



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

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DEL REVESTIMIENTO
PRIMARIO DE UN TÚNEL EN SUELOS EN PROCESO DE CONSOLIDACIÓN

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

PRESENTA:
MIGUEL ANGEL ORTEGA CERVANTES

TUTOR PRINCIPAL
DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Secretario: M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
Vocal: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD
1 er. Suplente: DR. JUAN FÉLIX RODRÍGUEZ REBOLLEDO
2 do. Suplente: DR. RICARDO ENRIQUE ORTÍZ HERMOSILLO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

UNIDAD DE POSGRADO, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

FIRMA

DEDICATORIA

A mis padres y a mis abuelitos, por el apoyo constante y el gran ejemplo de esfuerzo y perseverancia. Los amo.

AGRADECIMIENTOS

Al Doctor Gabriel Auvinet, por haberme acogido en su equipo de trabajo para la realización de este trabajo. Agradezco la calidez en el trato y la paciencia para conmigo.

Al Doctor Juan Félix Rodríguez, por la asesoría que me brindó para la realización de los análisis.

A la Unidad de Posgrado y al Instituto de Ingeniería de la UNAM, así como al CONACYT, que han hecho posible la realización de mis estudios de maestría.

CONTENIDO

RESUMEN	vii
ABSTRACT	viii
RÉSUMÉ	ix
INTRODUCCIÓN	1
1. ANTECEDENTES	3
1.1. SUELOS EN PROCESO DE CONSOLIDACIÓN	3
1.1.1. Historia del hundimiento de la ciudad de México	3
1.1.2. Problemáticas asociadas al hundimiento regional	6
1.1.2.1. Sistemas de drenaje	6
1.1.2.2. Inundaciones	7
1.1.2.3. Sistemas de Transporte	8
1.1.2.4. Cimentaciones profundas	8
1.1.3. Simulación numérica del problema de la consolidación	9
1.1.4. Caso del Canal de la Compañía	12
1.2. TÚNELES EN SUELOS	15
1.2.1. Métodos constructivos tradicionales	16
1.2.1.1. Excavación por ataque puntual	17
1.2.1.2. Técnicas de mejoramiento del terreno	18
1.2.2. Excavación con tuneladora TBM	21
1.2.2.1. Topos	21
1.2.2.2. Escudos	22
1.3. LOS REVESTIMIENTOS	26
1.3.1. El revestimiento de dovelas	26
1.3.2. El revestimiento secundario	29
2. ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN TÚNELES	31
2.1. DESPLAZAMIENTOS GENERADOS POR LA PERFORACIÓN DE UN TÚNEL	31
2.1.1. Asentamientos	31
2.1.2. Desplazamientos alrededor de la excavación	32
2.1.3. Convergencia	34
2.1.4. Emersión de la excavación	35
2.1.5. Desplazamiento por disipación del exceso de presión de poro	35

2.2. DESPLAZAMIENTOS GENERADOS POR LA CONSOLIDACIÓN	36
2.3. ESFUERZOS SOBRE EL REVESTIMIENTO	36
2.4. MODELACIÓN NUMÉRICA EN PLAXIS 2D	37
2.4.1. Modelos constitutivos empleados	38
2.4.1.1. Modelo Mohr – Coulomb	38
2.4.1.2. Modelo Soft Soil	40
2.4.2. Tipos de análisis mediante el MEF en suelos saturados	42
2.5. ANÁLISIS PARAMÉTRICO	44
2.5.1. Planteamiento	44
2.5.2. Fases de cálculo	46
2.5.3. Resultados	48
2.5.4. Conclusiones del análisis paramétrico	60
3. APLICACIÓN AL TÚNEL RÍO DE LA COMPAÑÍA	62
3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	62
3.2. RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN	69
3.2.1. Desplazamientos superficiales	69
3.2.2. Convergencias del revestimiento	71
3.3. MODELACIÓN DEL PROBLEMA	72
3.3.1. Problemática de la modelación	73
3.3.2. Planteamiento del análisis	74
3.3.3. Modelación del problema en Plaxis 2D	75
3.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS	80
3.5. CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS	104
4. CONCLUSIONES GENERALES	106
REFERENCIAS	107
 ANEXOS	
Anexo 1. Modelos Constitutivos de suelos blandos	110
Anexo 2. Tipos de Análisis mediante el MEF en suelos saturados	135
Anexo 3. Ilustraciones Complementarias	142
Anexo 4. Imágenes del análisis del Túnel del Río de la Compañía	147

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1.1. Distribución de los antiguos lagos del Valle de México.
- Fig. 1.2. Evolución del hundimiento en la Ciudad. (Lab. de Geoinformática II – UNAM)
- Fig. 1.3. Hundimiento de 1998 - 2002. (Lab. de Geoinformática II – UNAM)
- Fig. 1.4. Consecuencias del hundimiento sobre el Gran Canal
- Fig. 1.5. Proyección de inundaciones. (Lab. de Geoinformática II – UNAM)
- Fig. 1.6. Problemática de emersión aparente. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. 1.7. Isócronas e incremento de esfuerzos para diferentes grados de consolidación.
- Fig. 1.8. Ubicación del Río de la Compañía.
- Fig. 1.9. Asentamientos medidos en el bordo izquierdo del Canal y su evolución en el tiempo.
- Fig. 1.10. Fallas en los bordos y afectaciones a la población.
- Fig. 1.11. Mecanismo de falla de frente. (Tamez, Rangel, & Holguín, 1997)
- Fig. 1.12. Rozadora empleada en la excavación por ataque puntual.
- Fig. 1.13. Secuencia de excavación parcial.
- Fig. 1.14. Inyecciones desde un túnel piloto.
- Fig. 1.15. Mejoramiento alrededor de un túnel (SMMS, 2002)
- Fig. 1.16. Pre-soporte con bóveda paraguas. (Joubert, 2011)
- Fig. 1.17. Ciclo de instalación de anclas de fibra de vidrio. (Corba, 2010)
- Fig. 1.18. Anclas de fibra de vidrio.
- Fig. 1.19. Partes de un Topo.
- Fig. 1.20. Esquema de una tuneladora tipo topo. (Joubert, 2011)
- Fig. 1.21. Esquema de avance de un escudo. (Joubert, 2011)
- Fig. 1.22. Esquema de un escudo a presión de aire.
- Fig. 1.23. Esquema de un escudo a presión de lodo.
- Fig. 1.24. Componentes de un Escudo EPB
- Fig. 1.25. Sección de túnel construido con escudo.
- Fig. 1.26. Revestimiento de dovelas universales. (Joubert, 2011)
- Fig. 1.27. Sistema de inyección del espacio anular. (Joubert, 2011)
- Fig. 1.28. Dovelas apiladas para su manejo.
- Fig. 1.29. Sección del revestimiento de un túnel. (Hoek, Carranza, Diederichs, & Corkum, 2008)
- Fig. 2.1. Disposición típica de Bancos de nivel superficial.
- Fig. 2.2. Deformación radial generada por la tuneladora. (Lombardi, 2010)
- Fig. 2.3. Secciones de convergencia simple y compuesta
- Fig. 2.4. Efecto burbuja o emersión de la excavación.
- Fig. 2.5. Redistribución de esfuerzos radiales sobre el revestimiento. (Peck, 1969)
- Fig. 2.6. Ley de resistencia de Coulomb.
- Fig. 2.7. Comportamiento elástico lineal y plástico perfecto.
- Fig. 2.8. Curva de compresibilidad.
- Fig. 2.9. Gráfica de funcionamiento del modelo Soft Soil. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. 2.10. Tiempo requerido para el drenaje en suelos. (Modificado de Duncan & Wright, 2005)
- Fig. 2.11. Geometría para el análisis paramétrico.
- Fig. 2.12. Malla de elemento finito para el análisis paramétrico.
- Fig. 2.13. Hipótesis de abatimiento de la presión de poro para análisis paramétrico.

- Fig. 2.14. Desplazamientos verticales para un $U\% = 100$, y un $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.15. Desplazamientos verticales para un $U\% = 95$, y un $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.16. Desplazamientos verticales para un $U\% = 75$, y un $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.17. Desplazamientos verticales para un $U\% = 50$, y un $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.18. Desplazamientos verticales para un $U\% = 25$, y un $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.19. Hundimiento regional en función del grado de consolidación.
- Fig. 2.20. Evolución de esfuerzos normales aplicados sobre el revestimiento. $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.21. Evolución de esfuerzos cortantes aplicados sobre el revestimiento. $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.22. Distribución de esfuerzos cortantes relativos. $U\% = 100$ y $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.23. Puntos de plastificación. $U\% = 25$ (a) y 100 (b) y $\alpha = 0.25$.
- Fig. 2.24. Aumento del diámetro del revestimiento primario.
- Fig. 2.25. Elementos mecánicos para $U\% = 100$ y $\alpha = 0.25$. Fuerza Axial (a), Fuerza Cortante (b) y Momento flexionante (c).
- Fig. 3.1. Sección geométrica del túnel.
- Fig. 3.2. Trazo del Túnel del Río de la Compañía.
- Fig. 3.3. Modelo estratigráfico longitudinal.
- Fig. 3.4. Sondeo en la zona atípica (cadenamiento 1+483).
- Fig. 3.5. Agrietamiento de dovelas y refuerzo con marcos metálicos.
- Fig. 3.6. Velocidad de hundimiento media en la zona atípica.
- Fig. 3.7. Velocidad de hundimiento media en la zona típica.
- Fig. 3.8. Desplazamientos horizontales de los bordos.
- Fig. 3.9. Medidas de convergencia en el tramo de la L-1 a la L-2.
- Fig. 3.10. Desconfinamiento lateral del túnel.
- Fig. 3.11. Esquema del modelo considerado como representativo de la zona de estudio.
- Fig. 3.12. Configuración de las mallas de elementos finitos.
- Fig. 3.13. Ventana de definición de fases de cálculo.
- Fig. 3.14. Malla del modelo "Típico".
- Fig. 3.15. Evaluación de resultados en el revestimiento.
- Fig. 3.16. Convergencias en el revestimiento en función de α . Modelo Atípico 1.
- Fig. 3.17. Convergencias del revestimiento en función de α . Modelo Atípico 2.
- Fig. 3.18. Convergencias para el modelo Atípico 1 con sobrecarga.
- Fig. 3.19. Convergencias para el modelo Atípico 1 con desplazamiento prescrito.
- Fig. 3.20. Convergencias para el modelo Atípico 2 con sobrecarga.
- Fig. 3.21. Convergencias para el modelo Atípico 2 con desplazamiento prescrito.
- Fig. 3.22. Desplazamientos del modelo Atípico 1 con sobrecarga impuesta. $\alpha = 0.01$.
- Fig. 3.23. Desplazamientos del modelo Atípico 1 con desplazamiento prescrito. $\alpha = 0.01$.
- Fig. 3.24. Desplazamientos del modelo Atípico 2 con sobrecarga impuesta. $\alpha = 0.04$.
- Fig. 3.25. Desplazamientos del modelo Atípico 2 con desplazamiento prescrito. $\alpha = 0.02$.
- Fig. 3.26. Esfuerzos normales sobre el revestimiento.
- Fig. 3.27. Esfuerzos cortantes sobre el revestimiento.
- Fig. 3.28. Distribución de esfuerzos cortantes relativos. Atípico 1.
- Fig. 3.29. Distribución de esfuerzos cortantes relativos. Atípico 2.
- Fig. 3.30. Plastificación del suelo alrededor del túnel. Atípico 1(a) y 2(b).

- Fig. 3.31. Elementos mecánicos en el túnel. Modelo Atípico 1 con sobrecarga.
- Fig. 3.32. Convergencias del revestimiento en función de α . Modelo Típico.
- Fig. 3.33. Convergencias para el modelo Típico con sobrecarga.
- Fig. 3.34. Convergencias para el modelo Típico con desplazamiento prescrito.
- Fig. 3.35. Desplazamientos en el modelo Típico con sobrecarga. $\alpha = 0.3$
- Fig. 3.36. Desplazamientos en el modelo Típico con desplazamiento prescrito. $\alpha = 0.3$
- Fig. 3.37. Comparación de esfuerzos normales en el modelo Típico ($\alpha=0.3$) y Atípico 1 ($\alpha=0.01$)
- Fig. 3.38. Comparación de esfuerzos cortantes en el modelo Típico ($\alpha=0.3$) y Atípico 1 ($\alpha=0.01$)
- Fig. 3.39. Elementos mecánicos en el túnel. Modelo Típico con sobrecarga.
- Fig. A1.1. Comportamiento elástico no-lineal y plástico (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.2. Comportamiento elástico lineal y plástico perfecto (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.3. Comportamiento elástico lineal y plástico con endurecimiento (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.4. Superficie de fluencia asociada para la teoría de la plasticidad (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.5. Superficie de fluencia de Tresca (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.6. Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.7. Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.8. Sección de la superficie de fluencia de MC en el espacio de esfuerzos principales con $\phi = 20^\circ$, aproximación suavizada (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.9. Módulo odométrico secante. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.10. Módulo odométrico tangente. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.11. Proyección de la curva del estado crítico en el plano $(v, \ln p')$. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.12. Superficie de fluencia y curva del estado crítico en el espacio (v, p', q) . (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.13. Relación entre el esfuerzo efectivo isotrópico y el volumen específico para el modelo CCM. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.14. Superficie de fluencia para el modelo CCM. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.15. Relación del esfuerzo de preconsolidación (σ'_p) con el esfuerzo vertical efectivo inicial (σ'_{yy0}) utilizando *POP* (a) y *OCR* (b). (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.16. Relación entre el coef. K_o^{NC} y ϕ' (Después de (Mayne & Kulhawy, 1982) y (Díaz,1992)
- Fig. A1.17. Valores de λ obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional. (SIG, 2008)
- Fig. A1.18. Valores de κ obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional. (SIG, 2008)
- Fig. A1.19. Valores de M obtenidos de pruebas de compresión triaxial tipo CU (con medición de presión de poro), para distintos esfuerzos confinantes y velocidades de deformación (información obtenida de la interpretación de resultados publicados por (Alberro & Hiriart, 1973))
- Fig. A1.20. Relación entre el esfuerzo efectivo isotrópico y la deformación volumétrica para el modelo SS. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A1.21. Superficie de fluencia para el modelo SS. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A2.1. Isócronas e incrementos de los esfuerzos efectivos obtenidos mediante la ec. A2.17
- Fig. A2.2. Círculos de Mohr para evaluar la resistencia c_u en un estado plano de deformaciones, a partir de parámetros drenados. (Rodríguez J. , 2010)
- Fig. A3.1. Hundimientos en el bordo izquierdo del canal.
- Fig. A3.2. Corte Estratigráfico de la zona atípica.
- Fig. A3.3. Corte Estratigráfico de la zona típica.

Fig. A3.4. Hundimiento en metros, para el periodo 1998 - 2002.

LISTA DE TABLAS

- Tabla 1.1. Pérdida de capacidad del sistema de drenaje. Datos en m³/s.
- Tabla 2.1. Resumen de los tipos de análisis. (Modificado de Rodríguez, 2010)
- Tabla 2.2. Propiedades de los suelos del análisis paramétrico.
- Tabla 2.3. Propiedades del revestimiento afectadas por α .
- Tabla 2.4. Resultados del análisis paramétrico.
- Tabla 2.5. Incrementos máximos en elementos mecánicos.
- Tabla 3.1. Deformaciones en los anillos.
- Tabla 3.2. Propiedades de los suelos para la modelación.
- Tabla 3.3. Propiedades del revestimiento de dovelas
- Tabla 3.4. Resumen de elementos mecánicos máximos.
- Tabla A1.1. Condiciones para la función de fluencia. (Rodríguez J. , 2010)
- Tabla A1.2. Valores de λ y κ para distintos valores del coeficiente K . (Díaz, et al., 1992)
- Tabla A1.3. Valores de λ y κ obtenidos para distintos valores de OCR . (Villa, 2004)
- Tabla A3.1. Instrumentación en los anillos de dovelas del tramo atípico.
- Tabla A4.1. Resultados del modelo Atípico 1 con sobrecarga.
- Tabla A4.2. Resultados del modelo Atípico 1 con desplazamiento prescrito.
- Tabla A4.3. Resultados del modelo Atípico 2 con sobrecarga.
- Tabla A4.4. Resultados del modelo Atípico 2 con desplazamiento prescrito.
- Tabla A4.5. Resultados del modelo Típico con sobrecarga.
- Tabla A4.6. Resultados del modelo Típico con desplazamiento prescrito.

RESUMEN

En este trabajo se hace el análisis del revestimiento primario de un túnel construido en suelos con hundimiento regional. Se tiene como objetivo analizar el comportamiento del túnel en este tipo de suelos, modelando el fenómeno de la consolidación como un proceso cinemático. El análisis del comportamiento del revestimiento primario, se comprueba con los resultados de la instrumentación.

Se estudia el caso del túnel del Río de la Compañía, que además de estar construido en suelos en proceso de consolidación, es fuertemente afectado por solicitaciones creadas por fuentes externas, principalmente la sobrecarga e indentación del material de un bordo del canal de la Compañía en los suelos circundantes al túnel. Esto ha generado que el revestimiento primario, que trabaja como único antes de la construcción del revestimiento secundario, sufra grandes deformaciones en algunos tramos.

En el primer capítulo se presentan los antecedentes del trabajo. Se enmarca teóricamente el tema de la consolidación y del hundimiento regional, así como el tema de la construcción de túneles en suelos. En el segundo capítulo se estudian los aspectos que tiene que considerar la modelación de túneles, tanto de esfuerzos como de deformaciones y se hace un análisis paramétrico. El capítulo tercero es la parte fundamental de esta tesis, pues es precisamente donde se hace el análisis inverso del comportamiento del túnel con los efectos del hundimiento regional y la aplicación al caso del túnel del Río de la Compañía. Posteriormente se presentan los resultados del análisis, mismos que se comparan con los datos arrojados por la instrumentación y por último las conclusiones y recomendaciones.

Palabras clave:

Túnel, modelación numérica, dovelas, instrumentación, revestimiento, hundimiento regional.

ABSTRACT

In this thesis an analysis of the primary lining of a tunnel built in soils affected by land subsidence is done. The main objective is to analyze the behavior of a tunnel in this type of soils, modeling the consolidation, as a cinematic process. The analysis of the lining is proved by comparing the results with the instrumentation data.

This study is based on the Río de la Compañía tunnel case, which is not just affected by land subsidence, but by strong solicitations due to external sources, such as the surcharge and indentation of the granular materials of a watercourse levee in the surrounding soils of the tunnel. This has caused great deformations in the primary lining of the tunnel, which works as unique while the secondary lining is built.

In the first chapter, antecedents are presented. Consolidation and regional subsidence are treated in this chapter. Besides, the subject of the tunneling methods and lining types that can be used in such particular soils is shown. The second part of this work, deals with the aspects to consider in tunnel modeling phases, in stresses and deformations and a parameter analysis is done. The third chapter deals with the fundamental issue, for it's precisely the inverse analysis of the lining behavior with the subsidence effects and its application to the Río de la Compañía tunnel case. After that, results and comparisons are presented and finally conclusions and recommendations are given. All these data is finally used to faithfully model the tunnel behavior.

Key-Words:

Tunnel, Numerical modeling, lining segments, instrumentation, lining, land subsidence.

RÉSUMÉ

Ce rapport porte sur l'analyse d'un tunnel construit dans les sols affectés par le tassement régional. Cette étude a pour but d'analyser le comportement d'un tunnel en ce type des sols, en modélant la consolidation, comme un procès cinématique. L'analyse est vérifiée avec la comparaison avec l'info de l'instrumentation.

Cette étude se base sur le cas du Tunnel Río de la Compañía, excavé dans la vallée de Mexico. Ce tunnel présente la particularité d'être construit dans des argiles qui ne sont pas seulement affectées par le tassement régional, mais pour les sollicitations externes aussi. Ces sollicitations, sont à cause de la surcharge d'un bord du fleuve de la Compañía. Cette situation, ramène des grandes déformations sur le revêtement primaire du tunnel, même qui travaille seul tout en construisant le secondaire.

Le premier chapitre est sur les antécédents. On voit le sujet de la consolidation et du tassement régional, aussi bien que les méthodes communs de construction des tunnels dans les sols. La deuxième partie est sur les aspects à considérer dans la modélisation des tunnels, comme les efforts et les déformations et on fait une analyse paramétrique. La troisième, est la partie fondamentale du rapport, c'est ici ou on fait l'analyse inverse du comportement du tunnel avec les effets du tassement régional et l'application au cas du tunnel Río de la Compañía. Puis, les résultats et comparaisons avec l'instrumentation est fait.

Mots clés :

Tunnel, modélisation numérique, voussoirs, revêtement, tassement régional.

INTRODUCCIÓN

En los últimos años se ha hecho cada vez más importante la construcción de túneles en las zonas urbanas, ya sean para transporte, manejo de agua potable o residual, instalaciones, etc. Esto debido a los grandes crecimientos y concentraciones demográficos que se tienen en las grandes ciudades alrededor del mundo. Este crecimiento se traduce en una necesidad de mayor capacidad en las vías de comunicación, de instalaciones para drenaje, electricidad, etc., y al estar congestionados y/u ocupados los espacios superficiales y en algunos casos los elevados, se tiene que recurrir al aprovechamiento de los espacios subterráneos. A esto último, se suma la ventaja ecológica, pues se genera un menor impacto ambiental al explotar el espacio subterráneo que al explotar espacios superficiales.

La ciudad de México es uno de estos casos. Alrededor de 23 millones de habitantes en la zona metropolitana del valle, la hacen una de las ciudades más grandes y congestionadas del mundo. Desde la gran explosión demográfica que se dio en la primera mitad del siglo XX en su zona urbana, las autoridades se han visto obligadas a realizar ambiciosos proyectos de transporte, drenaje, abastecimiento de agua potable, telefonía, y demás instalaciones para mantener el “buen” funcionamiento de la ciudad. Entre estos proyectos se encuentran los túneles, siendo los más importantes para drenaje y transporte.

El diseño y la construcción de un túnel representan un gran reto económico y técnico para la sociedad. En la ciudad de México el reto es aún mayor, pues los túneles atraviesan grandes formaciones de arcillas lacustres muy blandas, de espesores variables, que se encuentran sometidos a un proceso de consolidación, que se ha denominado hundimiento regional. Este proceso, del cual se hablará en el capítulo uno de este trabajo, transmite al túnel cargas muy fuertes, que le provocan daños severos, que pueden llegar a dejarlo inservible.

La necesidad de construir más túneles en la ciudad ha llevado a los ingenieros a estudiar más a fondo el hundimiento regional y sus efectos en la interacción suelo – revestimiento del túnel. Para este fin se ha recurrido a herramientas como la modelación numérica, apoyada en el avance tecnológico que han tenido las computadoras. Esta herramienta, muy útil para el diseño, debe complementarse con algunos otros métodos analíticos, así como con el monitoreo continuo de las obras mediante instrumentación superficial y en los revestimientos de los túneles.

En este trabajo se presenta la aplicación de un programa numérico de elemento finito, a un proyecto de túnel construido en el Valle de México, sometido a los procesos mencionados anteriormente y a otras fuentes externas que lo hacen un caso crítico y excepcional, el túnel del Río de la Compañía. La dificultad que se tuvo para la modelación, diseño y construcción de este túnel, resaltan la importancia de desarrollar métodos de modelación aceptables para situaciones atípicas.

En este trabajo se propone una solución basada en los datos de la instrumentación superficial, donde se simula el hundimiento como un proceso cinemático, imponiendo un campo de deformación en el suelo y posteriormente, observando los efectos de este en el revestimiento primario del túnel y comparándolos con lo medido. Es decir, se realiza un análisis “inverso”. Este análisis se realiza con el Método del Elemento Finito, utilizando el programa comercial: Plaxis 2D.

Se hace un análisis paramétrico, con el cual se demuestra la influencia del proceso de consolidación en el estado esfuerzo – deformación del suelo y del túnel, y se determina la sensibilidad del programa de elemento finito ante las variaciones en dichos parámetros. También se analiza la sensibilidad del programa ante variaciones en la rigidez a la flexión del revestimiento primario.

En el análisis del túnel del Río de la Compañía, se determina el valor del factor de reducción de rigidez “ α ” (Rodríguez et al., 2012) que simule mejor el comportamiento del revestimiento en este tipo de casos y se validan los procedimientos de modelación del proceso cinemático de la consolidación. Por último, se determina su futura aplicabilidad para proyectos que presenten características similares.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1. SUELOS EN PROCESO DE CONSOLIDACIÓN

Los suelos que se denominan “en proceso de Consolidación”, son aquellos en los que este fenómeno es inducido mediante el bombeo de agua subterránea, generando un “hundimiento” generalizado que también se conoce como hundimiento regional.

Esto lleva a grandes problemáticas, como daños en sistemas de drenaje y transporte, afectaciones a instalaciones municipales, la aparente “emersión” de edificios con cimentaciones profundas, etc. Dichas problemáticas, a su vez, han despertado desde hace muchos años, el interés de ingenieros e investigadores, para desarrollar metodologías de diseño y sistemas de cimentación que predigan, mitiguen o en su caso afronten este fenómeno de la mejor manera posible, para asegurar el buen funcionamiento de las obras civiles durante su vida útil. El hundimiento regional se presenta en varias ciudades alrededor del mundo, sin embargo, en este trabajo se hará un enfoque en el bien conocido problema de la ciudad de México.

1.1.1. Historia del hundimiento en la Ciudad de México.

La cuenca del Valle de México contaba con cinco lagos, siendo el más importante el de Texcoco. Al drenarse estos en el siglo XVIII, comenzó la expansión de la ciudad sobre los depósitos de suelos donde anteriormente se encontraban los lagos (Ver Fig. 1.1). Dichos suelos lacustres se caracterizan por su gran contenido de agua, así como por su extraordinaria compresibilidad.



Fig. 1.1. Distribución de los antiguos lagos del Valle de México.

Alrededor de 1900 el abastecimiento de agua potable de la Ciudad de México, era por medio del acueducto de Xochimilco, que resultaba suficiente para los 500,000 habitantes (aprox.). Dicha fuente fue suficiente hasta aproximadamente 1930, lapso en el que el crecimiento demográfico fue gradual. Fue en esos años que se inició una fuerte migración hacia la capital del país y sus alrededores, ocasionando una explosión demográfica importante que derivó en una fuerte problemática en el abastecimiento de agua potable de la ciudad.

Para satisfacer dichas necesidades, se construyeron un sin número de pozos profundos, que al solo requerir un equipo de bombeo, y algunas tuberías de distribución locales, representó en su tiempo, grandes ventajas económicas. (Marsal & Mazari, 1969).

En 1925 Roberto Gayol observó el hundimiento generalizado de la ciudad, mismo que atribuyó al drenaje metropolitano. Con este antecedente, José Antonio Cuevas sugiere al Profesor Nabor Carrillo estudiar la influencia de los pozos artesianos en el hundimiento de la ciudad de México. Carrillo estableció que la pérdida de presión en los acuíferos debida al bombeo induce fuertes cambios en el estado de esfuerzos efectivos, e hizo la comparación entre el desarrollo teórico del fenómeno, la Teoría de Terzaghi, y las mediciones experimentales con que se contaba entonces. (Carrillo, 1947)

Fue con el exhaustivo estudio hecho al subsuelo de la Ciudad de México por el Profesor Raúl Marsal, que se comprobó la influencia de la explotación de los mantos acuíferos en el hundimiento regional. En la Fig. 1.2., se muestra la evolución del hundimiento en la ciudad de México en tres puntos específicos; La Catedral Metropolitana, el palacio de Minería y la Alameda Central. Se muestran también algunas fechas importantes en esta línea del tiempo.

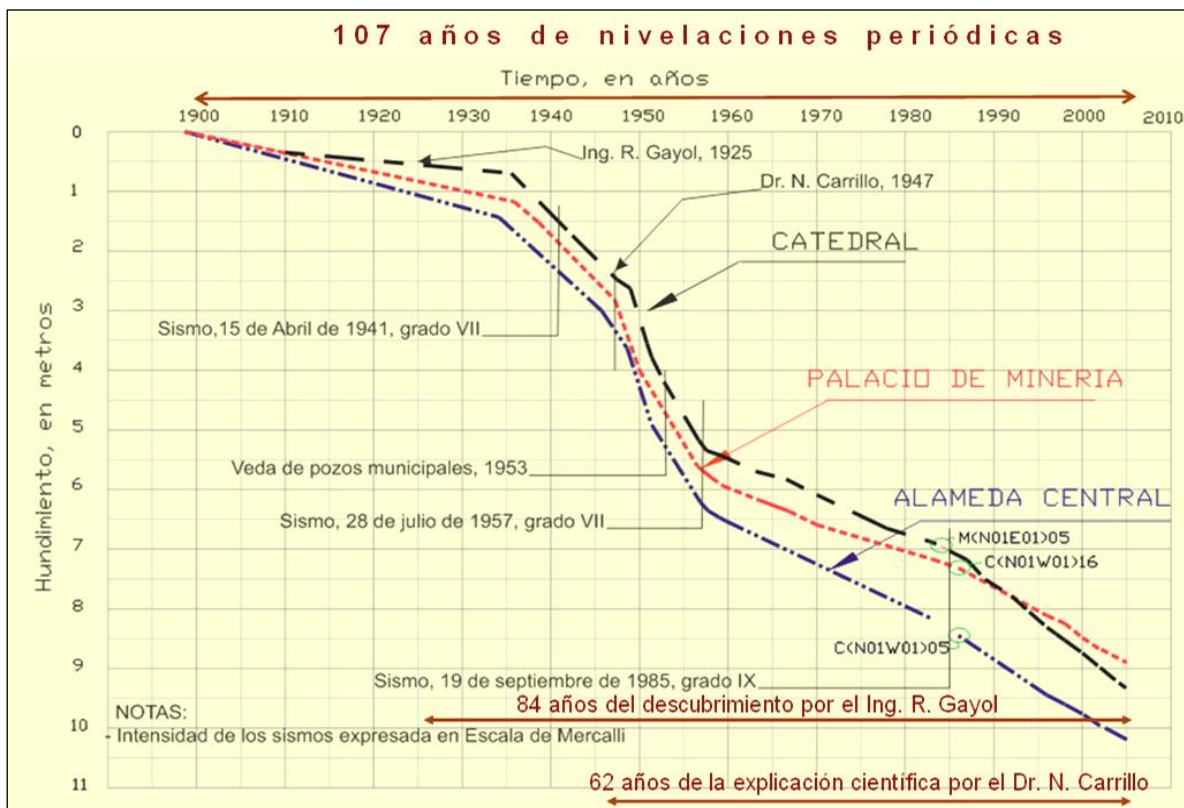


Fig. 1.2. Evolución del hundimiento en la Ciudad. (Lab. de Geoinformática II – UNAM)

En años recientes se ha tratado de controlar el bombeo de agua subterránea y con esto las pérdidas de presión de poro, sin embargo, la demanda creciente del vital líquido, y la dificultad que sigue representado el traer agua potable de otras fuentes a la zona metropolitana, aún hace necesaria la explotación de los mantos profundos. En 2009, el volumen de agua bombeada del acuífero ubicado debajo de la ciudad era de aproximadamente 52.2 m³/s, que era el 72 % del agua potable que abastece a la ciudad (Auvinet, 2009).

La magnitud del hundimiento y sus velocidades varían de una zona de la ciudad a otra, pues están en función de los espesores compresibles, el bombeo en la zona, las anomalías geotécnicas como tlateles, antiguas calzadas, etc., entre otros factores. La zona que presenta mayor hundimiento, está en las proximidades del Cerro del Marqués donde se tienen registrados hundimientos totales de hasta 13.5 m. Es precisamente en esta zona y en el Lago de Chalco donde se miden las velocidades de hundimiento más altas, que llegan a alcanzar los 40 cm/año. En el área del centro histórico, se tienen velocidades de hundimiento de aproximadamente 8 cm/año. En la Fig. 1.3., se muestran los hundimientos en las diferentes zonas del área metropolitana (1998 -2002).

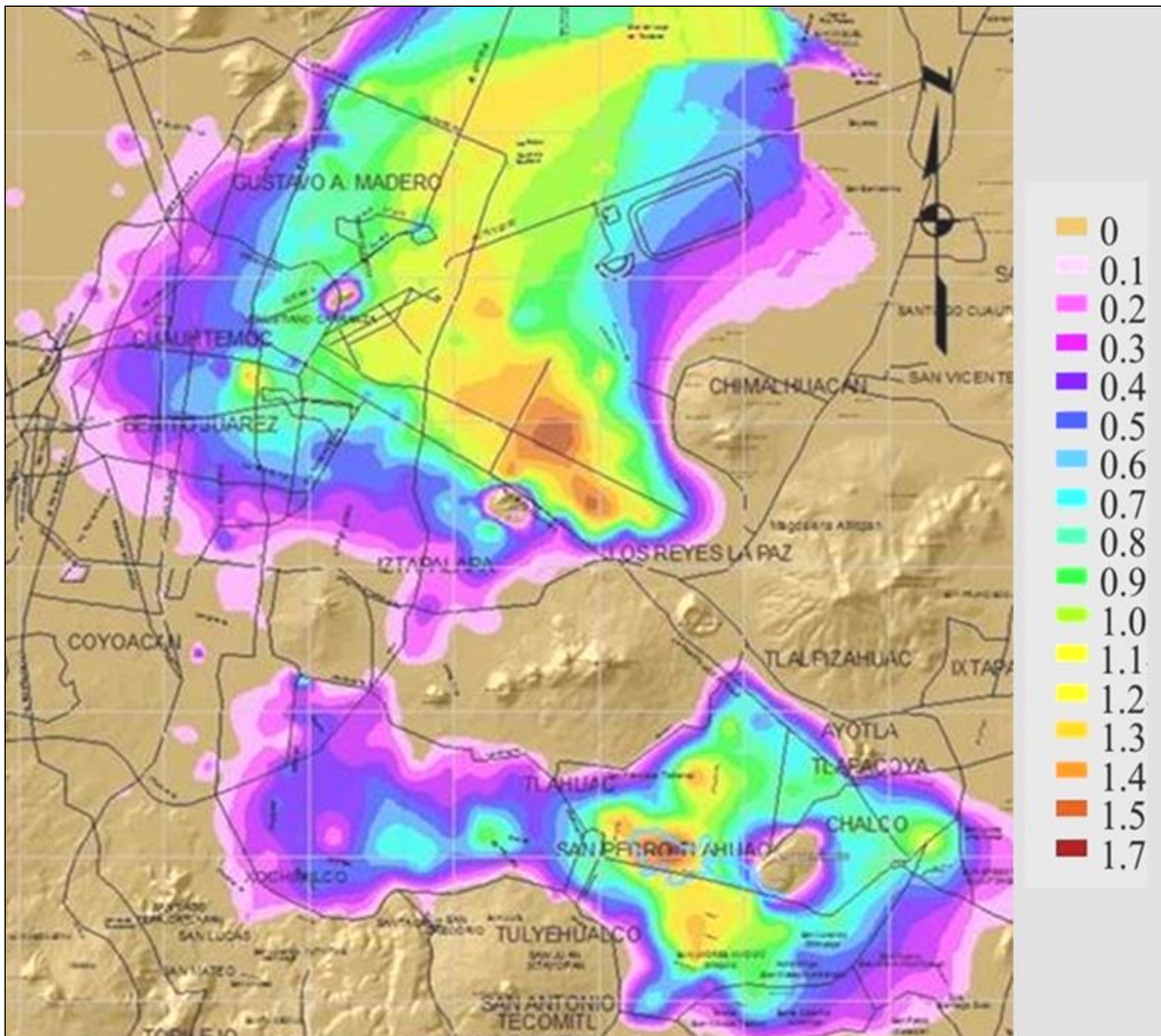


Fig. 1.3. Hundimiento de 1998 - 2002. (Lab. de Geoinformática II – UNAM)

1.1.2. Problemáticas asociadas al hundimiento regional.

Como se menciona al comenzar este capítulo, el hundimiento regional tiene serias consecuencias, afectando principalmente a:

1.1.2.1. Sistemas de drenaje.

El drenaje de la ciudad en 1910, se daba por gravedad a través del Gran Canal del desagüe, que sacaba las aguas de desecho por el norte del valle, llevándolas hasta los túneles de Tequisquiác.

Este canal, desplantado sobre las arcillas lacustres antes comentadas, con la aceleración del hundimiento regional provocada por el bombeo de agua subterránea, comenzó a perder su pendiente, lo que lo hizo mucho menos eficiente hasta el grado de tener contrapendientes, lo que derivó en la instalación de estaciones de bombeo intermedias para que pudiera evacuarse el agua de drenaje de la ciudad. Aún con estas obras de corrección, no se ha logrado incrementar en gran medida la eficiencia del canal.

A esto se suman las fallas en redes subterráneas y conexiones menores. En la tabla 1.1, se presentan algunos datos sobre las pérdidas de capacidad del sistema de drenaje de la ciudad, y la proyección al 2014 con la operación del TEO.

Tabla 1.1. Pérdida de capacidad del sistema de drenaje. Datos en m³/s.

Año	1975	2006	2008	2012	2014
Gran Canal	80	15	15	15	15
Obras de mejoramiento	-	-	30	30	30
Emisor Poniente	30	30	30	30	30
Emisor Central	170	120	120	120	120
<i>Emisor Oriente (proyección)</i>	-	-	-	40 primer tramo	150
Total	280	165	195	235	345
Población (millones de hab.)	10	19	19.9	21	?

En la Fig. 1.4, se esquematizan las consecuencias del hundimiento regional en el Gran Canal de desagüe en los últimos 100 años.

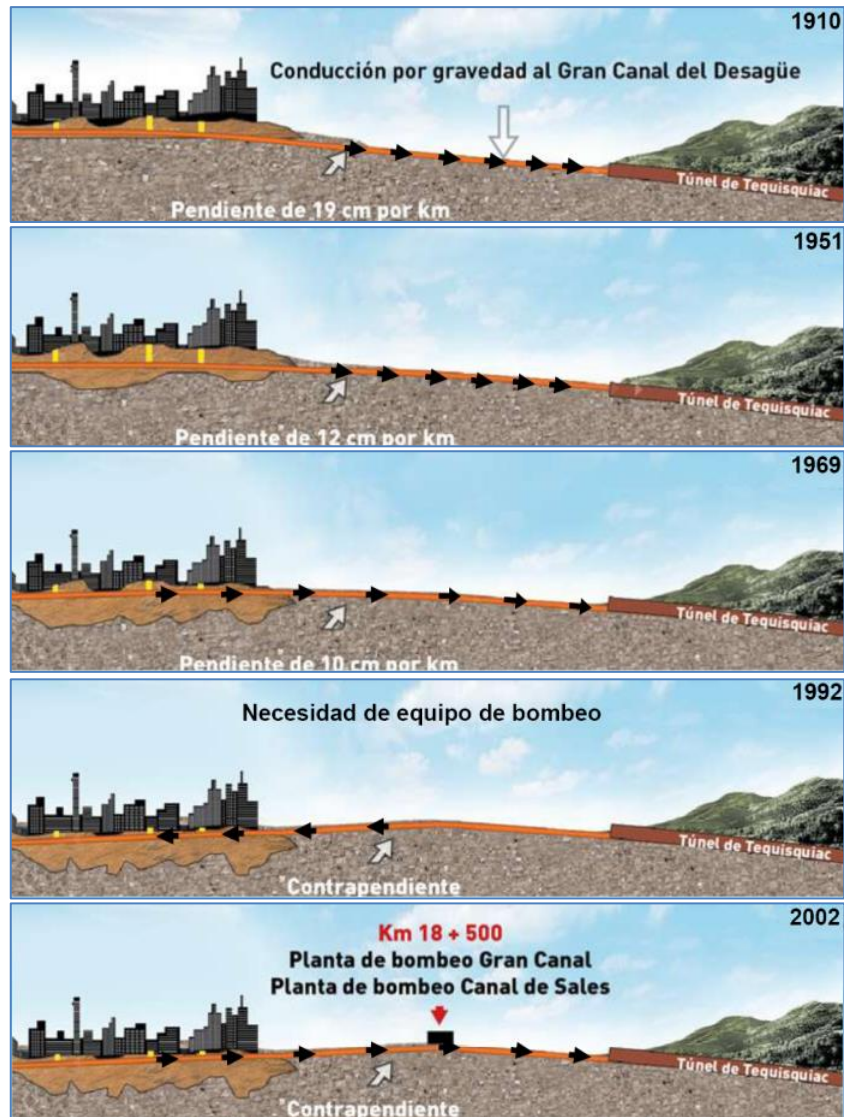


Fig. 1.4. Consecuencias del hundimiento sobre el Gran Canal

1.1.2.2. Inundaciones.

Durante la época de lluvias existe un peligro potencial de fuertes inundaciones en las zonas que han sufrido ya un hundimiento. El Laboratorio de Geoinformática del Instituto de Ingeniería de la UNAM, realizó en el año 2007, un estudio sobre la inundación que se tendría en la parte central de la ciudad, si llegase a fallar alguno de los sistemas de drenaje de la misma, en este caso, el Emisor Central. Se proyecta, que si este fallase, se tendría una inundación de hasta 12 metros en algunas zonas del centro de la ciudad. En la Fig. 1.5., se muestra la proyección hecha por el Laboratorio.

Como resultado de este estudio, se determinó la necesidad de ampliar la capacidad de la red de drenaje, lo que derivó en la construcción del Túnel Emisor Oriente.

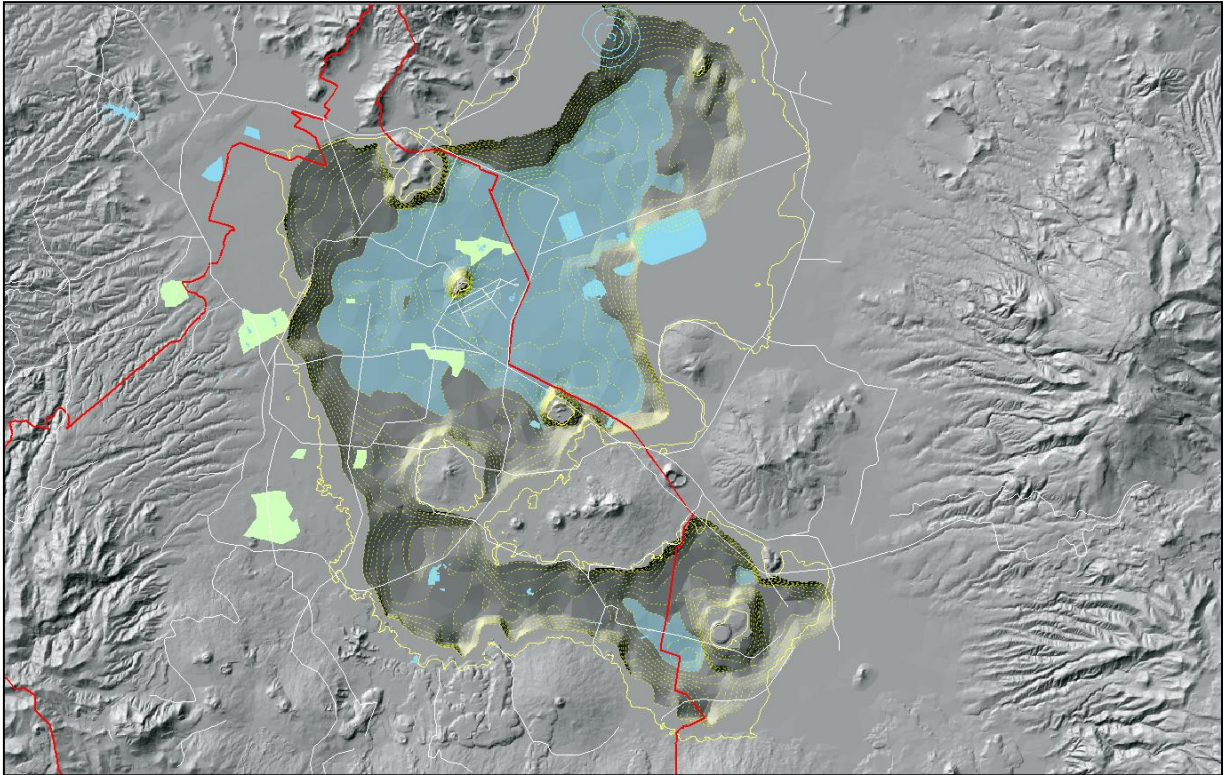


Fig. 1.5. Proyección de inundaciones. (Lab. de Geoinformática II – UNAM)

1.1.2.3. Sistemas de Transporte.

El hundimiento regional ha tenido un gran impacto en las líneas de Metro de la ciudad. Uno de los casos más conocidos –pues se aprecia a simple vista– es el de la Línea A, en su tramo Guelatao – Los Reyes. Durante los casi 20 años de operación de la línea, se le han tenido que hacer nivelaciones y correcciones constantemente debido al asentamiento diferencial existente en las zonas de transición donde se desplantó. Dicho asentamiento diferencial, se presenta al cambiar abruptamente de una zona lacustre a una zona de transición. Esto, además de daños en la estructura de cimentación, ha generado grietas en el suelo circundante y podría causar hasta el descarrilamiento de los trenes. (López-Acosta, Auvinet, & Rodríguez, 2009)

El hundimiento regional también genera fracturamiento de los suelos en zonas de transición entre materiales rígidos y blandos

1.1.2.4. Cimentaciones Profundas.

También se tienen afectaciones importantes en las cimentaciones desplantadas sobre estratos resistentes, produciendo una “emersión” aparente del edificio a largo plazo, pues no se sigue la velocidad de hundimiento del suelo que rodea al edificio. En la siguiente figura se ilustra esta problemática.

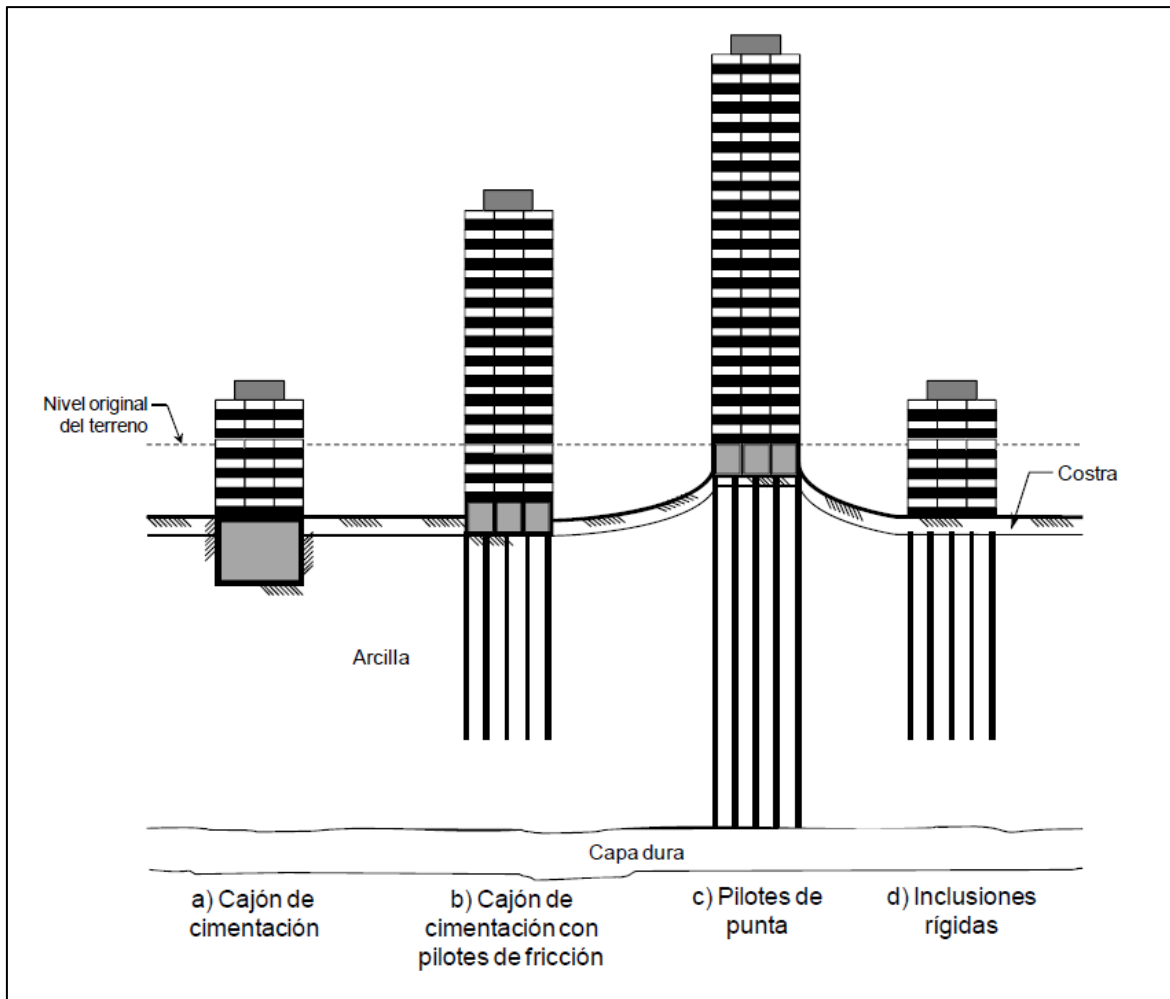


Fig. 1.6. Problemática de emersión aparente. (Rodríguez J. , 2010)

La consolidación modifica las propiedades mecánicas del subsuelo, tanto estáticas, como dinámicas. (Ovando, Romo, Contreras, & Giralt, 2004). Una proyección de la distribución de asentamientos en la zona centro de la ciudad de México, hecha por Ovando et al. (2004, op. Cit), muestra que el patrimonio arquitectónico en dicha zona, pudiera perderse en algunas décadas.

1.1.3. Simulación numérica del problema de la consolidación.

Como se mencionó anteriormente, la consolidación unidimensional de un medio homogéneo inducida por el bombeo de agua del subsuelo, queda representada por los desarrollos teóricos de Terzaghi, mediante la siguiente ecuación diferencial (Terzaghi, 1956):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Donde:

u = Presión de poro

t = Tiempo

C_v = Coeficiente de consolidación

z = Profundidad

Se recurre al método de las diferencias finitas, para establecer las diferentes condiciones de frontera, como las profundidades y las presiones de poro iniciales, para obtener el abatimiento de la presión de poro, a determinada profundidad, y en un instante dado (Carrahan, et al., 1969).

$$u_{i,n+1} = \lambda u_{i-1,n} + (1 - 2\lambda)u_{i,n} + \lambda u_{i+1,n}$$

Donde:

$$\lambda = C_v \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2}$$

$u_{i,n+1}$ = Presión de poro para una profundidad z_i y un tiempo t_{n+1} .

$u_{i-1,n}$ = Presión de poro para una profundidad z_{i-1} y un tiempo t_n .

$u_{i,n}$ = Presión de poro para una profundidad z_i y un tiempo t_n .

$u_{i+1,n}$ = Presión de poro para una profundidad z_{i+1} y un tiempo t_n .

Δt = incremento de tiempo.

Δz = incremento de profundidad.

En la figura 1.7 se muestran las curvas isócronas obtenidas con las ecuaciones anteriores, para diferentes grados de consolidación (0, 20, 40, 60, 80, 100) de un medio homogéneo de un espesor de 30 metros, drenado verticalmente por un estrato permeable al fondo del medio. Se empleó el valor de C_v de $0.0005 \text{ cm}^2/\text{seg} = 1.58 \text{ m}^2/\text{año}$ propuesto por Nabor Carrillo para las arcillas de la Ciudad de México. (Carrillo, 1947)

Al decrecer las presiones de poro en el suelo, se ocasiona en los mismos un incremento de los esfuerzos efectivos de la misma magnitud. Ver Fig. 1.7.

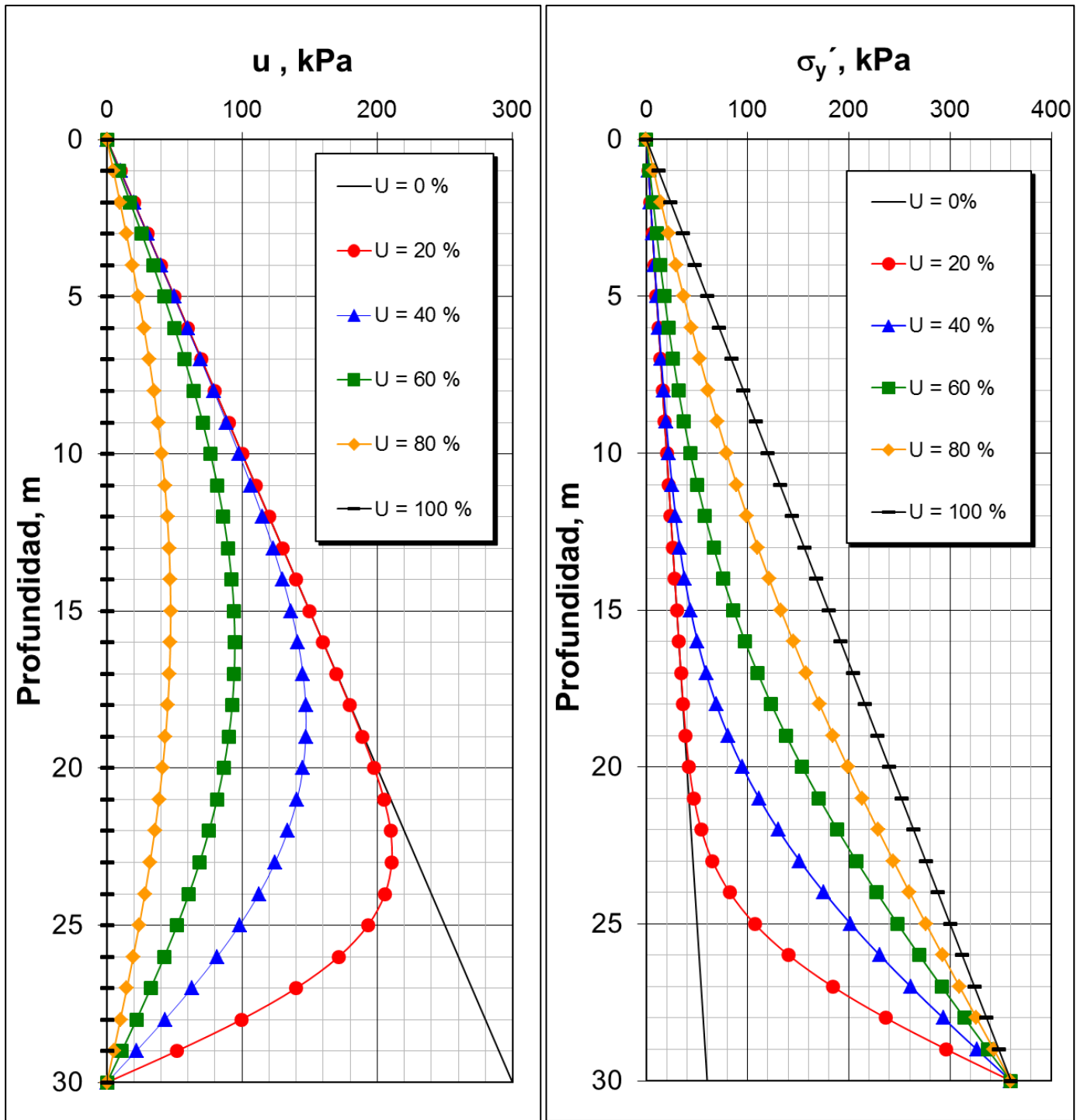


Fig. 1.7. Isócronas e incremento de esfuerzos para diferentes grados de consolidación.

Así, si se cuenta con presiones de poro obtenidas de mediciones piezométricas a diferentes profundidades, se pueden construir las gráficas de isócronas, así como las de incremento de esfuerzos efectivos para diferentes grados de consolidación de un caso particular.

1.1.4. Caso del canal de la Compañía.

El canal del Río de la Compañía se ubica al suroriente del Valle de México y se construyó con el fin de conducir los escurrimientos pluviales de las cuencas de los ríos San Francisco y San Rafael, así como las aguas residuales de los municipios de Chalco, Ixtapalca, Chimalhuacán y Nezahualcóyotl hacia el Lago de Texcoco y posteriormente hacia el Gran Canal del Desagüe.

El trazo del canal se desarrolla principalmente sobre depósitos lacustres blandos, altamente compresibles, con grandes contenidos de agua y de espesor variable (en algunos sitios alcanzan los 200 m). El resumen geológico, se puede apreciar en la figura 1.8.

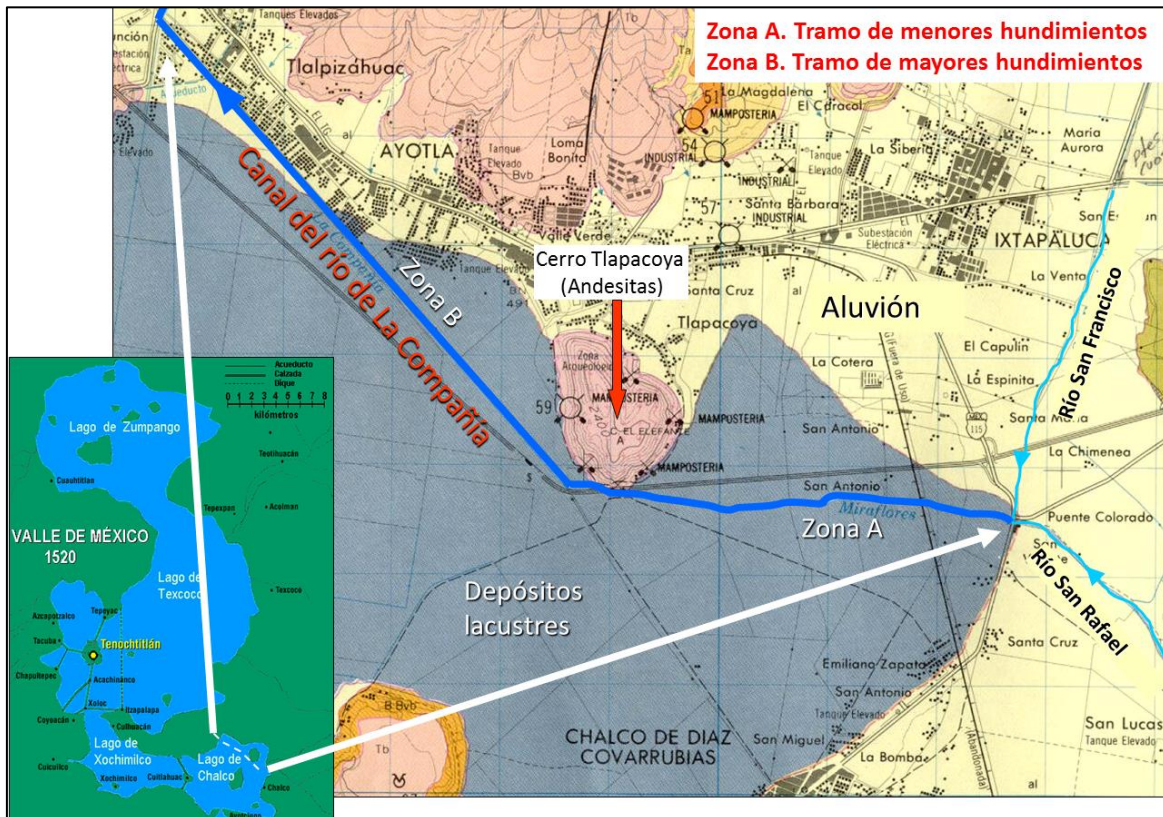


Fig. 1.8. Ubicación del Río de la Compañía.

Con éstas características del subsuelo, los asentamientos del Canal están influenciados por el hundimiento regional estimado entre 15 y 20 cm por año, así como por el relieve del subsuelo firme bajo los depósitos arcillosos compresibles del terreno, particularmente en las proximidades del cerro Tlapacoya o del Elefante, donde aflora la roca andesítica.

Durante la vida del canal se han realizado varias sobre-elevaciones de los bordos para conservar las secciones hidráulicas y por consiguiente la capacidad de conducción. Esto ha inducido sobrecargas importantes al suelo de cimentación de los bordos, lo que provoca asentamientos, desplazamientos horizontales y agrietamientos transversales en los mismos.

Esta sobre-elevación permanente de los bordos ha provocado que los mismos tengan más de 10 metros de altura, principalmente en los tramos de mayor espesor de arcillas lacustres. Esta

sobrecarga ha generado un incremento en las velocidades de hundimiento de los bordos hasta de 60 cm por año. En las gráficas de la Fig. 1.9. se deducen velocidades de asentamiento del terreno de hasta 4 cm por mes (≈ 50 cm por año), en lo que al bordo izquierdo respecta del 2001 al 2003.

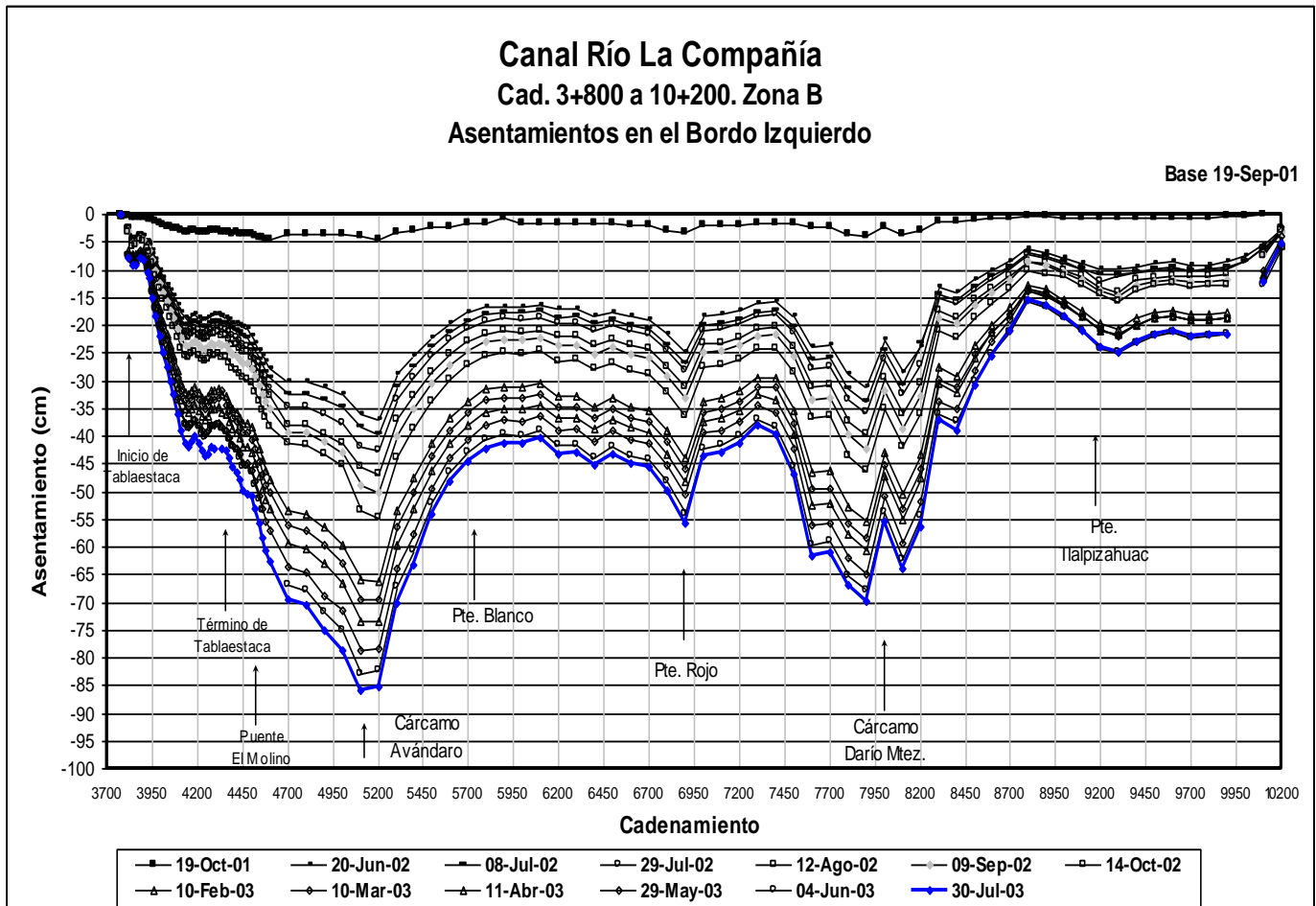


Fig. 1.9. Asentamientos medidos en el bordo izquierdo del Canal y su evolución en el tiempo.

Aunado a estos asentamientos, el azolve del canal debido al arrastre de sedimentos de las cuencas deforestadas y de los sólidos de las aguas residuales afecta la capacidad hidráulica del mismo, sobre todo en la época de lluvias.

Esta problemática ha obligado a realizar constantes obras de reparación y mantenimiento en el canal, que en ocasiones resultan insuficientes, llegando a presentarse desbordamientos e incluso fallas en los bordos como las ocurridas en los años 2000 y 2010, con afectaciones sociales y en infraestructura importantes. De entre los trabajos correctivos realizados, se pueden destacar: el tablestacado auxiliar al pie del talud seco, el tablestacado principal en el lado del talud húmedo, el mejoramiento del material del bordo y subsuelo; asimismo, se tomaron medidas preventivas como modificaciones a los cruces del canal con la carretera federal.

En la Figura 1.10 se muestran las afectaciones provocadas por los desbordamientos del canal mencionados anteriormente.



Fig. 1.10. Fallas en los bordos y afectaciones a la población.

Para dar una solución integral a los problemas descritos, se realizó, entre 2006 y 2009 un túnel de 6.75 kilómetros. Posterior a este, se construyó un cajón ó canal de estiaje, que sirve como auxiliar para dar mantenimiento al túnel. La construcción de estas obras, ha permitido retirar gradualmente el material de los bordos.

En el capítulo 3, se describen las características del túnel, las problemáticas de su modelación, y se propone una solución.

1.2. TÚNELES EN SUELOS

Dentro de las obras subterráneas, una de las más importantes son los túneles, por la diversidad de sus usos y por la complejidad que puede llegar a representar su diseño y construcción.

Los túneles, se clasifican por su profundidad de la siguiente manera:

- Muy someros. Cuando la profundidad del túnel es menor al diámetro del mismo.
- Someros. Cuando la profundidad es menor a dos diámetros.
- Profundos. Cuando la profundidad excede los dos diámetros.

Otra clasificación importante, es la que los divide por su diámetro.

- Microtúneles. Diámetro menor a un metro. $\phi < 1.0$ m.
- Pequeño diámetro. Menores a tres metros. $\phi < 3.0$ m.
- Mediano diámetro. Menores a 10 metros. $\phi < 10.0$ m.
- Gran diámetro. Mayores a 10 metros. $\phi > 10.0$ m.

También existe una amplia clasificación de túneles en función de su procedimiento constructivo, encontrándose entre estos, los túneles falsos, los cajones, los excavados con maquinaria, con explosivos, los construidos con escudos, los hincados, etcétera.

Como se aprecia, los métodos para construir túneles son numerosos.

La elección de uno de estos métodos es un paso decisivo durante la concepción de este tipo de proyectos. Esta elección estará basada en varios factores, el más importante de estos, es la estabilidad de la excavación, pues debe ser suficiente para mantenerla abierta y sin daños mientras se coloca el revestimiento definitivo que se diseña para cumplir con las solicitaciones a que se someterá el túnel durante su vida útil. Dicha estabilidad depende de la sección y de la profundidad de la excavación, de la carga hidráulica, de las sobrecargas impuestas por edificios sobre el túnel y sobre todo, de las características mecánicas de los materiales encontrados. Esta estabilidad se consigue mediante el denominado sostenimiento, que es temporal y que dependiendo del tipo de suelo, será ligero o robusto.

Al colapso de la cara frontal de la excavación por extrusión, o de la periferia de la misma, se le llama falla del frente. En túneles excavados en materiales de mala calidad, o de poca resistencia al esfuerzo cortante, la falla del frente puede causar el hundimiento sucesivo de los estratos que yacen sobre el túnel y causar hundimientos en la superficie del terreno. Esto puede tener serias consecuencias tanto para los trabajadores y equipos en el frente como para la gente, edificios e instalaciones que se encuentran en la superficie. En la siguiente figura se muestra un mecanismo de falla de frente.

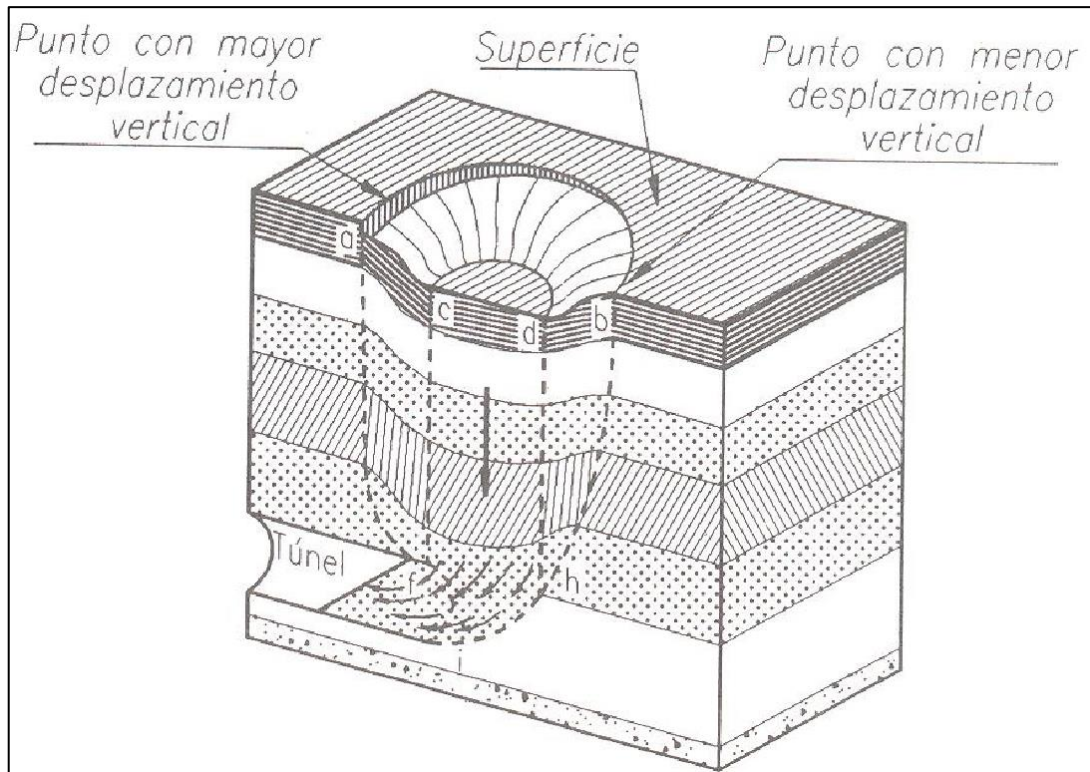


Fig.1.11. Mecanismo de falla de frente. (Tamez, Rangel, & Holguín, 1997)

La elección de un procedimiento constructivo también debe considerar los asentamientos que se ocasionarán a nivel de superficie de terreno. La evaluación de estos asentamientos es difícil, pues dependen de numerosos parámetros, algunos de ellos muy difícilmente predecibles, como la calidad del trabajo y el apego al proyecto ejecutivo que haya en el frente de obra, pues al haber una mala calidad en los trabajos en el frente se pueden inducir asentamientos en superficie, que en zonas urbanas se acentúan causando fuertes daños a las estructuras que se encuentran en el trazo del túnel. Existe una mínima tolerancia a los asentamientos superficiales en zonas urbanas y deben estar acotadas por los reglamentos o normatividades de cada lugar.

La solución elegida debe ser adaptada a los diferentes tipos de terreno y fallas geológicas que se puedan hallar a lo largo del trazo. Se puede también encontrar con vacíos, ya sea de origen kárstico o humano, por ejemplo, las cavernas en el poniente de la ciudad de México originadas por la explotación minera de la zona. Es de suma importancia el estudio exhaustivo de las condiciones geológicas y geotécnicas del proyecto.

Asimismo, en zonas urbanas la solución adoptada debe minimizar las molestias a los habitantes de las zonas cercanas al trazo de túnel, como el ruido, las vibraciones, los cierres de circulación, etc. Debe ser también la más rápida y económica posible. Gran parte de estas “situaciones” se presentan en la ciudad de México, por lo que la concepción de un túnel en ella, representa todo un reto ingenieril.

1.2.1. Métodos constructivos tradicionales

Los métodos tradicionales de excavación son con uso de explosivos y por ataque puntual. Estos pueden realizarse a sección completa, sin embargo, en muchas ocasiones resulta preferible excavar secciones parciales, por lo que se divide el frente en varias partes sucesivas de excavación.

1.2.1.1. Excavación por ataque puntual

El ataque puntual conviene en una gran variedad de materiales, que deben ser lo suficientemente blandos para ser desestructurados por las máquinas, pero que tengan la capacidad de desarrollar el “auto-soporte”. No se puede aplicar en materiales muy sueltos ni muy blandos.

Los equipos utilizados pueden ser hidrofresas, rozadoras (fresas) radiales o axiales, retroexcavadoras, etc. La figura 1.12 muestra una rozadora utilizada para obras subterráneas.



Fig. 1.12. Rozadora empleada en la excavación por ataque puntual.

El método consiste en el avance del frente mediante la excavación parcial o total de la sección. En la Fig. 1.13 se muestra una secuencia de excavación del método por ataque puntual a sección parcial. Al ir excavando por secciones, se coloca un revestimiento primario que generalmente es de concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada, con algún armado ligero, o bien, con marcos metálicos. Posteriormente, también por secciones, se construye el revestimiento definitivo.

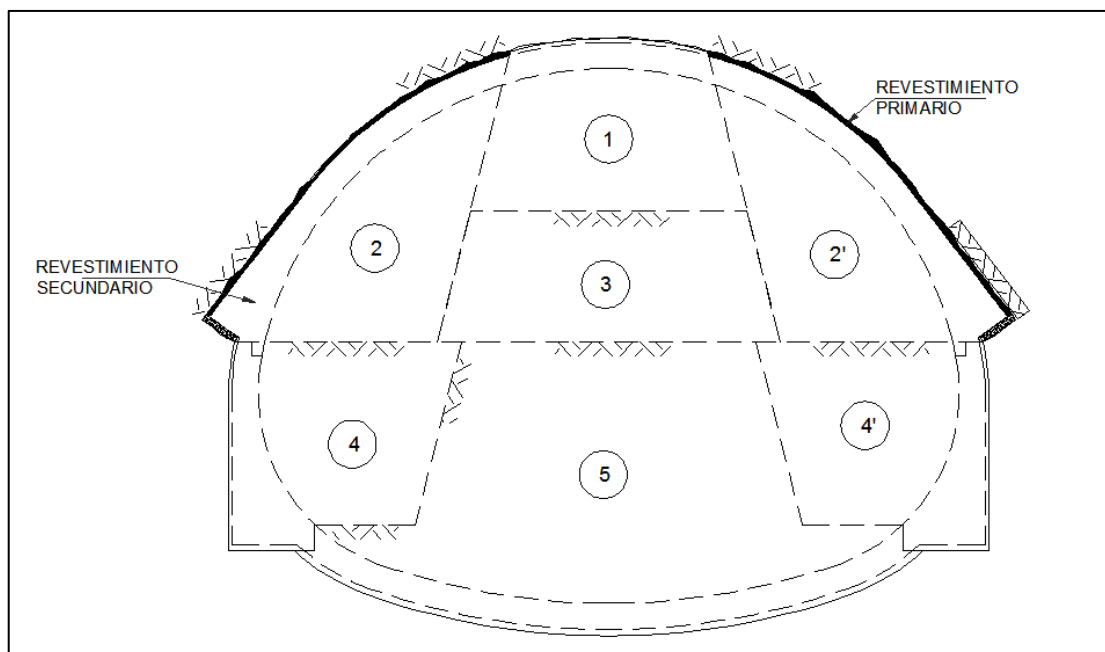


Fig. 1.13. Secuencia de excavación parcial.

Los métodos de excavación por ataque puntual, pueden ser complementados con el mejoramiento del suelo. A continuación se muestran algunas técnicas de mejoramiento del terreno.

1.2.1.2. Técnicas de mejoramiento del terreno

Las técnicas para aumentar la estabilidad se basan en dos principios. El primero consiste en secar la zona de excavación, y el segundo, en reforzar el suelo del frente con elementos estructurales como los que se verán más adelante.

Es común mejorar el suelo desde la superficie, sin embargo, en zonas urbanas esto se hace muy complicado por la interferencia de edificios, vialidades, instalaciones, etc. También se hace sumamente difícil en túneles de gran profundidad. Para superar estos inconvenientes, uno de los métodos para mejorar el suelo, es mediante un túnel piloto, que tiene un diámetro menor que el de proyecto, y que sirve para hacer inclusiones radiales que mejoren la matriz de suelo por excavar. La figura 1.14 muestra un caso de inyección desde un túnel piloto.



Fig. 1.14. Inyecciones desde un túnel piloto.

El abatimiento del nivel freático por bombeo, permite, para los túneles situados debajo del mismo, reducir el gradiente hidráulico que resulta desfavorable para la estabilidad del frente de la excavación. La viabilidad del bombeo depende de la permeabilidad del material, del nivel a abatir, los caudales necesarios y de la duración. Este último parámetro, resulta en muchas ocasiones el más crítico en los materiales con una baja permeabilidad, pues se induce un proceso de consolidación que se traduce en asentamientos importantes.

La congelación puede ser una solución en algunos casos difíciles, pues permite eliminar el problema del flujo del agua hacia la excavación. Permite también mejorar las características mecánicas de los materiales. El método consiste en hacer circular un fluido refrigerante en el suelo, para comenzar la congelación. Este fluido puede ser nitrógeno líquido. El nitrógeno permite la rápida congelación del suelo, pero su principal inconveniente es el costo.

Los tratamientos por inyección permiten cambiar la permeabilidad de los materiales así como incrementar sus propiedades mecánicas, lo que los hace muy socorridos en los trabajos subterráneos. Un método muy empleado es el Jet Grouting, que consiste en mejorar la matriz de suelo mediante inyecciones radiales de lechada de cemento, mortero, suelo cemento, bentonita, etc.

En la figura 1.15 se muestra una forma de mejoramiento de suelo para casos de túnel empleando la técnica del Jet Grouting.

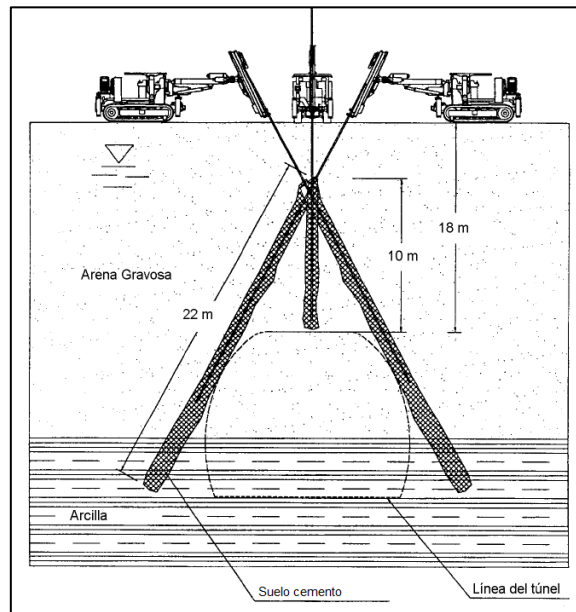


Fig. 1.15. Mejoramiento alrededor de un túnel (SMMS, 2002)

Otra alternativa, es la del pre-soporte, que consiste en la incorporación de elementos de soporte en el suelo antes de la excavación. Esto permite disminuir el riesgo de inestabilidad en el frente, y al mismo tiempo, de reducir los asentamientos observados en superficie. El objetivo de este método, es formar una bóveda que dé protección al paso del frente de excavación del túnel. En el caso del “enfilaje”, cada bóveda es ligeramente divergente a la siguiente, pues los elementos que la forman, se hincan con cierto ángulo de inclinación. La figura siguiente muestra el sistema de pre-soporte de enfilaje mediante bóvedas paraguas a lo largo de un túnel.

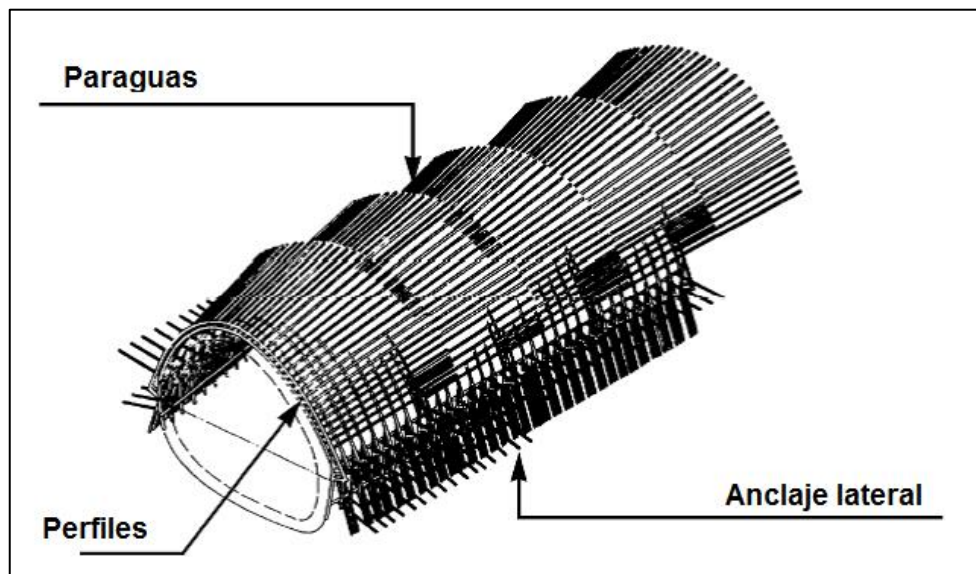


Fig. 1.16. Pre-soporte con enfilaje en bóveda paraguas. (Joubert, 2011)

El pre-soporte puede ser también un bulonaje o anclaje del frente de excavación. Las anclas de fibra de vidrio se instalan mediante perforaciones en el frente de la excavación con longitudes variables, siendo las más empleadas de 20 metros. Se colocan usualmente cada 10 metros, quedando una longitud de 10 metros traslapada con el bulón siguiente. De esta forma, se tiene una longitud presostenida para el avance del frente de 10 metros. Conforme se avanza, se puede decidir, en función de las características del terreno, si se acorta el espaciamiento entre anclas, para asegurar la estabilidad contra la extrusión del frente. Existen anclas de fibra de vidrio en las que la tubería es de manguitos, para efectuar una especie de jet-grouting y mejorar la matriz de suelo por excavar. En las figuras 1.17 y 1.18, se muestra un ejemplo del ciclo de instalación de las anclas y una imagen de un tipo de los bulones de fibra de vidrio.

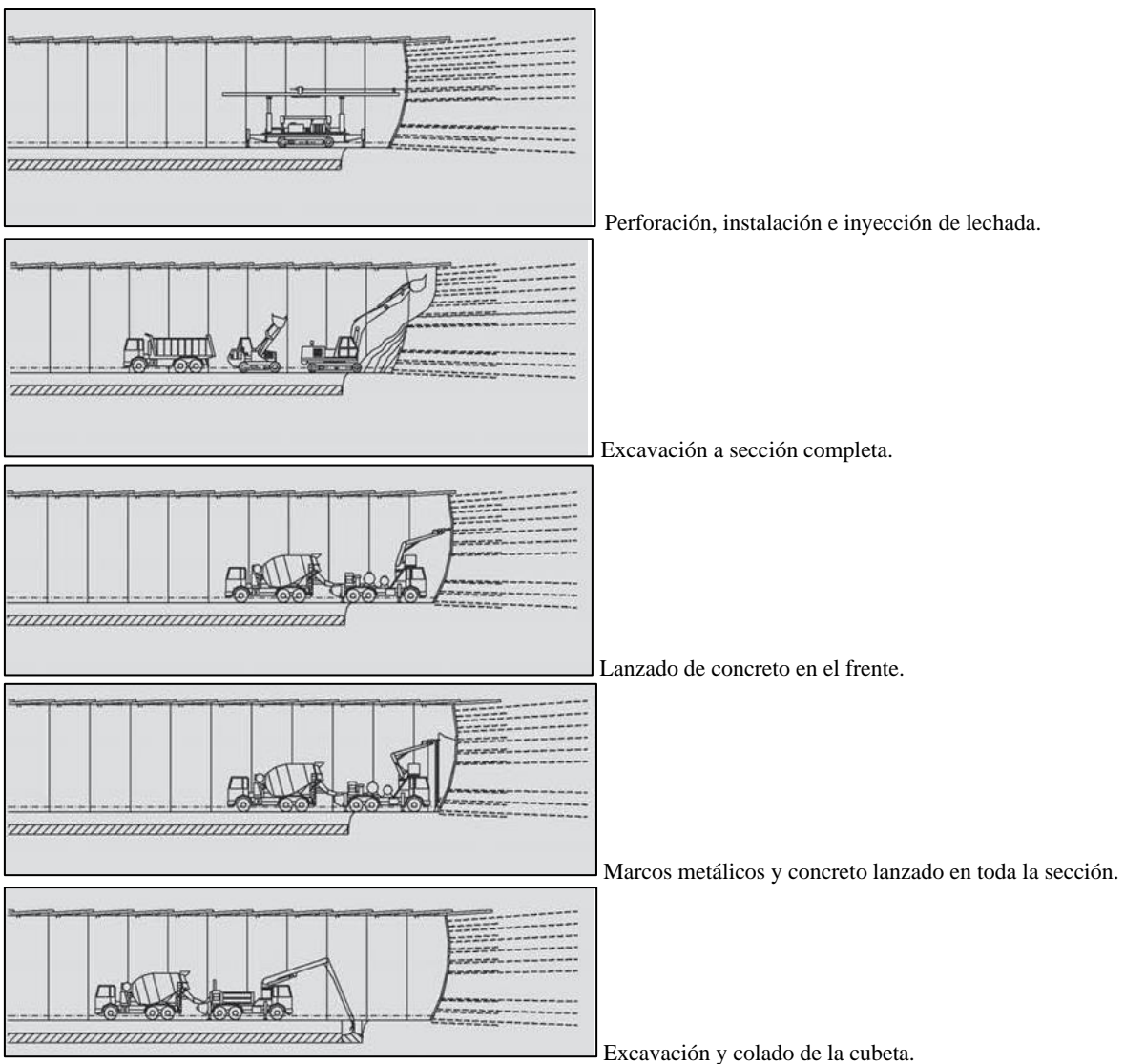


Fig. 1.17. Ciclo de instalación de anclas de fibra de vidrio. (Corba, 2010)

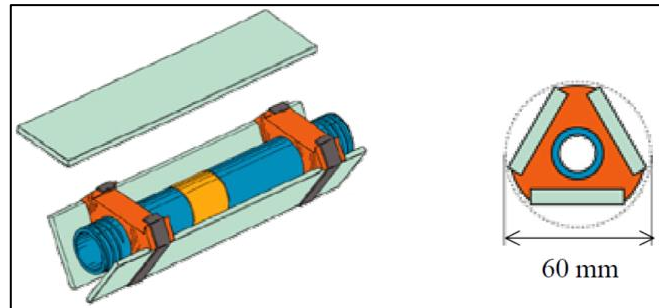


Fig. 1.18. Anclas de fibra de vidrio.

La gran ventaja que presentan los métodos de presoporte, es que son modulables en función de los suelos encontrados en el frente de excavación y sus reacciones a la misma.

1.2.2. Excavación con tuneladora TBM (Tunnel Boring Machine).

1.2.2.1. Topos.

Son máquinas de perforación de sección circular empleadas para construir túneles en rocas o suelos duros bajo cargas hidráulicas pequeñas o nulas. Tienen una cabeza de corte circular, con discos de corte o brocas integrados. En estas herramientas se concentra el empuje de la máquina para desestructurar y triturar el material al girar y avanzar. El giro se da gracias a motores hidráulicos o eléctricos, mientras que el empuje de la máquina, se da gracias a unos patines de apoyo llamados “grippers”, que se apoyan lateralmente en las paredes de la excavación, y empujan la máquina para lograr la concentración en la cabeza de corte antes mencionada. En la Fig. 1.19, se muestra una máquina tuneladora tipo Topo, con sus partes indicadas.

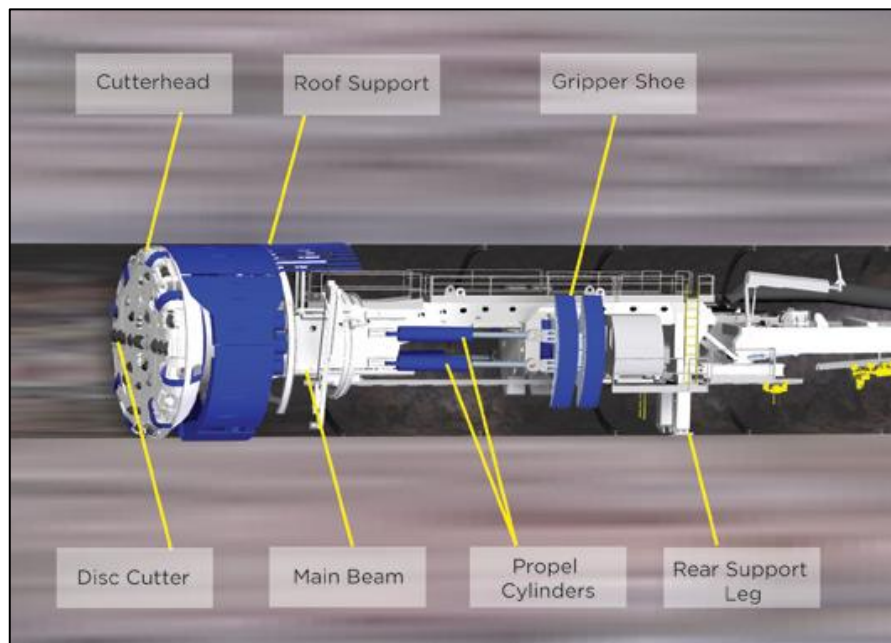


Fig. 1.19. Partes de un Topo.

El ciclo de excavación de este tipo de máquinas es el siguiente: Se apoyan los grippers sobre la roca, el motor entra en operación y por consiguiente la cabeza de corte comienza su movimiento de rotación. Bajo el efecto conjugado de la rotación de la cabeza y del empuje impuesto por los cilindros hidráulicos, los discos de corte comienzan a desestructurar la roca. El material de rezaga es recuperado y evacuado por bandas transportadoras. Cuando los gatos o cilindros de empuje llegan al final de su trayecto, la perforación se detiene. Los grippers y los gatos regresan a su posición retractada, para que los primeros vuelvan a apoyarse sobre la roca y comience el nuevo ciclo de perforación. Los topos, en ocasiones, cuentan con maquinaria para la instalación de anclas, de marcos y de concreto lanzado conforme se avanza.

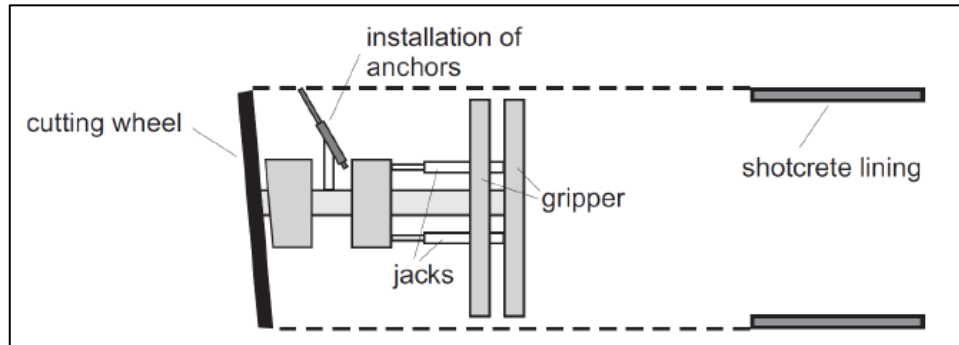


Fig. 1.20. Esquema de una tuneladora tipo topo. (Joubert, 2011)

El equipamiento de cada topo, ya sean herramientas de corte, o de instalación de soporte, depende completamente de los materiales a excavar.

El tren de arrastre del topo tiene todos los controles eléctricos y electrónicos, y los puestos de personal. Este tipo de máquina, asegura una perforación justa, sin socavar material, cómo podría hacerlo una excavación con explosivos o con un método tradicional, además de que se tiene un mayor control de vibraciones, lo que lo hace una buena solución para medios urbanos.

Estas máquinas no son utilizables en suelos sueltos o muy blandos, pues la excavación no es estable sin soporte. Para los suelos donde se necesita un soporte, las tuneladoras están dotadas de un escudo.

1.2.2.2. Escudos.

Son máquinas parecidas a los topos, con la diferencia de que los escudos, al ser para construcción de túneles en suelos sueltos o muy blandos necesitan un soporte inmediato. Estos disponen de un “cascarón” metálico que brinda soporte temporal al suelo en el lapso que transcurre entre el avance de la tuneladora y la colocación del sostenimiento, que suele ser un anillo de dovelas. La máquina cuenta con unos gatos perimetrales, que se apoyan contra el último anillo colocado de dovelas del revestimiento del túnel. Cuando finaliza el recorrido de los cilindros de avance (normalmente de 1.20 a 1.50 m), se coloca un nuevo anillo de dovelas y se empieza un nuevo ciclo de excavación. En la figura 1.21, se esquematiza dicho ciclo.

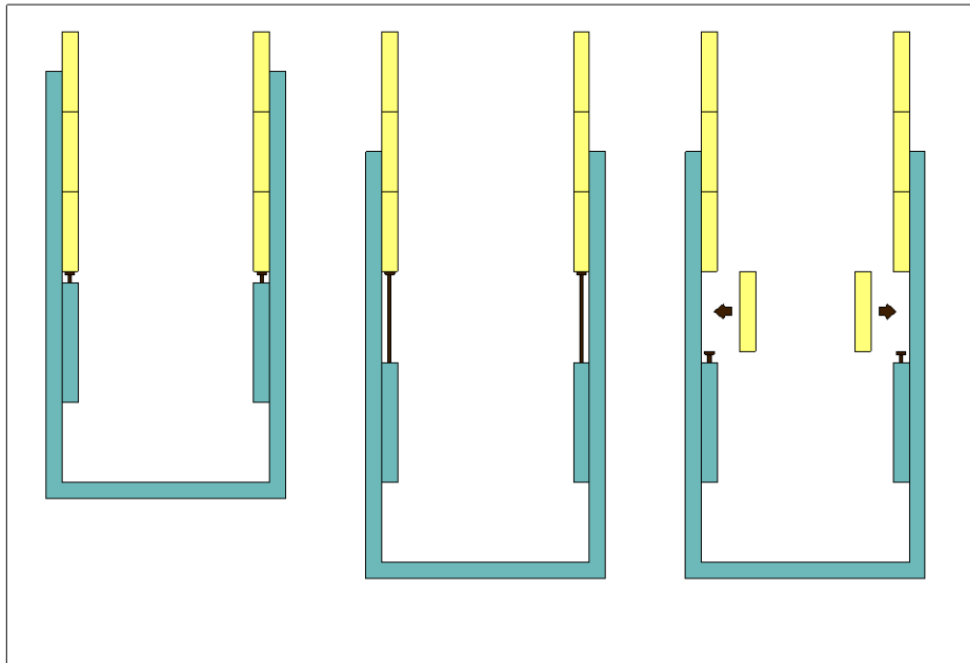


Fig. 1.21. Esquema de avance de un escudo. (Joubert, 2011)

Los escudos tienen accesorios que no siempre tienen los topes, como por ejemplo el erector de dovelas, que se encarga de manipular las dovelas prefabricadas utilizando un sistema de vacío.

Una inyección es necesaria para llenar el espacio anular entre las dovelas y el terreno excavado. El material de rezo es comúnmente evacuado por un tornillo sin fin, que a su vez saca el material a bandas o carros transportadores para su disposición. La longitud total del tren de arrastre de un escudo puede ser de hasta 100 metros.

Los escudos se clasifican en:

- De frente abierto.

Solo se pueden utilizar cuando el frente es estable y cuando las cargas hidráulicas son muy bajas o nulas. El modo de ataque estará en función de la maquinaria con que se cuente, pues será de ataque puntual cuando se cuente con fresas hidráulicas, y global cuando se tenga una cabeza o rueda de corte que excava la sección en su totalidad.

- De frente cerrado.

En algunos casos, cuando la realización de un túnel se presenta difícil debido a la inestabilidad en el frente de excavación con riesgo a falla por extrusión, o cuando el suelo del frente presenta una fuerte carga hidráulica con el riesgo de avenidas importantes de agua, se hace necesario confinar el frente de excavación.

Para lograr el confinamiento, se tiene que presurizar el frente. Existen 3 principales formas de estabilizarlo, y son:

Con presión de aire.

Los escudos a presión de aire fueron las primeras máquinas tuneladoras con frente confinado. La técnica consiste en presurizar el frente de excavación con aire comprimido. En sus inicios, la totalidad del túnel se ponía bajo presión hiperbárica, resultando peligroso para la salud de los trabajadores aunque las presiones fueran bajas. Las más modernas tienen una cámara de excavación estanca, la cual, es la única zona que se somete a presión. El material de rezaga es evacuado por un tornillo sin fin. El material debe ser lo suficientemente impermeable para evitar fugas de aire. Este nuevo tipo de máquinas, permite el trabajo sin tener que exponer a los trabajadores a laborar bajo una atmósfera hiperbárica.

La presión de aire se aplica de la misma manera en todo punto del frente de excavación a diferencia de la presión que ejerce el suelo, así, una presión de aire adaptada para equilibrar la presión de tierras, en un punto dado del frente de excavación, puede resultar insuficiente o excesiva en otros puntos de ésta última. Es por lo tanto, poco apropiado el método para túneles de gran diámetro.



Fig. 1.22. Esquema de un escudo a presión de aire.

Con presión de lodo. (Slurry Shield)

En el caso de los escudos a presión de lodo, el frente de excavación es puesto bajo presión gracias a un lodo formado a partir de una arcilla tixotrópica llamada bentonita. Esta presión permite mantener la estabilidad del frente y limitar las avenidas de agua hacia la excavación. El material de rezaga se revuelve con el lodo bentonítico en el frente, con lo que se forma una mezcla que es evacuada por bombeo. El lodo sirve también, para enfriar las herramientas de corte.

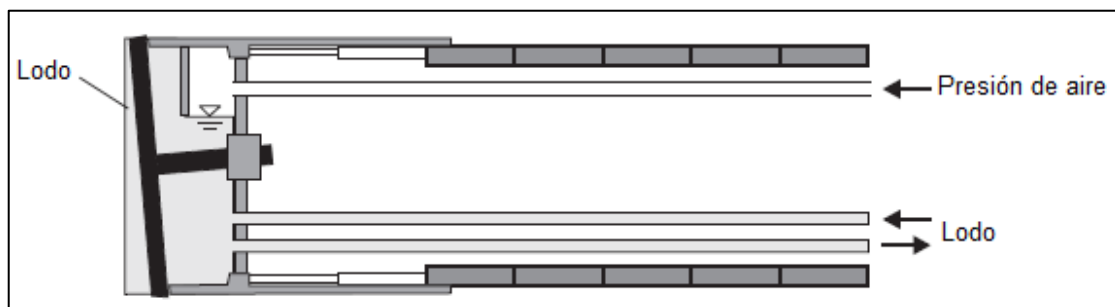


Fig. 1.23. Esquema de un escudo a presión de lodo.

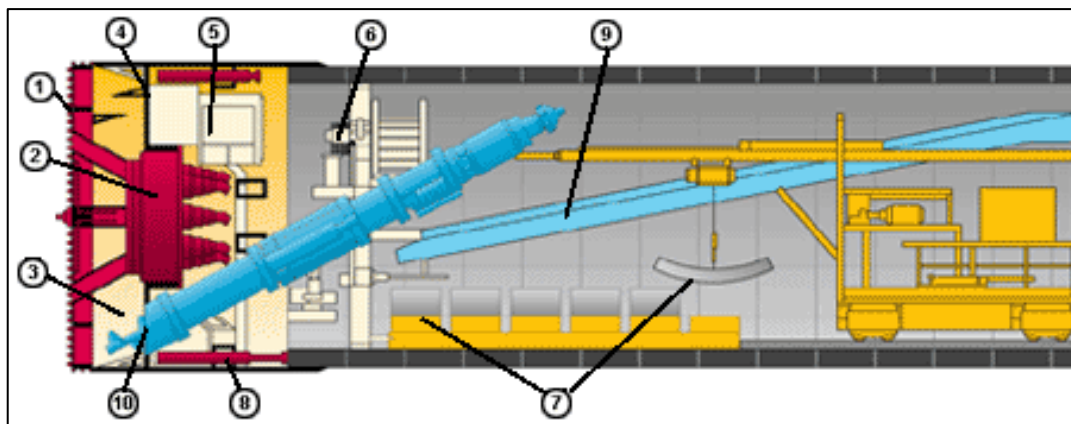
La operación es relativamente compleja, pues hay numerosos parámetros que se tienen que tomar en cuenta. La presión del lodo, depende del avance de la máquina, del volumen excavado, del gasto de lodo entrante y saliente de la zona confinada, etc. Con la finalidad de regular ésta presión, un acumulador de lodo que trabaja con aire comprimido, mitiga los cambios de presión. Una subpresión, tanto como una sobrepresión, pueden provocar el colapso del frente de excavación.

Este es un método efectivo, sin embargo es cuestionado por lo tóxico y contaminante que puede llegar a ser la bentonita y por lo difícil que es su disposición final, ya que primero, debe ser separado el lodo del material de rezaga.

Con presión de tierra.

En el caso de los escudos EPB (por sus siglas en inglés, earth pressure balanced), es el material de rezaga el que permite mantener una presión sobre el frente de la excavación. El material de rezaga es extraído por un tornillo sin fin, que funge como válvula para mantener la presión en el frente. La acumulación de material de rezaga automáticamente produce un aumento de la presión. Si la presión es demasiado importante, el tornillo entra en acción, para evacuar el exceso de material de rezaga y de presión. El manejo de la presión es complejo y resulta crucial para evitar un colapso del frente de excavación. Es relativamente más fácil de manejar la presión en el frente con un escudo a presión de lodo. Los asentamientos observados con un escudo EPB, son por tanto, ligeramente mayores. Esta técnica presenta la ventaja de evacuar el material de rezaga sin necesidad de un tratamiento posterior, como en el caso de los escudos a presión de lodo. Esta ventaja es muy notoria cuando se trata de materiales muy finos como arcillas y limos, donde la separación de estos con el lodo resulta muy laboriosa y por consiguiente costosa. El consumo de energía eléctrica de los EPB, es un poco mayor que el de los otros tipos de escudo, esto a causa del suelo que se encuentra detrás de la rueda de corte, que genera una fricción adicional.

Los escudos EPB son empleados sobre todo para la construcción de túneles por debajo del nivel freático en suelos con baja permeabilidad. En la Fig. 1.24 se muestran los principales componentes de un escudo EPB.



- | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|
| 1. Rueda de Corte. | 6. Erector de dovelas. |
| 2. Eje de Acción. | 7. Dovelas. |
| 3. Cámara de rezaga. | 8. Cilindros o gatos de propulsión. |
| 4. Sensor de presión. | 9. Cinta transportadora. |
| 5. Esclusa de aire comprimido. | 10. Tornillo sin fin. |

Fig. 1.24. Componentes de un Escudo EPB

1.3. LOS REVESTIMIENTOS

Existen dos tipos de revestimiento; el primario, que generalmente cumple la acción temporal de sostenimiento de la excavación mientras se construye el segundo tipo de revestimiento; el secundario o definitivo. El revestimiento definitivo tiene por objetivo mantener la integridad del espacio subterráneo durante toda su vida útil. Deben resistir las diversas acciones a que se les solicita. Estas acciones son diversas, se deben tomar en cuenta las acciones permanentes como son el peso propio, las presiones generadas por el suelo, las presiones de agua, y en su caso algunas adicionales. Es importante también, considerar las acciones que se producen durante la realización de la obra. Como se vio anteriormente, algunas maquinas tuneladoras para avanzar, aplican el empuje sobre el anillo de dovelas anterior, este tipo de sollicitación debe tomarse en cuenta también. Otro tipo de acciones a considerar, son aquellas a futuro, como la perforación de un nuevo túnel paralelo o perpendicular al trazo.

El revestimiento debe brindar estanqueidad al túnel, el flujo de agua hacia su interior produce un envejecimiento prematuro del concreto y del acero de refuerzo. Aún si las filtraciones no causaran daño estructural, es un síntoma de mala calidad para el usuario. La estanqueidad es entonces, un punto de gran importancia en el funcionamiento de un revestimiento.

El revestimiento posee otras características que varían según el uso del túnel, por ejemplo, una superficie lisa con la finalidad de mejorar el flujo del agua disminuyendo la rugosidad, en el caso de un túnel de drenaje, o para la protección contra incendio de un túnel carretero, etc.

1.3.1. El revestimiento de dovelas

Las dovelas son elementos prefabricados de concreto armado que son colocados por los escudos. El ensamblaje de varias dovelas permite la creación de un anillo, que es el revestimiento. Este anillo de dovelas, consta de una dovela de cierre o dovela "k", una contraclave derecha, una contraclave izquierda, y las demás son estándar. En la figura 1.25, se muestran los anillos de dovelas de un túnel construido con escudo.

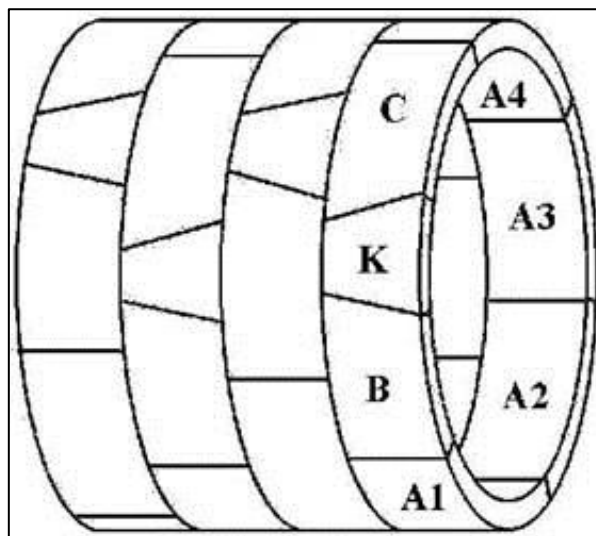


Fig. 1.25. Sección de túnel construido con escudo.

El espesor estándar de los anillos de dovelas, es de $1/22$ del diámetro de la excavación. Existen 2 tipos de anillos, los rectos y los asimétricos, también llamados universales. Las extremidades de los anillos rectos, forman planos paralelos. Este tipo de anillo no se puede adaptar a tramos curvos, donde se tienen que colocar los anillos de manera especial. En los anillos universales, se puede adaptar el ensamblaje para tramos curvos como se muestra en la siguiente figura.

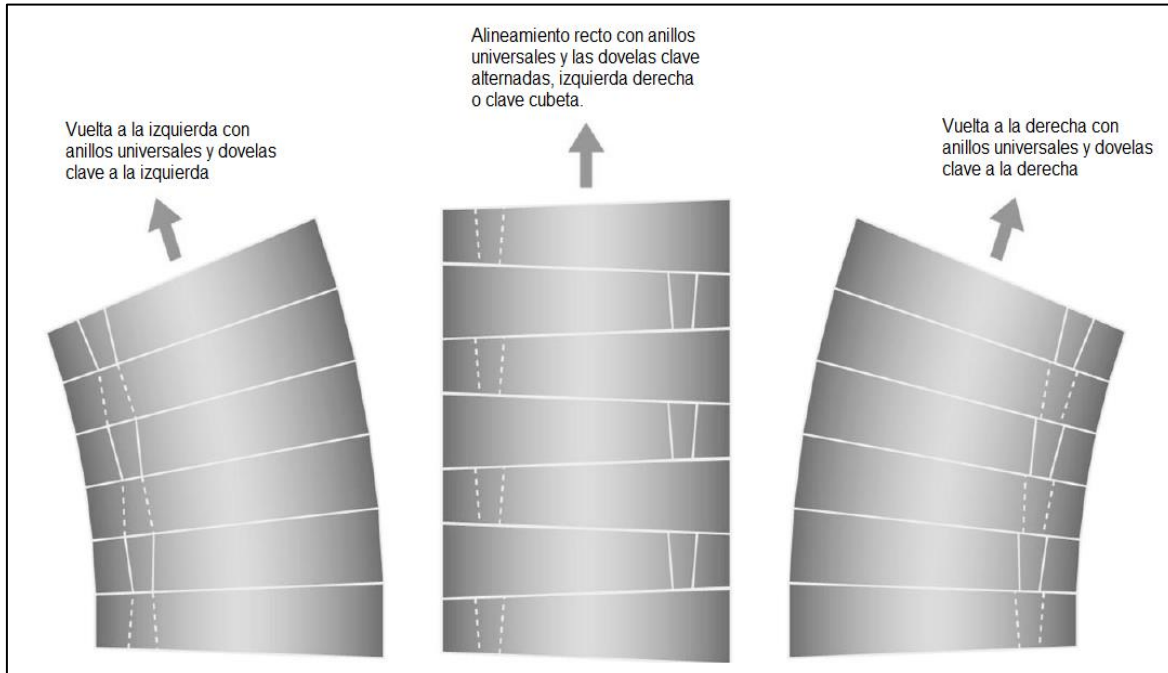


Fig. 1.26. Revestimiento de dovelas universales. (Joubert, 2011)

Los anillos universales no forman planos paralelos en sus extremidades como se puede ver en la figura 1.26. Tienen una zona más delgada y una más gruesa, y se les ensambla de manera que dos anillos sucesivos, si estos están alternados, den un tramo rectilíneo, mientras que si se colocan los anillos sin alternar, es decir, con las dovelas k en posiciones cercanas, resulta un tramo curvo.

Cuando se coloca el revestimiento, el contacto entre este y el suelo es indispensable, pues con esto se transmiten los esfuerzos entre la masa de suelo y el sostenimiento. Debe garantizarse este contacto total alrededor del anillo, para evitar pandeos locales que puedan causar la falla del revestimiento. Las dovelas, quedan instaladas dentro del escudo, por lo que no quedan pegadas con el suelo circundante, el vacío que queda entre el túnel y el suelo corresponde al espacio entre el diámetro del escudo y el diámetro exterior del anillo y al sobregálbo del faldón que disminuye la fricción entre el mismo y el suelo.

Este espacio, también llamado espacio anular, se cuela por inyección de mortero en el momento en que el anillo de dovelas sale del faldón del escudo. La tuneladora cuenta con sellos instalados en los extremos del faldón para que la lechada no regrese al interior del escudo. Esto se esquematiza en la Fig. 1.27.

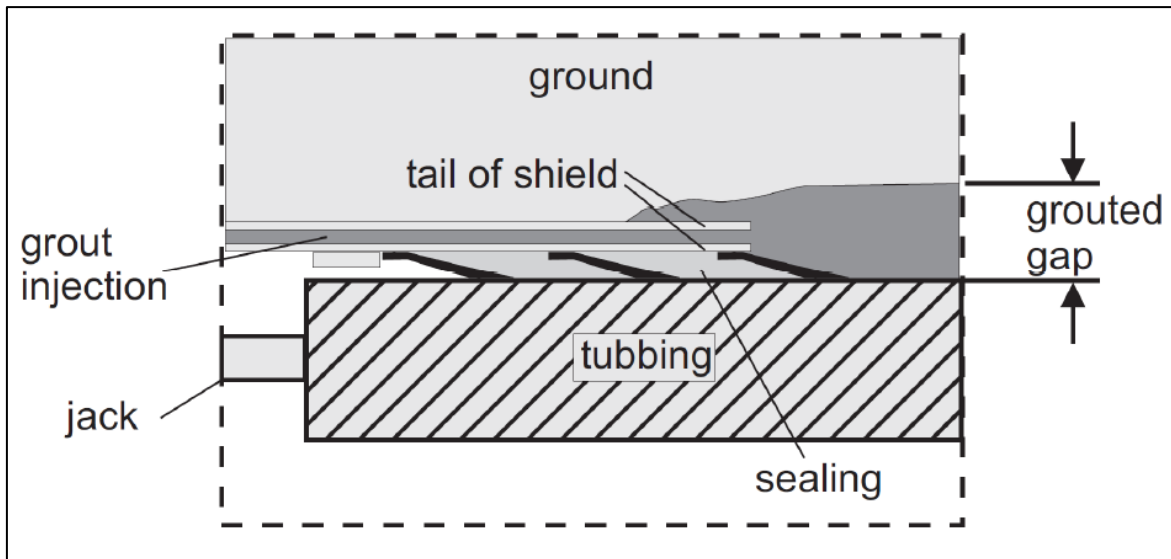


Fig. 1.27. Sistema de inyección del espacio anular. (Joubert, 2011)

Existen principalmente dos tipos de juntas entre dovelas, las planas y las convexas, la diferencia está en la capacidad de transmitir momentos flexionantes. En las juntas planas, cuando hay una rotación debida a las cargas normales actuantes en el revestimiento, se transmite un momento flexionante, situación que no ocurre en las juntas convexas, donde gracias a su geometría, la junta actúa como una especie de articulación. Cuando las excentricidades en las juntas planas son grandes, las rotaciones son por consiguiente excesivas, lo que hace que el concreto de las dovelas entre en contacto y comiencen agrietamientos locales.

También existen juntas con conexiones mecánicas que se colocan en las juntas transversales (de dovelas) y longitudinales (de anillos). Estas juntas tienen la particularidad de contar con tornillos de fijación, que le brinda a la junta resistencia a la tensión. Sin embargo, en el comportamiento de estas juntas, esta conexión atornillada es despreciable para efectos de diseño, pues no aumenta la capacidad de carga de las mismas.

Las juntas longitudinales entre anillos de dovelas consecutivos, desarrollan tanto rotaciones como traslaciones. Normalmente se coloca un material de empaque que tiene la función de disminuir los esfuerzos en la junta. Si no se colocara este material, el contacto entre dovelas sería concreto – concreto, situación que generaría grandes concentraciones de esfuerzos debidos a la superficie de contacto no lisa. Aunado a esto, las dovelas están machimbradas, lo que facilita su montaje y evita grandes desplazamientos entre anillos. (Galván Chávez, 2011)

En la figura 1.28 se muestra la forma en que se apilan las dovelas antes de su introducción al escudo y posterior colocación.



Fig. 1.28. Dovelas apiladas para su manejo.

1.3.2. El revestimiento secundario

La construcción del revestimiento secundario y de estanqueidad se ejecuta lejos del frente de excavación. El material que brinde la estanqueidad deberá de colocarse contra el revestimiento primario, ya sea este de concreto lanzado o de dovelas.

La figura 1.29, muestra una sección de un revestimiento primario de concreto lanzado, las capas de estanqueidad y posteriormente el revestimiento secundario de concreto armado.

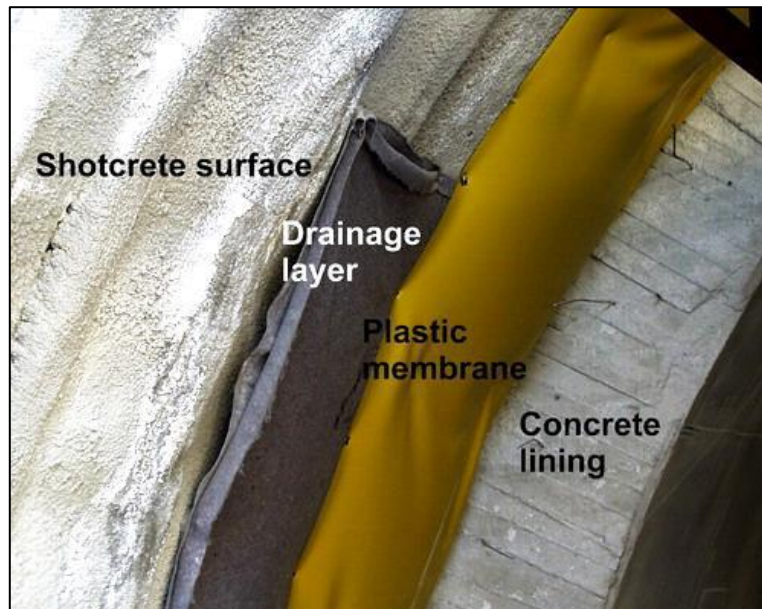


Fig. 1.29. Sección del revestimiento de un túnel. (Hoek, Carranza, Diederichs, & Corkum, 2008)

El revestimiento secundario es un soporte a base de concreto colado *in situ* (con cimbra o lanzado). Este se diseña para las solicitaciones a largo plazo como el flujo plástico del concreto que corresponde al diseño estructural, condición que se presenta debido al proceso de consolidación del suelo donde las cargas transmitidas al revestimiento son variables en función del tiempo. (Galván Chávez, 2011). En el Capítulo siguiente se observará la magnitud de los incrementos de las cargas sobre los revestimientos en función del tiempo.

Generalmente se construye mediante una cimbra deslizando cuyas medidas están diseñadas específicamente para ajustar al túnel en cuestión. La longitud de las cimbras es variable, pero por lo general no excede los 10 metros, debido al colado y fraguado del concreto. El espesor es variable, pues depende de las solicitaciones antes mencionadas, pero en el suelo de la ciudad de México, es regularmente de una treintena de centímetros. Con esto se asegura también una resistencia al fuego suficiente.

CAPÍTULO 2

ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS EN TÚNELES.

2.1. DESPLAZAMIENTOS GENERADOS POR LA PERFORACIÓN DE UN TÚNEL.

2.1.1. Asentamientos

Durante la construcción de un túnel, en la masa de suelo se observan desplazamientos en la superficie, que regularmente toman la forma inversa de una campana de Gauss encima de la excavación. Los asentamientos globales, así como los diferenciales, producen importantes daños en las construcciones que se encuentran sobre el trazo del túnel. La evaluación de estos asentamientos es difícil, y existen diversos métodos para calcularlos.

La naturaleza del terreno y sus propiedades mecánicas son parte fundamental del análisis. Un túnel excavado en materiales puramente friccionantes, puede realizarse sin que se observen grandes deformaciones en superficie. En suelos friccionantes, los desplazamientos serán absorbidos por la pérdida de densidad del medio, mientras que en un material puramente cohesivo, los desplazamientos se suceden, lo que se traduce en deformaciones importantes a nivel de superficie. Estas son, sin embargo, situaciones ideales, pues los suelos al estar estratificados, se asentarán dependiendo del comportamiento de cada uno de los estratos, tanto cohesivos como friccionantes.

El método de excavación y el cuidado tomado en los trabajos, permite disminuir el asentamiento observado en superficie. La pérdida de suelo puede ser disminuida con el empleo de un pre-sostenimiento que disminuya la descompresión del terreno, como se vio en el capítulo anterior. El objetivo es crear un núcleo estable antes de la excavación para evitar la extrusión del frente. Asimismo, el empleo de escudos asegura un mejor sostenimiento del terreno. La supervisión de todos los parámetros de la excavación permite asegurar que el volumen excavado es proporcional al avance del escudo, verificando que no se esté sobre-excavando.

En los métodos de excavación donde se presente un espacio anular, ya sea por caídos de material, así como por el espesor del faldón del escudo, se deberá inyectar dicho espacio con el material y con la presión necesaria para evitar asentamientos locales que se traduzcan en superficiales.

La geometría de la excavación es un parámetro importante. Los asentamientos cambian en función del diámetro de la excavación, así como de su profundidad. Mientras más profundo sea el túnel, el área potencial en superficie que presentará asentamientos será mayor.

El tipo de revestimiento y su secuencia de colocación juegan también un rol importante en cuanto a asentamientos. Un revestimiento muy rígido, puede colocarse rápidamente evitando las deformaciones en el suelo, sin embargo, un revestimiento con tales características sería muy costoso. Es preferible colocar un revestimiento flexible que pueda deformarse y que permita el desarrollo de las propiedades resistentes de los suelos, y produciendo una redistribución de los esfuerzos radiales.

El carácter no evaluable de ciertos parámetros que influyen en el asentamiento, brinda incertidumbre al cálculo, lo que se mitiga con un buen plan de modelación y con el uso de toda la experiencia acumulada en túneles en condiciones similares.

Es por dicha incertidumbre, que se tiene que instrumentar la zona de construcción del túnel, y para medir este tipo de desplazamientos, se colocan comúnmente bancos de nivel superficial en distintos puntos del trazo del túnel. Consiste en crear una retícula de puntos superficiales, que generalmente se fabrican con varillas en una zanja que posteriormente se rellena de concreto. Periódicamente se toman lecturas desde un banco o estatal de referencia fijo, es decir, fuera de la zona deformable, con ayuda de un nivel convencional. En la figura 2.1 se muestra la disposición típica de los bancos de nivel superficial sobre un túnel.

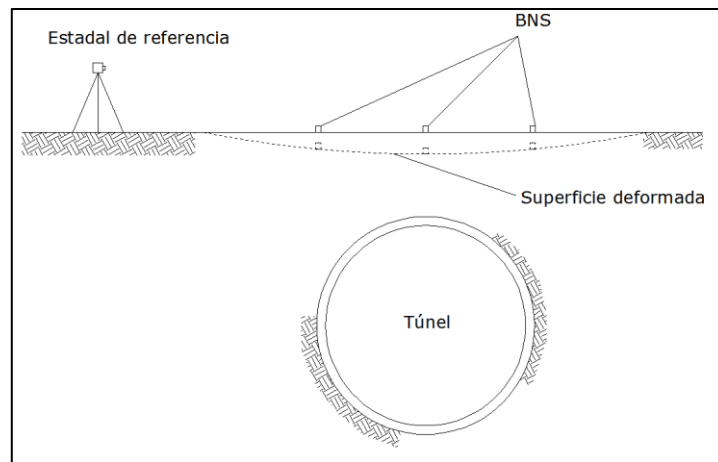


Fig. 2.1. Disposición típica de Bancos de nivel superficial.

Es recomendable que las lecturas sean tomadas al menos una vez por semana, aunque dependiendo de la importancia de la obra, pueden aumentarse considerablemente. (Meza & Auvinet, 2010)

Cuando hay estructuras por encima del trazo del túnel, como edificios, taludes, bordos, etc., suelen colocarse inclinómetros. Estos tienen la función principal de medir los desplazamientos horizontales del suelo o de las estructuras, generados por la construcción del túnel. Los periodos de medición son similares a los del banco de nivel superficial.

2.1.2. Desplazamientos alrededor de la excavación.

Estos estarán en función de las características del terreno, de la carga hidráulica, el método constructivo, las construcciones en la superficie o inducidas, etc.

Durante la excavación por métodos tradicionales, se observa un primer movimiento próximo al frente. Este movimiento corresponde a la extrusión del frente de excavación, es decir, la tendencia del suelo a fluir hacia adentro de la excavación por la descarga. Este desplazamiento depende evidentemente de la calidad del material, pero también de los métodos empleados para darle estabilidad al frente, como inclusiones, secciones parciales, etc.

El segundo movimiento significativo se presenta en el lapso que transcurre entre la excavación y la colocación del revestimiento primario. La duración de esta fase y la longitud de excavación, el tipo

de suelo, la eventual presión en el frente del túnel, o un sistema de pre-sostenimiento son algunos parámetros importantes que intervienen en este movimiento.

El tercer movimiento corresponde a la deformación del revestimiento bajo el efecto de la acción de las presiones de tierra. Está influenciado por el estado de esfuerzos en el suelo antes de la colocación del revestimiento, por los desplazamientos precedentes y por la rigidez del revestimiento.

Un cuarto desplazamiento puede producirse después de la construcción del revestimiento secundario. Esta se genera por la variación de las presiones sobre el revestimiento inducidas por la suspensión del bombeo de abatimiento del nivel freático, a mediano plazo.

Para un túnel construido con un escudo, los desplazamientos alrededor de la excavación, son ligeramente diferentes.

Se observa un desplazamiento en dirección de la excavación antes del paso de la tuneladora similar al que ocurre con algún método tradicional. La magnitud de este movimiento es inferior con un escudo debido a la presión de confinamiento impuesta en el frente.

El segundo desplazamiento significativo se produce al paso del escudo y se debe al sobre gálibo del frente y a la forma “cónica” del faldón que disminuye la fricción con el terreno. El espacio anular y su inyección implican también una variación de volumen alrededor de la excavación y por consiguiente desplazamientos. Por último, la deformación del anillo de dovelas, implica otro movimiento del terreno.

En la siguiente figura, se resumen los diferentes movimientos que se presentan alrededor de una excavación de un túnel con escudo. (Auvinet & Rodríguez, 2010)

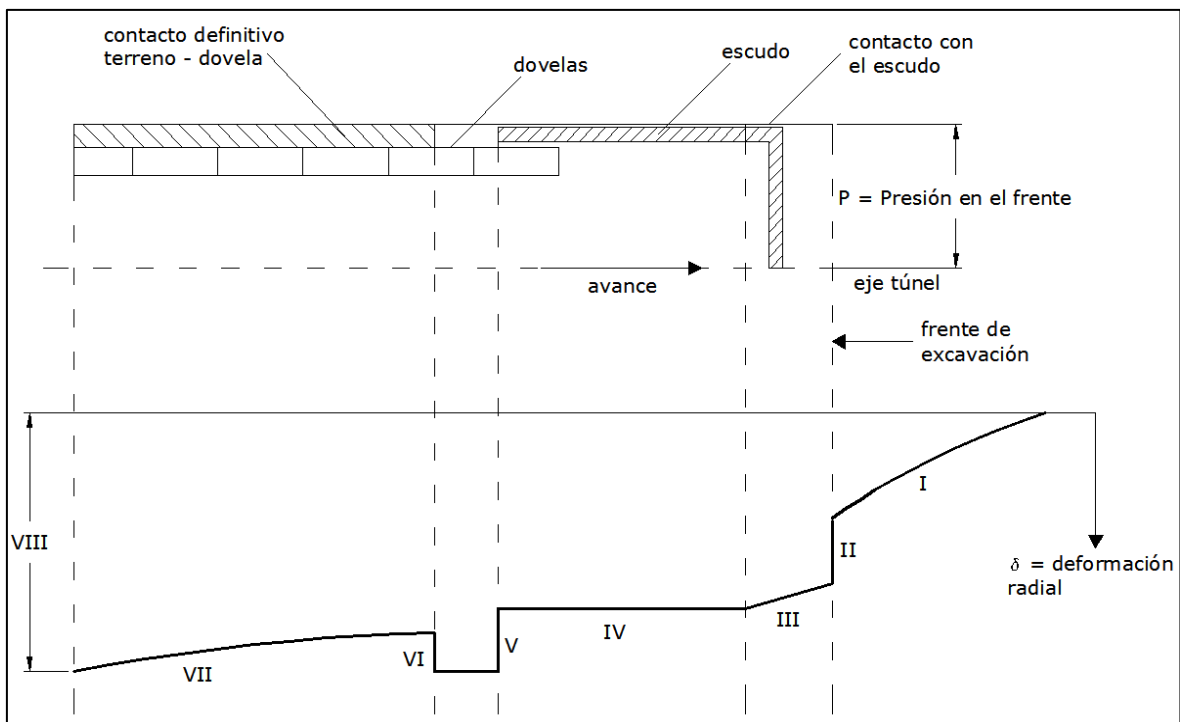


Fig. 2.2. Deformación radial generada por la tuneladora. (Lombardi, 2010)

De la figura 2.2:

- I.- Convergencia delante del frente, en función de la presión en el frente.
- II.- Sobreexcavación con respecto al diámetro del escudo.
- III.- Deformación hasta el contacto con el escudo.
- IV.- Convergencia adicional en caso de escudo cónico.
- V.- Escalón al final del escudo.
- VI.- Posible efecto de inyección de mortero (depende de la presión de inyección)
- VII.- Posible aplastamiento del mortero.
- VIII.- Convergencia a deformación inicial.

2.1.3. Convergencia

Con objeto de evaluar el comportamiento de una excavación, se toma como referencia un valor simple, que se mida fácilmente. Se trata de la convergencia.

Esta medida puede realizarse tanto en el revestimiento como en el suelo mismo, cuando este no requiere un soporte muy robusto. En el caso del suelo, la convergencia permite observar el comportamiento debido a la descarga del terreno generada por la excavación. En un revestimiento, permite verificar el buen comportamiento estructural del mismo. Se controla la magnitud de la deformación y su velocidad. Se dice que el comportamiento es aceptable cuando:

- La deformación permanece dentro de los límites aceptables;
- La velocidad de deformación decrece en un periodo de tiempo corto.

Esta medición representa una forma rápida y económica para controlar el comportamiento de un túnel mediante la incrustación de armellas especiales en el revestimiento o en el suelo.

Dependiendo del tipo de sección transversal del túnel, ya sea circular u otra, se definirá el tipo de sección de convergencia a utilizar. Generalmente existen dos tipos de sección, la simple, que consta de tres armellas; una en la clave y otra en cada hastial, y la compuesta, donde se agregan otras dos para formar otra triangulación. En la figura 2.3 se muestran los tipos de sección más comunes para la medición de las convergencias.

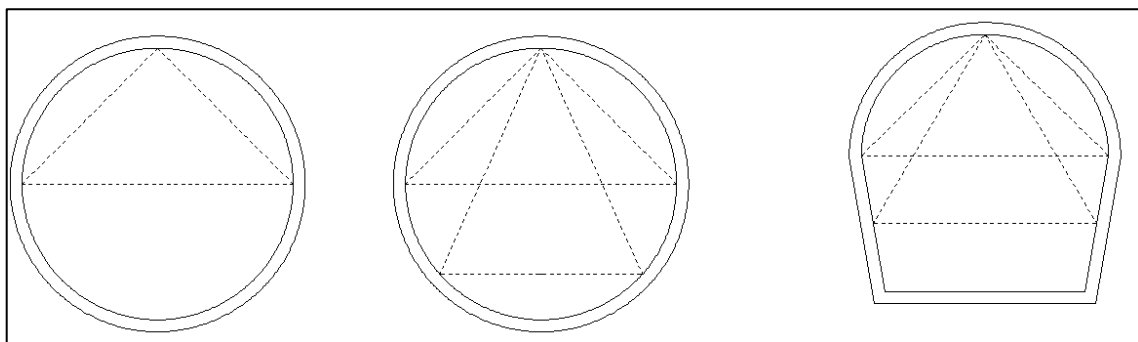


Fig. 2.3. Secciones de convergencia simple y compuesta

Para realizar ésta medición se emplea una cinta metálica especial a la que se le puede dar una tensión específica para lograr aproximaciones a la décima de milímetro. También se emplean dispositivos a base de laser. La frecuencia con que se toman las lecturas debe ser de máximo un día. Así se podrán obtener las gráficas que indiquen el comportamiento del túnel. (Meza & Auvinet, 2010)

2.1.4. Emersión de la excavación

En algunas excavaciones de túneles realizadas en suelos, se puede observar una tendencia de la excavación a emerger. Esta es generada por la diferencia de pesos, entre la masa de suelo excavada, y el peso de la estructura del túnel. Esta diferencia genera un esfuerzo de descarga y un cambio en el estado de esfuerzos y desplazamientos en el suelo circundante que produce el movimiento de la excavación hacia arriba (Auvinet & Rodríguez, 2010).

Este fenómeno es llamado “efecto burbuja”. Zaldívar et al. (2012) propone un método analítico para determinar la distribución de esfuerzos y desplazamientos en el medio alrededor del túnel considerando tanto el cierre de la excavación, como el efecto burbuja. (Zaldivar, Auvinet, & Rodríguez, 2012)

En la siguiente figura se muestra dicho efecto en un análisis de elemento finito.

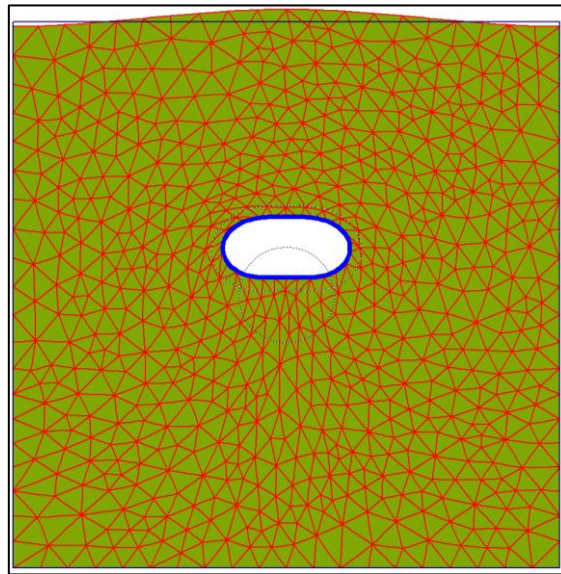


Fig. 2.4. Efecto burbuja o emersión de la excavación.

2.1.5. Desplazamiento por disipación del exceso de presión de poro.

Al realizar la excavación se induce un nuevo estado de presión de poro, que es igual a la presión de poro inicial, mas un exceso de la misma, cuya magnitud se disipa rápidamente en suelos granulares, y muy lentamente en el caso de suelos cohesivos, como es el caso de las arcillas del valle de México. Al disiparse estos excesos de presión de poro, se produce una disminución de los esfuerzos efectivos en el suelo que se encuentra por debajo de la cubeta del túnel, esto a su vez, ocasiona que el suelo arcilloso en esta zona se transforme en pre-consolidado, por consiguiente, de menor compresibilidad que el suelo que lo rodea. (Rodríguez et al., 2012)

2.2. DESPLAZAMIENTOS GENERADOS POR LA CONSOLIDACIÓN

Suele haber confusión entre los dos procesos de consolidación en las arcillas del Valle de México, el primero por la disipación del exceso de la presión de poro, y el segundo, debido al abatimiento de las presiones intersticiales por el bombeo de agua de los acuíferos profundos. La simulación numérica de la consolidación hecha en el capítulo uno, corresponde al segundo. Ver Fig. 1.7.

Como se verá más adelante en el análisis paramétrico, al ocurrir el abatimiento de las presiones de poro, se induce un cambio muy grande en el estado de esfuerzos del suelo, lo que genera a su vez, un incremento en los esfuerzos aplicados sobre los revestimientos. En el caso del túnel del Río de la Compañía, se está dando el proceso de consolidación, cuando se genera el exceso de presión de poro, por lo que se tienen desplazamientos debidos a los dos.

Al ocurrir la consolidación de los estratos circundantes al túnel, el suelo se “cuelga” del revestimiento, produciendo fricción negativa en la parte superior, así como fuertes distorsiones en los esfuerzos aplicados sobre el mismo, deformándolo.

2.3. ESFUERZOS SOBRE EL REVESTIMIENTO

La evaluación de los esfuerzos sobre el revestimiento de un túnel es una etapa esencial durante el dimensionamiento del mismo. Anteriormente, los revestimientos eran extremadamente rígidos. Para su dimensionamiento, se consideraban los esfuerzos que había en la masa de suelo antes de la excavación, lo que conducía a un diseño muy sobrado. Toda masa de suelo, dependiendo de sus propiedades de resistencia, puede aportar al sostenimiento de la excavación. El soporte del túnel, debe ser solo el complemento para tomar los esfuerzos que el suelo no puede tomar para asegurar la estabilidad. Esta filosofía de dimensionamiento apareció al mismo tiempo que los métodos observacionales, como el nuevo método austriaco en los años 70, en el que se toma en cuenta una interacción entre el suelo y la estructura del túnel.

Peck, en su estado del arte del 69, muestra las formas para tomar en cuenta las solicitaciones sobre el revestimiento, demostrando la ventaja de un revestimiento flexible. En un medio elástico isótropo, a una profundidad H , se tiene un esfuerzo vertical σ_v y un horizontal σ_h , que tiene un valor igual a $k \cdot \sigma_v$. Se hace la suposición de un caso ideal, donde se coloca un revestimiento circular sin cambiar el estado de esfuerzos en el suelo. Para el caso, se toman en cuenta dos tipos de revestimiento, uno flexible con solamente rigidez a la compresión EA , y el segundo puramente rígido. (Peck, 1969)

Un revestimiento flexible, es únicamente estable cuando hay equilibrio entre los esfuerzos verticales y los horizontales. Este equilibrio se logra cuando el revestimiento se deforma y se movilizan las propiedades del suelo. El diámetro vertical debe disminuir ligeramente mientras que el horizontal aumenta. Esta deformación permite asegurar la estabilidad de la excavación con un revestimiento que solo está sometido a esfuerzos de compresión. Fig. 2.5b. Esta situación, al permitir la deformación, minimiza la generación de momentos flexionantes. Al permitir que se movilice la resistencia interna del suelo, es posible reducir apreciablemente la presión sobre el revestimiento. Esta posibilidad no existe sin embargo para materiales muy blandos en los que las condiciones iniciales de esfuerzos tienden a volver a establecerse a mediano plazo. (Auvinet & Rodríguez, 2010)

En el segundo caso, cuando el revestimiento rígido se coloca, no se puede deformar, por lo que no se realiza una redistribución de esfuerzos, como se muestra en la figura 2.5a. Al no realizarse dicha

redistribución, el revestimiento tendrá que soportar esfuerzos normales y cortantes mayores, además de desarrollar momentos flexionantes de magnitudes importantes. Por tanto, este tipo de revestimiento es menos efectivo y más costoso que el flexible.

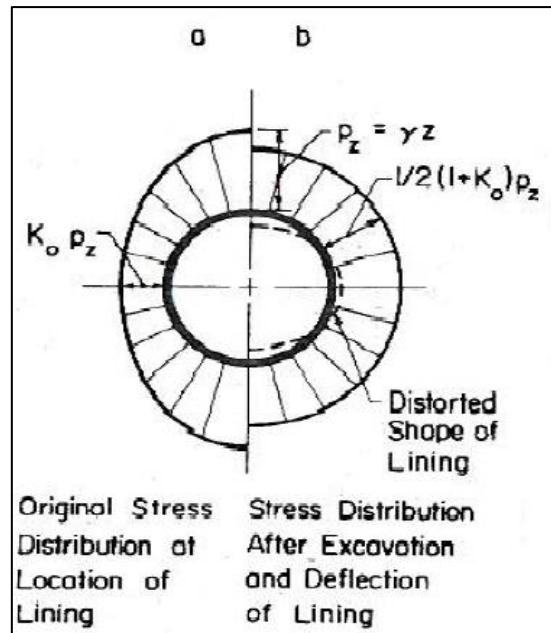


Fig. 2.5. Redistribución de esfuerzos radiales sobre el revestimiento. (Peck, 1969)

El análisis de los casos ideales, permite mostrar que en el dimensionamiento se debe tomar en cuenta la interacción compleja entre el suelo y la estructura del túnel.

Por otro lado, el revestimiento no se puede colocar sin perturbar el estado de esfuerzos del suelo. Las perturbaciones generadas por la excavación son numerosas, y dependen del procedimiento constructivo, y de las diferentes técnicas utilizadas para asegurar la estabilidad del frente. Estos desplazamientos influyen en el estado de esfuerzos en el suelo y por consiguiente en las solicitaciones al revestimiento.

Las solicitaciones que se impondrán al revestimiento son por lo anterior, muy difíciles de evaluar, pues dependen de muchos parámetros inciertos. Por lo tanto, es indispensable un estudio exhaustivo del método constructivo así como de las características del revestimiento del túnel, antes del comienzo de la excavación. Para estos fines, se hace necesaria la modelación.

2.4. MODELACIÓN NUMÉRICA EN PLAXIS 2D

El análisis y diseño de un túnel, deberá garantizar la estabilidad ante los siguientes estados límite:

- De falla:
 - Estabilidad en el frente
 - De los revestimientos a corto y a largo plazo
 - Acciones accidentales
- De servicio:
 - Movimientos en la superficie
 - Convergencia en el túnel

Durante la fase de diseño, se analizan dichos estados con técnicas de modelación, que han evolucionado junto con el desarrollo de la construcción de túneles y de las herramientas computacionales.

La finalidad de la modelación, se resume en tres puntos principales que garantizan la estabilidad ante los estados mencionados anteriormente:

- Validar la viabilidad del procedimiento constructivo y sus parámetros. Consiste en verificar la estabilidad durante los trabajos.
- Dimensionar los revestimientos para las sollicitaciones que se les impondrán a lo largo de su vida útil, como acciones de la fase constructiva, acciones accidentales, de operación, y de envejecimiento de la obra.
- Verificar que los desplazamientos superficiales no dañen las construcciones existentes.

Las primeras modelaciones se hacían con aproximaciones mecánicas simples para llegar a una solución analítica. Algunas otras, las empíricas, eran propuestas basadas en la experiencia de campo. Actualmente, las soluciones analíticas se comparan con modelos numéricos que utilizan el método de los elementos finitos (MEF). Estos programas de cálculo, permiten una fina modelación de las obras subterráneas, pues toman en cuenta la contribución del suelo con modelos constitutivos de los materiales, que asemejan su comportamiento al real, y lo hacen interactuar con la estructura del túnel. También permite analizar el problema en sus diferentes etapas de construcción. El PLAXIS 2D es uno de los programas que han desarrollado interfaz gráfica amigable con el usuario, lo cual facilita sobremanera la modelación numérica de problemas de ingeniería. En el Anexo 1 de este trabajo, se presentan las bases teóricas de los modelos constitutivos de suelos blandos. (Rodríguez J. , 2010)

2.4.1. Modelos constitutivos empleados

La modelación numérica permite hacer un análisis de problemas complejos, como lo es el dimensionamiento de un túnel. El programa permite modelar los suelos y rocas con diversos modelos constitutivos que dictarán su comportamiento aproximándolo más al real. La ventaja de una modelación de este tipo, es que se permite modelar paso a paso el desarrollo de la obra, y por tanto, los cambios en el estado de esfuerzos generados en cada fase. Este programa, está particularmente adaptado para la modelación de varias geometrías de túnel. Para esta tesis, se emplearon dos modelos constitutivos, los cuales se describen de manera general a continuación.

2.4.1.1. Modelo Mohr – Coulomb

Entrar en un comportamiento plástico, implica el desarrollo de deformaciones permanentes. Estas deformaciones, se dan cuando se supera un umbral hasta el cuál, las deformaciones son elásticas. En este modelo constitutivo, dicho umbral queda representado por una envolvente de falla, que a su vez, está definida por los parámetros del modelo.

A estos modelos se les llama elasto-plásticos, y el modelo Mohr – Coulomb, es elástico con plasticidad perfecta. Es adecuado para hacer primeras aproximaciones en suelos blandos, principalmente, por la rapidez del proceso de cálculo. Este modelo se emplea sobre todo para modelar estratos firmes.

Los parámetros básicos de este modelo son:

- E , módulo de Young o de Elasticidad
- ν , relación de Poisson
- ϕ , ángulo de fricción
- c , cohesión
- ψ , ángulo de dilatancia

Además de estos, se requiere dar entrada al peso volumétrico γ y a la permeabilidad tanto horizontal, como vertical. Este modelo, tiene la opción de agregar parámetros para el incremento de la cohesión y del módulo de elasticidad conforme aumenta la profundidad.

La envolvente que rige la falla del material, se esquematiza en la Fig. 2.6.

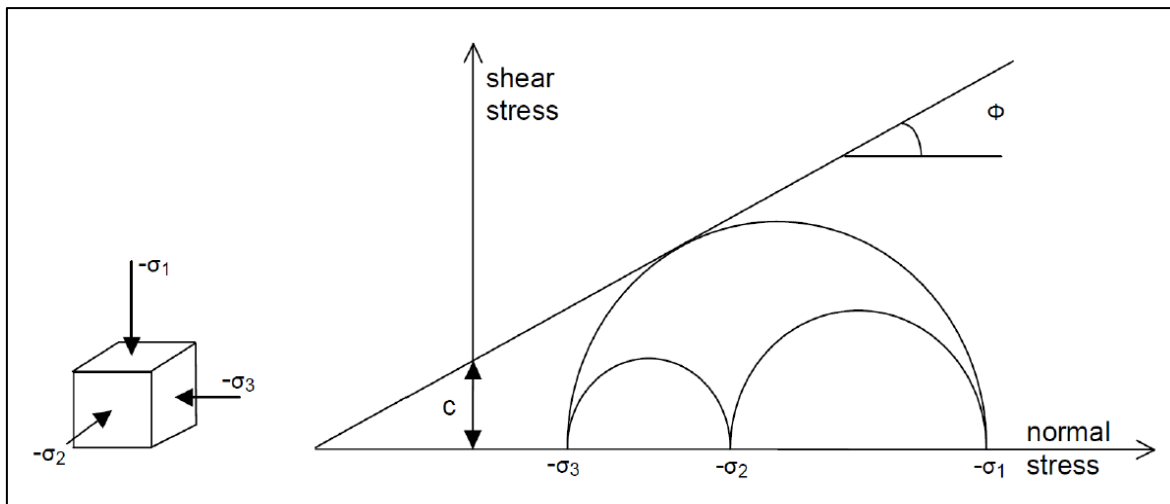


Fig. 2.6. Ley de resistencia de Coulomb.

En la figura podemos apreciar cómo la envolvente de Coulomb está en función de los parámetros de resistencia del suelo (el ángulo de fricción y la cohesión) y de los esfuerzos principales.

El comportamiento elástico con plasticidad perfecta, puede representarse con la siguiente gráfica esfuerzo – deformación:

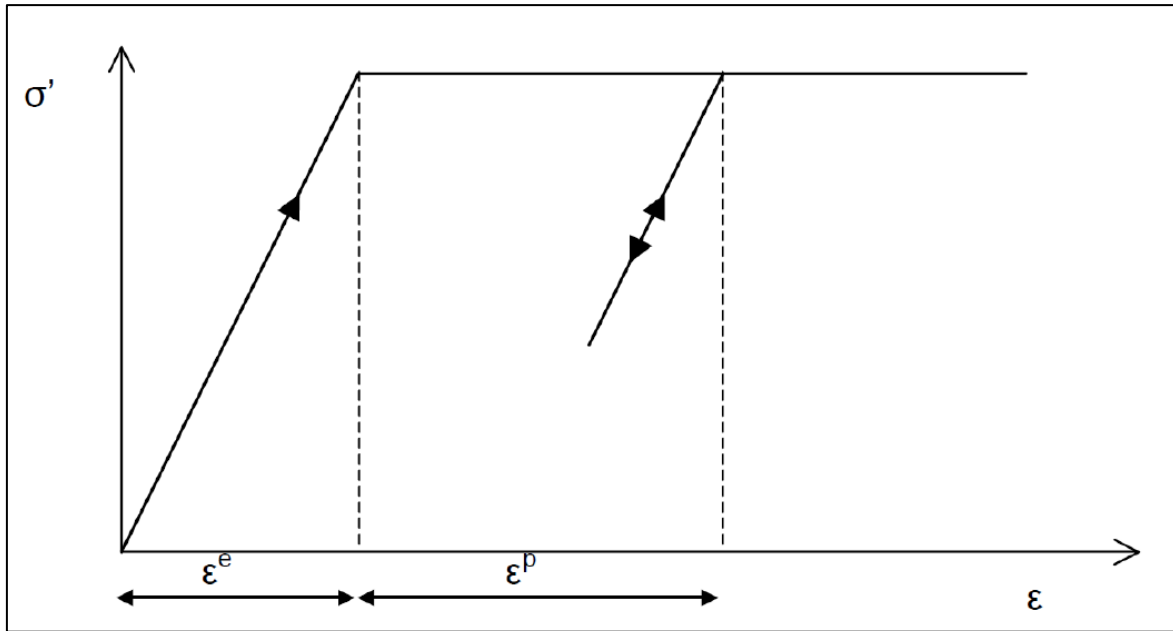


Fig. 2.7. Comportamiento elástico lineal y plástico perfecto. (Rodríguez J. , 2010)

Dónde ε^e y ε^p representan la deformación elástica y la plástica respectivamente. Este modelo será empleado en el análisis paramétrico para modelar la costra superficial y los lentes de arena.

2.4.1.2. Modelo Soft Soil

Está basado en el modelo Cam – Clay, y está especialmente diseñado para simular la compresión primaria en suelos normalmente consolidados, lo que permite una modelación más precisa de los suelos blandos, pues basa su comportamiento en parámetros de pruebas triaxiales y/u odométricas. A continuación se enlistan algunas de sus características principales:

- Rigidez dependiente del nivel de esfuerzos (compresión logarítmica)
- Distinción entre recompresión – compresión.
- Memoria para historia de cargas
- Falla definida por el criterio de falla de Mohr – Coulomb

Al guardar las cargas de pre – consolidación, se toma en cuenta la historia de cargas del suelo, este es un punto importante al estudiar a las arcillas lacustres del valle de México. Los parámetros de este modelo son:

- λ^* , índice modificado de compresión primaria
- κ^* , índice modificado de recompresión
- φ , ángulo de fricción
- c , cohesión
- ψ , ángulo de dilatancia
- γ , peso volumétrico
- k_x y k_y , permeabilidad en ambas direcciones

El índice modificado de compresión primaria λ^* , rige el comportamiento normalmente consolidado del material, esto es, que el esfuerzo impuesto es mayor a la carga de pre – consolidación. La relación logarítmica entre esfuerzo y deformación volumétrica se formula como sigue:

$$\varepsilon_{v2} - \varepsilon_{v1} = -\lambda^* \ln \frac{p_2'}{p_1'}$$

El parámetro κ^* rige en cambio, el comportamiento preconsolidado del material, es decir, que el esfuerzo impuesto es menor a la carga de preconsolidación. Su relación esfuerzo – deformación es:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = -\kappa^* \ln \frac{p'}{p_0'}$$

Como se mencionó anteriormente, estos parámetros pueden obtenerse también de pruebas odométricas o de consolidación unidimensional, con las siguientes fórmulas: (Brinkgreve & Broere, 2008)

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad \kappa^* = \frac{2C_r}{2.3(1+e)}$$

En la figura 2.8, se muestra la gráfica de compresibilidad de una prueba de consolidación, en ella se pueden ver los parámetros que conforman las ecuaciones anteriores.

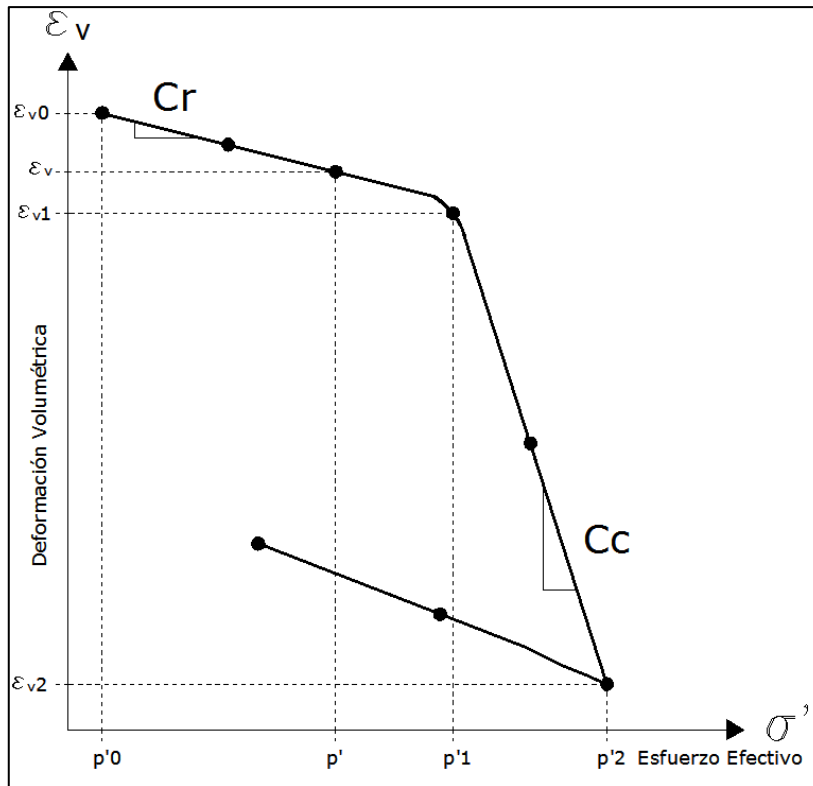


Fig. 2.8. Curva de compresibilidad.

El funcionamiento del modelo, se grafica en el plano de esfuerzos triaxial ($p' - q$), y se esquematiza en la figura 2.9.

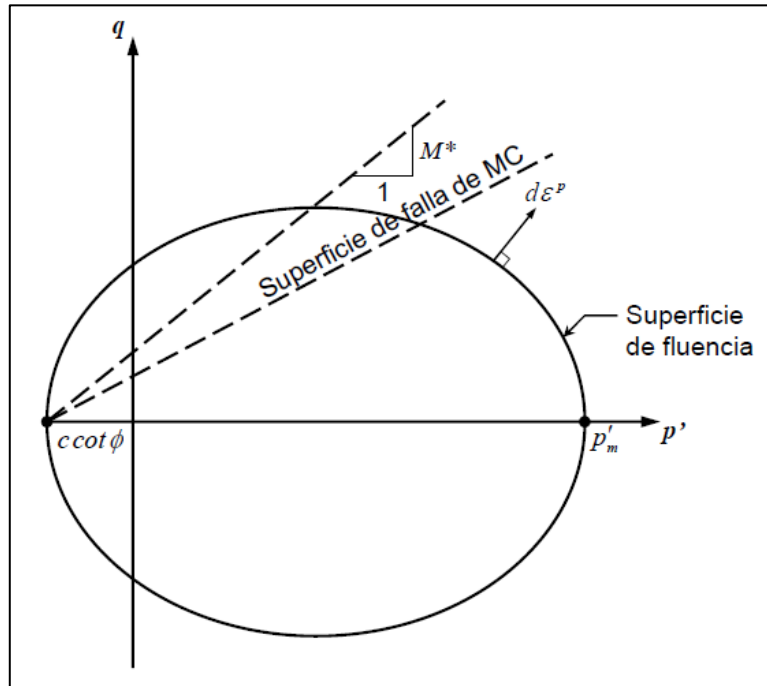


Fig. 2.9. Gráfica de funcionamiento del modelo Soft Soil. (Rodríguez J. , 2010)

El comportamiento del suelo, está limitado por el criterio de Mohr – Coulomb, y por la elipse generada en las gráficas $p' - q$ que define la función de comportamiento plástico. El comportamiento al interior de la envolvente es preconsolidado, mientras que si toca la superficie de fluencia, el comportamiento será normalmente consolidado. El cambio en el estado de esfuerzos, será registrado para que al siguiente paso de cálculo, sea tomada en cuenta una nueva carga de preconsolidación. Así, es que se toma en cuenta la historia de cargas, es decir, el endurecimiento de los suelos bajo ciclos de carga y descarga.

Cuando el estado de esfuerzos alcanza las envolventes, el programa marca los puntos de plastificación, y estos a su vez, pueden ser observados en la malla y por lo general, la concentración de ellos en alguna zona, marca “zonas de falla plástica potencial”.

2.4.2. Tipos de análisis mediante el MEF en suelos saturados.

Para el caso de suelos saturados, como lo son las arcillas del Valle de México, es necesario conocer los tipos de análisis que pueden efectuarse ya sea en términos de los esfuerzos efectivos o totales. Dependiendo del problema que se analice y del modelo constitutivo a emplear, los análisis pueden ser los siguientes:

- Análisis en términos de esfuerzos totales con parámetros no – drenados
- Análisis en términos de esfuerzos efectivos con parámetros drenados
- Análisis en términos de esfuerzos efectivos con parámetros drenados y condiciones iniciales no drenadas.

En la Tabla 2.1, se presenta un resumen de los tipos de análisis que pueden realizarse mediante el MEF en los suelos saturados, en función del modelo constitutivo y la aplicación en la que se empleará. (Rodríguez J. , 2010)

Tabla 2.1. Resumen de los tipos de análisis. (Modificado de Rodríguez, 2010)

Tipo de análisis	Parámetros	Condición inicial	Modelo constitutivo	Aplicación
Esfuerzos totales	No-drenados (E_u, v_u y c_u)	-----	MC	Capacidad de carga y desplazamientos inmediatos
Esfuerzos efectivos	Drenados	Drenada, sin generación de incremento de presión de poro inicial	MC	Desplazamientos diferidos
			SS	
	Drenados (E' y v') No-drenados (c_u)	No-drenada, con generación de incremento de presión de poro inicial (parámetros estimados a partir de los drenados)	MC	Problemas relacionados con el proceso de consolidación
			SS	
MC				

Los conceptos de drenado y no drenado utilizados en mecánica de suelos, están relacionados con la velocidad con la que el agua se mueve dentro de la masa de suelo durante el tiempo en que este se somete a un cambio de carga. El problema radica en si los cambios de carga causan excesos en las presiones de poro.

En condiciones drenadas los cambios en las cargas en el suelo no generan cambios en las presiones de poro, ya que el agua es capaz de fluir libremente dentro de la masa del suelo, conforme se incrementa o disminuye el volumen de vacíos en respuesta al cambio en los esfuerzos totales. Esta condición se da en situaciones de:

- 1) Drenaje completo debido a una elevada permeabilidad,
- 2) Una velocidad de carga lo suficientemente lenta para que el agua alcance a movilizarse
- 3) La carga ha permanecido en el lugar el tiempo suficiente para que se disipen los excesos de presión de poro.

En condiciones no – drenadas los cambios en la carga sí generan cambios en las presiones de poro debido a que el agua no es capaz de salir rápidamente de la masa de suelo. Esta condición se puede dar cuando la conductividad hidráulica del suelo es muy baja y la carga se aplica más rápido que lo que el agua tarda en fluir. Tanto la conductividad como la velocidad de la carga, están en función del tiempo. Una medida práctica para determinar este número, es el t_{99} , (Duncan & Wright, 2005), el cual es el tiempo necesario para alcanzar el 99% del drenaje en el suelo, y está dado por la siguiente expresión:

$$t_{99} = 4 \frac{D^2}{C_v}$$

Donde D es la distancia de drenaje y C_v es el coeficiente de consolidación.

La distancia de drenaje, es la distancia que tiene que recorrer el agua para salir del suelo que la retiene, y está relacionado con el espesor del estrato; es igual a la mitad del espesor para capas que se encuentran entre dos estratos permeables e igual al espesor, para capas que se encuentran limitadas por un estrato permeable y uno impermeable. (de la Fuente, 2012)

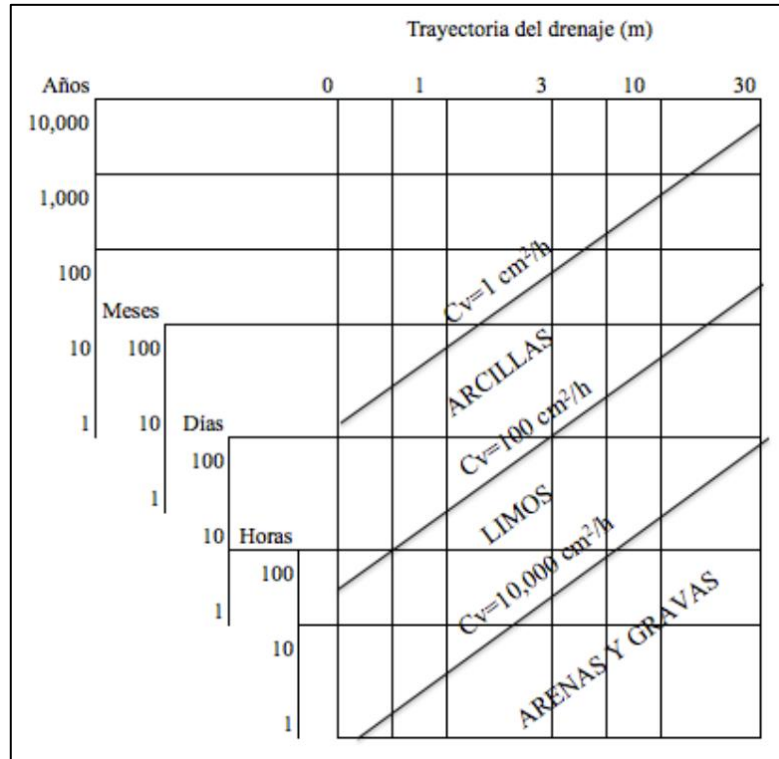


Fig.2.10. Tiempo requerido para el drenaje en suelos. (Modificado de Duncan & Wright, 2005)

En el Anexo 2 de ésta tesis se detallan los distintos tipos de análisis mencionados así como los parámetros que intervienen. (Rodríguez J. , 2010)

2.5. ANÁLISIS PARAMÉTRICO.

Como su nombre lo indica, en ésta tesis, se modelará solamente el revestimiento primario, pues se busca analizar la suficiencia de este ante solicitaciones a corto y mediano plazo, en las que este actúa como revestimiento único.

Se realizó un análisis paramétrico, donde se variaron parámetros del revestimiento, como el factor α de reducción a la flexión EI del anillo, pero también algunos del suelo, como las condiciones de presión de poro. Cabe resaltar, que los ejemplos utilizados en este análisis paramétrico, y por consiguiente los valores de esfuerzos y deformaciones, no son representativos del caso del túnel de río de la Compañía. Este análisis se realiza para un caso típico en las arcillas de la ciudad de México, y para verificar la sensibilidad del programa ante las variaciones de parámetros.

2.5.1. Planteamiento

En el análisis paramétrico se empleó una geometría característica del subsuelo de la ciudad de México, donde se tiene una costra superficial, una primera formación arcillosa, una primera capa dura, la formación arcillosa inferior, y posteriormente los depósitos profundos. En la figura 2.11 se

muestra la geometría empleada para el análisis paramétrico. El diámetro del túnel es de 5.5 m, mientras que el espesor de las dovelas es de 0.25 m.

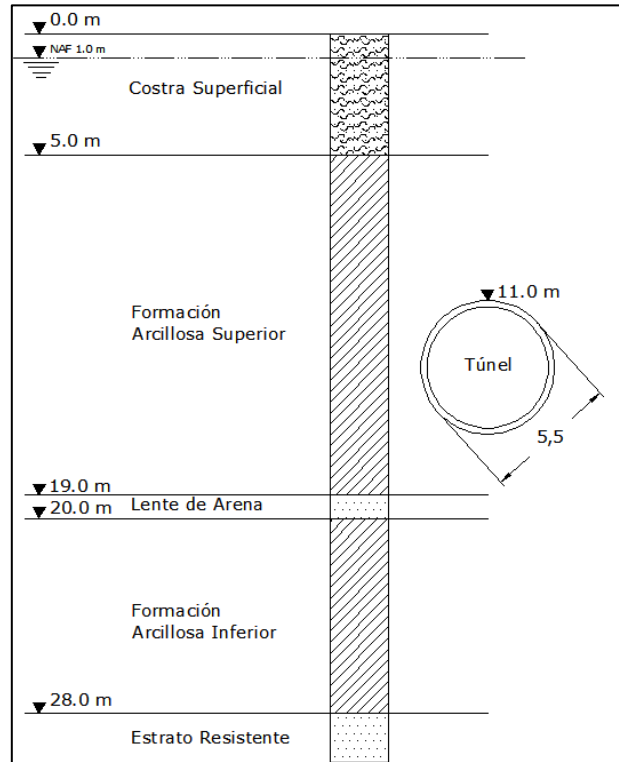


Fig. 2.11. Geometría para el análisis paramétrico.

Tabla 2.2. Propiedades de los suelos del análisis paramétrico.

Estrato	Z		γ	Tipo	e_0	C_r	C_c	κ^*	λ^*	OCR
-	<i>de</i>	<i>a</i>	kN/m^3	-	-	-	-	-	-	-
C.S.	0	5	15.0	MC						
F.A.S.	5	19	11.6	SS	5.5	0.2616	3.737	0.035	0.25	1
C.D. 1	19	20	16.0	MC						
F.A.I.	20	28	13.2	SS	2.9	0.102	1.803	0.023	0.201	1
C.D. 2	28	30	16.0	MC						

v'	E'	c'	ϕ'	$k_{x/y}$
-	<i>MPa</i>	<i>kPa</i>	$^\circ$	<i>m/día</i>
0.3	5.0	20.0	35.0	0.01
		0.0	40.0	1.0E-05
0.3	15.0	0.0	35.0	0.1
		0.0	40.0	1.0E-05
0.3	15.0	0.0	35.0	0.1

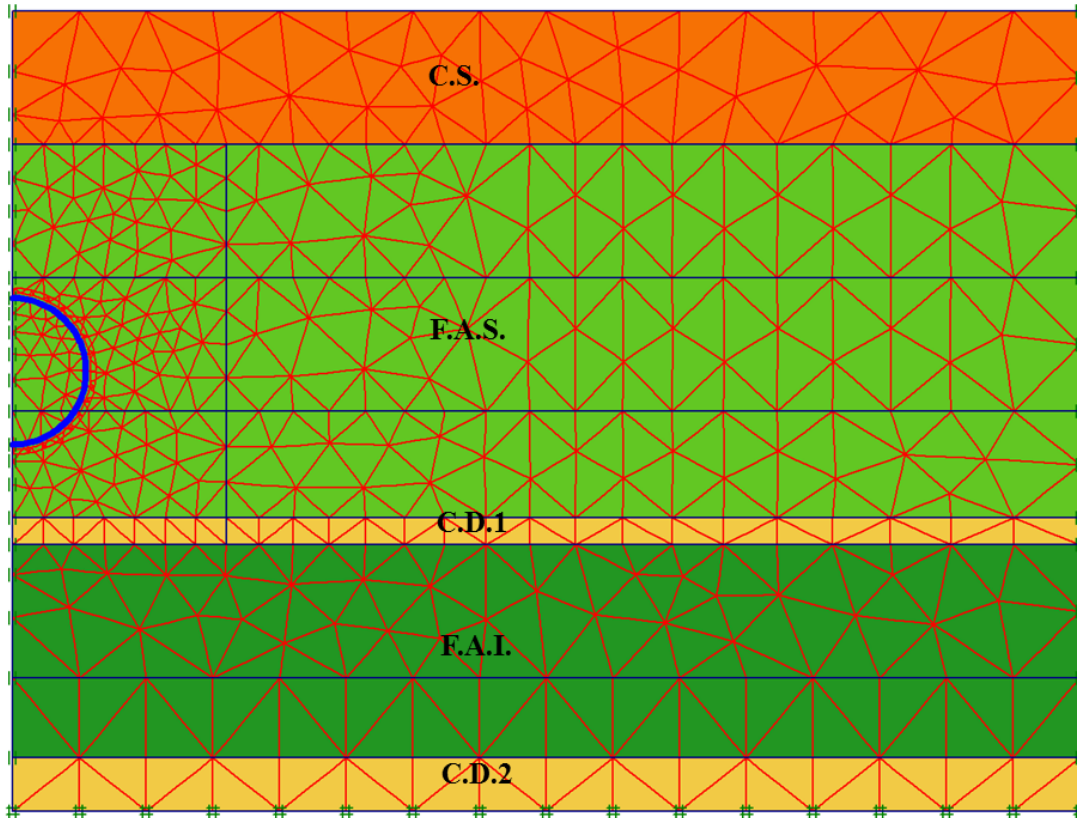


Fig. 2.12. Malla de elemento finito para el análisis paramétrico.

2.5.2. Fases de cálculo

El hundimiento regional afecta de manera importante los esfuerzos aplicados sobre los revestimientos. La deformación de los estratos circundantes aumenta la carga de la columna de terreno por encima del túnel, produciendo una fuerte asimetría entre los esfuerzos verticales y los horizontales. Los revestimientos tienen un comportamiento mediocre ante este tipo de condiciones de carga, en especial el primario de dovelas, pues se producen rotaciones excesivas en las juntas, lo que puede generar la falla del túnel. Por esto, el análisis paramétrico consistió también, en la visualización de las distintas hipótesis de abatimiento de la presión de poro (Grado de consolidación) y su impacto en las deformaciones del revestimiento y sus elementos mecánicos.

Hecha la malla en el programa Plaxis, se procede a definir las condiciones iniciales del modelo. Se trata de un análisis en términos de esfuerzos efectivos con parámetros drenados y condiciones iniciales no drenadas. Para este caso, se tomará como hipótesis inicial, la distribución hidrostática de presión de poro. Posteriormente, en la definición de las fases de cálculo, se introducirán las hipótesis de abatimiento de presión de poro, es decir, del proceso de consolidación, basadas en el cálculo que se expone en el capítulo 1.

Fase 1. Construcción

Como primera etapa de cálculo, se modela la construcción del túnel, como un análisis plástico. Este análisis genera excesos de presión de poro en los estratos no drenados, o sea, los de arcilla.

Fase 2. Disipación del exceso de presión de poro.

La siguiente etapa de cálculo, es un análisis de consolidación, en el que se disipan completamente los excesos de presión de poro generados por la construcción.

Fase 3. Abatimiento de las presiones ($U\% = 25, 50, 75, 95, 100$)

En esta fase ficticia, se introduce como una etapa de análisis plástico, en la que se definen las nuevas presiones de poro para cierto grado de consolidación $U\%$. En la Fig. 2.13, se presentan las hipótesis de abatimiento de la presión de poro consideradas. Esto genera las presiones de poro para realizar un análisis de consolidación.

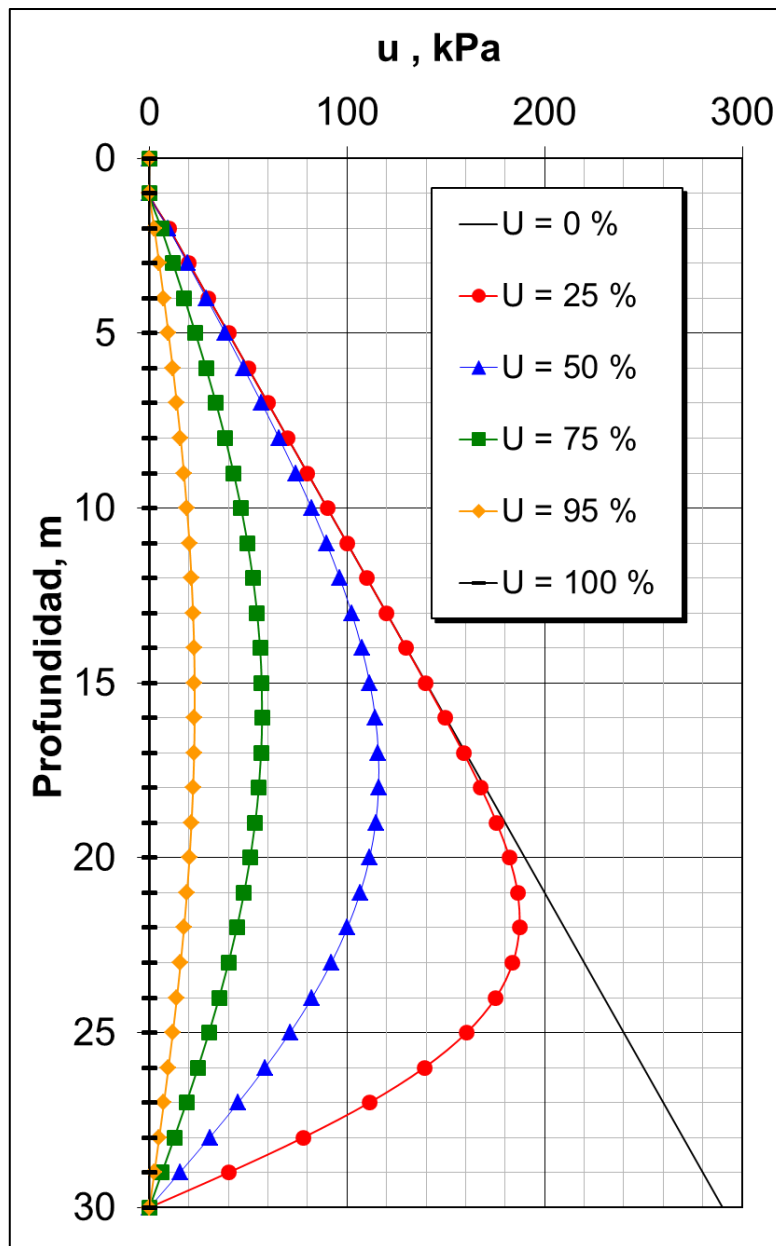


Fig. 2.13. Hipótesis de abatimiento de la presión de poro para análisis paramétrico.

Fase 4. Consolidación

En ésta fase se modela la consolidación regional que afectará al túnel en su vida útil. El programa simula el abatimiento de la presión de poro hasta obtener la presión de poro indicada.

Esta secuencia, se aplicará para cada una de las variaciones del factor de reducción “ α ”. Con esto, se tomará en cuenta el efecto de las juntas de las dovelas. Este se estima normalmente a partir de un proceso iterativo en el que se varían los valores hasta obtener los mismos resultados que aquellos de un modelo estructural. (Rodríguez et al., 2012).

En este caso, se propusieron los valores de α , tomando en cuenta la ecuación que propone Galván, que calibró con modelos estructurales, y que se encuentra en función de la relación de esfuerzos $\frac{\sigma_x}{\sigma_y}$. (Galván Chávez, 2011)

$$y = -0.9125(x^3) + 4.7176(x^2) - 4.1142(x) + 1.4496$$

Donde: $y = \alpha$; Factor de reducción de la rigidez a la flexión,

$$x = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} ; \text{Relación de esfuerzos.}$$

Se considerará como valor inicial de α , el resultado de la fórmula anterior, para $x = 0.50$, que es el correspondiente al caso más bajo del rango calibrado (0.5 – 1). Para $x = 0.50$, $\alpha = 0.457$. Se tomará este valor, además de 1, 0.35 y 0.25 para este análisis paramétrico. Estos últimos valores se han empleado para el análisis y diseño de revestimientos de túneles en suelos en proceso de consolidación. En la Tabla 2.3 se enlistan las propiedades afectadas por el valor del factor α .

Tabla 2.3. Propiedades del revestimiento afectadas por α .

<i>MPa</i>	<i>MPa</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m²</i>	<i>m⁴</i>
f'c	E_{conc}	b	h	A	I
35.00	14790.20	1.00	0.25	0.25	1.30E-03
-	<i>MN m²/m</i>	<i>m⁴</i>	<i>m</i>	<i>MN/m</i>	<i>kN/m/m</i>
α	EI	I'	d'	EA	w'
1.00	19.26	1.30E-03	0.250	3,697.55	6.00
0.457	8.80	5.95E-04	0.169	3,697.55	6.00
0.35	6.74	4.56E-04	0.148	3,697.55	6.00
0.25	4.81	3.26E-04	0.125	3,697.55	6.00

2.5.3. Resultados

Las siguientes figuras representan el comportamiento del suelo a largo plazo, bajo el efecto del hundimiento regional. En la primera, se presenta aquella con un abatimiento total de las presiones de poro, es decir, un grado de consolidación del 100%, y con un revestimiento primario afectado por un factor de reducción de la rigidez a la flexión “ α ” igual a 0.25.

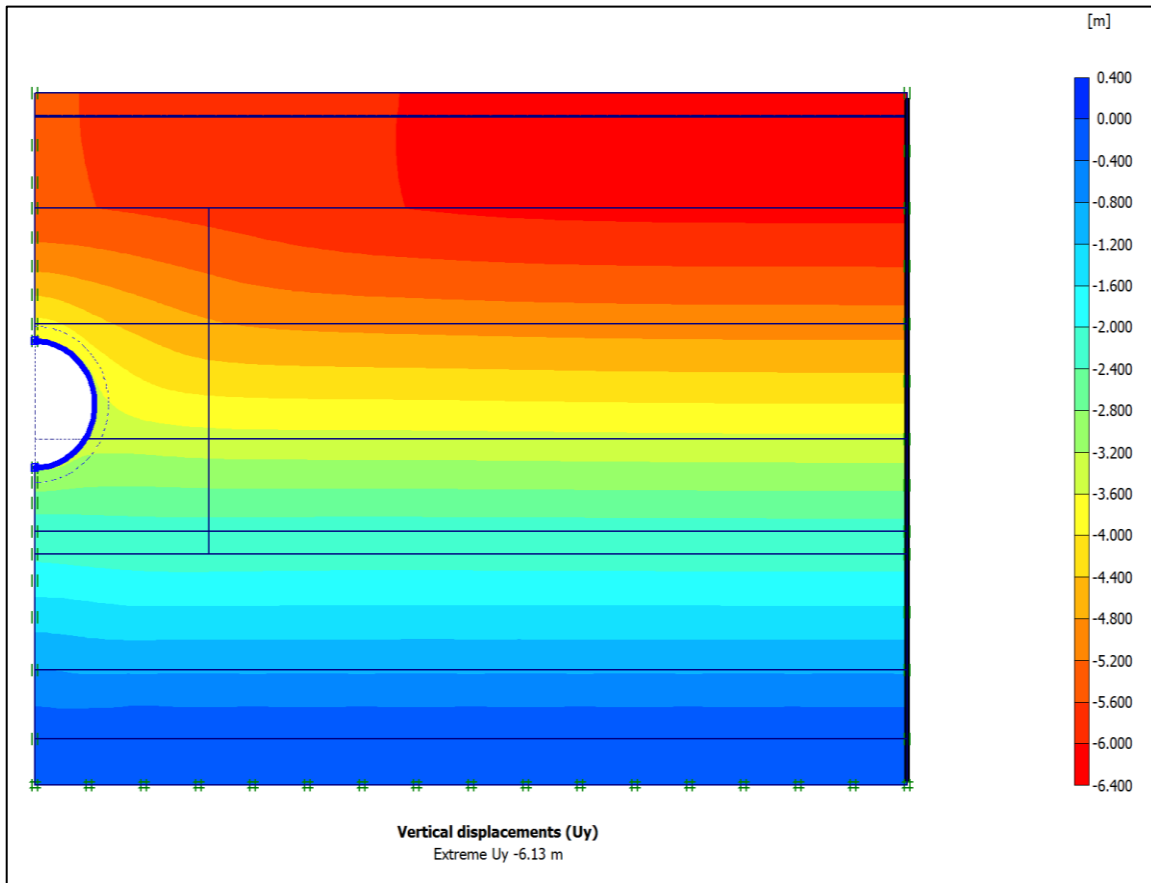


Fig. 2.14. Desplazamientos verticales para un $U\% = 100$, y un $\alpha = 0.25$.

Se observan en la figura anterior los desplazamientos verticales alrededor de la excavación. Estos alcanzan una magnitud de alrededor de 6.13 metros en las partes alejadas de la influencia del túnel. Se observa también un asentamiento diferencial de 55 centímetros. Este diferencial de hundimientos se debe a la presencia del túnel, pues los estratos que se encuentran al mismo nivel que este se consolidan, mientras que el revestimiento se deforma en menor magnitud. La deformación del revestimiento se debe en gran parte, a que después de la disipación del exceso de presión de poro, la zona bajo la cubeta del túnel se encuentra preconsolidada, por ende, se hunde con menor intensidad que el suelo adyacente, aún para las hipótesis últimas de abatimiento de la presión de poro. Esto a su vez, le produce una fuerte asimetría entre esfuerzos verticales y horizontales. Más adelante, se estudiará la evolución de los esfuerzos aplicados sobre el revestimiento.

La Fig. 2.15, representa también los desplazamientos verticales, esta vez, para un abatimiento de la presión de poro del 95% y “ α ” igual a 0.25.

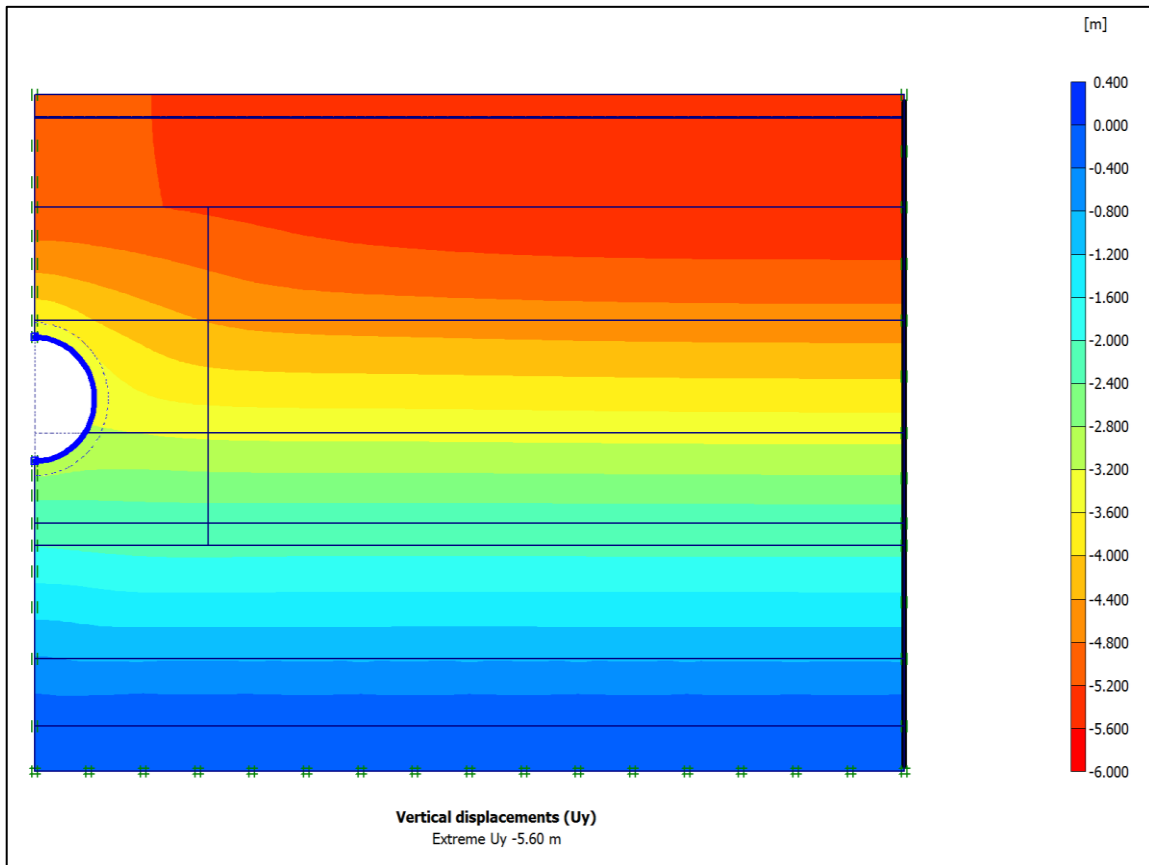


Fig. 2.15. Desplazamientos verticales para un $U\% = 95$, y un $\alpha = 0.25$.

El asentamiento global observado a lo largo del túnel es de 5.60 m. También se observa un hundimiento diferencial de casi 49 cm, debido también a la presencia del revestimiento. Este diferencial, es obviamente menor que el del abatimiento total de la presión de poro. Se puede ver que la diferencia entre los asentamientos, tanto global como diferencial, es muy grande comparada con la diferencia entre grados de consolidación. Se presenta una diferencia de asentamiento de 50 cm para un aumento del 5% en el grado de consolidación.

La tercera hipótesis de abatimiento de presión de poro, es la del 75%. La siguiente figura muestra los desplazamientos verticales obtenidos para esta fase.

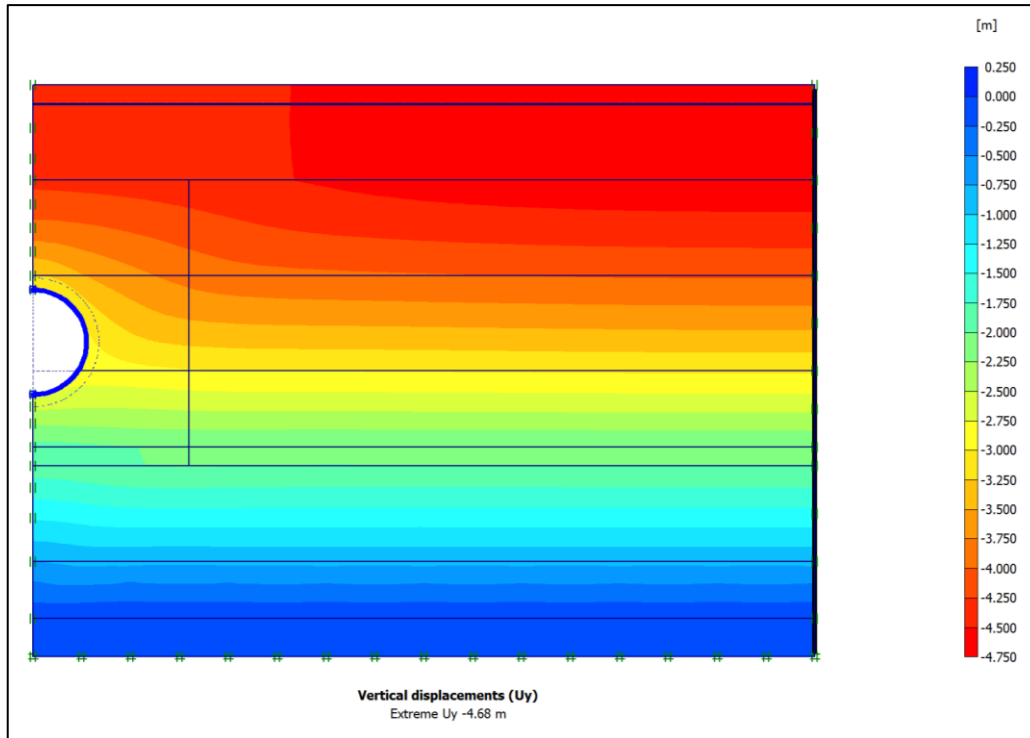


Fig. 2.16. Desplazamientos verticales para un $U\% = 75$, y un $\alpha = 0.25$.

En esta etapa se observa un hundimiento máximo de 4.68 metros y un diferencial de 35 centímetros. Las últimas etapas modeladas, fueron para las hipótesis de abatimiento de la presión de poro de 50 y de 25 %, que se muestran en las figuras 2.17 y 2.18 respectivamente.

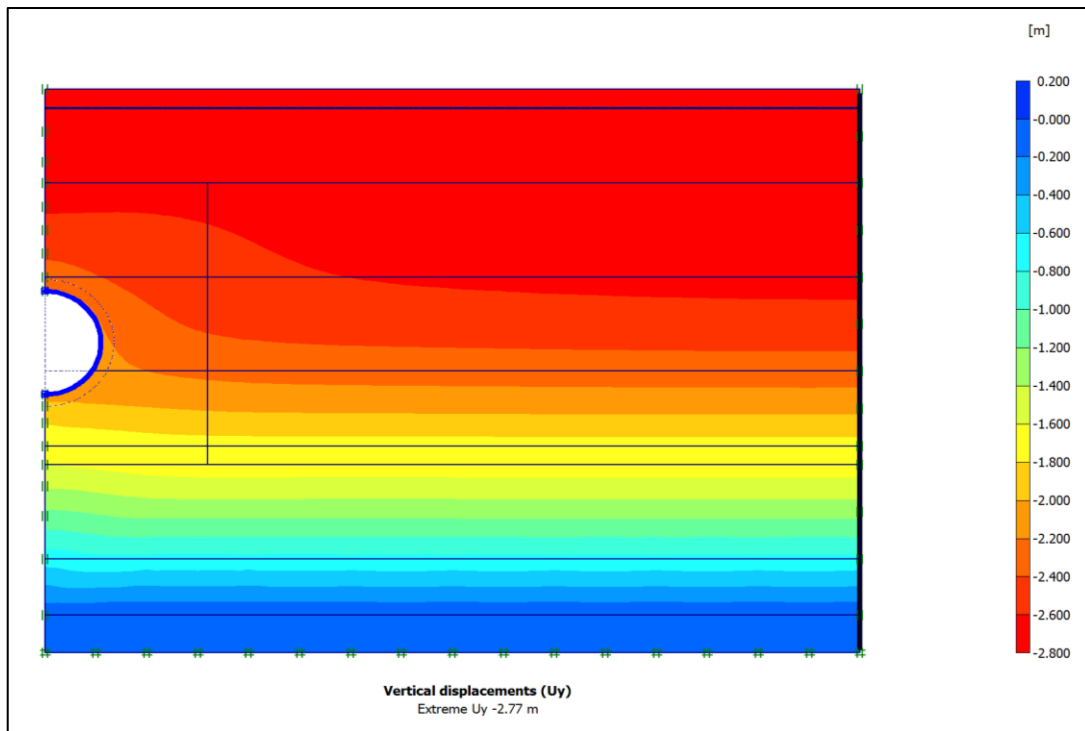


Fig. 2.17. Desplazamientos verticales para un $U\% = 50$, y un $\alpha = 0.25$.

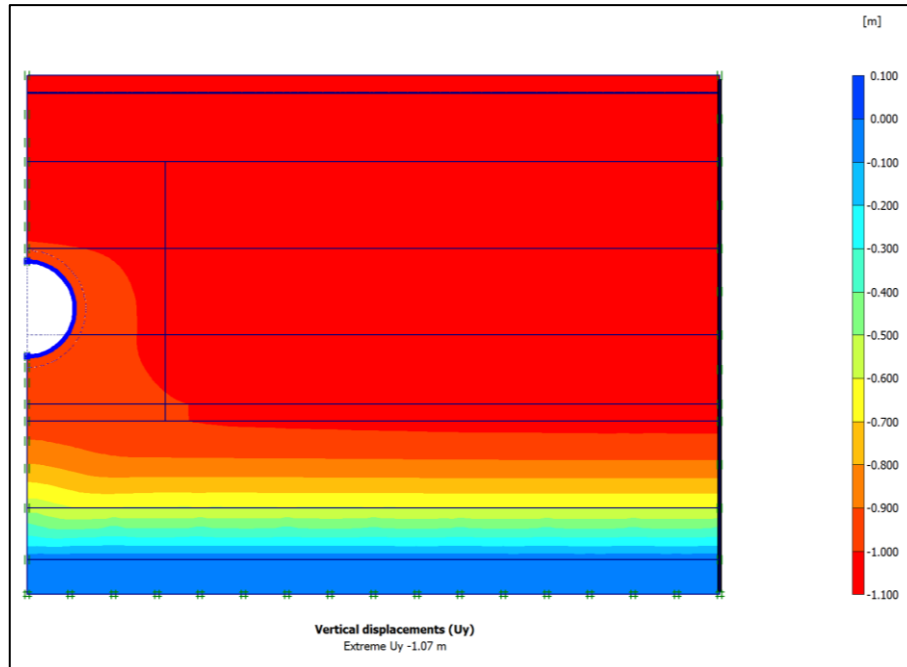


Fig. 2.18. Desplazamientos verticales para un $U\% = 25$, y un $\alpha = 0.25$.

Los asentamientos de estas últimas dos etapas son mucho menores que en las anteriores. Se puede ver que entre el modelo de $U\% = 25$ y el del 50%, hay una diferencia de 1.7 metros, para un aumento del 25 % en la consolidación. En cuanto a los asentamientos diferenciales, se presentan en estas dos últimas etapas de 11 y de 4 centímetros respectivamente. En el último modelo, se puede ver también, que los estratos superiores presentan una tendencia a moverse como bloque. Esto se debe a que al nivel del túnel, no ha habido un cambio significativo en la presión de poro inicial.

Se puede observar nuevamente, que el suelo debajo del túnel está menos afectado por el hundimiento regional. Esto se debe a la preconsolidación alrededor del revestimiento que se da por la disipación del exceso de presión de poro generada durante la construcción. Esto se presenta en las otras hipótesis también, pero es menos evidente por la amplitud de los desplazamientos debidos a la consolidación. Esta condición, contribuye al aumento de la carga del túnel.

En la siguiente gráfica, se resume la evolución del hundimiento regional en función de $U\%$. Se puede apreciar un aumento en la pendiente del último tramo, es decir, en el paso de la hipótesis de abatimiento del 95% al de 100%.

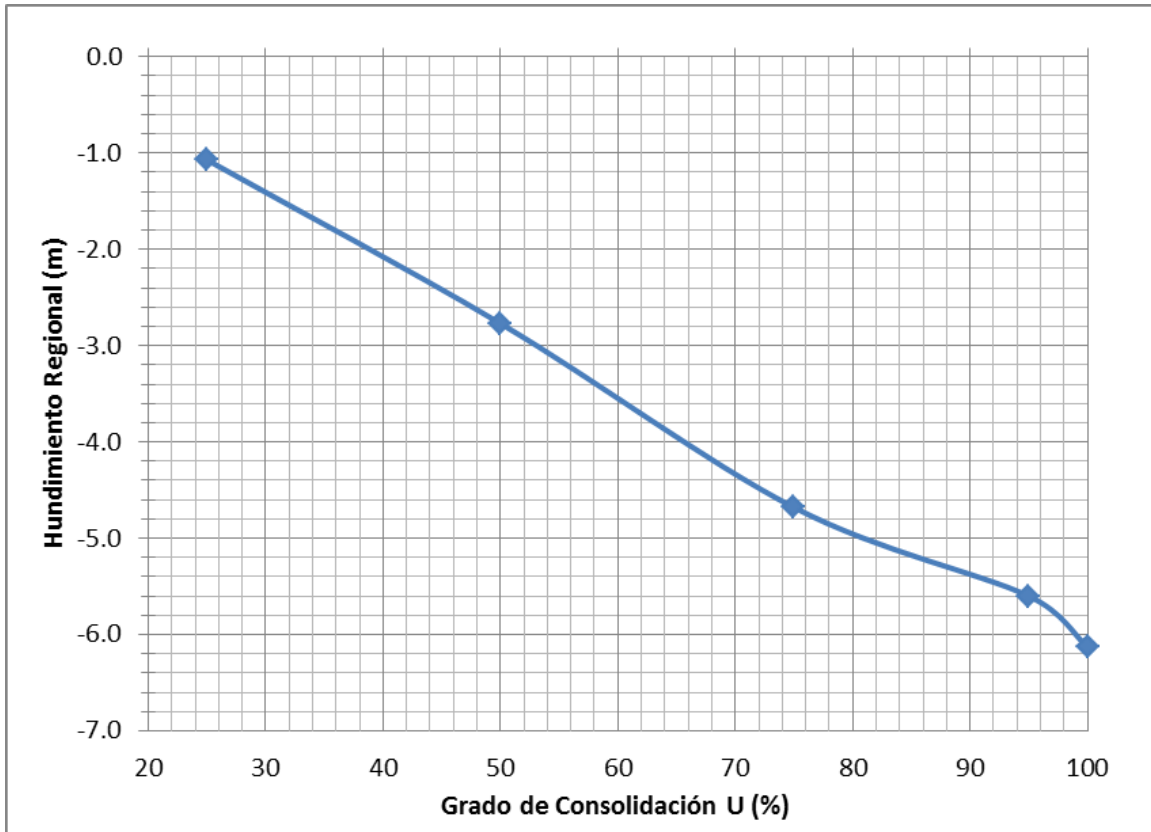


Fig. 2.19. Hundimiento regional en función del grado de consolidación.

A continuación, se estudian los esfuerzos desarrollados en el suelo, y sobre todo aquellos sobre el túnel conforme se da el proceso de consolidación. Los esfuerzos aplicados sobre el revestimiento se obtienen del modelo geotécnico gracias a un elemento de interfaz entre el túnel y el suelo. De ahí se procesan en una rutina de Excel, y se construyen las gráficas en coordenadas polares.

Los esfuerzos que se aplican sobre el revestimiento son tanto normales como cortantes. En la figura 2.20 se presenta la evolución de los esfuerzos normales aplicados sobre el túnel. Se puede apreciar que para la primera etapa, se carga más la clave del túnel, y para las siguientes hipótesis de abatimiento, es en la cubeta donde se presenta una mayor concentración de carga.

Se observan también fuertes asimetrías entre las cargas, pues conforme U% aumenta, la asimetría lo hace también. Para el caso de U% = 25, se tiene una relación de esfuerzos clave – hastial de 0.46, mientras que para el caso de U% = 100, la relación es de 0.34. También se puede apreciar que el porcentaje de aumento de carga entre etapas va siendo cada vez menor.

En este caso queda muy claro lo desfavorable que puede llegar a ser el proceso de consolidación para el revestimiento de un túnel, ya que de la etapa de consolidación del 25%, a la del 100%, la carga aumenta en un 515% y la relación de esfuerzos disminuye un 26%.

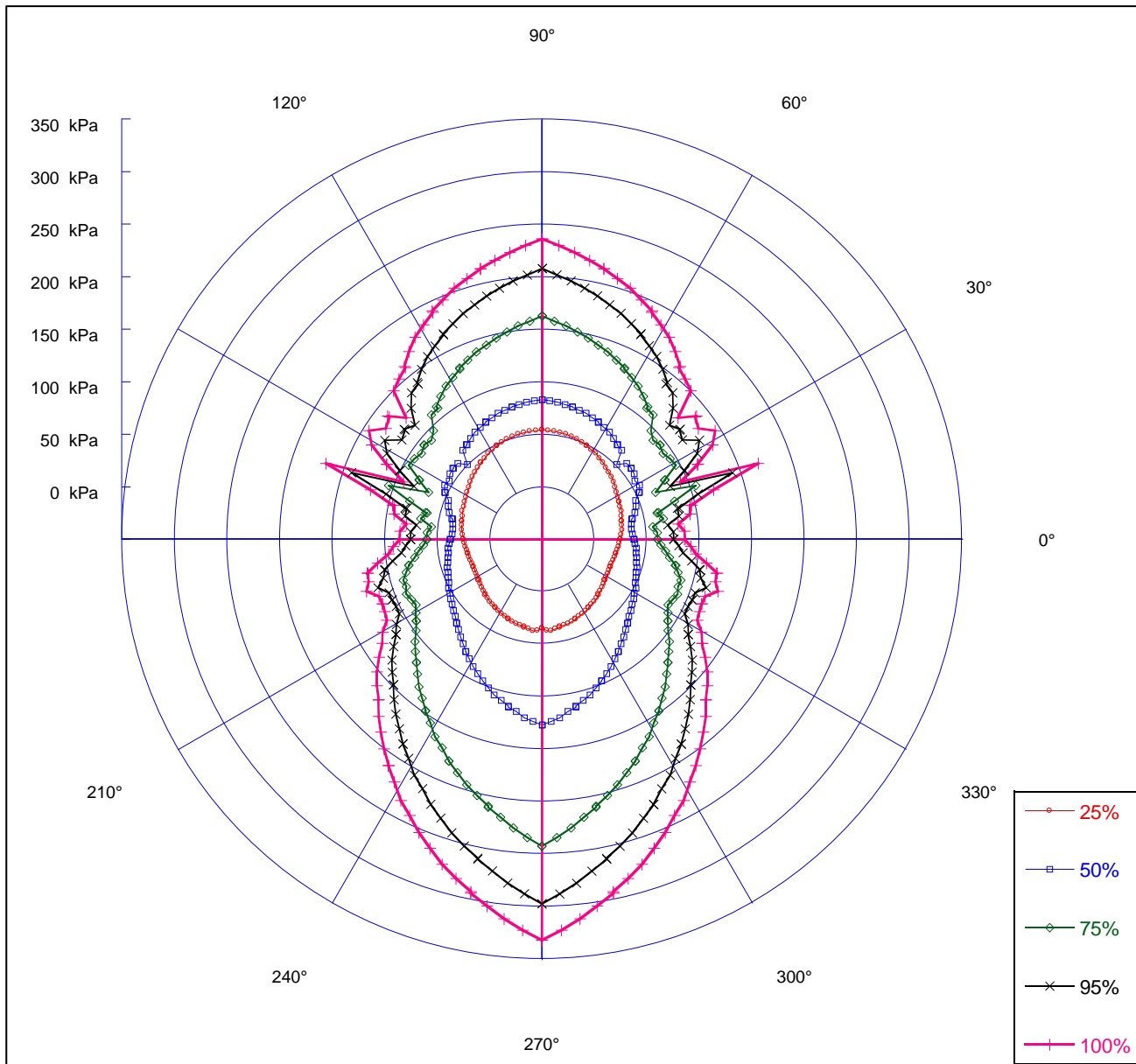


Fig. 2.20. Evolución de esfuerzos normales aplicados sobre el revestimiento. $\alpha = 0.25$.

En lo que a los cortantes respecta, la figura 2.21 muestra su evolución conforme se presentan los abatimientos de la presión de poro. Los cortantes máximos sobre el revestimiento se presentan a los 30° desde el centro del túnel, donde se cuelga el suelo en él, generando fricción negativa. Esta situación causada por la “emersión” del túnel, produce concentración de esfuerzos cortantes en la zona hasta condiciones límite, lo que genera una concentración de puntos de plastificación. Esto supone una zona potencial de falla plástica.

Las fuerzas que intentan desplazar hacia abajo al túnel generan, a su vez, en el estrato duro (C.D. 1) fuerzas ascendentes de importancia e inclusive su plastificación para las hipótesis de abatimiento de presiones de poro a partir de $U = 50\%$.

En las figuras 2.22 y 2.23, se muestran respectivamente, la distribución de esfuerzos cortantes relativos y la concentración de puntos plásticos en la zona del revestimiento a 30° y en el estrato C.D.1. Dicha zona, es la que se aprecia marcada por los puntos rojos.

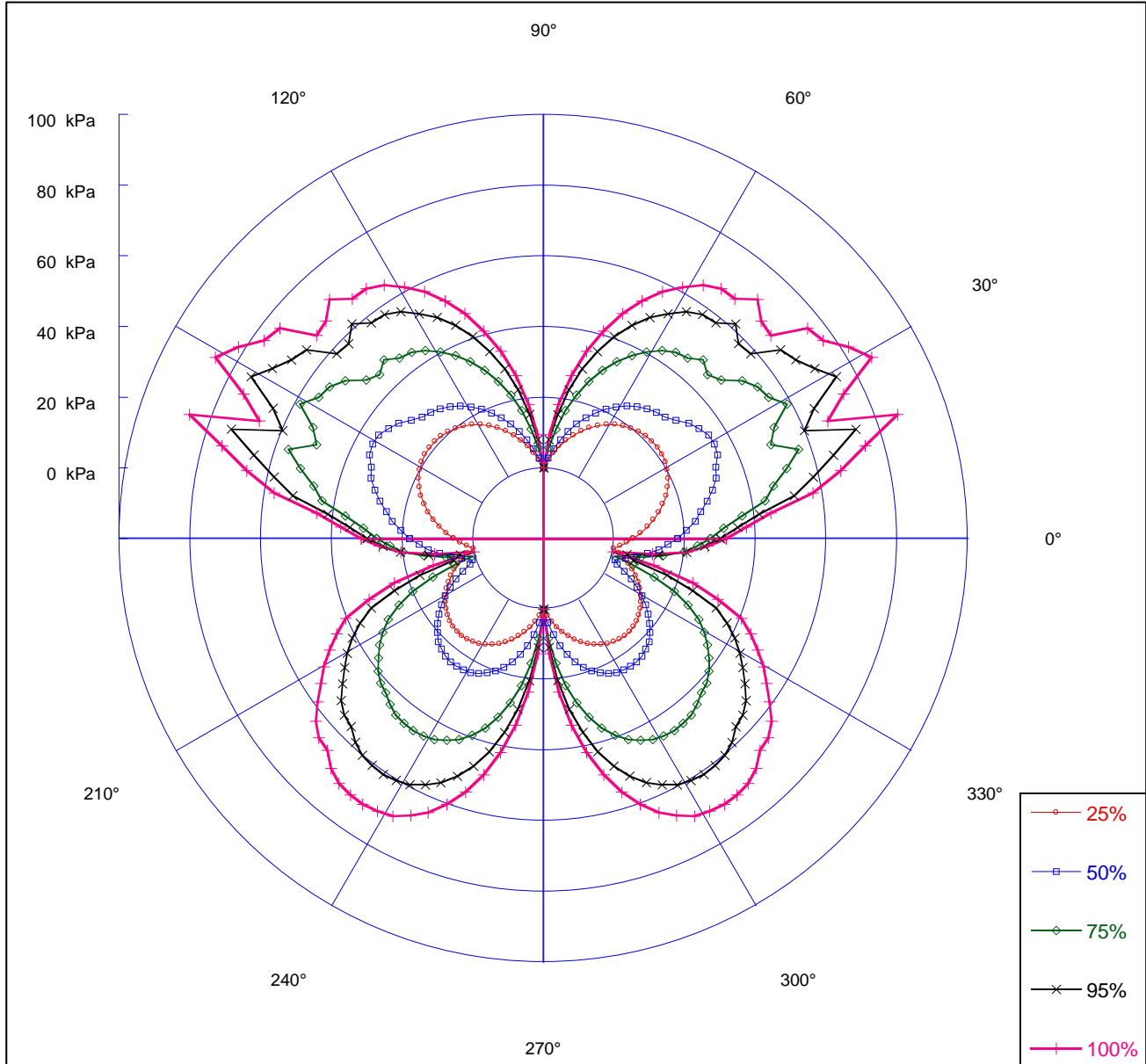


Fig. 2.21. Evolución de esfuerzos cortantes aplicados sobre el revestimiento. $\alpha = 0.25$.

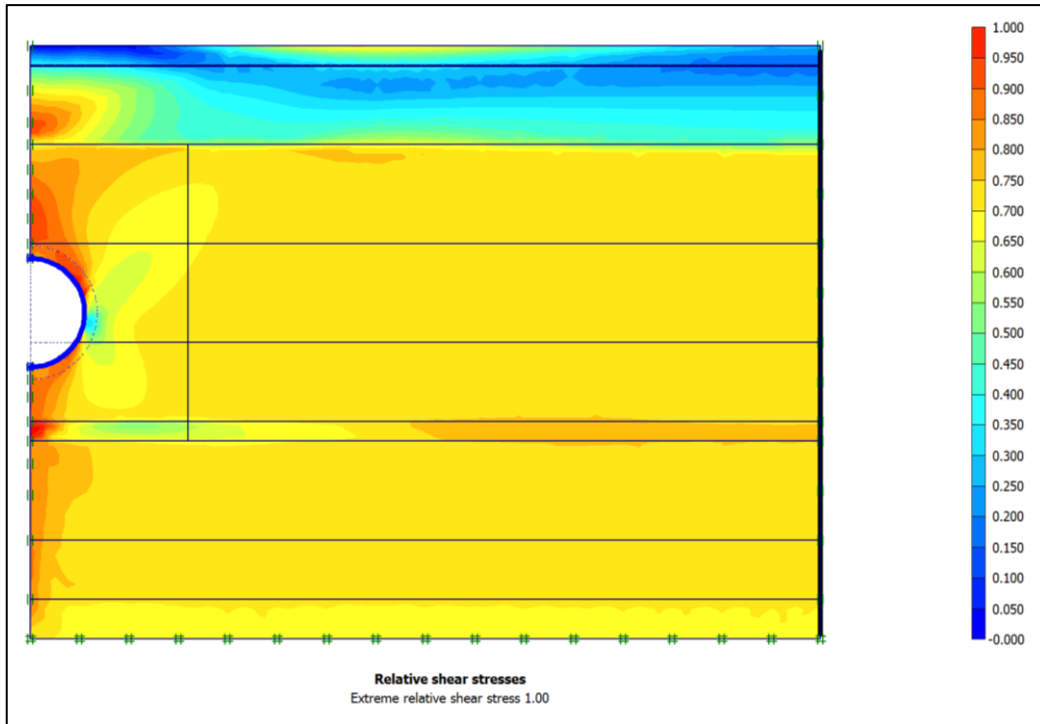


Fig. 2.22. Distribución de esfuerzos cortantes relativos. $U\% = 100$ y $\alpha = 0.25$.

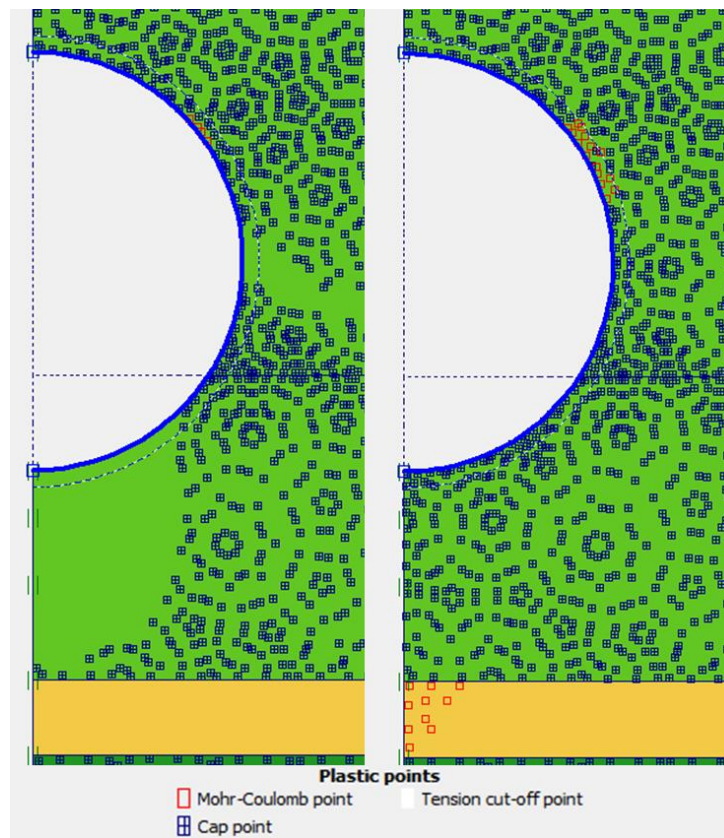


Fig. 2.23. Puntos de plastificación. $U\% = 25$ (a) y 100 (b) y $\alpha = 0.25$.

Como derivado de estos esfuerzos aplicados sobre el túnel, se producen desplazamientos y deformaciones del revestimiento. Como se mencionó antes en este capítulo, una buena forma de medirlos, es con las convergencias. En la siguiente figura se muestra la gráfica del cambio de diámetro horizontal conforme aumenta el grado de consolidación para distintos valores del factor de reducción α .

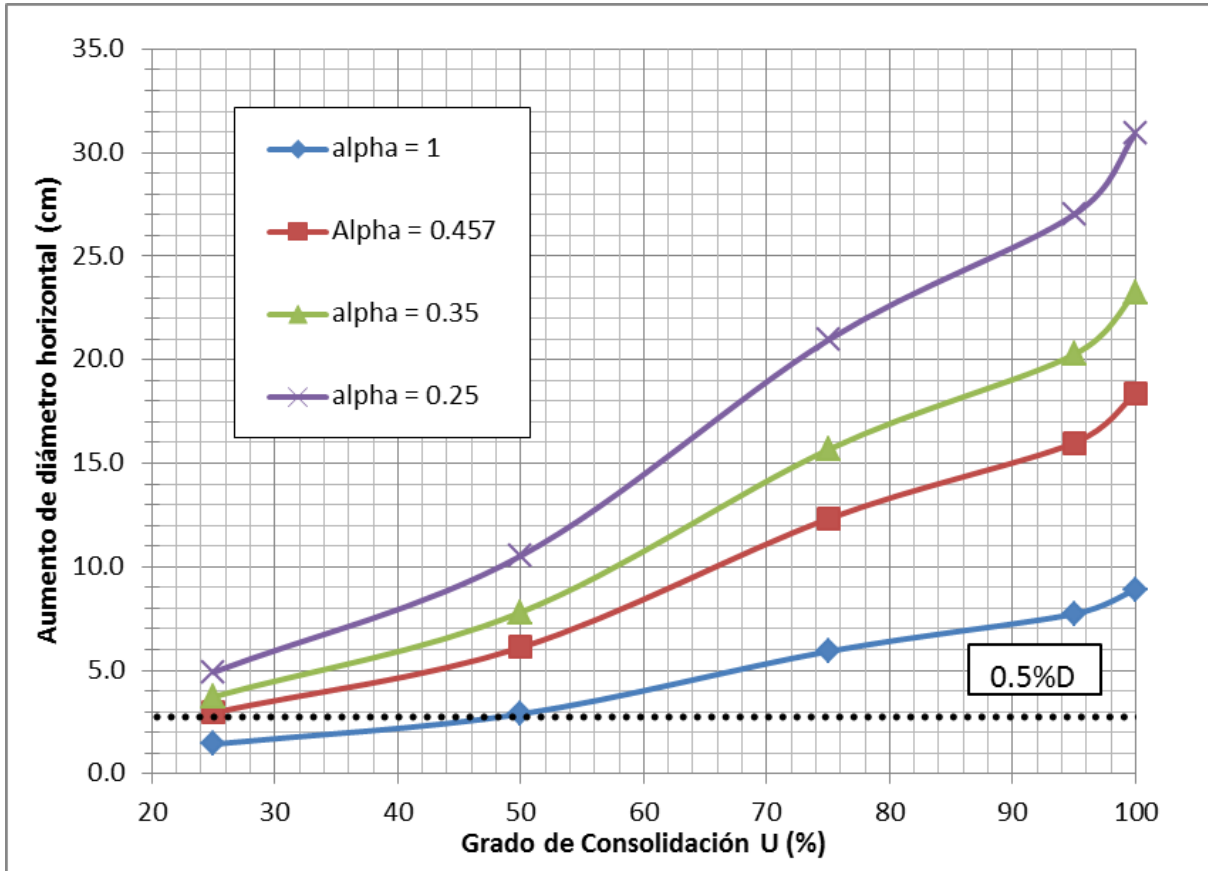


Fig. 2.24. Aumento del diámetro del revestimiento primario.

De la gráfica anterior, se resume que para un decremento de α de 1 a 0.457, se incrementan las deformaciones un 108%, mientras que para los decrementos de 0.457 a 0.35 y de 0.35 a 0.25, se incrementan en 27% y 34%, respectivamente.

A continuación se presenta la tabla donde se vertieron los resultados del análisis paramétrico. En ella se pueden ver los desplazamientos superficiales, los asentamientos diferenciales, las convergencias del revestimiento, así como los esfuerzos máximos aplicados sobre el mismo y los elementos mecánicos máximos desarrollados. Estos resultados, están reportados para las distintas hipótesis de abatimiento de la presión de poro consideradas, así como para las variaciones del parámetro α antes mencionadas. Ver Tabla 2.4.

Se aprecia que los esfuerzos cortantes sobre el revestimiento, en la interfaz, no varían con las variaciones del factor de reducción. Los normales presentan incrementos muy bajos ante las variaciones de α , siempre menores a 4%.

Tabla 2.4. Resultados del análisis paramétrico.

		ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES			CAMBIO DE DIÁMETRO				
-	%	m	m	cm	m	m	cm	cm	cm
α	U	661	4222	Dif.	6081	6312	6104	ΔH	ΔB
1.00	100	-6.128	-5.520	60.800	-3.337	-3.428	4.454	9.100	8.909
	95	-5.599	-5.069	53.000	-3.152	-3.232	3.861	8.000	7.723
	75	-4.681	-4.293	38.800	-2.843	-2.904	2.957	6.100	5.914
	50	-2.774	-2.643	13.100	-2.109	-2.139	1.444	3.000	2.889
	25	-1.073	-1.027	4.600	-0.934	-0.950	0.717	1.572	1.433
0.457	100	-6.126	-5.541	58.500	-3.303	-3.489	9.184	18.600	18.367
	95	-5.599	-5.087	51.200	-3.122	-3.285	7.993	16.300	15.986
	75	-4.680	-4.306	37.400	-2.819	-2.945	6.159	12.600	12.318
	50	-2.772	-2.649	12.300	-2.096	-2.159	3.052	6.300	6.104
	25	-1.072	-1.029	4.300	-0.929	-0.960	1.478	3.093	2.956
0.35	100	-6.127	-5.553	57.400	-3.285	-3.521	11.627	23.600	23.255
	95	-5.596	-5.096	50.000	-3.107	-3.312	10.129	20.500	20.257
	75	-4.680	-4.313	36.700	-2.807	-2.966	7.829	15.900	15.658
	50	-2.772	-2.652	12.000	-2.089	-2.169	3.902	8.000	7.804
	25	-1.072	-1.031	4.100	-0.926	-0.965	1.862	3.865	3.724
0.25	100	-6.126	-5.570	55.600	-3.258	-3.571	15.466	31.300	30.933
	95	-5.600	-5.111	48.900	-3.082	-3.356	13.507	27.400	27.014
	75	-4.680	-4.325	35.500	-2.787	-3.000	10.478	21.300	20.956
	50	-2.771	-2.657	11.400	-2.078	-2.186	5.264	10.800	10.528
	25	-1.072	-1.033	3.900	-0.921	-0.972	2.453	5.054	4.906

		ESFUERZOS MÁXIMOS SOBRE EL REVESTIMIENTO			ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS		
-	%	kN/m ²	kN/m ²	-	kN/m	kN/m	kNm/m
α	U	Normal	Cortante	R. Límite	Normal	Cortante	Momento
1.00	100	364.06	86.25	0.9	710.2	271.32	380.24
	95	324	74.54	0.9	680.58	235.59	330.87
	75	261.65	57.91	0.9	634.69	181.2	255.46
	50	134.7	34.63	0.9	545.06	89.32	125.64
	25	55.84	20.67	0.7	480.7	44.51	60.9
0.457	100	348.79	85.42	0.9	702.19	254.46	357.78
	95	311.26	74.04	0.9	674.7	221.79	312.52
	75	252.25	59.05	0.9	631.07	171.51	242.64
	50	130.55	34.75	0.9	544.2	85.44	120.78
	25	54.95	20.89	0.7	480.26	40.86	56.14
0.35	100	342.5	85.46	0.9	698.85	245.97	346.32
	95	305.9	74.03	0.9	671.72	214.57	302.77
	75	248.55	57.94	0.9	629.28	166.44	235.78
	50	129.47	34.81	0.9	543.76	83.4	118.07
	25	54.53	21.03	0.7	480.14	39.12	53.8
0.25	100	331.62	86	0.9	693.01	232.87	328.49
	95	296.78	74.55	0.9	667.26	203.66	287.91
	75	241.78	58.58	0.9	626.37	158.59	225.05
	50	126.72	35.1	0.9	543.1	80.15	113.65
	25	53.91	21.23	0.7	480.11	36.54	50.14

En la siguiente figura, se muestra la distribución de los elementos mecánicos desarrollados por el revestimiento primario del túnel estudiado en el análisis paramétrico, para el caso del 100% de la consolidación y un α de 0.25.

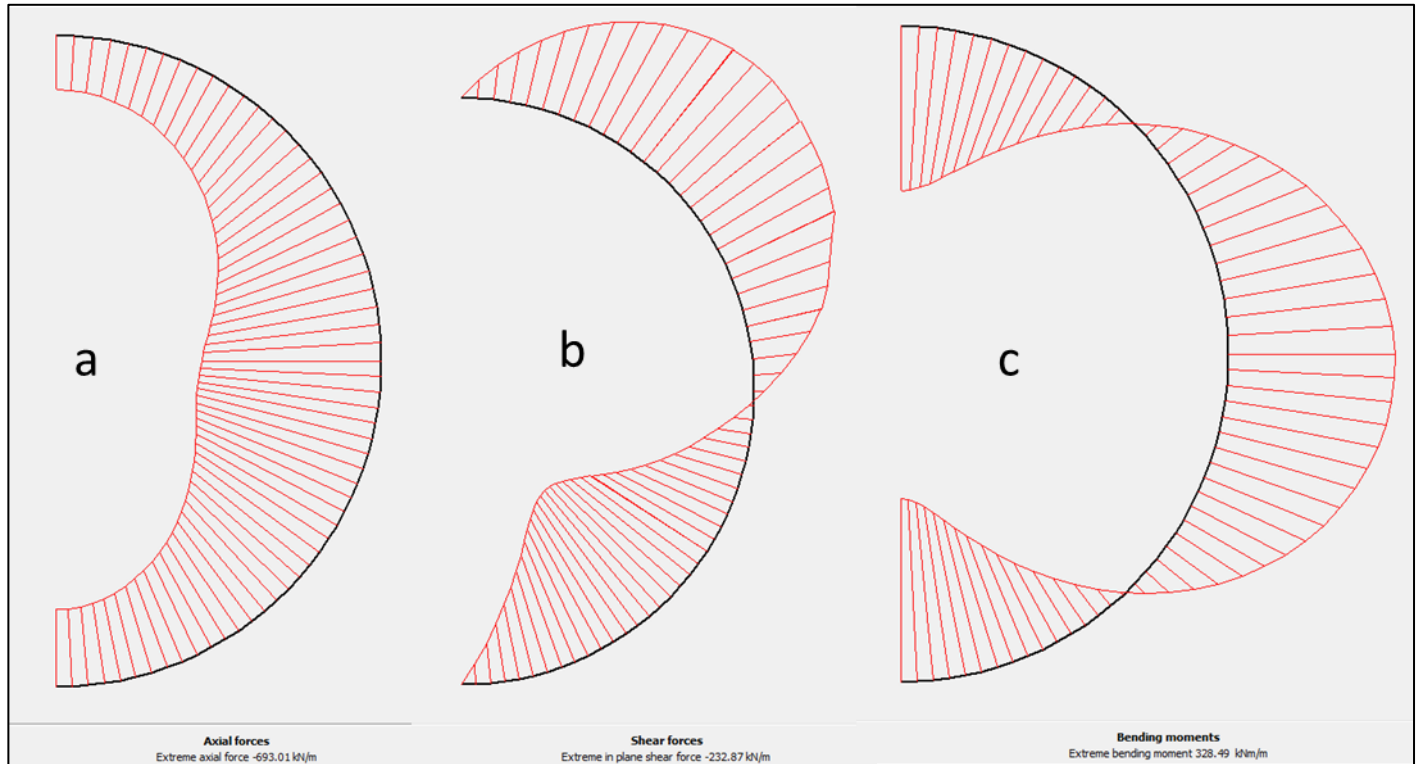


Fig. 2.25. Elementos mecánicos para $U\% = 100$ y $\alpha = 0.25$. Fuerza Axial (a), Fuerza Cortante (b) y Momento flexionante (c).

En la siguiente tabla se presentan las variaciones en porcentajes, de los elementos mecánicos desarrollados por el revestimiento. En ella se puede ver que el modelo es muy poco sensible ante las variaciones del factor de reducción α . Los incrementos mayores se aprecian en los resultados de fuerzas cortantes y de momentos flexionantes, sin llegar a ser muy grandes. En cuanto a las fuerzas normales desarrolladas, se puede despreciar la influencia de las variaciones de α .

Tabla 2.5. Incrementos máximos en elementos mecánicos.

%	-	kN/m	%	kN/m	%	kNm/m	%
U	α	Normal	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Cortante	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Momento	$\Delta_{m\acute{a}x}$
100	1	710	2%	271	17%	380	16%
	0.457	702		254		358	
	0.35	699		246		346	
	0.25	693		233		328	
95	1	681	2%	236	16%	331	15%
	0.457	675		222		313	
	0.35	672		215		303	
	0.25	667		204		288	
75	1	635	1%	181	14%	255	14%
	0.457	631		172		243	
	0.35	629		166		236	
	0.25	626		159		225	
50	1	545	0%	89	11%	126	11%
	0.457	544		85		121	
	0.35	544		83		118	
	0.25	543		80		114	
25	1	481	0%	45	22%	61	21%
	0.457	480		41		56	
	0.35	480		39		54	
	0.25	480		37		50	

2.5.4. Conclusiones del análisis paramétrico.

Con este análisis se demostró la sensibilidad del programa de elemento finito ante las variaciones del factor α , así como ante las diferentes hipótesis de abatimiento de las presiones de poro del suelo. En primer lugar se observó que la magnitud del hundimiento regional para el grado de consolidación total, es muy grande. Estos, fueron de alrededor de seis metros. En el capítulo 1, se comentaron algunos casos donde los hundimientos debidos a la consolidación regional, son incluso mayores. Ver Fig. 1.2. Este hundimiento, está en función de las propiedades del sitio, pero se ve fuertemente influenciado, por el estado de presiones de poro en el suelo. En la gráfica de la figura 2.19 se comprueba la fuerte evolución de los asentamientos conforme avanza el proceso de consolidación del suelo. Queda manifestada así, la imperiosa necesidad de hacer predicciones correctas de la evolución de las presiones de poro en el corto, mediano y largo plazo. Las consecuencias de una mala predicción pueden ser catastróficas.

Debido a la disipación del exceso de presión de poro alrededor del túnel, los estratos situados bajo la cubeta del mismo, sufren una preconsolidación. Esto, aunado al constante incremento de carga vertical sobre el revestimiento, supone una condición de carga muy desfavorable. Hace que se “cuelgue” el suelo aproximadamente a los 30° desde la horizontal, generándole una fricción negativa. Como resultado de esto, se producen plastificaciones tanto en la zona de fricción negativa, como en el estrato más rígido bajo la cubeta del túnel, que reacciona con un movimiento ascensional.

La evolución de los esfuerzos aplicados sobre el revestimiento se muestra en las figuras 2.20 y 2.21. En estas gráficas se observan los esfuerzos máximos. El comportamiento del túnel depende de la forma en que estos se apliquen. Si los esfuerzos normales se aplican uniformemente en toda la circunferencia del revestimiento, el concreto trabajará a compresión, situación que es deseable. Pero en este caso, al evolucionar el proceso de consolidación, se concentran los esfuerzos en el sentido vertical, mientras que en el horizontal decrecen (Ver Fig. 2.19).

Se analiza también el desarrollo de los esfuerzos cortantes (Fig. 2.21), que en algunos casos pueden alcanzar la resistencia límite del suelo, produciéndose las plastificaciones mencionadas.

El incremento de esfuerzos aplicados sobre el túnel, implica a su vez, un mayor desarrollo de los elementos mecánicos del revestimiento. De acuerdo con lo mostrado en la Tabla 2.5 y en la Fig. 2.24, el revestimiento sufre grandes deformaciones o cambios de diámetro. Así quedó evidenciada la fuerte influencia del hundimiento regional variando el grado de consolidación $U\%$.

En cuanto a las variaciones del factor α , se observó que para el rango de $0.25 \leq \alpha \leq 1$, las variaciones en los esfuerzos sobre el revestimiento se pueden despreciar, pues para los cortantes no hay variación, y para los normales el incremento máximo es de 4%. Sin embargo, viendo las deformaciones del túnel, es necesaria la consideración de un factor de reducción adecuado.

Queda claro que conforme el revestimiento pierde rigidez (cuando el factor α disminuye), las deformaciones son mayores. Al ocurrir estas ocurre una redistribución de esfuerzos sobre el túnel, y los elementos mecánicos desarrollados por el revestimiento decrecen.

Se aprecia que la diferencia máxima entre esfuerzos normales, es siempre menor de un 2%. Las variaciones en este parámetro son muy pequeñas. En cuanto a los cortantes y los momentos flexionantes, la diferencia máxima está entre un 10 y un 22%. Se concluye que las variaciones en el parámetro α ($0.25 \leq \alpha \leq 1$), afectan muy poco a los elementos mecánicos en general.

Con esto, queda evaluada la sensibilidad del programa ante las variaciones en estos parámetros, así como los efectos que se dan en la estructura, cuando esta se deforma, y se movilizan las propiedades de resistencia del suelo.

En el análisis paramétrico se estudió el comportamiento del revestimiento primario para las diferentes condiciones del proceso de consolidación. Esta, es una situación a largo plazo, y como se comentó en el capítulo 1, para el largo plazo, el túnel se diseña con el comportamiento conjunto del revestimiento primario con el secundario o definitivo. Por lo mismo, las deformaciones que aquí se reportaron, son improbables, pues el revestimiento secundario monolítico le brinda mayor rigidez al túnel y disminuye o detiene las deformaciones. Es importante, que para el diseño definitivo del túnel, se consideren todas las posibles solicitaciones a que sus revestimientos pueden quedar expuestos.

CAPÍTULO 3

APLICACIÓN AL TÚNEL RÍO DE LA COMPAÑÍA

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Debido a las difíciles condiciones que presentaba el canal del Río de la Compañía (Ver Capítulo uno), se determinó la necesidad de la realización de un túnel “dren”. Bajo las condiciones estratigráficas del sitio, resultaba imposible la construcción del túnel con procedimientos tradicionales, es decir, en ciclos de excavación y posterior colocación del soporte, con maquinaria convencional, debido a que el frente de excavación era inestable y no se admitía longitud de avance sin soporte. Por ello, el túnel se realizó mediante una máquina tuneladora tipo escudo que opera con presión de tierra balanceada, EPB. La longitud del túnel es de 6.75 kilómetros, con un diámetro interior de 5.0 metros.

El revestimiento primario consta de un anillo de dovelas universales prefabricadas de concreto con un $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, con un espesor de 0.25 m y longitud de 1.50 m. El diámetro excavado es de 6.24 metros, mientras que el diámetro exterior del revestimiento primario, es de 6.1 m. El espacio anular es inyectado en el momento en que el anillo de dovelas sale del faldón de la tuneladora. Este espacio anular, representa un volumen de 2.035 m^3 por anillo.

El revestimiento secundario del túnel es un anillo continuo de concreto armado colado en sitio con ayuda de una cimbra deslizante. Este anillo tiene un espesor de 0.30 m. y el $f'c$ del concreto es igual a 500 kg/cm^2 . En la siguiente figura, se muestra la geometría del túnel en la sección estudiada.

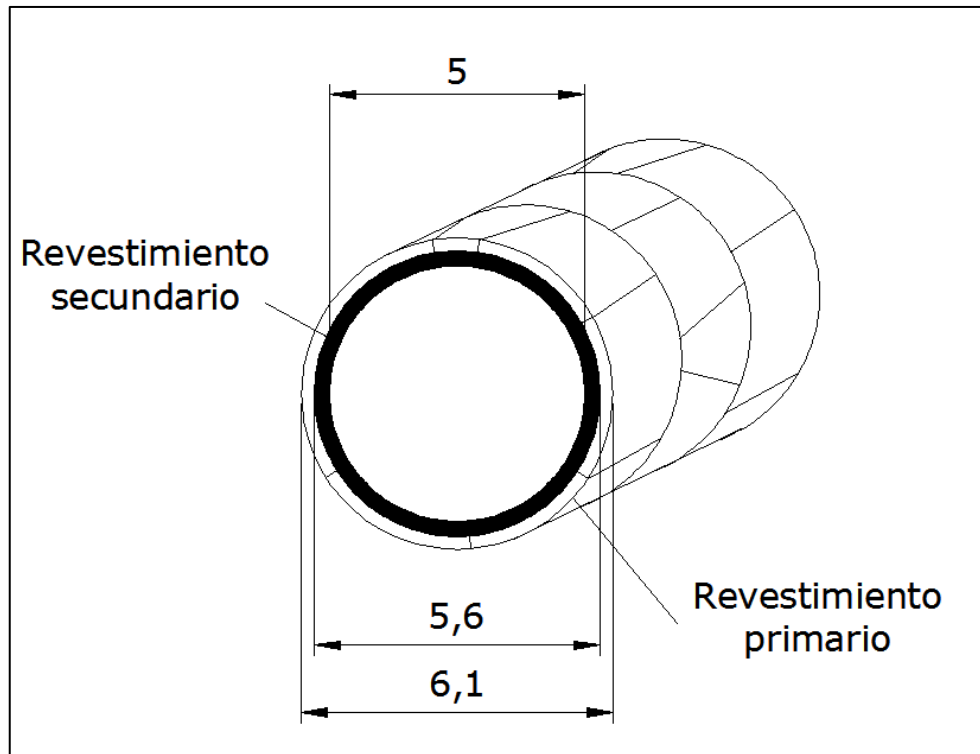


Fig. 3.1. Sección geométrica del túnel.

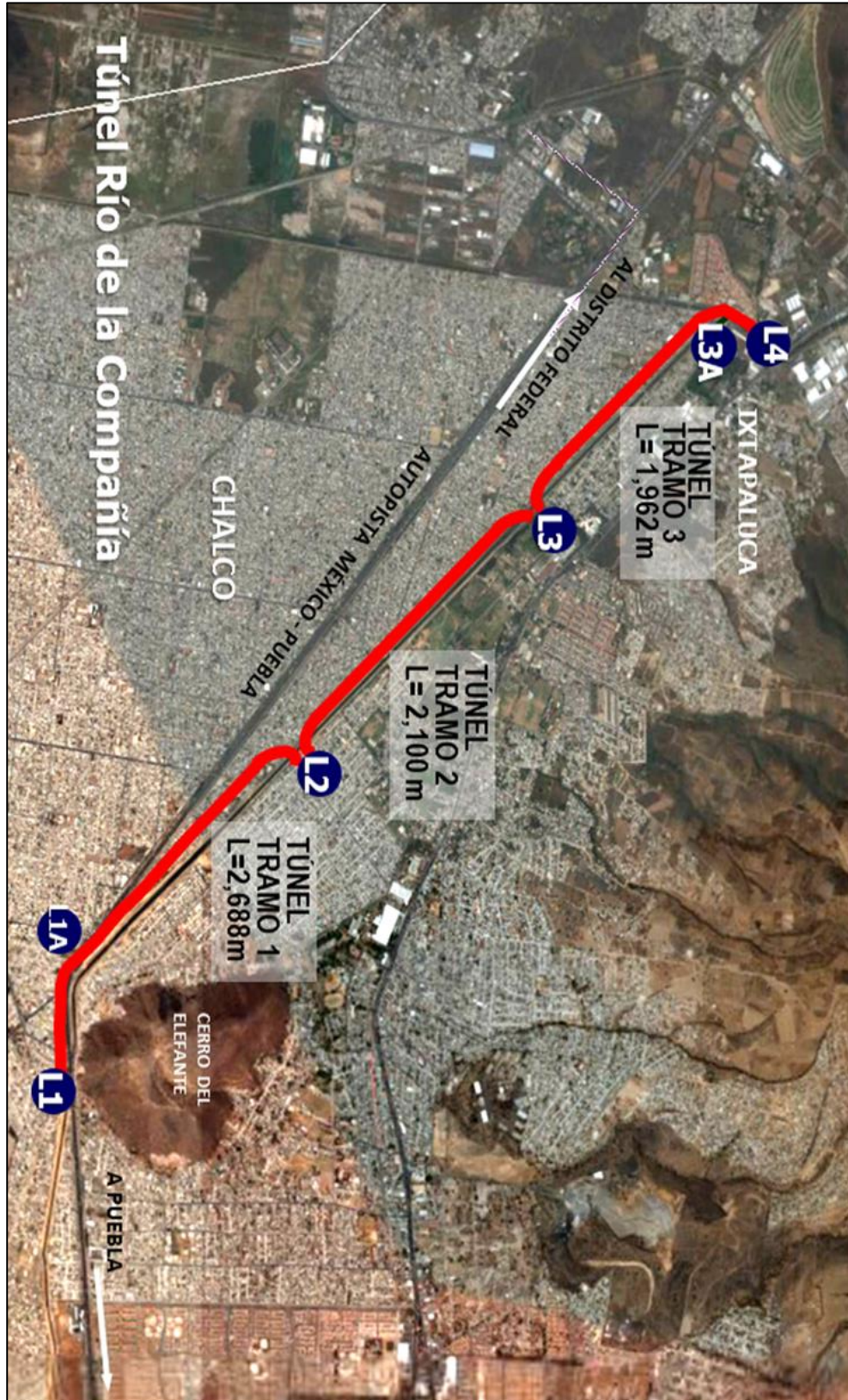


Fig. 3.2. Trazo del Túnel del Río de la Compañía.

El túnel atravesó depósitos lacustres que cuentan con unidades estratigráficas similares a las que se detallan a continuación.

Rellenos. Se detectaron rellenos superficiales compuestos por arenas arcillosas y arenas limosas que forman parte de los bordos y los caminos paralelos al canal Río La Compañía. Estos rellenos tienen espesores variables entre 1 y 6.6 m (a partir del pie del talud).

Costra superficial. Debajo del bordo se identifican arcillas de baja plasticidad y limos arenosos. Esta unidad se encuentra endurecida por secado, por la sobrecarga del relleno y por la presencia de lentes arenosos. El espesor de esta varía entre 2 y 4 m.

Formación arcillosa superior. Bajo la costra superficial, se encuentran limos y arcillas de alta plasticidad, de consistencias muy blandas a blandas, con contenidos de agua entre 150 y 260%, con espesores variables entre 13 m cerca de la lumbrera L-1 y hasta 40 m entre las lumbreras L-2 y L-3. Ver Figuras 3.3, A3.2, y A3.3. Este material tiene resistencia al esfuerzo cortante baja y deformabilidad alta. En esta formación se halla la primera lente de arena.

Capas duras. Estos estratos se componen de limos arenosos, arenas limosas y arenas arcillosas, con consistencias o compacidades variables, encontrándose tres en la zona, aunque la primera es la que cruza la trayectoria del túnel. Esta capa se tiene dentro de la formación arcillosa superior con espesores entre 1.5 y 3 m. En la lumbrera L-1 se tiene a los 18 m de profundidad con respecto al nivel del brocal de la lumbrera, con espesor de 2.4 m. A partir de la lumbrera L-1 y hasta 650 m hacia la lumbrera L-2 se presenta este estrato en la zona del túnel, variando su espesor entre 1.5 y 2.4 m; posterior a esta longitud, el estrato se profundiza entre 2 y 5 m debajo de la plantilla del túnel. Entre las lumbreras L-3 y L-4 el túnel cruza nuevamente este estrato, el cual presenta espesores de 1 a 3 m.

Formación arcillosa inferior. Se encuentra entre la formación lacustre superior y la segunda capa dura, encontrando nuevamente limos y arcillas de alta plasticidad de consistencia blanda con contenidos de agua entre 80 y 190%. Los espesores son variables entre 2 m en la lumbrera L-1 y hasta 13 m entre las lumbreras L-2 y L-3. Este material tiene resistencia al esfuerzo cortante baja y compresibilidad alta, aunque de mejores propiedades con respecto a la formación superior. En la parte inferior de esta unidad se presenta la tercera capa dura.

Depósitos arcillosos. Subyaciendo a la tercera capa dura, se encuentran depósitos de arcilla de alta plasticidad con espesores que van de 2.5 a 10 m. Los contenidos de agua oscilan entre 85 y 140%. La resistencia al esfuerzo cortante es baja con compresibilidad media, debido a la presencia de lentes arenosos en esta unidad y a la proximidad de los depósitos profundos.

Depósitos profundos. Finalmente se identifican diversos materiales, como arenas limosas, arenas arcillosas y limos arcillosos arenosos. Los contenidos de agua son menores en todos los casos a 140%, con valor medio de 50%. La resistencia de estos estratos es alta y su compresibilidad es baja. Ver Fig.3.3.

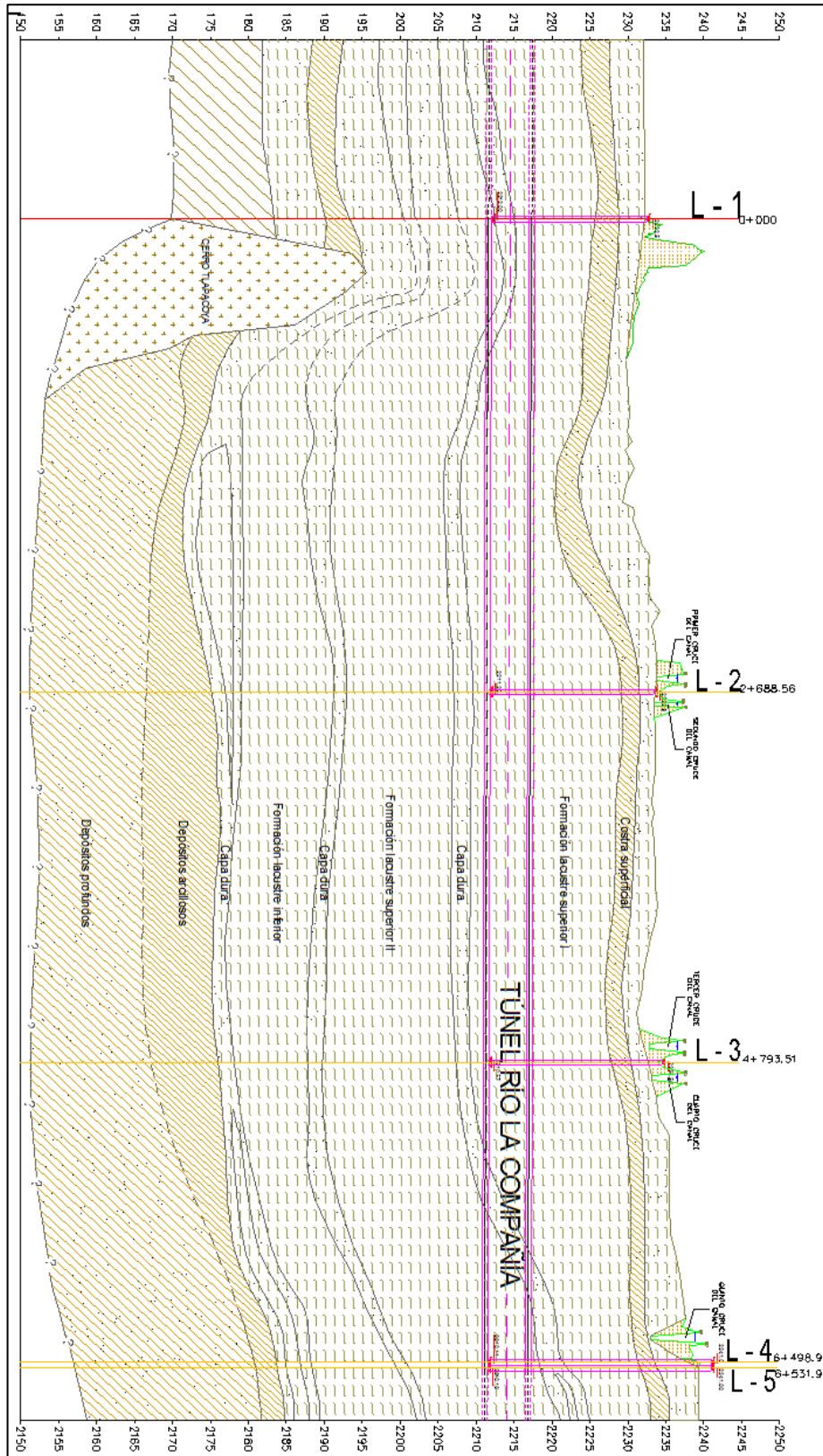


Fig. 3.3. Modelo estratigráfico longitudinal.

Para la construcción, se tuvieron que realizar seis lumbreras, cuatro de 12 metros de diámetro (1, 2, 3 y 3A) y con profundidades variables específicamente para la construcción del túnel, y otras dos, la 1A y la 4, de 5 y 16 metros de diámetro respectivamente. La última cargaba con doble función, primero para la misma construcción del túnel, y posterior a esta, para rejillas e instalaciones de la planta de bombeo “La Caldera” que se encuentra al final del túnel. En las figuras anteriores, se muestra la planta del túnel, así como un corte longitudinal en la Fig. 3.3, donde se pueden apreciar también, las características estratigráficas del medio.

En los primeros metros de la excavación del túnel, se presentaron suelos con bajos contenidos de agua (< 150%), así como rocas y materiales aluviales que se asocian a la proximidad del cerro del elefante. Esto dificultó el avance de la tuneladora pues se tapaba el sistema de rezaga y se tenía que dar mantenimiento.

Posteriormente se llegó a las formaciones arcillosas superiores, y se logró satisfactoriamente el cruce por debajo de la autopista México – Puebla.

Al llegar al cadenamiento 1+050 aproximadamente, la excavación comenzó a tener problemas debidos nuevamente al taponamiento del tornillo con rocas y restos de basura. Esta zona de rellenos se presentó desde el cadenamiento 1+050 hasta el 1+650, evidenciando fallas en la estratigrafía general de diseño. Este tipo de desechos se deben a la antigua formación de “lagunas” en el bordo izquierdo del canal, donde la gente del lugar tiraba toda clase de basura.

A ésta zona se le dio el nombre de “atípica”, por los materiales encontrados por el frente de excavación. La figura 3.4 muestra un sondeo realizado durante la construcción, donde se pueden apreciar materiales de rellenos heterogéneos (Rocas, gravas, arenas, basura, chatarra, etc.) que se encuentran algunos metros por debajo de la cota marcada por la estratigrafía de diseño, y en este caso muy próximos a la clave del túnel.

El problema principal de este tramo atípico fue que el material de los bordos, se indentó en el terreno, modificando las condiciones estratigráficas y de deformación del medio. Esta indentación, tuvo implicaciones significativas en cuanto a la construcción del túnel y a su comportamiento general, pues la presencia de estos rellenos gruesos dificulta el avance del escudo y favorece la interacción entre el bordo y el túnel. Más adelante, se presentan algunas gráficas de instrumentación, que muestran el hundimiento de los bordos, poniendo en evidencia, la situación comentada en este párrafo.

La interacción entre el material del bordo y el túnel se tradujo en grandes deformaciones en el revestimiento primario, que se manifestaban con agrietamientos importantes en la zona de la clave. Para detener las deformaciones, se tuvieron que implementar en toda la zona atípica, marcos metálicos. En la figura 3.5, se muestran los fuertes agrietamientos del revestimiento primario del túnel y los marcos utilizados.

Esta situación demostró que la campaña de exploración geotécnica fue insuficiente.

Todo proyecto debe tener una campaña de exploración detallada y completa, donde se caracterice el subsuelo en toda su longitud. Esta necesidad se acentúa cuando se tienen proyectos de gran magnitud como el que se trata en este trabajo.

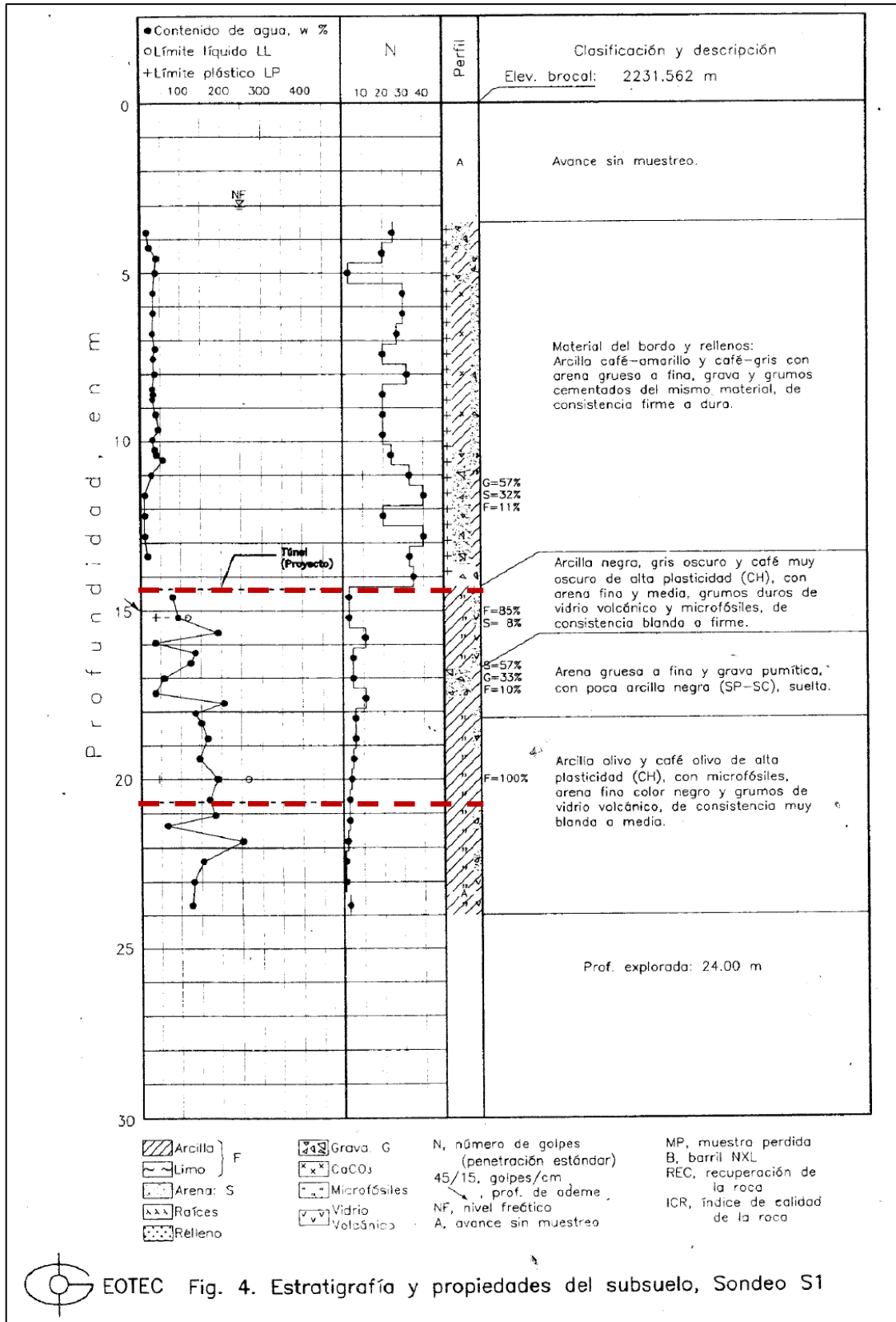


Fig. 3.4. Sondeo en la zona atípica (cadenamiento 1+483).

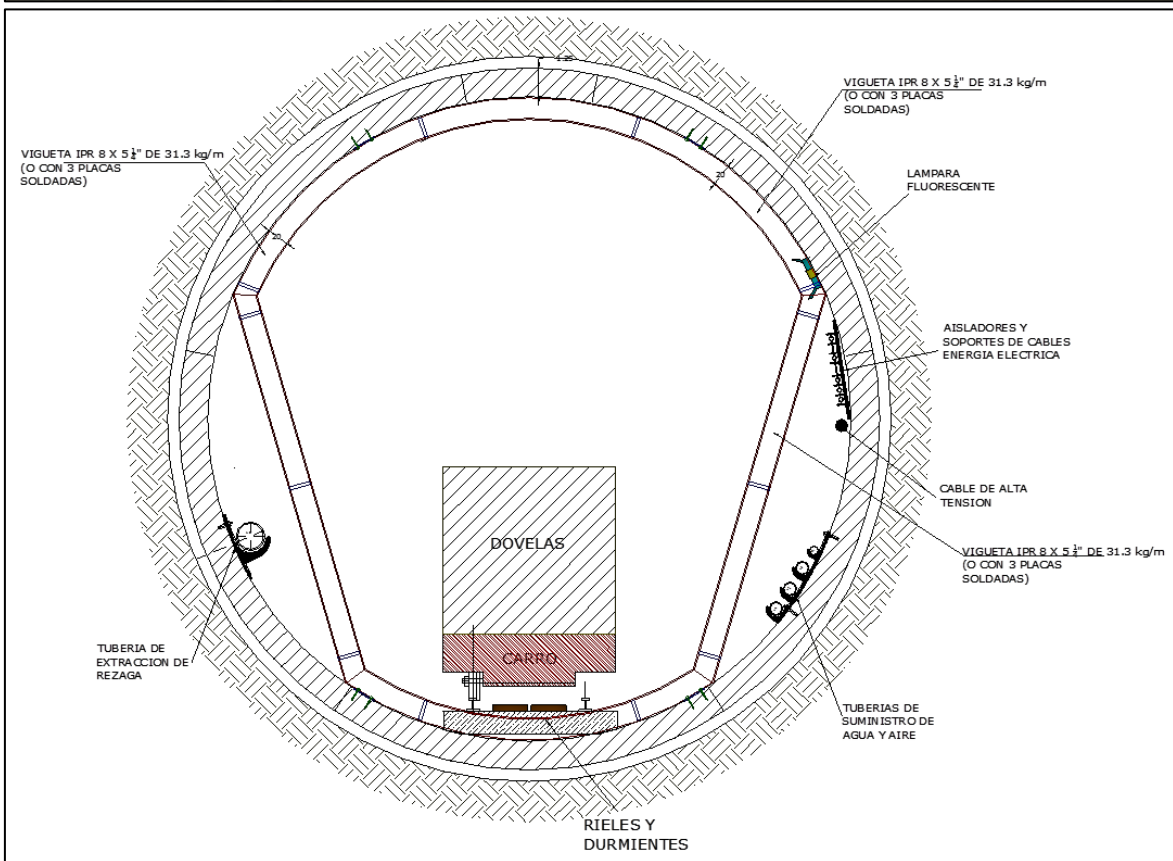


Fig. 3.5. Agrietamiento de dovelas y refuerzo con marcos metálicos.

6.2. RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN

En esta parte del trabajo se presentan algunos resultados de la instrumentación. Se prestará mayor atención a aquellos de la zona atípica. Esta información servirá como la base para realizar el análisis inverso del problema, y posteriormente para comprobar si los modelos numéricos son satisfactorios o no.

6.2.1. Desplazamientos superficiales

Con los registros de la instrumentación se han construido gráficas, de las cuales, se podrán conocer las velocidades de hundimiento a lo largo del canal de la Compañía. En la figura A3.1, que se encuentra en el Anexo 3 de este trabajo, se muestran las nivelaciones registradas de septiembre del 2001 al mes de abril de 2007 en el bordo izquierdo del canal de la Compañía. Ver Anexo 3. Se toman las nivelaciones del bordo izquierdo, pues buena parte del trazo del túnel, se encuentra debajo de este.

En las siguientes figuras se graficaron los hundimientos correspondientes a los cadenamamientos 1+580 del túnel (5+100 del bordo) y 2+680 del túnel (6+200 del bordo), de las zonas atípica y “típica” respectivamente. Las gráficas son función del tiempo entre mediciones. De ahí se obtiene la velocidad de hundimiento media. Este hundimiento se debe tanto al hundimiento regional, como a la indentación de material de relleno por la sobrecarga del bordo. En el Anexo 3 se muestran los cortes estratigráficos correspondientes a las zonas atípica y típica. Figuras A3.2 y A3.3.

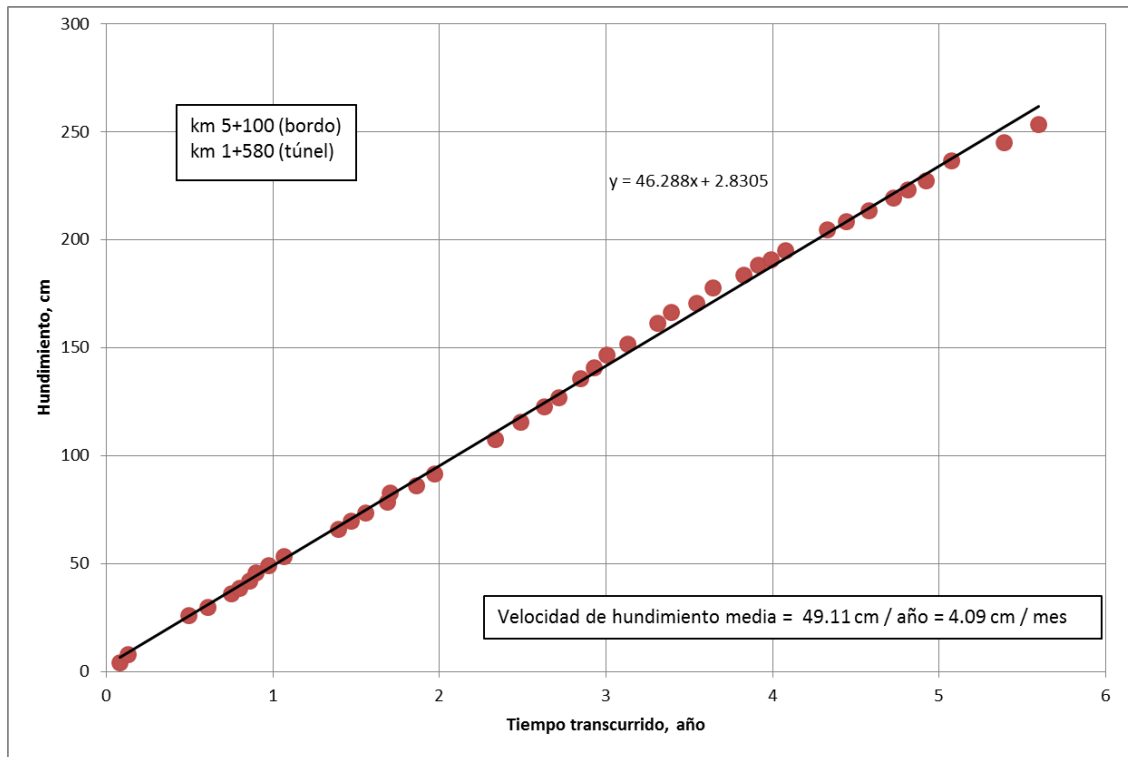


Fig. 3.6. Velocidad de hundimiento media en la zona atípica.

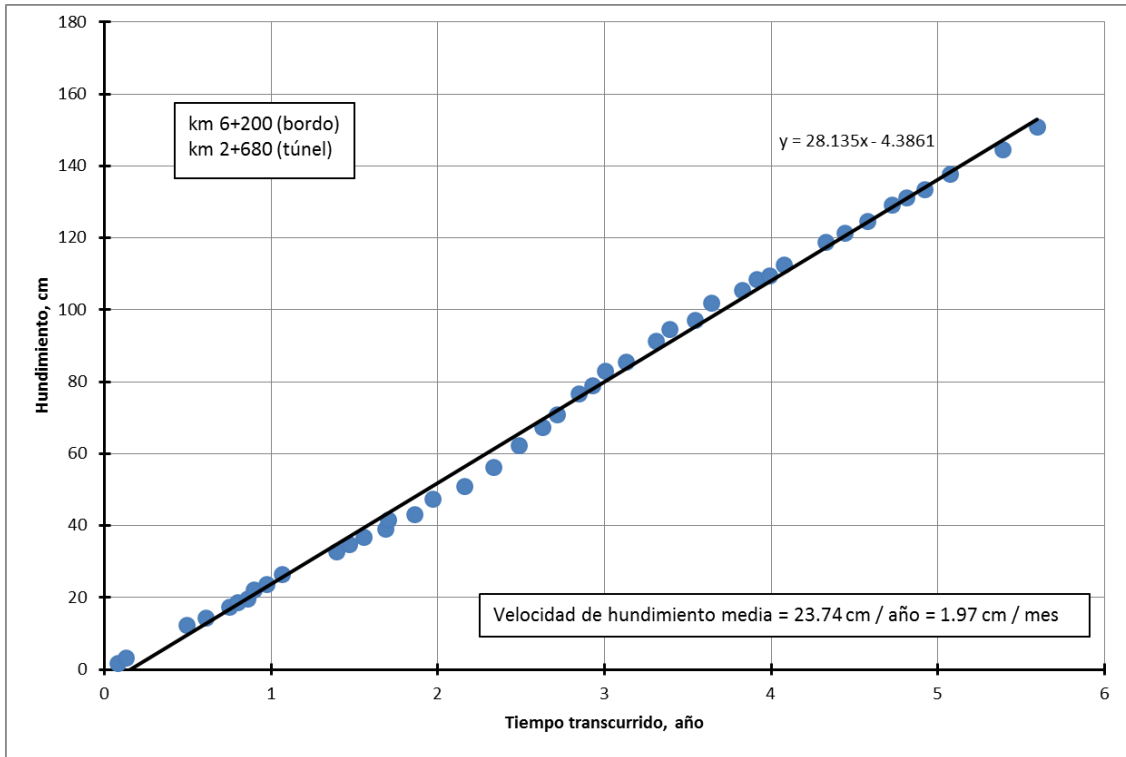


Fig. 3.7. Velocidad de hundimiento media en la zona típica.

También se registraron desplazamientos horizontales de los bordos del canal, especialmente del bordo izquierdo, donde en algunas partes alcanzaron los 10 centímetros por año. Ver la figura 3.8.

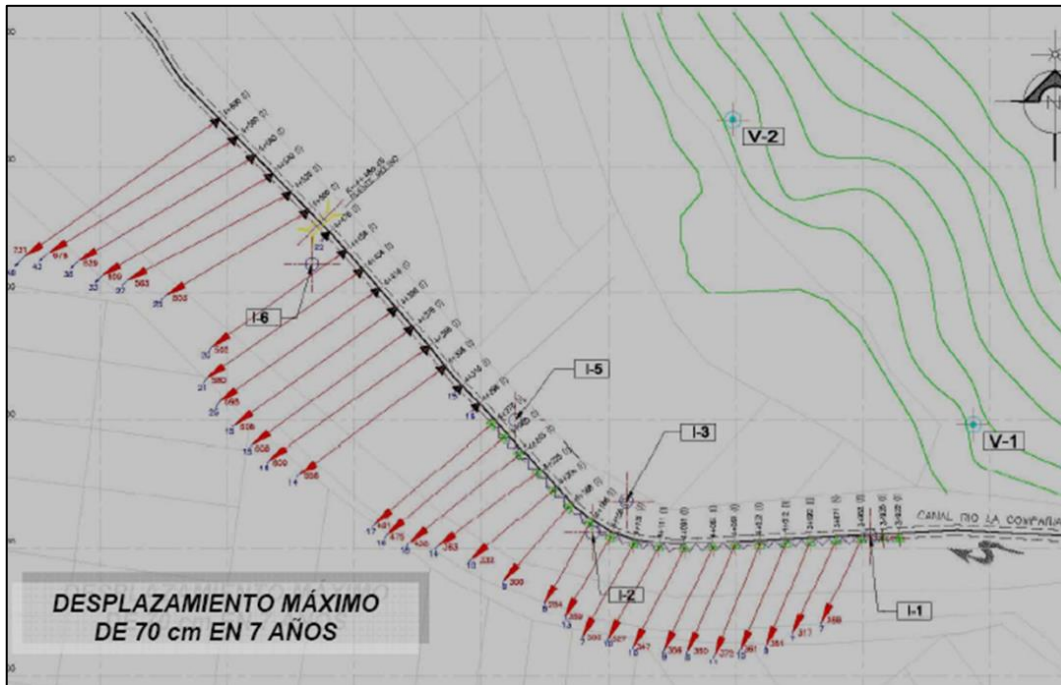


Fig. 3.8. Desplazamientos horizontales de los bordos.

6.2.2. Convergencias del revestimiento

Como se vio en el capítulo anterior, la forma más rápida de evaluar el comportamiento estructural del túnel, es con secciones de convergencia. El monitoreo de éstas últimas, fue de suma importancia, pues gracias a este, se pudieron observar las grandes deformaciones que se estaban presentando en el revestimiento primario de dovelas, y posteriormente actuar para evitar una falla catastrófica del túnel.

Durante el monitoreo de la instrumentación en la zona atípica, de la lumbrera 1-A a la lumbrera 2, se presentaron las mayores convergencias. Estas convergencias consistían en el incremento del diámetro horizontal, y por consiguiente un decremento del vertical. Se registraron entre los anillos A700 y A1110.

Fuera de esta zona atípica, el comportamiento de los anillos fue aceptable, salvo en las zonas de cruce con el canal, específicamente debajo del bordo izquierdo.

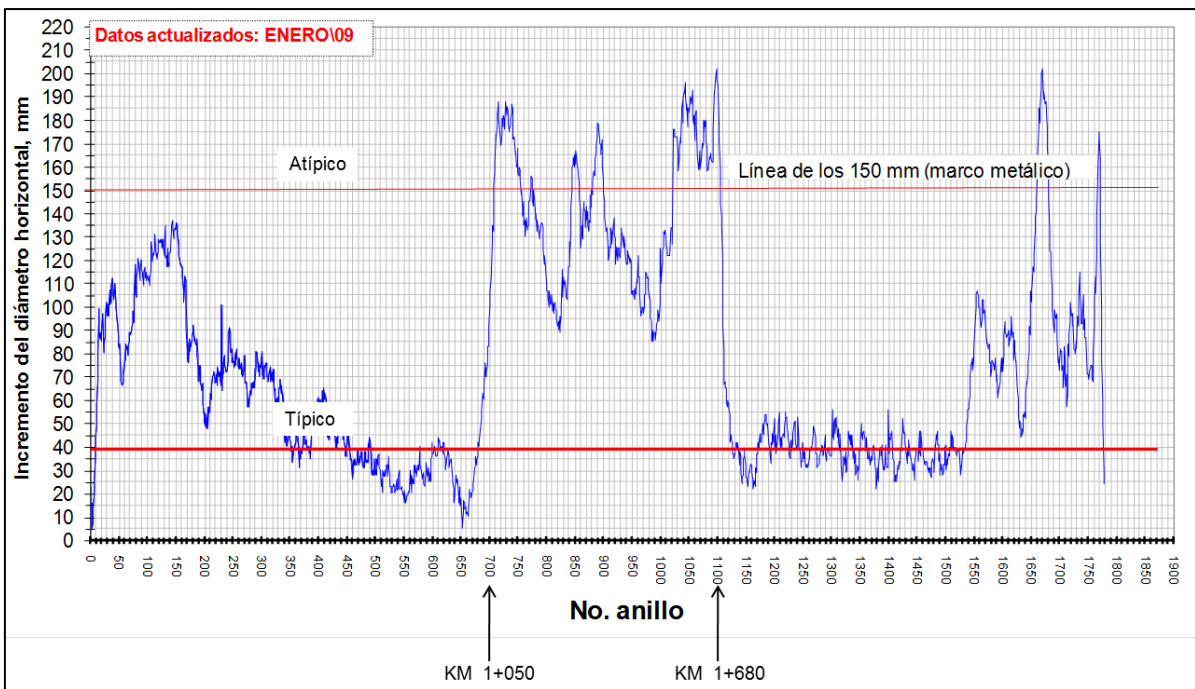


Fig. 3.9. Medidas de convergencia en el tramo de la L-1 a la L-2.

Para establecer un criterio del comportamiento del revestimiento primario, se consideró lo siguiente; en el estado del arte de Peck (1969), para mantener una distribución de presiones uniforme en el revestimiento de dovelas de un túnel en suelos blandos, el cambio de diámetro o deformación del túnel “ $\Delta D / D$ ”, queda limitado al 0.5%D. (Peck, 1969)

Según la Sociedad Británica de Túneles y el Instituto de Ingenieros Civiles de Inglaterra, las distorsiones típicas en revestimientos flexibles para túneles circulares en arcillas blandas es de estar entre el 0.25 y el 0.75% del diámetro. (BTS & ICE, 2004)

Por consiguiente, tomando estos datos, tenemos que la deformación del revestimiento primario de dovelas, que tiene un diámetro exterior de 6.10 metros, queda limitada por:

Referencia	%	cm
Peck	0.5	3.05
British Tunnelling Society	0.75	4.58

Desgraciadamente, la información del tramo típico en este respecto, se limita a la gráfica de la Figura 3.9, donde se aprecia que en lo general, las convergencias del revestimiento estuvieron siempre por debajo de los 8.0 centímetros – salvo en los cruces con el canal – y donde el promedio de éstas fue de 4.0 centímetros, cumpliendo con lo que establece la BTS.

Por el contrario, en el tramo atípico las convergencias en buena parte del tramo comenzaron a rebasar los 15.0 centímetros, lo que se reflejaba en fuertes agrietamientos en las dovelas. Esto, además de rebasar ampliamente lo indicado en la literatura, causaría problemas al paso de la cimbra deslizante para colar el revestimiento secundario.

Aunado a esto, las velocidades de deformación no decrecían, lo que llevó a introducir marcos metálicos que las detuvieran o aminoraran. Ver Fig. 3.5. A continuación se presenta una tabla resumen con la información de algunos anillos del tramo atípico, que presentaron velocidades de deformación altas. Ver Tabla completa en el Anexo 3. Tabla A3.1.

Tabla 3.1. Deformaciones en los anillos.

No.	km + m	fecha	fecha	fecha	mes	cm	cm / mes
Anillo	Cad. Túnel	Construcción revestimiento primario	Medición antes de marcos	Colocación de marcos	Tiempo	$\Delta\phi$	Vd
728	1+095	29/06/07	04/04/08	09/04/08	9.36	16.2	1.73
852	1+281	12/09/07	07/07/08	25/07/08	10.41	15.6	1.50
891	1+339	12/10/07	07/07/08	18/07/08	9.20	17.5	1.90
1044	1+569	08/11/07	27/06/08	30/06/08	7.72	18.5	2.40
1055	1+585	08/11/07	09/06/08	24/06/08	7.52	16.8	2.23
1077	1+618	09/11/07	09/06/08	10/06/08	7.03	17.4	2.47
1095	1+645	10/11/07	23/05/08	05/06/08	6.83	16.9	2.47
1097	1+648	10/11/07	19/05/08	22/05/08	6.37	16.0	2.51

V máx

6.3. MODELACIÓN DEL PROBLEMA

Como se vio en el Capítulo 2, para una modelación satisfactoria de un proyecto de túnel, es necesario el pleno conocimiento de las condiciones del terreno, así como de los elementos estructurales que intervienen en el mismo. Con esto y con algunas hipótesis simplificadoras se realiza la modelación, se analizan los resultados y se procede al diseño definitivo del túnel. Durante y después de la ejecución del proyecto, con ayuda de la instrumentación, se verifica que los desplazamientos y deformaciones no alcancen los estados límite de falla y de servicio. Se considera que se tiene una modelación, y un análisis satisfactorios, cuando lo revelado por la instrumentación y los resultados de la modelación son similares.

En los casos donde no se tiene una modelación satisfactoria, se realizan modelaciones posteriores a la construcción del proyecto. Los resultados de estas modelaciones se comparan con la instrumentación para determinar los errores que se tuvieron en el diseño y modelación anteriores. A esto último se le llama análisis inverso. Este sirve como base para la modelación de proyectos posteriores que presenten características similares.

6.3.1. Problemática de la modelación

Los elementos con que se cuenta para la modelación del análisis inverso del túnel en su zona atípica, son:

- La estratigrafía de diseño y el sondeo que muestra las cotas de indentación del material de relleno, que definen la zona atípica. Figs. 3.3 y 3.4;
- Las nivelaciones superficiales, que dan un número “preciso” de las velocidades de asentamiento superficial, antes de la construcción del túnel. Figs. 3.6 y 3.7;
- Las convergencias. Fig. 3.9.

La problemática reside en que a pesar de contar con la información recién enlistada, no se contaba con elementos explícitos para modelar las condiciones en que se presentaron la construcción del túnel y su posterior deformación.

En primer lugar, se cuenta con un sondeo que muestra claramente que el material de relleno está indentado hasta el nivel de la clave del túnel, sin embargo, este sondeo es solamente para este cadenamiento, por lo que no se conoce en realidad, a lo largo de todo el tramo atípico, el grado de indentación del bordo. Esto a su vez, demuestra lo pobre que fue la campaña de exploración.

También, de acuerdo con la memoria estructural, para el diseño de los anillos de dovelas se consideró una redistribución de esfuerzos, donde se proponía un “apoyo” lateral equivalente a una relación de esfuerzos $k = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} = 0.8$ como se aprecia en la figura 3.10; sin embargo, en la zona atípica se presentaron valores menores de k .

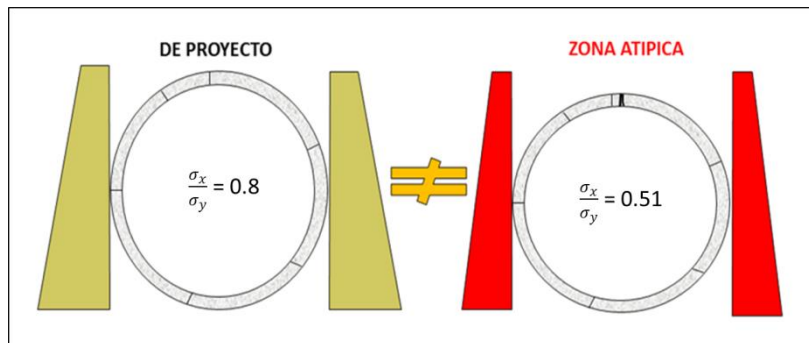


Fig. 3.10. Desconfinamiento lateral del túnel.

En segundo lugar, se tienen las nivelaciones superficiales en los bordos. Ver. Fig. 3.6. Del número que se tiene, no se conoce cuál es el hundimiento debido al proceso de indentación del bordo, y cuál el correspondiente al hundimiento regional. Fuera de la zona del bordo, se tiene una velocidad de hundimiento de aproximadamente 20 cm / año, atribuible al hundimiento regional (Ver Fig.A3.4 del Anexo 3), pero se ha mostrado que la zona es errática en cuanto a los espesores deformables y a las velocidades de hundimiento, por lo que resulta poco adecuado considerar los 20 centímetros al año de hundimiento regional, y lo demás atribuirlo arbitrariamente a la sobrecarga de los bordos.

Otra problemática reside en la posición del túnel con respecto a los bordos, pues a lo largo del trazo, tanto en la zona típica como en la atípica, se aleja y se acerca a los bordos del canal e incluso los cruza. En la Fig. 3.2, se aprecian de manera gruesa, las variaciones de la posición relativa del trazo del canal con respecto a la del túnel.

Por último, en el análisis de las deformaciones del revestimiento primario, no se conoce qué factor de reducción de la rigidez a la flexión emplear, pues se sabe que este, varía con la presencia de fuertes esfuerzos desviadores, en este caso, la sobrecarga de los bordos.

6.3.2. Planteamiento del análisis

En esta tesis se plantea una solución que considere las problemáticas detalladas en el punto anterior. A continuación, se detallan las hipótesis y las consideraciones hechas para la modelación del túnel y su análisis inverso.

Para satisfacer el primer punto establecido en la problemática, se analizará la zona atípica en dos condiciones, una con una geometría donde se tenga indentado el material del bordo al nivel de la clave del túnel, como en la Fig. 3.4, y otra donde se encuentre indentado un metro por debajo del nivel de la clave.

Los puntos siguientes de la problemática, correspondientes a los desplazamientos medidos en la superficie de los bordos, y a la posición relativa de estos con respecto al túnel, serán considerados con las siguientes hipótesis.

Observando la figura A3.2 del Anexo 3, correspondiente a una sección estratigráfica de la zona atípica, se aprecia la posición vertical del túnel (profundidad), así como la horizontal en el sentido longitudinal (posicionamiento debajo del canal). Para satisfacer esta condición, se tendrían que hacer cortes en intervalos de longitud muy pequeños a lo largo del trazo, que darían geometrías muy variables, por lo que se considerará una geometría general, que se muestra en la Fig. 3.11.

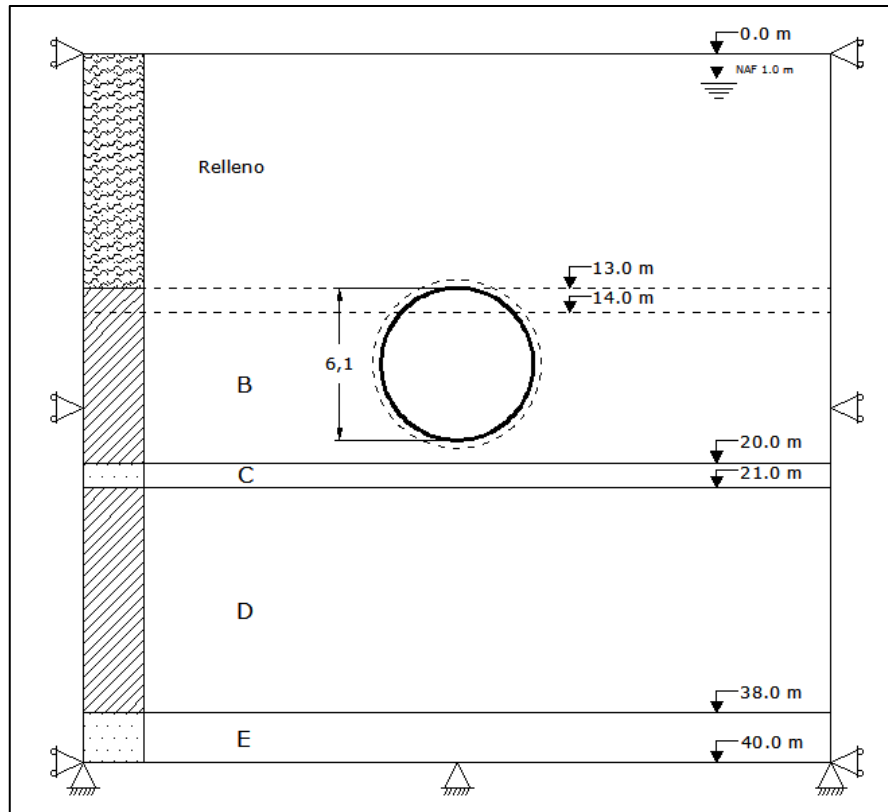


Fig. 3.11. Esquema del modelo considerado como representativo de la zona atípica.

De la Fig. 3.11, se resumen los dos modelos:

Estrato	Atípico 1		Estrato	Atípico 2	
	Z (m)			Z (m)	
-	<i>de</i>	<i>a</i>	<i>de</i>	<i>a</i>	
Relleno	0	13	0	14	
B	13	20	14	20	
C	20	21	20	21	
D	21	38	21	38	
E	38	40	38	40	

Nótese que el modelo 2 es donde el material de relleno está indentado un metro por debajo de la cota de la clave. Con esta simplificación, se tiene modelada la geometría estratigráfica.

Se sabe que los hundimientos registrados en los bordos, se deben en parte a la sobrecarga que estos imponen al terreno, y al proceso de hundimiento regional. Al no saber cuánto corresponde a cada uno, ni su variación en el tiempo, se propone el análisis como un proceso cinemático, es decir, con los desplazamientos en función del tiempo. Esto es, que se establecerá un campo de deformación “real”, que arroje como resultado los desplazamientos superficiales medidos en un año, e imponga un campo de esfuerzos en el medio.

Se toman los datos de la gráfica 3.6, que corresponde a uno de los cadenamientos críticos de la zona atípica, donde se tiene una velocidad de hundimiento media de 49.11 cm / año. Para lograr modelar el proceso cinemático, se proponen dos métodos;

El primero; estableciendo una “sobrecarga superficial” equivalente al peso de la geometría compleja de los bordos del canal, que arroje como resultado el hundimiento en un año, y el segundo; imponiendo un desplazamiento prescrito en superficie para el tiempo de análisis del que se hablará más adelante. Ambos métodos de análisis se aplican a los dos modelos de la zona atípica. Hecho esto, estará modelado el proceso cinemático de hundimientos en el sitio de estudio, antes de la construcción del túnel.

Una vez modeladas las condiciones del suelo, se modelará el túnel y se observará su comportamiento. Para que la modelación del revestimiento satisfaga el último punto expuesto en la problemática de la modelación, referente al factor de reducción de la rigidez a la flexión “ α ”, se propone, con base en el análisis paramétrico del capítulo anterior, una variación del mismo entre los valores de 1, y de 0.01.

6.3.3. Modelación del problema en Plaxis 2D

Como se comentó en los capítulos anteriores, se empleará para la modelación, un programa que utiliza el método de elementos finitos, el cual a su vez, se basa en las hipótesis de la mecánica del medio continuo.

Se construyen mallas de elementos finitos para los modelos “Atípico 1” y “Atípico 2”. En la siguiente figura se muestra la configuración final de la malla de elementos finitos. Se pueden apreciar en la Fig. 3.12 las hipótesis geométricas planteadas anteriormente. Se trata de una malla de 60 x 40 m, con las cotas marcadas en la Fig. 3.11, con el nivel de aguas freáticas 1 metro por debajo de la superficie, con elementos triangulares de 15 nodos y una interfaz en el contacto suelo – túnel. En cuanto a las condiciones de frontera, se restringen los movimientos en la base del modelo, mientras que en ambos lados, se restringe el movimiento horizontal. Fig. 3.12.

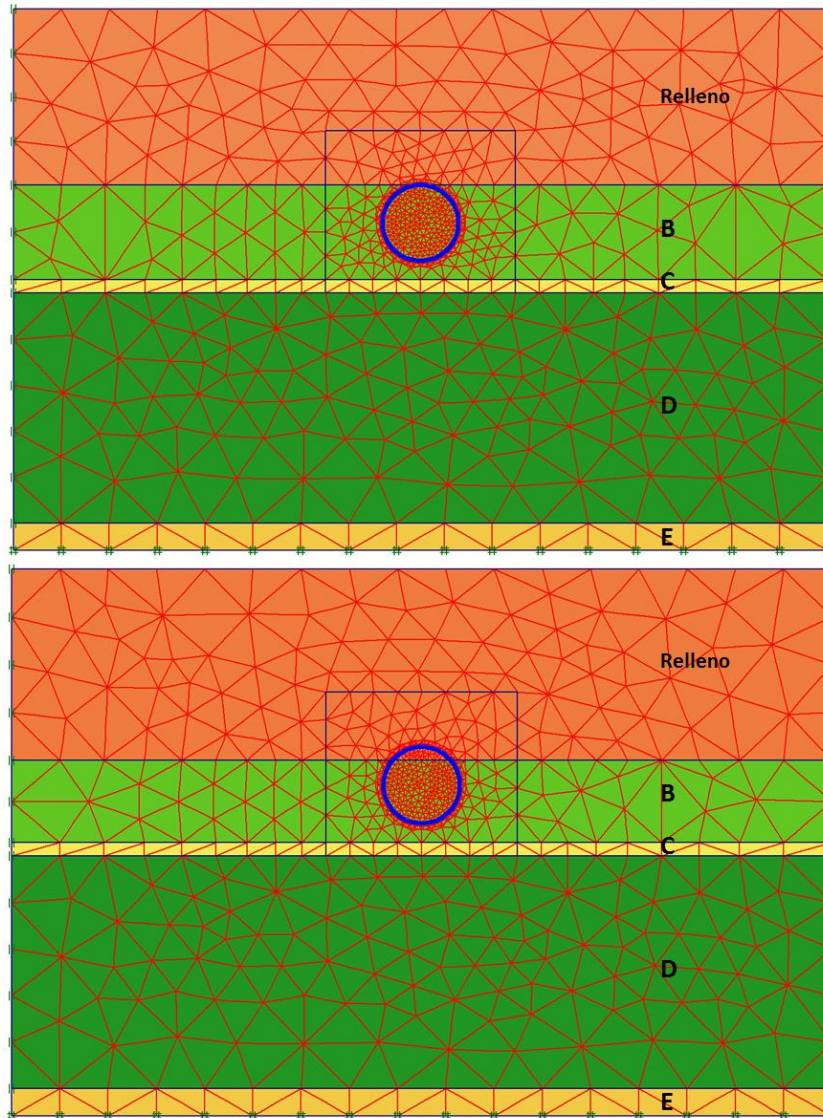


Fig. 3.12. Configuración de las mallas de elementos finitos.

Al esperarse concentraciones de esfuerzos y desplazamientos en la parte cercana al túnel, se hace un mayor refinamiento de la malla. Ver Fig. 3.12.

Una de las hipótesis importantes de este trabajo, es el comportamiento del suelo, y el modelo constitutivo a emplear. En este caso, al estar analizando el comportamiento del revestimiento primario, se analizará para un tiempo determinado a corto – mediano plazo, por lo que se empleará el modelo elasto – plástico de Mohr – Coulomb que se explicó en el capítulo 2 y en el Anexo 1. Este plazo, debido a que el revestimiento primario trabaja como único mientras se construye el revestimiento secundario. En la Tabla A3.1, se pueden apreciar las fechas en que se construyeron los revestimientos y los lapsos transcurridos entre ellas. Anteriormente en este capítulo, se comentó que cuando el revestimiento secundario se construyó, cesaron las deformaciones del primario, o decrecieron en gran medida. Es importante resaltar que al ser un análisis de consolidación, se tendrán que emplear las propiedades drenadas.

Tabla 3.2. Propiedades de los suelos para la modelación.

Estrato	Z		γ	Modelo	v'	E'	c'	ϕ'	$k_{x/y}$
	de	a							
-			kN/m^3	-	-	MPa	kPa	°	m/día
Relleno	0	13 - 14	16.0	MC	0.30	4.0	17.0	20.0	0.01
B	13 - 14	20	12.0	MC	0.30	1.0	0.0	35.0	1.0E-05
C	20	21	13.8	MC	0.35	6.8	10.0	35.0	0.1
D	21	38	13.0	MC	0.30	1.5	0.0	40.0	1.0E-05
E	38	40	18.0	MC	0.35	12.0	20.0	35.0	0.1

Los valores fueron tomados en su mayoría, de las memorias de diseño del proyecto.

Como se indicó en el planteamiento del problema, el análisis del comportamiento del revestimiento primario, se realizará mediante la variación del factor de reducción “ α ” de la rigidez a la flexión “EI”, con esto se intentará comprobar que este parámetro no es independiente de las presiones sobre el túnel, y que tiende a disminuir cuando existe un desviador de esfuerzos importante. (Auvinet & Rodríguez, 2010)

En la Tabla 3.3, se resumen las propiedades del revestimiento, con las variaciones del factor de reducción “ α ”. Se consideró una relación de Poisson del concreto igual a 0.15.

Tabla 3.3. Propiedades del revestimiento de dovelas

MPa	MPa	m	m	m^2	m^4
f'c	E _{conc}	b	h	A	I
35.00	14790.20	1.00	0.25	0.25	1.30E-03
-	$MN m^2/m$	m^4	m	MN/m	$kN/m/m$
α	EI	I'	d'	EA	w'
1.00	19.26	1.30E-03	0.250	3,697.55	6.00
0.80	15.41	1.04E-03	0.224	3,697.55	6.00
0.60	11.55	7.81E-04	0.194	3,697.55	6.00
0.40	7.70	5.21E-04	0.158	3,697.55	6.00
0.20	3.85	2.60E-04	0.112	3,697.55	6.00
0.10	1.93	1.30E-04	0.079	3,697.55	6.00
0.06	1.16	7.81E-05	0.061	3,697.55	6.00
0.04	0.77	5.21E-05	0.050	3,697.55	6.00
0.02	0.39	2.60E-05	0.035	3,697.55	6.00
0.01	0.19	1.30E-05	0.025	3,697.55	6.00

La modelación del problema del túnel del Río de la Compañía, consiste en un análisis en términos de los esfuerzos efectivos, con parámetros drenados y con condiciones iniciales no drenadas. Para esto, se tomó la secuencia que se detalla a continuación.

En primer lugar, se introducen las geometrías, así como las condiciones de esfuerzos iniciales. Se establecen también las condiciones de presión de poro, que según los resultados de las estaciones piezométricas, son muy similares a la condición hidrostática. Hecho esto, se procede a la definición de las fases de cálculo. Esta etapa representa un paso muy importante en el diseño en este programa de elemento finito, pues en él se definen los tipos de análisis y también lo correspondiente al tiempo.

Como se indicó en el planteamiento del problema, primero se modelan los desplazamientos que se tienen en la superficie antes de la construcción del túnel, en función del tiempo, por lo que la primera fase o etapa de cálculo, consiste en un análisis plástico, donde se establece el proceso cinemático mediante la imposición de la sobrecarga superficial. Esta sobrecarga genera un exceso de presión de poro en el suelo.

La segunda etapa de cálculo consiste en un análisis de consolidación, que representa la disipación del exceso de presión de poro en los estratos de arcilla, en un lapso de un año, que es el dato de las mediciones con el que se cuenta. Ver Fig. 3.6. Este proceso cinemático busca reproducir los desplazamientos debidos tanto al hundimiento regional, como a la indentación de los bordos del canal, por lo que la sobrecarga impuesta debe lograr 49.11 cm en la superficie, en el lapso de un año, que es lo medido antes de la construcción del túnel.

Una vez modelada la cinemática de la consolidación antes de la construcción del túnel, se procede a la modelación de la construcción. Para esto se recurre a los datos de convergencia del revestimiento primario que se tienen de la zona atípica. En la Tabla 3.1 se resumen algunos de estos datos, y en el Anexo 3, en la Tabla A3.1, se muestra la tabla completa. En esta última, se muestran los intervalos entre mediciones, así como las convergencias del revestimiento, con lo que se calcularon las velocidades de deformación. Para el análisis se tomó el caso donde se tenía la mayor velocidad de deformación, que era de 25.1 mm / mes, correspondiente al anillo 1097, cadenamamiento 1+648. Según las fechas de medición, entre la colocación del revestimiento primario, y la colocación de los marcos de acero, transcurrieron 194 días, teniendo en este último momento, un cambio de diámetro ΔD igual a 16.0 cm. Este periodo de 194 días, se denomina “Ta”, es decir, tiempo de análisis, y es el tiempo que se considerará en el análisis del revestimiento.

Por consiguiente, la tercera etapa de cálculo, un análisis plástico, es la construcción del túnel. Nuevamente, al construir el túnel, se generan excesos de presión de poro, aunados al estado de esfuerzos creado por la sobrecarga superficial. Estos excesos se disiparán en la cuarta fase de cálculo. Esta fase de disipación corresponde a un análisis de consolidación en $T_a = 194$ días.

Con esto, queda modelado el túnel en un medio con un proceso cinemático generado por una sobrecarga superficial. El análisis mediante el otro método, consistió en dos fases; la primera, un análisis plástico, donde se introduce el desplazamiento prescrito correspondiente a $T_a = 194$ días. Para determinar dicho desplazamiento, asumimos que la velocidad de hundimiento media fue la misma durante T_a , por lo que resulta que a los 194 días, se tenía un hundimiento en la superficie de 26.08 cm. Este valor, se introduce como un desplazamiento prescrito, que genera un campo de deformaciones, antes de la construcción del túnel. La siguiente fase de cálculo es un análisis de consolidación, donde se disipan las presiones generadas por la construcción y por el desplazamiento prescrito en T_a .

Estos dos métodos para introducir la cinemática de la consolidación, se aplican para los dos modelos; “Atípico 1” y “Atípico 2”. En la siguiente figura se muestra la ventana del Plaxis, donde se introducen las fases de cálculo.

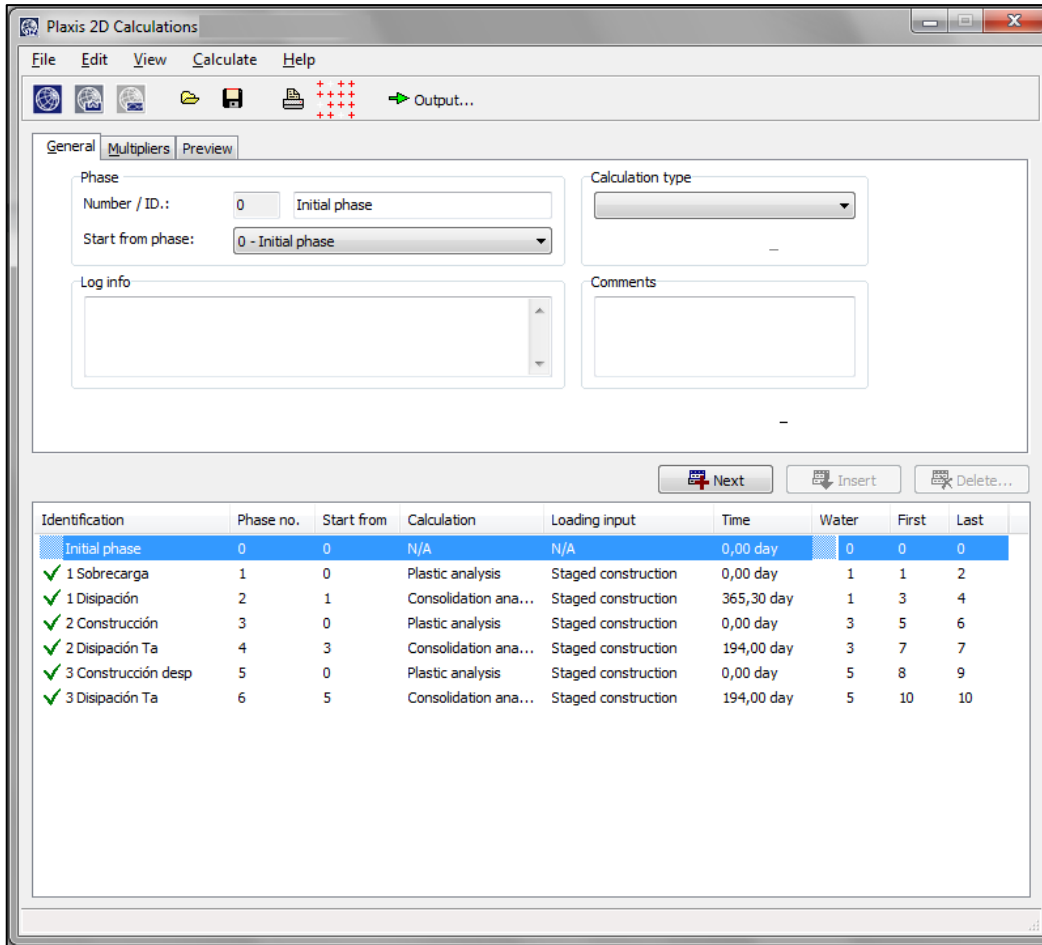


Fig. 3.13. Ventana de definición de fases de cálculo.

Para validar los procedimientos de modelado, se realizará el análisis del tramo típico. En este caso, se conoce que el promedio de convergencias del revestimiento en el tramo fue de 4.0 cm, mientras que la velocidad de hundimiento fue de 23.74 cm / año. Se empleará la misma secuencia de análisis, así como el mismo Ta para la validación. La geometría y la malla del caso típico o de validación se muestran a continuación. La geometría se basa en la Fig. A3.3 del Anexo 3, correspondiente a un corte estratigráfico de la zona típica.

Estrato	Típico	
	Z	
-	<i>de</i>	<i>a</i>
Relleno	0	5
F.A.S.	5	20
C.D. 1	20	21
F.A.I.	21	38
C.D. 2	38	40

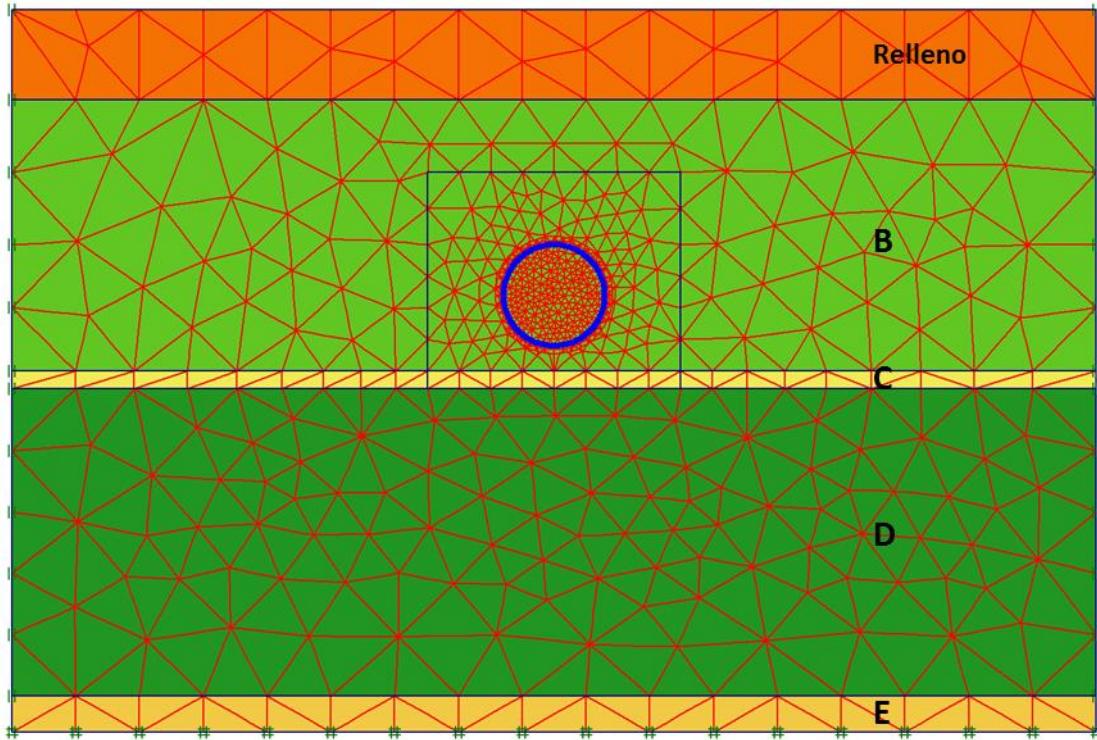


Fig. 3.14. Malla del modelo "Típico".

Para todos los modelos se realiza el análisis para los distintos valores del factor de reducción de la rigidez del revestimiento " α " que se muestran en la Tabla 3.3.

6.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

La evaluación de los resultados se hace, en primer lugar observando el comportamiento del revestimiento, esto es, checando las convergencias en cada uno de los métodos para los dos modelos propuestos. Con esto, se determina un factor de reducción α que simule las deformaciones reales. Para la evaluación de las convergencias, se hace la suposición de que la clave queda inmóvil, es decir, el desplazamiento en la clave se le resta al de la cubeta, lo cual resulta en una deformación vertical. Se considera como se muestra en la figura 3.15.

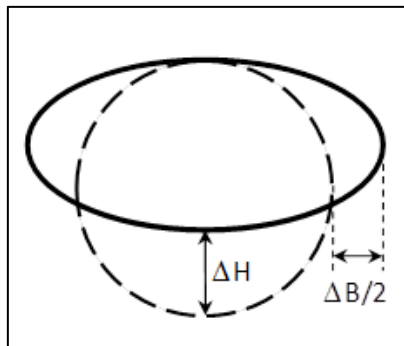


Fig. 3.15. Evaluación de resultados en el revestimiento.

En las siguientes figuras, se muestran los resúmenes de los resultados de las convergencias para el método de la sobrecarga impuesta, y también del desplazamiento prescrito, para los dos modelos geométricos propuestos.

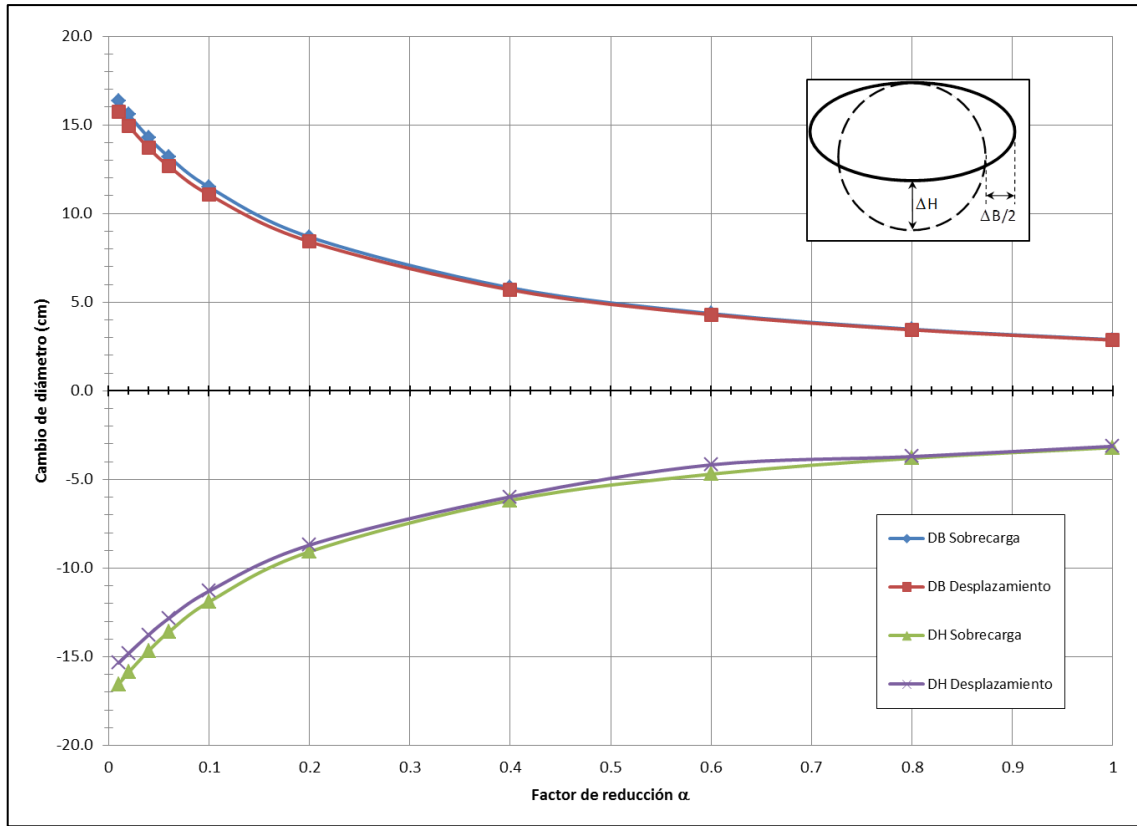


Fig. 3.16. Convergencias en el revestimiento en función de α . Modelo Atípico 1.

En la Fig. 3.16, se observa que para el modelo Atípico 1, las convergencias son muy similares en ambos métodos. Se aprecia que para los factores más bajos del factor de reducción α , se deforma unos milímetros más cuando se impone la sobrecarga.

En el modelo Atípico 2, se observa la misma situación, aunque un poco más acentuada la diferencia entre ambos métodos para los factores de reducción más bajos. En la Fig. 3.17 se aprecia dicho comportamiento.

Esto se debe principalmente, a que al imponer una sobrecarga, el primer estrato, que representa el relleno indentado, no disipa completamente la magnitud de la sobrecarga, induciendo una mayor concentración de esfuerzos verticales en el revestimiento. En cuanto a la diferencia entre el Atípico 1 y el 2, las deformaciones del revestimiento son mayores ya que al tener mayor grado de indentación el material, se incrementa la interacción entre el material del bordo y el revestimiento del túnel.

De la Tabla A4.1. a la A4.4, del Anexo 4, se pueden apreciar todos los resultados del análisis inverso, de los modelos Atípico 1 y Atípico 2, tanto de esfuerzos como de deformaciones, así como los elementos mecánicos máximos desarrollados por el revestimiento.

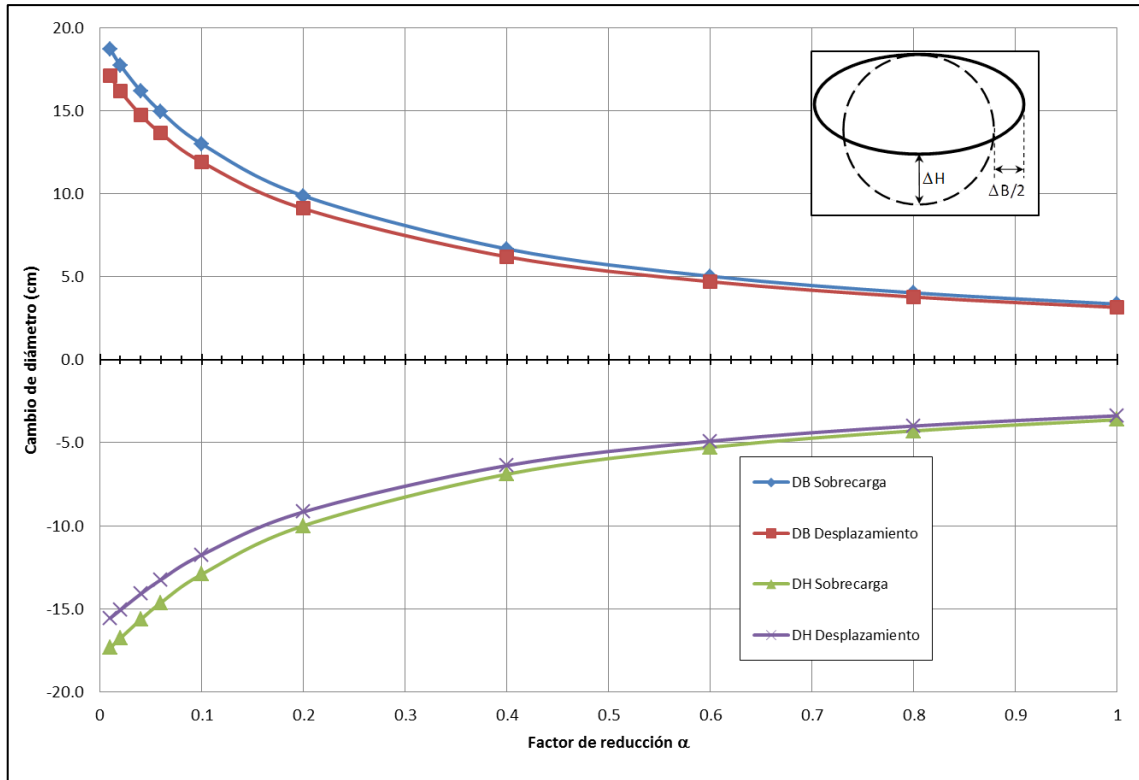


Fig. 3.17. Convergencias del revestimiento en función de α . Modelo Atípico 2.

Se procede a hacer el análisis inverso del modelo Atípico 1. Tenemos de los resultados de la instrumentación, que $\Delta H \cong \Delta B_{(medido)} = 16.0$ cm, para el tiempo T_a . Con este dato, se ingresa a la gráfica de convergencia como se muestra en las siguientes figuras.

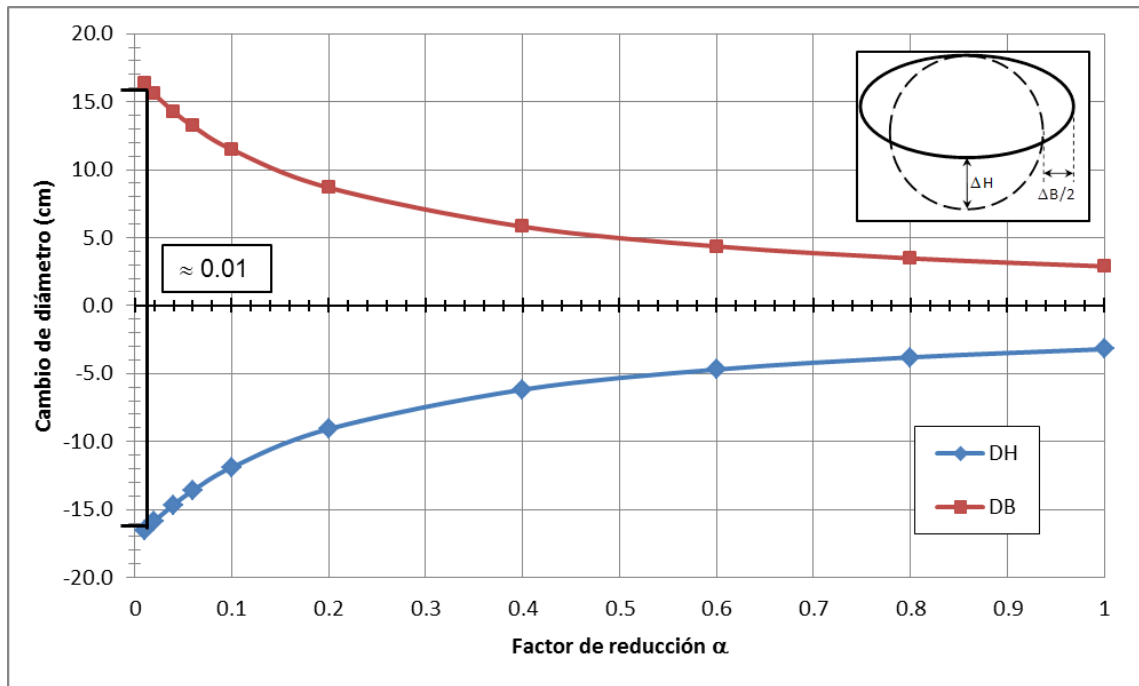


Fig. 3.18. Convergencias para el modelo Atípico 1 con sobrecarga.

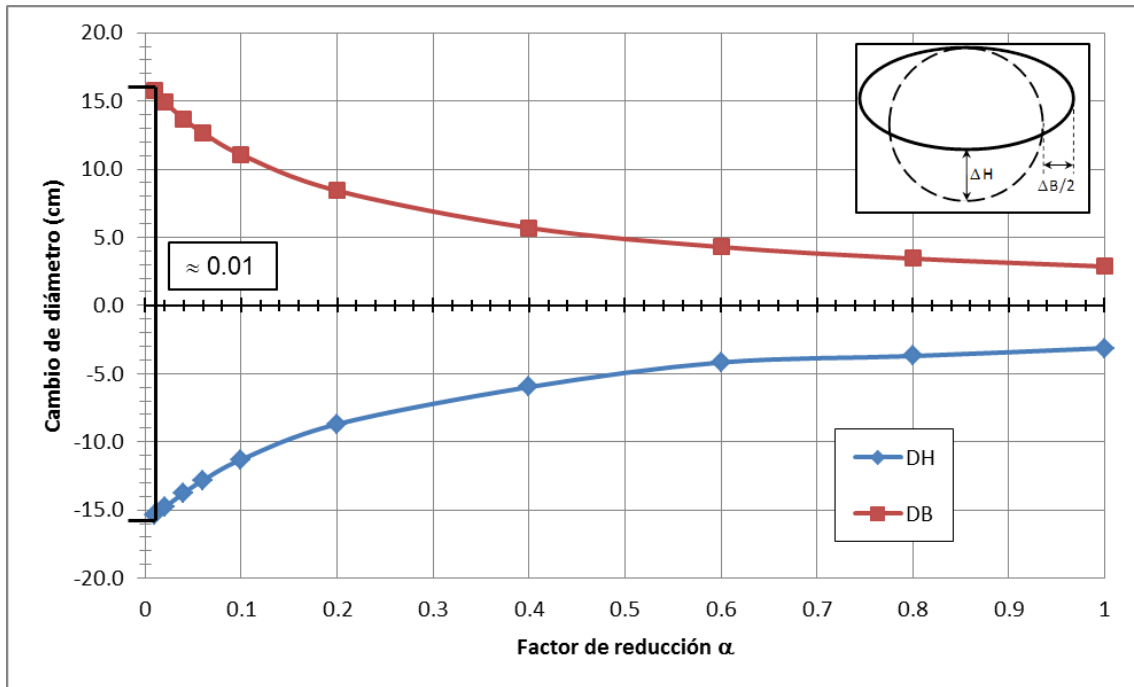


Fig. 3.19. Convergencias para el modelo Atípico 1 con desplazamiento prescrito.

De estas figuras, se determina que para el cambio de diámetro de 16 cm, corresponde en este análisis inverso, a un factor de reducción igual a 0.01. A continuación se hace este mismo análisis para el modelo Atípico 2.

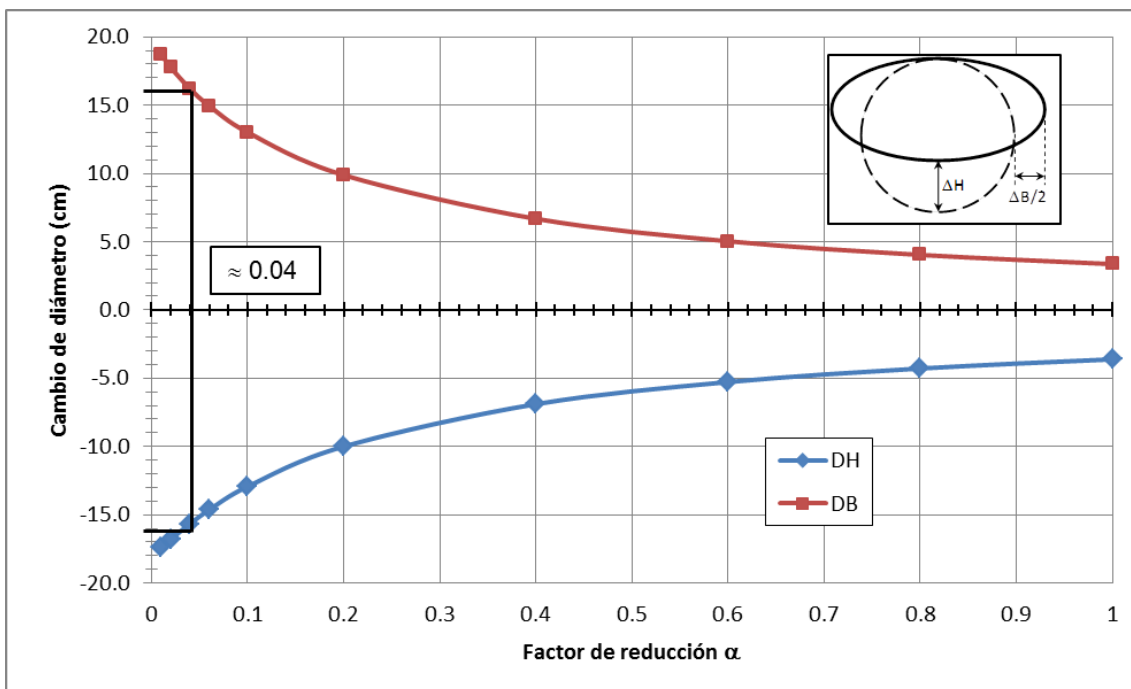


Fig. 3.20. Convergencias para el modelo Atípico 2 con sobrecarga.

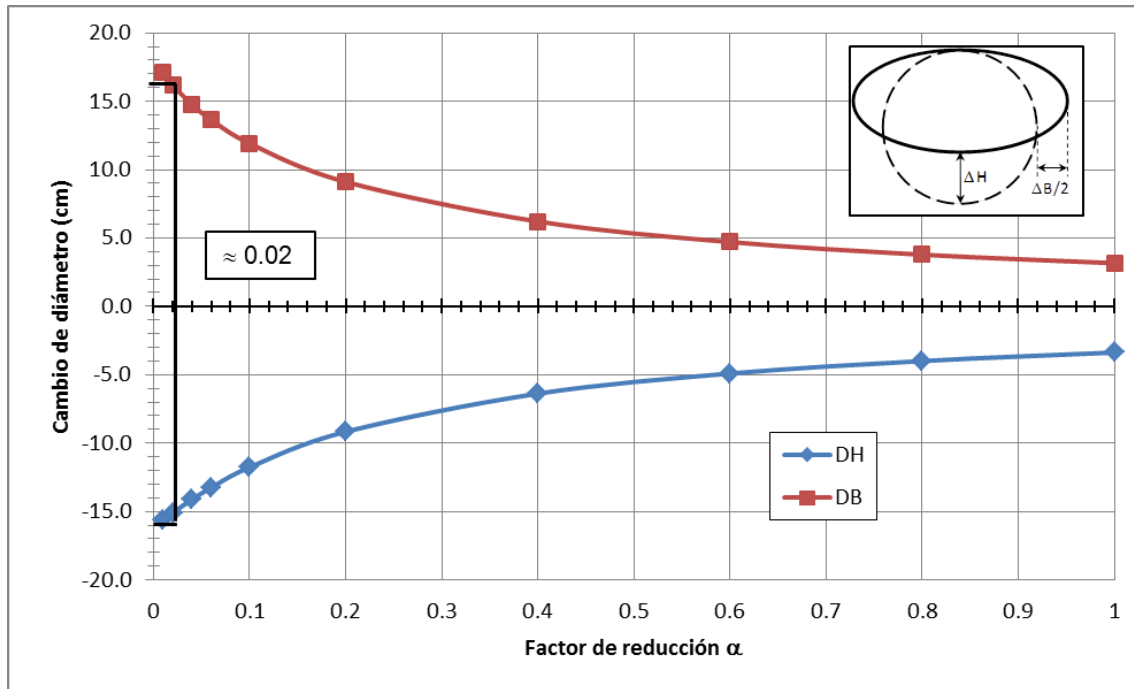


Fig. 3.21. Convergencias para el modelo Atípico 2 con desplazamiento prescrito.

A diferencia del modelo Atípico 1, en el que los resultados por ambos métodos son iguales, $\alpha \approx 0.01$, en el modelo Atípico 2, se observa que para el método en el que se impone la cinemática mediante la sobrecarga, el factor de reducción es mayor que para el método del desplazamiento prescrito. Aunque los valores de α son muy pequeños, se observa una diferencia de 0.02. Esto se debe, nuevamente a que en el modelo Atípico 2, al tener mayor grado de indentación el relleno, se inducen esfuerzos desviadores más altos en el revestimiento, deformándolo más, utilizando valores de α mayores.

Con esto quedan definidos los factores de reducción de la rigidez a la flexión, que simulan las deformaciones reales del revestimiento. Es muy importante apreciar que son mucho menores que aquellos empleados normalmente para modelar el revestimiento primario; $0.01 \ll 0.20$.

Se comprueba también, que las condiciones estratigráficas, así como algunas cargas o sollicitaciones externas, hacen que “ α ” decretez mucho. En este caso, la diferencia mayor la define el grado de indentación del material del borde, por lo que una buena caracterización de este, podría ayudarnos a definir y a recomendar con mayor exactitud el factor de reducción a emplear en las simulaciones.

Definidos los factores de reducción, se pasa al estudio de los desplazamientos generales tanto del túnel como en la masa de suelo circundante. A la luz de estos resultados y sus comparaciones, se podrá definir cuál de los métodos se aproxima más a lo observado en el campo.

En las siguientes figuras, se aprecian tanto los desplazamientos verticales, como los horizontales del modelo Atípico 1 y los desplazamientos del túnel con los dos métodos, para un factor $\alpha = 0.01$, como se definió anteriormente.

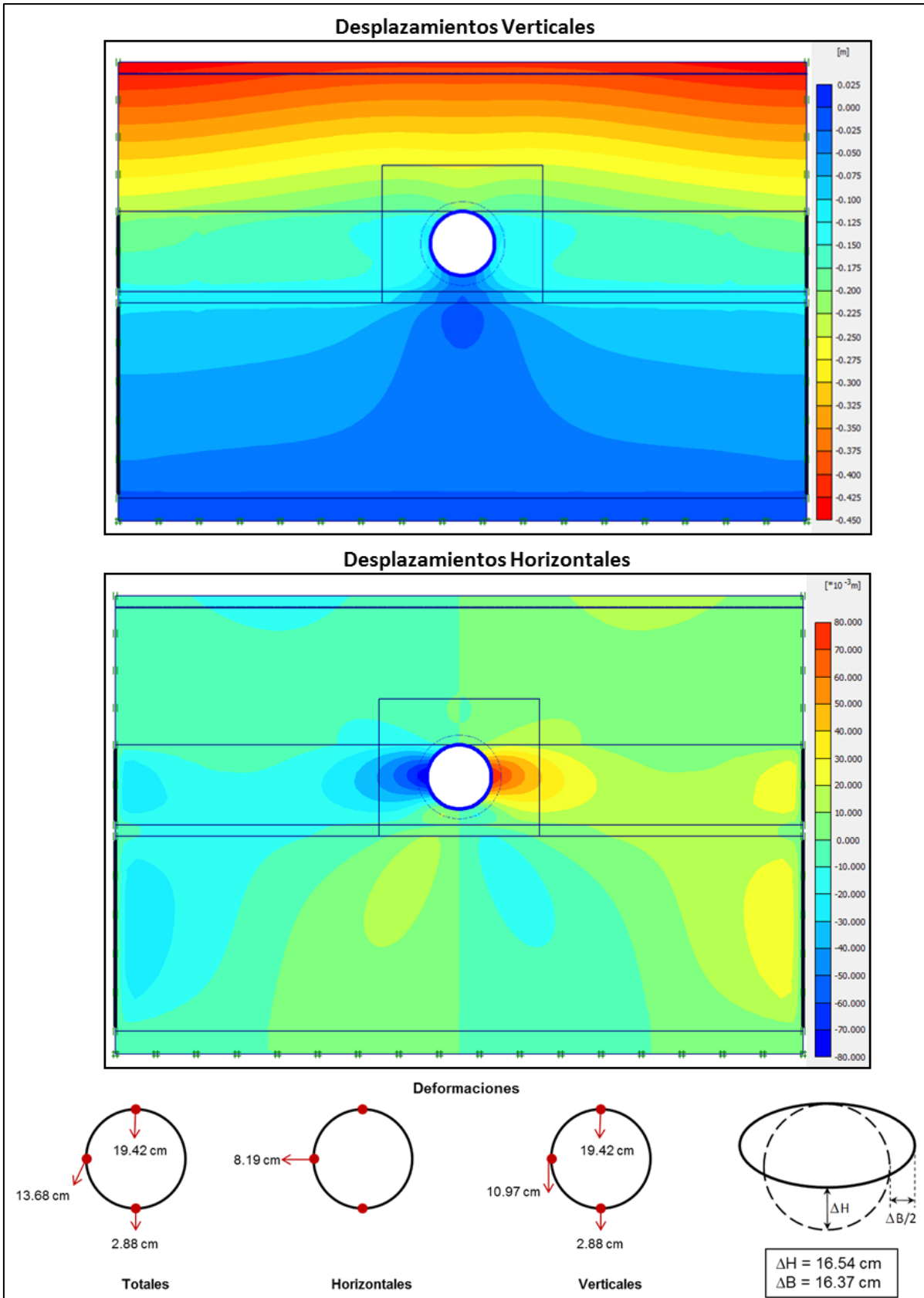


Fig. 3.22. Desplazamientos del modelo Atípico 1 con sobrecarga impuesta. $\alpha = 0.01$.

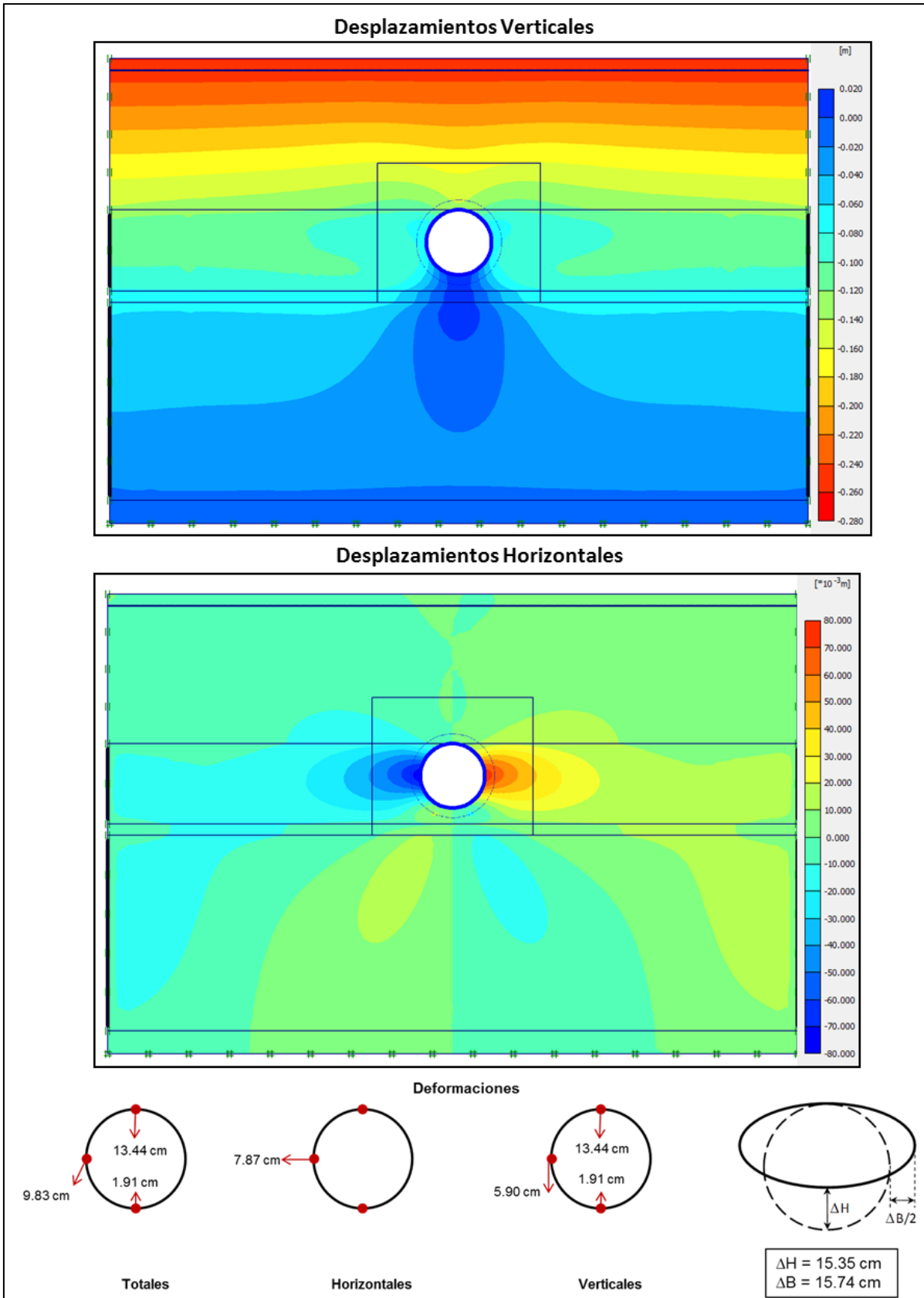


Fig. 3.23. Desplazamientos del modelo Atípico 1 con desplazamiento prescrito. $\alpha = 0.01$.

En las dos figuras anteriores, se observa que los desplazamientos en la superficie son mayores en el caso de la sobrecarga impuesta. Además, por el método del desplazamiento prescrito, al imponerse un desplazamiento, este se queda con ese valor, y de ahí se genera el nuevo estado de esfuerzos. En el caso de la sobrecarga, por el contrario, se dejan interactuar los distintos elementos y se producen diferenciales en la superficie.

En cuanto a los datos de instrumentación, no se reportaron movimientos verticales o velocidades de hundimiento superficial diferentes a las que se tenían, sin embargo, sí se reportaron en algunas fases de la instrumentación, movimientos horizontales de los bordos y algunos agrietamientos en los mismos. Estos agrietamientos pudieran deberse a:

- Movimientos horizontales tanto en la periferia del túnel, como en los estratos cercanos a la superficie.
- Los cambios en el nivel del agua del canal, pues estos constantemente se encuentran ascendiendo y descendiendo.
- Un movimiento diferencial general de todo el cuerpo del canal debido a la presencia del cerro de Tlapacoya.

Si consideramos el primer punto como válido, se podría decir que el método de la sobrecarga, se asemeja más a la realidad, pues arroja mayores desplazamientos horizontales que el del desplazamiento prescrito. El método de la sobrecarga impuesta, simula mejor el proceso cinemático, pues como se indicaba, deja interactuar los distintos elementos tanto de suelo como estructurales ante la acción de la sobrecarga, y arroja resultados más precisos al nivel de la superficie.

Este comportamiento se comprueba con las figuras 3.24 y 3.25, que muestran los resultados de los desplazamientos verticales y horizontales, para el modelo Atípico 2. Se aprecia que el comportamiento es muy similar, con la única variante de los factores de reducción.

Hecho esto, se estudian los esfuerzos que se aplican sobre el revestimiento. Como se vio en el capítulo dos, el revestimiento tiene que soportar por parte del suelo, esfuerzos normales y esfuerzos cortantes. Cuando los esfuerzos normales se aplican de forma simétrica, el revestimiento trabaja mayormente a compresión, lo que representa una situación deseable. En estas modelaciones, se busca reproducir los esfuerzos que se aplican sobre un túnel, tanto los debidos al hundimiento regional, como aquellos derivados de la indentación de los bordos, como un proceso cinemático.

En la Fig. 3.26 se muestran los esfuerzos normales aplicados sobre el revestimiento para los modelos Atípico 1 y 2. En la Fig. 3.27 se muestran los esfuerzos cortantes aplicados sobre el túnel. En ambas figuras, se muestran los resultados para los factores de reducción determinados anteriormente.

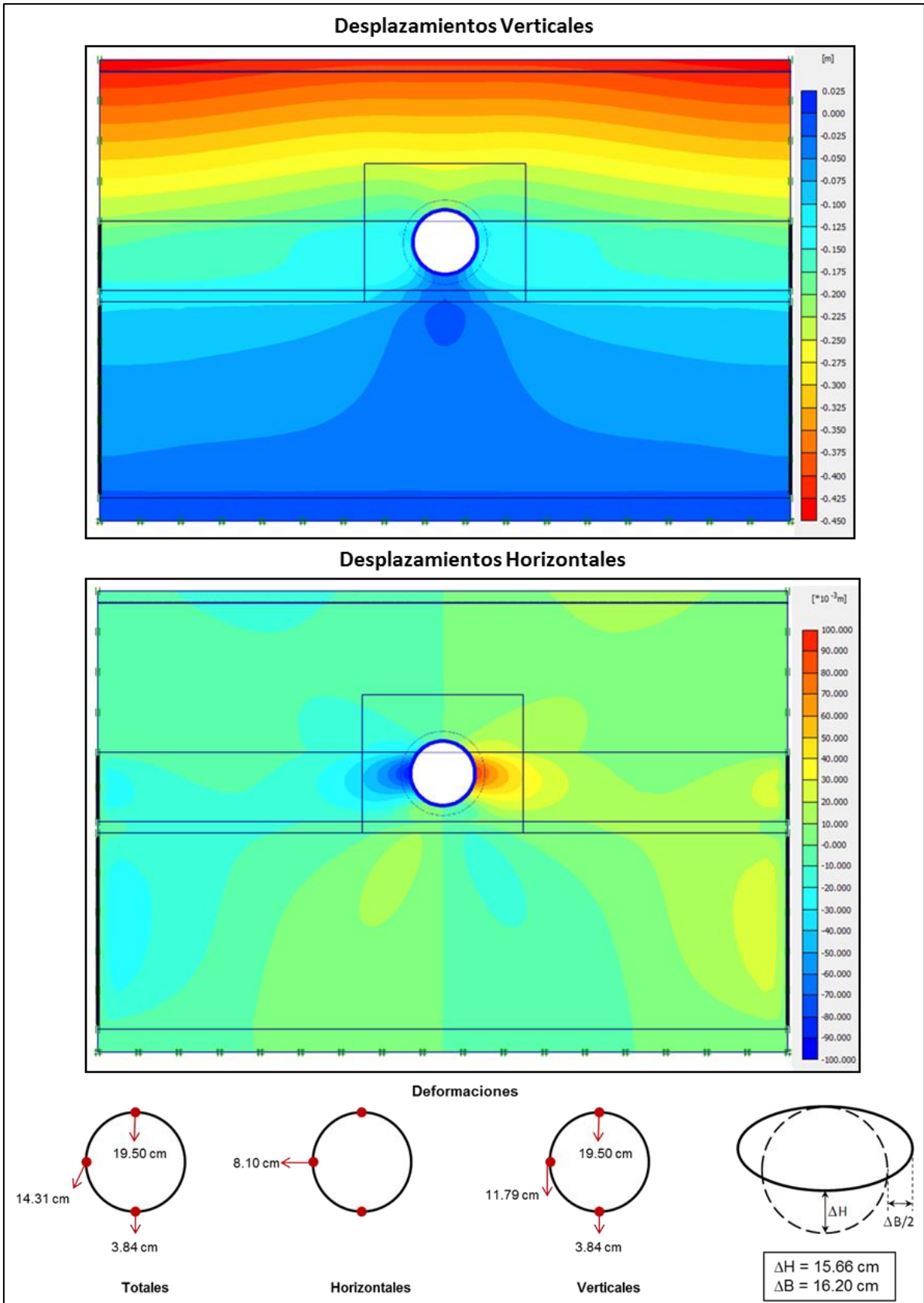


Fig. 3.24. Desplazamientos del modelo Atípico 2 con sobrecarga impuesta. $\alpha = 0.04$.

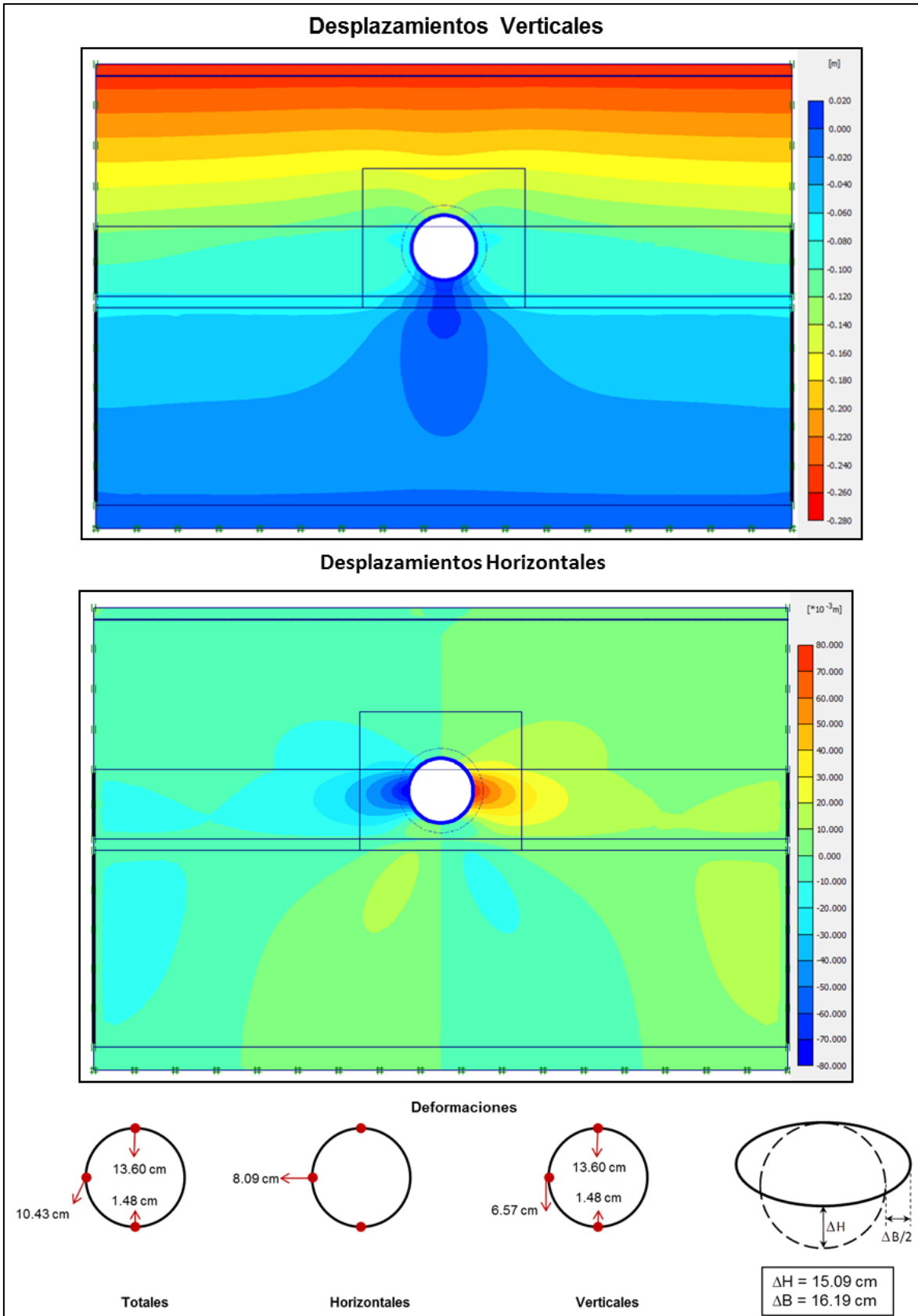


Fig. 3.25. Desplazamientos del modelo Atípico 2 con desplazamiento prescrito. $\alpha = 0.02$.

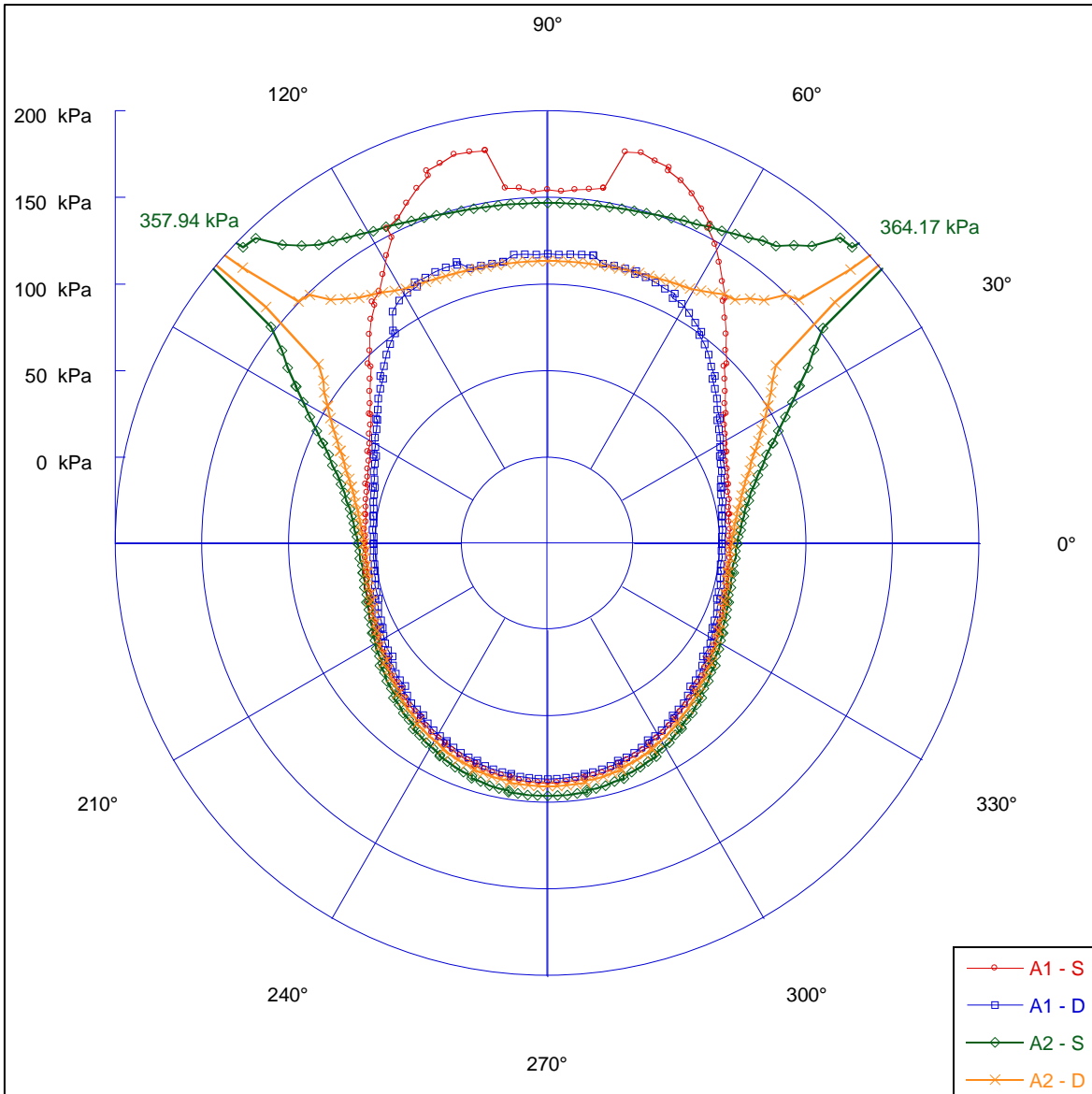


Fig. 3.26. Esfuerzos normales sobre el revestimiento.

Donde:

- A1 – S.- Modelo Atípico 1. Sobrecarga impuesta.
- A1 – D.- Modelo Atípico 1. Desplazamiento prescrito.
- A2 – S.- Modelo Atípico 2. Sobrecarga impuesta.
- A2 – D.- Modelo Atípico 2. Desplazamiento prescrito.

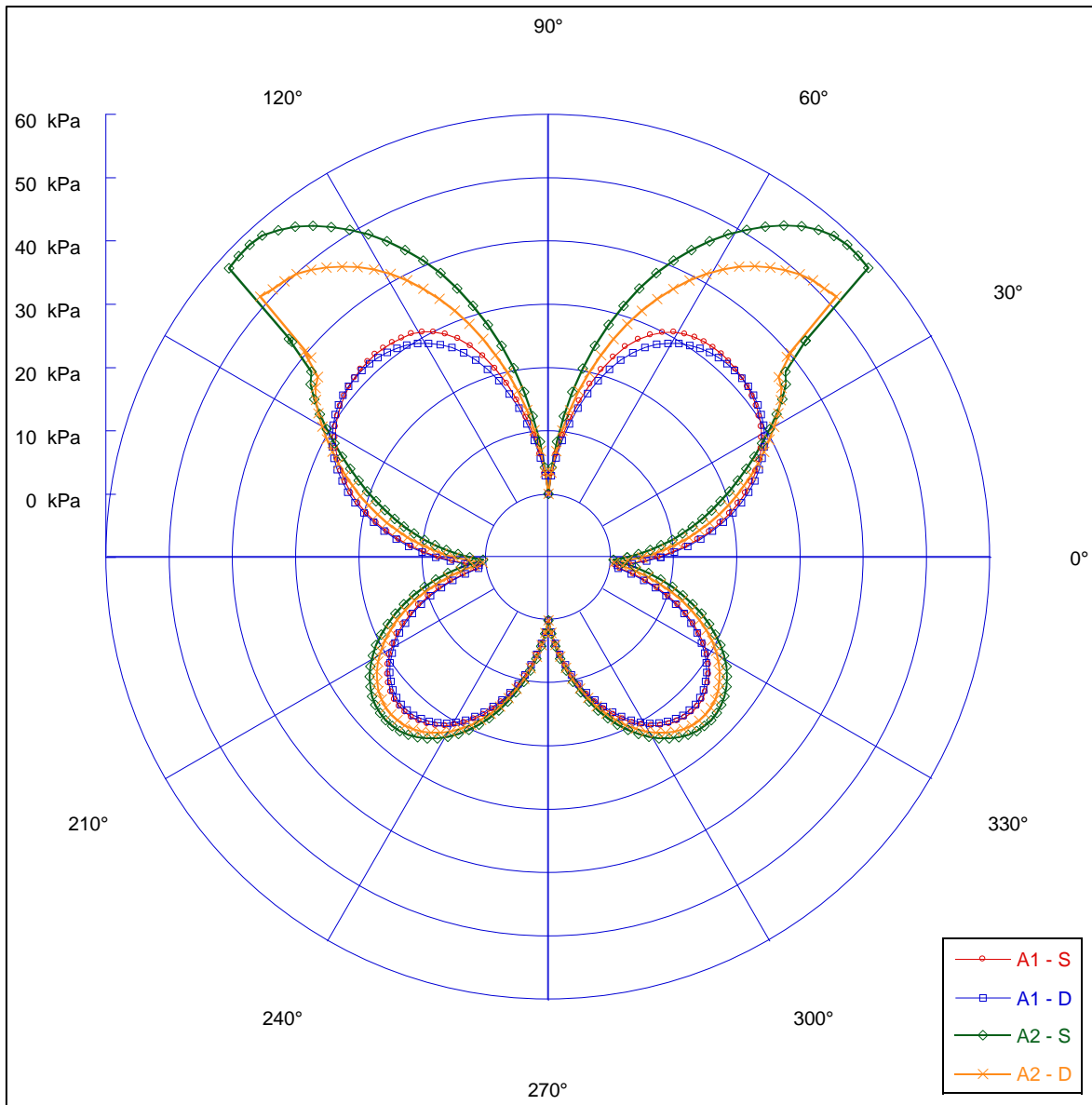


Fig. 3.27. Esfuerzos cortantes sobre el revestimiento.

Donde:

A1 – S.- Modelo Atípico 1. Sobrecarga impuesta.

A1 – D.- Modelo Atípico 1. Desplazamiento prescrito.

A2 – S.- Modelo Atípico 2. Sobrecarga impuesta.

A2 – D.- Modelo Atípico 2. Desplazamiento prescrito.

De la gráfica de la Fig. 3.26, se puede apreciar que la asimetría entre las cargas verticales y horizontales es muy grande. El valor promedio de la relación entre estas cargas, está entre 0.30 y 0.40. Aunado a esto, se nota que en los puntos donde hay cambios de estrato, se disparan los valores de los esfuerzos. En ambos modelos se observa esta situación, sin embargo, es en el modelo Atípico 2, donde se observan los casos críticos en el contacto entre el revestimiento y el material del bordo, debido a una mayor indentación.

También se puede observar que con el método de la sobrecarga, los valores en la clave son mayores que con el desplazamiento prescrito. Entre ambos modelos, la distribución de los esfuerzos alrededor del túnel es muy similar salvo en los puntos de contacto bordo – revestimiento (cerca de la clave).

Esta misma situación se puede ver en la gráfica de la Fig. 3.27, pues los esfuerzos cortantes en el modelo Atípico 2, donde se da el contacto con el material del bordo indentado se disparan casi un 100% más que cuando este está indentado hasta el nivel de la clave (Atípico 1). Es en los ángulos 40° y 140° del Atípico 2, donde se presentan las mayores concentraciones de esfuerzos.

En las siguientes figuras se muestran las distribuciones de esfuerzos cortantes en el suelo, para los modelos Atípico 1 y 2. En ellas se pueden apreciar las concentraciones de esfuerzos cortantes alrededor del túnel para el método de la sobrecarga. Las zonas rojas se acercan o están en condiciones límite.

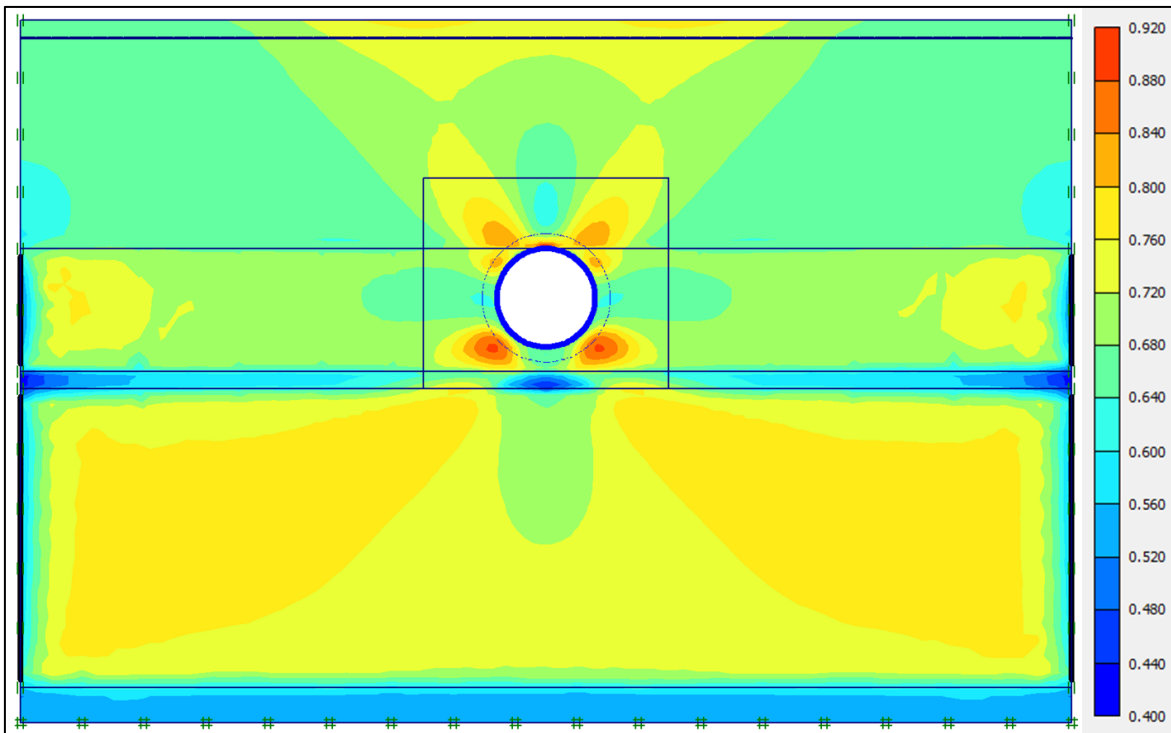


Fig. 3.28. Distribución de esfuerzos cortantes relativos. Atípico 1.

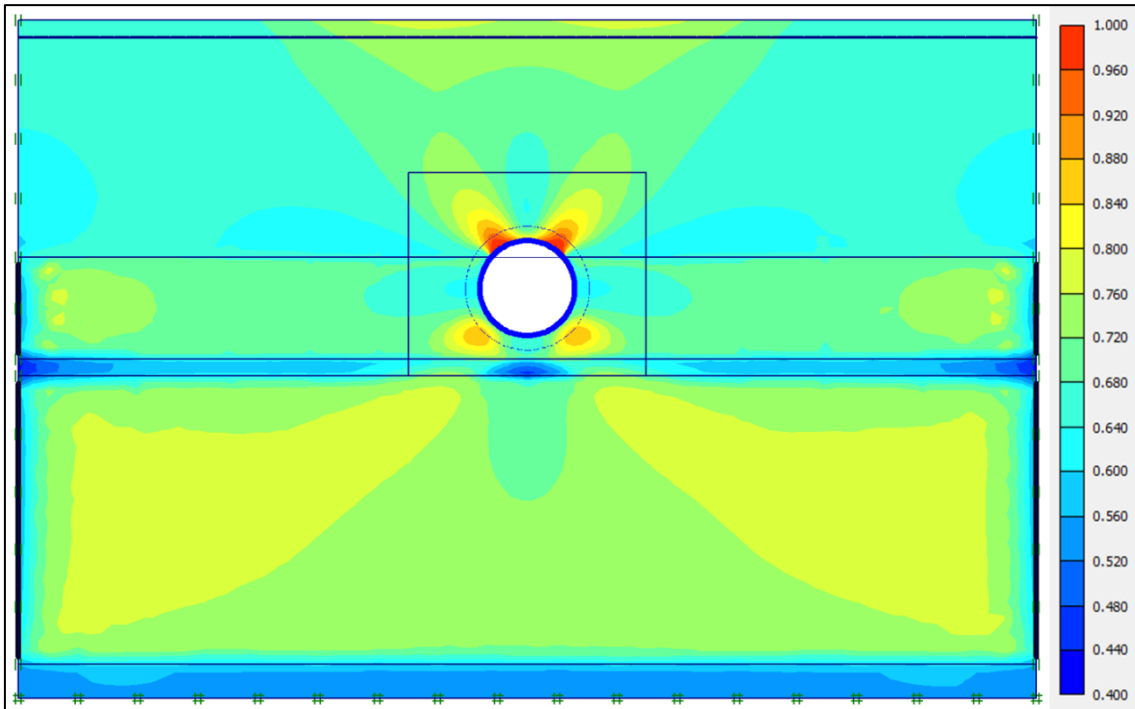


Fig. 3.29. Distribución de esfuerzos cortantes relativos. Atípico 2.

En las figuras 3.28 y 3.29, se observa la forma en que se concentran los esfuerzos cortantes alrededor del revestimiento cuando el material del bordo está indentado hasta el nivel de la clave del túnel, y cuando este está indentado hasta un metro debajo de la clave. Se tiene que para el Atípico 1, la concentración mayor se da justo en la clave, mientras que en el modelo Atípico 2, las concentraciones se dan en el cambio de estrato, que también está muy cercano a la clave.

Dichas concentraciones generan plastificaciones en el suelo y deformaciones en el revestimiento. En la siguiente figura se muestran los puntos de plastificación para los Modelos Atípico 1 y 2, con el método de la sobrecarga.

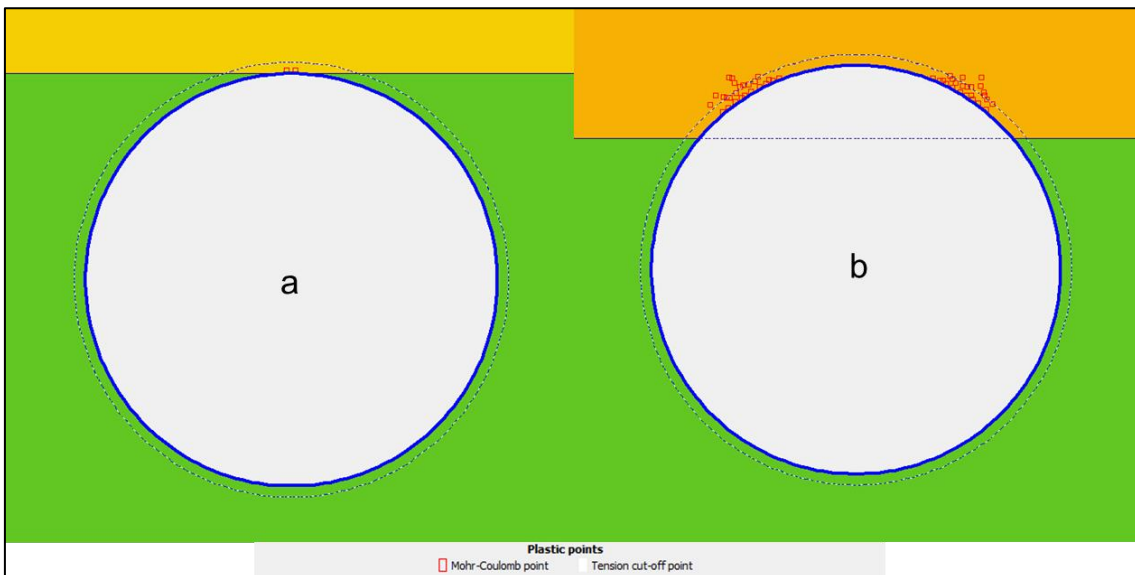


Fig. 3.30. Plastificación del suelo alrededor del túnel. Atípico 1(a) y 2(b).

En la Fig. 3.30 se aprecia la mayor concentración de puntos plásticos alrededor del túnel en el modelo Atípico 2. Esto reafirma la hipótesis, de que mientras más indentado está el material del bordo, mayores son las problemáticas que se pueden esperar en el revestimiento primario del túnel. Esta situación, se puede ver potenciada si alguna de las concentraciones coincide con alguna zona “débil” del revestimiento, es decir, con alguna junta entre dovelas. Esto, además de generarle problemas estructurales, puede representar filtraciones de agua hacia el túnel a través de las juntas.

Revisadas las distribuciones de esfuerzos en el suelo y las convergencias del revestimiento, se analizan a continuación los elementos mecánicos desarrollados en el revestimiento primario. En la siguiente tabla, se presenta el resumen de los elementos mecánicos máximos obtenidos en el análisis.

Tabla 3.4. Resumen de elementos mecánicos máximos.

			Elementos mecánicos máximos		
			<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>
Modelo	Método	α	Normal	Cortante	Momento
Atípico 1	Sobrecarga	0.01	900.50	5.14	7.38
Atípico 1	Desplazamiento Prescrito	0.01	798.32	4.98	6.60
Atípico 2	Sobrecarga	0.04	920.45	35.92	26.29
Atípico 2	Desplazamiento Prescrito	0.02	814.42	19.97	13.80

Con la tabla resumen, podemos hacer las siguientes comparaciones:

Entre métodos, se observa que en los que se impone la sobrecarga, aumenta un 12% la magnitud del esfuerzo normal máximo desarrollado, con respecto al del desplazamiento prescrito. Este aumento resulta bajo, comparado con el porcentaje de aumento de cortantes y momentos máximos, pues estos, son del 80% y 90% respectivamente para el modelo Atípico 2.

Entre modelos las diferencias se hacen mayores. Queda claro que en el modelo Atípico 2 los elementos mecánicos desarrollados por el revestimiento son mucho mayores que aquellos del Atípico 1. Para los factores α analizados, se presenta un aumento del 2.2% en los normales, mientras que para los cortantes y momentos son de 600% y 250%, respectivamente, para el método de la sobrecarga.

Cabe resaltar, que en estos resultados influye mucho el factor α considerado, pues como se muestra en el análisis paramétrico del capítulo anterior, y en las tablas A4.1 – A4.4, mientras mayor sea α , mayores son los elementos mecánicos desarrollados. Esto es, a menor deformación, mayores elementos mecánicos. Esto demuestra la importancia del estudio de interacción entre el suelo y el túnel, pues si se proyecta un túnel muy rígido donde no se permiten deformaciones, los elementos mecánicos serán muy altos y por consiguiente el túnel muy robusto e incosteable.

En la siguiente figura, se muestran los elementos mecánicos obtenidos para el modelo Atípico 1, con la sobrecarga impuesta ($\alpha = 0.01$).

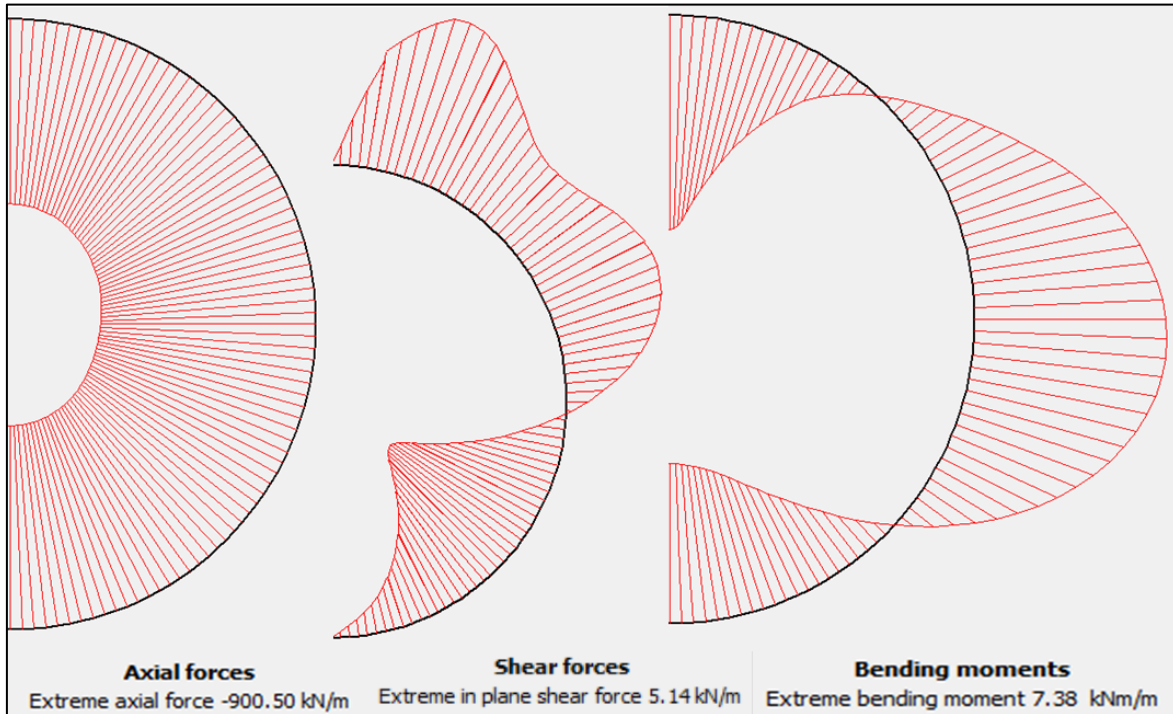


Fig. 3.31. Elementos mecánicos en el túnel. Modelo Atípico 1 con sobrecarga.

El modelo Atípico 2, donde se supone una indentación mayor, se realizó para comprobar la influencia de la indentación, y los efectos negativos que tiene este sobre la estructura del túnel. También sirvió para tomar sensibilidad sobre los cambios que puede haber en los factores de reducción en el revestimiento. No obstante, no se tiene mayor evidencia de una indentación inferior al nivel de la clave, por lo que para el caso estudiado, tiene mayor credibilidad el modelo Atípico 1, sustentado por el sondeo de la Fig. 3.4, y por consiguiente sus resultados.

Hecho el análisis de los modelos Atípicos, se procede a la validación de estos mediante el estudio del tramo Típico.

La secuencia de evaluación de los resultados será la misma que para los modelos atípicos, y en cada aspecto evaluado, se harán las comparaciones y validaciones correspondientes. En primer lugar, se observan las convergencias para el modelo del tramo Típico. Ver Fig. 3.32.

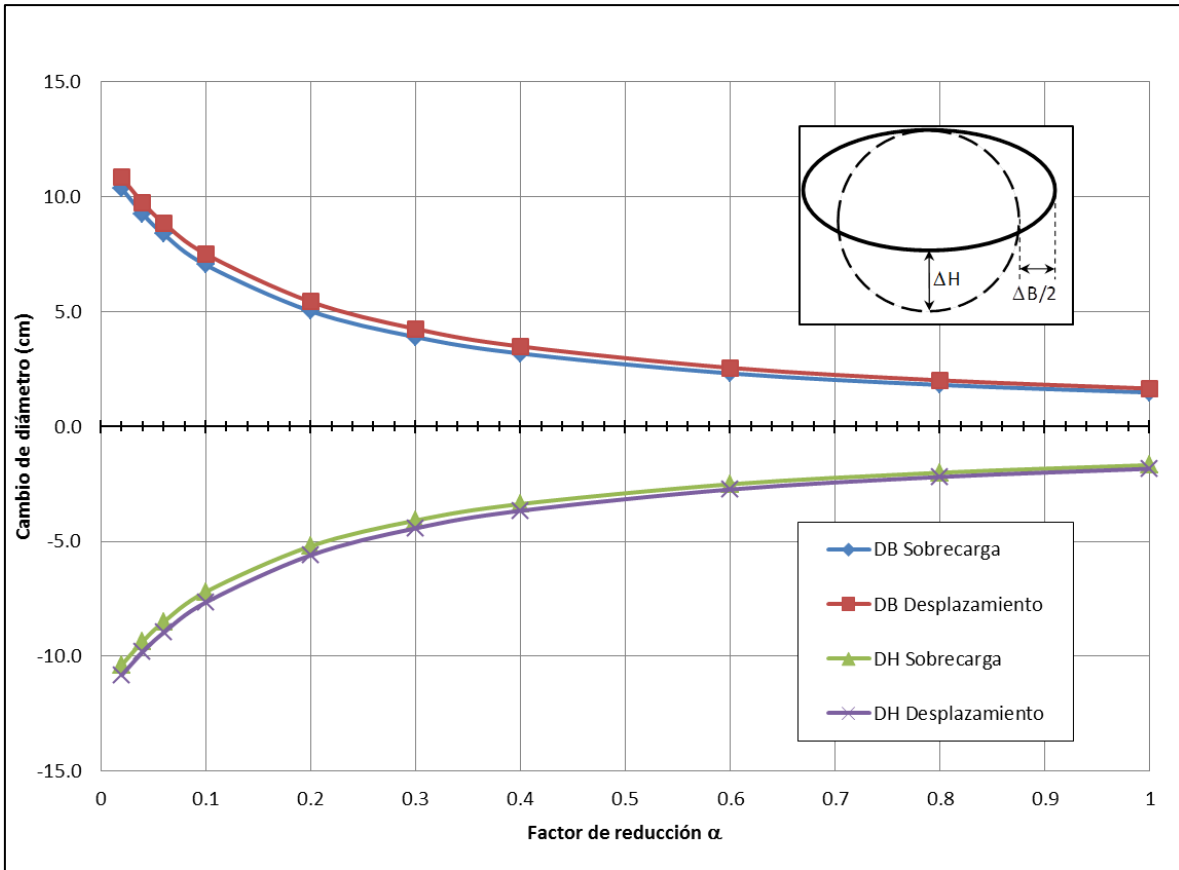


Fig. 3.32. Convergencias del revestimiento en función de α . Modelo Típico.

En las Tablas A4.5 y A4.6 del Anexo 4, se presentan los resultados completos del análisis del tramo Típico. En ella se encuentran los desplazamientos, las convergencias, los esfuerzos máximos sobre el revestimiento y los elementos mecánicos máximos desarrollados, para cada uno de los factores de reducción α estudiados.

Se observa que las deformaciones del revestimiento son menores que para los modelos atípicos, esto gracias a que el material de relleno se encuentra lejos de la zona del túnel, como ocurre en realidad. En promedio, las deformaciones obtenidas en los tramos atípicos, son lo doble que aquellas del tramo típico. Esto se debe a que al estar indentado el material de relleno, los esfuerzos verticales, debidos a la sobrecarga, y al peso del material de relleno son mayores al nivel de la clave, que en el caso típico.

Se puede ver también, que en este caso, y contrario a lo visto en los modelos atípicos, las convergencias son ligeramente mayores con el método del desplazamiento prescrito.

Como se vio en la parte de instrumentación en este capítulo, el promedio de las convergencias fue de 4 centímetros, considerando el mismo tiempo de análisis " T_a " cuyo valor es de 194 días. Entonces, para la determinación del valor del factor de reducción de la rigidez a la flexión del revestimiento " α ", se realiza el siguiente análisis inverso, utilizando las gráficas de las convergencias como en los casos anteriores.

Tenemos de los resultados de la instrumentación, que $\Delta H \cong \Delta B_{(medido)} = 4.0$ cm, para el tiempo T_a . Con este dato, se ingresa a la gráfica de convergencia como se muestra en las siguientes figuras.

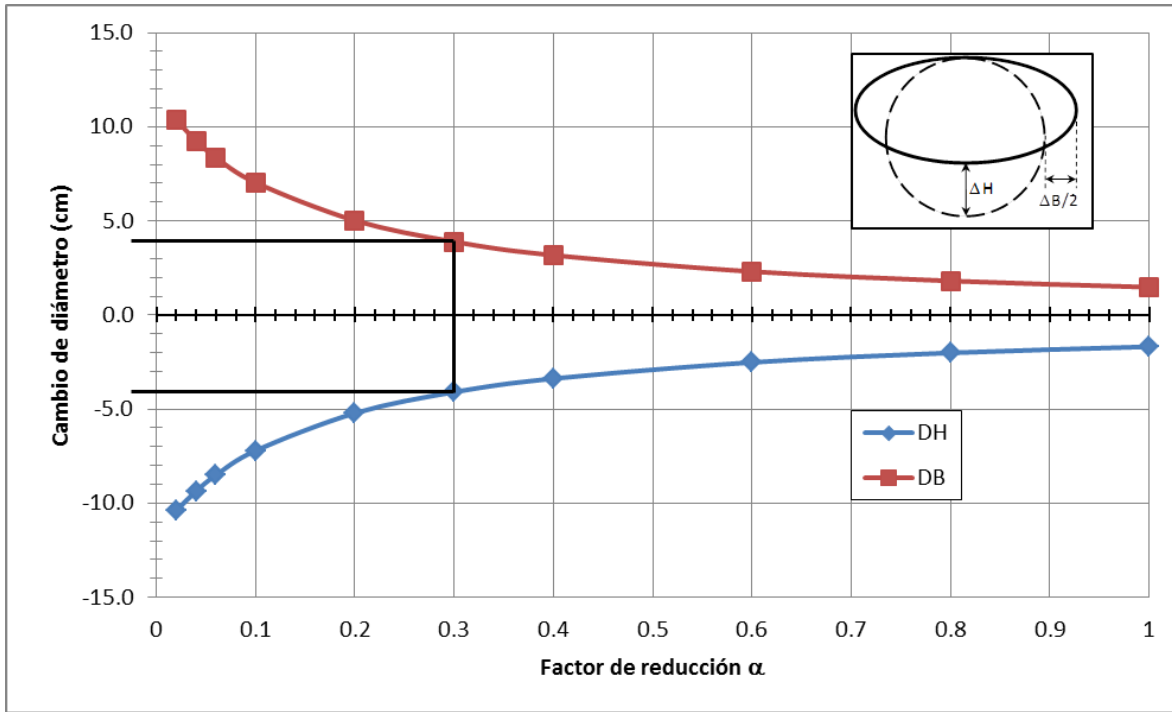


Fig. 3.33. Convergencias para el modelo Típico con sobrecarga.

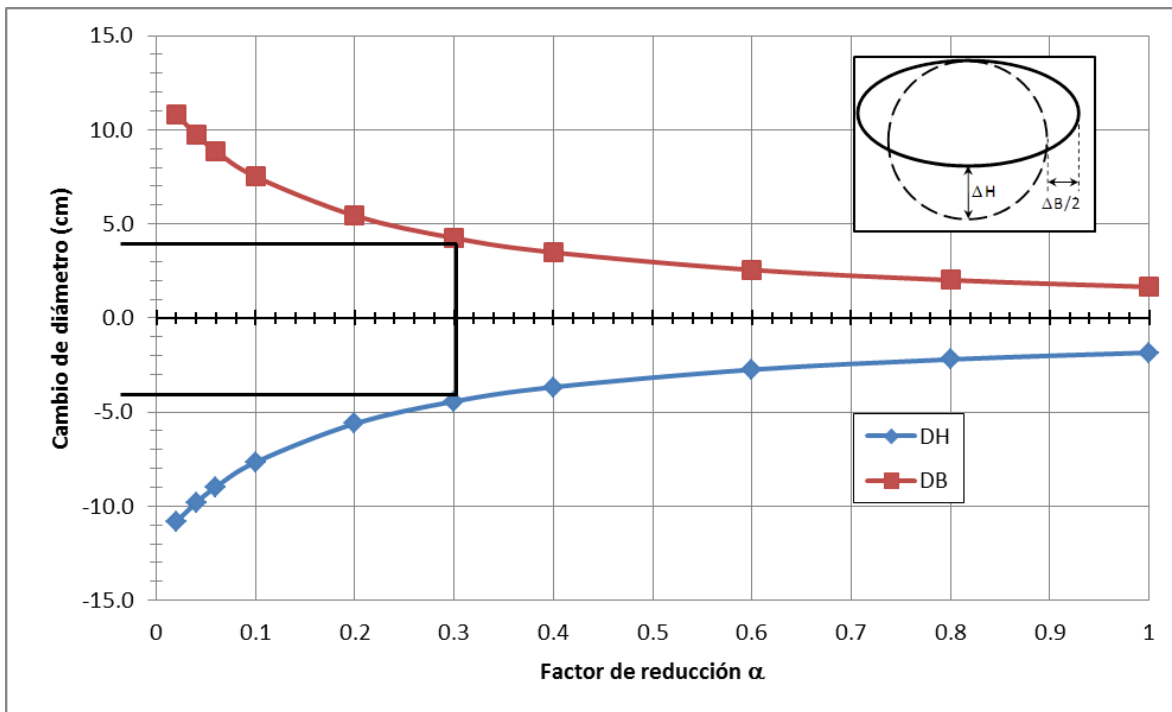


Fig. 3.34. Convergencias para el modelo Típico con desplazamiento prescrito.

Del análisis inverso de las figuras anteriores, se determina que el valor del factor de reducción, es aproximadamente igual a 0.3, que concuerda con lo empleado comúnmente en suelos con hundimiento regional que varía entre 0.2 y 0.3 (Auvinet & Rodríguez, 2010).

Este resultado, valida el procedimiento, en primera instancia para el empleo de los factores de reducción encontrados. A continuación, se analizan los desplazamientos del tramo típico, con la finalidad de validar también los procedimientos de modelación.

En las siguientes figuras, se presentan los desplazamientos del modelo típico, para la sobrecarga y el desplazamiento prescrito, respectivamente. Se puede observar que el comportamiento es similar a los modelos atípicos, donde los desplazamientos verticales en el método de la sobrecarga son mayores que en del desplazamiento prescrito. En este último, el valor máximo de desplazamiento vertical en la superficie, es el prescrito, mientras que en el otro método, al dejar interactuar a los elementos de suelo con las estructuras, se presentan diferenciales en la superficie, debido a la presencia del túnel.

En el tramo típico no se reportaron movimientos horizontales importantes, sin embargo, según informes, la generación de grietas en los bordos se presentó en buena parte del canal, tanto en los tramos típicos, como en el atípico. Con esto último, se analizan los comportamientos de las figuras 3.35 y 3.36. Se aprecia que al nivel de la superficie, el único de los métodos en que se presentan desplazamientos horizontales, es el de la sobrecarga, estos, son del orden de 16 mm.

Por lo anterior, se comprueban los resultados de los modelos atípicos, donde el método de la sobrecarga impuesta, simula mejor el proceso cinemático, y al ser más realista, tienen mayor validez sus resultados.

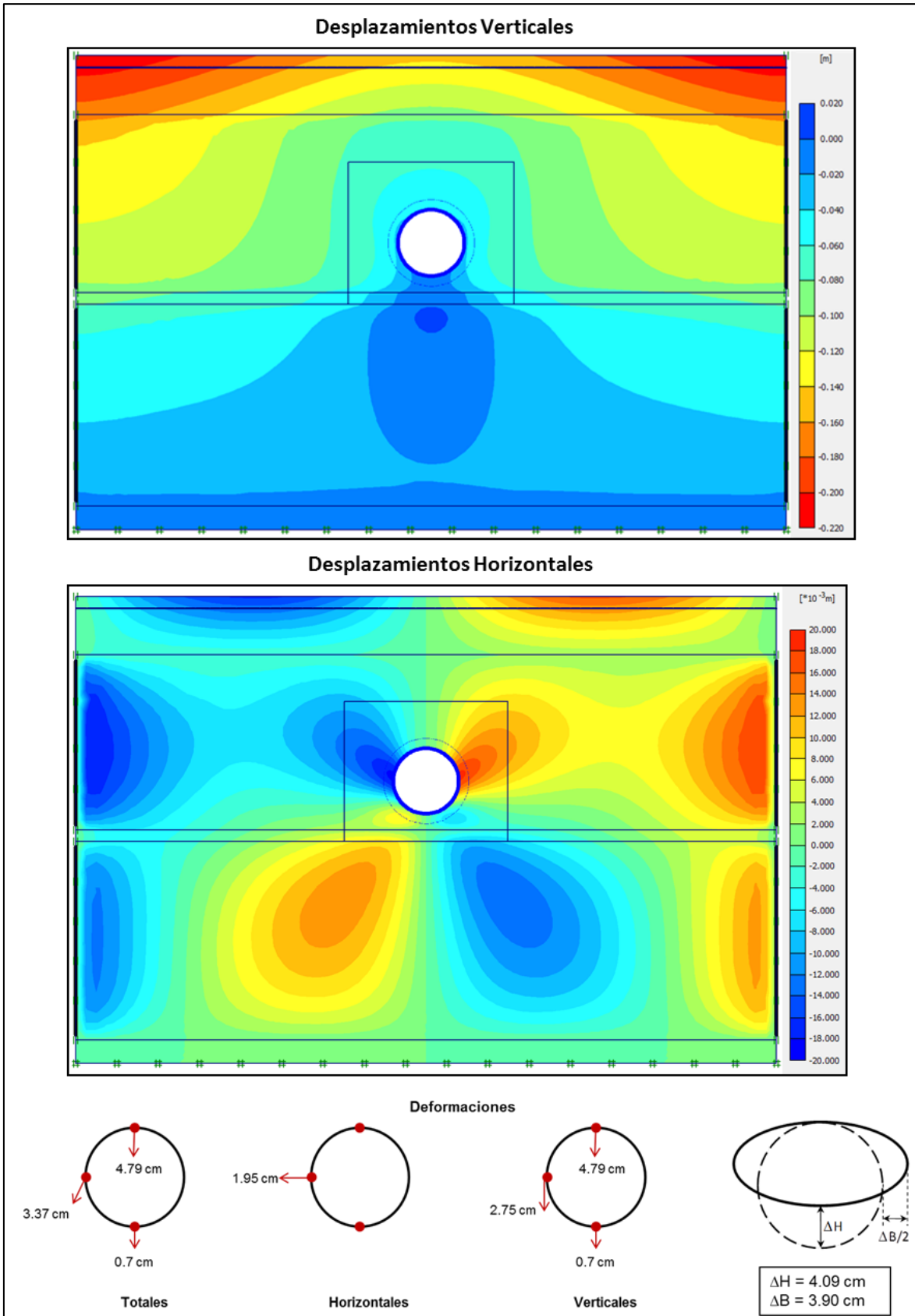


Fig. 3.35. Desplazamientos en el modelo Típico con sobrecarga. $\alpha = 0.3$

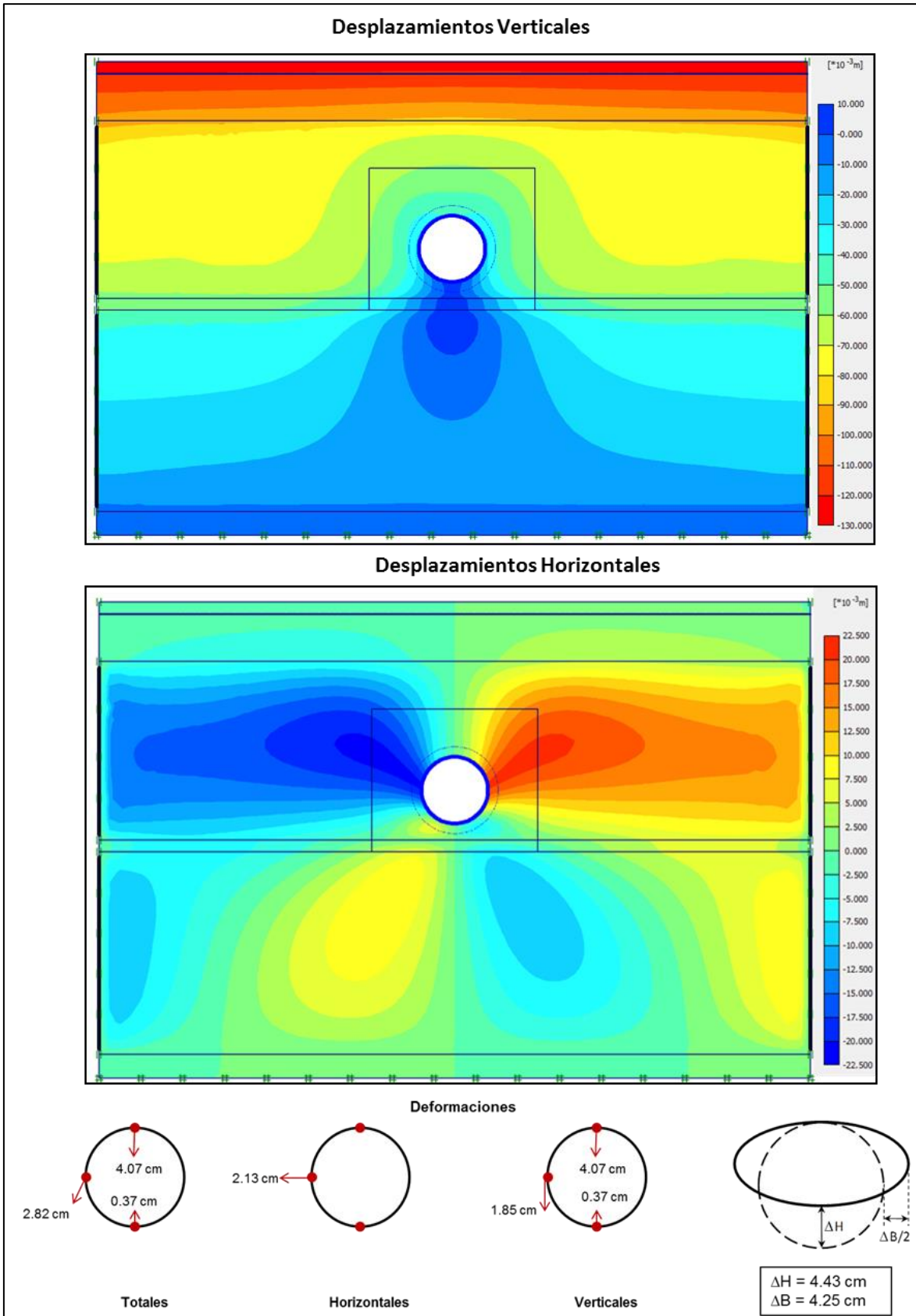


Fig. 3.36. Desplazamientos en el modelo Típico con desplazamiento prescrito. $\alpha = 0.3$

Hecho esto, se estudian los esfuerzos normales y cortantes que se aplican sobre el revestimiento. En la Fig. 3.37, se muestran los esfuerzos normales sobre el revestimiento, para el modelo Típico, por sus dos métodos, y se comparan con los obtenidos para el modelo Atípico 1, con la sobrecarga superficial.

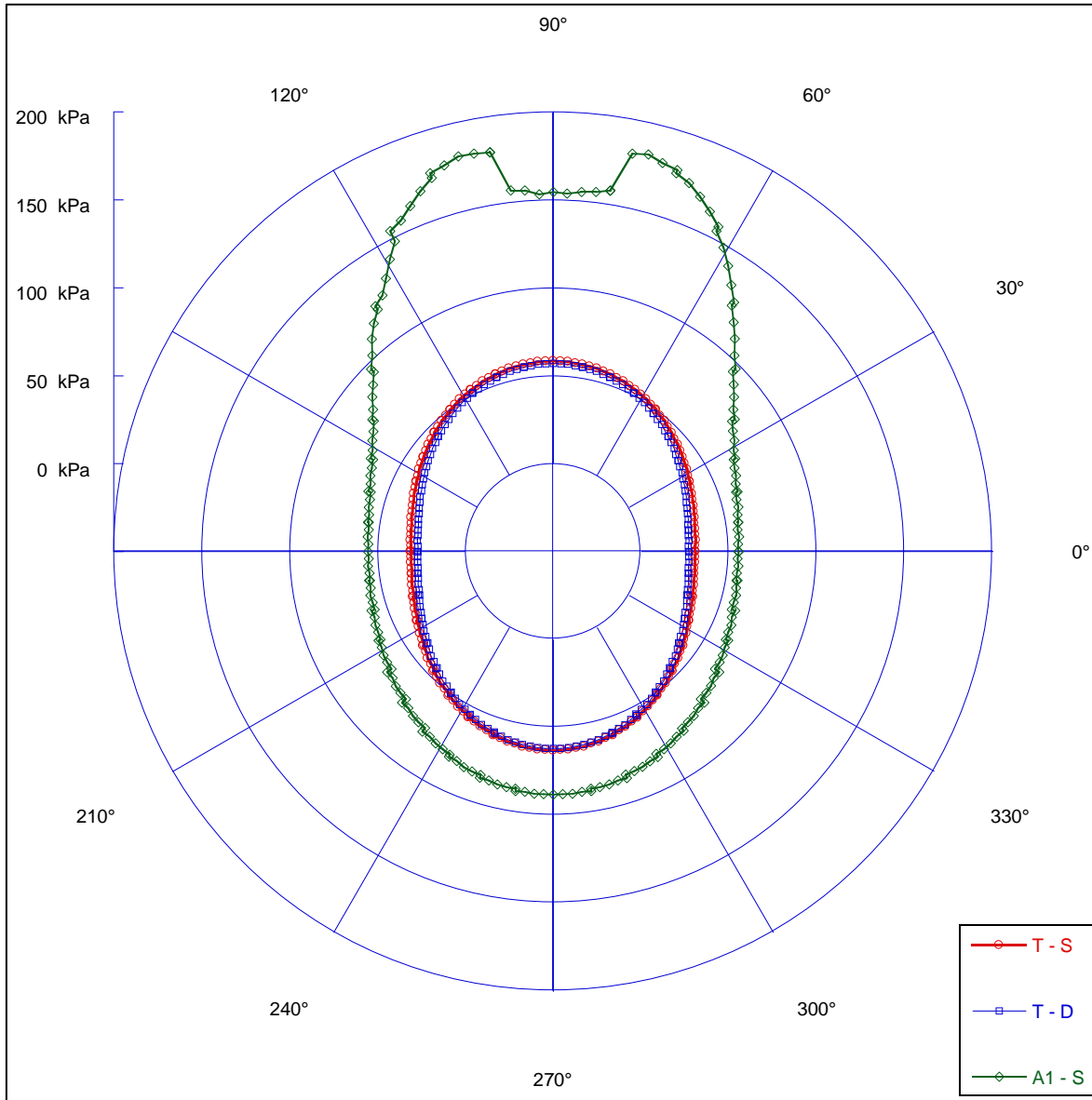


Fig. 3.37. Comparación de esfuerzos normales en el modelo Típico ($\alpha=0.3$) y Atípico 1 ($\alpha=0.01$)

Donde:

- T – S.- Modelo Típico. Sobrecarga impuesta.
- T – D.- Modelo Típico. Desplazamiento prescrito.
- A1 – S.- Modelo Atípico. Sobrecarga impuesta.

En la figura anterior se puede observar la diferencia de esfuerzos normales entre los modelos Atípico1 y Típico. En esta gráfica queda muy marcada la asimetría de la carga, y la concentración

del esfuerzo normal en la clave del túnel en el modelo atípico. Se aprecia que los resultados del modelo típico, son prácticamente iguales para ambos métodos. En el típico, se tiene una asimetría de cargas con una relación de 0.52, mientras que para el atípico es de 0.31, es decir, con la indentación del material del bordo, decrece la relación un 40%.

En la Fig. 3.38, se muestran los esfuerzos cortantes sobre el túnel para el modelo Típico, por sus dos métodos. También se comparan con los esfuerzos cortantes obtenidos para el modelo Atípico 1, con la sobrecarga superficial.

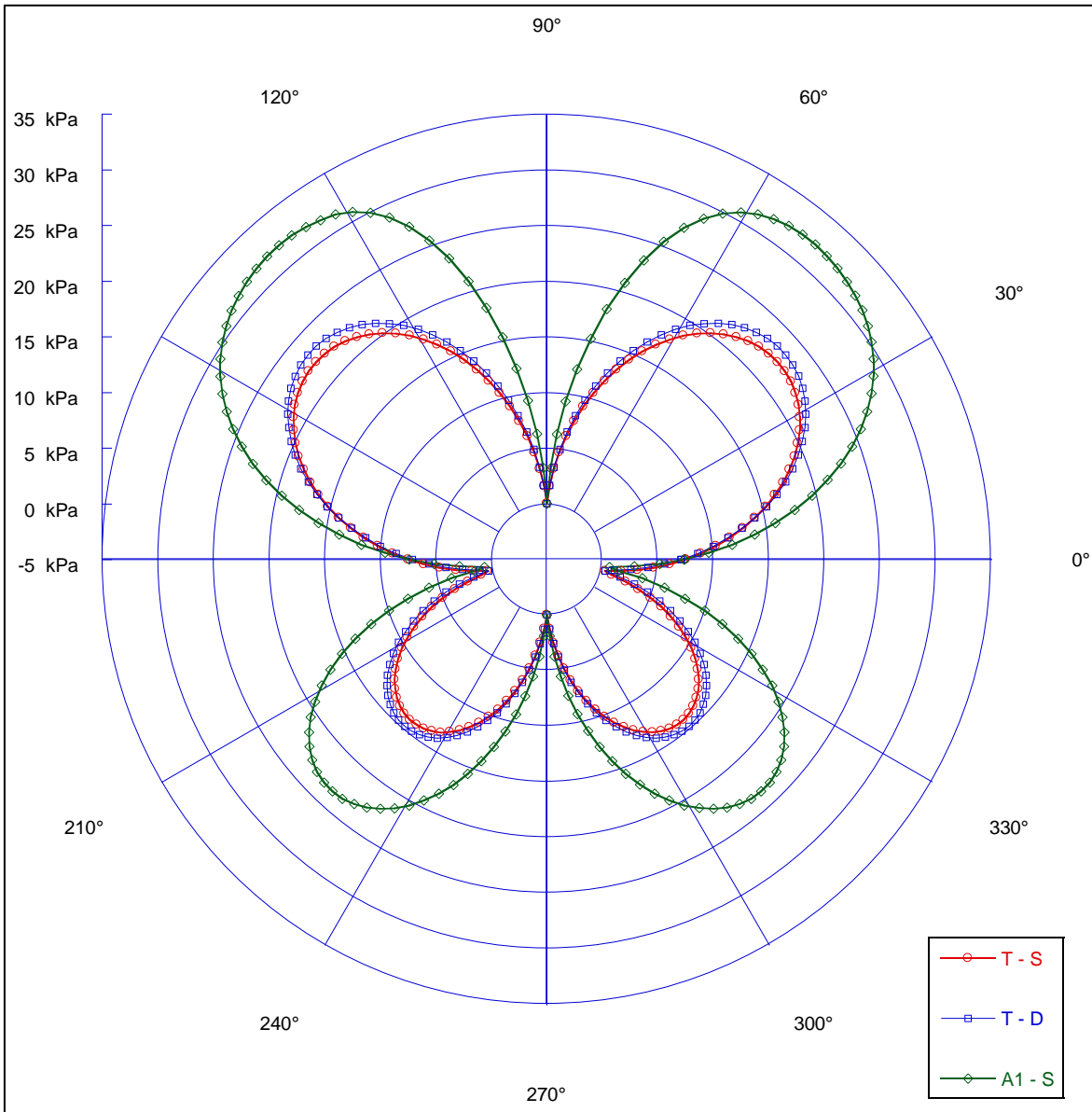


Fig. 3.38. Comparación de esfuerzos cortantes en el modelo Típico ($\alpha=0.3$) y Atípico 1 ($\alpha=0.01$)

Donde:

T – S.- Modelo Típico. Sobrecarga impuesta.

T – D.- Modelo Típico. Desplazamiento prescrito.

A1 – S.- Modelo Atípico. Sobrecarga impuesta.

Como en el caso de los esfuerzos normales, en el caso de los cortantes aplicados sobre el revestimiento, se observa la gran similitud entre los dos métodos para imponer la cinemática, por sobrecarga y por desplazamiento prescrito. También, en este caso, se muestra la diferencia que existe entre el modelo Típico, y el Atípico 1. Los valores de los esfuerzos cortantes se incrementan de un caso al otro, en un 46%.

A continuación se presentan los elementos mecánicos obtenidos para el modelo Típico, con la sobrecarga impuesta ($\alpha = 0.3$).

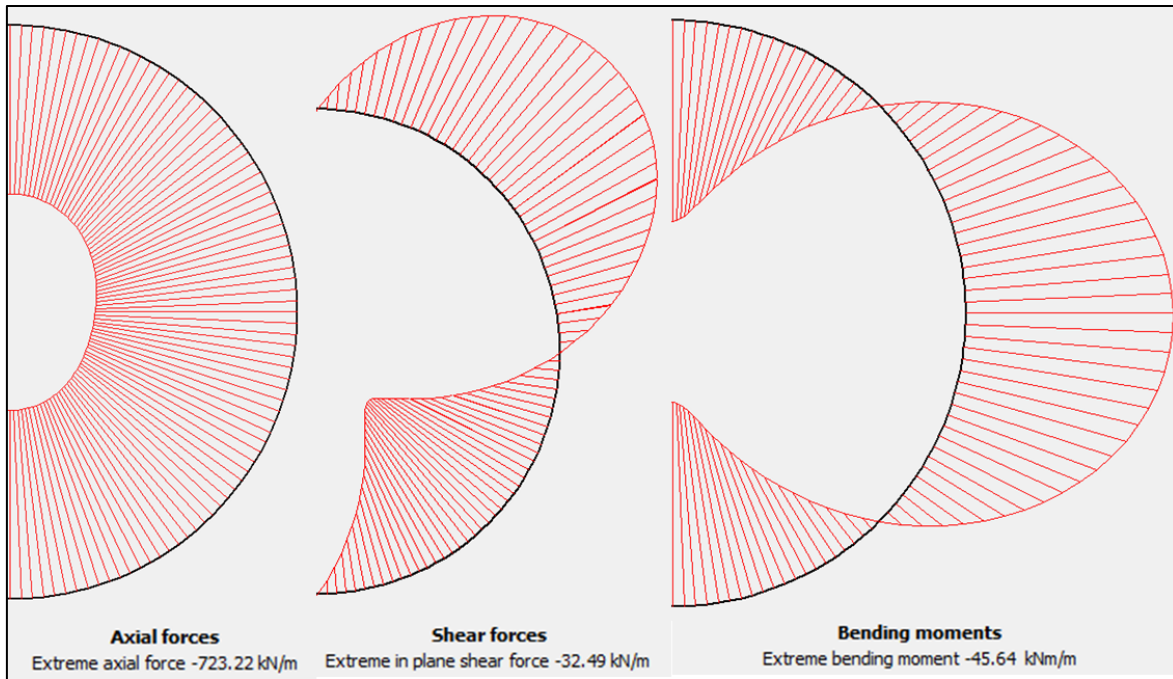


Fig. 3.39. Elementos mecánicos en el túnel. Modelo Típico con sobrecarga.

En cuanto a los elementos mecánicos, se presentan situaciones diferentes. Como el factor de reducción determinado para los modelos atípicos es mucho menor que el del tramo típico, es decir, que el revestimiento se deforma mucho más, los cortantes y momentos desarrollados por el revestimiento, son menores. El esfuerzo normal máximo desarrollado aumenta un 24%, mientras que el cortante y el momento máximos, decrecen un 85% y un 83% respectivamente.

Las comparaciones anteriores, entre el modelo de validación del tramo Típico, y los modelos Atípicos, muestran lo desfavorable que resulta la indentación del material del borde sobre el revestimiento primario del túnel.

6.5. CONCLUSIONES DEL ANÁLISIS.

Se presenta una descripción detallada de la metodología empleada para el análisis del revestimiento primario de un túnel de drenaje en la Ciudad de México. Dicha metodología cinemática, es propuesta para el análisis de situaciones atípicas dentro de los suelos en proceso de consolidación.

Se observó que por la descarga debida a la construcción del túnel y por la rigidez del revestimiento, se produce un efecto de movimiento ascensional del revestimiento, y un cambio en el estado de esfuerzos y desplazamientos alrededor del mismo.

Se determinaron los factores de reducción de la rigidez a la flexión “ α ”, que mejor simularon las deformaciones reales del revestimiento. En la validación se comprobó que para casos típicos de túneles en suelos en proceso de consolidación, el factor α comúnmente empleado de entre 0.2 y 0.3 es adecuado, pues el resultado fue justamente de 0.3. Con esto, se comprobó que los dos métodos de modelación de las condiciones cinemáticas son adecuados para la simulación del comportamiento de los túneles en situaciones atípicas. Se observó que este el comportamiento es lineal para un rango de α entre 0.2 y 1. Cuando el valor decrece, el comportamiento se vuelve crítico.

Quedó comprobada la fuerte influencia que tiene la indentación del material del bordo en las arcillas lacustres características del valle de México. Esta influencia se demostró en todos los aspectos, y es aún mayor, si se hace la suposición de una indentación aún más abajo del nivel de la clave.

Esta forma de modelar un proceso cinemático, que consta de asentamientos debidos al hundimiento regional, y a otros factores externos, pone en evidencia las desfavorables condiciones de carga desde el punto de vista estructural, ya que la clave sufre un importante incremento de carga, mientras que los hastiales van a sufrir un desconfinamiento progresivo, conforme se van abatiendo las presiones de poro en el suelo.

Si se emplean estos métodos para modelar proyectos con condiciones similares a las del túnel Río de la Compañía, es decir, que se tengan desviadores aplicados directamente sobre el revestimiento, en este caso por la indentación y sobrecarga de los bordos, además del hundimiento regional, se puede recomendar la utilización de un factor de reducción entre 0.01 y 0.04, para estimar las deformaciones del revestimiento primario en el corto y mediano plazo, antes de la construcción del secundario.

Observando los desplazamientos y los esfuerzos sobre el revestimiento, se hicieron las comparaciones entre ambos métodos de modelación, y se comprobó que el método de la sobrecarga es más adecuado para este caso. Aún con esto, si se piensa simular el comportamiento del túnel con estos métodos, convendría realizarlo con ambos y a la luz de los resultados, determinar cuál reproduce mejor la realidad.

La observación de los esfuerzos sobre el revestimiento fue de suma importancia. Con esta se comprobó nuevamente la influencia de la indentación del material del bordo y las difíciles condiciones que preponderaron en el tramo atípico del túnel. El entrar en este tramo, representó para el túnel un incremento del 180% aproximadamente y en los cortantes del 46%.

Derivado del estado de esfuerzos inducido en la masa de suelo, se producen plastificaciones, si éstas se concentran en una zona determinada, pueden generar una superficie de falla y con esta, inducir, también, una falla estructural.

En cuanto a los elementos mecánicos, se demostró que conforme más se deforma el revestimiento son menores los cortantes y los momentos desarrollados por el mismo. Este es un paso decisivo durante el dimensionamiento y diseño definitivo del túnel. En este, debe haber una estrecha relación entre estructurista y geotecnista para optimizar los procesos.

Para futuras aplicaciones, será conveniente validar los factores de reducción recomendados, mediante el procedimiento iterativo con algún modelo estructural (i.e. de doble anillo) que considere la rigidez al giro de las juntas entre anillos en función de la geometría de las juntas, de la fuerza que impongan los gatos de la tuneladora y de la rigidez del concreto. Con estas consideraciones, quedarán también validados los elementos mecánicos obtenidos.

CONCLUSIONES GENERALES

Con la necesidad de mayor desarrollo de las obras subterráneas, se ha hecho necesario también, el desarrollo de herramientas de modelación de las mismas. Se tienen casos críticos como el que se trató en esta tesis, donde los modelos anteriores a la construcción del túnel, no son satisfactorios, y no son capaces de prever situaciones indeseables como las que se presentaron. Esto, muchas veces, debido a la insuficiente exploración del subsuelo que a su vez, se debe a la urgencia de la construcción por presiones políticas, económicas y sociales. Para el caso crítico del túnel del Río de la Compañía, se ha desarrollado en esta tesis una alternativa de modelación en la que se establece un proceso cinemático que representa el hundimiento regional así como otros factores que influyen fuertemente en el estado de esfuerzos y deformaciones del suelo y de las estructuras en él. En el capítulo anterior, se estudió el caso, se determinó un valor adecuado para el parámetro α del revestimiento y se dieron recomendaciones sobre su empleo.

También en este trabajo, se demostró la fuerte influencia que tiene el hundimiento regional sobre las estructuras en el suelo, especialmente sobre los túneles. Se comprobó la insuficiencia del revestimiento de dovelas ante las acciones del proceso de consolidación, quedando evidenciada su función de soporte “temporal”, y más aún, la urgencia de que, en casos tan desfavorables como este, se construya el revestimiento definitivo lo antes posible.

Para proyectos de tal envergadura, se debe de contar con una caracterización del subsuelo completa y detallada. Es menester comprender los fenómenos que se presentan en el suelo antes de la construcción del túnel, para poder predecir el comportamiento de este y evitar situaciones lamentables. Dicha caracterización, que entre sus puntos principales debe contener: una determinación minuciosa de las presiones de poro en el suelo, propiedades índice y mecánicas del suelo, con pruebas de laboratorio adecuadas, influencia de factores externos como sobrecargas de edificios cercanos, fugas de sistemas de drenaje, etc. Debe brindar elementos explícitos al ingeniero para con ellos, realizar una modelación satisfactoria del problema, y por consiguiente, llevar el proyecto a buen término.

Queda este trabajo como antecedente de proyectos con situaciones extraordinarias. Su aplicabilidad para situaciones típicas se comprobó para el tramo típico en este problema, sin embargo, sería muy interesante realizar modelaciones con los métodos aquí propuestos, para otro tipo de proyectos que se desarrollen en suelos en proceso de consolidación. De ahí, se podrán ir estudiando problemas más complejos, entre los cuales, se destaca el comportamiento conjunto del revestimiento primario con el secundario a largo plazo, para diferentes hipótesis de abatimiento de las presiones de poro. Se sabe que en túneles en suelos en proceso de consolidación, suele haber un “despegamiento” entre el revestimiento primario y el definitivo, generalmente en los hastiales. Sería conveniente tener resultados de instrumentación en este respecto, y hacer los análisis correspondientes.

Se tiene planeada la construcción de una ampliación del túnel, para el tramo anterior del canal de la Compañía, que en años recientes ha presentado problemáticas similares a las expuestas en el capítulo 1. El método aquí expuesto, sirve de antecedente para la modelación del comportamiento del túnel. Con esto y lo comentado en el párrafo anterior, se podrán evitar situaciones como la del Túnel del Río de la Compañía, y en algunos casos, se podrá optimizar en lo económico y en su desempeño.

Se comprueba que el MEF es una herramienta poderosa para el análisis y diseño de túneles en estas difíciles condiciones, pues considera distintos modelos constitutivos de los materiales; es posible simular los procesos de consolidación y considera la interacción que se desarrolla entre los revestimientos y el suelo.

REFERENCIAS

- Alberro, J., & Hiriart, G. (1973). *Resistencia a largo plazo de las arcillas del Valle de México*. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 317.
- Auvinet, G. (2009). Land subsidence in Mexico City. *Geotechnical engineering in urban areas affected by land subsidence*, 3-11.
- Auvinet, G., & Rodríguez, J. (2010). Análisis, diseño, construcción y comportamiento de obras subterráneas en suelos. *XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica* (págs. 33-42). Acapulco, Gro.: SMIG.
- Brinkgreve, R. B. (1994). *Geomaterial models and numerical analysis of softening*. The Netherlands: Doctoral Dissertation, Delft University of Technology.
- Brinkgreve, R., & Broere, W. (2008). *PLAXIS 2D Manual*. The Netherlands: Delft University of Technology & PLAXIS b.v.
- BTS, & ICE. (2004). *Tunnel lining design guide*. Londres: Thomas Telford.
- Budhu, M. (2000). *Soil Mechanics & Foundations*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Carrahan, B., Luther, H. A., & Wilkes, J. O. (1969). *Applied Numerical Methods*. John Wiley & Sons, Inc. USA.
- Carrillo, N. (1947). Influencia de los pozos artesianos en el hundimiento de la Ciudad de México.
- Corba, A. (2010). Ground improvement of tunnels by means of fiberglass anchors. *Memorias de la RNMSelG Tomo I* (págs. 147-152). Acapulco, Guerrero: SMIG.
- de la Fuente, H. A. (2012). *Evaluación de la seguridad de los bordos de protección sometidos al fenómeno del Vaciado Rápido*. México D.F.
- Díaz Rodríguez, J. A., Lerouiel, S., & Alemán, J. d. (1992). *Yielding of Mexico City clay and other natural clays*. J. Geotech. Engng. ASCE 118, No. 7: 981 - 995.
- Duncan, J., & Wright, G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons, Inc.
- Galván Chávez, A. (2011). *Informe de Candidatura: Comportamiento Estructural de Túneles con Dovelas Prefabricadas en Suelo Blando*. México D.F.: Instituto de Ingeniería.

- GDF, G. d. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*. México D.F.
- Hoek, E., Carranza, C., Diederichs, M., & Corkum, B. (2008). Integration of geotechnical and structural design in tunneling. *56th Annual Geotechnical Engineering Conference*, (págs. 1-53). Minneapolis.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers. 355 - 358.
- Joubert, S. (2011). *Simulation numérique du comportement d'un revêtement de tunnel*. Clermont Ferrand.
- Karstunen, M., Wiltafsky, C., Krenn, H., Scharinger, F., & Schweiger, H. F. (2006). *Modelling the stress - strain behaviour of an embankment on soft clay with different constitutive models*. Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech. 30, No. 10: 953 - 982.
- Lombardi, G. (2010). *Túnel Emisor Oriente: Nota sobre el cálculo de los revestimientos*.
- López-Acosta, N., Auvinet, G., & Rodríguez, J. (2009). Effects of regional subsidence on subway structures. *Geotechnical engineering in urban areas affected by land subsidence*, 65-74.
- Marsal, R. J., & Mazari, M. (1969). *El subsuelo de la Ciudad de México*. México D.F.: UNAM.
- Mayne, P., & Kulhawy, F. (1982). *K₀ - OCR relationships in soil*. J. Geotech. Engng. ASCE 108, No. GT6: 851 - 872.
- Menache, A. (2010). *Diseño geotécnico - estructural de dovelas para túneles en suelos blandos*. México D.F.
- Meza, B., & Auvinet, G. (2010). Instrumentación de túneles en suelos blandos. *Primer Coloquio de Jóvenes Geotecnistas* (págs. 33-41). México D.F.: SMIG.
- Ovando, E., Romo, M. P., Contreras, N., & Giralt, A. (2004). Effects on soil properties of future settlements in downtown Mexico City due to groundwater extraction. *Foundation Engineering in difficult Soft Soil conditions*, 87 - 105.
- Peck, R. B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*.

- Rodríguez Rebolledo, J. F., Auvinet, G., Aguilar, M., & Pereyra, A. (2012). *Análisis y diseño del revestimiento definitivo de túneles en suelos blandos*. México: 2o Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca.
- Rodríguez, J. (2010). *Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México*. México D.F.
- Rodríguez, J. F. (2001). *Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos*. México D.F. Ciudad Universitaria: Tesis de Maestría.
- SIG, I.-U. (2008). *Sistema de Información Geográfica*. Laboratorio de Geoinformática. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- SMMS. (2001). *Manual de Cimentaciones Profundas*. México: SMMS.
- SMMS. (2002). *Manual de Construcción Geotécnica. Vol I*. México D.F.: SMMS.
- SMMS. (2002). *Manual de Construcción Geotécnica. Vol. II*. México D.F.: SMMS.
- Tamez, E., Rangel, J. L., & Holguín, E. (1997). *Diseño Geotécnico de Túneles*. México D.F.: TGC Geotecnia.
- Terzaghi, K. (1956). *Theoretical soil mechanics*. USA: John Wiley & Sons Inc.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Villa, R. (2004). *Aplicación del principio de proporcionalidad natural para describir el comportamiento esfuerzo - deformación de la arcilla del Valle de México sometida a ensayos de compresión triaxial drenados y no drenados, en estado preconsolidado*. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Zaldivar, S. F., Auvinet, G., & Rodríguez, J. F. (2012). *Esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel considerando el "efecto burbuja"*. 2o Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca. México D.F.
- Zdravkovic, L., Potes, D. M., & Hight, D. W. (2002). *The effect of strenght anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground*. Géotechnique, No. 52: 447 - 457.
- Zienkiewicz, O., & Pande, G. (1977). *Finite element in geomechanics, Ch. 5, Some useful forms of isotropic yield surfaces for soil and rock mechanics*. Chichester 171 - 190: Wiley.
- Zienkiewicz, O., & Taylor, R. (1985). *El método de los elementos finitos, Mecánica de sólidos y fluidos, dinámica y no linealidad*. Mc. Graw Hill, 4ta. Edición, 2.

ANEXO 1

MODELOS CONSTITUTIVOS DE SUELOS BLANDOS

A1.1. Elasto-plasticidad

El comportamiento plástico de los sólidos se caracteriza por la relación no única entre esfuerzos y deformaciones, al contrario del caso de la elasticidad lineal o no-lineal. Una característica de definición de plasticidad podría ser la existencia de deformaciones remanentes una vez que cesan de actuar sobre el cuerpo las fuerzas externas (Zienkiewicz & Taylor, 1985).

Si se considera el comportamiento unidimensional de un material, como el que se muestra en la Figura A1.1, se puede observar que si uno conoce únicamente el proceso de carga, resulta imposible saber si el material se comporta de manera elástica o plástica, aún conociendo las relaciones no-lineales. Al descargarlo se aprecia inmediatamente la diferencia entre el material elástico, que sigue la misma curva, y el plástico, que tiene una curva distinta, dependiendo de la historia de carga.

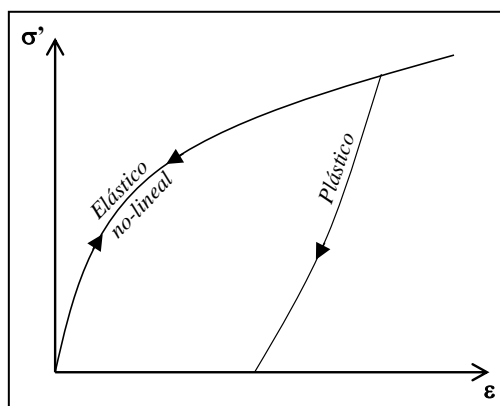


Fig. A1.1. Comportamiento elástico no-lineal y plástico. (Rodríguez J. , 2010)

Muchos materiales presentan un comportamiento plástico perfecto y tienen un esfuerzo límite o de fluencia, para el cual las deformaciones están indeterminadas. Ver Figura A1.2. Para todo esfuerzo debajo del límite se supone una relación elástica lineal. Un refinamiento adicional de este modelo es el material plástico con endurecimiento o ablandamiento, en el que el esfuerzo de fluencia depende del parámetro de endurecimiento. Ver Figura A1.3.

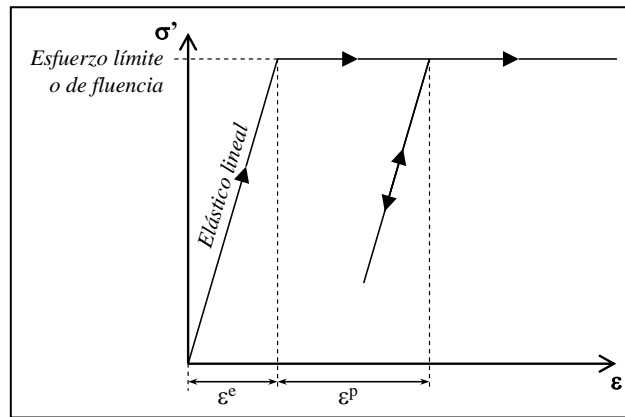


Fig. A1.2. Comportamiento elástico lineal y plástico perfecto. (Rodríguez J. , 2010)

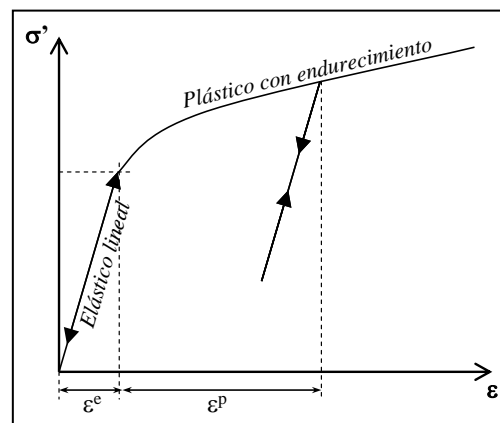


Fig. A1.3. Comportamiento elástico lineal y plástico con endurecimiento. (Rodríguez J. , 2010)

De acuerdo con lo anterior, la deformación total puede descomponerse en una parte elástica más otra plástica:

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (A1.1)$$

, donde:

ϵ^e = deformación elástica

ϵ^p = deformación plástica

Para relacionar los esfuerzos efectivos elásticos con las deformaciones elásticas, se utiliza la ley de Hooke:

$$\{\sigma'\} = [C^e] \{\epsilon\} \quad (A1.2)$$

, donde:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon^e_{xx} \\ \varepsilon^e_{yy} \\ \varepsilon^e_{zz} \\ \varepsilon^e_{xy} \\ \varepsilon^e_{yz} \\ \varepsilon^e_{zx} \end{bmatrix} \quad (A1.3)$$

Von Mises (1928) propuso que el comportamiento básico que define los incrementos de deformación plástica está relacionado con la superficie de fluencia. Dicha superficie establece la frontera entre el comportamiento puramente elástico, en donde sólo existen deformaciones reversibles, y el comportamiento plástico donde éstas son irreversibles. La ecuación de dicha superficie se escribe como:

$$f(\sigma) = 0 \quad (A1.4)$$

Las condiciones para la función de fluencia son las que se indican en la Tabla A1.1. De acuerdo con lo anterior, se puede decir entonces que:

$$f(\sigma) \leq 0 \quad (A1.5)$$

Tabla A1.1 Condiciones para la función de fluencia. (Rodríguez J. , 2010)

Condición	Comportamiento
si $f(\sigma) < 0$	Puramente elástico
si $f(\sigma) = 0$ y $df(\sigma) < 0$	Descarga desde un estado plástico (comportamiento elástico)
si $f(\sigma) = 0$ y $df(\sigma) = 0$	Plástico
si $f(\sigma) > 0$	Estado de esfuerzos inaceptable

Esta condición trae como consecuencia que la superficie de falla pueda ser considerada como la superficie de fluencia, como generalmente ocurre. Además, si se requiere considerar el fenómeno de endurecimiento plástico, entonces dicha superficie debe cambiar de tamaño y/o de posición, denominado endurecimiento isótropo y/o cinemático, respectivamente.

Es necesario establecer la relación entre el estado de esfuerzos y la deformación plástica, para lo cual se utiliza el concepto de flujo plástico. Es posible definir un potencial plástico g en cualquier punto de la superficie de fluencia, de tal manera que la dirección del incremento del flujo plástico está dada por la dirección del gradiente máximo del potencial plástico en el punto donde el estado de esfuerzos hace contacto con él. Esto quiere decir que la dirección del incremento de la deformación plástica será la perpendicular del potencial plástico en el punto del estado de esfuerzos, es decir:

$$d\varepsilon^p = \xi \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (A1.6)$$

Sin embargo, dada la dificultad de establecer el valor de la función g , es común asimilarla con la ecuación de la superficie de fluencia ya que esta condición asegura la unicidad y la estabilidad de la respuesta del modelo. En tal caso se dice que la regla de flujo está asociada a la superficie de fluencia ($g = f$) y, por tanto, los incrementos diferenciales de las deformaciones son proporcionales a las normales hacia fuera de la función de fluencia, Fig. A1.4. Esta regla también puede expresarse diciendo que el incremento de deformaciones plásticas $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ es proporcional al gradiente de la función de fluencia:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \xi \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (A1.7)$$

, donde:

$$\begin{aligned} \xi &= \text{factor de proporcionalidad} \\ \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} &= \text{dirección de las deformaciones} \end{aligned}$$

Se dice entonces que el material se encuentra en carga cuando la dirección del incremento de esfuerzos apunta hacia fuera de la superficie de fluencia. Si apunta hacia dentro, se dice que el material se encuentra en descarga. También se considera que entre ambos estados existe una condición intermedia denominada descarga neutra, que establece la condición de continuidad entre la carga y la descarga.

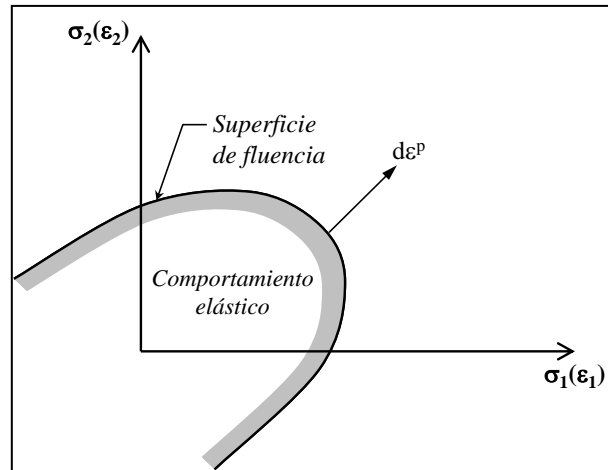


Fig. A1.4. Superficie de fluencia asociada para la teoría de la plasticidad. (Rodríguez J. , 2010)

La función de fluencia de Tresca (Fig.A1.5) establece que la plasticidad ocurre cuando el esfuerzo cortante máximo es igual a la resistencia al corte τ , es decir:

$$f(\boldsymbol{\sigma}) = \left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2} \right)^2 + \sigma_{xy}^2 - \tau^2 = 0 \quad (A1.8)$$

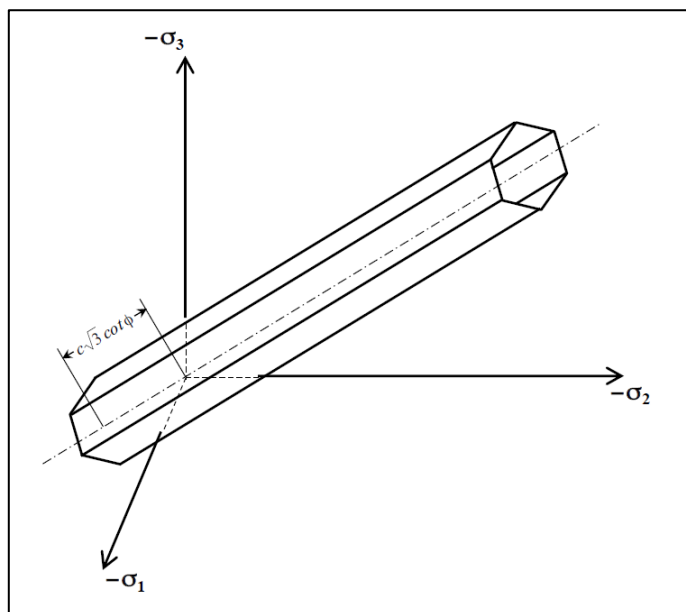


Fig. A1.5. Superficie de fluencia de Tresca. (Rodríguez J. , 2010)

A1.2. Modelo Mohr-Coulomb (MC)

A1.2.1. Bases teóricas del MC

El modelo Mohr-Coulomb es elástico con plasticidad perfecta, como el que se describe en la Figura A1.2. La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke, ec. A1.2, y las deformaciones totales se estiman de la sumatoria de las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas, ec. A1.1.

La ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb se expresa, como: Ver Figura A1.6:

$$\tau_{\alpha} \leq c' - \sigma_{\alpha} \tan \phi' \quad (A1.9)$$

, o bien:

$$\tau^* \leq c' \cos \phi' - s^* \sin \phi' \quad (A1.10)$$

, donde:

$$\tau^* = \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + \sigma'^2_{xy}} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \quad (A1.11)$$

, y

$$s^* = \frac{1}{2}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) = \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \quad (A1.12)$$

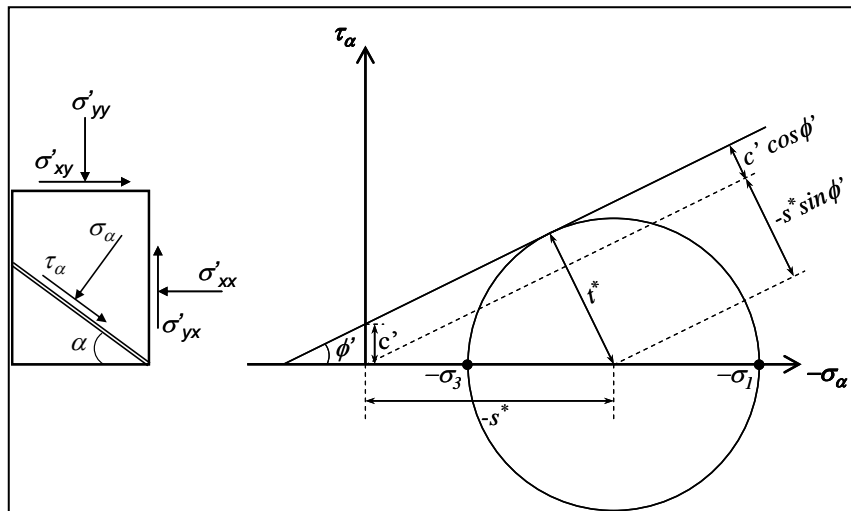


Fig. A1.6. Ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb. (Rodríguez J. , 2010)

, sustituyendo las ecs. A1.11 y A1.12 en A1.10, se tiene:

$$\frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \leq c' \cos \phi' - \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi' \quad (A1.13)$$

, por tanto, el criterio de fluencia para el modelo MC consta de seis funciones, que en términos de los esfuerzos principales se escriben, como:

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_2 &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_3 &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_4 &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_5 &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \\ f_6 &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi' - c' \cos \phi' \leq 0 \end{aligned} \quad (A1.14)$$

Graficando estas funciones en el espacio de esfuerzos principales se obtiene una pirámide hexagonal, como la que se muestra en la Figura A1.7.

La existencia de esquinas en las superficies de fluencia ocasiona que los gradientes no tengan una definición única (falta de unicidad de la solución), es decir, que se obtenga una solución físicamente imposible a pesar de tener convergencia numérica. Este problema puede evitarse modificando la forma de la superficie de fluencia para eliminar las esquinas. Una forma sencilla de la superficie de MC (o Tresca), se consigue escribiendo (Zienkiewicz & Pande, 1977):

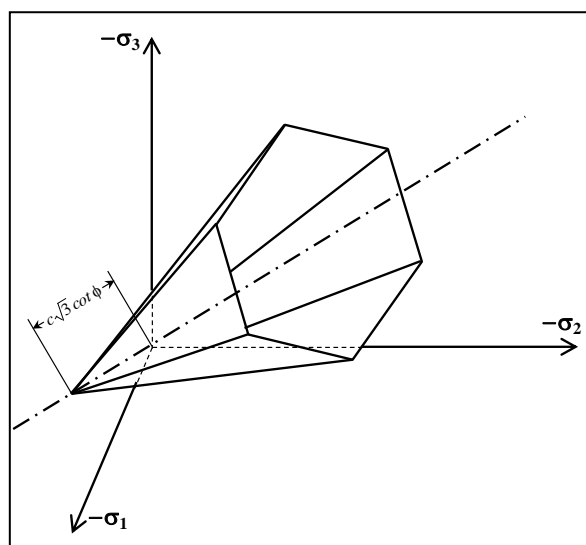


Fig. A1.7. Superficie de fluencia de Mohr-Coulomb. (Rodríguez J. , 2010)

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_2 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_3 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_4 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_5 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0 \\
 f_6 &= \frac{1}{2g(\theta)}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\phi' - c'\cos\phi' \leq 0
 \end{aligned}
 \tag{A1.15}$$

$$g(\theta) = \frac{2\left(\frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi}\right)}{\left(1 + \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi}\right) - \left(1 - \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi}\right)\sin 3\theta}
 \tag{A1.16}$$

La Figura A1.8 muestra como las esquinas de la superficie de MC se transforman en redondeadas.

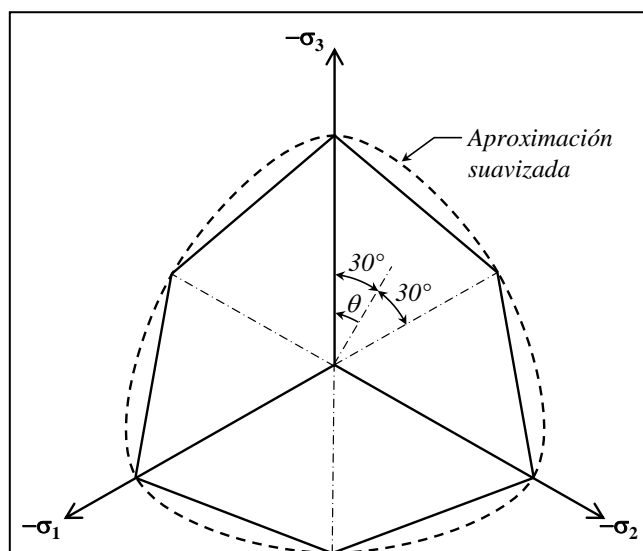


Fig.A1.8. Sección de la superficie de fluencia de MC en el espacio de esfuerzos principales con $\phi = 20^\circ$, aproximación suavizada (Rodríguez J. , 2010)

A1.2.2 Parámetros que intervienen en el MC

Para simular el comportamiento de las arcillas tanto a corto como a largo plazo empleando el modelo MC, es indispensable distinguir entre los denominados parámetros drenados y los no drenados. La dificultad radica en la selección del módulo de elasticidad representativo del comportamiento a largo plazo (drenado), ya que este puede variar considerablemente dependiendo del estado de esfuerzos inicial y del incremento de esfuerzos que se desarrolle.

a) Parámetros drenados

Los parámetros que influyen en un análisis de este tipo son E' , ν' , c y ϕ' . Una forma de obtener E' es a través del módulo odométrico E_{odo} . De acuerdo con la teoría de la elasticidad este puede calcularse, como:

$$E' = E_{odo} \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{(1 - \nu')} \quad (A1.17)$$

El E_{odo} puede obtenerse a partir de pruebas de consolidación unidimensional, de dos formas:

1) Módulo secante, Figura A1.9.:

$$E_{odo} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon_z} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta e} (1 + e_0) \quad (A1.18)$$

, donde:

$$\Delta e = C_r \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad \text{para } \sigma'_0 < \sigma' \leq \sigma_p$$

$$\Delta e = C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0} \quad \text{para } \sigma_p = \sigma'_0 < \sigma' \quad (A1.19)$$

$$\Delta e = C_r \log \frac{\sigma_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'}{\sigma_p} \quad \text{para } \sigma'_0 < \sigma_p < \sigma'$$

C_r = índice de recompresión en el plano $\log \sigma' - e$

C_c = índice de compresión en el plano $\log \sigma' - e$

σ'_0 = esfuerzo efectivo inicial

σ'_p = esfuerzo efectivo de preconsolidación

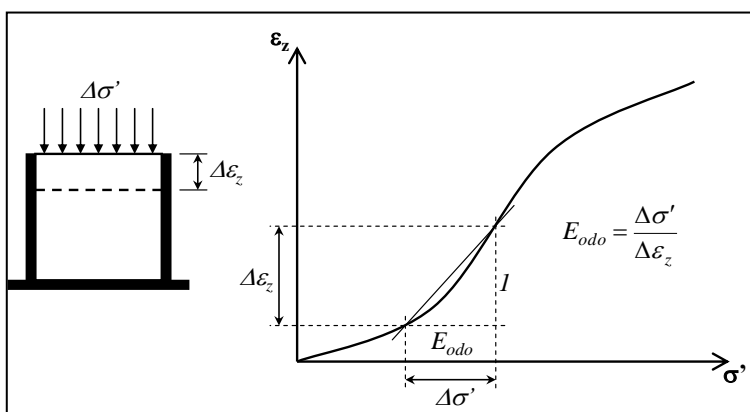


Fig.A1.9. Módulo odométrico secante. (Rodríguez J. , 2010)

2) Módulo tangente, Figura A1.10:

$$E_{odo} = E_{odo}^{ref} \left(\frac{\sigma'}{p^{ref}} \right)^m \quad (A1.20)$$

, donde:

m = 1 para arcillas y 0.5 para arenas

p^{ref} = esfuerzo de referencia

$$E_{odo}^{ref} = \text{módulo de referencia} = \frac{2.3(1+e_0)p^{ref}}{C_c}$$

, es decir que, para $p^{ref} = 100 \text{ kPa}$, el E_{odo} para condiciones de carga, es:

$$E_{odo} = \frac{2.3(1+e_0)}{C_c} \sigma' \quad (A1.21)$$

, y para la descarga y recarga:

$$E_{odo} = \frac{2.3(1+e_0)}{C_r} \sigma' \quad (A1.22)$$

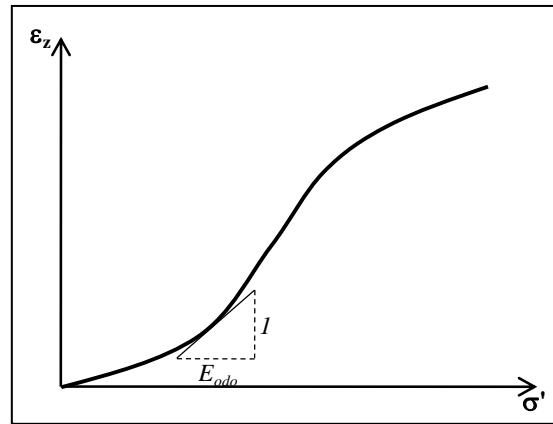


Fig.A1.10. Módulo odométrico tangente. (Rodríguez J. , 2010)

Ahora bien, si en la expresión A1.17 se considera que 0.33 es un valor razonable para ν' , entonces:

$$E' = \frac{2}{3} E_{odo} \quad (A1.23)$$

Valores típicos de E' para las arcillas lacustres de la Ciudad de México van de 200 hasta 1,000kPa. (Rodríguez J. , 2010)

Los parámetros de resistencia c y ϕ' pueden determinarse a partir de pruebas triaxiales consolidadas-drenadas (Tipo CD) o consolidadas-no drenadas con medición de presión de poro (Tipo CU).

b) Parámetros no-drenados

El módulo no drenado E_u puede obtenerse de pruebas triaxiales no-consolidadas no-drenadas (Tipo UU), sin embargo, de acuerdo con la teoría de la elasticidad este se define, como:

$$E_u = \frac{(1+\nu_u)}{(1+\nu')} E' \quad (A1.24)$$

Para un valor típico de la relación de Poisson no-drenada ν_u de 0.5, E_u tiene un valor de:

$$E_u = 1.13E' \quad (A1.25)$$

En la práctica, se observa comúnmente que E_u es en realidad mucho mayor respecto a E' debido a efectos viscosos en la estructura del suelo.

Así, para las arcillas del valle de México, un valor típico de E_u es del orden de 5,000kPa, es decir unas cinco a veinticinco veces el valor de E' . (Rodríguez J. , 2010)

A1.3. Teoría del estado crítico

El estado crítico, se define como un estado asintótico, en el cual el esfuerzo cortante en el suelo crece indefinidamente mientras que los esfuerzos efectivos y la densidad del material se mantienen constantes. Este estado se describe con las ecuaciones siguientes:

$$q = Mp' \quad (A1.26)$$

y

$$\Gamma = \nu + \lambda \ln \left(\frac{p'}{p'_0} \right) \quad (A1.27)$$

, donde:

- p' = esfuerzo efectivo isotrópico
- q = esfuerzo desviador
- Γ = valor de referencia de la línea del estado crítico
- ν = volumen específico = $1 + e$
- p'_0 = esfuerzo efectivo isotrópico de referencia, comúnmente se utiliza $p'_0 = 1$

La curva del estado crítico se define en el espacio (ν, p', q) como se muestra en las Figuras A1.11 y A1.12. En términos de los esfuerzos principales efectivos, los esfuerzos isotrópico y desviador se escriben, como:

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3} \quad (A1.28)$$

y

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2]} \quad (A1.29)$$

, por tanto, para la condición de un ensayo de compresión triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$) pueden escribirse, como:

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3} \quad (A1.30)$$

y

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (A1.31)$$

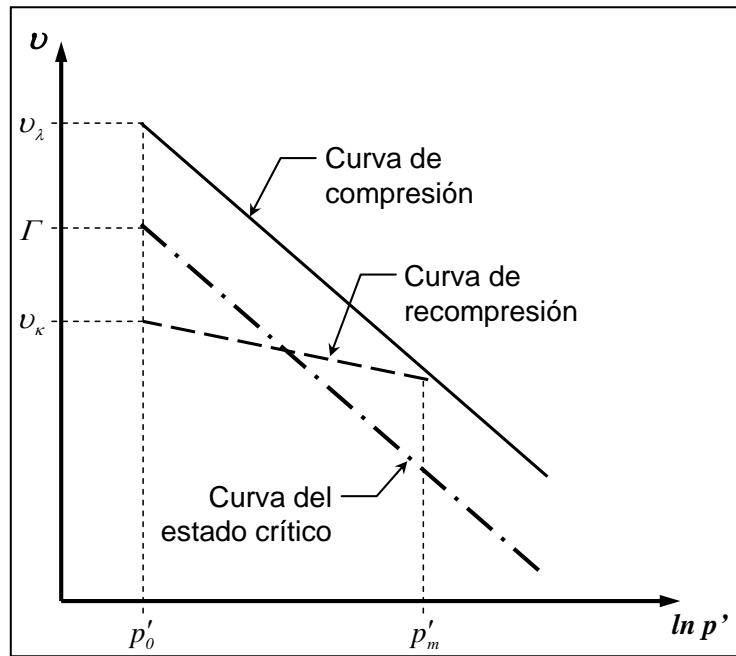


Fig.A1.11. Proyección de la curva del estado crítico en el plano $(v, \ln p')$. (Rodríguez J. , 2010)

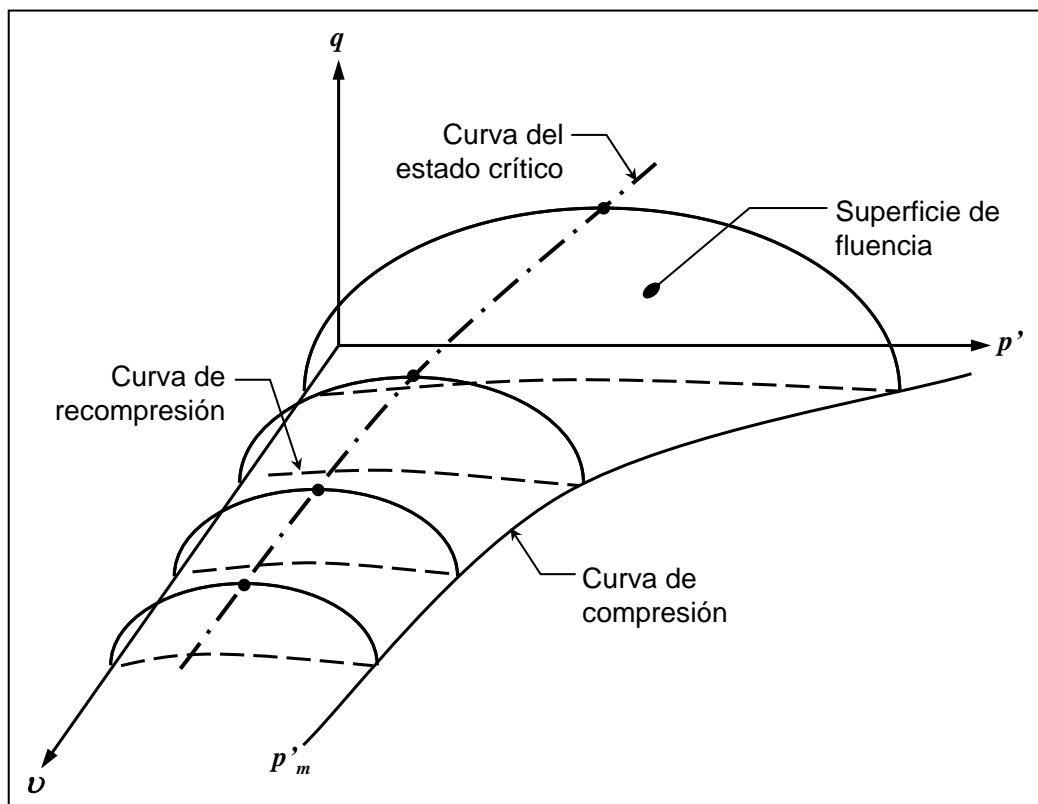


Fig.A1.12. Superficie de fluencia y curva del estado crítico en el espacio (v, p', q) . (Rodríguez J. , 2010)

A1.4. Modelo Cam Clay Modificado (CCM)

A1.4.1 Bases teóricas del CCM

a) Comportamiento elástico

En el modelo CCM, el comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los parámetros K' y G' , módulo de rigidez volumétrica y al cortante, respectivamente.

El cambio de volumen elástico se calcula utilizando el valor medio del índice de recompresión κ , obtenido de pruebas de consolidación, Figura A1.13, como:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln p' \quad (A1.32)$$

, donde:

v_{κ} = valor de referencia de la línea de recompresión

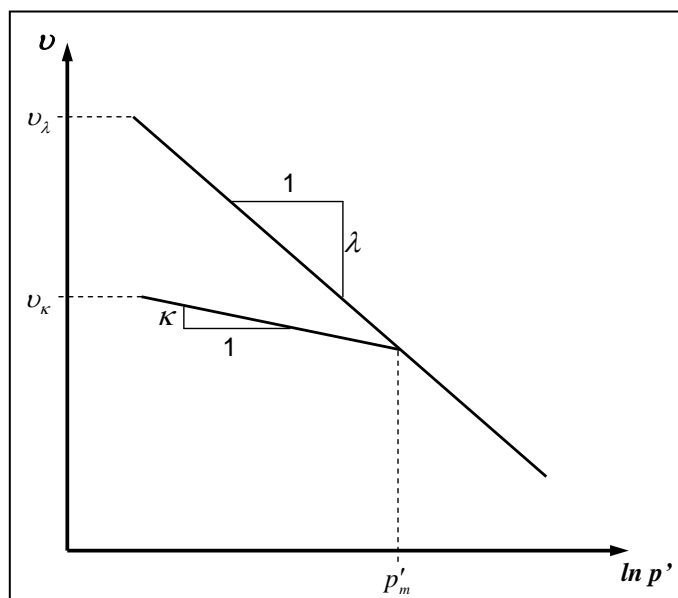


Fig.A1.13. Relación entre el esfuerzo efectivo isotrópico y el volumen específico para el modelo CCM. (Rodríguez J. , 2010)

Es posible expresarlo como una relación incremental:

$$d\varepsilon_p^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa dp'}{v p'} \quad (A1.33)$$

, donde:

ε_p^e = deformación elástica volumétrica (isotrópica)

Esto quiere decir que K' no es constante ya que depende del nivel de esfuerzos:

$$K' = \frac{dp'}{d\varepsilon_p^e} = \frac{\nu p'}{\kappa} \quad (A1.34)$$

Por otro lado, el incremento de las deformaciones elásticas desviadoras se calcula, como:

$$d\varepsilon_q^e = \frac{dq}{3G'} \quad (A1.35)$$

, donde:

$$G' = K' \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \quad (A1.36)$$

b) Superficie de fluencia y regla de flujo

En un plano de esfuerzos triaxial (p', q) , la superficie de fluencia tiene una forma elíptica que pasa por el origen, Figura A1.14. La forma está definida por la constante M y el tamaño por el esfuerzo isotrópico p'_m , que representa al parámetro de endurecimiento para el modelo CCM.

La ecuación de la elipse puede escribirse, como:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, p'_m) = q^2 - M^2(p'_m - p')p' = 0 \quad (A1.37)$$

Ó:

$$\frac{p'}{p'_m} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (A1.38)$$

, donde:

$$\eta = q/p'$$

El cambio en el tamaño de la superficie de fluencia, para un incremento de esfuerzos (dp', dq) , puede escribirse, como:

$$dp'_m = (2p' - p'_m) \frac{dp'}{p'} + \frac{2q}{M^2} \frac{dq}{p'} \quad (A1.39)$$

Ó

$$dp'_m = \left(\frac{dp'}{p'} + \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} d\eta \right) p'_m \quad (A1.40)$$

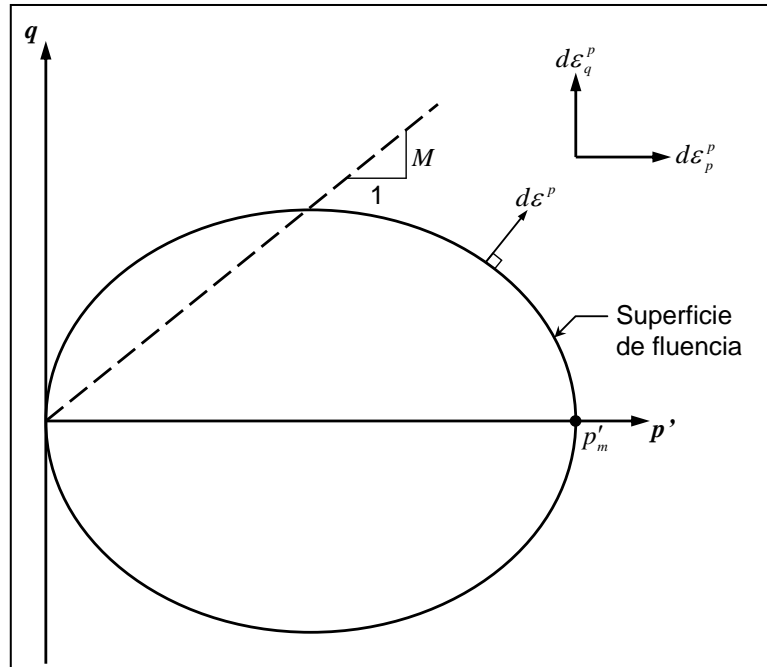


Fig.A1.14. Superficie de fluencia para el modelo CCM. (Rodríguez J. , 2010)

Conforme cambia el tamaño de la superficie de fluencia, la forma se mantiene igual. A lo largo de una línea con una relación de η constante, el ángulo de intersección con cualquier superficie de fluencia siempre será el mismo.

En el modelo CCM la regla de fluencia es asociada, por tanto, el vector de incrementos de las deformaciones plásticas ($d\varepsilon^p$) es normal a la superficie de fluencia, como se ilustra en la Figura A1.14. De aquí que, la función de potencial plástico tiene la misma forma que la superficie de fluencia:

$$g(\sigma) = q^2 - M^2(p'_m - p')p' = 0 \quad (A1.41)$$

Los incrementos de las deformaciones plásticas volumétricas y desviadoras se define, como:

$$d\varepsilon_p^p = \xi \frac{dg}{dp'} = \xi(2p' - p'_m) \quad (A1.42)$$

y

$$d\varepsilon_q^p = \xi \frac{dg}{dq} = \xi \frac{2q}{M^2} \quad (A1.43)$$

, respectivamente. De A1.42 y A1.43, la relación de deformaciones plásticas puede escribirse, como:

$$\frac{d\varepsilon_p^p}{d\varepsilon_q^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (A1.44)$$

El mecanismo de deformación plástica depende únicamente de la relación de esfuerzos a la cual ocurre la fluencia, y cambia constantemente conforme lo hace dicha relación. Algunos casos prácticos son:

- Cuando $\eta = 0$, $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p = \infty$, significa que se presenta compresión sin el desarrollo de distorsión. Este caso representa una prueba de consolidación isotrópica sin la aplicación de esfuerzo desviador.
- Cuando $\eta = M$, $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p = 0$, significa que se desarrolla únicamente distorsión. Este caso representa la condición de estado crítico.
- Cuando $\eta < M$, $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p > 0$, significa que se desarrolla tanto distorsión como compresión.
- Cuando $\eta > M$, $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p < 0$, significa que se desarrolla tanto distorsión como expansión.

c) *Ley de endurecimiento*

CCM es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas, es decir:

$$\frac{\partial p'_m}{\partial \varepsilon_p^p} = \frac{\nu p'_m}{\lambda - \kappa} ; \quad \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_q^p} = 0 \quad (A1.45)$$

Por tanto, el incremento de las deformaciones plásticas en un estado de esfuerzos al borde de la superficie de fluencia ($p' = p'_m$) se define, como:

$$d\varepsilon_p^p = \frac{\lambda - \kappa}{\nu} \frac{dp'}{p'} \quad (A1.46)$$

, donde:

$$\lambda = \text{índice de compresión en el plano } \ln p' - \nu, \text{ Figura A1.13}$$

Por tanto, el incremento total de la deformación volumétrica se define, como:

$$d\varepsilon_p = d\varepsilon_p^e + d\varepsilon_p^p = \frac{\kappa}{\nu} \frac{dp'}{p'} + \frac{\lambda - \kappa}{\nu} \frac{dp'}{p'} = \frac{\lambda}{\nu} \frac{dp'}{p'} \quad (A1.47)$$

Por definición, también puede escribirse, como:

$$d\varepsilon_p = \frac{d\nu}{\nu} \quad (A1.48)$$

La ec. A1.48 puede integrarse para obtener la relación entre el volumen específico y el esfuerzo isotrópico medio:

$$v = v_\lambda - \lambda \ln p' \quad (A1.49)$$

, donde:

v_λ = valor de referencia de la línea de compresión, Figura A1.13.

A1.4.2 Parámetros que intervienen en el CCM

a) Parámetros iniciales

El tamaño inicial de la superficie de fluencia está en función de p'_{m0} y puede calcularse como:

$$p'_{m0} = \frac{q_0^2}{M^2 p'_0} + p'_0 \quad (A1.50)$$

, donde q_0 y p'_0 , son los esfuerzos desviadores e isotrópicos para la condición inicial, respectivamente, que se definen en función de los esfuerzos principales, como:

$$\begin{Bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_2 \\ \sigma'_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma'_{yy0} + POP \\ (\sigma'_{yy0} + POP)K_0^{NC} \\ (\sigma'_{yy0} + POP)K_0^{NC} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma'_{yy0} OCR \\ (\sigma'_{yy0} OCR)K_0^{NC} \\ (\sigma'_{yy0} OCR)K_0^{NC} \end{Bmatrix} \quad (A1.51)$$

, donde:

σ'_{yy0} = esfuerzo vertical efectivo inicial

OCR = relación de preconsolidación = $\sigma'_p / \sigma'_{yy0}$, si $OCR = 1$, el suelo se considera normalmente-consolidado y si $OCR > 1$, como preconsolidado.

POP = esfuerzo de sobre-consolidación = $\sigma'_p - \sigma'_{yy0}$

K_0^{NC} = coeficiente lateral de presión de tierras en reposo, normalmente-consolidado

En la Figura A1.15 se presenta un ejemplo ilustrativo de la variación con la profundidad de la carga de preconsolidación para un medio estratificado, obtenida a partir del POP y del OCR . En la Figura A1.15.b, puede observarse que para el primer estrato existe una condición inicial no deseada. Esto se debe a que superficialmente σ'_{yy0} y σ'_p tienden a cero y cualquier incremento del esfuerzo efectivo generará deformaciones plásticas excesivas.

Como se muestra en la Figura A1.15.a, si se utiliza el valor de POP se evita dicha condición no deseada. (Rodríguez J. , 2010)

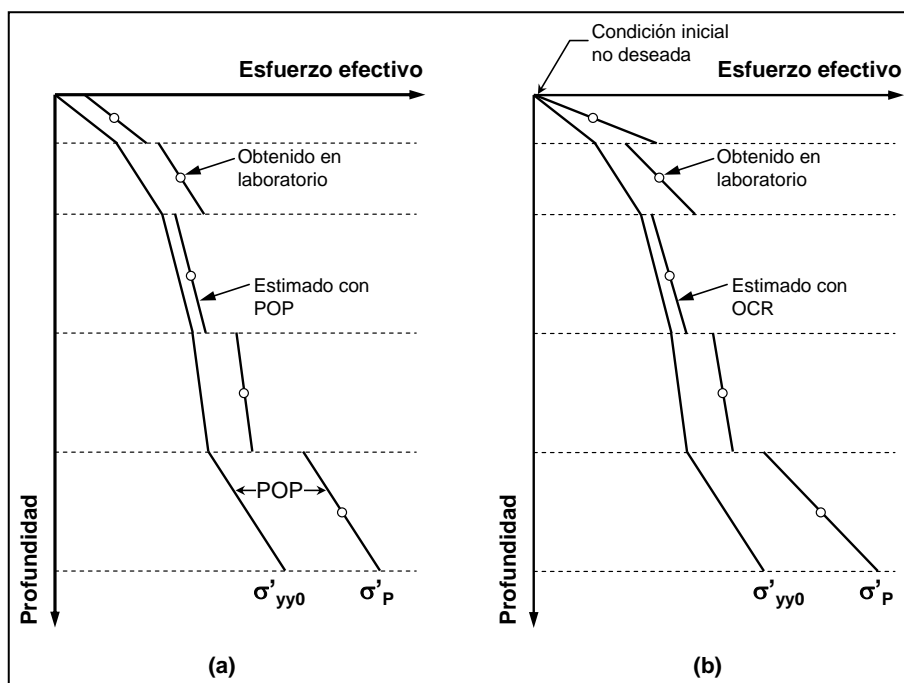


Fig.A1.15. Relación del esfuerzo de preconsolidación (σ'_p) con el esfuerzo vertical efectivo inicial (σ'_{yy0}) utilizando POP (a) y OCR (b). (Rodríguez J. , 2010)

Por otro lado, es importante distinguir entre el valor de K_0^{NC} y K_0 . K_0^{NC} , se utiliza para obtener la forma de la superficie de fluencia y puede calcularse con la ecuación de (Jaky, 1944), como:

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen}\phi' \quad (A1.52)$$

, y K_0 se utiliza para la determinación de los estados iniciales de esfuerzos, para suelos ligeramente preconsolidados, puede estimarse, como (Mayne & Kulhawy, 1982):

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \text{OCR}^{\text{sen}\phi} \quad (A1.53)$$

En la gráfica de la Figura A1.16 se presentan algunos resultados experimentales de distintos suelos cohesivos, incluyendo las arcillas de la Ciudad de México, que permiten observar la relación entre el coeficiente K_0^{NC} y ϕ' .

b) Índices λ y κ

En las Tablas A1.2 y A1.3, se presentan algunos valores de λ y κ obtenidos de pruebas de consolidación triaxial, realizadas en arcillas de la Ciudad de México, para distintos valores de K y OCR , respectivamente. Puede observarse que para valores de K entre 0.4 y 1, se reportan valores de λ entre 3 y 4. Mientras que, para arcillas con un grado de preconsolidación importante $OCR > 2$, se reporta un valor medio de λ de 2.2 y κ varía de 0.34 a 0.47.

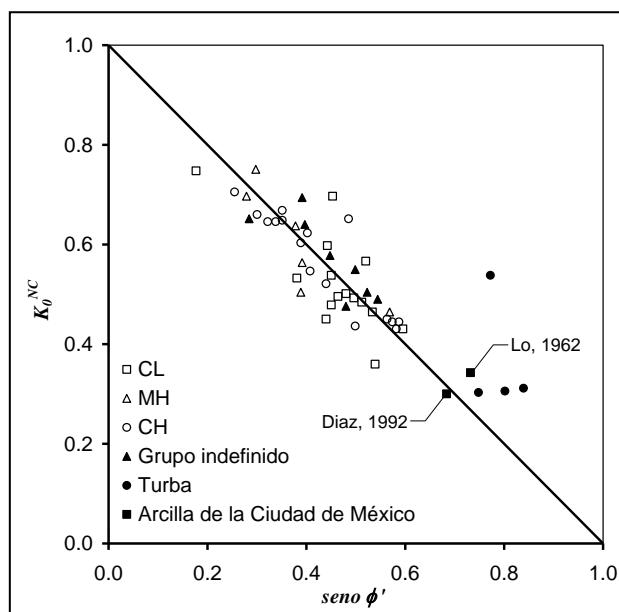


Fig.A1.16. Relación entre el coeficiente K_0^{NC} y ϕ'
(Después de (Mayne & Kulhawy, 1982) y (Díaz, et al., 1992))

Tabla A1.2. Valores de λ y para distintos valores del coeficiente K . (Díaz, et al., 1992)

Prueba	w %	$K = \sigma'_3 / \sigma'_1$	$\eta = q / p'$	λ
TL1	448	1	0	3.0
TL2	453	1	0	3.2
TL4	439	0.63	0.50	3.8
TL5	472	0.50	0.75	4.1
TL6	465	0.40	1.00	4.1
K_0	442	---	---	3.9

Nota: λ se determinó a partir de los valores reportados, como: $\lambda' / \ln 10$, donde: $\lambda' = \Delta e / \Delta \log p'$

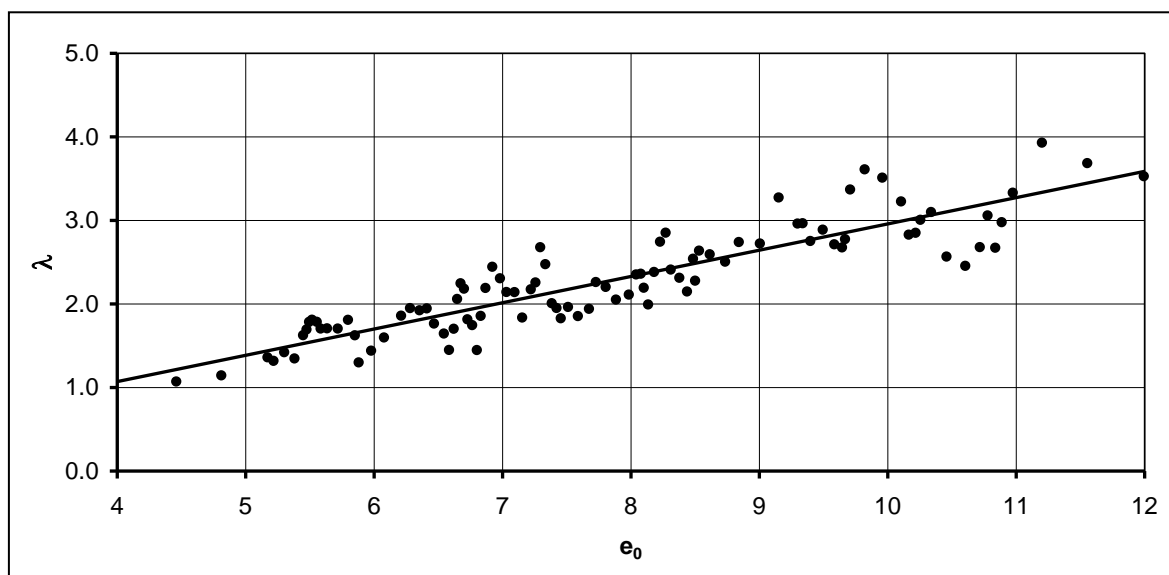
Los valores de estos índices pueden obtenerse, de manera aproximada, con los valores de C_r y C_c obtenidos de pruebas de consolidación unidimensional, como:

$$\kappa = \frac{C_r}{\ln 10} \quad \text{y} \quad \lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (A1.54)$$

En las gráficas de las Figuras A1.17 y A1.18 se presentan valores de λ y κ obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional, para distintos valores de la relación de vacíos inicial e_0 . Los valores se obtuvieron de diversos estudios de mecánica de suelos efectuados en las arcillas de la Zona del Lago de la Ciudad de México (SIG, 2008). Puede observarse que los valores de dichos índices se incrementan conforme lo hace e_0 , obteniendo valores medios de λ y κ de 1 a 3.5 y de 0.05 a 0.20 para valores de e_0 de 4 a 12, respectivamente.

Tabla A1.3. Valores de λ y κ obtenidos para distintos valores de OCR . (Villa, 2004)

Prueba	Prof. m	OCR	λ	κ
1	10	3	2.20	0.47
2	10	5	2.20	0.47
3	10	10	2.20	0.47
4	15	2	2.24	0.34
5	15	4	2.24	0.34
6	15	8	2.24	0.34
7	25	6	2.24	0.34
8	25	9	2.24	0.34
9	25	12	2.24	0.34
10	10	3	2.17	0.47
13	15	5	2.24	0.34
14	15	10	2.24	0.34

**Fig.A1.17 Valores de λ obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional. (SIG, 2008)**

c) *Parámetro M*

En la Figura A1.19 se presentan algunos valores de M para las arcillas lacustres de la Ciudad de México. Estos valores se calcularon a partir de resultados de pruebas de compresión triaxial tipo CU, con medición de presión de poro, efectuadas por (Alberro & Hiriart, 1973). Los resultados mostrados son para distintos valores del esfuerzo confinante y distintas velocidades de deformación. Puede observarse que se obtienen valores de M que van de 1.5 a 1.9, y un valor medio de 1.7.

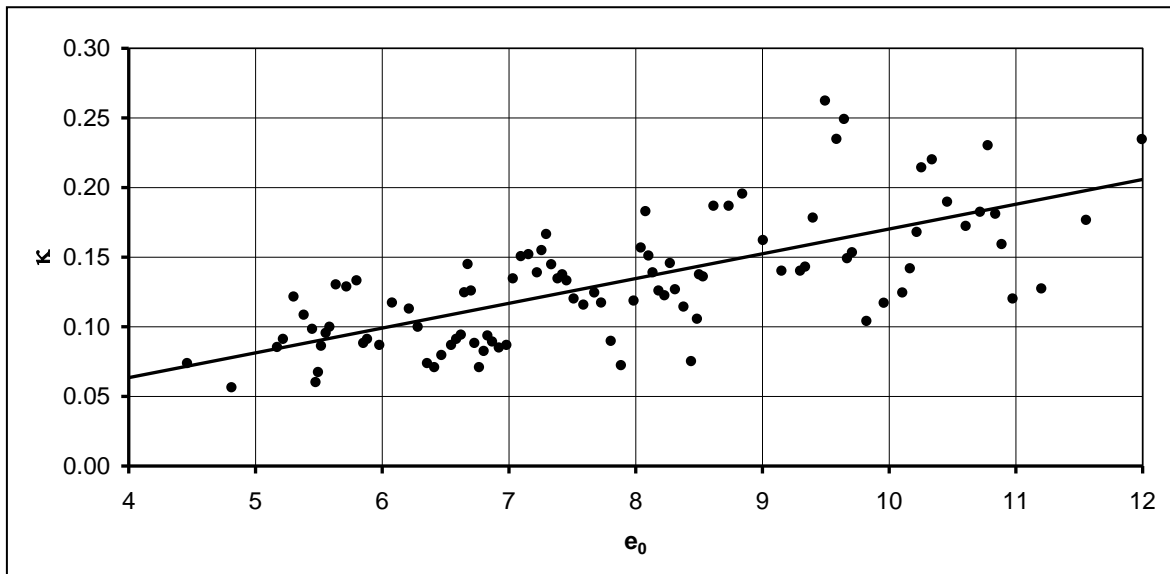


Fig.A1.18 Valores de κ obtenidos a partir de ensayos de consolidación unidimensional. (SIG, 2008)

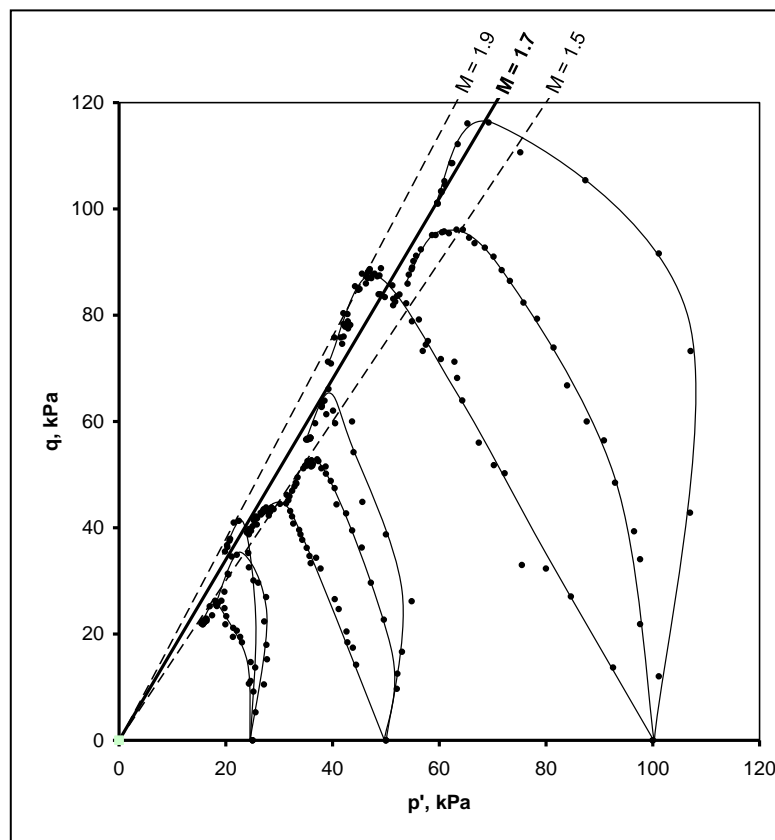


Fig.A1.19. Valores de M obtenidos de pruebas de compresión triaxial tipo CU (con medición de presión de poro), para distintos esfuerzos confinantes y velocidades de deformación (información obtenida de la interpretación de resultados publicados por (Alberro & Hiriart, 1973))

Por otra parte, de acuerdo con el modelo CCM, cuando la relación de esfuerzos η se aproxima a M las deformaciones volumétricas tienden a cero ($d\varepsilon_p^p \rightarrow 0$), y como la regla de endurecimiento depende de dichas deformaciones entonces el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia también tiende a cero ($dp'_m \rightarrow 0$). Asimismo, la relación entre deformaciones y esfuerzos desviadores tiende a infinito ($d\varepsilon_q^p/dq \rightarrow \infty$) o, en otras palabras, la rigidez al cortante tiende a cero. De hecho, se predice una tendencia asintótica al comportamiento plástico perfecto, en donde las deformaciones desviadoras se incrementan mientras el tamaño de la superficie de fluencia y el valor de las deformaciones volumétricas se mantienen constantes. Por tanto, la resistencia última puede expresarse en términos del estado crítico, como:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (A1.55)$$

De acuerdo con lo anterior, se puede decir que para las arcillas lacustres de la Ciudad de México normalmente-consolidadas ($30^\circ < \phi < 40^\circ$), M puede presentar valores de 1.2 a 1.6 y para ligeramente pre-consolidadas ($40^\circ < \phi < 50^\circ$) de 1.6 a 2.1. (Rodríguez J. , 2010)

A1.5. Modelo Soft-Soil (SS)

A1.5.1 Bases teóricas del SS

a) Comportamiento elástico

Al igual que el CCM, en el modelo SS el comportamiento elástico se asume isotrópico y está definido por los parámetros K' y G' .

En este caso, el incremento de la deformación elástica volumétrica se calcula utilizando el valor medio del índice de recompresión κ^* . Ver Figura A1.20, como:

$$\varepsilon_p^e = \varepsilon_{p0}^e + \kappa^* \ln p' \quad (A1.56)$$

, donde:

$$\varepsilon_{p0}^e = \text{valor de referencia de la línea de recompresión}$$

De acuerdo con la ec. A1.34, K' se calcula, como:

$$K' = \frac{dp'}{d\varepsilon_p^e} = \frac{p'}{\kappa^*} = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad (A1.57)$$

, por tanto:

$$E' = \frac{3(1-2\nu')}{\kappa^*} p' \quad (A1.58)$$

, y el incremento de las deformaciones elásticas desviadoras se determina con la ec. A1.35.

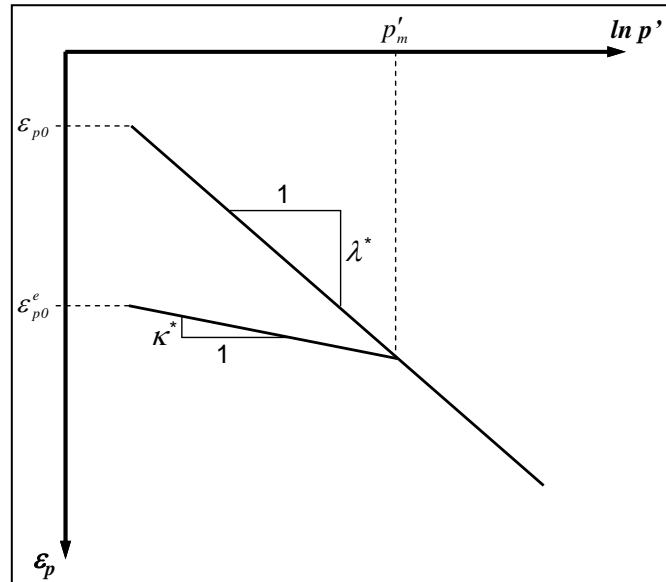


Fig.A1.20. Relación entre el esfuerzo efectivo isotrópico y la deformación volumétrica para el modelo SS. (Rodríguez J. , 2010)

b) Superficie de fluencia y regla de flujo

La superficie de fluencia utiliza una regla de flujo asociada y se define, como:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, p'_m) = q - M^* \sqrt{(p' + c \cot \phi')(p'_m - p')} = 0 \quad (A1.59)$$

En este caso, la forma está dada por el parámetro M^* y por las constantes efectivas de resistencia del suelo c y ϕ' . El parámetro M^* no debe confundirse con el M del modelo CCM, este primero solo se usa para definir la forma de la elipse y no es un criterio de falla. En el SS, la falla se define, en el campo de esfuerzos $p'-q$, con el criterio de MC y con una regla de flujo no asociada, como se muestra en la Figura A1.21. Por tanto, la superficie de fluencia es completamente independiente del criterio de falla. Para el caso de compresión triaxial, el parámetro M^* , puede evaluarse, como (Brinkgreve R. B., 1994):

$$M^* = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu')(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu')\lambda^*/\kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu')}}} \quad (A1.60)$$

, donde:

$$\lambda^* = \text{índice de compresión en el plano } \varepsilon_p - \ln p', \text{ Figura A1.20}$$

Para suelos normalmente consolidados, el modelo SS obtiene una predicción realista de la trayectoria de deformaciones con relaciones de esfuerzos cercanas a η_{K_0} utilizando valores de K_0^{NC} entre 0.3 y 0.9 (Brinkgreve R. B., 1994). Lo anterior representa una mejora sustancial del modelo si se compara con el CCM, ya que este último es bien conocido por su mala predicción del K_0 (Karstunen et al., 2006).

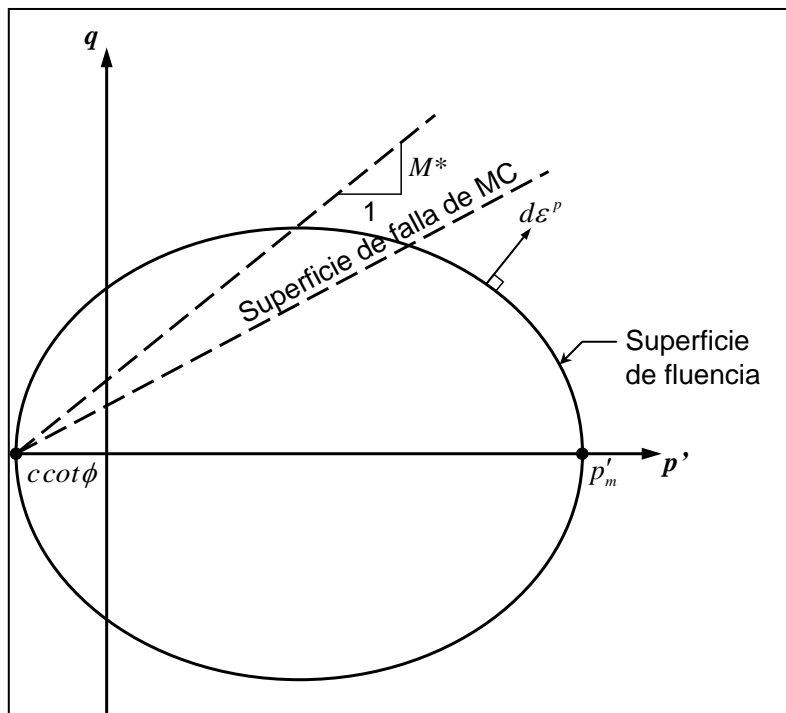


Fig.A1.21. Superficie de fluencia para el modelo SS. (Rodríguez J. , 2010)

c) *Ley de endurecimiento*

Al igual que el CCM, el SS es un modelo de endurecimiento volumétrico en el cual el incremento en el tamaño de la superficie de fluencia depende únicamente de las deformaciones isotrópicas plásticas. En este caso, el incremento de las deformaciones plásticas se define, como:

$$d\varepsilon_p^p = (\lambda^* - \kappa^*) \frac{dp'}{p'} \quad (A1.61)$$

Por tanto, el incremento total de la deformación volumétrica, es:

$$d\varepsilon_p = \lambda^* \frac{dp'}{p'} \quad (A1.62)$$

La relación entre la deformación volumétrica y el esfuerzo isotrópico medio, es entonces:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p0} + \lambda^* \ln p' \quad (A1.63)$$

, donde:

ε_{p0} = valor de referencia de la línea de compresión, Figura A1.20

A1.5.2 Parámetros que intervienen en el SS

a) *Parámetros iniciales*

El tamaño inicial de la superficie de fluencia está en función de p'_{m0} , y puede calcularse como:

$$p'_{m0} = \frac{q_0^2}{M^{*2}(p'_0 + c \cot \phi')} + p'_0 \quad (A1.64)$$

b) *Índices λ^* y κ^**

Los valores de λ^* y κ^* pueden determinarse en función de λ , κ y ν , como:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{\nu} \quad \text{y} \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{\nu} \quad (A1.65)$$

ANEXO 2.

TIPOS DE ANÁLISIS MEDIANTE EL MEF EN SUELOS SATURADOS.

A1.6. Análisis en términos de esfuerzos totales con parámetros no drenados

Cuando se requiere simular un problema a corto plazo, en el que se supone que la presión de poro en el suelo no tiene tiempo para disiparse (suelo fino con permeabilidad baja); es posible realizar un análisis en términos de esfuerzos totales considerando parámetros no-drenados. Este tipo de análisis puede utilizarse para estudiar problemas relacionados con capacidad de carga o desplazamientos inmediatos. El único modelo que puede emplearse para este tipo de análisis es el Mohr – Coulomb y los parámetros que influyen son E_u , ν_u y c_u . (Rodríguez J. , 2010)

Es importante hacer notar que para este tipo de análisis no es necesario definir la condición inicial de presión de poro ya que es en términos de los esfuerzos totales, asimismo, en lugar de emplear K_0 , la relación de esfuerzos iniciales estará dada, por:

$$\frac{\sigma_{xx0}}{\sigma_{yy0}} = \frac{\sigma'_{yy0}K_0 + u}{\sigma'_{yy0} + u} \quad (A2.1)$$

A1.7. Análisis en términos de esfuerzos efectivos con parámetros drenados

Cuando se realiza un análisis en términos de esfuerzos efectivos y se consideran parámetros drenados, se obtendrán esfuerzos y deformaciones al final del proceso de consolidación sin tomar en cuenta lo que sucede durante este, ya que no se incluye el factor tiempo y no se lleva registro de la evolución de las presiones intersticiales (presión de poro). Este tipo de análisis puede utilizarse para estudiar problemas relacionados con desplazamientos a largo plazo. Es posible emplear cualquiera de los modelos constitutivos que se detallan en el Anexo 1 de ésta tesis. (Rodríguez J. , 2010)

A1.8. Análisis en términos de los esfuerzos efectivos con parámetros drenados y condiciones iniciales no-drenadas

Cuando se requiere conocer el estado de esfuerzos, deformaciones y desplazamientos; antes, durante y al término de un proceso de consolidación, es posible realizar un análisis en términos de esfuerzos efectivos con parámetros drenados, considerando condiciones iniciales no-drenadas y evaluando el exceso de presión de poro durante dicho proceso. (Rodríguez J. , 2010)

De acuerdo con la teoría de Terzaghi, los esfuerzos totales se definen, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_{xx} + u \\ \sigma'_{yy} + u \\ \sigma'_{zz} + u \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} \quad (A2.2)$$

Por tanto, la ley de Hooke en término de los esfuerzos totales y de la presión de poro, puede escribirse, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u \\ \sigma_{yy} - u \\ \sigma_{zz} - u \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (1-2\nu')/2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}_{xx}^e \\ \mathcal{E}_{yy}^e \\ \mathcal{E}_{zz}^e \\ \mathcal{E}_{xy}^e \\ \mathcal{E}_{yz}^e \\ \mathcal{E}_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (A2.3)$$

, ahora, si los módulos de rigidez volumétrica K' y al cortante G' se definen, como:

$$K' = \frac{E'}{3(1-2\nu')} \quad \text{y} \quad G' = \frac{E'}{2(1+\nu')} \quad (A2.4)$$

, entonces:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} - u \\ \sigma_{yy} - u \\ \sigma_{zz} - u \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K' + \frac{4}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' & K' + \frac{4}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' & K' - \frac{2}{3}G' & K' + \frac{4}{3}G' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathcal{E}_{xx}^e \\ \mathcal{E}_{yy}^e \\ \mathcal{E}_{zz}^e \\ \mathcal{E}_{xy}^e \\ \mathcal{E}_{yz}^e \\ \mathcal{E}_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (A2.5)$$

Si se considera que el agua no es incompresible y, por tanto, se acepta cierto cambio de volumen, entonces el incremento de la deformación volumétrica del suelo $\Delta\mathcal{E}_v$ puede estimarse a partir del módulo de rigidez volumétrica del agua K_w y de la porosidad n del mismo, como:

$$\Delta\mathcal{E}_v = \frac{n}{K_w} \Delta u + \frac{1-n}{K'} \approx \frac{n}{K_w} \Delta u \quad (A2.6)$$

, donde el módulo del agua debe ser considerablemente mayor que el de la estructura del suelo $K_w \gg nK'$. Por tanto, el exceso de presión de poro Δu puede estimarse en función de las deformaciones elásticas, como:

$$\Delta u = \frac{K_w}{n}(\varepsilon_{xx}^e + \varepsilon_{yy}^e + \varepsilon_{zz}^e) = \frac{K_w}{n}\varepsilon_v \quad (A2.7)$$

, entonces la matriz de rigidez puede escribirse, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' - \frac{2}{3}G' + \frac{K_w}{n} & K' + \frac{4}{3}G' + \frac{K_w}{n} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (A2.8)$$

, ahora si sustituimos los módulos no-drenados:

$$K_u = K' + \frac{K_w}{n} \quad \text{y} \quad G_u = G' \quad (A2.9)$$

, obtenemos la matriz de rigidez en término de los esfuerzos totales con parámetros no-drenados, como:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_u + \frac{4}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u + \frac{4}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u - \frac{2}{3}G_u & K_u + \frac{4}{3}G_u & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx}^e \\ \varepsilon_{yy}^e \\ \varepsilon_{zz}^e \\ \varepsilon_{xy}^e \\ \varepsilon_{yz}^e \\ \varepsilon_{zx}^e \end{bmatrix} \quad (A2.10)$$

Por tanto, Δu puede obtenerse a partir de la ec. A2.7 y de K_w/n en función de las relaciones de Poisson drenada y no-drenada, ν' y ν_u , respectivamente, como:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(\nu_u - \nu')}{(1 - 2\nu_u)(1 + \nu')} K' \quad (A2.11)$$

, y el módulo K_u puede obtenerse, como:

$$K_u = \frac{(1-2\nu')(1+\nu_u)}{(1+\nu')(1-2\nu_u)} K' \quad (A2.12)$$

Debido a lo que se menciona en el Anexo 1 de este trabajo, debe tenerse especial cuidado cuando se estimen las propiedades de compresibilidad no-drenadas del suelo en función de sus parámetros drenados.

Asimismo, de acuerdo con la teoría de Skempton, el exceso de presión de poro en función de los parámetros A y B , se expresa, como:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (A2.13)$$

, para condiciones de compresión triaxial ($\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$):

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3 - 3\Delta u}{3K'} \cdot \frac{K_w}{n} \quad (A2.14)$$

, entonces:

$$\Delta u = \frac{1}{1 + \frac{nK'}{K_w}} \left[\Delta\sigma_3 + \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \right] \quad (A2.15)$$

, donde:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nK'}{K_w}} \quad \text{y} \quad A = \frac{1}{3} \quad (A2.16)$$

Otra técnica consiste en simular por etapas, en forma desacoplada, el proceso de consolidación del medio bajo una carga externa por el método del elemento finito y simultáneamente, en su caso, el proceso de consolidación atribuible al abatimiento de las presiones intersticiales, por el método de las diferencias finitas (Carrahan et al., 1969). De ésta forma, se hicieron las hipótesis del proceso de consolidación del Capítulo 1, y del análisis paramétrico del Capítulo 2.

$$u_{i,n+1} = \lambda u_{i-1,n} + (1 - 2\lambda)u_{i,n} + \lambda u_{i+1,n} \quad (A2.17)$$

, donde:

$$\lambda = C_v \frac{\Delta t}{(\Delta z)^2} \quad (A2.18)$$

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

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

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

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

Δt = incremento de tiempo

Δz = incremento de la profundidad

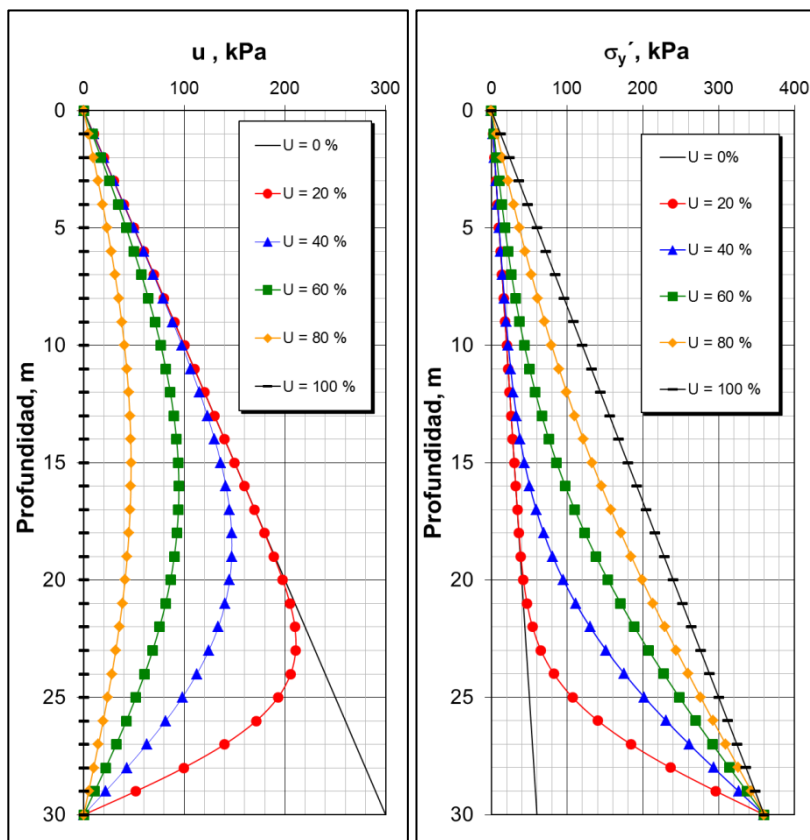


Figura A2.1 Isócronas e incrementos de los esfuerzos efectivos obtenidos mediante la ec. A2.17 (U % = grado de consolidación).

En la Figura A2.1.a se presenta un ejemplo de las isócronas obtenidas mediante la ec. A2.17 para un abatimiento final de la presión de poro en un medio homogéneo que drena verticalmente a través de un estrato permeable que se encuentra a una profundidad de 30m, utilizando un valor de C_v de $1.58 \text{ m}^2/\text{año}$ (Carrillo, 1947). Estos decrementos de la presión de poro ocasionan, a la vez, un incremento de la misma magnitud de los esfuerzos efectivos como se muestra en la Figura A2.1.b.

Por otra parte, para la condición inicial, la resistencia al corte no-drenada c_u puede calcularse a través de los parámetros drenados ϕ' y c , para lo cual, el incremento del esfuerzo efectivo isotrópico se define, como:

$$\Delta p' = \frac{\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \Delta \sigma'_{zz}}{3} = K' \Delta \varepsilon_v \quad (A2.19)$$

, para la condición no-drenada $\Delta \varepsilon_v = 0$ y $\Delta p' = 0$, por tanto, para un estado plano de deformaciones:

$$\Delta \varepsilon_{zz} = \frac{1}{E'} [\Delta \sigma'_{zz} - \nu' (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy})] = 0 \quad (A2.20)$$

, por tanto:

$$\Delta \sigma'_{zz} = \nu' (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy}) \quad (A2.21)$$

, la ec. A2.19 puede escribirse, como:

$$\Delta p' = \frac{\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} + \nu' (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy})}{3} = \frac{(1 + \nu') \cdot (\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy})}{3} = 0 \quad (A2.22)$$

, se tiene que:

$$\Delta \sigma'_{xx} + \Delta \sigma'_{yy} = 0 \quad (A2.23)$$

, por tanto, la resistencia c_u puede evaluarse como, Figura A2.2:

$$c_u = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}}{2} \cdot \sin \phi' + c \cdot \cos \phi' \quad (A2.24)$$

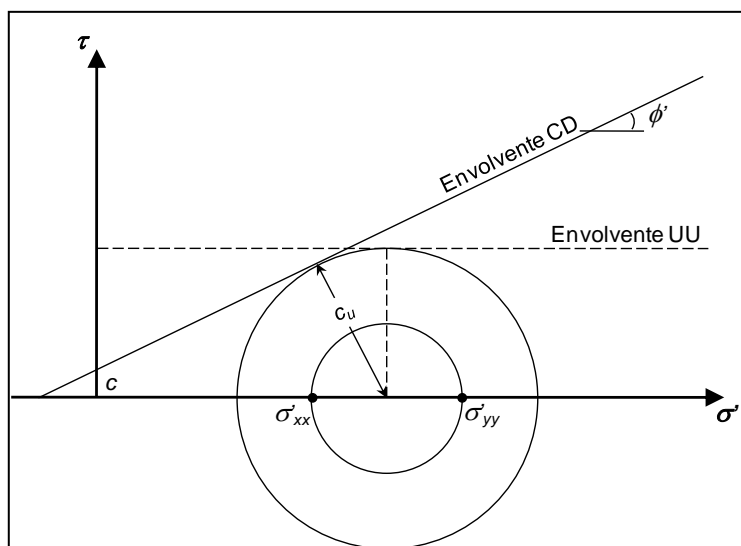


Figura A2.2 Círculos de Mohr para evaluar la resistencia c_u en un estado plano de deformaciones, a partir de parámetros drenados (c y ϕ'). (Rodríguez J. , 2010)

Ahora bien, si no se cuenta con el valor de los parámetros de resistencia drenados (c y ϕ'), entonces es posible, de manera aproximada, realizar un análisis con parámetros de compresibilidad drenados y de resistencia no-drenados. Si en la ec. A2.24 $\phi' = 0$, entonces $c = c_u$. (Rodríguez J. , 2010)

De acuerdo con lo anterior, es posible mencionar que este tipo de análisis puede efectuarse considerando, tanto parámetros de resistencia no-drenados, como drenados. Para el primer caso solo puede emplearse el modelo MC y para el segundo todos los modelos constitutivos tratados en el trabajo.

ANEXO 3. ILUSTRACIONES COMPLEMENTARIAS

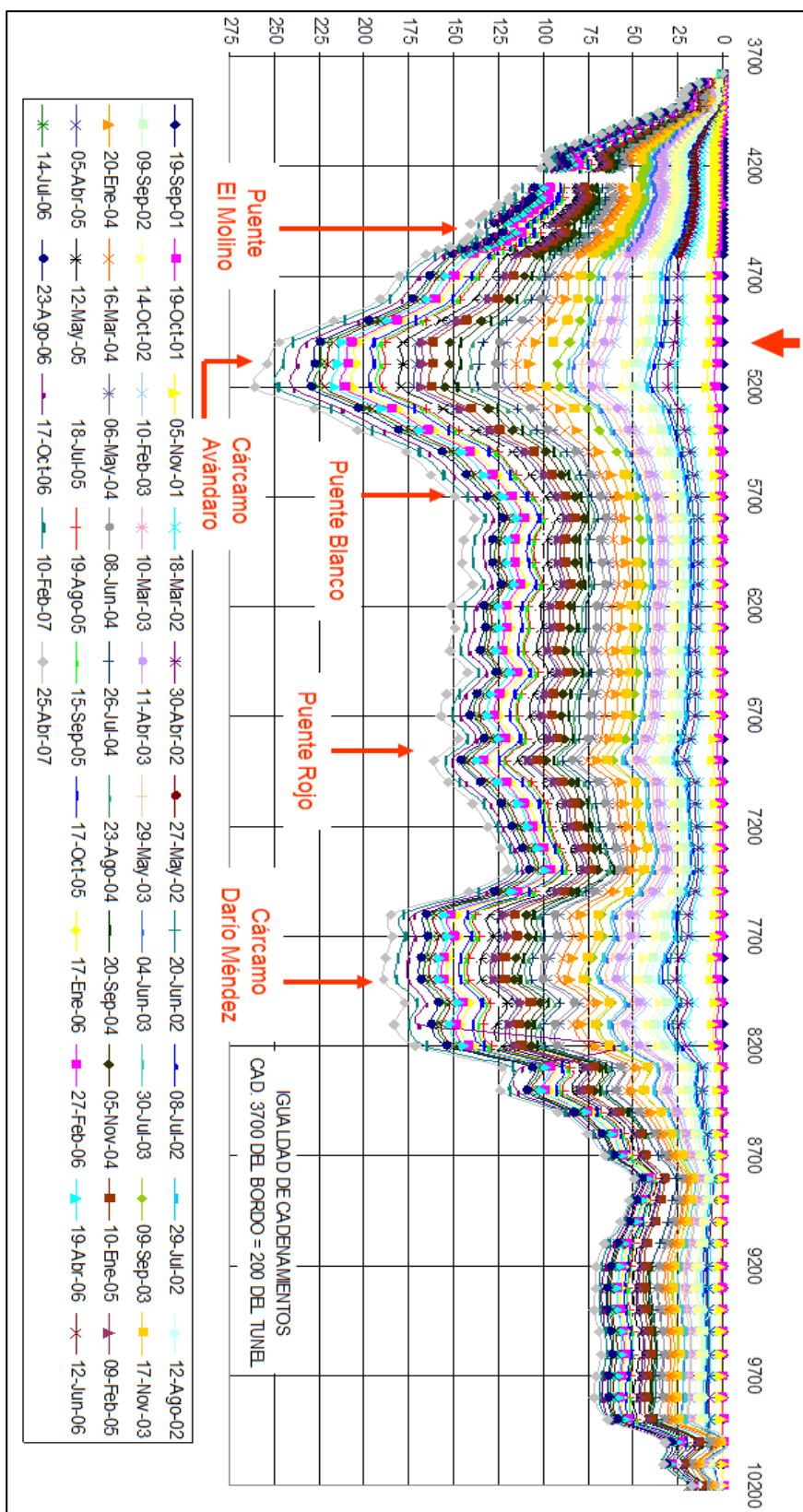


Fig. A3.1. Hundimientos en el bordo izquierdo del canal.

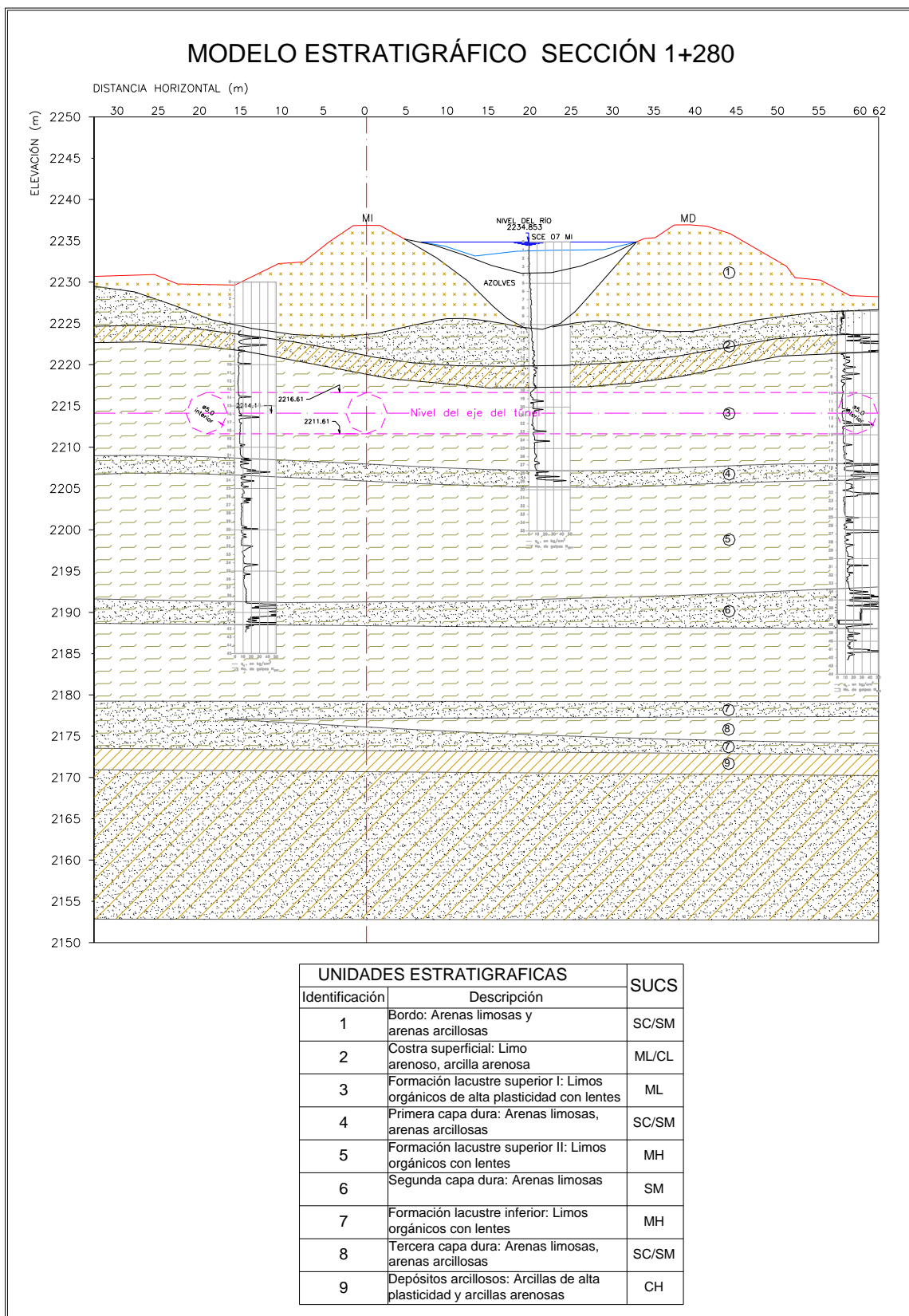


Fig. A3.2. Corte Estratigráfico de la zona atípica.

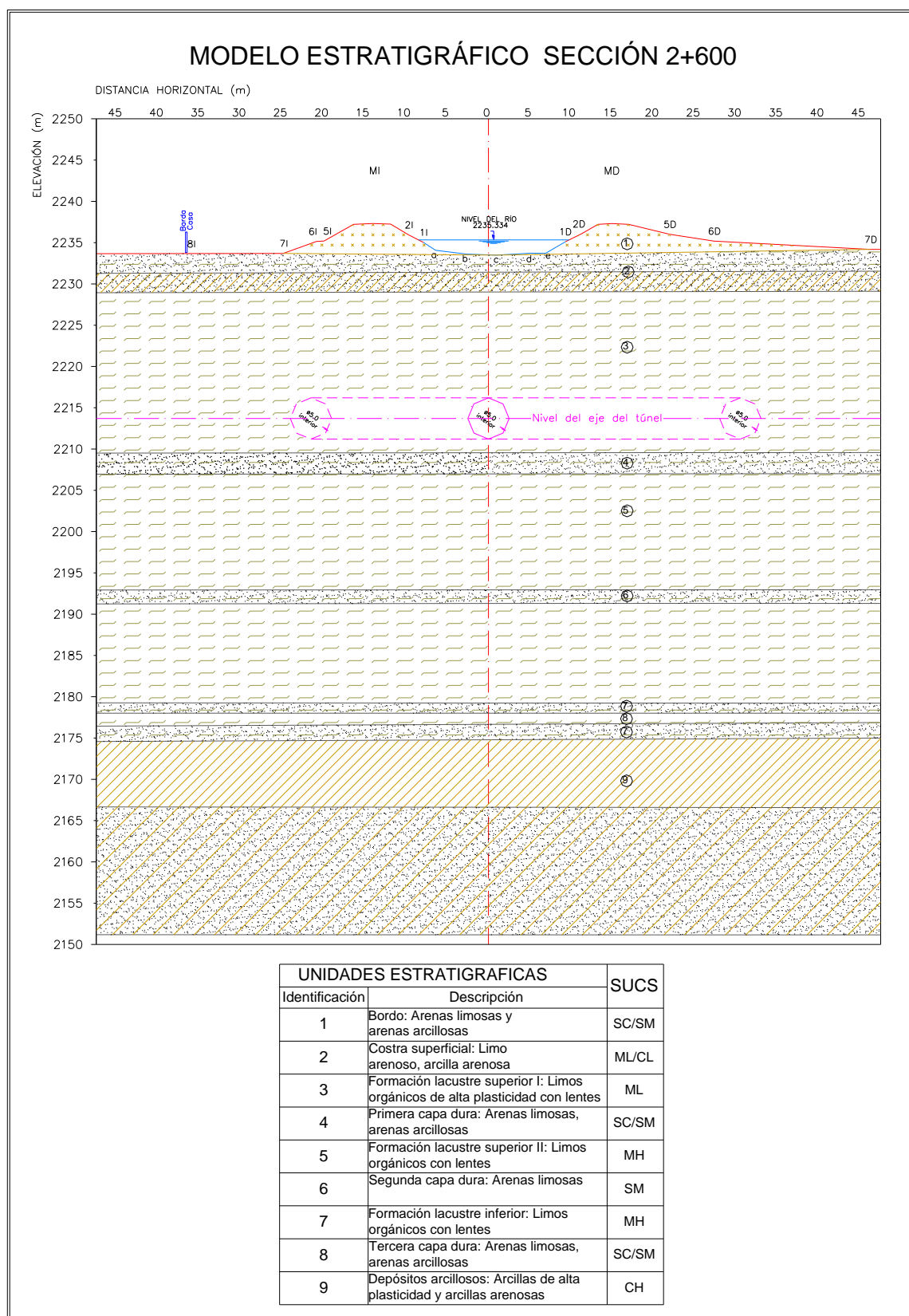


Fig. A3.3. Corte Estratigráfico de la zona típica.

Tabla A3.1. Instrumentación en los anillos de dovelas del tramo atípico.

No.	km + m	km + m	fecha	fecha	fecha	fecha
Anillo	Cad. Túnel	Cad. Bordo	Construcción revestimiento primario	Medición antes de marcos	Colocación de marcos	Construcción revestimiento secundario
728	1+095	4+615	29/06/07	04/04/08	09/04/08	03/10/08
852	1+281	4+801	12/09/07	07/07/08	25/07/08	15/08/08
891	1+339	4+859	12/10/07	07/07/08	18/07/08	06/08/08
1044	1+569	5+089	08/11/07	27/06/08	30/06/08	09/07/08
1055	1+585	5+105	08/11/07	09/06/08	24/06/08	04/07/08
1077	1+618	5+138	09/11/07	09/06/08	10/06/08	30/06/08
1095	1+645	5+165	10/11/07	23/05/08	05/06/08	25/06/08
1097	1+648	5+168	10/11/07	19/05/08	22/05/08	18/06/08

días	mes	año	cm	cm / mes
Tiempo Primario - Marcos			$\Delta\phi$	Vd
285	9.36	0.78	16.2	1.73
317	10.41	0.87	15.6	1.50
280	9.20	0.77	17.5	1.90
235	7.72	0.64	18.5	2.40
229	7.52	0.63	16.8	2.23
214	7.03	0.59	17.4	2.47
208	6.83	0.57	16.9	2.47
194	6.37	0.53	16.0	2.51

V máx

días	mes	año
Tiempo Primario - Secundario		
462	15.18	1.26
338	11.10	0.93
299	9.82	0.82
244	8.02	0.67
239	7.85	0.65
234	7.69	0.64
228	7.49	0.62
221	7.26	0.61

T máx

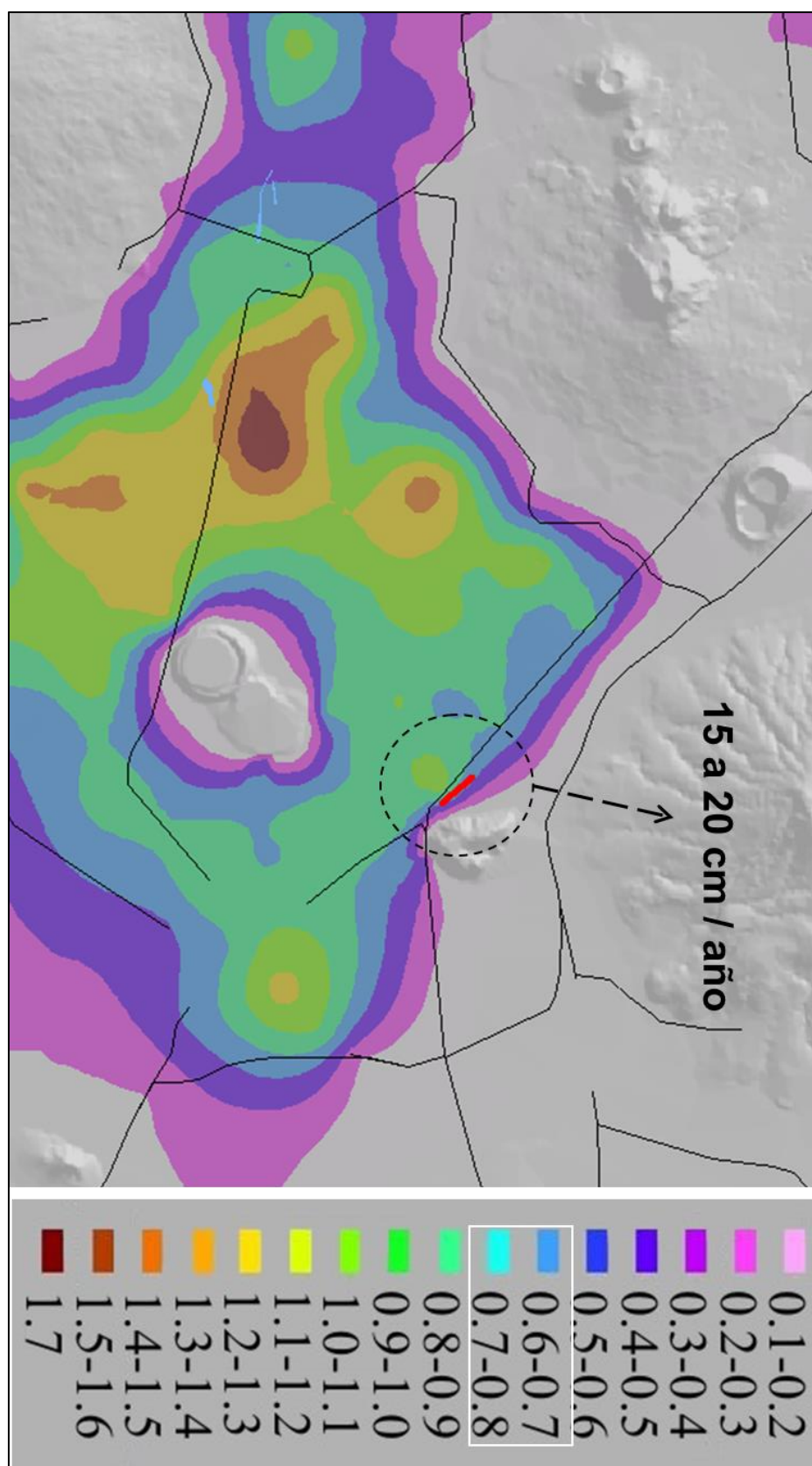


Fig. A3.4. Hundimiento en metros, para el periodo 1998 - 2002.

ANEXO 4. TABLAS DE RESULTADOS.

Tabla A4.1. Resultados del modelo Atípico 1 con sobrecarga.

	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
α	<i>Clave</i>	<i>Cubeta</i>	<i>Hastial</i>		
	6643	7795	7907 x	7907 y	7907 T
1	-12.61	-9.41	1.44	10.96	11.05
0.8	-12.92	-9.12	1.74	10.95	11.09
0.6	-13.38	-8.68	2.18	10.95	11.16
0.4	-14.14	-7.96	2.91	10.94	11.32
0.2	-15.62	-6.55	4.34	10.94	11.77
0.1	-17.06	-5.16	5.74	10.93	12.35
0.06	-17.93	-4.32	6.60	10.93	12.77
0.04	-18.45	-3.80	7.14	10.94	13.06
0.02	-19.07	-3.20	7.79	10.95	13.44
0.01	-19.42	-2.88	8.19	10.97	13.68

Convergencias			Esfuerzos máximos sobre el túnel			Elementos mecánicos máximos		
	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m²</i>	%	<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>
α	ΔH	ΔB	Normal	Cortante	R. Límite	Normal	Cortante	Momento
1	-3.20	2.89	263.68	30.06	0.6	943.64	86.79	130.31
0.8	-3.80	3.48	259.59	30.16	0.6	941.65	83.00	125.02
0.6	-4.70	4.36	253.52	30.3	0.6	938.68	77.36	116.98
0.4	-6.17	5.81	243.6	30.54	0.6	933.78	68.05	103.50
0.2	-9.07	8.68	224.46	31.01	0.6	924.33	49.80	76.74
0.1	-11.90	11.49	206.43	31.48	0.6	915.29	32.08	50.55
0.06	-13.60	13.20	196.07	31.75	0.6	909.86	21.71	34.79
0.04	-14.65	14.28	190.01	31.92	0.6	906.59	15.72	25.10
0.02	-15.87	15.58	184.29	32.09	0.6	902.71	8.96	13.79
0.01	-16.54	16.37	181.95	32.17	0.6	900.50	5.14	7.38

Tabla A4.2. Resultados del modelo Atípico 1 con desplazamiento prescrito.

α	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
	<i>Clave</i>	<i>Cubeta</i>	<i>Hastial</i>		
	6643	7795	7907 x	7907 y	7907 T
1	-8.36	-5.24	1.43	6.76	6.91
0.8	-8.61	-4.91	1.72	6.71	6.93
0.6	-8.59	-4.42	2.15	6.64	6.98
0.4	-9.59	-3.62	2.85	6.53	7.13
0.2	-10.76	-2.06	4.21	6.33	7.60
0.1	-11.85	-0.55	5.53	6.14	8.26
0.06	-12.47	0.36	6.34	6.04	8.75
0.04	-12.84	0.92	6.84	5.98	9.09
0.02	-13.23	1.57	7.47	5.92	9.53
0.01	-13.44	1.91	7.87	5.90	9.83

Convergencias			Esfuerzos máximos sobre el túnel			Elementos mecánicos máximos		
	<i>cm</i>	<i>cm</i>	kN/m^2	kN/m^2	%	kN/m	kN/m	kNm/m
α	ΔH	ΔB	Normal	Cortante	R. Límite	Normal	Cortante	Momento
1	-3.13	2.86	191.21	30.61	0.7	845.18	82.53	122.93
0.8	-3.71	3.44	187.45	30.68	0.7	842.94	78.67	117.47
0.6	-4.17	4.29	181.89	30.78	0.7	839.61	72.94	109.25
0.4	-5.98	5.70	172.84	30.94	0.6	834.24	63.59	95.64
0.2	-8.70	8.42	155.55	31.23	0.6	823.91	45.59	69.18
0.1	-11.30	11.06	139.52	31.51	0.6	814.16	30.12	44.03
0.06	-12.83	12.67	130.72	31.65	0.6	808.38	21.12	29.48
0.04	-13.76	13.69	126.39	31.71	0.7	804.87	15.53	21.53
0.02	-14.80	14.95	122.91	31.74	0.7	800.69	8.88	12.12
0.01	-15.35	15.74	121.1	31.71	0.7	798.32	4.98	6.60

Tabla A4.3. Resultados del modelo Atípico 2 con sobrecarga.

	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
α	<i>Clave</i>	<i>Cubeta</i>	<i>Hastial</i>		
	2356	5237	4684 x	4684 y	4684 T
1	-13.48	-9.86	1.68	11.63	11.75
0.8	-13.83	-9.54	2.02	11.63	11.81
0.6	-14.34	-9.06	2.52	11.64	11.91
0.4	-15.18	-8.28	3.34	11.66	12.13
0.2	-16.76	-6.76	4.94	11.71	12.71
0.1	-18.22	-5.29	6.51	11.76	13.44
0.06	-19.03	-4.39	7.48	11.78	13.95
0.04	-19.50	-3.84	8.10	11.79	14.31
0.02	-19.99	-3.21	8.88	11.79	14.76
0.01	-20.24	-2.88	9.36	11.78	15.05

Convergencias			Esfuerzos máximos sobre el túnel			Elementos mecánicos máximos		
	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m²</i>	%	<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>
α	ΔH	ΔB	Normal	Cortante	R. Límite	Normal	Cortante	Momento
1	-3.61	3.36	334.35	44.82	0.6	962.48	114.50	133.08
0.8	-4.28	4.03	337.51	45.49	0.6	960.19	110.30	126.83
0.6	-5.27	5.04	342.44	46.46	0.6	956.81	104.03	117.43
0.4	-6.89	6.68	350.32	48	0.6	951.31	93.73	103.48
0.2	-10.00	9.88	383.41	51.99	0.6	940.79	75.06	76.77
0.1	-12.93	13.01	344.42	55.29	0.7	930.67	55.17	51.23
0.06	-14.64	14.95	361.53	57.17	0.7	924.37	43.53	35.87
0.04	-15.66	16.20	364.17	58.36	0.7	920.45	35.92	26.29
0.02	-16.78	17.76	362.34	59.87	0.7	915.60	26.06	14.77
0.01	-17.36	18.73	359.94	60.89	0.8	912.72	19.43	7.95

Tabla A4.4. Resultados del modelo Atípico 2 con desplazamiento prescrito.

	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
α	<i>Clave</i>	<i>Cubeta</i>	<i>Hastial</i>		
	2356	5237	4684 x	4684 y	4684 T
1	-9.03	-5.65	1.58	7.32	7.49
0.8	-9.29	-5.30	1.89	7.28	7.52
0.6	-9.69	-4.78	2.35	7.22	7.59
0.4	-10.31	-3.94	3.11	7.12	7.76
0.2	-11.48	-2.31	4.55	6.93	8.30
0.1	-12.50	-0.74	5.96	6.77	9.02
0.06	-13.03	0.22	6.83	6.68	9.55
0.04	-13.32	0.80	7.38	6.64	9.93
0.02	-13.60	1.48	8.09	6.57	10.43
0.01	-13.73	1.84	8.55	6.53	10.76

Convergencias			Esfuerzos máximos sobre el túnel			Elementos mecánicos máximos		
	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m²</i>	%	<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>
α	ΔH	ΔB	Normal	Cortante	R. Límite	Normal	Cortante	Momento
1	-3.37	3.16	296.93	41.83	0.6	863.05	103.35	124.29
0.8	-3.99	3.78	300.94	42.35	0.6	860.60	99.30	118.51
0.6	-4.90	4.71	306.6	43.1	0.6	856.98	93.33	110.13
0.4	-6.38	6.21	315.41	44.31	0.6	851.14	83.62	96.70
0.2	-9.17	9.11	330.63	46.55	0.6	840.04	65.00	71.31
0.1	-11.76	11.92	341.72	48.53	0.7	829.50	47.20	47.45
0.06	-13.25	13.65	345.94	49.45	0.7	823.08	36.33	33.24
0.04	-14.12	14.76	290.4	51.01	0.7	819.37	28.71	24.44
0.02	-15.09	16.19	288.44	51.4	0.7	814.42	19.97	13.80
0.01	-15.58	17.10	291.29	52.06	0.8	811.42	14.56	7.46

Tabla A4.5. Resultados del modelo Típico con sobrecarga.

	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
α	<i>Clave</i>	<i>Cubeta</i>	<i>Hastial</i>		
	2364	4572	4007 x	4007 y	4007 T
1	-3.43	-1.74	0.74	2.59	2.70
0.8	-3.61	-1.60	0.90	2.62	2.77
0.6	-3.90	-1.38	1.16	2.65	2.89
0.4	-4.38	-1.01	1.59	2.71	3.14
0.3	-4.79	-0.70	1.95	2.75	3.37
0.2	-5.43	-0.22	2.51	2.83	3.78
0.1	-6.57	0.63	3.52	2.96	4.60
0.06	-7.33	1.18	4.19	3.04	5.17
0.04	-7.84	1.52	4.63	3.09	5.57
0.02	-8.46	1.92	5.18	3.15	6.06

Convergencias			Esfuerzos máximos sobre el túnel			Elementos mecánicos máximos		
	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m²</i>	%	<i>kN/m</i>	<i>kN/m</i>	<i>kNm/m</i>
α	ΔH	ΔB	Normal	Cortante	R. Límite	Normal	Cortante	Momento
1	-1.68	1.48	65.96	22.41	0.82	728.34	42.90	60.51
0.8	-2.01	1.81	65.58	22.39	0.82	727.63	41.48	58.36
0.6	-2.51	2.31	65.01	22.37	0.81	726.56	39.31	55.19
0.4	-3.38	3.18	64.04	22.32	0.80	724.73	35.58	49.92
0.3	-4.09	3.90	63.24	22.28	0.79	723.22	32.49	45.64
0.2	-5.21	5.02	62.04	22.23	0.78	720.86	27.67	39.00
0.1	-7.20	7.04	60.01	22.12	0.76	716.68	19.27	27.25
0.06	-8.51	8.37	58.82	22.06	0.75	714.01	13.85	19.51
0.04	-9.36	9.26	58.14	22.02	0.74	712.27	10.27	14.44
0.02	-10.38	10.37	57.54	21.97	0.74	710.23	5.81	8.17

Tabla A4.6. Resultados del modelo Típico con desplazamiento prescrito.

	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
α	<i>Clave</i>	<i>Cubeta</i>	<i>Hastial</i>		
	2364	4572	4007 x	4007 y	4007 T
1	-2.78	-0.94	0.83	1.86	2.04
0.8	-2.96	-0.76	1.01	1.86	2.12
0.6	-3.23	-0.49	1.28	1.86	2.26
0.4	-3.69	-0.02	1.74	1.85	2.54
0.3	-4.07	0.37	2.13	1.85	2.82
0.2	-4.65	0.96	2.72	1.84	3.28
0.1	-5.69	1.97	3.76	1.82	4.17
0.06	-6.36	2.61	4.43	1.80	4.78
0.04	-6.81	3.01	4.87	1.78	5.19
0.02	-7.35	3.47	5.42	1.76	5.70

Convergencias			Esfuerzos máximos sobre el túnel			Elementos mecánicos máximos		
	<i>cm</i>	<i>cm</i>	kN/m^2	kN/m^2	%	kN/m	kN/m	kNm/m
α	ΔH	ΔB	Normal	Cortante	R. Límite	Normal	Cortante	Momento
1	-1.84	1.65	64.91	23.58	0.94	686.92	46.75	66.55
0.8	-2.20	2.01	64.51	23.53	0.93	685.99	45.11	64.08
0.6	-2.74	2.56	63.92	23.47	0.92	684.58	42.63	60.44
0.4	-3.67	3.49	62.9	23.35	0.91	682.17	38.54	54.41
0.3	-4.43	4.25	62.08	23.26	0.90	680.19	35.19	49.53
0.2	-5.61	5.44	60.81	23.12	0.88	677.14	29.98	42.04
0.1	-7.66	7.51	58.67	22.87	0.85	671.93	20.84	29.02
0.06	-8.98	8.86	57.37	22.71	0.84	668.60	14.87	20.61
0.04	-9.82	9.74	56.61	22.6	0.83	666.52	10.97	15.19
0.02	-10.82	10.84	55.83	22.46	0.82	664.02	6.20	8.55