la cual se simuló la realización de la excavación y la colocación instantánea del revestimiento.

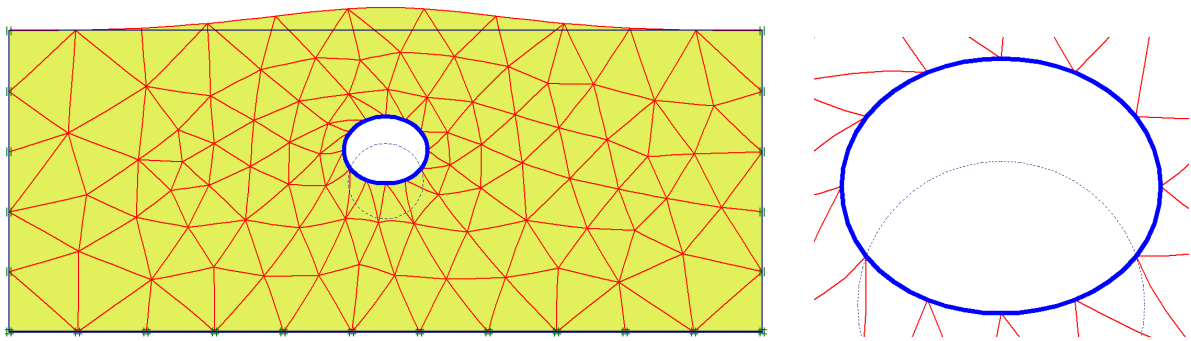


Figura D.1.4 Modelo del revestimiento mediante elementos tipo viga

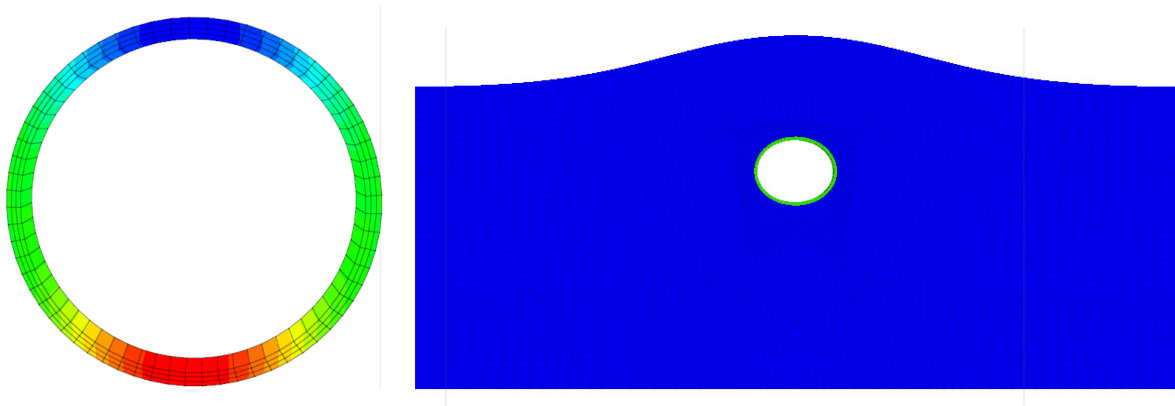


Figura D.1.5. Modelo del revestimiento mediante elementos sólido

En la Figura D.1.6 se muestran los resultados obtenidos. En primer lugar se presentan las convergencias obtenidas en el revestimiento del túnel, se aprecia que en ambos casos los valores obtenidos no difieren más del 9%. Asimismo, se presentan las fuerzas axiales incidentes en el revestimiento, aquí se presentan diferencias no mayores a 15%. En la Figura D.1.6c se muestran los momentos flexionantes, aquí las diferencias son menores al 7%. Finalmente, se presentan las fuerzas cortantes desarrolladas en el revestimiento del túnel, se aprecian diferencias del orden de 10%.

Las diferencias son atribuibles a los factores siguientes: a que se despreció la contribución del cortante a la flexión en la ecuación **D.1.9**, la cantidad de material removido es diferente en cada uno de los casos puesto que el elemento viga carece de volumen. No obstante, estas diferencias se consideran aceptables en condiciones de diseño.

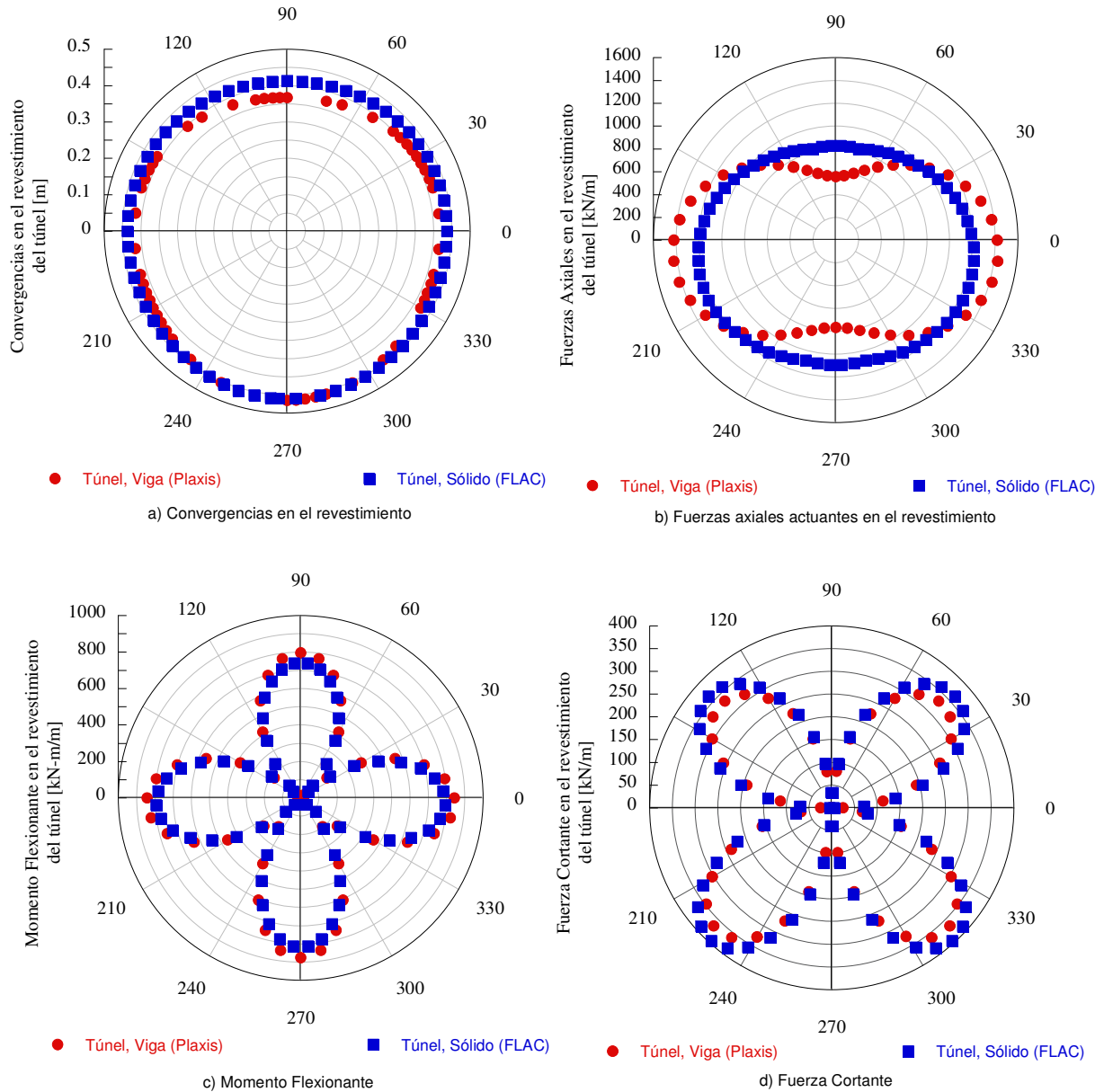


Figura D.1.6. Resultados obtenidos

D.2 Obtención de elementos mecánicos en elementos estructurales empleando elementos tipo Placa (Shell)

Si en el análisis numérico se emplean elementos tipo placa (shell) para simular el comportamiento de los revestimientos del túnel, entonces la obtención de los elementos mecánicos es directa. A pesar de esto, es necesario tener claro la forma en la cual se deben de interpretar. A continuación se exponen los elementos necesarios para tener un entendimiento claro de los resultados obtenidos cuando se emplean elementos tipo placa dentro de un análisis de diferencias finitas tridimensional.

La Figura D.2.1 muestra los esfuerzos que actúan en una sección transversal de un elemento placa cuando se encuentra sujeto a cargas flexionantes. Esta distribución de esfuerzos es válida cuando la placa tiene un espesor t y el material que la compone es homogéneo y elástico lineal.

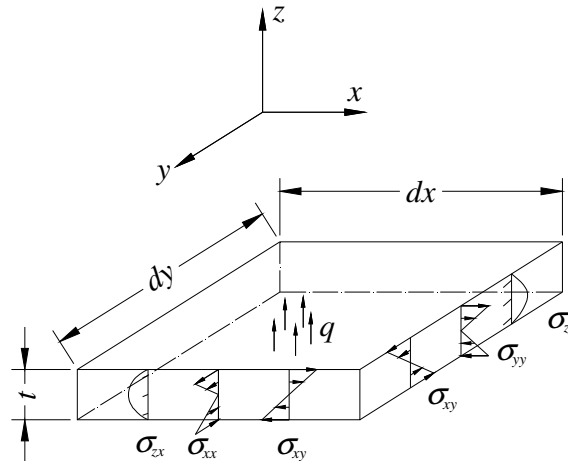


Figura D.2.1. Esfuerzos actuantes en un elemento diferencial de placa sujeta a un sistema de cargas puramente flexionantes

Los esfuerzos dados en la Figura D.2.1 producen los siguientes elementos mecánicos:

$$M_x = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{xx} z dz$$

$$M_y = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{yy} z dz$$

$$M_{xy} = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{xy} z dz$$

D.2.1

Los esfuerzos cortantes producen las siguientes resultantes:

$$Q_x = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{zx} z dz$$

$$M_y = \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_{zy} z dz$$

D.2.2

Por otra parte, en la Figura D.2.2 se muestran los esfuerzos que actúan en una sección transversal de un elemento placa cuando se encuentra sujeto a cargas axiales. Esta distribución de esfuerzos es válida cuando la placa tiene un espesor t y el material que la compone es homogéneo y elástico lineal.

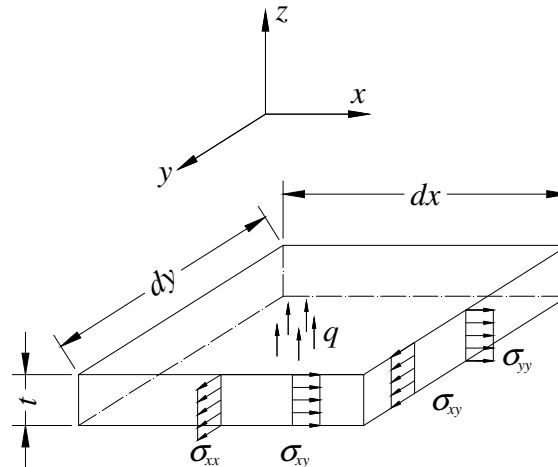


Figura D.2.2. Esfuerzos actuantes en un elemento diferencial de placa sujeta a un sistema de cargas axiales

Los esfuerzos dados en la Figura D.2.2 producen los siguientes elementos mecánicos:

$$N_x = t\sigma_{xx}$$

$$N_y = t\sigma_{yy}$$

$$N_{xy} = t\sigma_{xy}$$

D.2.3