



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

ANÁLISIS DE TÚNELES DOVELADOS EN SUELOS FIRMES:  
CÁLCULO DE PRESIÓN DE FRENTE Y  
DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS Y ELEMENTOS MECÁNICOS SOBRE EL REVESTIMIENTO.

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

PRESENTA:  
CARLOS ALFONSO RAMÍREZ DE ARELLANO DE LA PEÑA

TUTOR PRINCIPAL:  
Dr. Gabriel Yves Armand Auvinet Guichard <sup>1</sup>

COMITÉ TUTOR:  
Dr. Rigoberto Rivera Constantino <sup>2</sup>  
Dr. Alberto Jaime Paredes <sup>1</sup>  
M.I. Agustín Deméneghi Colina <sup>2</sup>  
Dr. Héctor Raúl Aguilar Becerril <sup>2</sup>

CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO, DICIEMBRE DE 2017

<sup>1</sup> Instituto de Ingeniería, UNAM  
<sup>2</sup> Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM



**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: Dr. Alberto Jaime Paredes

1er Vocal: Dr. Gabriel Yves Armand Auvinet Guichard

2do Vocal: M.I. Agustín Deméneghi Colina

3er Vocal: Dr. Héctor Raúl Aguilar Becerril

Lugar donde se realizó la tesis:

TORRE DE INGENIERÍA, COORDINACIÓN DE GEOTECNIA DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM,  
EN CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO.

**TUTOR DE TESIS:**

DR. GABRIEL YVES ARMAND AUVINET GUICHARD

---

FIRMA



## AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer de corazón el apoyo recibido para el inicio y conclusión de este trabajo al Dr. Gabriel Auvinet y al Instituto de Ingeniería. Gracias por la paciencia, el espacio y el tiempo brindado durante la realización de esta tesis.

También agradezco grandemente sus consejos e intervenciones durante mis momentos de indecisión al M.I. Fermín Sánchez Reyes. Sus palabras y recomendaciones siempre fueron abonando a esa curiosidad que debe tener el que quiere investigar a fondo algún tema.

De igual manera, agradecer a mis sinodales el aceptar revisar y corregir este trabajo de tesis: Dr. Rigoberto Rivera, Dr. Alberto Jaime, Dr. Raúl Aguilar y M.I. Agustín Deméneghi. Gracias por su tiempo para leer este trabajo y emitir observaciones de forma y fondo, todas valiosas. ¡Qué decir de sus incomparables clases en la maestría!

Un agradecimiento al equipo de trabajo del Dr. Auvinet: Dra. Norma Patricia López, Dr. Moisés Juárez, Dr. Felipe Vázquez, M.I. Marco Pérez, M.I. Edgar Méndez y M.I. Francisco Hernández. Gracias por el día a día dentro del Instituto de Ingeniería. También, un gran abrazo y agradecimiento a cada uno de mis excelentes compañeros de cubículo (en su momento becarios), con los cuales el trabajo cotidiano en el Instituto fue fascinante: Javi, Karen, Lili, Yuliana, Lenin, Alfredo, Edgar F. y Edgar C., Víctor, Lalo, Daniel, Diego, Armando, Alma, Jesús, Carlos Eduardo, Paloma, Dandy, y por supuesto Medhi y Jalil. Un abrazo amigos.

También, gracias a mis profesores y compañeros dentro de la maestría de Túneles y Obras Subterráneas (de la cual cursé simultáneamente varias asignaturas). Sinceramente creo que ambas maestrías son altamente compatibles y complementarias para el que quiera dedicarse al análisis, diseño y construcción de infraestructura subterránea.



## CONTENIDO

1.	Resumen .....	10
1.1.	Alcances .....	11
1.2.	Antecedentes .....	12
2.	Consideración de un suelo firme.....	14
2.1.	Técnicas de construcción .....	16
3.	Antecedentes de túneles construidos en suelos firmes.....	23
3.1.	Drenaje profundo.....	23
3.2.	Línea 7 del metro .....	28
3.3.	Túnel Tacubaya de la Línea 1 del metro.....	30
3.4.	Túneles del eje 5 poniente .....	32
4.	Análisis geotécnico.....	33
4.1.	Estabilidad del frente de excavación.....	34
4.1.1.	Criterio de Leca y Dormieux.....	36
4.1.2.	Criterio de Anagnostou y Kovári.....	40
4.1.3.	Comparación de criterios analíticos con resultados experimentales en centrífuga y análisis con el método de elemento finito 3D.....	43
4.2.	Cálculo de distribución de presiones y elementos mecánicos en el revestimiento .....	49
4.2.1.	Métodos empíricos .....	50
4.2.2.	Métodos que determinan las cargas actuantes sobre el sostenimiento.....	52
4.2.3.	Soluciones analíticas cerradas.....	53
4.2.4.	Métodos de análisis que consideran la rigidez y deformación del sostenimiento así como la reacción del terreno.....	54
4.2.5.	Método de convergencia-confinamiento.....	55
4.2.6.	Métodos que consideran detalladamente la interacción terreno-sostenimiento .....	58
4.3.	Comportamiento mecánico de anillos dovelados .....	60
4.3.1.	Cálculo con solución analítica .....	62
4.3.2.	Cálculo con el método del elemento finito en 2D con anillo reducido en rigidez.....	69
4.3.3.	Cálculo con interacción de programa estructural con programa geotécnico. Método híbrido .....	78
4.3.4.	Cálculo con programa geotécnico considerando rótulas con comportamiento elastoplástico .....	84
4.3.5.	Cálculo con programa geotécnico considerando las dovelas como elementos sólidos .....	90
5.	Comentarios adicionales y conclusiones.....	102



6. Referencias .....	105
----------------------	-----

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Mapa conceptual con los trabajos a desarrollar en esta tesis. ....	11
Fig. 2. Intervalos de clasificación con base en parámetros geotécnicos de interés, para suelos y rocas. ....	14
Fig. 3. Procedimientos constructivos empleados en el Túnel Emisor Central (GDF, 2006). ....	24
Fig. 4. Planta y perfil del Interceptor Central, Interceptor Oriente, y del Emisor Central. Modificado de DDF DGOH, 1969. ....	26
Fig. 5. Escudo utilizado en la excavación del tramo contiguo al portal de entrada del Túnel Emisor Central (DDF DGOH, 1969). ....	27
Fig. 6. Escudo utilizado en la excavación de los Interceptores Central y Oriente (DDF DGOH, 1969). ....	27
Fig. 7. Confluencia del Interceptor Oriente y Central con el Túnel Emisor Central. A la izquierda se muestra una fotografía de 1975 previo a su inauguración y a la derecha una fotografía que se tomó durante los trabajos de mantenimiento mayor (Moreno, 2014). En la parte baja, se muestra el daño ocasionado por el contacto con las aguas negras; en la sección superior y clave, se observan los daños producidos por los vapores de dichas aguas negras. ....	27
Fig. 8. Modelo de elementos finitos y resultados de elementos mecánicos utilizados en un tramo del Interceptor Central (Sánchez, 2011). ....	28
Fig. 9. Arriba a la izquierda se muestra un plano de la sección transversal de la estación Camarones; arriba a la derecha la construcción de la estación Refinería. Abajo, se muestra una sección transversal y longitudinal del escudo de frente abierto utilizado, con compuertas de protección y rozadoras al frente. Abajo a la derecha se muestra una fotografía del mismo equipo (Moreno, 1991) (Schmitter, 2016). ....	29
Fig. 10. Se muestra un sondeo exploratorio de la zona del túnel, el procedimiento constructivo esquematizado así como sección transversal y longitudinal del escudo de frente abierto utilizado (SMMS, 1982). ....	31
Fig. 11. Arriba se muestra el entorno urbano de ejecución del proyecto y la escasa cobertura; el diagrama de la derecha se encuentra a escala. Abajo, se tiene la sección transversal y una fotografía que ejemplifica el procedimiento de excavación (Contreras et. al., s.f.) (De Pablo, 2015) (Sánchez, 2013). ....	33
Fig. 12. Esquema de una falla de frente ocasionando la formación de una “chimenea” que alcanza la superficie. A la derecha, se tiene un tablero de control de una tuneladora mostrando la presión de tierra balanceada (bar) aplicada al frente. ....	34
Fig. 13. Esquema de funcionamiento de una TBM tipo EPB (modificado de EFNARC, 2001). ....	35



Fig. 14. Mecanismos cónicos de falla para frontera superior propuestos por Leca y Dormieux (modificado de Leca et. al., 1990).....	37
Fig. 15. Literales usadas en la formulación (Leca et. al. 1990). .....	38
Fig. 16. Gráfica para la obtención de $N_{gc+}$ y $N_{sc+}$ en función de la cobertura C y el diámetro D (Leca et. al., 1990). 39	
Fig. 17. Mecanismo de falla considerado por Anagnostou y Kovári (Anagnostou et. al. 1996b).....	41
Fig. 18. Gráficas para la obtención de los coeficientes adimensionales (Anagnostou et. al., 1996b) .....	42
Fig. 19. Arriba a la izquierda se muestra un esquema de la centrífuga del Instituto Tecnológico de Tokio; arriba a la derecha se muestra un esquema de la conformación de un modelo en el contenedor de la centrífuga; abajo a la izquierda se muestra la centrífuga ya con el modelo cargado previo a iniciar su funcionamiento; finalmente, abajo a la derecha se tiene una fotografía del aspecto del modelo (Oblozinsky et. al., 2004). .....	44
Fig. 20. Aspecto del modelo de elementos finitos utilizado.....	45
Fig. 21. Hoja de cálculo para la obtención de la presión de frente para frontera superior de Leca y Dormieux...45	
Fig. 22. Hoja de cálculo para la obtención de la presión de frente para frontera inferior de Leca y Dormieux. ...46	
Fig. 23. Identificación de los contornos de desplazamientos relativos para los resultados experimentales de Chambon y Corte con los teóricos de Leca y Dormieux. ....	47
Fig. 24. Identificación de los contornos de desplazamientos incrementales para el modelo MEF3D.....	47
Fig. 25. Sobreposición de los contornos de desplazamiento de los criterios comparados (rojo: MEF3D, amarillo: Leca y Dormieux, verde: Chambon y Corte).....	48
Fig. 26. Comparación entre los diferentes valores de presión de frente evaluados con los diferentes criterios mostrados. ....	48
Fig. 27. Criterios basados en clasificaciones geomecánicas para definir el sistema de sostenimiento. Arriba con base en Q de Barton; abajo, con base en el RMR (tomado de Sánchez, 2014).....	51
Fig. 28. Soluciones para cargas de roca de Terzaghi (izq.) y Bierbäumer (der.) (Széchy, 1966). .....	52
Fig. 29. Notación y fragmento de la formulación para una solución analítica (Bobet, 2001).....	54
Fig. 30. Modelo de cálculo de barras y resortes (British Tunnelling Society, 2016). .....	55
Fig. 31. Método de convergencia-confinamiento. ....	56
Fig. 32. Desplazamiento radial hacia el interior de la excavación. Modificado de (British Tunnelling Society, 2016). 57	
Fig. 33. Modelado detallado de obras subterráneas.....	59
Fig. 34. Esquema de TBM EPB indicando sus diferentes componentes. Modificado de (Herrenknecht AG, 2016).	



Fig. 35. Esquema del revestimiento a base de anillos de dovelas. Modificado de (Luttikholt, 2007). .....	60
Fig. 36. Problema propuesto para resolución con las diferentes metodologías reseñadas. ....	62
Fig. 37. Nomenclatura utilizada en la solución analítica de Einstein y Schwartz (Einstein et. al., 1979) .....	63
Fig. 38. Datos de entrada para solución analítica de Einstein y Schwartz. ....	66
Fig. 39. Resultados graficados de la solución analítica: esfuerzos actuantes y desplazamientos.....	68
Fig. 40. Resultados graficados de la solución analítica: elementos mecánicos en el revestimiento. ....	69
Fig. 41. Posiciones de la dovela llave (K) consideradas en los análisis del factor de Peña (Peña et. al., 2013).....	71
Fig. 42. Geometría de las juntas entre dovelas. ....	71
Fig. 43. Características del modelo realizado en Plaxis 2D. ....	73
Fig. 44. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con reducción de rigidez a flexión: esfuerzos en interfaz. ....	74
Fig. 45. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con reducción de rigidez a flexión: Desplazamientos verticales y horizontales en placa. ....	75
Fig. 46. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con reducción de rigidez a flexión: fuerza axial y momento flexionante en placa.....	76
Fig. 47. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con reducción de rigidez a flexión: fuerza cortante en placa. ....	77
Fig. 48. Tipos de juntas entre dovelas. En el caso de análisis, se considera una junta plana como la mostrada a la izquierda (Luttikholt, 2007).....	78
Fig. 49. Curva típica momento-rotación para junta plana entre dovelas (izq.). A la derecha, modelo con elemento finito de una junta registrando el momento y la rotación correspondiente (Van der Vliet, 2007) (Luttikholt, 2007).	
80	
Fig. 50. Proceso iterativo para el enfoque de cálculo utilizando un programa geotécnico-programa estructural.	81
Fig. 51. Proceso iterativo midiendo los incrementos del diámetro horizontal y los decrementos del diámetro vertical, hasta converger en un mismo punto. La rigidez asociada es del orden de $\alpha=0.69$ . ....	82
Fig. 52. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con rótulas: esfuerzos en interfaz.....	86
Fig. 53. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con rótulas: desplazamientos verticales y horizontales en placa.....	87
Fig. 54. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con rótulas: fuerza axial y momento flexionante en placa. ....	88



Fig. 55. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con rótulas: fuerza cortante en placa y aspecto de la deformada. ....	89
Fig. 56. Arriba se muestra el aspecto del túnel de dovelas modelado con elementos de volumen en su totalidad; a la derecha se puede ver el detalle de la junta plana entre dovelas. Abajo, se observa en comparación, la simplificación de un túnel modelado como un anillo rígido continuo. ....	91
Fig. 57. Estas imágenes corresponden al modelo de dovelas como elementos de volumen, y ambos diagramas muestran el momento flexionante actuante en la junta. Sin embargo, la línea por medio de la cual se obtienen estos diagramas se ha discretizado de manera diferente: a la izquierda, la línea está a cada 10 grados y a la derecha, a cada 1 grado, lo cual da resultados más uniformes. ....	92
Fig. 58. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo modelado con dovelas como elementos sólidos: esfuerzos en interfaz. ....	93
Fig. 59. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo modelado con dovelas como elementos sólidos: desplazamientos verticales y horizontales en placa. ....	94
Fig. 60. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo modelado con dovelas como elementos sólidos: fuerza axial y momento flexionante en placa. ....	95
Fig. 61. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo modelado con dovelas como elementos sólidos: fuerza cortante en placa y aspecto de la deformada. ....	96
Fig. 62. Gráficas de momento flexionante para todos los métodos descritos. ....	98
Fig. 63. Gráficas de fuerza axial para todos los métodos descritos. ....	98
Fig. 64. Gráficas de momento flexionante para diferentes tipos de métodos descritos. ....	99
Fig. 65. Gráficas de barras para desplazamientos en clave, cubeta y hastiales para las diferentes metodologías reseñadas. ....	100

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Procedimientos constructivos en túneles. ....	16
Tabla 2. Componentes del sistema de drenaje profundo (modificado de GDF, 2006). ....	25
Tabla 3. Casos de análisis para determinar la presión de frente. ....	44
Tabla 4. Comparativa de resultados entre los diferentes criterios de presión de frente. ....	46
Tabla 5. Procesamiento del cálculo con la solución analítica. ....	67
Tabla 6. Ventajas y desventajas de análisis de túneles únicamente con programa estructural o con programa geotécnico. ....	80





Tabla 7. Resultados del modelo en SAP2000 considerando las cargas del modelo geotécnico en la convergencia de la deformada.....83

Tabla 8. Diferencias en el modelo de elemento finito considerando un modelo de anillo rígido y un anillo con dovelas como elementos de volumen. ....92



## 1. RESUMEN

Se presenta el análisis de túneles en suelos firmes con aplicación a túneles dovelados excavados con máquina tuneladora. Se aborda el análisis geotécnico de dos temas principales: estabilidad del frente de excavación y el cálculo de distribución de esfuerzos y elementos mecánicos en el revestimiento.

La estabilidad de frente en la construcción de un túnel con máquina tuneladora reviste una gran importancia debido a que su cálculo debe ser preciso: si se subestima dicha presión, se producen asentamientos en la superficie; por el contrario, si se sobreestima, se provocan emersiones en superficie. Ambos escenarios implican daños importantes en edificaciones, infraestructura y servicios públicos. Para su cálculo se abordan un par de criterios analíticos que hacen consideraciones distintas, y sus resultados se comparan con un análisis por el método del elemento finito (MEF) en tres dimensiones para determinar la presión de frente necesaria.

Por su parte, el cálculo de distribución de presiones y elementos mecánicos en el revestimiento se realiza desde diversas aproximaciones:

- a. Mediante solución analítica.
- b. Mediante un modelo con el MEF en 2D considerando deformación plana y el anillo continuo, sin juntas.
- c. Con un modelo MEF en 2D pero considerando una reducción de la rigidez a la flexión del anillo continuo, puesto que las juntas entre las dovelas le confieren al anillo una flexibilidad mayor y por tanto, sus desplazamientos son mayores aunque sus elementos mecánicos son menores.
- d. Con una interacción entre un programa geotécnico MEF en 2D y un programa estructural, llamado método híbrido. En el caso de un túnel dovelado, es importante considerar la interacción momento flexionante-rotación en las juntas entre dovela y dovela. Para considerar el modelado de las juntas rotacionales se ocupa el programa estructural, pero para proporcionar las cargas propias del terreno, se utiliza el programa geotécnico.
- e. Mediante un modelo MEF en 2D que considere un anillo compuesto por segmentos y articulado mediante rótulas elastoplásticas.

- f. Considerando ahora a las dovelas no como elementos placa sino como elementos de volumen, para considerar el detalle centimétrico las juntas planas entre dovelas. Este modelo conlleva un gran refinamiento de la malla de elementos finitos y por ende, el costo computacional es alto.

## 1.1. ALCANCES

Los alcances de este trabajo de tesis se pueden esquematizar en un mapa conceptual de la siguiente manera:

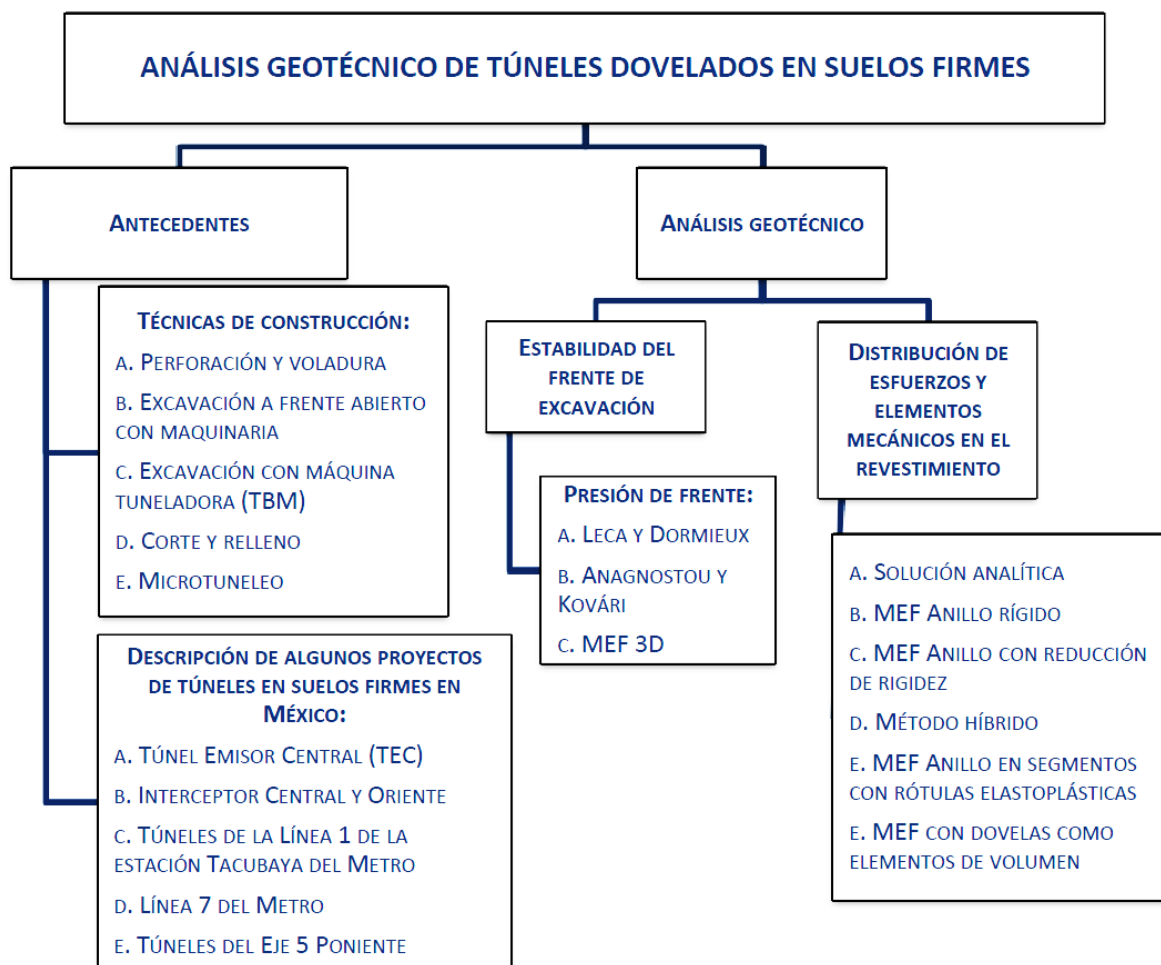


Fig. 1. Mapa conceptual con los trabajos a desarrollar en esta tesis.



## 1.2. ANTECEDENTES

¿Cuáles son los análisis geotécnicos más relevantes para la realización de un túnel dovelado?

Este trabajo no trata de ser exhaustivo en la cantidad de análisis necesarios, pero aborda la pregunta anterior vía dos respuestas principales:

- **Estabilidad del frente.** El análisis de la presión de frente brindará los parámetros de presurización de la máquina tuneladora necesarios para mantener estable al frente de excavación, evitando el colapso del frente mismo y, asentamientos o emersiones excesivos en superficie. El asentamiento está asociado a un déficit en la presión de frente, mientras que el levantamiento se asocia a un exceso.

Algunos sectores de los túneles dovelados actualmente en construcción en el país se desarrollan en entornos urbanos (Túnel Emisor Oriente, Túnel Emisor Poniente II, Línea 3 del Tren Ligero de Guadalajara, Tren Interurbano México-Toluca, entre otros) por lo que calcular con precisión la presión de frente es importante para evitar daños en estructuras superficiales como edificios, instalaciones de drenaje, agua potable, trazos del metro, calles y avenidas, etc.

- **Distribución de esfuerzos y elementos mecánicos sobre el revestimiento.** Los elementos mecánicos con los que se diseñan estructuralmente las dovelas son el resultado de la aplicación de cargas de suelo al anillo. Un anillo fuertemente confinado, tendrá una mayor tolerancia a resistir altos momentos flexionantes; por su parte, un anillo con una carga axial baja, es menos resistente a flexión. Los elementos mecánicos se deben reportar entonces en parejas de momento flexionante-fuerza axial para las diferentes consideraciones de diseño.

Considerar al anillo de dovelas como un continuo rígido puede incurrir en elementos mecánicos mayores a los que en realidad se tienen, considerando que el anillo de dovelas se trata de un anillo con rótulas que admiten transmisión de un cierto momento flexionante en sus juntas.

- Algunos otros análisis relevantes, pero que no se abordan en este trabajo de tesis, son:
  - **Revisión ante cargas dinámicas.** Los entornos urbanos de México en los que actualmente se construyen túneles dovelados, implican zonas sísmicas como el Valle de México o la ciudad de Guadalajara.



La diferencia entre estructuras de superficie y las subterráneas reside en que las estructuras colocadas en superficie sometidas a movimientos del terreno muestran una respuesta definida por fuerzas de inercia, y sus desplazamientos pueden resultar significativamente diferentes a los del terreno. Los métodos para diseño de estructuras de superficie normalmente requieren la aplicación de pseudofuerzas estáticas que se aproximan a las fuerzas dinámicas inducidas. Por el contrario, las estructuras subterráneas están confinadas por el suelo circundante, por tanto, sus desplazamientos van de la mano de los del suelo a su alrededor, con el efecto de la interacción entre estructura y suelo (Bobet, 2011).

En este análisis se puede anticipar que las fuerzas inerciales sobre el túnel, al tratarse de una obra subterránea, sean menores que las aplicadas a estructuras superficiales como un edificio, en el cual únicamente la base es excitada.

En el análisis del túnel ante cargas dinámicas se debe incluir un estudio en las direcciones transversal y longitudinal; esto permitirá conocer el ovalamiento en sección transversal así como las deflexiones longitudinales que tendría el túnel.

- **Asentamientos / emersiones en superficie.** Los movimientos verticales en superficie se vuelven críticos cuando se tiene poca cobertura y un entorno urbano, puesto que se pueden tener desplazamientos que hagan que una estructura ubicada en superficie supere su estado límite de servicio y en el peor de los casos, colapsos. Los asentamientos en superficie pueden ser inducidos por una presión de frente deficiente o bien por una mala técnica de inyectado del espacio anular entre suelo y dovela que no aplique un llenado exhaustivo en cuanto a volumen o que no tenga un acelerante de fraguado para que la mezcla adquiriera una resistencia alta al poco tiempo de haber sido inyectada. Por su parte, los levantamientos están asociados a un exceso de presión en el frente.

## 2. CONSIDERACIÓN DE UN SUELO FIRME

La definición cuantitativa de un suelo firme presenta dificultades debido a que un “suelo firme” se acerca también a las características que exhibe una “roca blanda”, es decir, que la transición de un material a otro no es abrupta. Las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004) establecen para la Zona I lo siguiente: “lomas formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre...”. Se puede entender que un suelo firme es aquel suelo estable, fuerte, que puede comenzar a trabajar ante una excavación sin necesidad de un sostenimiento inmediato. En el caso de una resistencia alta del terreno, la excavación pudiera incluso no necesitar sostenimiento.

El Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2016) describe una clasificación de suelos para proyectos de túneles en la que, un suelo firme es “aquel en el que es posible iniciar el proceso de excavación sin la colocación de sistemas de soporte temporal”. Y da como ejemplos de estos suelos a “arcillas de consistencia dura, arenas cementadas”, entre otros.

En una aproximación cuantitativa a la definición de un suelo firme, Alberro y Vieitez, por separado, (SMMS, 1982) presentan la siguiente clasificación para intervalos medios para suelos firmes:

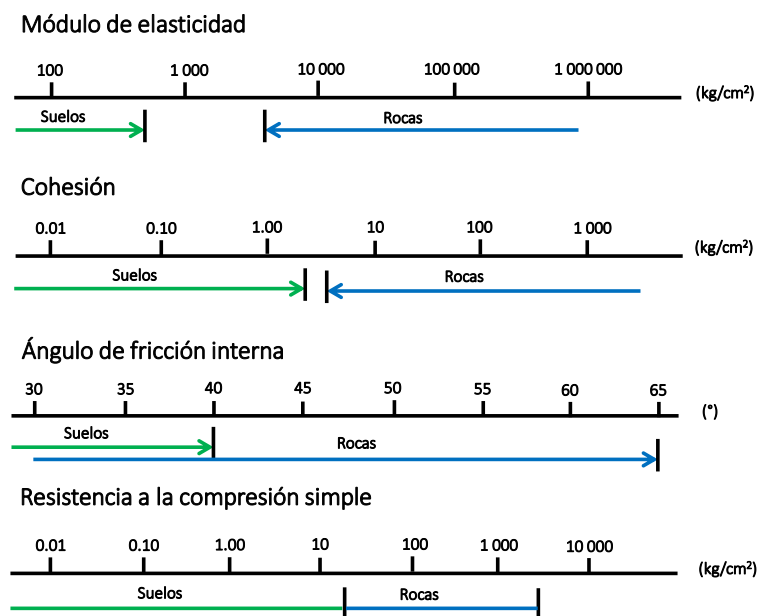


Fig. 2. Intervalos de clasificación con base en parámetros geotécnicos de interés, para suelos y rocas.



Dicha clasificación permite ubicar, de manera general, el campo de estudio de un suelo considerado firme en cuanto a propiedades de resistencia y deformación. También, tratándose de suelos firmes, puede presentarse el problema de discontinuidades en la masa, como es el caso de arcillas preconsolidadas fisuradas, en el que las propiedades de laboratorio en una probeta no siempre son representativas del comportamiento en masa del suelo firme (SMMS, 1982).





Para los fines del entendimiento de un suelo clasificado como firme, se excluyen aquellos suelos que están sujetos a procesos activos de descomposición o de alteración físico-química, características en materiales de transición como suelos residuales y rocas alteradas.

El análisis de revestimiento de un túnel en un suelo firme, puede no incluir condiciones de variación de los parámetros geotécnicos respecto al tiempo como sí sucede con el análisis en suelos blandos. El proceso de consolidación en suelos blandos hace que haya una clara distinción entre parámetros de corto y largo plazo, haciendo imperativa su consideración en la determinación de las cargas actuantes sobre el revestimiento primario y en caso de haberlo, del definitivo.

## 2.1. TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN

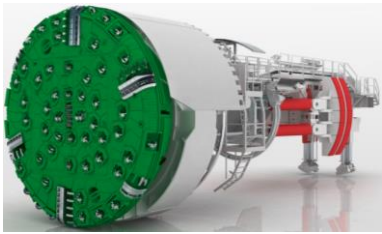
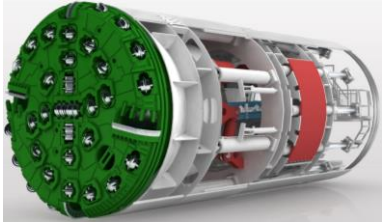
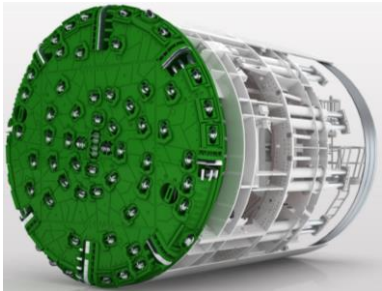
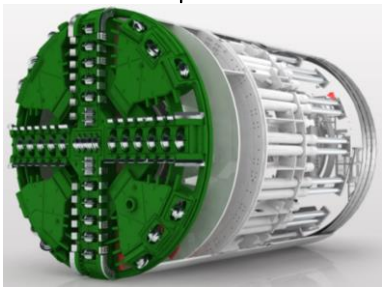
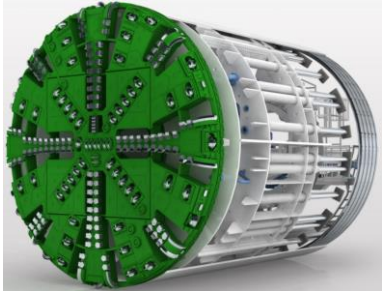
Algunos de los procedimientos constructivos de túneles se describen en la siguiente tabla.

Tabla 1. Procedimientos constructivos en túneles.




<i>Procedimiento constructivo</i>	<i>Características</i>	<i>Ilustraciones</i>
<p><b>Perforación y voladura</b></p>	<p>Excavación en macizos rocosos, generalmente media sección superior y posteriormente banqueo. Sus etapas pueden resumirse de la siguiente manera:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Perforación y carga de explosivo</li> <li>• Detonación</li> <li>• Ventilación</li> <li>• Rezaga y perfilado</li> <li>• Levantamiento topográfico, levantamiento geológico, y marcado de siguiente retícula de perforación.</li> </ul> <p>La perforación y voladura implica un cuidadoso almacenamiento, manejo y detonación de explosivos. A su vez, debe ser respetuoso de dar de suficiente tiempo de ventilación de gases tóxicos, previo a la entrada de cuadrillas de rezaga, perfilado y levantamiento geológico hacia el frente de excavación.</p> <p>El sistema de sostenimiento asociado a este procedimiento constructivo por lo general es concreto lanzado reforzado con fibras o malla electrosoldada, sistemas de anclaje, marcos metálicos y/o concreto colado en sitio. La calidad del macizo rocoso determinará los espesores de concreto lanzado, el</p>	 <p>Perforación con jumbo para colocación de explosivos.</p>  <p>Frente de excavación cargado listo para detonación.</p>  <p>Aspecto de una detonación en una etapa cercana al portal.</p>  <p>Trabajos de rezaga.</p>





<i>Procedimiento constructivo</i>	<i>Características</i>	<i>Ilustraciones</i>
	<p>contenido de fibras, la separación de marcos metálicos y/o la separación de la retícula de anclas. También, determinará la longitud de avance en cada ciclo de la excavación y el tiempo máximo que podrá estar el terreno sin ser revestido.</p>	
<p><b>Excavación a frente abierto con maquinaria</b></p>	<p>Excavación en roca blanda o bien en suelos firmes cementados a frente abierto. Los equipos más utilizados en suelos firmes son rozadoras (yoyos) adaptadas a retroexcavadoras, rotomartillos y excavadoras mineras.</p> <p>También, pueden usarse escudos de frente abierto con herramientas mecánicas de excavación.</p> <p>El sistema de sostenimiento puede ser a base de concreto lanzado reforzado con fibras o con malla electrosoldada y/o anclaje. Generalmente se cuela en sitio un revestimiento definitivo.</p> <p>Este tipo de excavación, de hacerse en suelos firmes por ejemplo los de la zona poniente de la ciudad de México, debe tener en consideración que puede encontrarse con lentes de arena suelta y/o mantos colgados de agua. Estos dos inconvenientes en la excavación podrían comprometer la estabilidad del frente.</p> <p>Al tratarse de suelos, los avances de excavación deben ser más bien moderados y la sección por excavar puede ser seccionada en más de dos partes para hacer el retiro del material paulatinamente.</p>	 <p>Retroexcavadora con rozadora, Línea 12.</p>  <p>Escudo de frente abierto.</p>  <p>Escudo de frente abierto con excavación por medio de herramientas mecánicas y protección parcial del frente con placas metálicas.</p>  <p>Rozadora minera.</p>

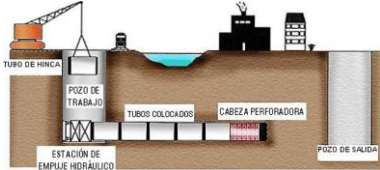


Procedimiento constructivo	Características	Ilustraciones
<p>Excavación con máquina tuneladora (tunnelling boring machine, TBM)</p>	<p>Abarca la excavación desde los suelos más blandos hasta las rocas más duras, dependiendo la máquina tuneladora a utilizar.</p> <p>Para rocas, se puede utilizar un escudo sencillo que coloque dovelas, un doble escudo que utilice gatos hidráulicos y <i>grippers</i> para su empuje hacia adelante (el cual también coloca dovelas) o bien un escudo de viga central con <i>grippers</i> que es utilizado para excavación en roca de buena calidad y como sostenimiento puede colocar concreto lanzado, anclas, marcos metálicos, etc.</p> <p>Por su parte, para suelos, puede emplearse una TBM del tipo presión de tierra balanceada (EPB) la cual presuriza el frente a partir de una relación entre el material que excava respecto al material que rezaga. También puede usarse una TBM tipo Slurry que, como su nombre lo indica, presuriza el frente por medio de lodos. En estas TBM para suelos, el sostenimiento es a base de dovelas y en caso de requerirse, un revestimiento definitivo de concreto reforzado colado en sitio.</p> <p>La construcción de túneles se ha hecho cada vez más frecuente mediante máquina tuneladora, la cual permite un mayor control de los asentamientos en superficie y limita el riesgo de falla de frente debido a que se tiene una presión en el mismo frente de excavación de manera constante, pudiéndose variar a</p>	<p> TBM para roca con grippers.</p> <p> Doble escudo.</p> <p> TBM convencional para roca.</p> <p> TBM tipo EPB.</p> <p> TBM tipo Slurry.</p> <p>(tomado de herrenknecht.de, 2016)</p>

<i>Procedimiento constructivo</i>	<i>Características</i>	<i>Ilustraciones</i>
	<p>voluntad. Sin embargo, si dicha presión de frente no fuera suficiente, se corre el riesgo de tener un caso de inestabilidad del frente. En casos extremos, el colapso se propaga hasta la superficie creando una depresión en el terreno próxima en forma a un cono. En el caso que la presión fuera excesiva, pudieran presentarse levantamientos de la superficie.</p> <p>El flujo de agua hacia el frente de excavación también puede causar asentamientos inadmisibles en superficie debido a un abatimiento de la presión piezométrica y un aumento en los esfuerzos efectivos. Así, el tuneo con máquinas tuneladoras cerradas y presurizadas con aire, lodo o balance de tierras tiene un doble propósito: darle un soporte continuo al frente y reducir o prevenir el flujo de agua al interior de la excavación.</p> <p>En este trabajo se considerará este procedimiento, con máquina tuneladora TBM tipo EPB. Las principales singularidades de este método constructivo son:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La sección de la excavación es circular.</li> <li>• El sistema de sostenimiento es a base de dovelas prefabricadas de concreto reforzado con juntas planas, es decir, que el anillo colocado no puede ser considerado como un anillo rígido. Las juntas entre las dovelas le confieren al anillo un comportamiento articulado y por tanto más flexible.</li> </ul>	 <p>La TBM tipo EPB más grande del mundo: "Bertha" de Hitachi Zosen, con 17.5 m de diámetro.</p>  <p>Cabeza de corte de TBM dual capaz de trabajar ya sea como EPB o como TBM para roca: "Quetzalcóatl" de Robbins. Con esta máquina se excavó el Túnel Emisor Poniente II.</p>

<i>Procedimiento constructivo</i>	<i>Características</i>	<i>Ilustraciones</i>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La excavación se hace a frente completo y se estabiliza mediante presión balanceada de tierra.</li> <li>• La distancia entre el sostenimiento y el frente de excavación puede considerarse cero. En otros procedimientos constructivos, por ejemplo perforación y voladura, el sostenimiento va una distancia por detrás del frente de excavación, permitiendo una cierta relajación del medio.</li> </ul>	
Corte y relleno	<p>Este procedimiento constructivo consiste en hacer un corte del material hasta la profundidad de desplante, posteriormente construir la estructura del túnel (por lo general rectangular) y, finalmente, cubrir la excavación con material controlado en calidad y compactación.</p> <p>En zonas donde el espacio no es una condicionante, el corte se hace dejando taludes para estabilizarlo. En zonas urbanas, donde el espacio en superficie sí es una condicionante importante, entonces se estabiliza la excavación mediante muro Milán con puntales/anclas, muro Berlín o muros hechos con pilas-columnas de concreto reforzado.</p> <p>Es común encontrar este último método ejecutado por partes para interrumpir el menor tiempo posible la circulación vehicular en superficie, estabilizando las paredes mediante la construcción de muros de pilas</p>	 <p>Túneles gemelos.</p>  <p>Excavación urbana para paso de tren.</p>  <p>Construcción del paso deprimido del Circuito Interior por debajo de Tlalpan por medio de pilas tangentes y colocación de tabletas prefabricadas, en la ciudad de México.</p>



<i>Procedimiento constructivo</i>	<i>Características</i>	<i>Ilustraciones</i>
	<p>tangentes o separadas (dependiendo la calidad del suelo); posteriormente se descabezan las pilas y se construye un cabezal que las ligue en su parte superior. Después, se colocan tabletas de concreto prefabricadas sobre los cabezales de las pilas y, finalmente, se ejecuta la excavación debajo de las tabletas.</p> <p>Otro procedimiento similar es el denominado top-down (o subexcavación), que consiste en construir muro Milán en el perímetro a excavar (o pilas coladas en sitio), construir una robusta losa tapa que actuará como puntal (dejando una ventana para extraer el material de rezaga) y hacer la excavación por debajo de esa losa tapa por medio de cargadores frontales de bajo perfil, bajo techo. Este procedimiento ha sido utilizado sobre todo en la ciudad de México para ejecutar excavaciones para estaciones de líneas del metro y para la construcción de varios niveles de cajones de cimentación de edificios.</p>	 <p>Construcción del paso deprimido de Río Mixcoac por debajo de Insurgentes por medio de pilas tangentes, también en la ciudad de México.</p>  <p>Aspecto final de estación de metro Atlalilco de la Línea 12, construida con el método top-down.</p>

<i>Procedimiento constructivo</i>	<i>Características</i>	<i>Ilustraciones</i>
<p><b>Microtuneleo</b></p>	<p>Consiste en hacer túneles de diámetro relativamente pequeño (menores a 5.0 m de diámetro) con fines de drenaje para conexión con colectores o emisores, soterramiento de cables de servicios, etc.</p> <p>Su construcción puede ser mediante máquinas tuneladoras las cuales son empujadas desde una lumbrera de lanzado. El sostenimiento de estos microtúneles es a base de tubos prefabricados de concreto reforzado, los cuales al no tener juntas, pueden ser considerados como un anillo rígido continuo.</p> <p>En caso que, la distancia entre una lumbrera y otra sea grande (distancias mayores a 1 km, por ejemplo), entonces se puede recurrir a una estación intermedia de empuje. Esta estación consiste en un tubo de acero con gatos hidráulicos en su interior, intercalado con el resto del tren de tubos de concreto. Así, la estación intermedia secciona la longitud total de hincado, dividiendo también la fuerza necesaria para cada tramo.</p>	<p><i>Ilustraciones</i></p>  <p><b>Esquema de tubería hincada mediante microtuneleo.</b></p>  <p><b>Máquina excavadora para microtuneleo.</b></p>  <p><b>Lumbrera de lanzado de microtúnel. Se pueden notar los gatos hidráulicos de empuje, así como el suministro desde superficie de la tubería de hincado.</b></p>



### 3. ANTECEDENTES DE TÚNELES CONSTRUIDOS EN SUELOS FIRMES

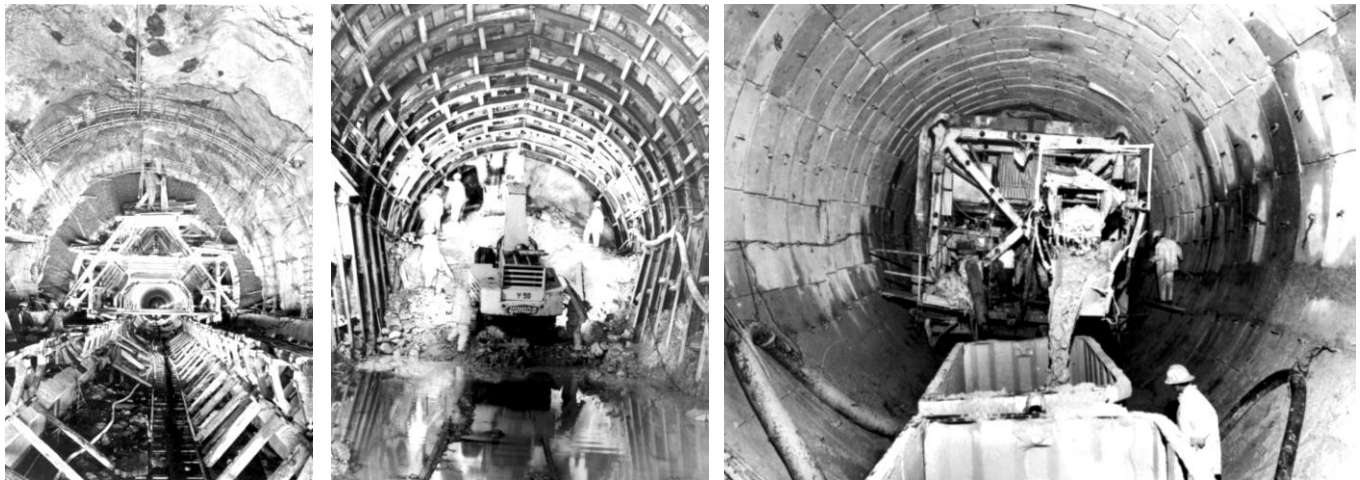
En este apartado se reseñarán experiencias que se tuvieron durante la construcción de algunos túneles sobre suelos firmes, ya sea en su totalidad o un tramo de su trazo.

#### 3.1. DRENAJE PROFUNDO

El drenaje profundo de la ciudad de México es un sistema integrado por el Túnel Emisor Central (TEC) y 11 Interceptores con una longitud total de 166.14 km. El TEC se construyó de 1967 a 1975.

El TEC tiene una extensión de 50 km, con un diámetro de servicio de 6.50 m y 7.70 m de diámetro de excavación. La profundidad a la clave del túnel es variable de los 57 hasta los 117 m. Los métodos de excavación empleados fueron perforación y voladura, método convencional y escudo de frente abierto, dado que se excavó a través de tobas andesíticas de la formación Tarango, aunque también en su trazo se encontró con lavas y tobas riolíticas, domos andesíticos, basaltos, conglomerados, ignimbritas, depósitos aluviales, entre otros. En algunos tramos también se excavó en arcillas blandas. Su trazo inicia en Cuauhtepac y termina en el río El Salto cerca de la presa Requena en el estado de Hidalgo.

Los sistemas de sostenimiento del TEC dependieron del procedimiento de excavación, por lo que en función del tramo se utilizaron: marcos de acero retacados con madera y/o concreto lanzado simple, concreto lanzado (15-25 cm de espesor) reforzado con varilla (en algunos casos con la adición de anclaje) y también dovelas de concreto reforzado. Como revestimiento definitivo, se colocó concreto colado en sitio con un espesor de 60 cm (Figura 3).

*Perforación y voladura**Método convencional**Escudo y revestimiento con dovelas***Fig. 3. Procedimientos constructivos empleados en el Túnel Emisor Central (GDF, 2006).**

Por su parte, los Interceptores Central y Oriente tuvieron una longitud en conjunto de 18 km a una profundidad de 30 a 36 m aproximadamente. Con sección circular de 4.0 y 5.0 m de diámetro interior, fueron excavados con escudo de frente abierto con tableros de apoyo en el frente y, en algún tramo, se requirió uso de aire comprimido ( $0.8-1.2 \text{ kg/cm}^2$ ). Se excavaron a través de formaciones de limos y arenas finas, y también en arcillas lacustres (Figura 4).

En 1970 en la construcción del tramo 5-6 del Interceptor Oriente, en zona de lago (inmediaciones de la Terminal de Autobuses TAPO), se tuvieron serios problemas para controlar el avance, mantener el escudo en línea y nivel, y colocar las dovelas de revestimiento. A mitad del tramo excavado, se notó que a través de las juntas del endovelado entraba arcilla, sucediendo minutos después el colapso del revestimiento. La arcilla penetró en el túnel llegando hasta una lumbrera cercana. En superficie, el asentamiento fue de 3.0 m.

En una etapa posterior, en 1981, durante la construcción del tramo 7-6 del Interceptor Central, se llegó a una zona de arcillas lacustres de muy baja resistencia al corte. Los anillos de dovelas, muy flexibles, sufrieron deformaciones excesivas. Se suspendió la excavación, se apuntaló el túnel y se coló, como medida de emergencia, el revestimiento definitivo.





Tabla 2. Componentes del sistema de drenaje profundo (modificado de GDF, 2006).

<b>Sistema de drenaje profundo</b>	
<i>Componente</i>	<i>Longitud (km)</i>
Interceptor Iztapalapa	5.50
Interceptor Obrero Mundial	0.80
Interceptor C. Nacional C. de Chalco	11.60
Interceptor Centro-Poniente	16.00
Interceptor Central	16.10
Interceptor Oriente	28.00
Interceptor Oriente-Sur	13.80
Túnel Emisor Central	50.00
Interceptor Centro-Centro	3.70
Interceptor del Poniente	16.20
Interceptor Oriente-Oriente	3.40
Interceptor Gran Canal	1.00
Túnel Emisor Oriente (actualmente en construcción)	62.00
<i>Total:</i>	<b>166.14</b>

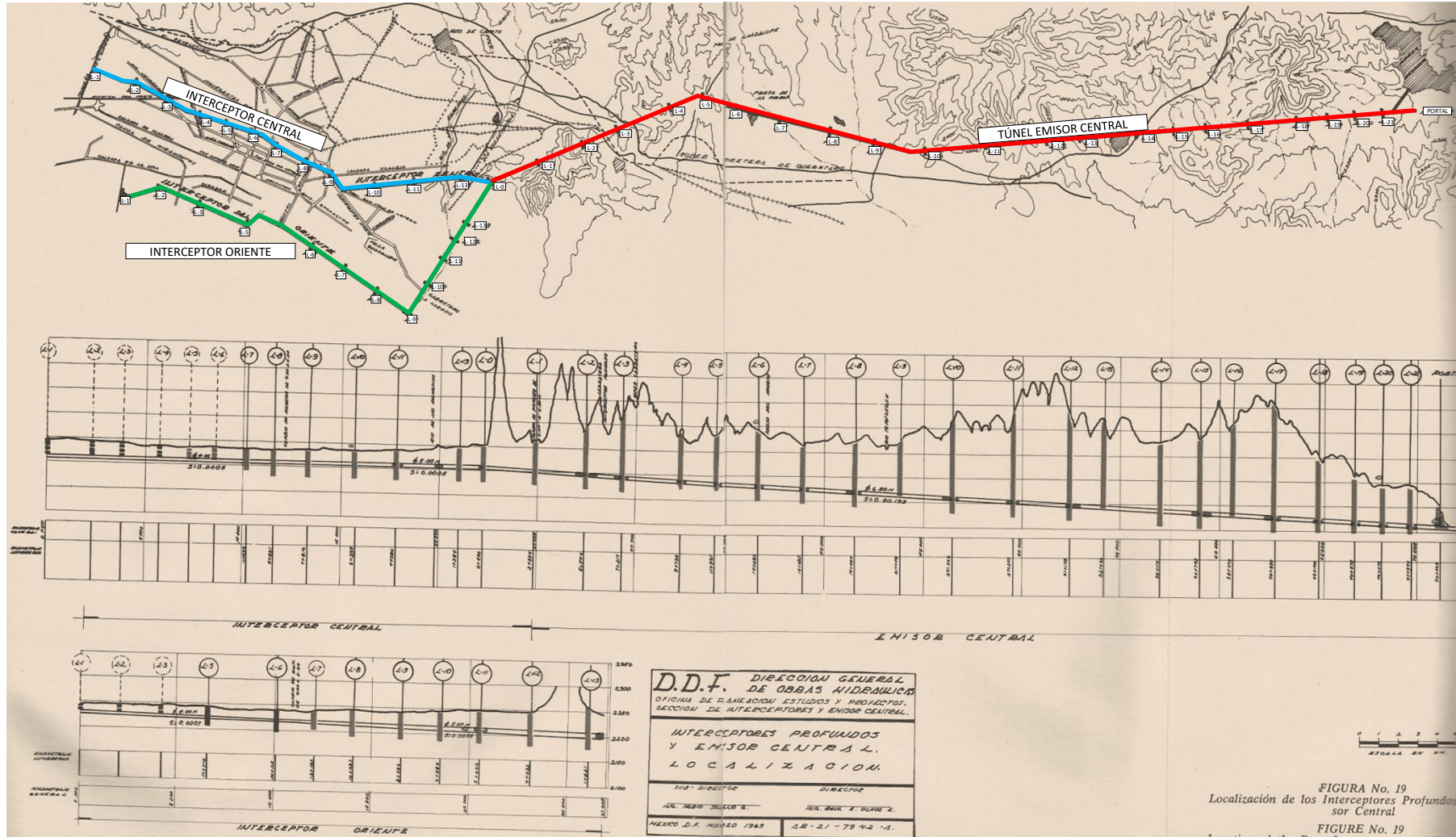


Fig. 4. Planta y perfil del Interceptor Central, Interceptor Oriente, y del Emisor Central. Modificado de DDF DGOH, 1969.

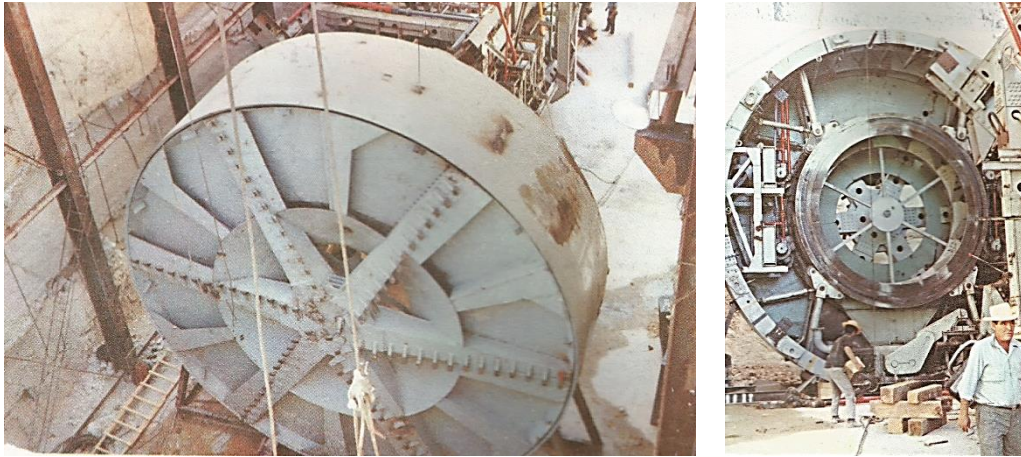


Fig. 5. Escudo utilizado en la excavación del tramo contiguo al portal de entrada del Túnel Emisor Central (DDF DGOH, 1969).

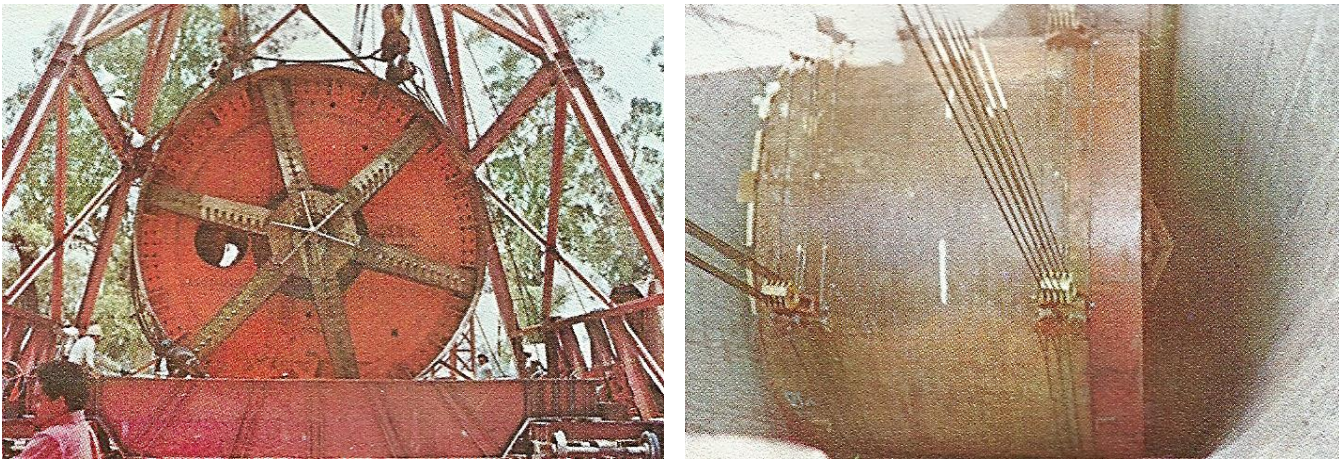


Fig. 6. Escudo utilizado en la excavación de los Interceptores Central y Oriente (DDF DGOH, 1969).



Fig. 7. Confluencia del Interceptor Oriente y Central con el Túnel Emisor Central. A la izquierda se muestra una fotografía de 1975 previo a su inauguración y a la derecha una fotografía que se tomó durante los trabajos de mantenimiento mayor (Moreno, 2014). En la parte baja, se muestra el daño ocasionado por el contacto con las aguas negras; en la sección superior y clave, se observan los daños producidos por los vapores de dichas aguas negras.

Entre los años 1981 y 1982, entre las lumbreras 6 y 7 del Interceptor Central, se hizo una combinación de análisis numérico alimentado por mediciones de instrumentación (Figura 8). En ese tramo la excavación se hizo por medio de escudo de frente abierto y se estabilizó el frente con aire comprimido. Este estudio se hizo por primera vez para conocer y anticipar el comportamiento de una excavación con cierto rigor numérico, lo cual permitió llevar a cabo diseños más óptimos de las dovelas de revestimiento. El programa utilizado fue el Rheo-Staub desarrollado por el Instituto Tecnológico Federal de Zúrich y utilizaba el método de elemento finito con fines geotécnicos (Sánchez, 2011) (Sánchez y Moreno, 1983).

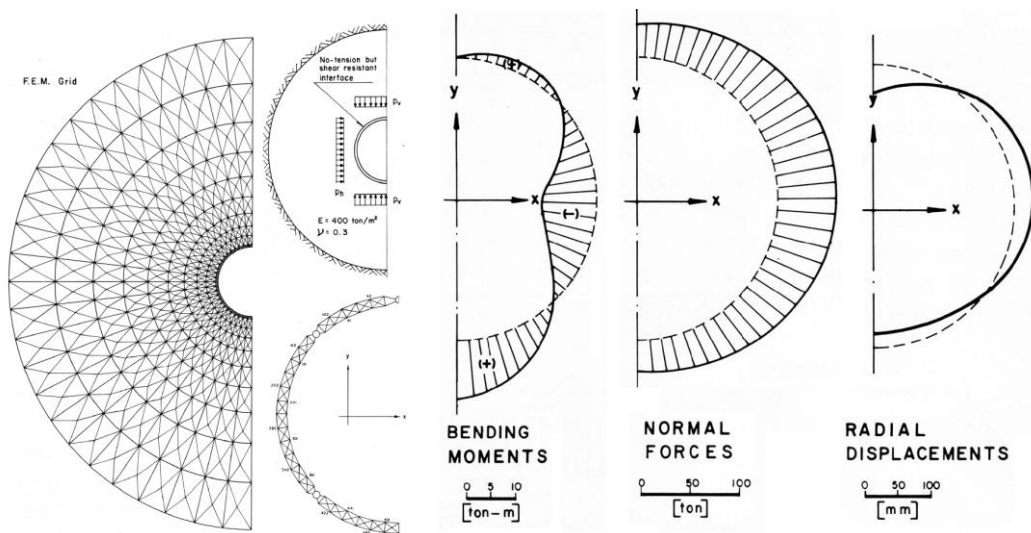


Fig. 8. Modelo de elementos finitos y resultados de elementos mecánicos utilizados en un tramo del Interceptor Central (Sánchez, 2011).

### 3.2. LÍNEA 7 DEL METRO

El túnel del metro de la Línea 7 se ubica en la zona poniente de la ciudad de México, tiene 16.5 km de longitud y 13 estaciones. La línea completa se construyó de 1981 a 1988 y se excavó mediante método convencional y escudo de frente abierto de 9.5 m de diámetro con dos rozadoras al frente. Atraviesa tobas cementadas de la formación Tarango así como limos y limos arenosos depositados en abanicos aluviales en los ríos Tecamachalco y San Joaquín. El sistema de sostenimiento fue a base de concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada. La sección fue herradura con diferentes dimensiones en función del tramo (Tamez et. al. 1997):

- 6.20 x 6.46 para túnel en tramo de una vía
- 8.33 x 9.54 m para túnel en estación de una vía
- 8.40 x 10.50 para túnel en tramo de dos vías
- 12.80 x 14.50 en el túnel de la estación Camarones
- Doble túnel de 8.60 x 16.80 para estaciones como Refinería y Aquiles Serdán.

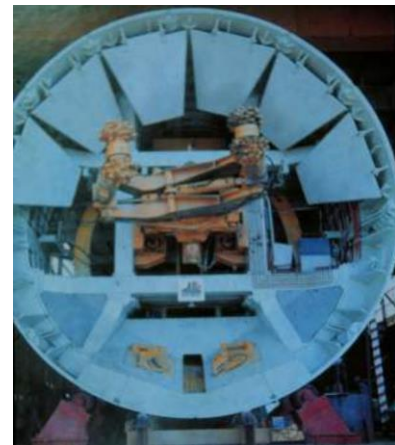
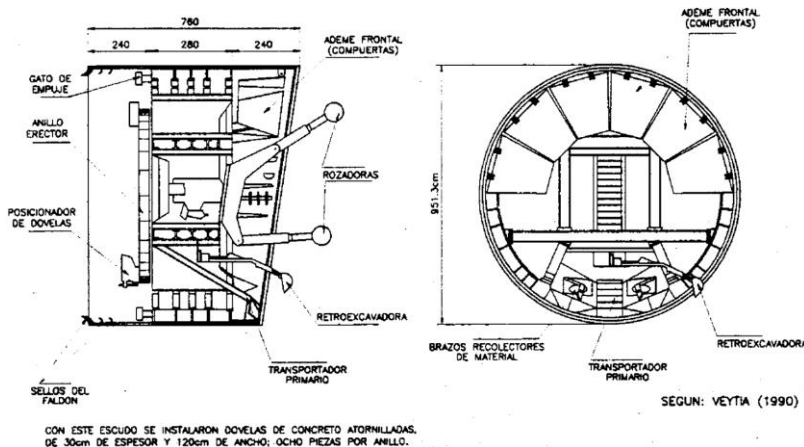
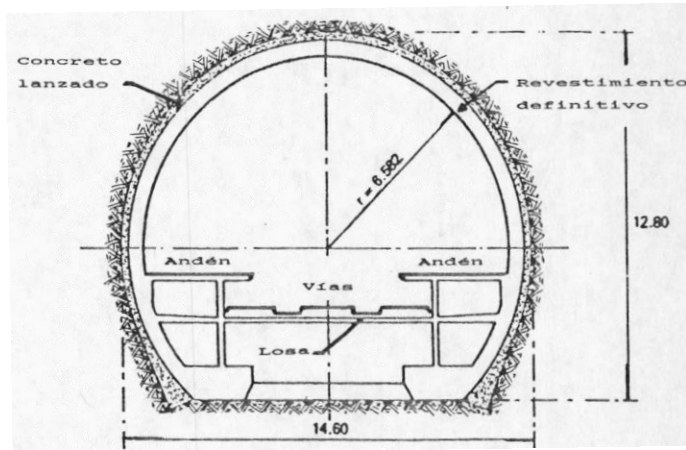


Fig. 9. Arriba a la izquierda se muestra un plano de la sección transversal de la estación Camarones; arriba a la derecha la construcción de la estación Refinería. Abajo, se muestra una sección transversal y longitudinal del escudo de frente abierto utilizado, con compuertas de protección y rozadoras al frente. Abajo a la derecha se muestra una fotografía del mismo equipo (Moreno, 1991) (Schmitter, 2016).

El túnel de la estación Camarones se excavó por etapas, primero la media sección superior colocando 3 capas de concreto lanzado con malla metálica y ejecutando anclaje de fricción de 4.0 m de longitud en la clave. Después, también por etapas, se excavó la media sección inferior. Posteriormente se aplicó



revestimiento primario y el definitivo. Este túnel es particular porque a través de él se hizo pasar el escudo de 9.51 m de diámetro utilizado para excavar los tramos de túnel contiguos

### 3.3. TÚNEL TACUBAYA DE LA LÍNEA 1 DEL METRO

Este túnel de 1.14 km de longitud y 9.14 m de diámetro corresponde al extremo poniente de la Línea 1 del metro. Se excavó con un escudo abierto de 4.70 m de largo, entre los años de 1969 y 1970 (Figura 10).

Las restricciones constructivas para este intertramo del metro fueron varias:

- a. Atravesar avenidas vehiculares importantes como Parque Lira, Periférico; infraestructura existente como el Interceptor Poniente, colectores, líneas de agua potable y gasoductos. También, dos manzanas de zonas habitacionales.
- b. Dos terceras partes del trazo son tramos curvos, en alineamiento vertical y en horizontal, con pendientes entre 0.8 y 7% así como radios de curvatura de inclusive, 200 m.
- c. Zona densamente poblada en calles angostas y construcciones longevas, lo cual las hace sensibles a asentamientos superficiales.

La excavación a cielo abierto fue descartada debido a la imposibilidad de cortar las importantes avenidas mencionadas. Ante la poca cobertura del túnel (entre 5.0 y 11.0 m) y la poca resistencia de los suelos que forman esa cobertura ( $5 < N_{SPT} < 25$ ) la única alternativa era usar un escudo o bien una máquina tuneladora, ya que el principal problema era sostener el material en la clave. Sin embargo, la reducida longitud del túnel no justificaba la inversión en una máquina tuneladora. Por lo anterior, se decidió el empleo de un escudo de frente abierto.

Se excavó en la frontera entre la zona de transición y la zona de lomas, pero su estratigrafía es complicada por la presencia de abanicos aluviales, producto de la erosión del río Tacubaya en lomas aguas arriba. Se encontraron desde arcillas consolidadas hasta fuertes tobas cementadas en las que inclusive, se utilizaron explosivos para el avance.

El revestimiento consiste en anillos de concreto reforzado formados por tres dovelas (dos en clave y una en cubeta) de 0.75 m de ancho y 0.25 cm de espesor.

Los anillos se armaron dentro del faldón del escudo. Las dovelas de la clave se colocaban en su posición mediante los brazos erectores, se unían con una placa y se fijaban con un troquel horizontal. La dovela de la cubeta se colocaba al final. Posteriormente, las dovelas de la clave eran comprimidas con unos gatos haciendo reacción en la dovela de la cubeta y con el auxilio de un troquel vertical.

Después, los gatos eran sustituidos por pequeños troqueles de tubo y se procedía a soldar las barbas de las dovelas y a colar, con aditivo expansivo, las uniones. Finalmente, se inyectaba lechada de cemento para rellenar el espacio anular entre el anillo y el terreno excavado (Moreno, 1991).

El escudo de frente abierto pesaba 140 toneladas (t) y tenía una “cachucha” de 1.55 m que permitía a los perforistas trabajar sobre las plataformas deslizantes, excavando de arriba a abajo. Si se requería contener el frente, se podían utilizar 17 gatos frontales de 68 t cada uno. Para su empuje hacia adelante, de manera perimetral en la parte posterior tenía 28 gatos de 182 t y 0.91 m de carrera cada uno.

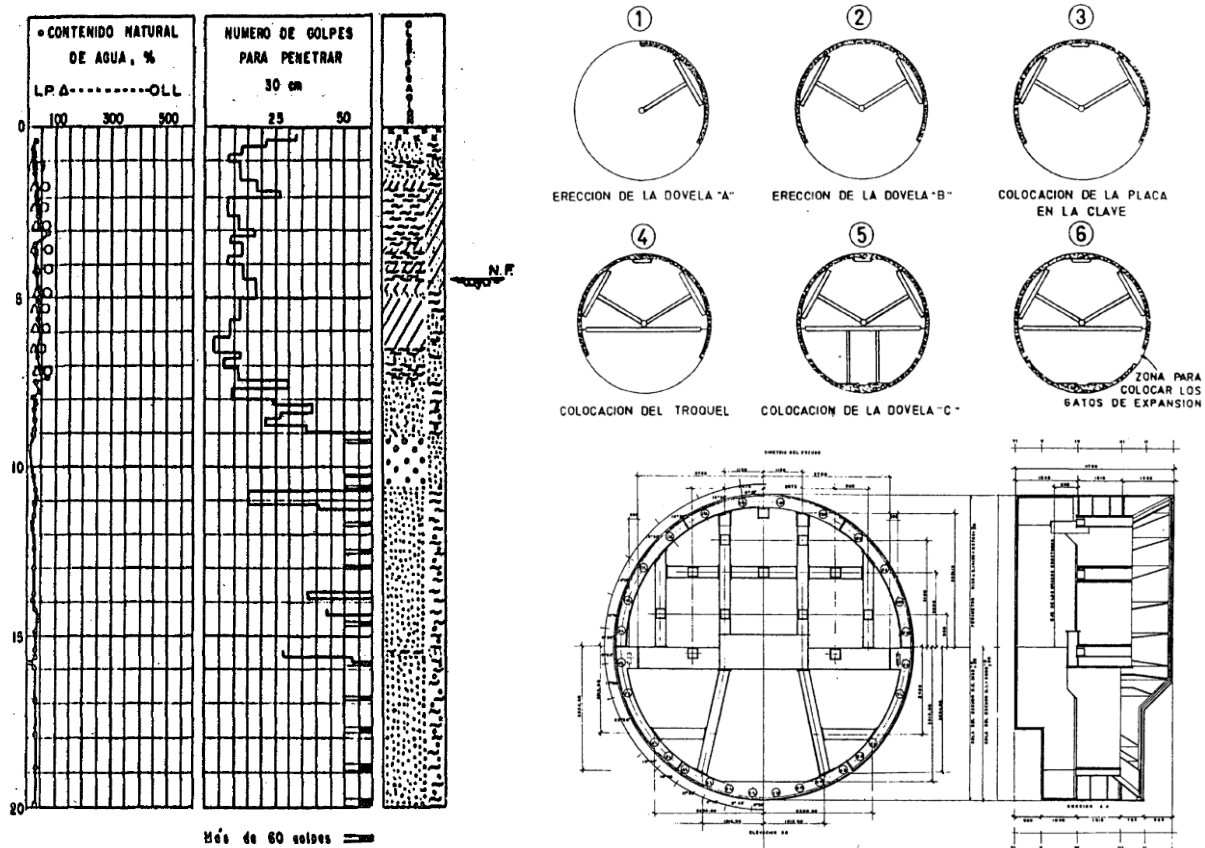


Fig. 10. Se muestra un sondeo exploratorio de la zona del túnel, el procedimiento constructivo esquematizado así como sección transversal y longitudinal del escudo de frente abierto utilizado (SMMS, 1982).



Los asentamientos medidos en superficie fueron, en general, menores a 3.0 cm y el avance de excavación estuvo entre 4.50 y 6.75 m al día.

### 3.4. TÚNELES DEL EJE 5 PONIENTE

Se trata de un par de túneles de 297 y 266 m de longitud, excavados en suelos firmes del poniente de la ciudad de México y que pasan por debajo de una subestación eléctrica de la Comisión Federal de Electricidad, CFE. La geometría de la sección transversal es un ovoide con tres radios de curvatura que definen 11.80 m de ancho por 7.75 m de altura.

El proyecto tenía como restricción una gran sensibilidad a los asentamientos en superficie, dada la poca cobertura que se tenía (de 4.5 a 10.0 m) y los equipos de la subestación de CFE. También se tenían las cargas de un almacén de refrescos y el compromiso de mantener en funcionamiento las avenidas vehiculares Centenario y 5 de mayo.

El material excavado pertenece a la Formación Tarango Superior, es una toba café limo arenosa cementada con lentes de arena pumítica, con intercalaciones de arenas azules débilmente cementadas, con gravas y algunos boleos aislados. La excavación se realizó con máquina retroexcavadora con rozadora acoplada.

Para cada túnel, se abrieron dos túneles piloto laterales en los que se construyeron zapatas de apoyo temporal; en cada avance de excavación, se dejó un prisma de toba a manera de banco central y se ejecutaron 5.0 cm de concreto lanzado. Antes del siguiente avance, se aumentó el espesor del concreto lanzado en la clave. Los ciclos continuaron con avances variables y recubriendo en todo momento con concreto lanzado reforzado con fibra metálica. Así, se completó el espesor de 25 cm. Finalmente, la cubeta se construyó con concreto reforzado (Contreras et. al., s.f.).



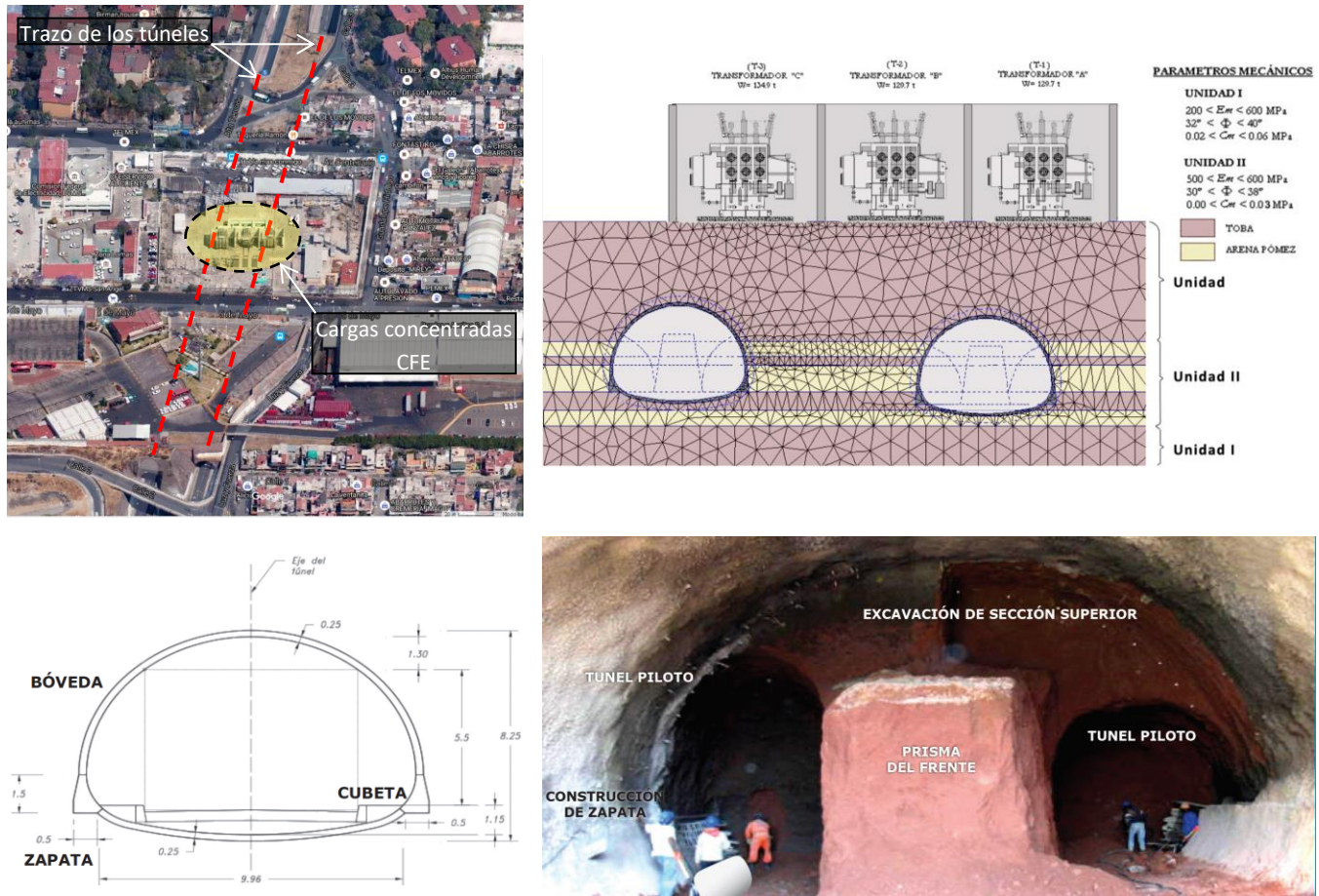


Fig. 11. Arriba se muestra el entorno urbano de ejecución del proyecto y la escasa cobertura; el diagrama de la derecha se encuentra a escala. Abajo, se tiene la sección transversal y una fotografía que ejemplifica el procedimiento de excavación (Contreras et. al., s.f.) (De Pablo, 2015) (Sánchez, 2013).

#### 4. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

El análisis geotécnico se reseña desde dos principales enfoques:

- El cálculo de la presión de frente para evaluar la estabilidad del frente de excavación
- Cálculo de distribución de esfuerzos y elementos mecánicos en el revestimiento

El cálculo de la presión de frente está fuertemente influenciado por el mecanismo de falla en el que esté basado el criterio de cálculo. Por su parte, para la distribución de esfuerzos y elementos

mecánicos se han elegido algunas metodologías usuales reseñadas en la bibliografía especializada, identificando ventajas y desventajas de la implementación de cada una.

#### 4.1. ESTABILIDAD DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN

Las crecientes necesidades de transporte y servicios han hecho que en la actualidad se tenga un aprovechamiento del espacio subterráneo más grande y más costoso, con sistemas subterráneos de líneas de metro, carreteras, drenaje, agua potable, etc. Muchas de estas obras subterráneas deben ejecutarse en suelos de baja resistencia o suelos permeables bajo nivel freático, además de excavarse bajo un entorno urbano con mínima cobertura (Leca et. al., 2000). Así, la excavación de túneles puede hacer que el terreno no sea estable por sí mismo y, entonces, es necesario proveer una presión en el frente, generalmente a través de un fluido (aire, lodo) o bien con el material recién excavado.

La determinación cuantitativa de la presión a aplicar en el frente es importante porque concierne a la seguridad durante la excavación del túnel mismo, pero también de las estructuras que se ubican en superficie. Al ejecutar la excavación, se tiene un cambio tridimensional en el estado de esfuerzos en el terreno (relajaciones) y en el frente se tiene un desconfinamiento total. El tuneleo puede provocar asentamientos considerables o bien, en el caso de la aplicación de una presión de frente excesiva, levantamientos de la superficie (Figura 12).

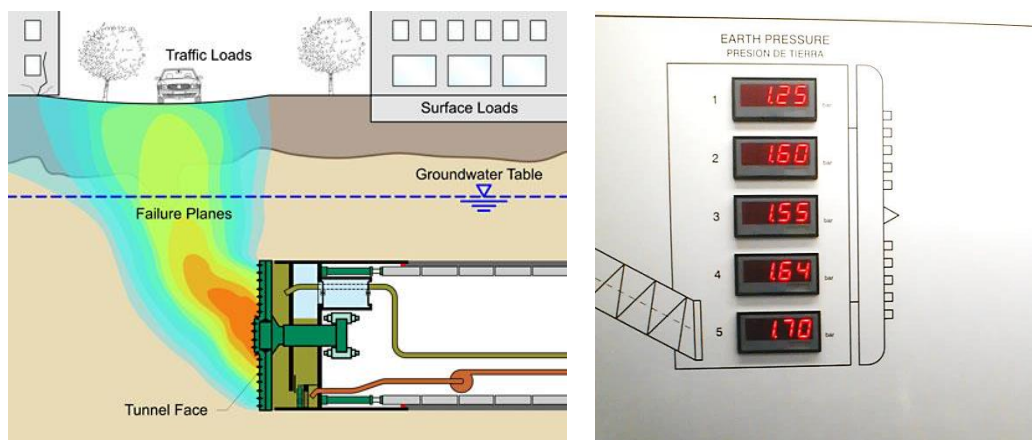


Fig. 12. Esquema de una falla de frente ocasionando la formación de una "chimenea" que alcanza la superficie. A la derecha, se tiene un tablero de control de una tuneladora mostrando la presión de tierra balanceada (bar) aplicada al frente.

El uso de escudos en la excavación de túneles se remonta a mediados de la década de 1880 cuando se excavó un túnel para uso peatonal debajo del río Támesis, en el Reino Unido. Conforme avanzó el refinamiento de las máquinas tuneladoras (TBM), se introdujo en las décadas de 1960 y 1970 los escudos con frente presurizado con lodos (slurry shield) y del tipo de presión de tierra balanceada (earth pressure balance, EPB) respectivamente. La excavación con escudos cerrados provee a la construcción de túneles dos grandes ventajas: soporta con presión el frente de la excavación y previene o reduce el flujo de agua hacia el frente.

El principio de funcionamiento de una TBM del tipo EPB es proporcionar una presión de soporte del frente de excavación usando el material recién excavado el cual, bajo presión, llena por completo la cámara de excavación. La presión de frente es alcanzada mediante un control del material que entra (material recién excavado) respecto al material que sale de la cámara (rezaga); dicho control se logra por medio de una regulación de la rotación del tornillo sinfín que rezaga el material excavado o bien mediante la modificación del avance de la máquina. Es comprensible que si entra más material del que es rezagado, entonces el material del frente se presuriza.

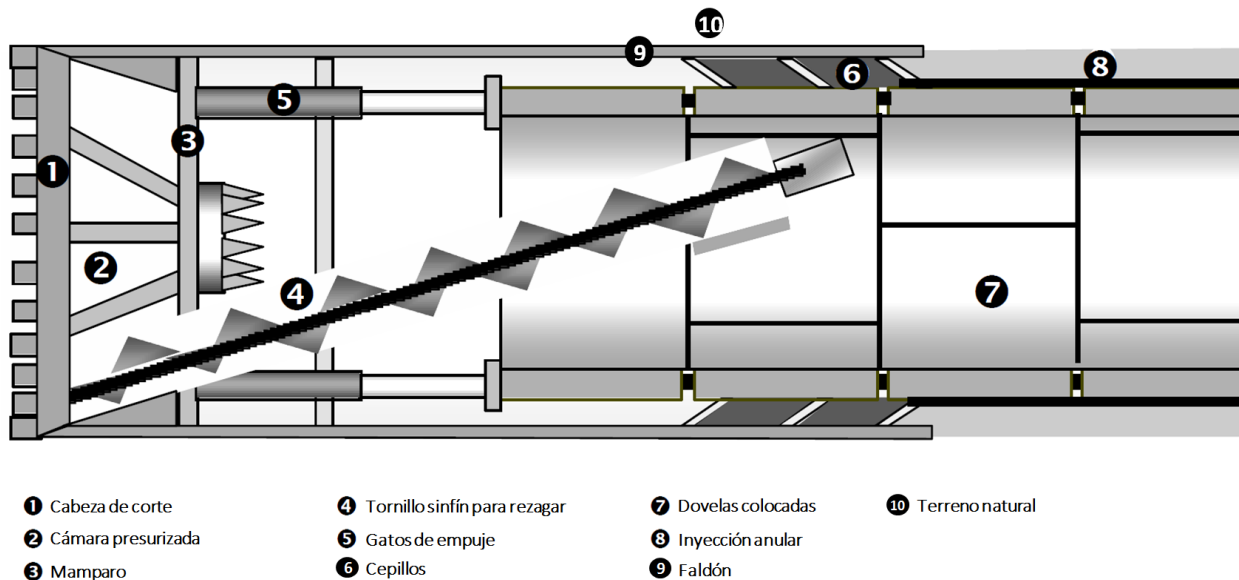


Fig. 13. Esquema de funcionamiento de una TBM tipo EPB (modificado de EFNARC, 2001).

El estudio de la estabilidad del frente de un túnel es un problema complejo, una solución detallada puede ser desarrollada únicamente con un análisis numérico tridimensional. Sin embargo, en algunos casos, los métodos desarrollados por equilibrio límite proporcionan soluciones satisfactorias,



representando aún una importante herramienta práctica de diseño, especialmente cuando son basados en modelos de falla tridimensionales.

#### 4.1.1. CRITERIO DE LECA Y DORMIEUX

El criterio de Leca y Dormieux (1990) aborda el problema de la estabilidad de frente de un túnel excavado a través de un suelo considerando el criterio de falla Mohr-Coulomb. Para delimitar el escenario de falla, se exponen tres mecanismos de falla de frontera superior y tres estados de esfuerzos de frontera inferior. Estos seis mecanismos limitan la presión de frente necesaria para garantizar la estabilidad. Los resultados experimentales muestran que los resultados que más se acercan a la presión de falla de frente son los calculados con los mecanismos de falla de frontera superior (llamados mecanismos de falla MI, MII y MIII, ver Figura 14).

Los mecanismos MI, MII y MIII son establecidos como movimientos de bloques cónicos cinemáticamente admisibles que se desplazan como cuerpo rígido. Los mecanismos MI y MII corresponden a rotura del material y éste se desplaza hacia el interior de la excavación por una deficiente presión de frente; el mecanismo MII está compuesto por 2 conos. Por su parte, el mecanismo MIII se desplaza hacia la superficie (blow out, en inglés), un caso particular que puede suceder en túneles excavados con baja cobertura y una elevada presión de frente.

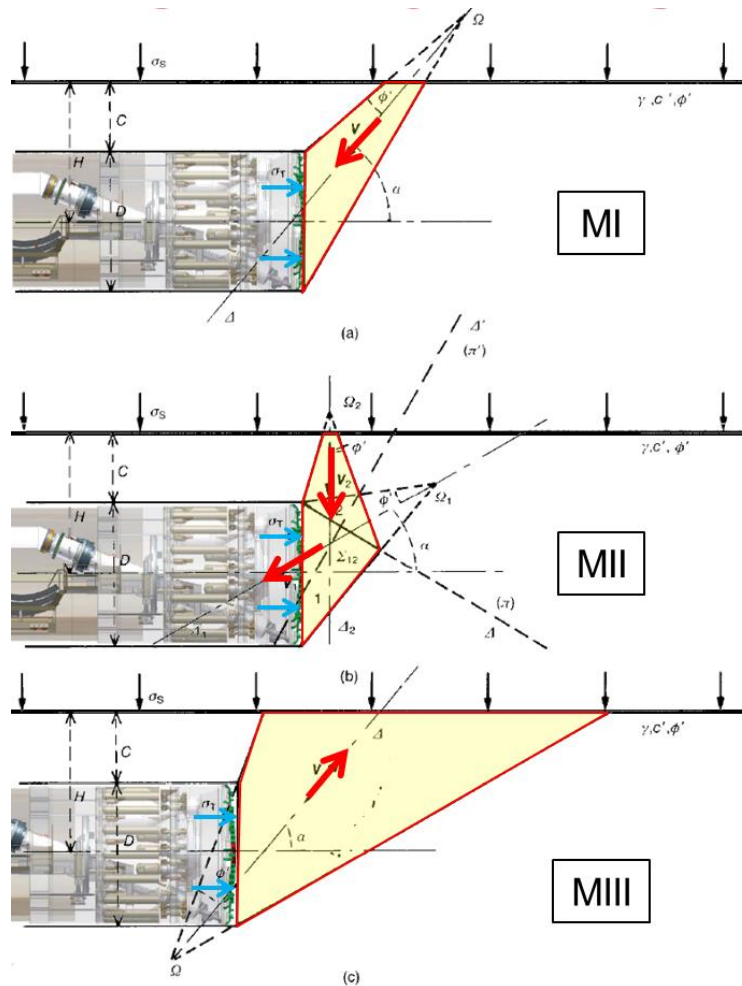


Fig. 14. Mecanismos cónicos de falla para frontera superior propuestos por Leca y Dormieux (modificado de Leca et. al., 1990)

Las principales consideraciones en la formulación de este método son:

- La excavación se hace a sección completa.
- La sección de excavación es circular
- La distancia entre el frente de excavación y la colocación del revestimiento es cero.

Por tanto, son consideraciones que coinciden con el procedimiento constructivo con TBM tipo EPB.

Algunas otras consideraciones son:

- Los parámetros de resistencia son  $c'$  y  $\phi'$ , con criterio de falla Mohr-Coulomb.
- La presión de frente calculada es considerada como constante.
- Se utilizan los coeficientes de presión de tierras de Rankine.

Para este criterio se consideran dos verificaciones, la primera de frontera superior y la segunda de frontera inferior. Las expresiones para realizar el cálculo son las siguientes:

$$\sigma_c = 2 \frac{c' \cos \varphi'}{1 - \text{seno } \varphi'}$$

$$K_A = \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'}$$

$$K_P = \frac{1 + \text{sen } \varphi'}{1 - \text{sen } \varphi'}$$

$$Q_S = (K_P - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1$$

$$Q_T = (K_P - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1$$

$$Q_\gamma = (K_P - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c}$$

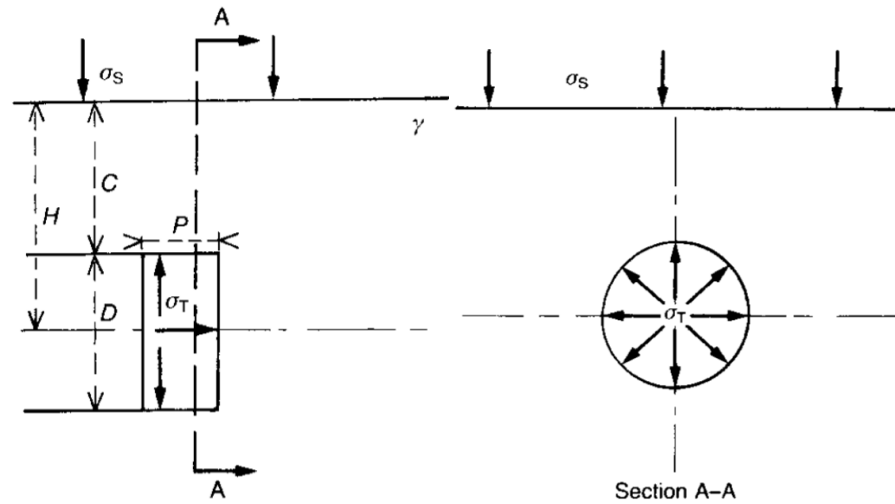


Fig. 15. Literales usadas en la formulación (Leca et. al. 1990).

Donde:

$\sigma_c$ , resistencia a la compresión simple con el criterio Mohr-Coulomb

$\sigma_s$ , sobrecarga superficial

$\sigma_t$ , presión de frente

$K_A, K_P$ , coeficientes de presión de tierras de Rankine para falla activa y pasiva respectivamente

$Q_S, Q_T, Q_\gamma$ , parámetros de carga

$D$ , diámetro de la excavación

$\gamma$ , peso volumétrico del material

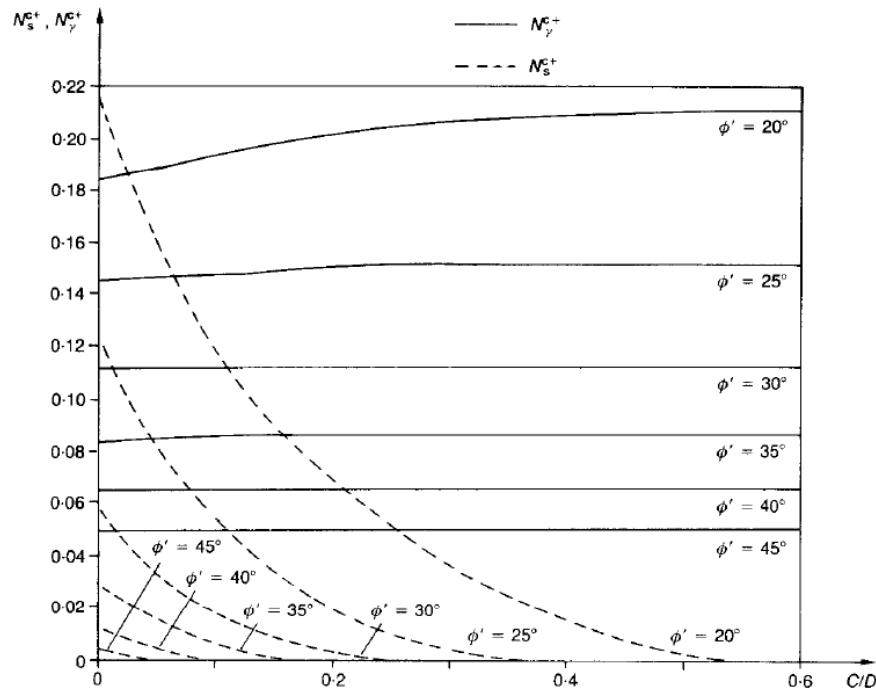


Fig. 16. Gráfica para la obtención de  $N_g^{c+}$  y  $N_s^{c+}$  en función de la cobertura  $C$  y el diámetro  $D$  (Leca et al., 1990).

Para verificar el equilibrio de los mecanismos de falla MI y MII, para la solución de frontera superior, se debe satisfacer la siguiente desigualdad:

$$N_S Q_S + N_Y Q_Y \leq Q_T$$

Sustituyendo los valores de los parámetros de carga  $Q_S, Q_T, Q_Y$ :

$$N_S \left[ (K_P - 1) \frac{\sigma_S}{\sigma_C} + 1 \right] + N_Y (K_P - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_C} \leq (K_P - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_C} + 1$$

Por su parte, para la solución de frontera inferior se tiene la siguiente formulación:

$$N_{SI}^{c-} = K_A$$

$$N_{\gamma SI}^{c-} = K_A \left( \frac{C}{D} + 1 \right)$$

$$N_{SII}^{c-} = K_A \left( 2 \frac{C}{D} + 1 \right)^{1-K_P}$$

$$N_{\gamma SII}^{c-} = 0$$



$$N_{SIII}^c = \left(2 \frac{C}{D} + 1\right)^{2(1-K_p)}$$

$$N_{\gamma SIII}^c = 0$$

Planteando de igual manera la siguiente desigualdad para garantizar la estabilidad contra colapso:

$$N_S Q_S + N_\gamma Q_\gamma \leq Q_T$$

El criterio de Leca y Dormieux tiene grandes ventajas por su semejanza con el procedimiento constructivo de máquina tuneladora: sección circular, distancia “cero” entre el frente de excavación y la colocación del revestimiento, así como una forma cónica tridimensional del material movilizado en la falla.

#### 4.1.2. CRITERIO DE ANAGNOSTOU Y KOVÁRI

Las consideraciones más importantes de este criterio son las siguientes (Anagnostou et. al. 1996a):

- Considera un mecanismo de falla tridimensional de dos prismas (uno rectangular y otro triangular) los cuales forman una chimenea que necesariamente se extiende hasta la superficie (ver Figura 17).
- La sección del frente de excavación se asemeja a un cuadrado.
- El terreno es considerado como homogéneo e isótropo.

La inclinación crítica  $\omega$  de la superficie de deslizamiento ABFE (ver Figura 17) es determinada de manera iterativa, minimizando el factor de seguridad. Este mecanismo de falla fue propuesto por Horn en 1961 y toma en cuenta un patrón de superficies de falla observadas frecuentemente durante el colapso del frente de túneles someros. Se asume el criterio de falla Mohr-Coulomb para el suelo. La carga del prisma rectangular está basada en teoría de silos de Janssen de 1895 (Anagnostou et. al. 1996b).



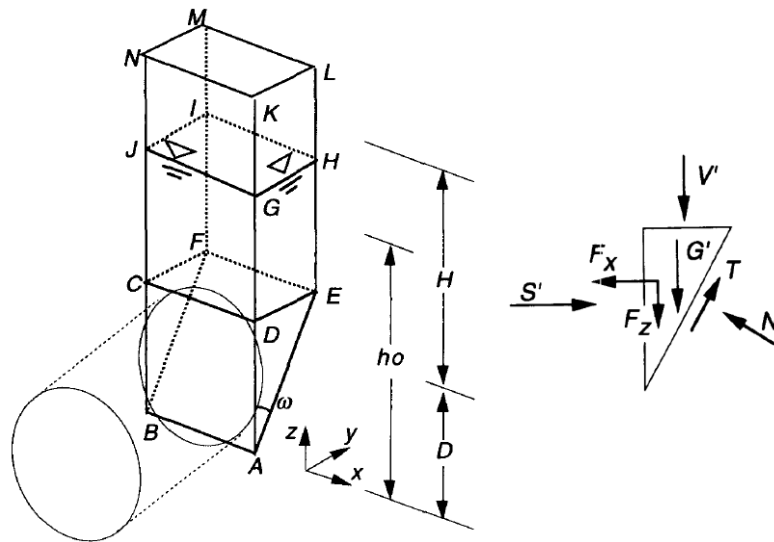


Fig. 17. Mecanismo de falla considerado por Anagnostou y Kovári (Anagnostou et. al. 1996b).

En la Figura 17, en el prisma rectangular se tienen las siguientes fuerzas:

- Peso sumergido  $G'$
- Fuerza vertical  $V'$  que resulta del esfuerzo normal efectivo  $\sigma_v'$  aplicado en la superficie compartida CDEF entre el prisma rectangular y el triangular
- Fuerzas de filtración ( $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ ) de las cuales, debido a la simetría,  $F_y$  es igual a cero
- La fuerza normal  $S'$  que resulta de aplicar la presión efectiva de frente  $s'$  en la superficie ABCD
- La fuerza normal  $N'$  que resulta del esfuerzo normal efectivo en la cara inclinada de la superficie de deslizamiento
- Dos fuerzas normales horizontales resultantes de la aplicación del esfuerzo normal efectivo actuando en las superficies verticales ADE y BCF del prisma triangular
- Las fuerzas de corte  $T$  en la superficie inclinada así como en la superficie vertical de deslizamiento activada por el movimiento relativo. No se considera fuerza cortante alguna actuando en la superficie interna DEFC.

En el equilibrio límite, la presión de frente efectiva  $s'$  está en función del diámetro del túnel  $D$ , de la cobertura  $H$ , de la carga piezométrica en la cámara de excavación  $h_F$ , de la altura al NAF  $h_o$ , de los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$ , del peso volumétrico sumergido  $\gamma'$  (para el suelo que se encuentre por debajo del NAF) y del peso volumétrico natural  $\gamma_d$  (para el suelo por encima del NAF). La expresión para calcular la presión de frente efectiva también está en función de coeficientes adimensionales:

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D}$$

Donde:

$F_0, F_1, F_2$ , son coeficientes adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna  $\phi$  y de los parámetros geométricos  $H/D$  y  $(h_o-D)/D$ , y de la relación entre los pesos volumétricos  $\gamma_d/\gamma'$ .

El término  $F_0 \gamma' D$  de la ecuación anterior es la presión de frente necesaria en un suelo sin cohesión ( $c=0$ ) cuando las fuerzas de filtración no ocurren puesto que  $\Delta h=h_o-h_f=0$ , es decir, cuando la presión hidráulica está completamente compensada por el fluido en la cámara de excavación.

Por su parte, para un suelo seco, la presión de frente mínima se expresa de la siguiente manera:

$$s = F_0 \gamma_d D - F_1 c$$

Los coeficientes adimensionales se obtienen de las siguientes gráficas en la Figura 18:

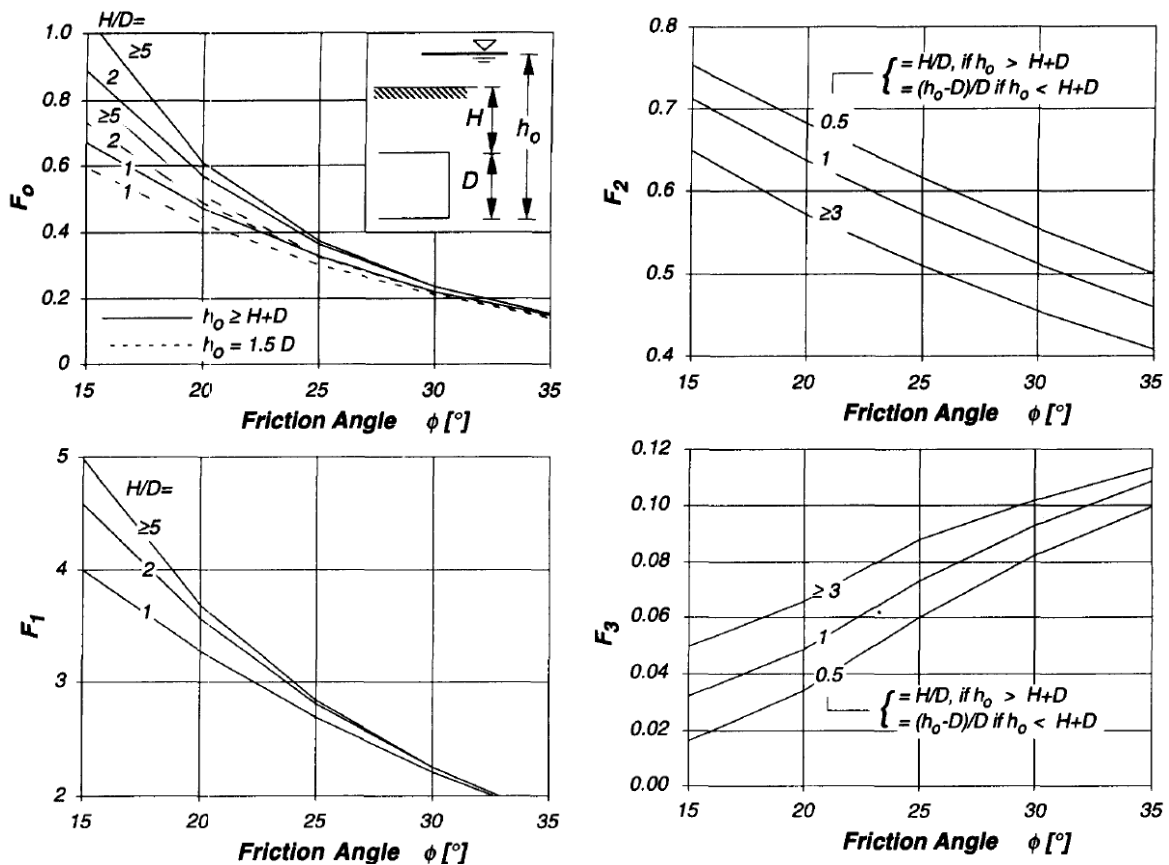


Fig. 18. Gráficas para la obtención de los coeficientes adimensionales (Anagnostou et. al., 1996b)



El criterio propuesto por Anagnostou y Kovári, en general, se basa en consideraciones que pudieran ser conservadoras, ya que su mecanismo de falla obligatoriamente es llevado hasta la superficie formando una “chimenea” por medio de sus dos prismas (rectangular y triangular). Así, para la falla, el volumen de material movilizado es considerablemente mayor a, por ejemplo, el volumen cónico del material movilizado en el criterio de Leca y Dormieux y por tanto, se esperarán mayores presiones de frente calculadas con el criterio de Anagnostou y Kovári.

El criterio de Anagnostou y Kovári tiene una aplicación mayor en túneles someros, donde el mecanismo de falla de chimenea hasta la superficie, obliga a una movilización mayor de material y por tanto, se requiere constantemente una mayor presión de frente.

#### **4.1.3. COMPARACIÓN DE CRITERIOS ANALÍTICOS CON RESULTADOS EXPERIMENTALES EN CENTRÍFUGA Y ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE ELEMENTO FINITO 3D**

El criterio de Leca y Dormieux fue comparado con pruebas que se ejecutaron en centrífuga por Chambon y Corte en 1989. En dicho equipo, se hizo un modelo de un túnel rígido, simulado con un cilindro cubierto en su “frente” con una membrana que admitiera una cierta presión, simulando precisamente la presión de frente aplicada. La centrífuga fue operada a 50 g y para este nivel de aceleración de la gravedad, el cilindro de 8 cm de diámetro pudo simular un diámetro de 4.0 m. La falla fue alcanzada reduciendo paulatinamente la presión de frente  $\sigma_T$  aplicada.

En este trabajo se ha reproducido el experimento en centrífuga de Chambon y Corte, variando de igual manera que en el experimento, la cobertura y el ángulo de fricción interna del suelo. Tomando las cuatro condiciones del experimento de Chambon y Corte, se reprodujo el experimento en un modelo con el método del elemento finito tridimensional (Plaxis 3D) y a su vez, se consideró interesante la programación en hojas de cálculo de las soluciones analíticas de Leca y Dormieux, así como la de Anagnostou y Kovári.

El objetivo de este ejercicio fue comparar el enfoque experimental de la centrífuga, con los criterios analíticos y con el MEF tridimensional.

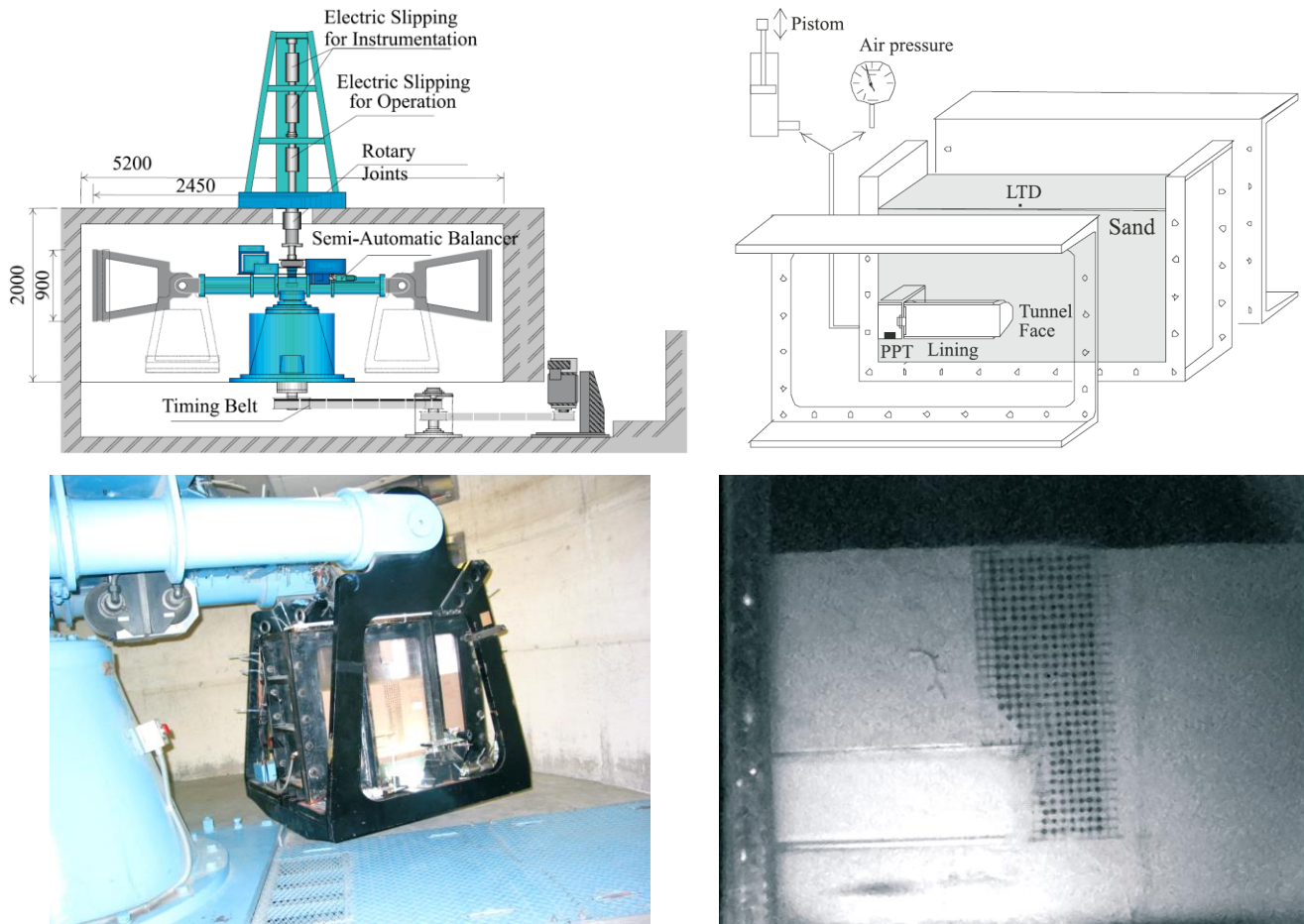


Fig. 19. Arriba a la izquierda se muestra un esquema de la centrífuga del Instituto Tecnológico de Tokio; arriba a la derecha se muestra un esquema de la conformación de un modelo en el contenedor de la centrífuga; abajo a la izquierda se muestra la centrífuga ya con el modelo cargado previo a iniciar su funcionamiento; finalmente, abajo a la derecha se tiene una fotografía del aspecto del modelo (Oblozinsky et al., 2004).

Las condiciones de análisis consideradas en esta comparativa son las siguientes:

Tabla 3. Casos de análisis para determinar la presión de frente.

Condición	Características del suelo excavado				Relación cobertura-diámetro
	c' kPa	$\phi'$ °	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	Dr %	C/D
1	2.30	35.2	15.30	62	1.00
2	1.10	38.3	16.10	86	1.00
3	2.30	35.2	15.30	62	2.00
4	1.10	38.3	16.10	86	2.00

Un aspecto tridimensional del modelo realizado se muestra en la siguiente figura:

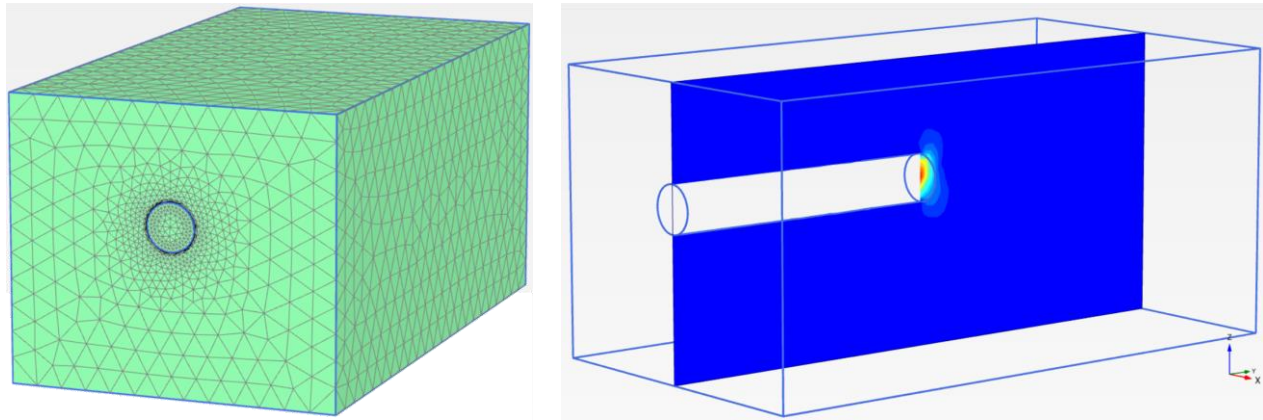


Fig. 20. Aspecto del modelo de elementos finitos utilizado.

Características del suelo:

$c'$	2.30	kPa
$\phi'$	35.20	°
$\gamma$	15.30	kN/m <sup>3</sup>

Características geométricas:

C	4.00	m
D	4.00	m
C/D	1.00	

Sobrecarga en superficie:

$\sigma_s$	0.00	kPa
------------	------	-----

Presión de frente:

$\sigma_t$	30.51	kPa
------------	-------	-----

Cálculos iniciales:

$\sigma_c$	8.87	kPa
$K_A$	0.27	
$K_p$	3.72	

$Q_s$	1.00
$Q_T$	10.36
$Q_\gamma$	18.77

Relación 6:  $N_s Q_s + N_\gamma Q_\gamma \leq Q_T$

**UBS**

1.82 kPa

$N_s^{ct}$	0.00
$N_\gamma^{ct}$	0.08

$\xi$	$N_s Q_s$	+	$N_\gamma Q_\gamma$	$\leq$	$Q_T$	?
	0	+	1.56	$\leq$	10.36	

**CUMPLE**

Fig. 21. Hoja de cálculo para la obtención de la presión de frente para frontera superior de Leca y Dormieux.



Relación 15: $N_s Q_s + N_y Q_y \leq Q_T$		<b>LBS</b>	30.51 kPa	
Campo de esfuerzo SI		Campo de esfuerzo SII		Campo de esfuerzo SIII
$N_s^c =$	0.269	$N_s^c =$	0.014	$N_s^c =$ 0.003
$N_y^c =$	0.537	$N_y^c =$	0.000	$N_y^c =$ 0.000
Campo de esfuerzo SI		+ $N_y Q_y$		$\leq Q_T$ ?
$\dot{\epsilon}$	$N_s Q_s$ 0.27	+	10.09	$\leq$ 10.36
CUMPLE				
Campo de esfuerzo SII		+ $N_y Q_y$		$\leq Q_T$ ?
$\dot{\epsilon}$	$N_s Q_s$ 0.01	+	0.00	$\leq$ 10.36
CUMPLE				
Campo de esfuerzo SIII		+ $N_y Q_y$		$\leq Q_T$ ?
$\dot{\epsilon}$	$N_s Q_s$ 0.003	+	0.00	$\leq$ 10.36
CUMPLE				

Fig. 22. Hoja de cálculo para la obtención de la presión de frente para frontera inferior de Leca y Dormieux.

Una vez realizados los análisis tanto en elemento finito como con las hojas de cálculo con las soluciones analíticas, los resultados se contrastan con los experimentales en la siguiente tabla:

Tabla 4. Comparativa de resultados entre los diferentes criterios de presión de frente.

Condición	Características del suelo excavado				Relación cobertura-diámetro C/D	Presión de frente en centrifuga (Chambon y Corte 1989) $\sigma_T^f$ kPa	Presión de frente calculada en hoja de cálculo criterio LyD			Presión de frente estimada con MEF3D $\sigma_T^f$ kPa	Anagnostou y Kóvari, 1996		
	$c'$ kPa	$\phi'$ °	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	Dr %			$\sigma_T^-$ kPa	$\sigma_T^+$ kPa	$\sigma_T^f$ kPa		Fo	F1	s kPa
1	2.30	35.2	15.30	62	1.00	6.00	30.51	1.82	1.00	0.16	1.83	5.58	
2	1.10	38.3	16.10	86	1.00	3.00	29.17	3.12	1.80	0.12	1.58	5.99	
3	2.30	35.2	15.30	62	2.00	4.00	46.95	1.64	2.20	0.16	1.83	5.58	
4	1.10	38.3	16.10	86	2.00	4.00	44.29	3.12	3.30	0.12	1.58	5.99	

Para comparar los campos de desplazamientos, se hace un contraste entre los resultados experimentales de Chambon y Corte contra los mecanismos cónicos de Leca y Dormieux. Adicionalmente se presentan los mecanismos resultantes del MEF 3D.

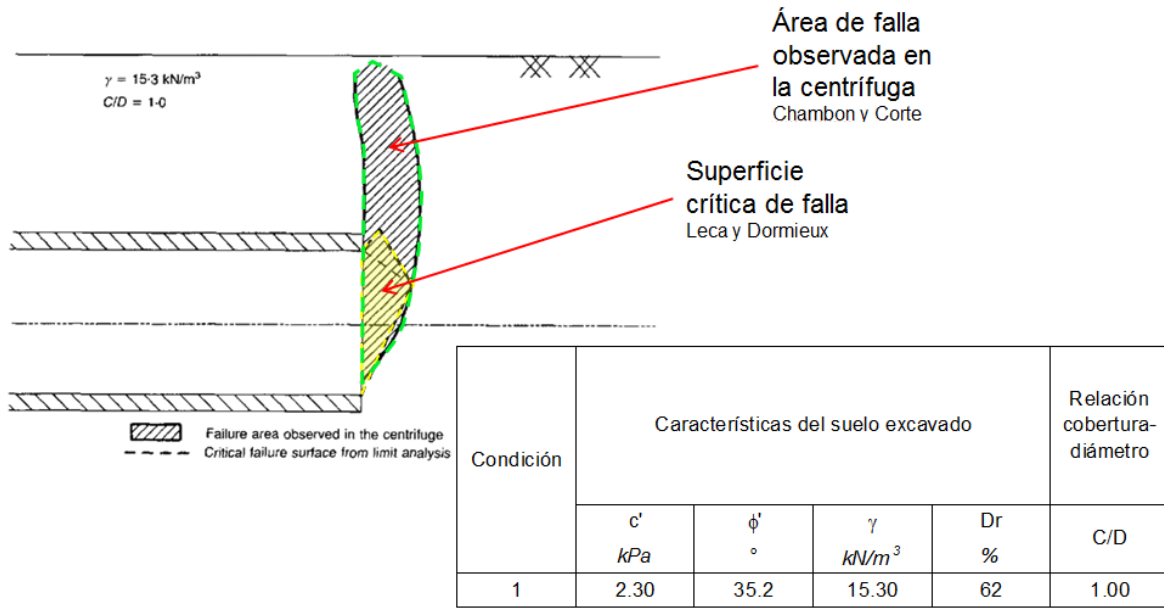


Fig. 23. Identificación de los contornos de desplazamientos relativos para los resultados experimentales de Chambon y Corte con los teóricos de Leca y Dormieux.

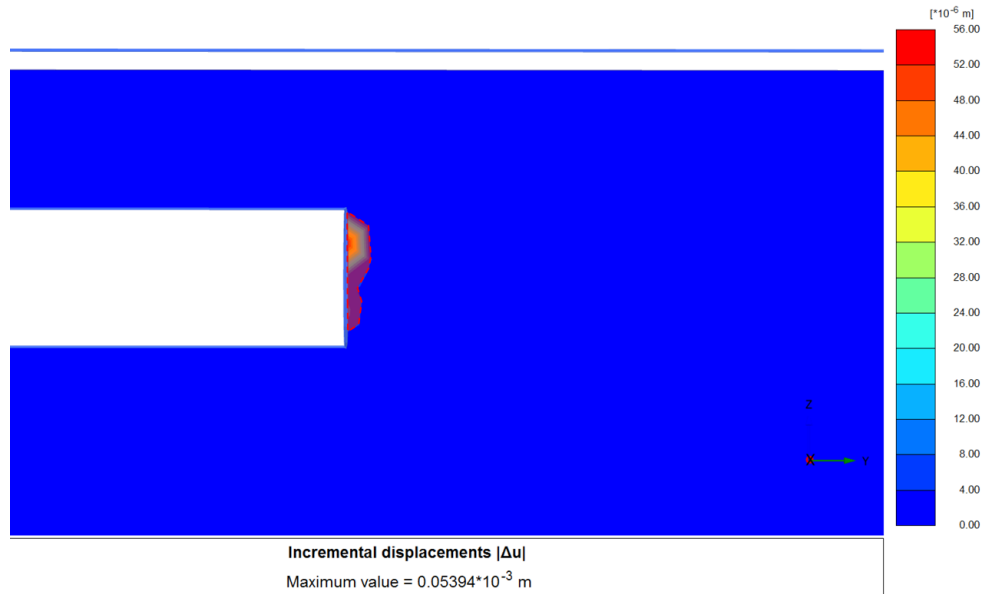


Fig. 24. Identificación de los contornos de desplazamientos incrementales para el modelo MEF3D

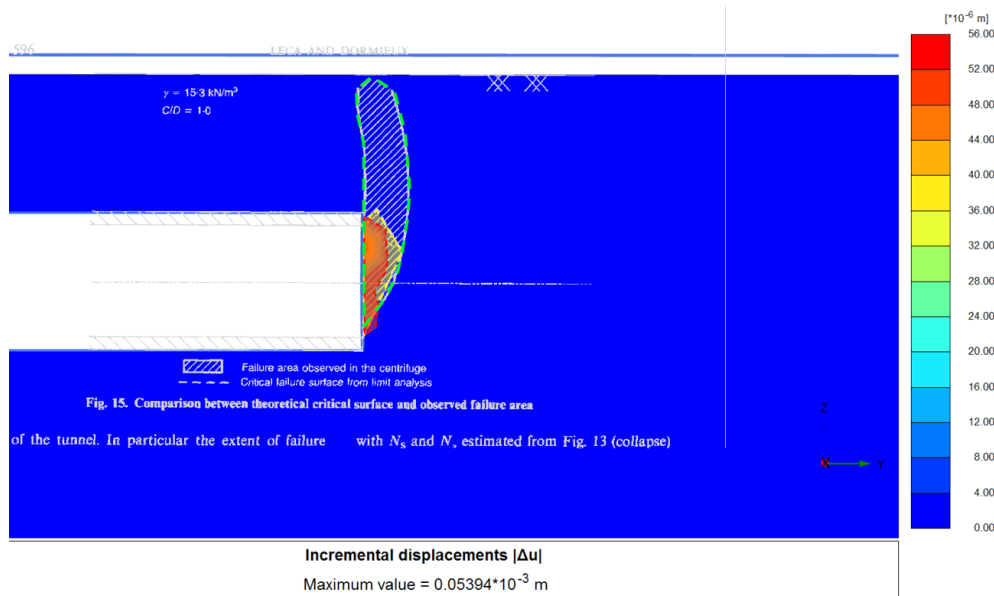


Fig. 25. Sobreposición de los contornos de desplazamiento de los criterios comparados (rojo: MEF3D, amarillo: Leca y Dormieux, verde: Chambon y Corte).

Con base en la comparativa realizada, se puede elaborar el siguiente gráfico:

### Cálculo de presión de frente

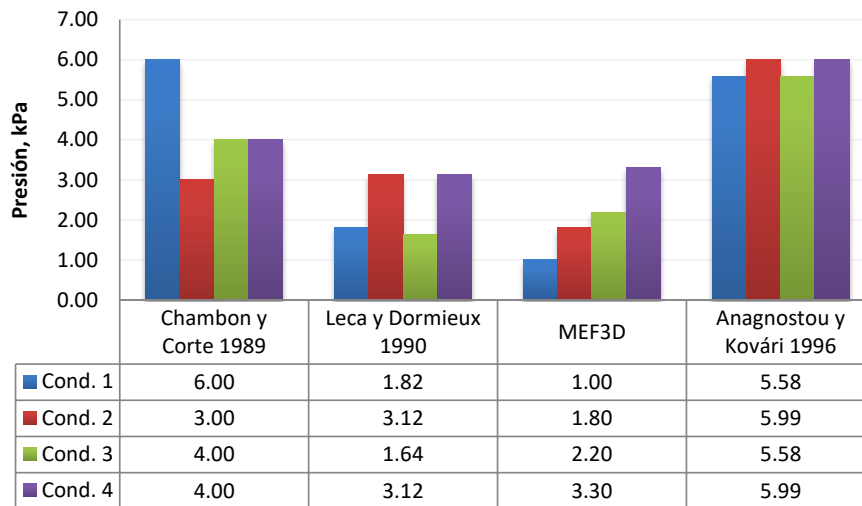


Fig. 26. Comparación entre los diferentes valores de presión de frente evaluados con los diferentes criterios mostrados.

Del ejercicio anterior, se pudo constatar que la presión de frente calculada entre Leca y Dormieux y el MEF3D son bastante parecidos, lo cual indica que los mecanismos cónicos propuestos son aceptables. Si se acepta que los valores de la centrífuga se acercan a lo que pudiera ser un valor real de presión mínima de frente, entonces se tendría lo siguiente:





- El criterio del MEF3D subestimaría la presión de frente al menos para las condiciones 1, 2 y 3, por lo que pudiera haber un colapso del material del frente hacia el interior de la excavación.
- El criterio de Leca y Dormieux se aproxima certeramente en las condiciones 2 y 4; en las condiciones 1 y 3 se quedaría por debajo.
- El criterio de Anagnostou y Kovári únicamente haría una buena estimación en la condición 1. En todas las demás, sobreestimaría la presión de frente y entonces pudiera haber una falla del material del frente hacia fuera de la excavación, hacia la superficie. Este criterio considera que la totalidad del prisma rectangular como el triangular del mecanismo de falla propuesto por Horn se movilizan para la falla, lo cual, es conservador.
- Así, para túneles superficiales el criterio de Anagnostou y Kovári puede ser una buena primera buena aproximación de la presión de frente; sin embargo, para túneles semiprofundos o profundos, excavados por máquina TBM EPB, una aproximación menos conservadora es el criterio de Leca y Dormieux.

#### 4.2. CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES Y ELEMENTOS MECÁNICOS EN EL REVESTIMIENTO

Actualmente, los métodos de análisis y diseño del sostenimiento de un túnel pueden ser clasificados de acuerdo con los siguientes criterios (Sánchez, 2014) (Panet, 2001) (British Tunnelling Society, 2004):

- Métodos empíricos
- Métodos que determinan las cargas actuantes en el revestimiento
- Soluciones analíticas cerradas
- Métodos que consideran la rigidez y deformación del revestimiento así como la reacción del terreno
- Métodos que consideran detalladamente la interacción suelo-estructura



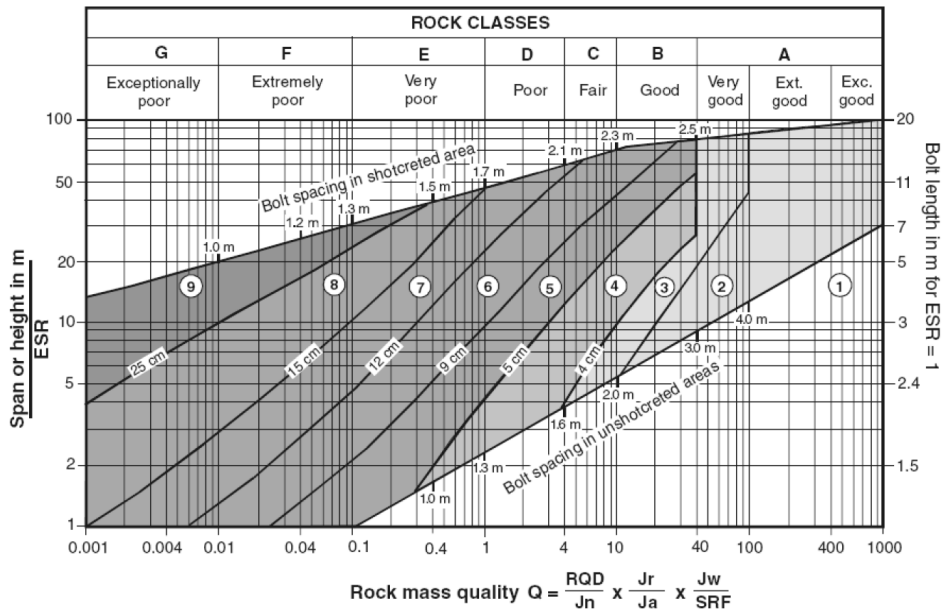
#### 4.2.1. MÉTODOS EMPÍRICOS

Estos métodos empíricos son utilizados principalmente para túneles en roca, e indican el sistema de sostenimiento más apropiado para una situación específica de excavación con base en diferentes sistemas de clasificación geomecánica (RQD, RMR de Bieniawski o Q de Barton, por ejemplo) (ver Figura 27).

Algunas de las desventajas a tener en consideración son las siguientes:

- Extrapolación hacia situaciones actuales que pueden diferir de las consideradas originalmente en la clasificación.
- Factor de seguridad desconocido.
- No tiene en consideración los efectos de estructuras adyacentes, ya sean construcciones cercanas o accidentes geológicos.
- La determinación de una clasificación geomecánica generalmente requiere de un ingeniero con experiencia y juicio en obras subterráneas.

La aplicación de algún método empírico requiere la inspección regular e instrumentación durante la construcción del túnel.



**REINFORCEMENT CATEGORIES:**

- |   |   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>1) Unsupported</li> <li>2) Spot bolting</li> <li>3) Systematic bolting</li> <li>4) Systematic bolting, (and unreinforced shotcrete, 4 - 10 cm)</li> <li>5) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 5 - 9 cm</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>6) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 9 - 12 cm</li> <li>7) Fibre reinforced shotcrete and bolting, 12 - 15 cm</li> <li>8) Fibre reinforced shotcrete, &gt; 15 cm, reinforced ribs of shotcrete and bolting</li> <li>9) Cast concrete lining</li> </ul> |
|---|---|

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Anclajes de fricción	Concreto lanzado	Marcos
I 100-81	Sección completa Avances de 3 m.	Innecesario, salvo alguna barra ocasional.	No	No
II 80-61	Sección completa Avances de 1 a 1.5 m.	Anclaje local en clave, con longitudes de 2 a 3 m. y separación de 2 a 2.5 m. eventualmente con malla.	5cm. En clave para impermeabilización.	No
III 60-41	Avance y banqueo. Avances de 1.5 a 3 m. Completar sostenimiento a 20 m. del frente.	Anclaje sistemático de 3 a 4 m. con separaciones de 1.5 a 2 m. en clave y hastiales. Malla en clave.	5 a 10 cm. en clave y 3 cm. en hastiales.	No
IV 40-21	Avance y banqueo. Avances de 1 a 1.5 m. Sostenimiento inmediato a menos de 10 m. del frente.	Anclaje sistemático de 4 a 5 m. con separaciones de 1 a 1.5 m. en clave y hastiales con malla electrosoldada.	10 a 15 cm. en clave y 10cm. en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Marcos ligeros espaciados 1.5 m. cuando se requieran.
V ≤ 20	Fases múltiples. Avances de 0.5 a 1 m. Lanzar concreto inmediatamente, incluyendo el frente, después de cada avance.	Anclaje sistemático de 5 a 6 m. con separaciones de 1 a 1.5 m. en clave y hastiales con malla electrosoldada. Anclaje en solera.	15 a 20 cm. en clave, 15 cm. en hastiales y 5 cm. en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Marcos pesados separados 0.75 m. con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Túneles de sección en herradura, ancho máximo 10 m., máximo esfuerzo vertical 250 kg/cm<sup>2</sup>

Fig. 27. Criterios basados en clasificaciones geomecánicas para definir el sistema de sostenimiento. Arriba con base en Q de Barton; abajo, con base en el RMR (tomado de Sánchez, 2014).

#### 4.2.2. MÉTODOS QUE DETERMINAN LAS CARGAS ACTUANTES SOBRE EL SOSTENIMIENTO

Estos métodos se basan en la determinación de la extensión de la zona de falla, asumiendo que implícitamente ocurre una convergencia severa para que se genere dicho mecanismo de falla. El mecanismo de falla se inicia con esfuerzos de tensión en la zona que rodea a la clave del túnel. Estos esfuerzos van fracturando progresivamente a la roca de la masa que sobreyace al túnel de tal manera que, si la excavación se mantiene sin soporte, una masa en forma de cuña se irá desprendiendo gradualmente de la clave hacia el interior de la excavación hasta que el equilibrio se restablezca.

De lo anterior se concluye que la magnitud de la presión ejercida sobre el sostenimiento será proporcional al área de la cuña de aflojamiento y crecerá conforme al claro de la excavación. Algunos ejemplos de criterios de este tipo son el de Terzaghi, Caquot, Protodiakonov y Bierbäumer, entre otros. Estos métodos no consideran el tipo de sostenimiento ni su deformación. Por lo general, las deformaciones del terreno para que se generen los mecanismos de falla en los que se basan estos métodos, son inadmisibles para el sostenimiento, es decir, que las cargas así calculadas seguramente sean robustas, pero pudieran servir para fijar un límite superior respecto a lo esperado en cálculos por otras metodologías.

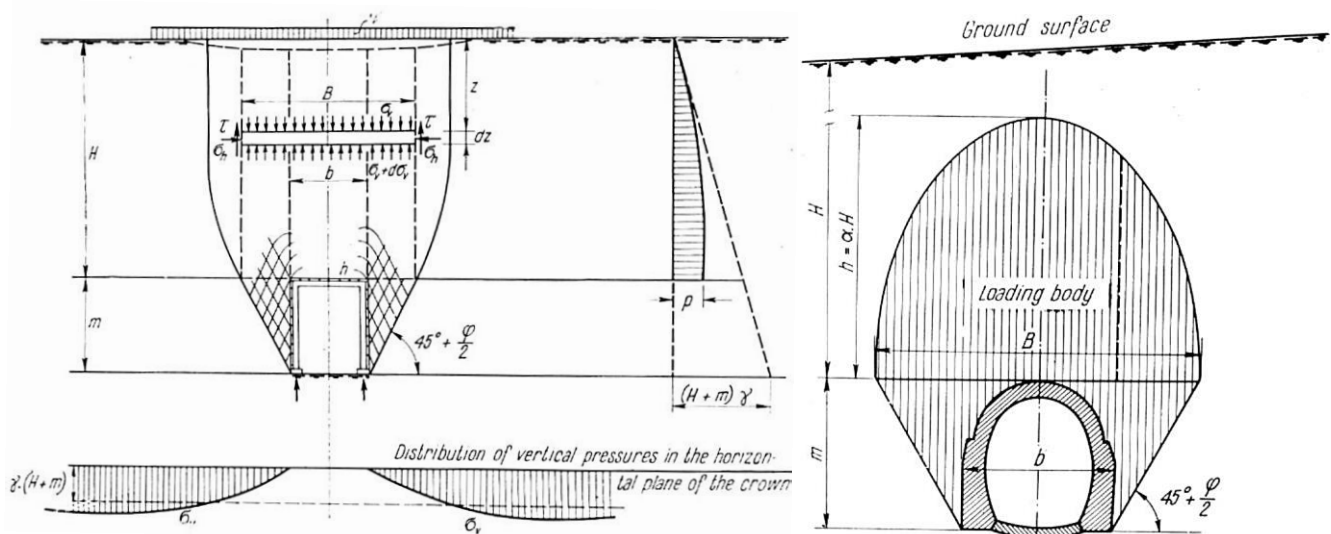


Fig. 28. Soluciones para cargas de roca de Terzaghi (izq.) y Bierbäumer (der.) (Széchy, 1966).



### 4.2.3. SOLUCIONES ANALÍTICAS CERRADAS

Estas soluciones están basadas en la excavación y revestimiento de una masa continua de suelo semi-infinita sujeta a un estado de esfuerzos.

De entre los resultados de algunas soluciones analíticas, es posible obtener elementos mecánicos en el revestimiento, que al igual que el suelo, lo consideran como un continuo isótropo y linealmente elástico. La fuerza axial en el revestimiento de una solución a otra se asemeja, no así los momentos flexionantes que sí pueden variar significativamente. Ejemplos de soluciones analíticas cerradas son: Muir Wood 1975, Einstein y Schwartz 1979, Bobet 2001, entre otros.

La consideración de colocar el revestimiento inmediatamente después de la ejecución de la excavación, tiende a sobreestimar las cargas actuantes, por lo que será necesario decidir qué proporción del esfuerzo in situ se deberá aplicar al revestimiento. De acuerdo a Duddeck (1985), el esfuerzo inicial reducido puede asumirse entre un 50-70% del esfuerzo geostático original si el eje del túnel se encuentra a más de 3 diámetros de profundidad. También puede utilizarse algún método que considere de manera más rigurosa la convergencia del revestimiento contra el confinamiento del terreno (Fenner-Pacher, Panet, etc.).

Además, las soluciones analíticas consideran al revestimiento como un cascarón rígido, lo cual no es aplicable directamente al caso de dovelas. Las juntas entre una dovela y otra, hacen que el anillo sea articulado pero no como una bisagra (giro libremente), sino que la junta tiene una cierta rigidez al giro ante la aplicación de momento flexionante.

La ventaja de estas soluciones analíticas radica en su rapidez, pues proveen información sobre elementos mecánicos y deformaciones, y se pueden ejecutar fácilmente análisis de sensibilidad a la variación de parámetros geotécnicos.

En un inicio, dada la gran cantidad de ecuaciones por aplicar, puede resultar en un entendimiento lento de la solución, junto con la posterior implementación en una hoja de cálculo o programa; sin embargo, una vez que se tiene calibrada la solución, la variación de datos de entrada hace que, en cuestión de muy poco tiempo, se tenga un abanico de resultados considerable.

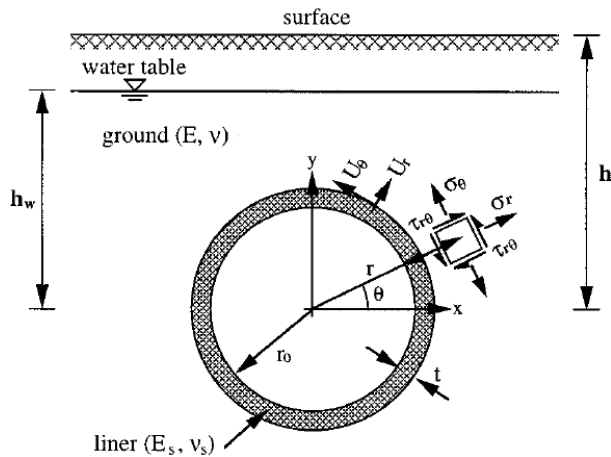


Fig. 29. Notación y fragmento de la formulación para una solución analítica (Bobet, 2001).

$$\begin{aligned}
 \sigma_r = & \frac{a_0}{r^2} - \frac{1}{2} \gamma h (1 + k) + \left[ \frac{1}{4} \gamma r (k + 3) - 2c_1' r^{-3} + c_1' r^{-1} + d_1' r^{-1} \right] \\
 & \cdot \sin \theta + \left[ \frac{1}{2} \gamma h (1 - k) - 6a_2' r^{-4} - 4b_2' r^{-2} \right] \cos 2\theta \\
 & + \left[ -\frac{1}{4} \gamma r (1 - k) - 12c_3' r^{-5} - 10d_3' r^{-3} \right] \sin 3\theta \quad (7a) \\
 T = & \frac{1}{2} \frac{\left[ 2E \frac{w}{r_0} - \gamma h (1 + k) (1 + \nu) \right] (C + F)}{(C + F)(1 + \nu) + (1 - \nu^2)CF} r_0 \\
 & - \frac{3}{2} \frac{3 - 4\nu}{(1 - \nu)F + 3(5 - 6\nu)} \gamma h (1 - k) r_0 \cos 2\theta \\
 & + \frac{3 - 4\nu}{(1 - \nu)F + 8(7 - 8\nu)} \gamma (1 - k) r_0^2 \sin 3\theta \\
 M = & -\frac{3}{2} \frac{3 - 4\nu}{(1 - \nu)F + 3(5 - 6\nu)} \gamma h (1 - k) r_0^2 \cos 2\theta \\
 & + \frac{3 - 4\nu}{(1 - \nu)F + 8(7 - 8\nu)} \gamma (1 - k) r_0^3 \sin 3\theta
 \end{aligned}$$

#### 4.2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS QUE CONSIDERAN LA RIGIDEZ Y DEFORMACIÓN DEL SOSTENIMIENTO ASÍ COMO LA REACCIÓN DEL TERRENO

Estos métodos derivan del diseño estructural convencional basado en la teoría de resistencia de materiales. El sostenimiento es modelado por medio de barras y la reacción del terreno como resortes. Se trata de una primera aproximación a la interacción suelo-estructura.

La carga en el sostenimiento proviene de las acciones necesarias para mantener la zona de falla en equilibrio y la reacción del suelo proviene de la cedencia estructural del sostenimiento. Este método es frecuentemente usado a pesar de la complejidad que supone el hacer la distinción de las zonas del sostenimiento que estarán expuestas a carga del terreno, y qué zonas tendrán las reacciones del terreno. Además, la calibración de las rigideces de los resortes es un problema no menor, dado que los rangos de valores pueden variar considerablemente de un criterio a otro.

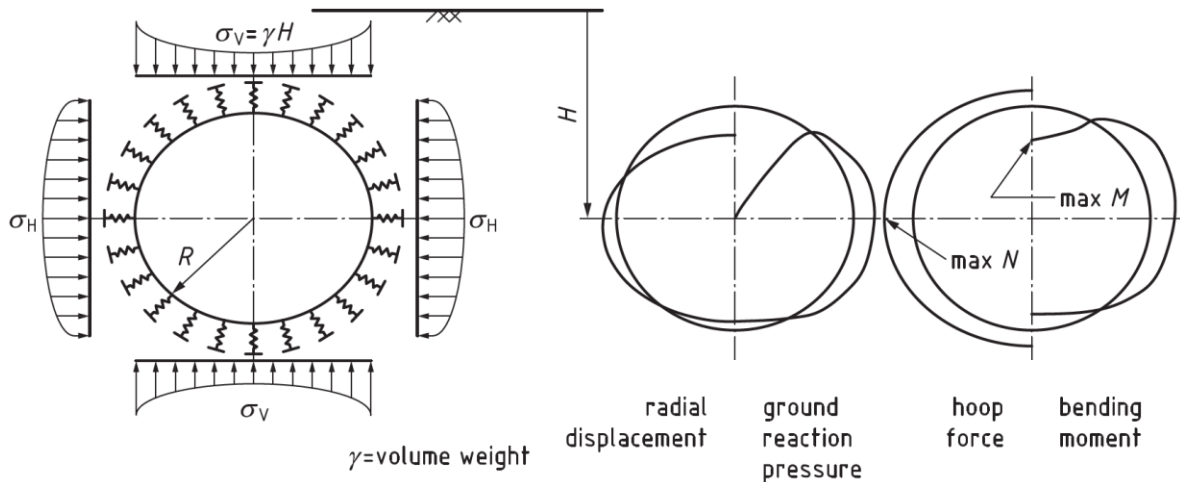


Fig. 30. Modelo de cálculo de barras y resortes (British Tunnelling Society, 2016).

#### 4.2.5. MÉTODO DE CONVERGENCIA-CONFINAMIENTO

La pérdida de confinamiento debida a la excavación de un túnel causa redistribución de esfuerzos alrededor de la sección y deformaciones asociadas. La convergencia de un túnel se refiere al desplazamiento relativo de un par de puntos diametralmente opuestos en el perímetro de la excavación, conforme la construcción del túnel avanza (Panet, 2001).

La convergencia de una sección de un túnel depende de:

- La distancia entre la sección que se está midiendo y el frente de excavación
- El tiempo que ha pasado desde que el frente de excavación pasó por la citada sección
- La distancia sin soporte medida desde el frente de excavación hacia atrás y,
- De la rigidez del soporte.

El método convergencia-confinamiento (MCC) proporciona una relación entre el estado de esfuerzos alrededor de la excavación como una función de la convergencia de la sección analizada. Dicha función que relaciona los esfuerzos con los desplazamientos se le llama curva característica del medio (CCM) y muestra el porcentaje del esfuerzo geostático inicial que estaría actuando en el revestimiento, a cualquier distancia medida desde el frente de excavación y en particular, a la distancia del frente en que es colocado el revestimiento.

La CCM puede usarse en una misma gráfica con la curva característica del revestimiento (CCR). La CCR proporciona el esfuerzo al que estará sometido el revestimiento en función del desplazamiento, una vez que sea colocado.

La CCR puede no comenzar desde cero desplazamientos, puesto que el revestimiento puede ser colocado posterior a que haya un desplazamiento en las paredes de la excavación, situación común cuando se tiene un sostenimiento a base de marcos de acero o un revestimiento de dovelas.

La intersección entre la CCM y la CCR significa que el sistema terreno-sostenimiento ha alcanzado un equilibrio, por lo que la ordenada geométrica correspondiente a dicha intersección corresponderá a la presión de equilibrio, la cual, como puede entreverse, será menor que el esfuerzo geoestático inicial.

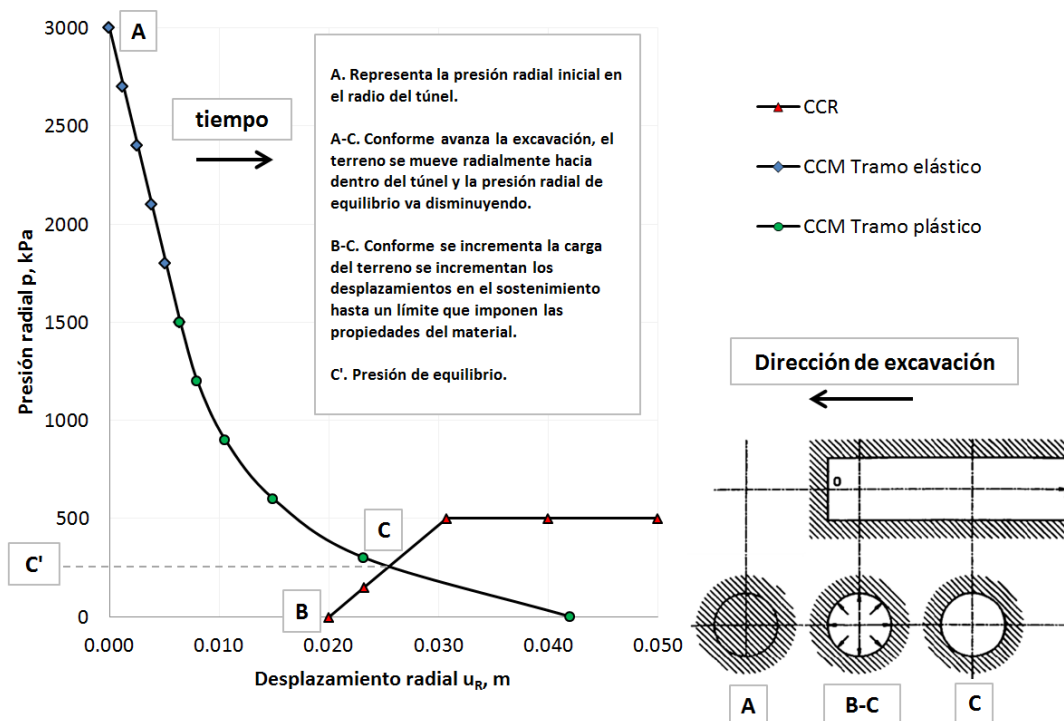


Fig. 31. Método de convergencia-confinamiento.

El MCC permite que un problema tridimensional como lo es la pérdida de confinamiento en el frente de excavación, sea tratado como un problema de deformación plana. Consiste en aplicar un esfuerzo actuante sobre las paredes de la excavación como sigue:

$$\sigma = (1 - \lambda)\sigma_0$$



Donde  $\sigma_o$  es el esfuerzo geostático inicial,  $\lambda$  representa el parámetro de pérdida de confinamiento y varía de 0 a 1. El concepto de pérdida de confinamiento es la clave en este método y determinar su valor  $\lambda_d$  que corresponde justo cuando se ha colocado el revestimiento es el interés primario.

Dentro de las principales consideraciones que hace el método destacan las siguientes:

- Aplicable a túneles de sección circular.
- Condición de deformación plana.
- Esfuerzos iniciales verticales iguales a los horizontales ( $K=1$ ).
- Túnel embebido en un medio homogéneo e isótropo.

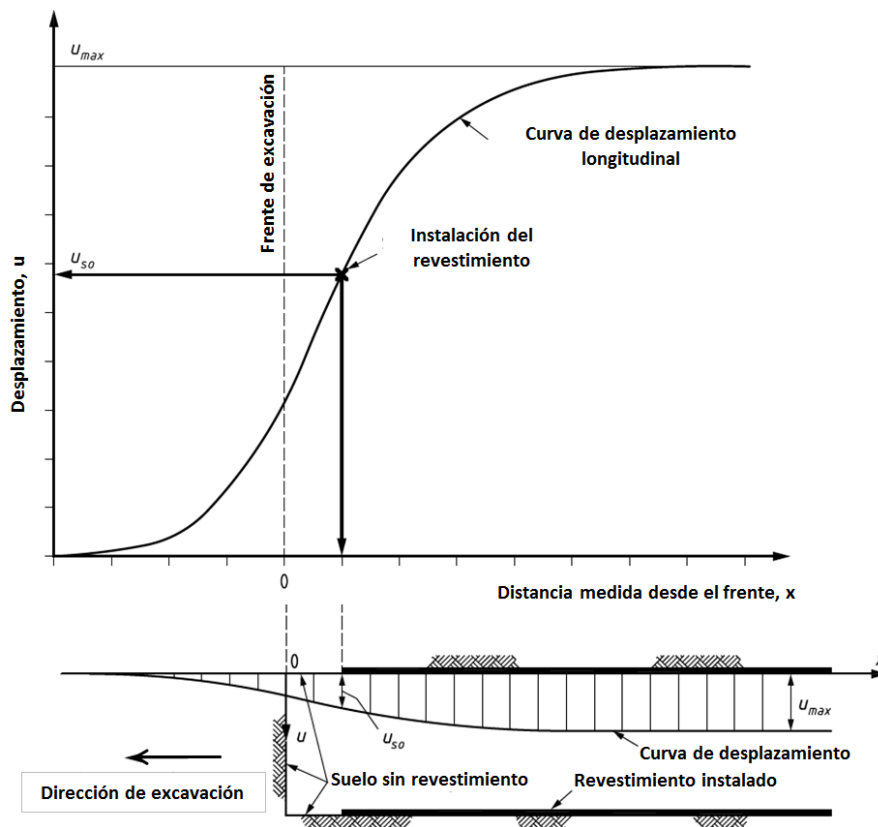


Fig. 32. Desplazamiento radial hacia el interior de la excavación. Modificado de (British Tunnelling Society, 2016).

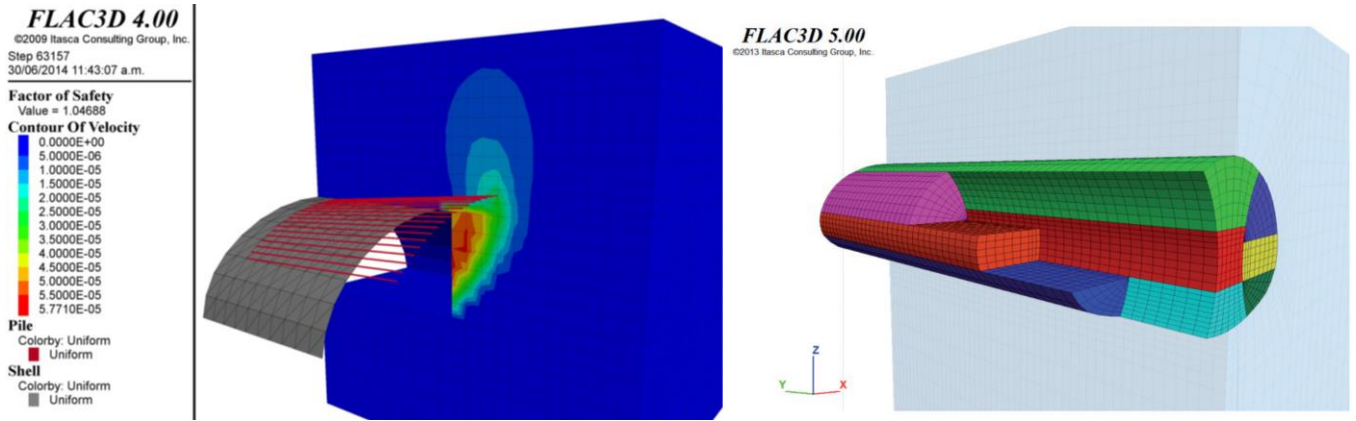


#### 4.2.6. MÉTODOS QUE CONSIDERAN DETALLADAMENTE LA INTERACCIÓN TERRENO-SOSTENIMIENTO

Estos métodos son posibles mediante modelación numérica tridimensional detallada en computadora por el método de elemento finito, diferencias finitas o bien método de elementos discretos (ver Figura 33). En la modelación, es posible considerar lo siguiente:

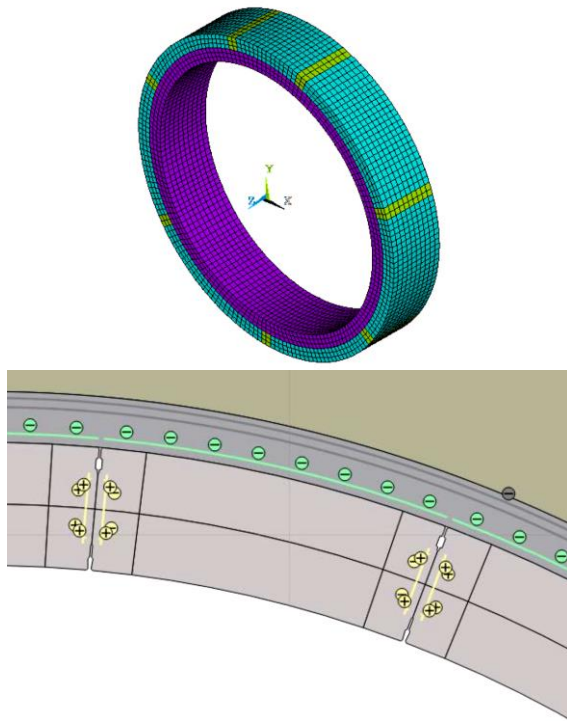
- Geometría del sistema de sostenimiento en detalle, con modelos constitutivos estructurales adecuados. Modelar revestimientos de sección variable, sistemas de enfilaje, bulbos de inyección de anclajes, simular el endurecimiento progresivo del concreto lanzado. También es posible modelar un revestimiento con dovelas simulándolas como elementos sólidos, introduciendo todo el detalle de las juntas.
- Geometría de la estratigrafía del terreno con variaciones en sus espesores o, en el caso de macizos rocosos, la inclusión de discontinuidades con su orientación respectiva. A cada material, ya sea suelo o roca, también se le puede asignar un modelo constitutivo adecuado a su comportamiento.
- Geometría de las fases de excavación, tanto en el sentido transversal como en el longitudinal (avances diferentes para cada sección de excavación, en caso de ser necesarios) ya sea método convencional o mecanizado.

Sin embargo, al día de hoy, estos análisis son costosos en tiempo de análisis, se requieren equipos de cómputo robustos, su modelado completo es lento y la interpretación que se le da a los resultados puede ser compleja para el geotecnista sin experiencia. Por lo mismo, se presentan dificultades para correr varios modelos para ejecutar análisis de sensibilidad en los parámetros geotécnicos.

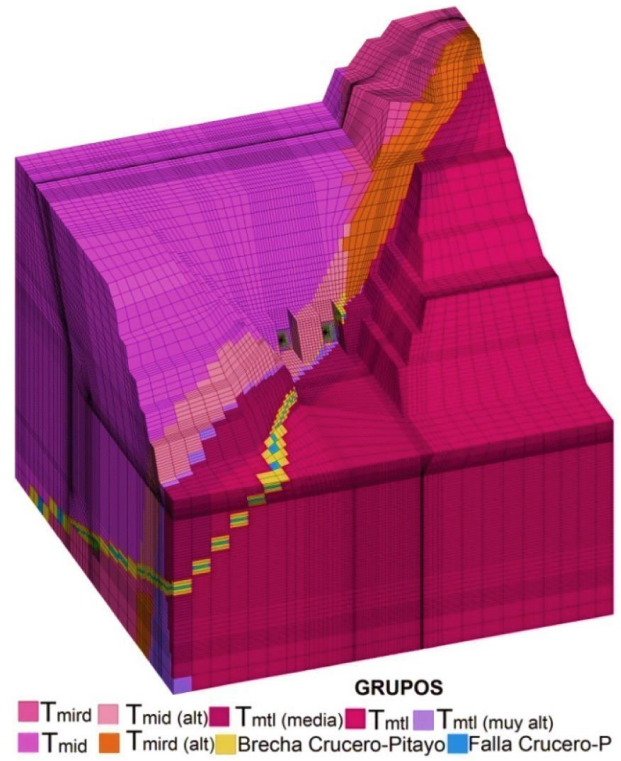


Modelado tridimensional de avances de excavación mediante enfilajes de micropilotes autoperforantes.

Diferentes longitudes de avance de excavación para un túnel construido con el método convencional.



Modelado de túnel dovelado y revestimiento secundario (arriba); modelado de dovelas y espacios interanulares mediante elementos sólidos (abajo).



Modelado detallado de obra de toma para una presa, considerando la topografía, taludes de excavación y accidentes geológicos del sitio.

Fig. 33. Modelado detallado de obras subterráneas (Sánchez, 2014) (Solans et. al., 2015) (Peña et. al., 2013) (Hjort, 2016) (Sánchez et. al., 2009).

### 4.3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE ANILLOS DOVELADOS

Para el procedimiento constructivo considerado en este trabajo de excavación a base de máquina tuneladora y revestimiento con dovelas de concreto prefabricadas, el anillo formado no puede ser considerado como un anillo continuo, sino que debe ser diseñado considerando que las juntas le dan una cierta flexibilidad ante el giro, como si fuera una articulación o rótula.

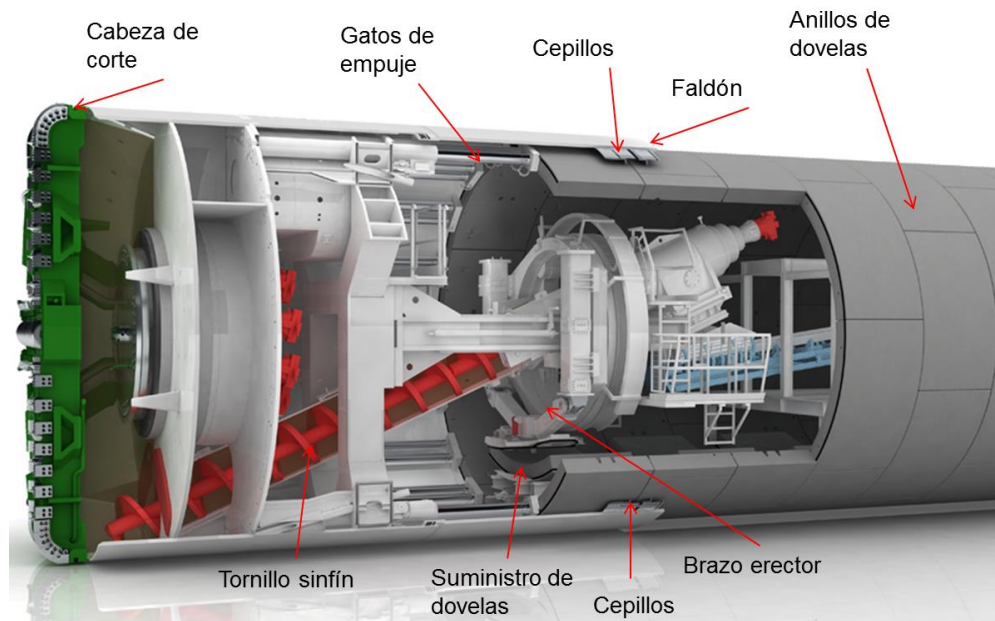


Fig. 34. Esquema de TBM EPB indicando sus diferentes componentes. Modificado de (Herrenknecht AG, 2016).

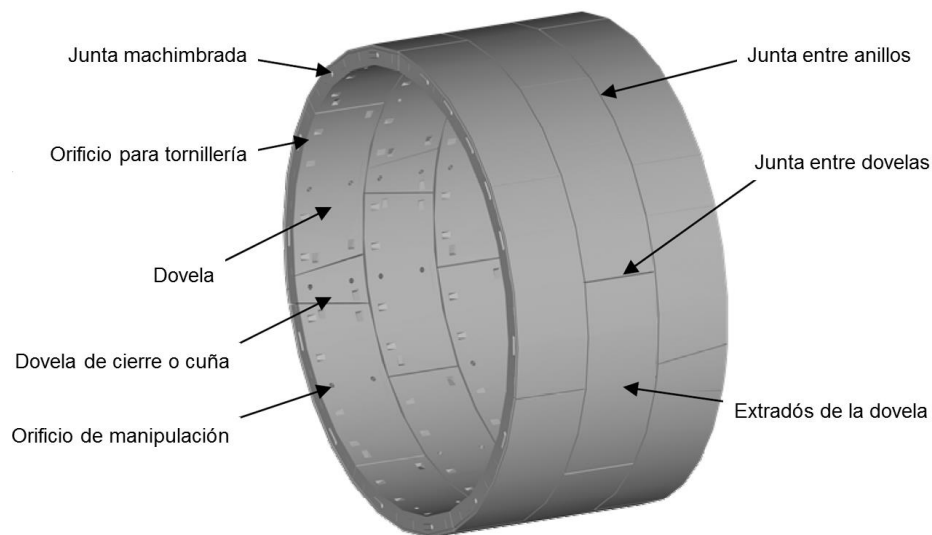


Fig. 35. Esquema del revestimiento a base de anillos de dovelas. Modificado de (Luttikholt, 2007).



Para determinar el diseño estructural de los anillos de dovelas, es necesario calcular las presiones debidas al suelo que están actuando en el extradós de las dovelas.

Para este trabajo se desarrollarán las siguientes aproximaciones basadas en el capítulo anterior 3.2:

- I. Solución analítica cerrada con el criterio de Einstein y Schwartz, 1979.
- II. Cálculo con programa geotécnico considerando el túnel como un elemento viga, como un anillo rígido continuo sin juntas.
- III. Cálculo con programa geotécnico considerando al túnel como un elemento viga, como un anillo rígido continuo sin juntas, pero reduciendo su rigidez a la flexión, como una aproximación al comportamiento flexible de las juntas planas entre dovelas.
- IV. Cálculo haciendo una interacción entre un programa geotécnico y uno estructural; el programa geotécnico provee las cargas y la interacción del suelo con el revestimiento, mientras que el programa estructural simula adecuadamente el comportamiento elastoplástico con rigidez rotacional en las juntas entre dovelas. Este procedimiento es conocido como método híbrido.
- V. Cálculo con programa geotécnico considerando al túnel como segmentos de elementos viga, y entre éstos, la simulación del comportamiento de juntas planas por medio de rótulas con comportamiento elastoplástico. Las rótulas elastoplásticas no son bisagras, sino que por medio de una ley de comportamiento elastoplástico, permiten la transmisión de momento flexionante en función de su giro.
- VI. Cálculo modelando las dovelas como elementos sólidos, considerando el detalle centimétrico de sus juntas.

Con base en los seis criterios anteriores, se hará una descripción de los trabajos realizados y se compararán los elementos mecánicos resultantes sobre el revestimiento para un único problema de un túnel. Se le da gran importancia a los elementos mecánicos puesto que son los que finalmente determinan el diseño estructural de las dovelas y por tanto, un impacto económico importante en la construcción del proyecto. Se considera a las dovelas como revestimiento único.

Las características del problema a resolver con las diferentes metodologías son las siguientes:

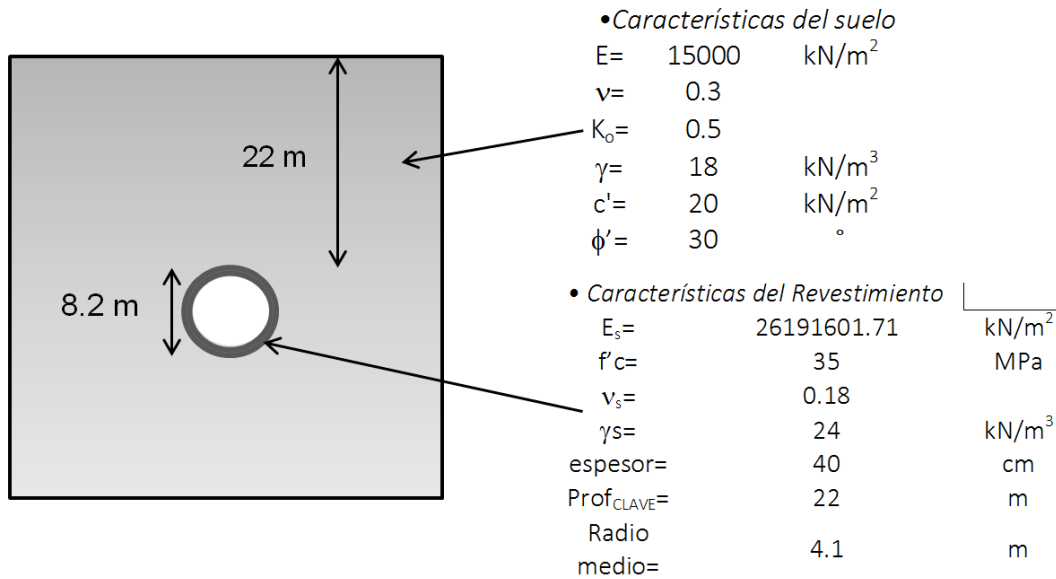


Fig. 36. Problema propuesto para resolución con las diferentes metodologías reseñadas.

#### 4.3.1. CÁLCULO CON SOLUCIÓN ANALÍTICA

La solución a emplear (Einstein y Schwartz, 1979) considera la interacción entre el soporte del túnel y la masa del suelo que lo rodea. Los elementos del sistema comparten la resistencia de las cargas aplicadas y la carga es repartida a cada elemento de acuerdo a su rigidez relativa a los otros elementos del sistema. Un soporte rígido, por ejemplo, aportará una mayor porción de la resistencia compuesta por el sistema terreno-revestimiento y como resultado atraerá una mayor carga que un soporte flexible. La masa de suelo y el revestimiento son considerados como medios continuos, homogéneos, isótropos y elásticos. Además, la masa del suelo es considerada como infinita hacia arriba y hacia abajo del túnel.

En la solución analítica se plantea un estado inicial de esfuerzos  $P$  correspondiente al esfuerzo vertical calculado al centro del túnel, mientras que el esfuerzo horizontal ( $KP$ ) se calcula mediante la relación de esfuerzos horizontal a vertical ( $K$ ) también en el centro del túnel. En este trabajo  $P$  y  $KP$  no son constantes sino que se van variando de acuerdo al punto del perímetro de la excavación de que se trate, es decir, se toma en cuenta el diferencial de esfuerzos correspondiente a la profundidad de cada punto del perímetro en análisis.

Para tomar en cuenta la relación de rigideces del medio respecto a la del revestimiento, se utilizan factores adimensionales de rigidez del sistema terreno-revestimiento.

Dentro de las hipótesis de la solución conviene señalar las siguientes:

- La masa de suelo se considera continua, homogénea, isotrópica y linealmente elástica. Las fronteras se consideran lo suficientemente alejadas como para no crear perturbación en la solución (masa de suelo infinita).
- El revestimiento se considera circular conformado por un material continuo, homogéneo, isotrópico y linealmente elástico. En dicho cascarón elástico se consideran deformaciones circunferenciales y de flexión.
- El sistema terreno-revestimiento se trata como un problema de deformación plana.
- En la interfaz entre el suelo y el revestimiento existe una de las 2 condiciones siguientes:
  - Deslizamiento completo (full slip) entre el suelo y el revestimiento (no hay transmisión de esfuerzos cortantes en la interfaz).
  - Deslizamiento nulo (no slip) entre el suelo y el revestimiento (hay transmisión de esfuerzos cortantes en la interfaz). En este trabajo se utiliza la condición de desplazamiento nulo por lo que se calculan esfuerzos cortantes en la interfaz.

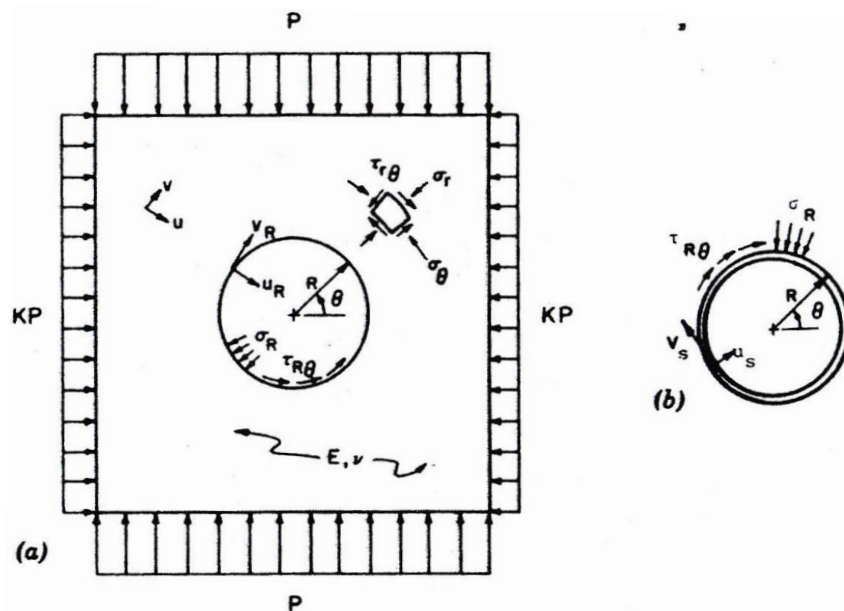


Fig. 37. Nomenclatura utilizada en la solución analítica de Einstein y Schwartz (Einstein et. al., 1979)



La relación entre la rigidez de la masa de suelo y la del revestimiento se representa mediante dos parámetros adimensionales: relación de compresibilidad y relación de flexibilidad.

$$C^* = \frac{ER(1 - \nu_s^2)}{E_s A_s (1 - \nu^2)} \quad F^* = \frac{ER^3(1 - \nu_s^2)}{E_s I_s (1 - \nu^2)}$$

Donde:

$C^*$ , es la relación de compresibilidad

$F^*$ , es la relación de flexibilidad

$E$  y  $E_s$ , son el módulo de elasticidad del terreno y del revestimiento

$R$ , es el radio de la excavación

$A_s, I_s$ , es el área y momento de inercia de la sección transversal del revestimiento

$\nu, \nu_s$ , son la relación de Poisson del terreno y del revestimiento

A continuación se presenta la formulación de la solución analítica:

Los esfuerzos existentes en el terreno antes de la construcción del túnel en coordenadas polares son los siguientes:

$$\sigma_r = \frac{P}{2} [(1 + K) - (1 - K) \cos 2\theta]$$

$$\sigma_\theta = \frac{P}{2} [(1 + K) + (1 - K) \cos 2\theta]$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{P}{2} (1 - K) \sin 2\theta$$

Donde:

$\sigma_r$ , es el esfuerzo radial

$\sigma_\theta$ , es el esfuerzo tangencial

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

$P$ , es el esfuerzo geoestático vertical en el punto de interés definido por el ángulo  $\theta$





$K$ , es la relación de esfuerzos

Para la condición de deslizamiento nulo los esfuerzos en la interfaz terreno-revestimiento son:

$$\sigma_R = \frac{1}{2}P(1+K)(1-a_0^*) - \frac{1}{2}P(1-K)(1-6a_2^* + 4b_2^*) \cos 2\theta$$

$$\tau_{R\theta} = \frac{1}{2}P(1-K)(1+6a_2^* - 2b_2^*) \sin 2\theta$$

Por otra parte, los desplazamientos en el revestimiento se calculan como sigue:

$$\frac{u_s E}{P R (1+\nu)} = \frac{1}{2}(1+K)a_0^* + \frac{1}{2}(1-K)[4(1-\nu)b_2^* - 2a_2^*] \cos 2\theta$$

$$\frac{v_s E}{P R (1+\nu)} = -(1-K)[a_2^* + (1-2\nu)b_2^*] \sin 2\theta$$

Donde las constantes adimensionales de rigidez intervienen a través de las siguientes expresiones:

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)}$$

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

$$b_2^* = \frac{C^*(1-\nu)}{2[C^*(1-\nu) + 4\nu - 6\beta - 3\beta C^*(1-\nu)]}$$

$$a_2^* = \beta b_2^*$$

Para la condición de deslizamiento nulo la fuerza axial ( $T$ ) y momento flexionante ( $M$ ) son los siguientes:

$$\frac{T}{P R} = \frac{1}{2}(1+K)(1-a_0^*) + \frac{1}{2}(1-K)(1+2a_2^*) \cos 2\theta$$

$$\frac{M}{P R^2} = \frac{1}{4}(1-K)(1-2a_2^* + 2b_2^*) \cos 2\theta$$

Con las constantes  $a_0^*$ ,  $a_2^*$  y  $b_2^*$  establecidas anteriormente.



Ahora, con la solución analítica reseñada, se presentarán los resultados obtenidos de la resolución del problema del túnel con 22 m de cobertura planteado en el subcapítulo anterior. Esta solución analítica se ha implementado en una hoja de cálculo con el perímetro discretizado a cada 10°. Los resultados se muestran a continuación:

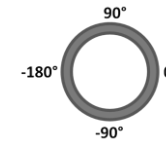
<i>Datos solicitados</i>			<i>Cálculos previos</i>		
• <i>Suelo</i>			$I_s =$	0.00533	$m^4$ Momento de inercia
$E =$	15000	$kN/m^2$	$A_s =$	0.40	$m^2$ Área de la sección
$\nu =$	0.3		$C^* =$	0.006	$m^{-1}$ Relación de compresibilidad
$K_0 =$	0.5		$F^* =$	7.869	$m^{-1}$ Relación de flexibilidad
$\gamma =$	18	$kN/m^3$	$a_0^* =$	0.004	Constantes de Eys
• <i>Revestimiento</i>			$\beta =$	0.202	
$E_s =$	26191601.71	$kN/m^2$	$b_2^* =$	-0.238	
$\nu_s =$	0.18		$a_2^* =$	-0.048	
$\gamma_s =$	24	$kN/m^3$			
$e =$	40	cm			
$\alpha =$	1				
• <i>Geometría</i>					
$Prof_{CLAVE} =$	21.9	m			
$R =$	4.1	m			
• <i>Nivel de aguas freáticas</i>					
$NAF =$	-100	m			

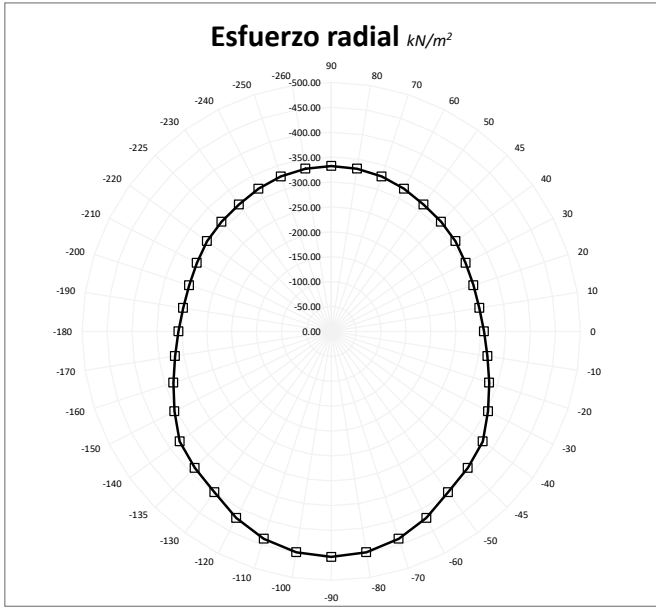
Esfuerzos de compresión (-) Esfuerzos de tensión (+)
---

Fig. 38. Datos de entrada para solución analítica de Einstein y Schwartz.

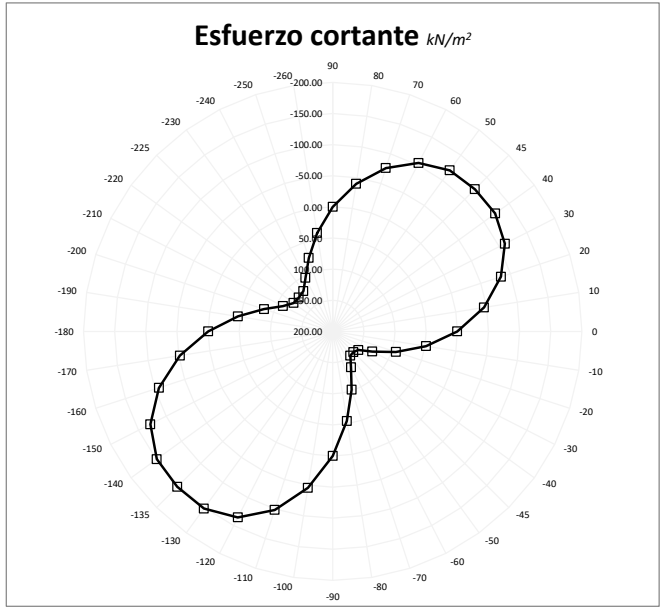
Tabla 5. Procesamiento del cálculo con la solución analítica.



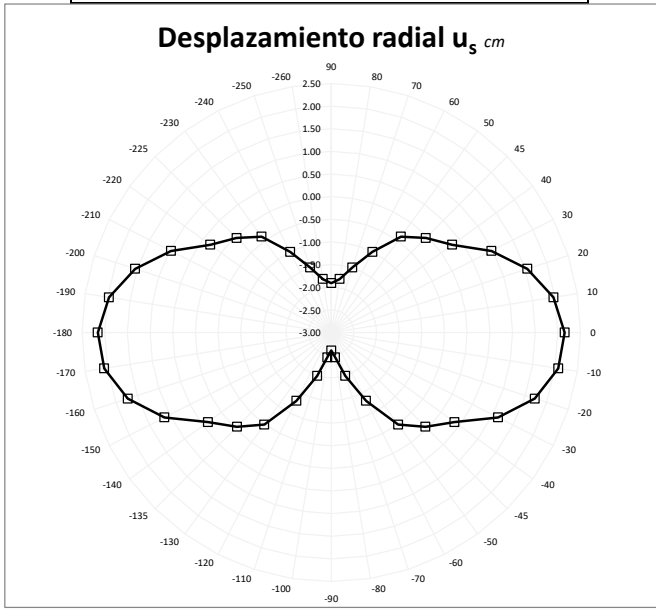
Ángulo de cálculo	Altura local	Coordenadas de configuración inicial		Altura global	Radio	Esfuerzo vertical total	Presión hidráulica debida al NAF	Esfuerzo vertical efectivo	Relación de esfuerzos	Esfuerzo horizontal total	Esfuerzo radial, tangencial y cortante iniciales.			Esfuerzos en la interfaz terreno-revestimiento con la condición de desplazamiento nulo (desarrollo de esfuerzos cortantes por interacción).		Desplazamientos radiales en la interfaz terreno-revestimiento	Desplazamientos radiales en la interfaz terreno-revestimiento	Desplazamientos circunferenciales en la interfaz terreno-revestimiento	Desplazamientos circunferenciales en la interfaz terreno-revestimiento	Fuerza axial	Momento flexionante
		$x_0$	$y_0$								$\sigma_{r0}$	$\sigma_{\theta 0}$	$\tau_{\theta 0}$	$\sigma_{r0}$	$\tau_{\theta 0}$						
$\theta$	y	$x_0$	$y_0$	$h_{sup-interfaces}$	r	P	$u_0$	P'	K	PK	$\sigma_{r0}$	$\sigma_{\theta 0}$	$\tau_{\theta 0}$	$\sigma_{r0}$	$\tau_{\theta 0}$	$u_r$	$u_{\theta}$	$v_r$	$v_{\theta}$	T	M
°	m	m	m	m	m	$KN/m^2$	$KN/m^2$	$KN/m^2$	-	$KN/m^2$	$KN/m^2$	$KN/m^2$	$KN/m^2$	$KN/m^2$	$KN/m^2$	m	cm	m	cm	kN	kN m
90	4.10	0.00	4.10	-21.90	4.10	-394.20	0.00	-394.20	0.50	-197.10	-394.20	-197.10	0.00	-327.57	0.00	-0.020	-2.041	0.000	0.000	-841.612	513.972
80	4.04	0.71	4.04	-21.96	4.10	-395.32	0.00	-395.32	0.50	-197.66	-389.36	-203.62	-33.80	-326.50	-40.14	-0.019	-1.926	-0.003	-0.344	-866.098	484.349
70	3.85	1.40	3.85	-22.15	4.10	-398.65	0.00	-398.65	0.50	-199.33	-375.33	-222.64	-64.06	-323.41	-76.08	-0.016	-1.592	-0.007	-0.651	-937.539	398.170
60	3.55	2.05	3.55	-22.45	4.10	-404.09	0.00	-404.09	0.50	-202.04	-353.58	-252.55	-87.49	-318.77	-103.90	-0.011	-1.069	-0.009	-0.890	-1049.944	263.431
50	3.14	2.64	3.14	-22.86	4.10	-411.47	0.00	-411.47	0.50	-205.73	-326.46	-290.74	-101.30	-313.28	-120.31	-0.004	-0.409	-0.010	-1.030	-1193.549	93.159
45	2.90	2.90	2.90	-23.10	4.10	-415.82	0.00	-415.82	0.50	-207.91	-311.86	-311.86	-103.95	-310.51	-123.45	0.000	-0.048	-0.011	-1.057	-1273.075	0.000
40	2.64	3.14	2.64	-23.36	4.10	-420.56	0.00	-420.56	0.50	-210.28	-297.16	-333.68	-103.54	-307.90	-122.97	0.003	0.321	-0.011	-1.053	-1355.280	-95.219
30	2.05	3.55	2.05	-23.95	4.10	-431.10	0.00	-431.10	0.50	-215.55	-269.44	-377.21	-93.34	-303.76	-110.84	0.010	1.041	-0.009	-0.949	-1519.609	-281.042
20	1.40	3.85	1.40	-24.60	4.10	-442.76	0.00	-442.76	0.50	-221.38	-247.28	-416.86	-71.15	-302.05	-84.50	0.017	1.665	-0.007	-0.723	-1669.859	-442.225
10	0.71	4.04	0.71	-25.29	4.10	-455.18	0.00	-455.18	0.50	-227.59	-234.46	-448.32	-38.92	-303.87	-46.22	0.021	2.112	-0.004	-0.396	-1789.967	-557.694
0	0.00	4.10	0.00	-26.00	4.10	-468.00	0.00	-468.00	0.50	-234.00	-234.00	-468.00	0.00	-310.05	0.00	0.023	2.314	0.000	0.000	-1866.515	-610.195
-10	-0.71	4.04	-0.71	-26.71	4.10	-480.82	0.00	-480.82	0.50	-240.41	-247.66	-473.57	41.11	-320.98	48.82	0.022	2.231	0.004	0.418	-1890.756	-589.097
-20	-1.40	3.85	-1.40	-27.40	4.10	-493.24	0.00	-493.24	0.50	-246.62	-275.47	-464.39	79.26	-336.49	94.13	0.019	1.855	0.008	0.806	-1860.252	-492.647
-30	-2.05	3.55	-2.05	-28.05	4.10	-504.90	0.00	-504.90	0.50	-252.45	-315.56	-441.79	109.31	-355.76	129.82	0.012	1.219	0.011	1.111	-1779.751	-329.153
-40	-2.64	3.14	-2.64	-28.64	4.10	-515.44	0.00	-515.44	0.50	-257.72	-364.20	-408.95	126.90	-377.36	150.71	0.004	0.393	0.013	1.290	-1661.021	-116.699
-45	-2.90	2.90	-2.90	-28.90	4.10	-520.18	0.00	-520.18	0.50	-260.09	-390.14	-390.14	130.05	-388.44	154.44	-0.001	-0.060	0.013	1.322	-1592.614	0.000
-50	-3.14	2.64	-3.14	-29.14	4.10	-524.53	0.00	-524.53	0.50	-262.27	-416.17	-370.63	129.14	-399.36	153.37	-0.005	-0.522	0.013	1.313	-1521.528	118.759
-60	-3.55	2.05	-3.55	-29.55	4.10	-531.91	0.00	-531.91	0.50	-265.96	-465.42	-332.45	115.16	-419.60	136.77	-0.014	-1.408	0.012	1.171	-1382.074	346.763
-70	-3.85	1.40	-3.85	-29.85	4.10	-537.35	0.00	-537.35	0.50	-268.67	-505.92	-300.10	86.35	-435.94	102.55	-0.021	-2.145	0.009	0.878	-1263.728	536.702
-80	-4.04	0.71	-4.04	-30.04	4.10	-540.68	0.00	-540.68	0.50	-270.34	-532.53	-278.49	46.23	-446.55	54.90	-0.026	-2.634	0.005	0.470	-1184.558	662.442
-90	-4.10	0.00	-4.10	-30.10	4.10	-541.80	0.00	-541.80	0.50	-270.90	-541.80	-270.90	0.00	-450.23	0.00	-0.028	-2.805	0.000	0.000	-1156.736	706.417



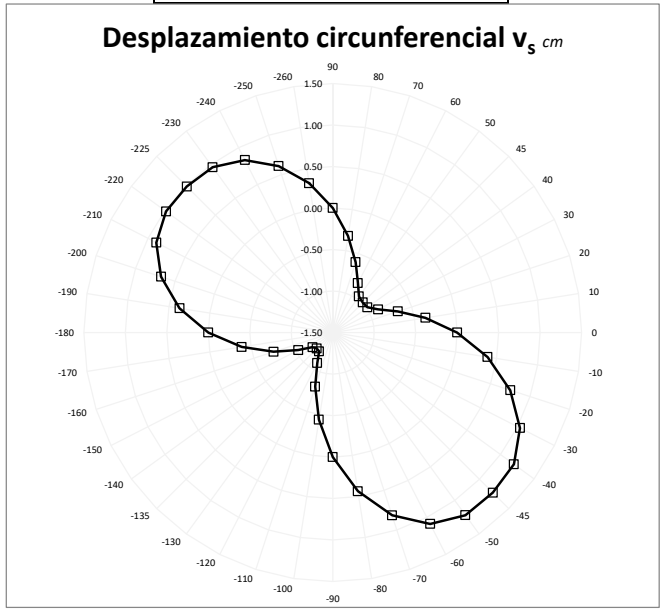
	Clave	Cubeta	Hastial
Esfuerzo radial ( $\text{kN/m}^2$ )	-328	-450	-310



	Máx.
Esfuerzo cortante ( $\text{kN/m}^2$ )	±154



	Clave	Cubeta	Hastial
Desplazamiento radial (cm)	-2.04	2.80	2.31



	Máx.
Desplazamiento circunferencial (cm)	1.32

Fig. 39. Resultados graficados de la solución analítica: esfuerzos actuantes y desplazamientos.

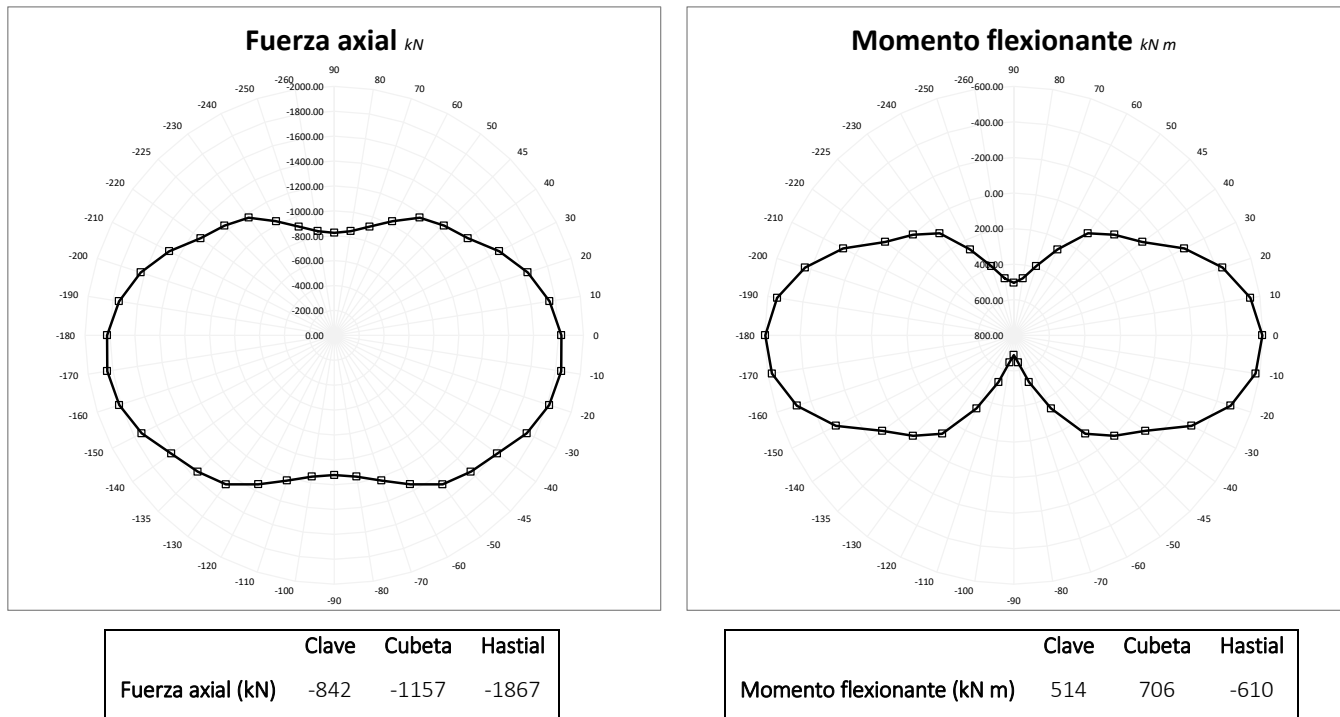


Fig. 40. Resultados graficados de la solución analítica: elementos mecánicos en el revestimiento.

En el caso de la solución analítica, el tiempo invertido de inicio es importante puesto que de la publicación original y algunas otras posteriores asociadas se debe entender la solución, sus ecuaciones y posteriormente programarlas en una hoja de cálculo. Al ser muchas las ecuaciones y, algunas de ellas largas, es posible que haya un periodo no menor de calibración y depuración hasta que el cálculo quede refinado. También, como puede verse, es muy necesario hacer un trabajo de tratamiento de los resultados. En este caso, se ha optado por gráficas circunferenciales.

#### 4.3.2. CÁLCULO CON EL MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO EN 2D CON ANILLO REDUCIDO EN RIGIDEZ

En Plaxis, una de las maneras de modelar los túneles es por medio de anillos rígidos continuos embebidos en el terreno, lo cual en un anillo dovelado no es cercano a la realidad por diferentes razones. Por ejemplo, un anillo continuo cerrado, sin juntas, es más rígido y por tanto recibe mayores esfuerzos y por tanto mayores elementos mecánicos. Por su parte, un anillo dovelado, al ser más flexible, tiene mayores desplazamientos respecto a un anillo continuo pero recibe menores esfuerzos.



Este método de reducción de rigidez se basa en la premisa de brindarle al anillo continuo una rigidez menor, con tal de dotar al anillo de una cierta flexibilidad que le darían las juntas planas entre dovelas. Así, modela el anillo como continuo (sin juntas), pero con la rigidez reducida para hacerlo más flexible.

El criterio a seguir entonces en el análisis con un programa geotécnico es introducir el valor de una placa reduciendo su rigidez a la flexión ( $EI$ ) en función de algún factor de reducción  $\eta$ . Existen en la literatura diversos estudios que concluyen con su propuesta propia para los coeficientes de reducción (Muir Wood, Liu y Hou, Blom, Hefny y Chua, Peña y Basurto, etc.).

Particularmente el factor propuesto por Peña (Peña et. al., 2013) considera:

- La relación de esfuerzos horizontal sobre vertical  $K$
- El módulo de elasticidad del concreto
- La orientación de las juntas entre dovelas, y
- La geometría de las juntas.

Los autores ejecutaron distintos análisis variando los factores geotécnicos y estructurales de interés antes mencionados, hallando valores de reducción de rigidez aplicables a anillos modelados como continuos.

La relación de esfuerzos  $K$  es el cociente entre el esfuerzo horizontal respecto al vertical, lo cual significa que para un valor alto de  $K$ , se tiene un mayor confinamiento, una menor deformación y por tanto un valor de  $\eta$  mayor, entendiendo a  $\eta$  como:

$$\eta = \frac{EI_{AJ}}{EI_{AC}}$$

Donde:

$EI_{AJ}$ , es la rigidez de un anillo con juntas.

$EI_{AC}$ , es la rigidez de un anillo continuo.

Respecto a la orientación de las juntas (ver Figura 41), la posición más desfavorable (P2) se definió como aquella que producía los mayores desplazamientos en el anillo, mientras que la más favorable

(P4) la que producía los menores desplazamientos. En la P2 la dovela llave se ubicó a  $74^\circ$  respecto a la horizontal mientras que en la P4 la dovela llave se ubicó a  $30^\circ$  respecto a la horizontal. Con base en la deformada resultante de la aplicación de las cargas, se encontró que para la posición desfavorable (P2) el valor del factor de reducción se mantuvo constante en 0.76, mientras que para la posición más favorable (P4) el valor de  $\eta$  varió de 0.79 a 0.85 dependiendo la variación de K (de 0.3 a 0.9, respectivamente).

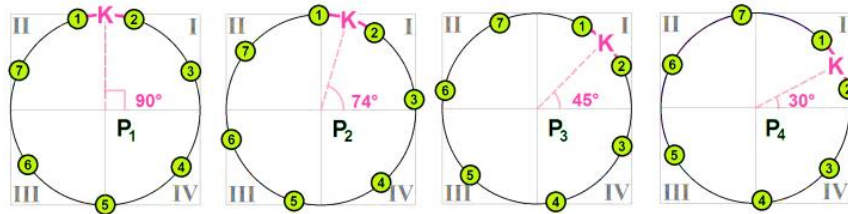


Fig. 41. Posiciones de la dovela llave (K) consideradas en los análisis del factor de Peña (Peña et. al., 2013).

También, en el factor de reducción de Peña se tomó en cuenta la geometría de las juntas, considerando:

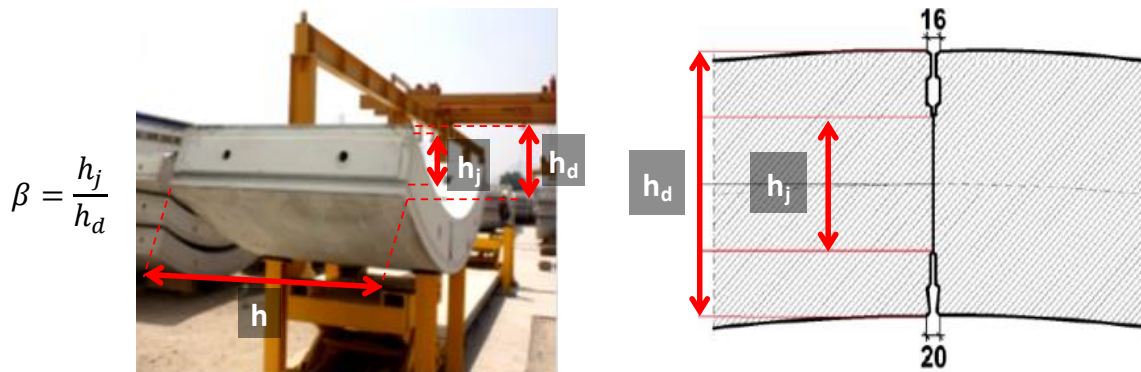


Fig. 42. Geometría de las juntas entre dovelas.

Donde:

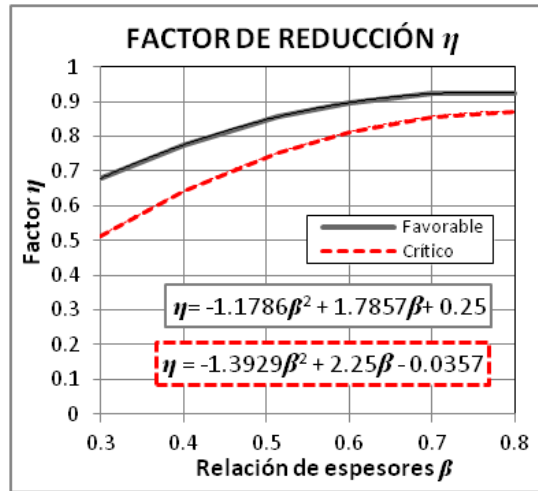
$h_j$ , es el ancho de la junta plana entre dovelas

$h_d$ , es el ancho total de la dovela

Para conocer la variación de  $\eta$  respecto a  $\beta$ , se utilizaron las posiciones de dovelas P2 y P4 y se varió tanto la relación de esfuerzos K como el valor de  $\beta$ . Para la variación de  $\beta$ , se mantuvo constante el

ancho de la dovela y se varió la dimensión  $h_j$ . A mayores valores de  $\beta$ , significa que hay mayor contacto entre dovelas y por tanto, mayor rigidez y menor deformación del anillo.

Considerando los factores anteriormente presentados, Peña propone una formulación para el factor de reducción de rigidez, diferenciando entre posición crítica ( $\eta_c$ ) o bien, cualquier otra posición ( $\eta$ ) de la dovela llave:



$$\eta_c = -\frac{1}{28}(39\beta^2 - 63\beta + 1)$$

$$\eta = -\frac{1}{28}(33\beta^2 - 50\beta - 7)$$

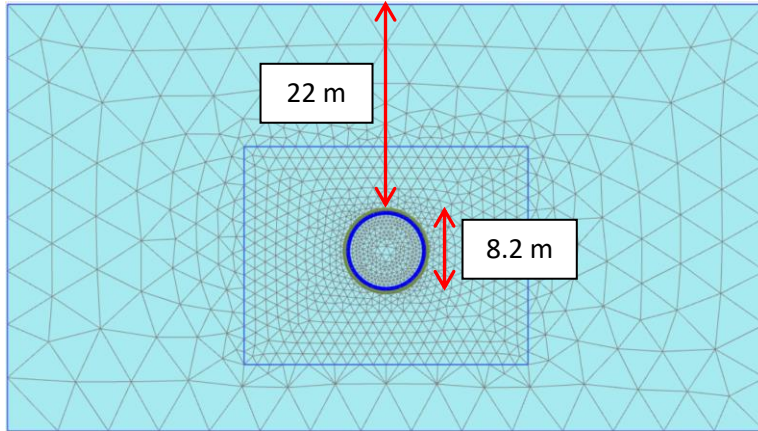
De acuerdo a lo anterior, se puede decir lo siguiente:

- El anillo dovelado tendrá una rigidez global menor que un anillo continuo.
- Para las mismas cargas, un anillo dovelado tendrá mayores desplazamientos y menores elementos mecánicos que un anillo continuo.

Para ilustrar el contraste entre un modelo calculado como anillo rígido continuo y uno aplicando un factor de reducción de rigidez a la flexión, se han realizado dos modelos donde se compararán los esfuerzos en la interfaz, desplazamientos y elementos mecánicos en placa.

Para el modelo reducido en rigidez, el factor  $\eta$  de inicio calculado con Peña ronda el valor de 0.79. Las características del modelo son las mismas que el presentado con la solución analítica:





- *Suelo*

$E=$	15000	$\text{kN/m}^2$
$\nu=$	0.3	
$K_o=$	0.5	
$\gamma=$	18	$\text{kN/m}^3$
$c'=$	20	$\text{kN/m}^2$
$\phi'=$	30	$^\circ$

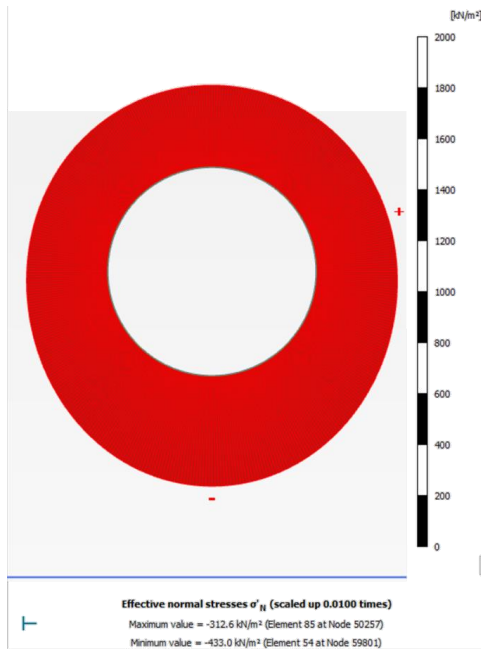
- *Revestimiento*

$E_s=$	26191601.7	$\text{kN/m}^2$
$f'_c=$	35	MPa
$\nu_s=$	0.18	
$\gamma_s=$	24	$\text{kN/m}^3$
$e=$	40	cm
$\eta=$	1.00 y 0.79	
$\text{Prof}_{\text{CLAVE}}=$	22	m
Radio medio=	4.1	m

Fig. 43. Características del modelo realizado en Plaxis 2D.

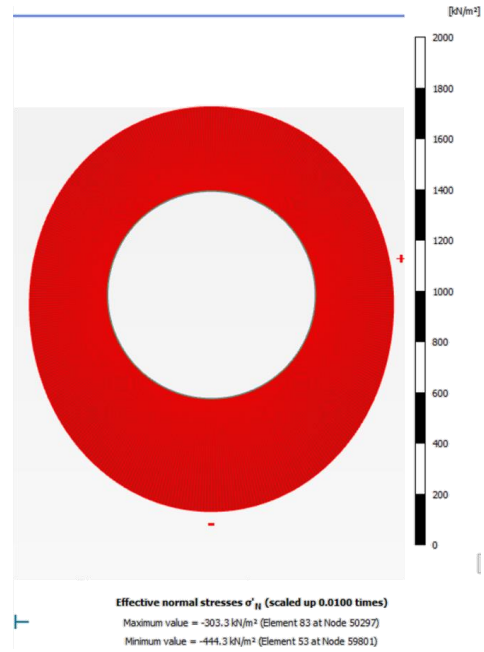
Los resultados de ambos modelos se muestran en las siguientes figuras.

Anillo rígido continuo reducido en rigidez (Peña)

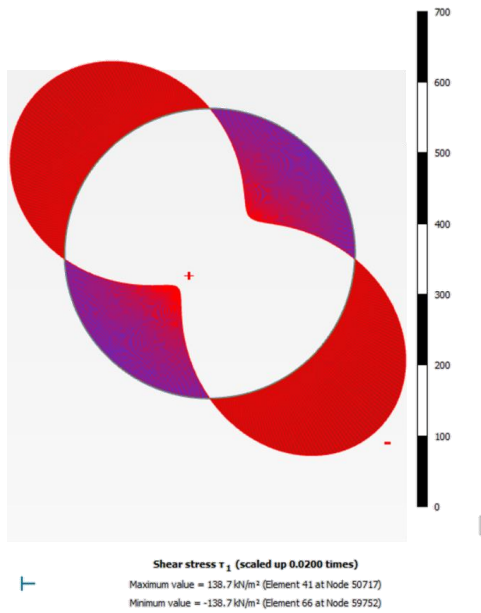


	Clave	Cubeta	Hastiales
Esfuerzo radial (kN/m <sup>2</sup> )	-321	-433	-317

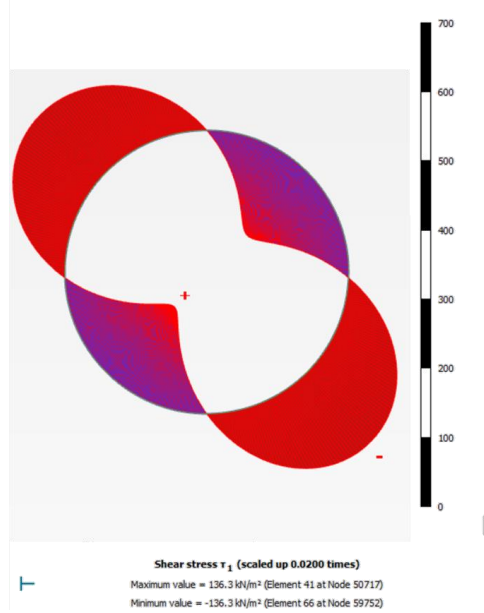
Anillo continuo rígido



	Clave	Cubeta	Hastiales
Esfuerzo radial (kN/m <sup>2</sup> )	-303	-444	-306



	Máx.
Esfuerzo cortante (kN/m <sup>2</sup> )	±139

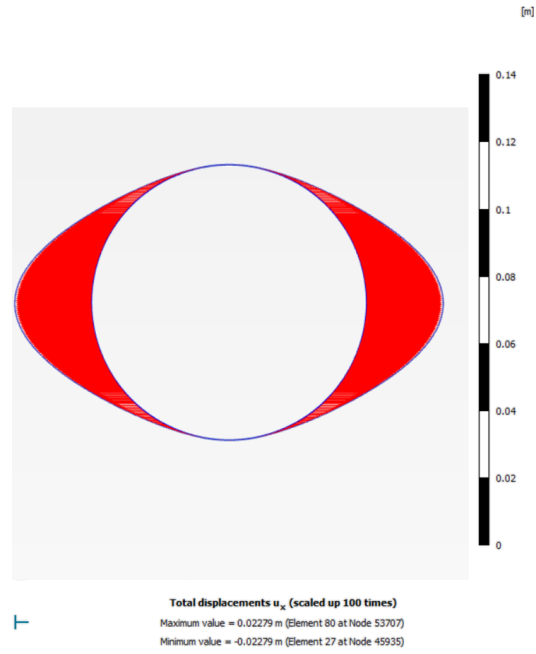
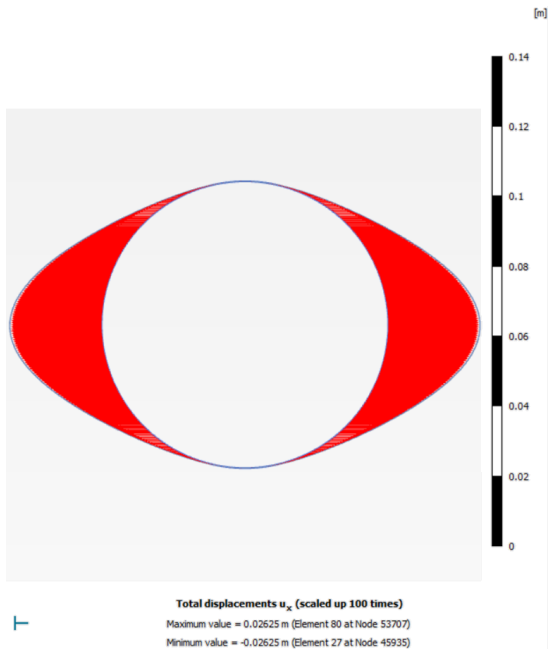


	Máx.
Esfuerzo cortante (kN/m <sup>2</sup> )	±136

Fig. 44. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con reducción de rigidez a flexión: esfuerzos en interfaz.

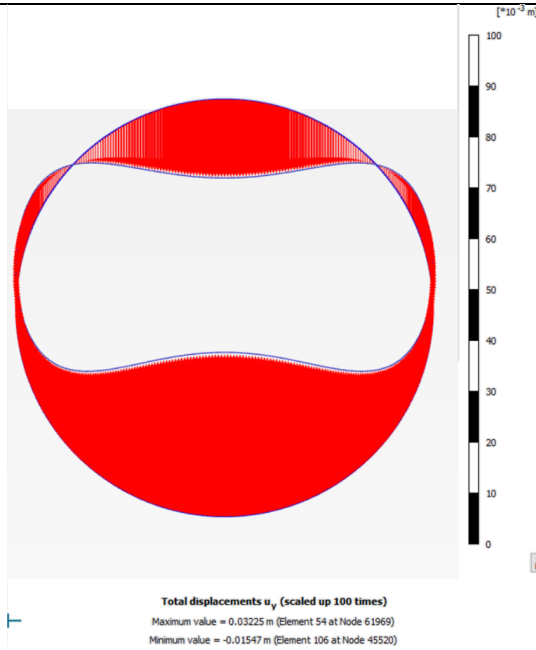
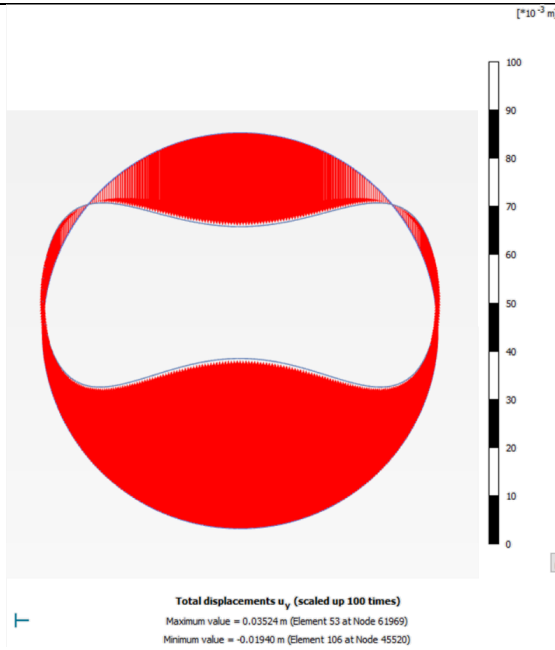
Anillo rígido continuo reducido en rigidez (Peña)

Anillo continuo rígido



	Hastial der.	Hastial izq.
Desplazamiento horizontal (cm)	2.63	-2.63

	Hastial der.	Hastial izq.
Desplazamiento horizontal (cm)	2.28	-2.28

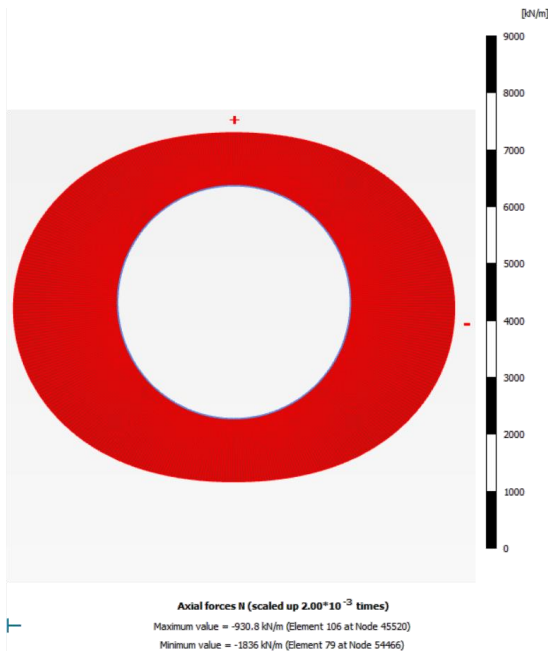


	Clave	Cubeta
Desplazamiento vertical (cm)	-1.94	3.52

	Clave	Cubeta
Desplazamiento vertical (cm)	-1.55	3.23

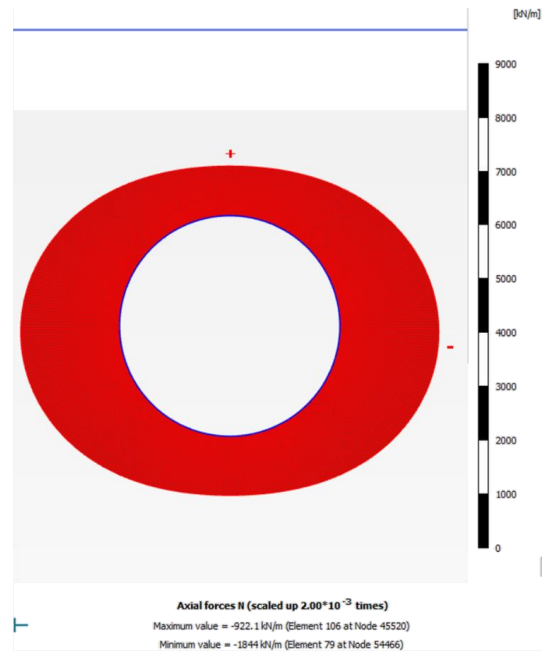
Fig. 45. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con reducción de rigidez a flexión: Desplazamientos verticales y horizontales en placa.

Anillo rígido continuo reducido en rigidez (Peña)

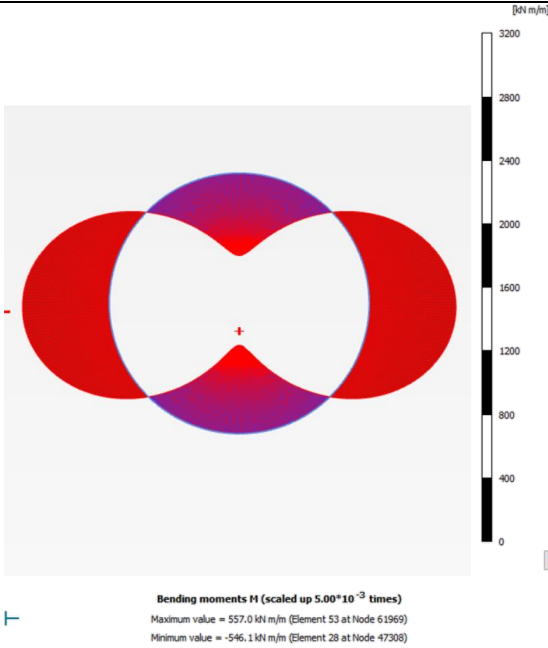


	Clave	Cubeta	Hastiales
Fuerza axial (kN)	-931	-1107	-1836

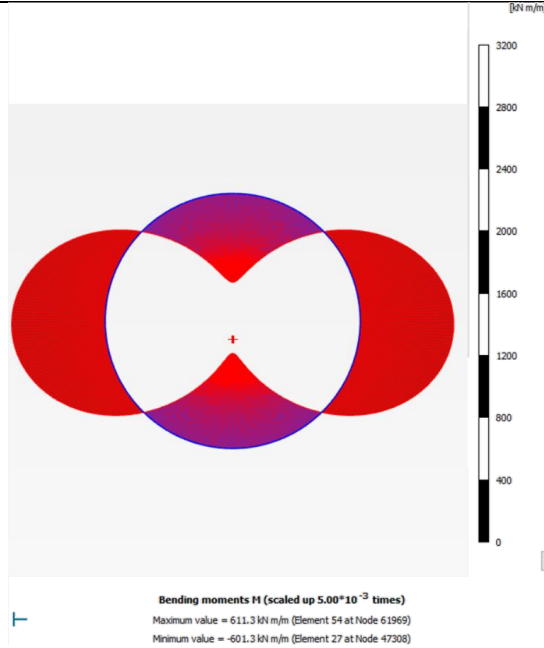
Anillo continuo rígido



	Clave	Cubeta	Hastiales
Fuerza axial (kN)	-922	-1098	-1844



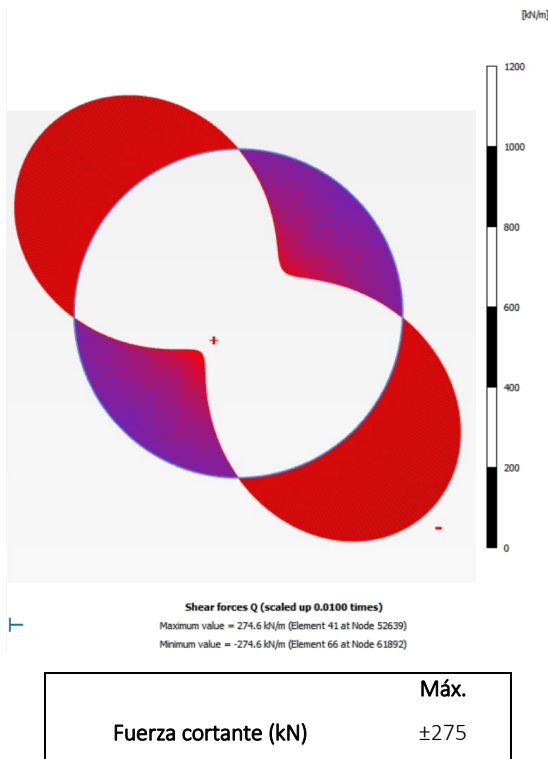
	Clave	Cubeta	Hastiales
M. flexionante (kN m)	519	557	-546



	Clave	Cubeta	Hastiales
M. flexionante (kN m)	571	611	-601

Fig. 46. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con reducción de rigidez a flexión: fuerza axial y momento flexionante en placa.

Anillo rígido continuo reducido en rigidez (Peña)



Anillo continuo rígido

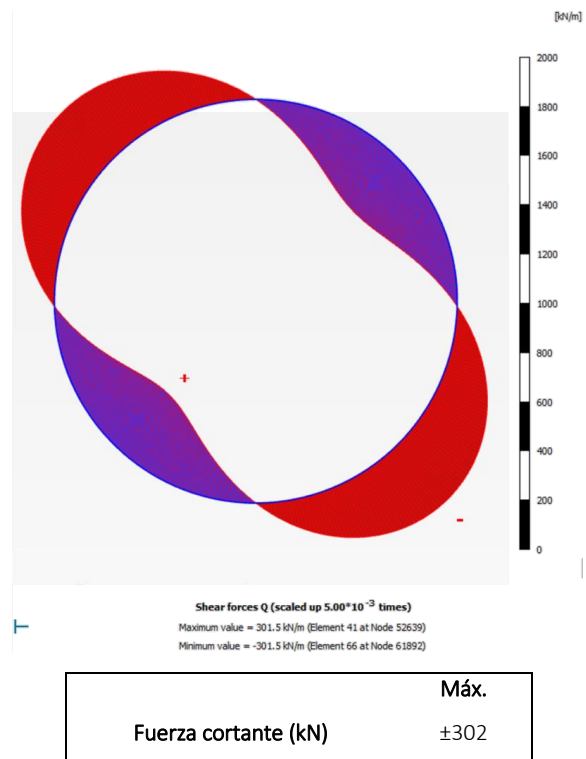


Fig. 47. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con reducción de rigidez a flexión: fuerza cortante en placa.

Esta metodología es un intento por dotar de flexibilidad a un anillo continuo rígido para acercarlo al comportamiento de un anillo de dovelas multiarticulado. Respecto al modelado, únicamente se tiene que prever el preproceso de introducir las expresiones de Peña (o cualquier otro autor que trate esta aproximación) para calcular la rigidez reducida del anillo.

### 4.3.3. CÁLCULO CON INTERACCIÓN DE PROGRAMA ESTRUCTURAL CON PROGRAMA GEOTÉCNICO. MÉTODO HÍBRIDO

En el análisis estructural de un túnel dovelado, es necesario considerar la presencia de las juntas porque modifica el comportamiento del anillo al hacerlo más flexible.

De entre los factores más importantes que rigen el análisis estructural destacan (Peña et. al. 2014):

- El comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas.
- El número total de juntas y su posición relativa con respecto a las cargas.
- La relación entre los esfuerzos verticales y horizontales que actúan sobre el túnel.
- La rigidez a rotación de una junta depende de la fuerza axial actuante en ella. La rigidez disminuye cuando se incrementa el momento flexionante y se incrementa al aumentar las fuerzas axiales.

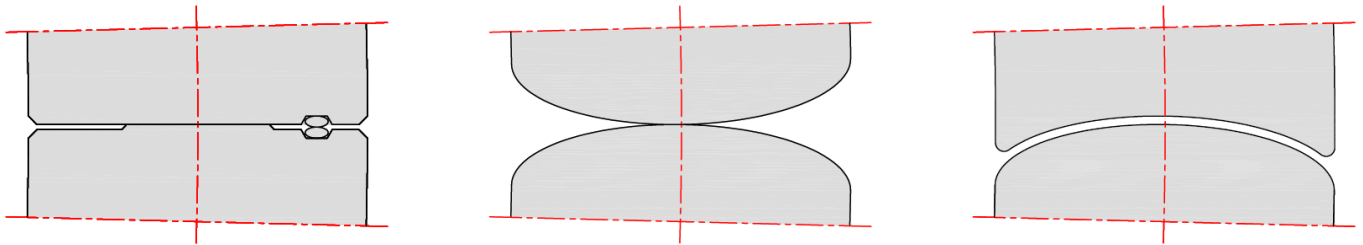


Fig. 48. Tipos de juntas entre dovelas. En el caso de análisis, se considera una junta plana como la mostrada a la izquierda (Luttikholt, 2007).

El comportamiento de la junta es función de la fuerza axial que actúe en ella, la cual a su vez es función de los esfuerzos que el suelo ejerce radialmente. Una junta plana de dovelas, a diferencia de una articulación (bisagra), es capaz de transmitir un cierto momento a una determinada rotación. A mayor carga axial actuando sobre la junta, mayor capacidad de transmitir momento.

Sin embargo, dicha capacidad tiene un límite que se asemeja a una plastificación. Es decir, la junta podrá transmitir momento flexionante para un cierto nivel de rotación angular, sin embargo, pasado un cierto valor de momento flexionante, la junta comenzará a rotar sin poder resistir más momento. Así, se puede definir una ley de variación bilineal a lo cual se le llamará curva momento-rotación.



Para estas curvas de comportamiento de juntas, existen diferentes autores en la bibliografía (Janssen, Gladwell, Peña-Galván-Meli, Leonhardt-Reimann, etc.). En este trabajo se adoptará el criterio de Gladwell, cuya formulación es la siguiente:

$$\mu = \begin{cases} \frac{\pi}{16(1-\nu^2)} \Phi & \text{si } \Phi \leq \frac{8(1-\nu^2)}{\pi} \\ 1 - \frac{4(1-\nu^2)}{\pi} \frac{1}{\Phi} & \text{si } \Phi > \frac{8(1-\nu^2)}{\pi} \end{cases}$$

Donde:

$$\mu = \frac{M}{\frac{1}{2} N h} \quad \Phi = \varphi \frac{h b E}{N}$$

Con las siguientes literales:

$M$ , momento flexionante

$N$ , carga axial en la junta

$h, b$ , geometría de junta, largo y ancho

$E, \nu$ , módulo de elasticidad y relación de Poisson del concreto

Así para el criterio de Gladwell, se propone una determinada rotación y se obtiene el correspondiente momento flexionante. También, se deberá proponer una carga axial inicial que, en los análisis con el programa estructural, se deberá iterar su valor junta por junta.

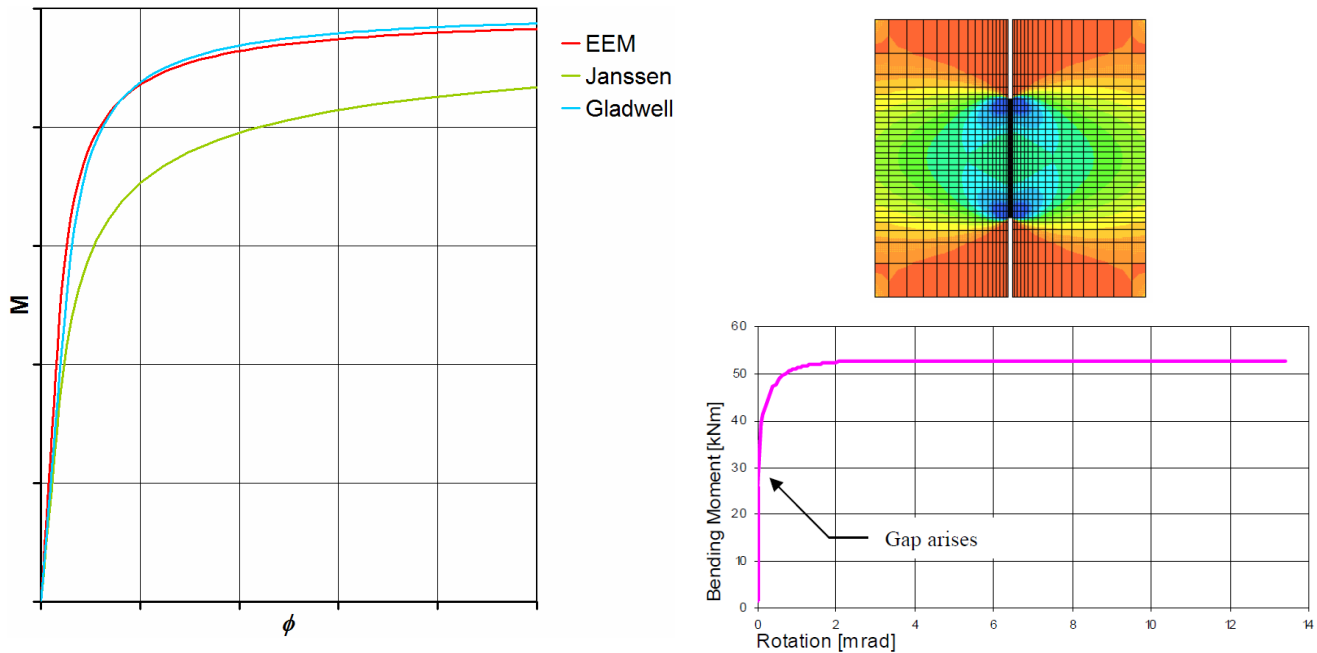


Fig. 49. Curva típica momento-rotación para junta plana entre dovelas (izq.). A la derecha, modelo con elemento finito de una junta registrando el momento y la rotación correspondiente (Van der Vliet, 2007) (Luttikholt, 2007).

El método híbrido considera entonces la hipótesis siguiente: para modelar el túnel dovelado, se requiere un proceso para calcular los esfuerzos que el suelo ejerce sobre el anillo, y para esto un programa geotécnico (por ejemplo, Plaxis) puede hacerlo; sin embargo, para considerar las rótulas elastoplásticas para modelar adecuadamente las juntas entre dovelas, se requiere de un programa estructural (SAP2000, por ejemplo). Las ventajas y desventajas de cada programa, tanto de geotecnia como de estructuras, se presentan por separado en la siguiente tabla:

Tabla 6. Ventajas y desventajas de análisis de túneles únicamente con programa estructural o con programa geotécnico.

	Ventajas	Desventajas
<b>Programa estructural</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Se trata de un modelo simple.</li> <li>Simula detalladamente el comportamiento elastoplástico de las juntas con transmisión de momento.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Simplifica la interacción terreno-revestimiento.</li> <li>No simula el efecto real de los parámetros geotécnicos sobre la estructura ni su eventual variación a través del tiempo.</li> </ul>
<b>Programa geotécnico</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Modelación detallada del comportamiento del suelo.</li> <li>Adecuada interacción suelo-estructura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Simula simplificada un túnel como un anillo continuo.</li> </ul>



Así entonces, este enfoque geotécnico-estructural lo que plantea es calcular cargas sobre el anillo en el programa geotécnico y, dichas cargas, introducirlas en el programa estructural. Posteriormente, el programa estructural arrojará una cierta deformada del anillo articulado que deberá compararse con la deformada del anillo continuo del programa geotécnico. Si dicha deformada no coincide, entonces habrá que volver a correr el programa geotécnico pero disminuyendo la rigidez a la flexión del anillo continuo. De nueva cuenta, con la rigidez disminuida del anillo en el programa geotécnico, se toman las cargas del suelo y se introducen al programa estructural. Se calcula la nueva deformada y así sucesivamente hasta que las deformadas tanto del análisis geotécnico como la del análisis estructural coincidan. El proceso iterativo puede resumirse en la siguiente figura.

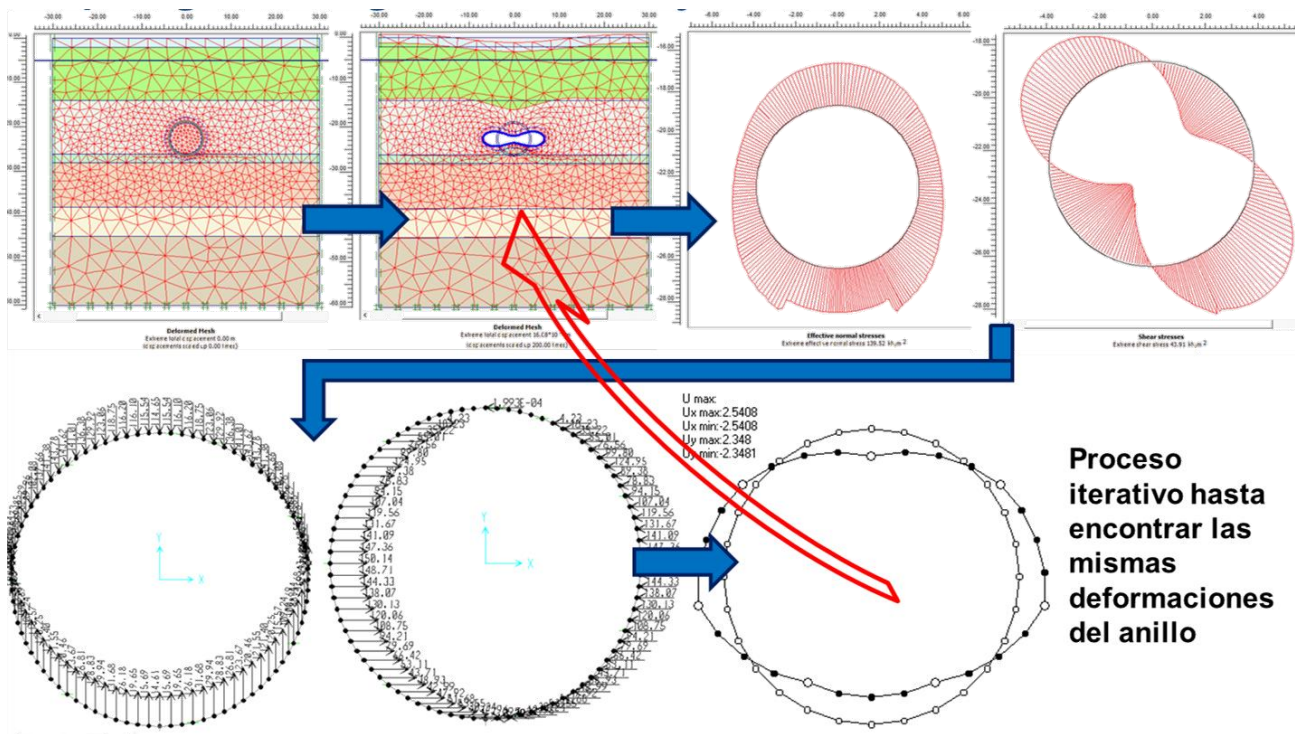


Fig. 50. Proceso iterativo para el enfoque de cálculo utilizando un programa geotécnico-programa estructural.

Para el análisis comparativo de este trabajo, como programa geotécnico se utilizó Plaxis 2D y como programa estructural se utilizó SAP2000 V14. En total se hicieron 6 cálculos iterativos, encontrando que la rigidez que mejor describe el comportamiento geotécnico del anillo continuo, simulado como dovelado, es para un factor de reducción de rigidez a flexión  $\eta=0.69$ . En el apartado anterior, con el factor  $\eta$  de Peña el valor calculado fue de 0.79.

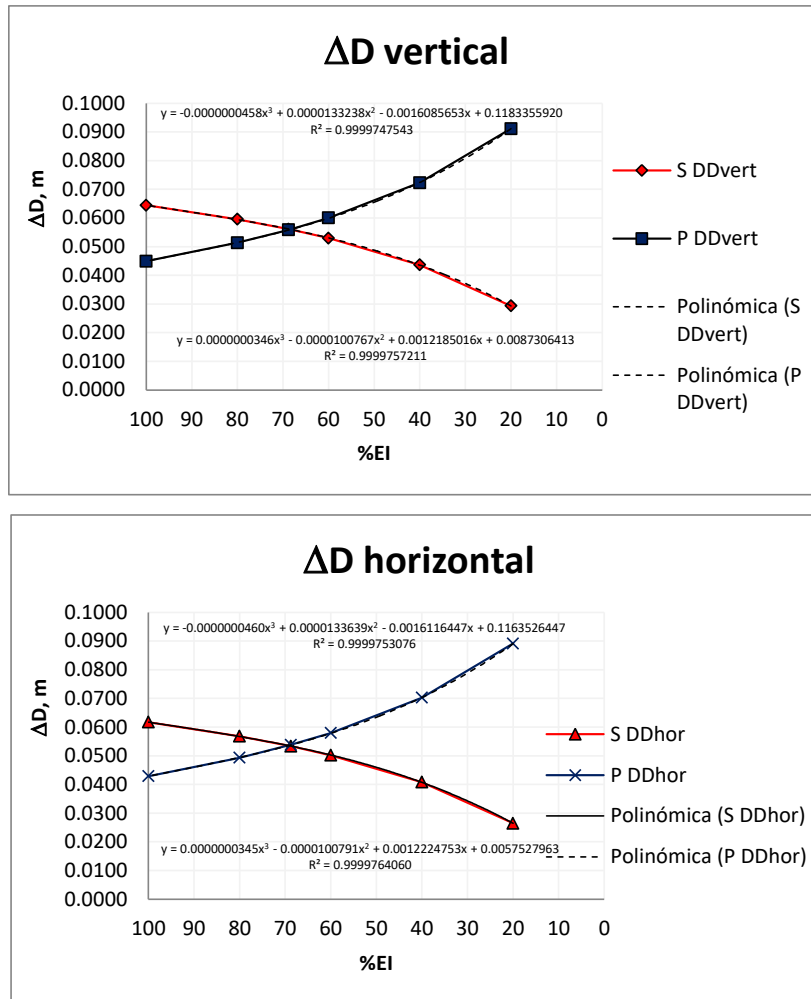
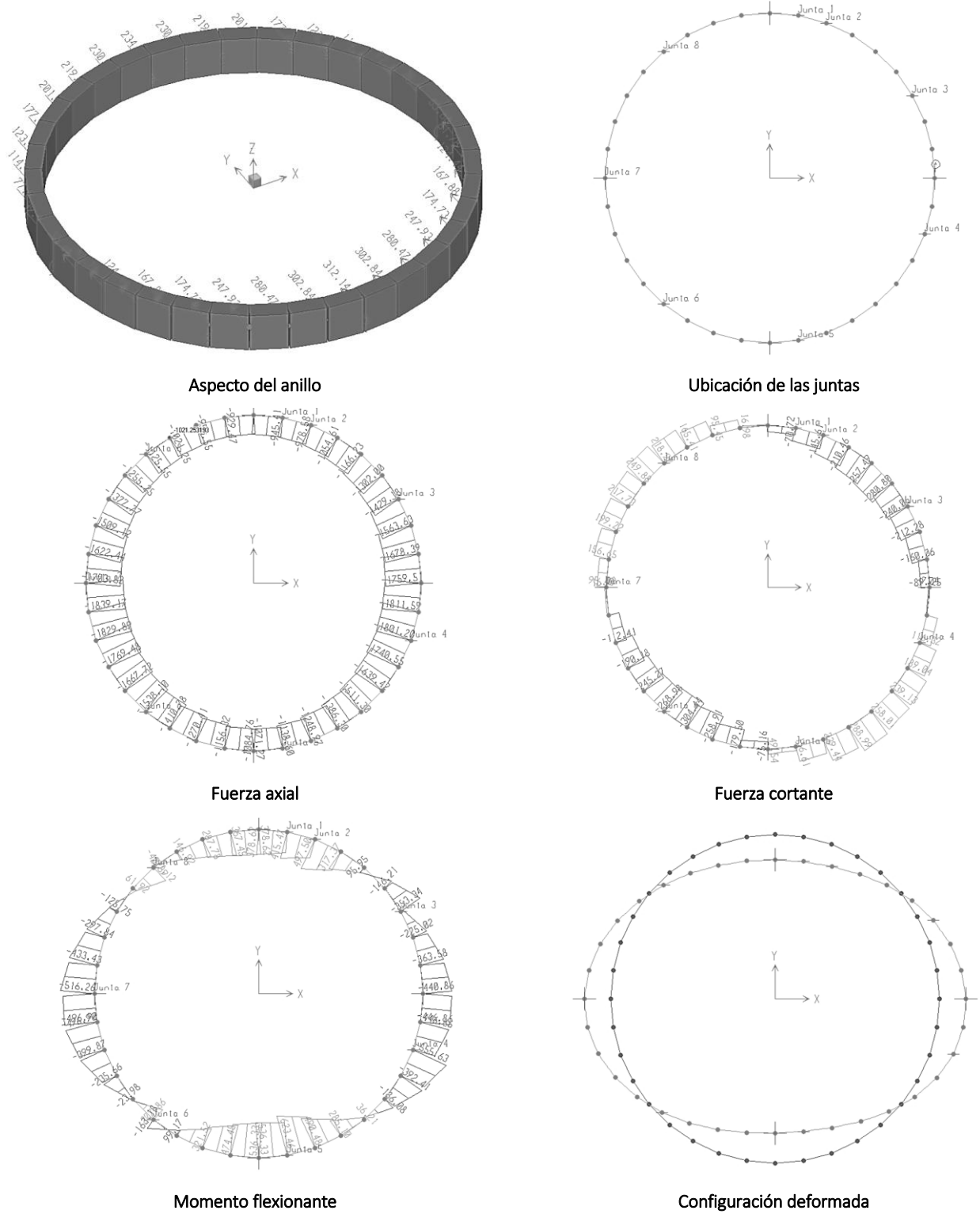


Fig. 51. Proceso iterativo midiendo los incrementos del diámetro horizontal y los decrementos del diámetro vertical, hasta converger en un mismo punto. La rigidez asociada es del orden de  $\eta=0.69$ .

Los resultados del análisis en el programa estructural se tienen en la siguiente tabla:

Tabla 7. Resultados del modelo en SAP2000 considerando las cargas del modelo geotécnico en la convergencia de la deformada.





El método híbrido corresponde a los métodos de análisis que consideran la rigidez y deformación del revestimiento así como la reacción del terreno (reseñados en el capítulo 3.2.4) y su planteamiento fue una aproximación a considerar, por un lado, las cargas que el terreno impone al revestimiento, pero considerando además la deformación del revestimiento debido a las juntas entre dovelas. El ejecutar un análisis con el método híbrido requiere de una fuerte inversión de tiempo en el preproceso, puesto que los diagramas del programa geotécnico hay que prepararlos para su introducción al programa estructural nodo por nodo, esto quiere decir que no necesariamente los nodos del programa geotécnico coinciden con los nodos del programa estructural, entonces hay que hacer que las fuerzas que se meten en el programa estructural sean efectivamente las resultantes del programa geotécnico, entre muchos otros detalles de preproceso y postproceso.

El resultado final del método híbrido es, de nueva cuenta, un factor  $\eta$  de reducción de rigidez a la flexión de un anillo continuo rígido, con el cual se darán las cargas del programa geotécnico al estructural y con éste, hacer el diseño estructural de las dovelas.

#### **4.3.4. CÁLCULO CON PROGRAMA GEOTÉCNICO CONSIDERANDO RÓTULAS CON COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO**

El comportamiento de las juntas entre dovelas, como se ha mencionado, es de sumo interés en la determinación de los elementos mecánicos y desplazamientos que sufrirá el anillo de dovelas porque lo acerca de mejor manera a su comportamiento real y acota unos menores esfuerzos y elementos mecánicos debido a su mayor flexibilidad.

En el programa Plaxis, cuando dos placas están en contacto con un nodo común, ambas placas comparten todos los grados de libertad (rotación y traslación), lo cual implica que la conexión es rígida (Brinkgreve et. al., 2015).

Para representar el elemento rótula, se le puede asignar un tipo de comportamiento elastoplástico, en el cual, se especifica una rigidez rotacional y un momento de plastificación. Para calcular estos parámetros, de nueva cuenta se tomarán en cuenta las curvas momento-rotación comentadas en el capítulo anterior. En el método híbrido, por ejemplo, se omite que el programa geotécnico pueda modelar adecuadamente las rótulas elastoplásticas.

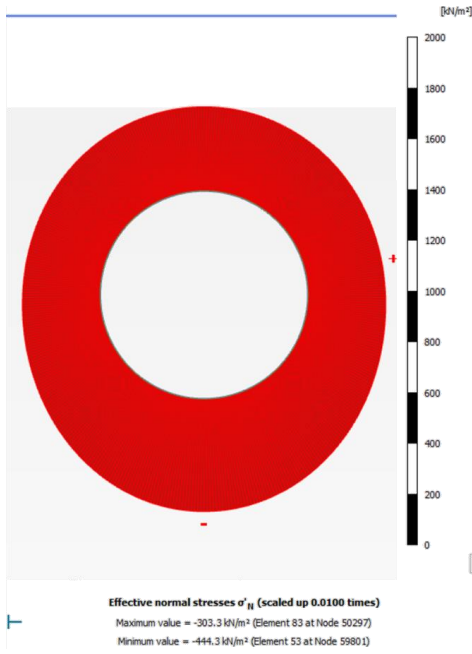


Las curvas momento rotación con el criterio de Gladwell, deben ser iteradas en función de la fuerza axial actuante en la junta. Esto quiere decir que, a mayor fuerza axial, mayor será el momento que puede ser capaz de transmitir el elemento rótula. Este comportamiento difiere mucho de una articulación (bisagra), la cual desde el punto de vista estructural, tiene giro libre sin restricción al momento de ningún tipo. Así, para cada junta, le corresponderá una curva momento rotación con base en la posición que tenga la dovela en el anillo de análisis.

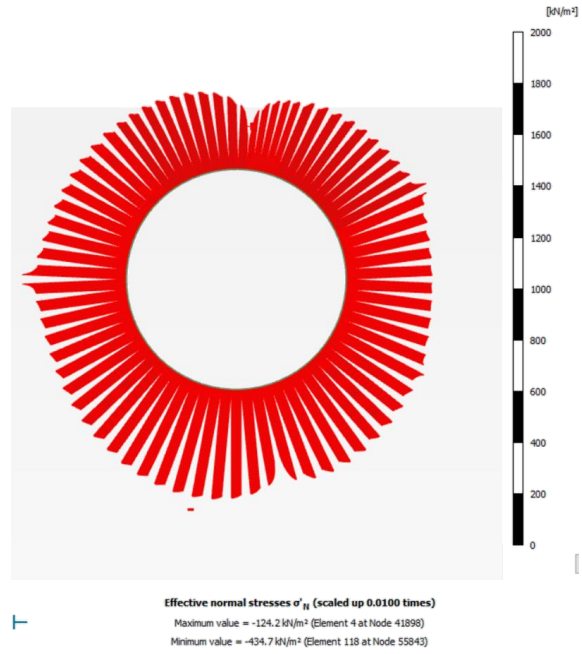
Con fines comparativos, en este ejercicio se han contrastado los diagramas de esfuerzos actuantes en la interfaz, desplazamientos así como elementos mecánicos con el ejercicio realizado anteriormente de anillo continuo rígido. El ejercicio será el mismo que se ha venido realizando en las diferentes aproximaciones.

Los resultados se muestran a continuación:

Anillo continuo rígido

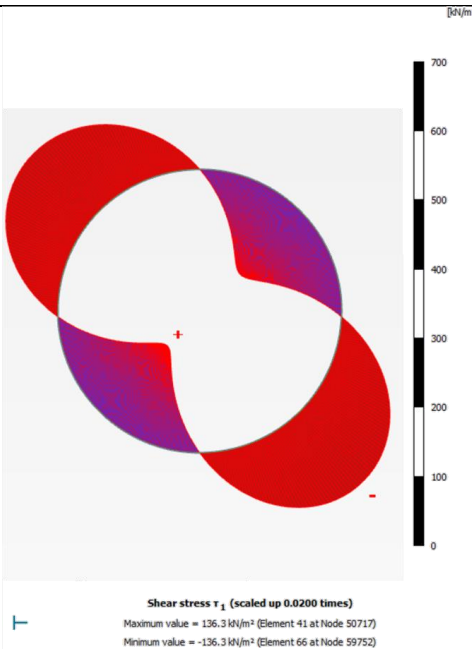


Anillo con rótulas

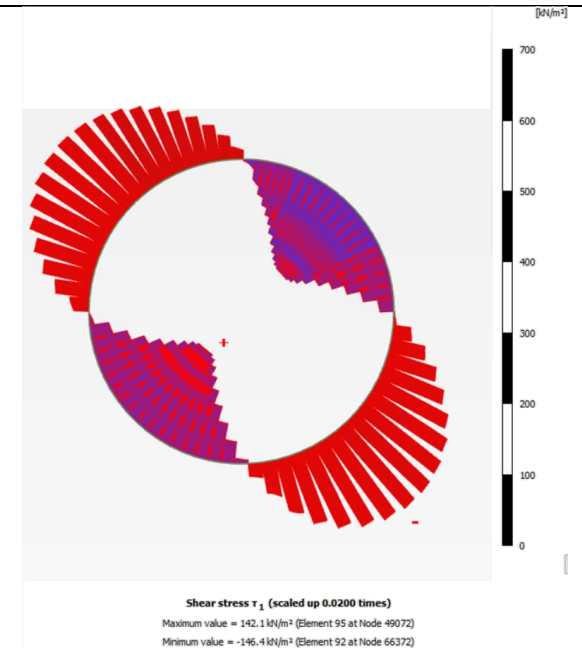


	Clave	Cubeta	Hastiales
Esfuerzo radial (kN/m <sup>2</sup> )	-303	-444	-306

	Clave	Cubeta	Hastial der.	Hastial izq.
Esfuerzo radial (kN/m <sup>2</sup> )	-251	-420	-334	-407



	Máx.
Esfuerzo cortante (kN/m <sup>2</sup> )	±136

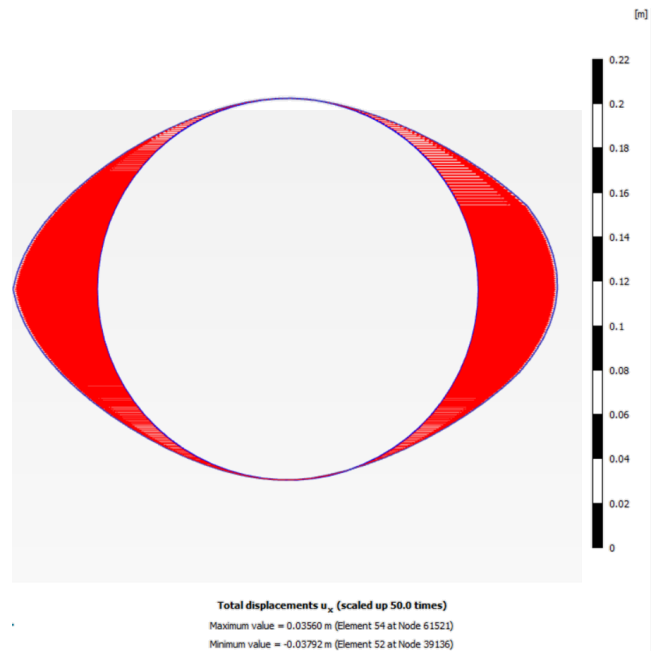
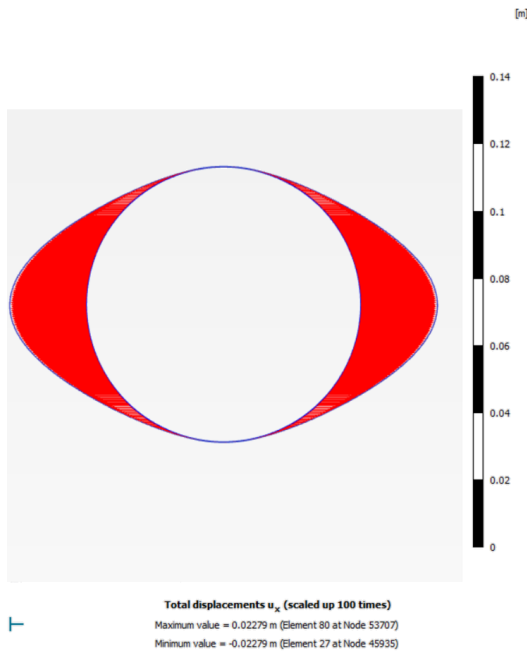


	Máx.	Mín.
Esfuerzo cortante (kN/m <sup>2</sup> )	142	-146

Fig. 52. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con rótulas: esfuerzos en interfaz.

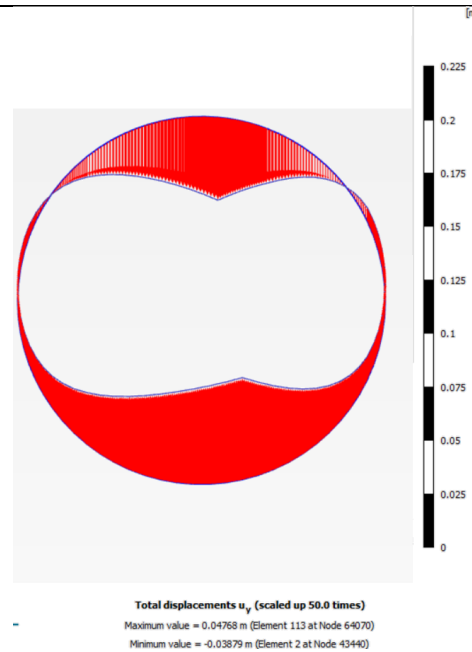
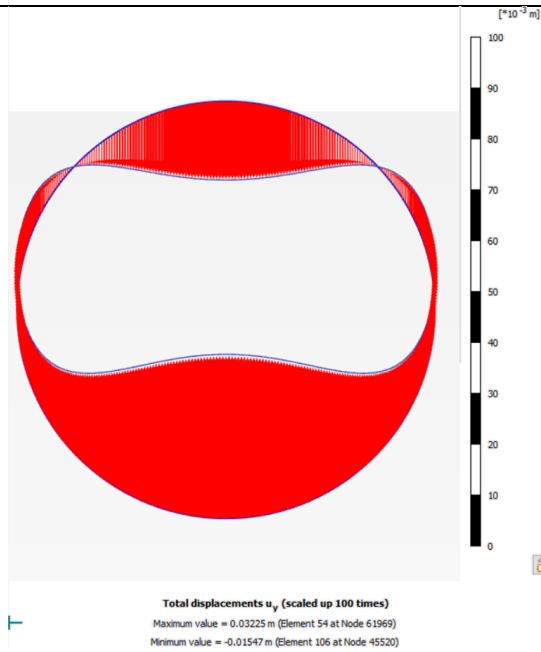
Anillo continuo rígido

Anillo con rótulas



	Hastial der.	Hastial izq.
Desplazamiento horizontal (cm)	2.28	-2.28

	Hastial der.	Hastial izq.
Desplazamiento horizontal (cm)	3.56	-3.79

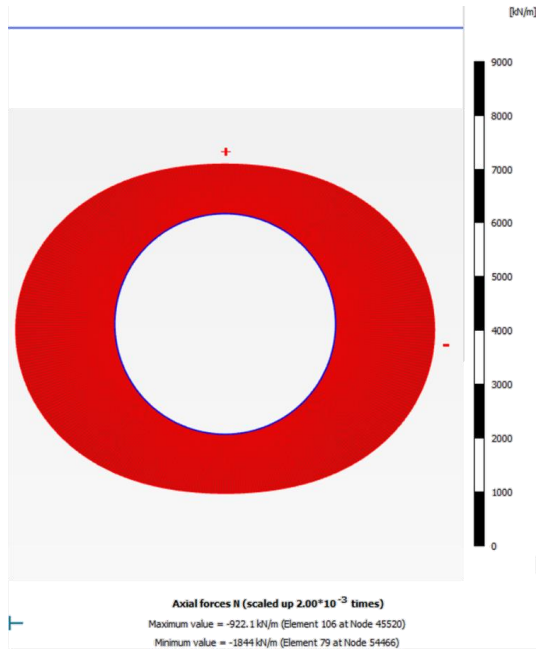


	Clave	Cubeta
Desplazamiento vertical (cm)	-1.55	3.23

	Clave	Cubeta
Desplazamiento vertical (cm)	-3.88	4.77

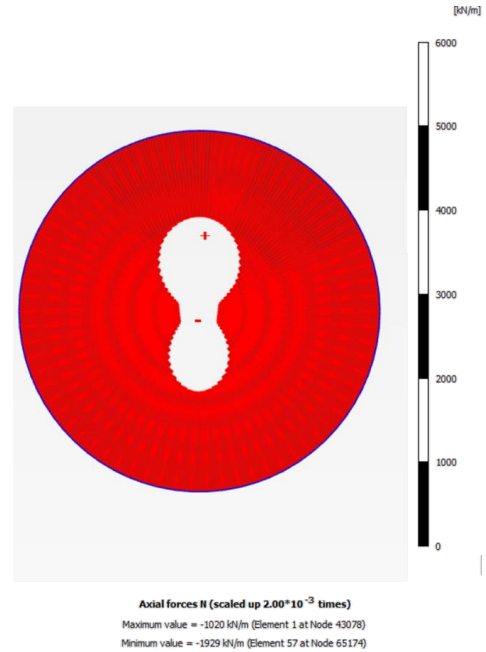
Fig. 53. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con rótulas: desplazamientos verticales y horizontales en placa.

Anillo continuo rígido

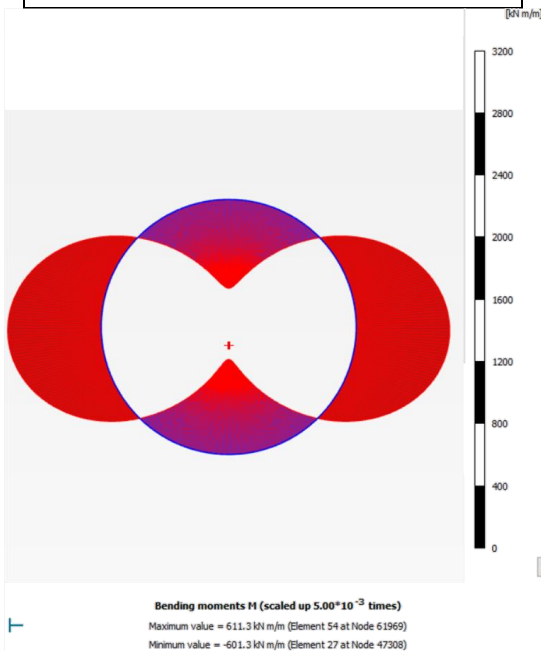


	Clave	Cubeta	Hastiales
Fuerza axial (kN)	-922.10	-1098	-1844

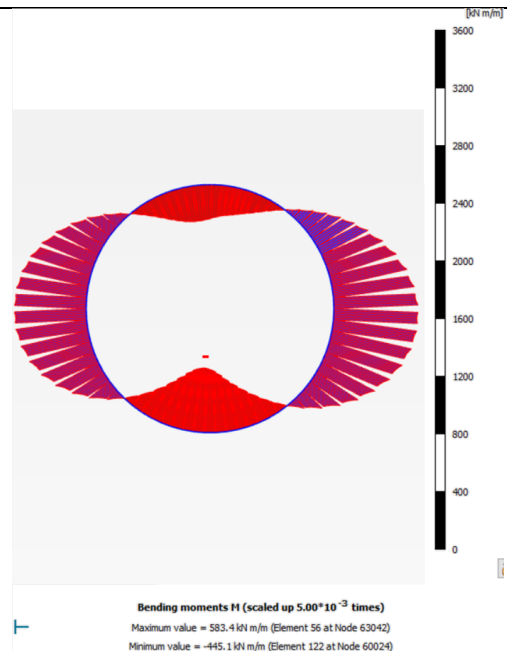
Anillo con rótulas



	Clave	Cubeta	Hastial der.	Hastial izq.
Fuerza axial (kN)	-1023	-1186	-1921	-1904



	Clave	Cubeta	Hastiales
M. flexion. (kN m)	571	611	-601

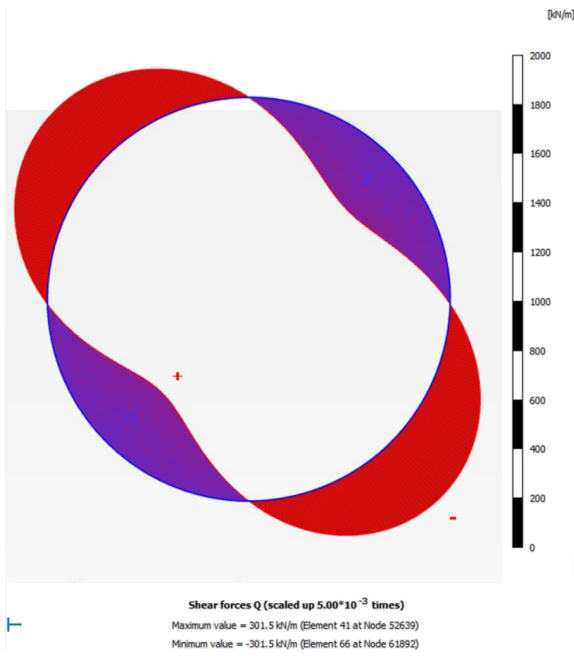


	Clave	Cubeta	Hastial der.	Hastial izq.
M. flexion. (kN m)	230	437	-583	-499

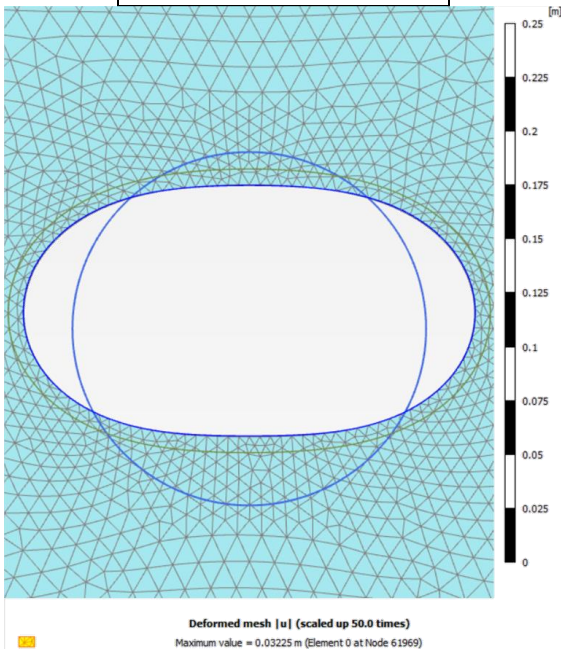
Fig. 54. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con rótulas: fuerza axial y momento flexionante en placa.



Anillo continuo rígido

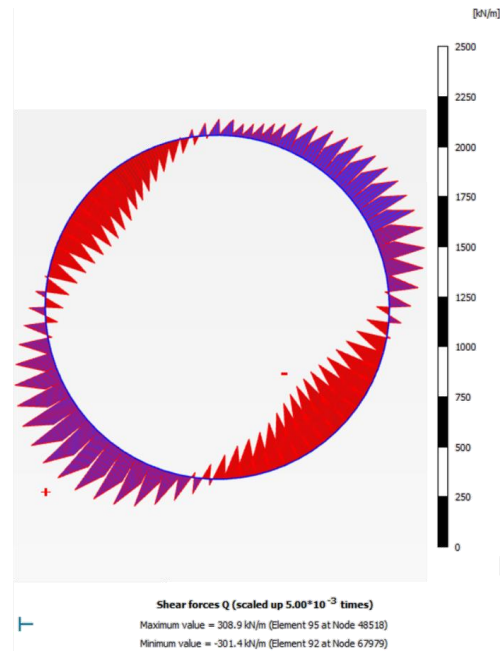


	Máx.	
Fuerza cortante (kN)	±301.50	

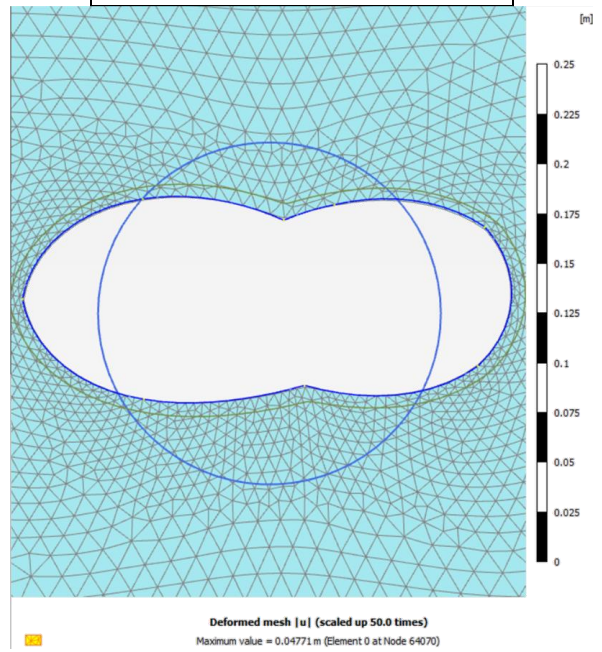


Aspecto de la deformada ampliada 50 veces

Anillo con rótulas



	Máx.	Mín.
Fuerza cortante (kN)	308.90	-301.40



Aspecto de la deformada ampliada 50 veces

Fig. 55. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo con rótulas: fuerza cortante en placa y aspecto de la deformada.



Los resultados de esta forma de modelar el anillo dovelado como un anillo flexible, muestran mayores desplazamientos de los elementos placa, así como menores elementos mecánicos. Se puede notar también, que los diagramas de elementos mecánicos pierden simetría porque se ven afectados por la posición de las juntas.

La distribución de los diagramas estará en función de la orientación de las dovelas. La TBM en su avance irá colocando las dovelas de cada anillo de manera distinta, lo cual obedece a no crear planos de debilidad en los que se puedan alinear las juntas; colocar las dovelas de manera distinta entonces, favorece a la rigidez del conjunto. También, la conicidad de las dovelas ayuda a que la TBM pueda girar o hacer correcciones de dirección por medio de la colocación de anillos.

Así, conviene analizar con las diferentes posiciones de los anillos, una envolvente de diagramas de elementos mecánicos y analizar para todas las posibles posiciones las convergencias que se tendrían. En los diagramas anteriores, el signo de los elementos mecánicos está en función de la dirección en que se dibujen los elementos placa; a su vez, para colocar los elementos rótulas, fue necesario discretizar cada dovela en un conjunto de barras con conexiones rígidas.

#### 4.3.5. CÁLCULO CON PROGRAMA GEOTÉCNICO CONSIDERANDO LAS DOVELAS COMO ELEMENTOS SÓLIDOS

Hasta este punto del trabajo, se ha considerado que el túnel se puede modelar de las siguientes maneras:

- Como anillo continuo rígido
- Como anillo continuo rígido pero reducido en su rigidez axial
- Como anillo discontinuo con articulaciones con una ley momento-rotación

Sin embargo, en este apartado las dovelas serán modeladas como elementos de volumen y como tal, se le dará la geometría al centímetro que tenga cada dovela en su junta plana con otra dovela.

El usar elementos sólidos para representar las dovelas del túnel es un refinamiento tal, que es lo más cercano que se puede aproximar a la realidad. Uno de los principales inconvenientes es mantener una

relación de aspecto (relación de longitud respecto al ancho) aceptable de los elementos finitos que constituyen las dovelas, puesto que la geometría de la junta plana debe ser introducida con detalle. Dichos elementos finitos del revestimiento pueden llegar a ser muy pequeños respecto al diámetro del túnel o la distancia a las fronteras del modelo. Como puede entreverse, la consecuencia de mantener una relación de aspecto aceptable de todos los elementos finitos, será tener una gran cantidad de éstos con el alto costo computacional que ello implica (Potts et. al., 2001).

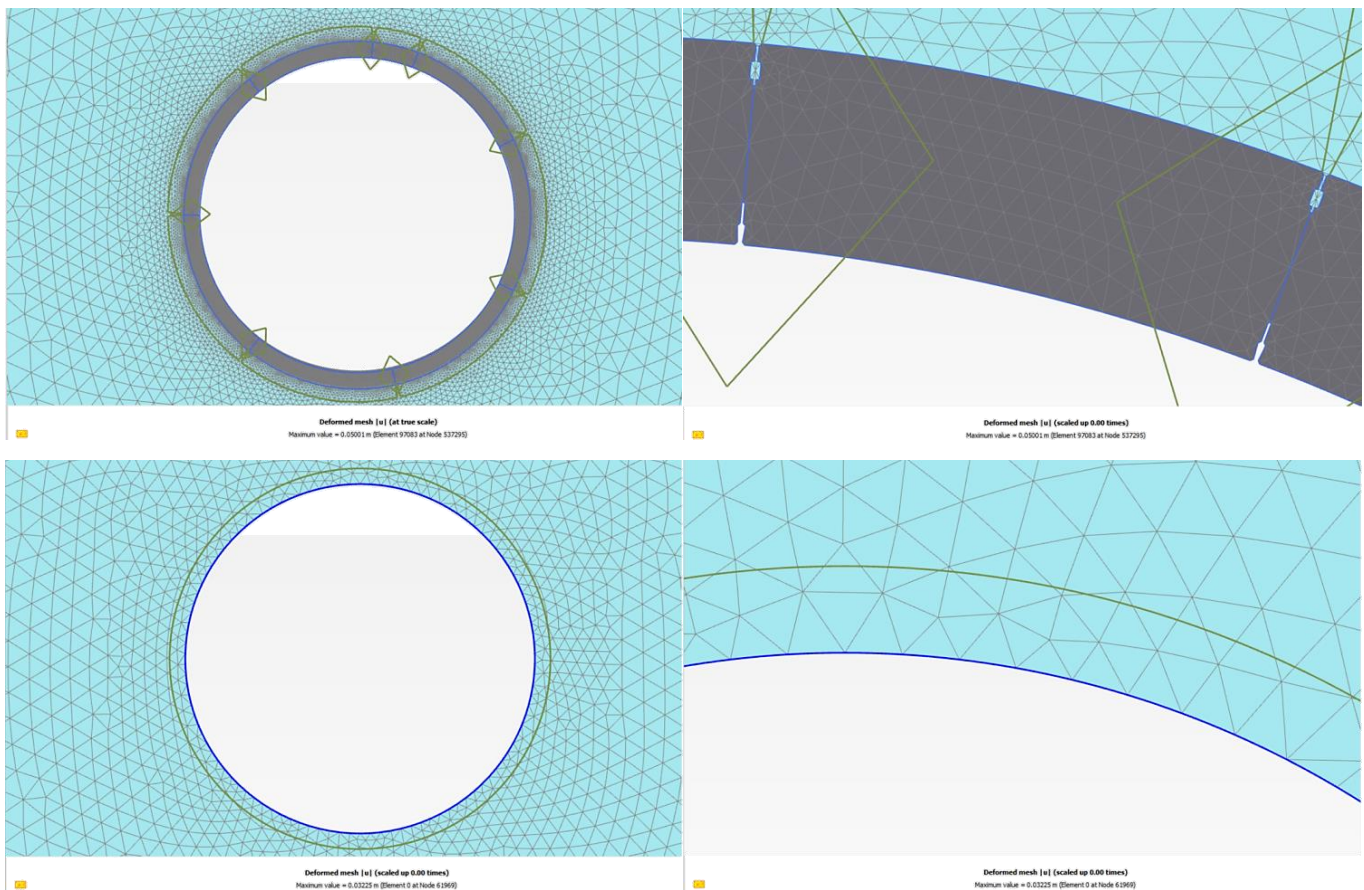


Fig. 56. Arriba se muestra el aspecto del túnel de dovelas modelado con elementos de volumen en su totalidad; a la derecha se puede ver el detalle de la junta plana entre dovelas. Abajo, se observa en comparación, la simplificación de un túnel modelado como un anillo rígido continuo.

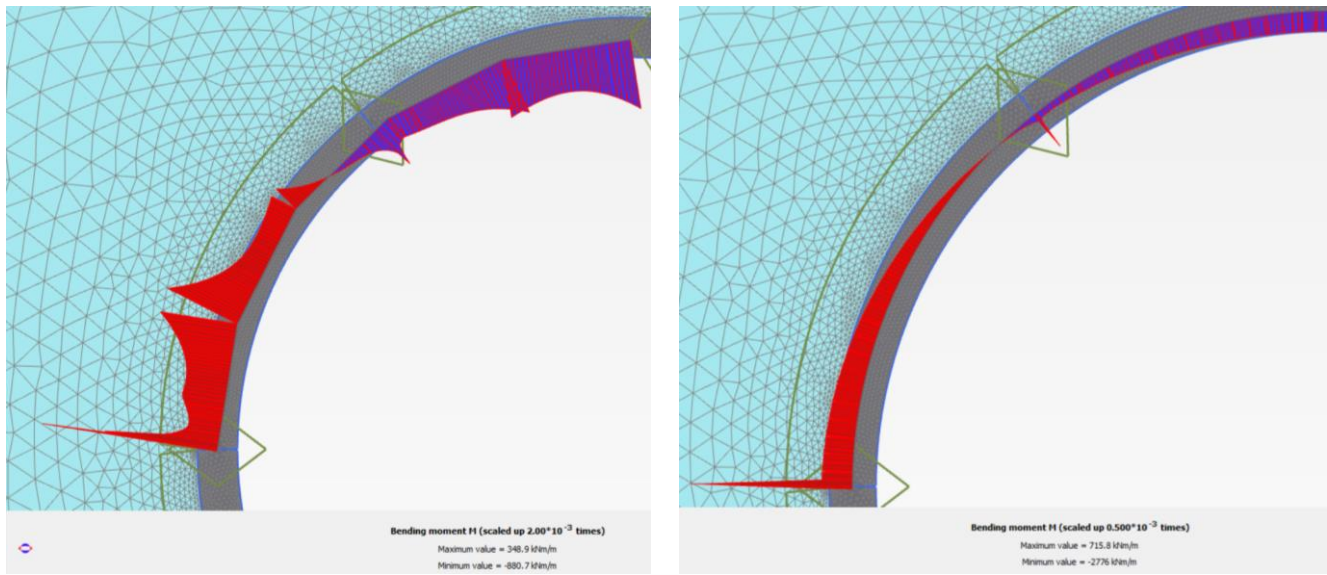


Fig. 57. Estas imágenes corresponden al modelo de dovelas como elementos de volumen, y ambos diagramas muestran el momento flexionante actuante en la junta. Sin embargo, la línea por medio de la cual se obtienen estos diagramas se ha discretizado de manera diferente: a la izquierda, la línea está a cada 10 grados y a la derecha, a cada 1 grado, lo cual da resultados más uniformes.

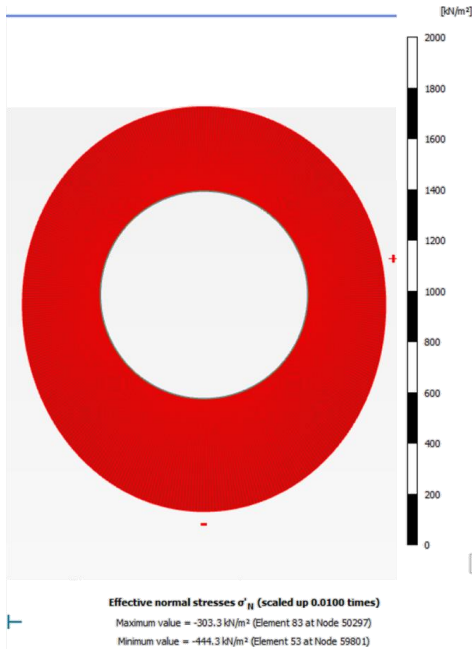
Como puede verse, el modelar un túnel con dovelas como elementos de volumen provee elementos mecánicos y desplazamientos que serán semejantes a los reales; sin embargo, los tiempos de preproceso de información, de procesamiento y resolución del programa con elemento finito así como el tiempo de posproceso de resultados es alto. En la siguiente tabla se contrasta la gran diferencia de considerar un modelo con anillo continuo rígido o considerar un modelo con dovelas como elementos de volumen.

Tabla 8. Diferencias en el modelo de elemento finito considerando un modelo de anillo rígido y un anillo con dovelas como elementos de volumen.

	Modelo de anillo rígido	Modelo de anillo con elementos de volumen
<i>Elementos</i>	8 630	<b>97 980</b>
<i>Nodos</i>	69 645	786 773
<i>Tamaño promedio de elemento</i>	71 cm	8 cm
<i>Tamaño máximo de elemento</i>	3.37 m	7.75 m
<i>Tamaño mínimo de elemento</i>	8 cm	<b>0.42 cm</b>

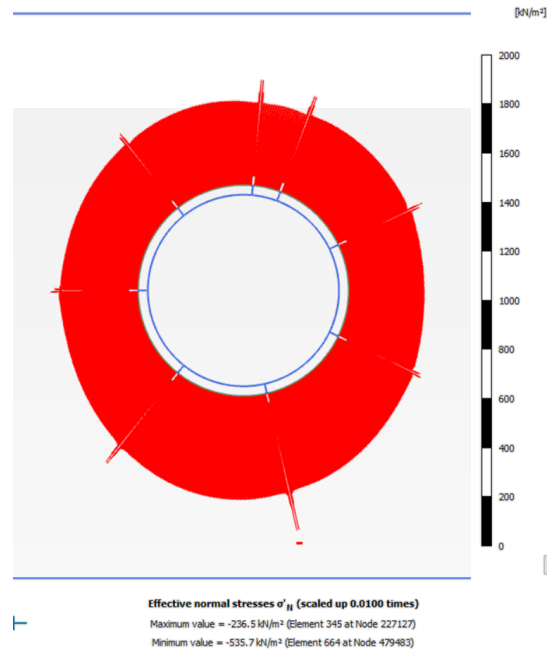
En las siguientes imágenes se muestran los resultados del modelado de las dovelas del túnel como elementos de volumen.

Anillo continuo rígido

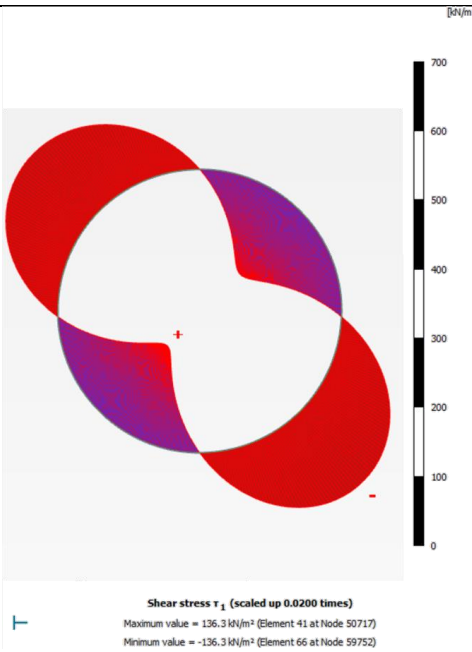


	Clave	Cubeta	Hastiales
Esfuerzo radial (kN/m <sup>2</sup> )	-303	-444	-306

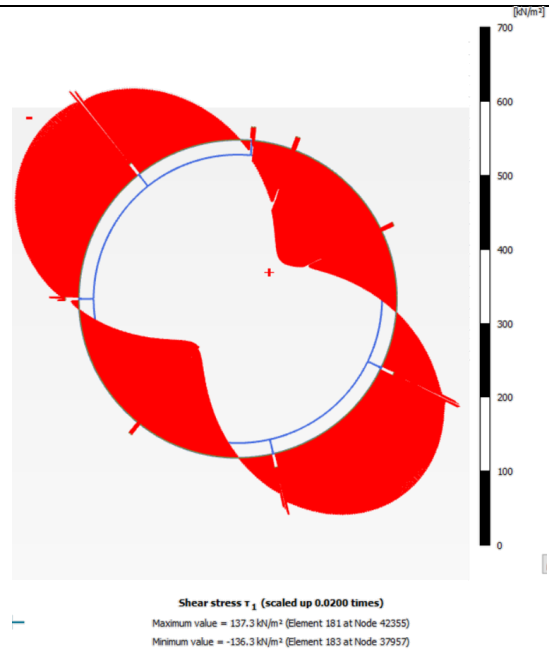
Anillo con dovelas como elementos sólidos



	Clave	Cubeta	Hastial der.	Hastial izq.
Esfuerzo radial (kN/m <sup>2</sup> )	-340	-421	-308	-323



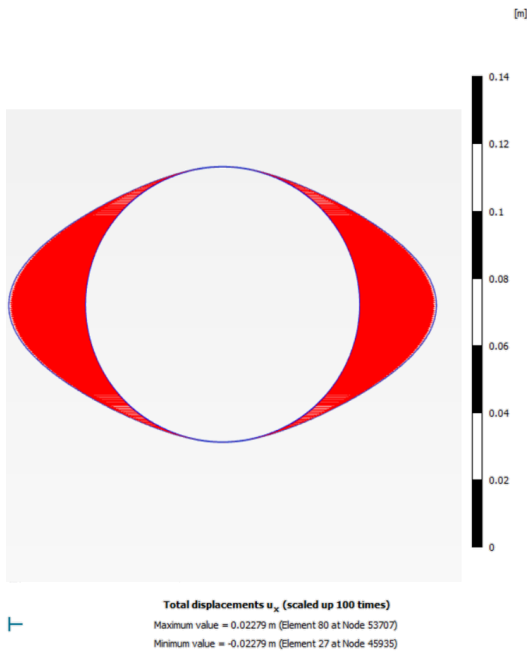
	Máx.
Esfuerzo cortante (kN/m <sup>2</sup> )	±136



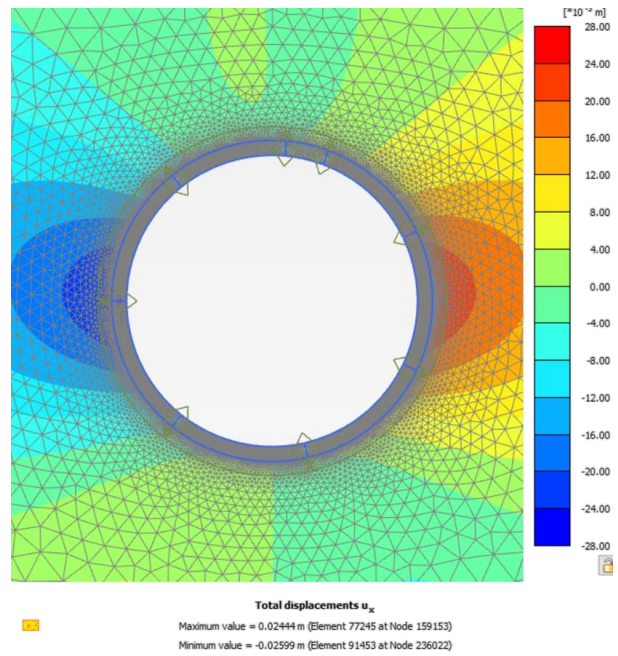
	Máx.	Mín.
Esfuerzo cortante (kN/m <sup>2</sup> )	137	-136

Fig. 58. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo modelado con dovelas como elementos sólidos: esfuerzos en interfaz.

Anillo continuo rígido

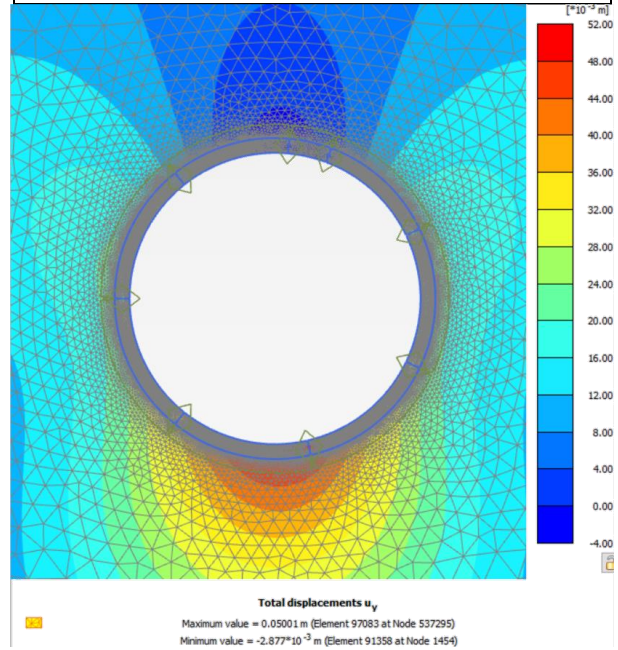
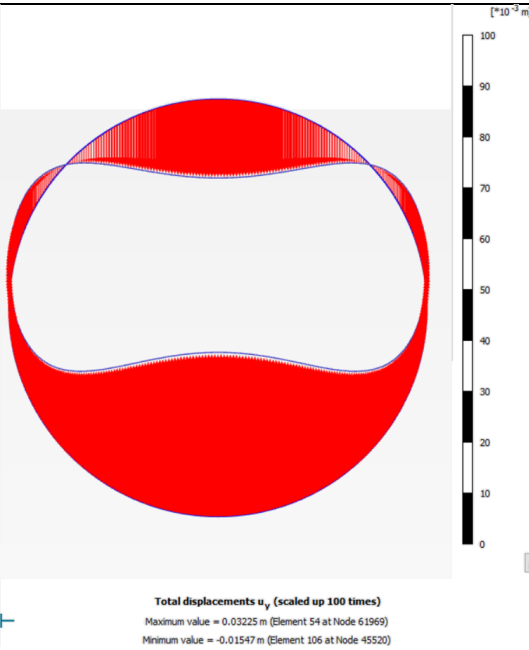


Anillo con dovelas como elementos sólidos



	Hastial der.	Hastial izq.
Desplazamiento horizontal (cm)	2.28	-2.28

	Hastial der.	Hastial izq.
Desplazamiento horizontal (cm)	2.44	-2.60

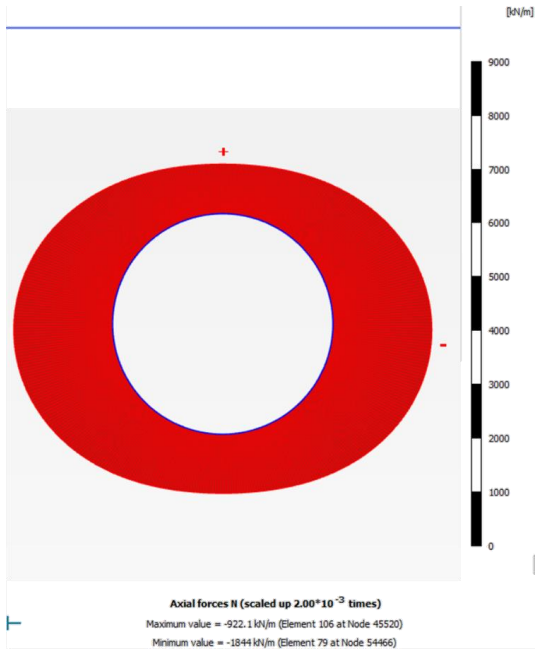


	Clave	Cubeta
Desplazamiento vertical (cm)	-1.55	3.23

	Clave	Cubeta
Desplazamiento vertical (cm)	-0.29	5.00

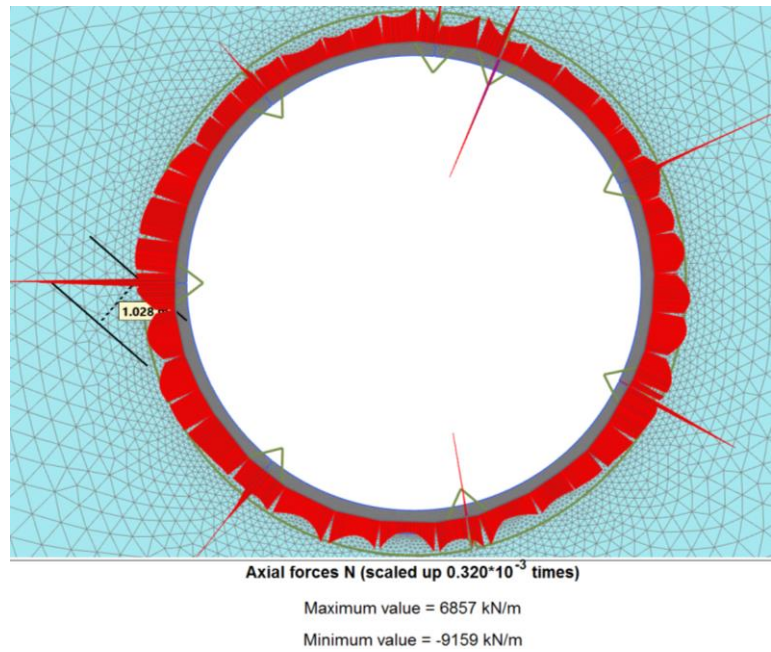
Fig. 59. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo modelado con dovelas como elementos sólidos: desplazamientos verticales y horizontales en placa.

Anillo continuo rígido

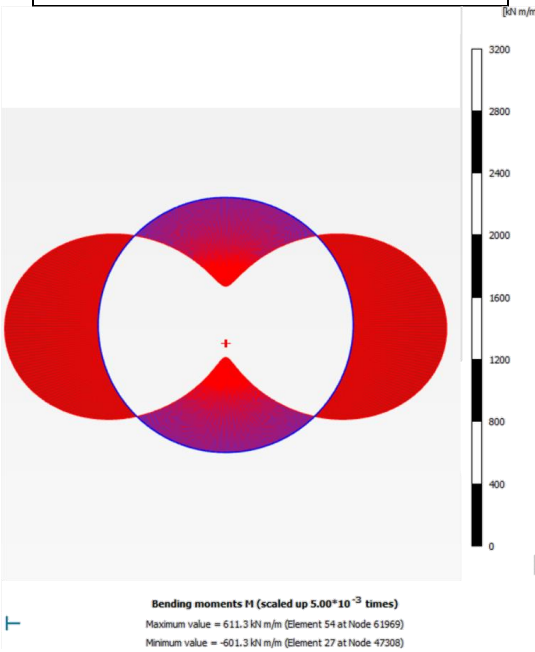


	Clave	Cubeta	Hastiales
Fuerza axial (kN)	-922	-1098	-1844

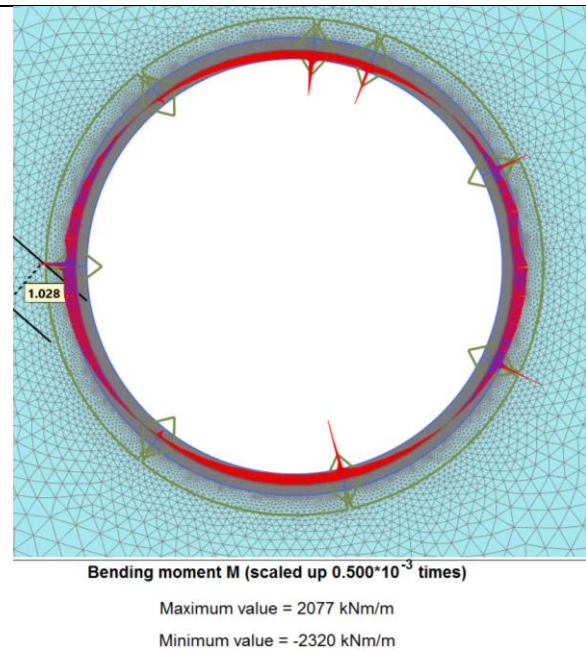
Anillo con dovelas como elementos sólidos



	Clave	Cubeta	Hastial der.	Hastial izq.
Fuerza axial (kN)	-247	-1779	-1948	-1894



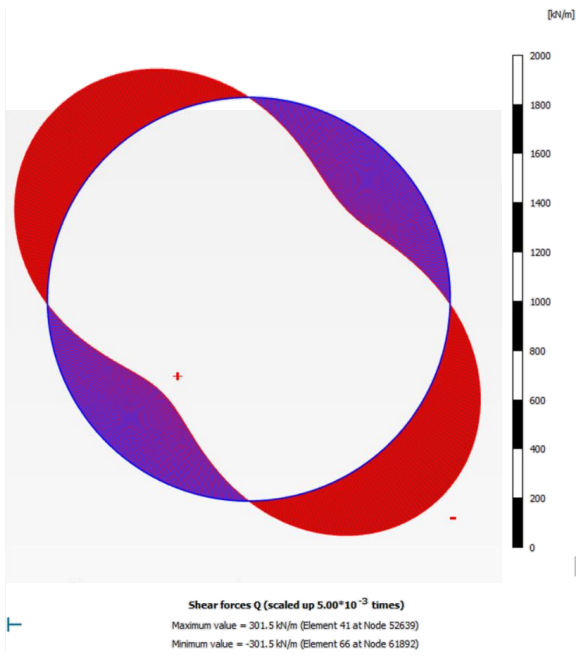
	Clave	Cubeta	Hastiales
M. flexion. (kN m)	571	611	-601



	Clave	Cubeta	Hastial der.	Hastial izq.
M. flexion. (kN m)	364	410	-546	-531

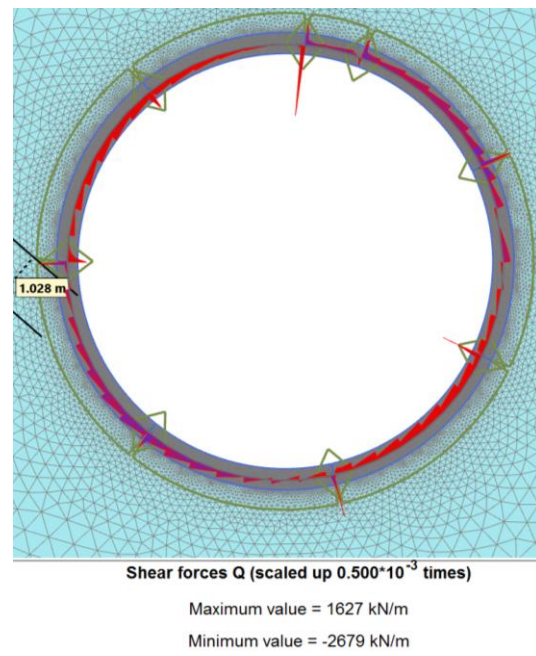
Fig. 60. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo modelado con dovelas como elementos sólidos: fuerza axial y momento flexionante en placa.

Anillo continuo rígido

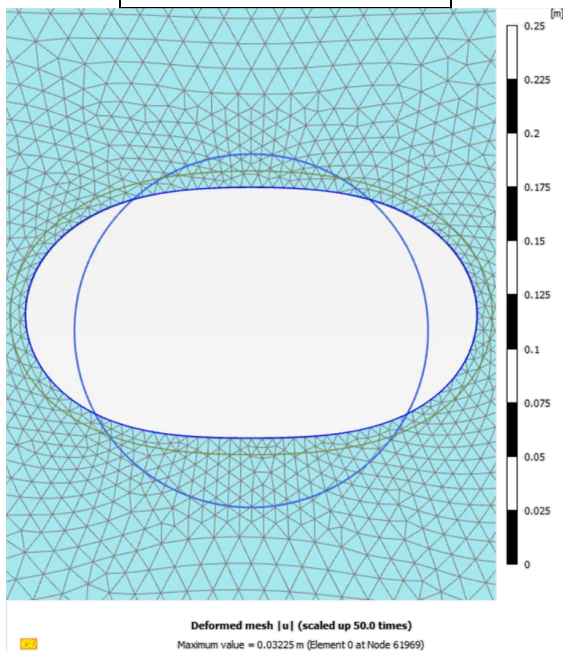


	Máx.
Fuerza cortante (kN)	±301.50

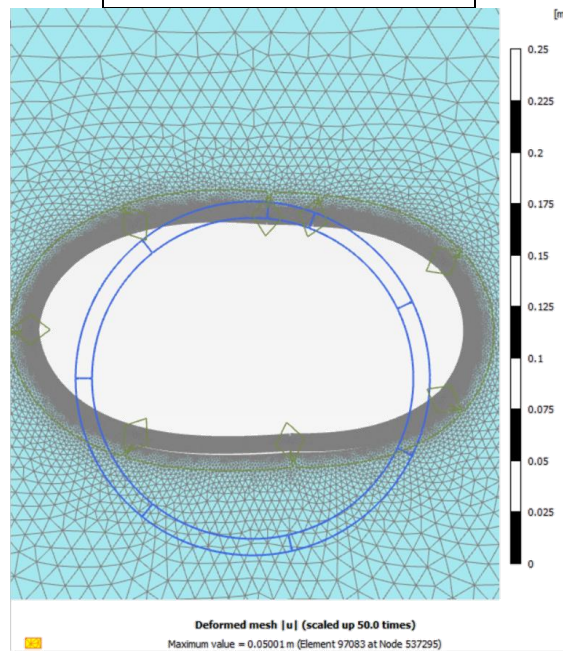
Anillo con dovelas como elementos sólidos



	Máx.	Mín.
Fuerza cortante (kN)	316	-308



Aspecto de la deformada ampliada 50 veces



Aspecto de la deformada ampliada 50 veces

Fig. 61. Resultados del modelo en Plaxis considerando anillo rígido continuo y anillo modelado con dovelas como elementos sólidos: fuerza cortante en placa y aspecto de la deformada.





Este modelado detallado de un túnel requiere una gran inversión de tiempo, así como en la introducción e interpretación de resultados. Además, requiere de un equipo de cómputo de capacidades sobresalientes para resolver el problema por el método del elemento finito. ¿Será necesaria entonces la resolución de una modelación de túnel por medio de dovelas con elementos de volumen? La respuesta es no.

Por ejemplo, para hacer una comparativa de resultados, se han puesto sobre una misma gráfica los resultados del momento flexionante y fuerza axial:

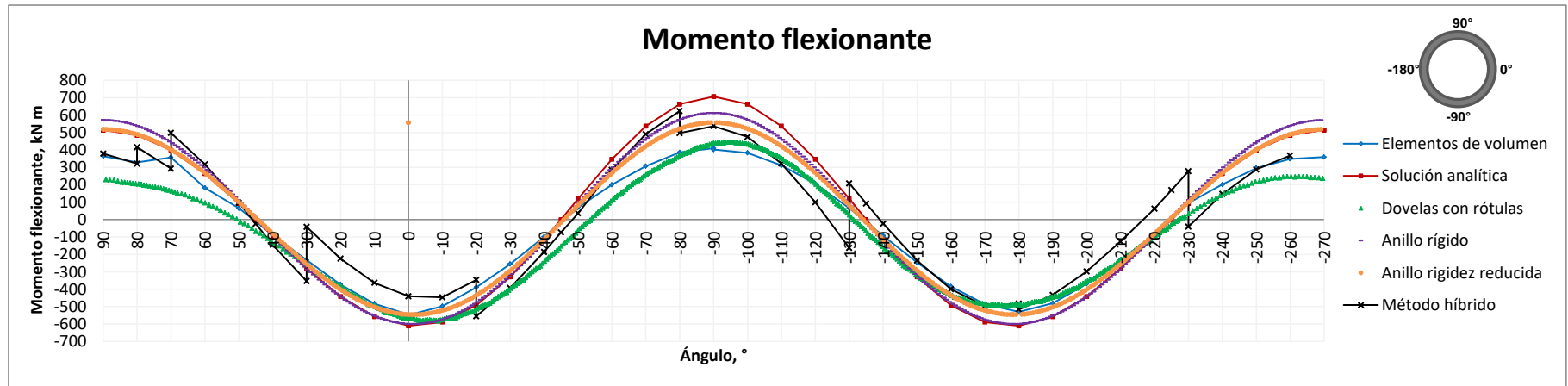


Fig. 62. Gráficas de momento flexionante para todos los métodos descritos.

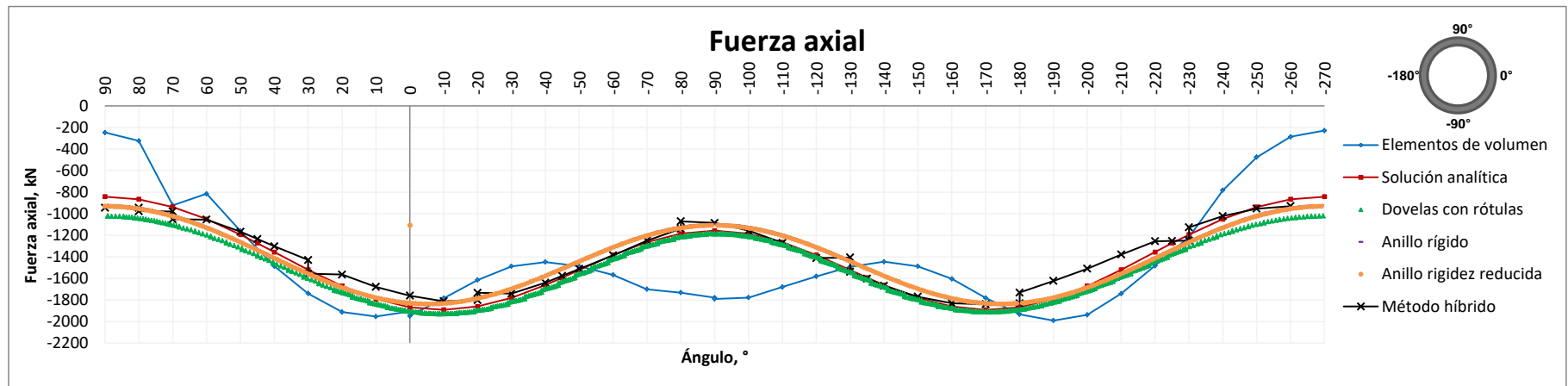


Fig. 63. Gráficas de fuerza axial para todos los métodos descritos.

Si se quisieran comparar únicamente algunas soluciones de la gráfica de momento flexionante, se tendría lo siguiente:

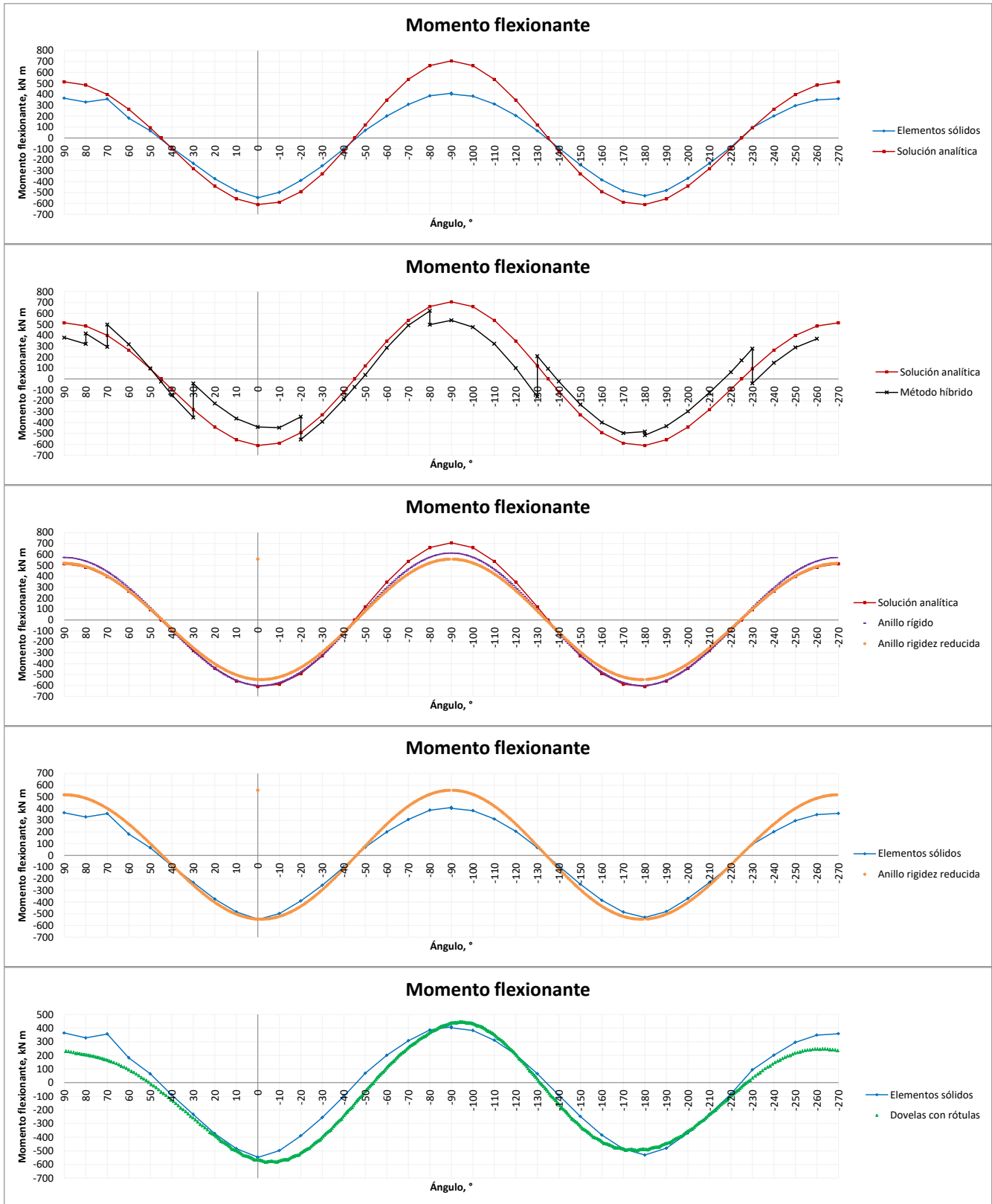


Fig. 64. Gráficas de momento flexionante para diferentes tipos de métodos descritos.

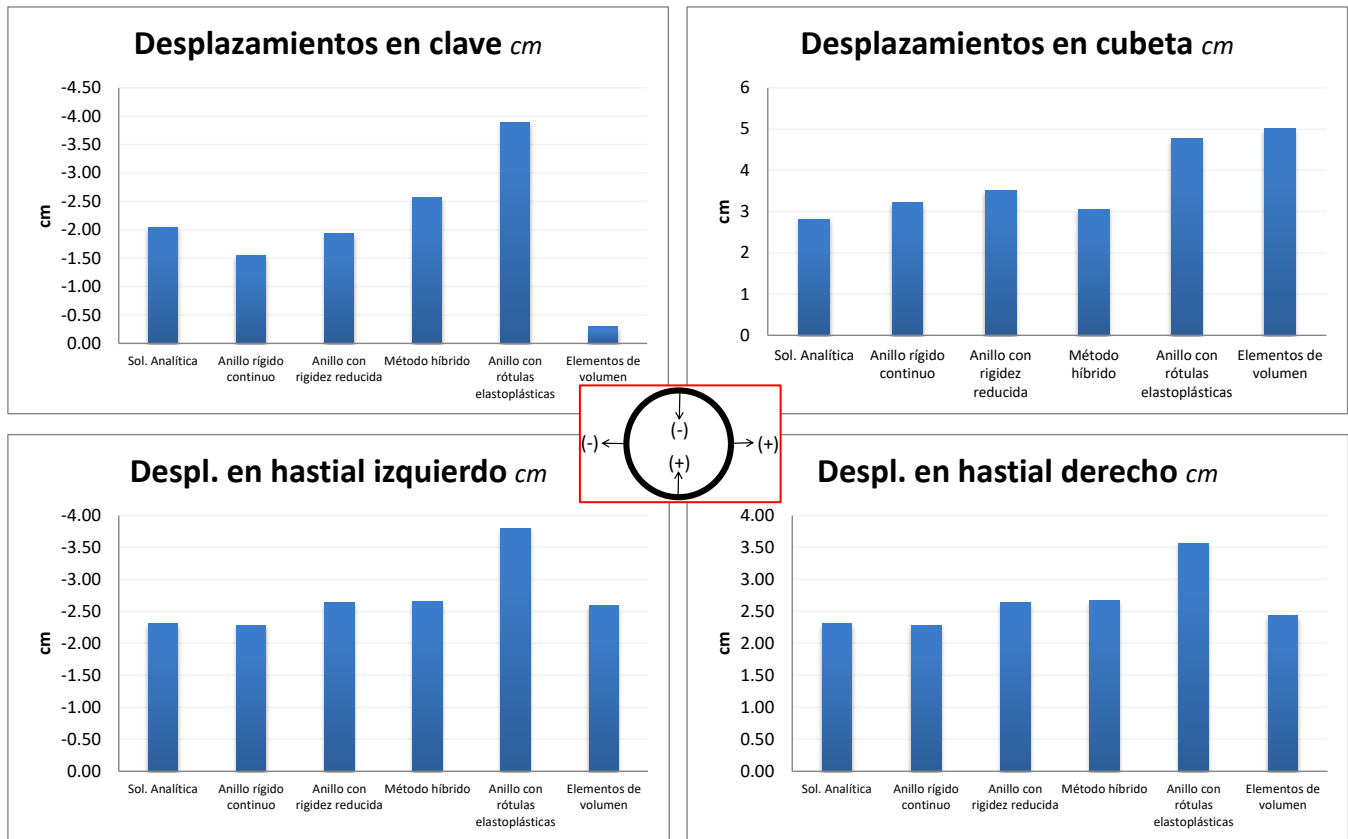


Fig. 65. Gráficas de barras para desplazamientos en clave, cubeta y hastiales para las diferentes metodologías reseñadas.

Una vez que se han revisado las gráficas anteriores, se pueden hacer los siguientes comentarios:

- La gráfica de momento flexionante, en general, muestra que todas las metodologías arrojan una cierta tendencia en los resultados, es decir, que ningún método en especial arroja resultados particularmente diferentes del resto. Sin embargo, se puede apreciar que, por ejemplo, la curva roja (solución analítica) es la más conservadora, arrojando momentos flexionantes comparativamente mayores. Por su parte, las soluciones de anillo con rótulas elastoplásticas así como la curva para elementos de volumen, arrojan los momentos flexionantes menores. Esto se explica debido a la simulación de las juntas, las cuales, al dotar de flexibilidad al anillo, reciben menores momentos flexionantes. Se puede observar a su vez, que la curva del método híbrido se asemeja grandemente a los momentos del anillo con rótulas elastoplásticas, salvo en la zona de la clave. En esta misma gráfica se observa también que las curvas correspondientes a la solución analítica, anillo rígido y anillo con rigidez reducida arrojan resultados muy similares.



- b. De nuevo para la curva de momento flexionante, para las soluciones que consideran las juntas entre dovelas (elementos de volumen, anillo con rótulas elastoplásticas y método híbrido) a pesar que las tres curvas pudieran considerarse muy semejantes, definitivamente el tiempo de cálculo de cada una de ellas no lo es. Si se posicionaran en una escala de tiempo de cálculo estas tres curvas, las más tardadas serían elementos de volumen y método híbrido. La primera por el gran tiempo de modelado, y posteriormente el gran tiempo de cálculo (tiempo de la computadora); la segunda, por el gran tiempo invertido en el preproceso de acomodar los datos con un cierto orden, alimentar a otro programa, analizar, regresar al primer programa, darle un postproceso a los resultados, volver a alimentar al primer programa, pasar al segundo, y así sucesivamente hasta lograr la convergencia. Sin duda, el método que da los mejores resultados desde una perspectiva de tiempo de cálculo/beneficio es el modelar el túnel mediante rótulas elastoplásticas directamente en el programa geotécnico, en este caso Plaxis.
- c. La gráfica de fuerza axial muestra una disparidad en cuanto a la forma respecto a las otras metodologías. La ubicación de las máximas fuerzas axiales es efectivamente en los hastiales (al igual que las otras gráficas). También, se puede observar que en la clave la fuerza axial es menor. Se presentan las gráficas en conjunto de fuerza axial y momento flexionante, puesto que es con la combinación de estos elementos mecánicos que se hace el diseño estructural de las dovelas. Una combinación que involucre grandes fuerzas axiales, es benéfico para el anillo puesto que sería capaz de soportar mayores momentos flexionantes; por el contrario, una combinación de baja carga axial y elevado momento flexionante, es más desfavorable.
- d. Las gráficas de desplazamientos en clave, cubeta y hastiales, arrojan que en la mayoría de las gráficas, los mayores desplazamientos se obtienen cuando se hace la simulación de juntas. Este comportamiento es congruente con la gráfica de momento flexionante, donde se muestran los menores valores también en las metodologías que simulan las juntas entre dovelas.



## 5. COMENTARIOS ADICIONALES Y CONCLUSIONES

- La estabilidad del frente de excavación, y en particular el cálculo de la presión de frente debe ser preciso: si se subestima su valor, se pueden incidir grandes deformaciones en la superficie; si se sobreestima, se inducirán levantamientos de la superficie. Ambos fenómenos son igual de dañinos para edificaciones, infraestructura e instalaciones de servicios municipales por los movimientos diferenciales ocasionados.

En este trabajo se reseñó que el valor calculado de la presión de frente depende del mecanismo de falla que el autor esté considerando. Por ejemplo, se hicieron cálculos de presión de frente con los criterios de Leca y Dormieux, y de Anagnostou y Kovári. Los primeros, plantean tres posibles mecanismos de falla cónicos (dos para falla hacia el interior de la excavación, y otro para falla hacia el exterior, hacia la superficie), plantean una sección circular y una distancia cero entre el frente de excavación y la colocación del revestimiento. Por su parte, Anagnostou y Kovári, plantean un mecanismo de falla de un prisma rectangular más un prisma triangular, formando una chimenea que se proyecta hasta la superficie, además que la sección del túnel se plantea como cuadrangular.

Así, se pudo corroborar que el criterio de Leca y Dormieux ajusta mejor a las condicionantes geométricas de un proyecto de túnel construido con máquina tuneladora EPB; se tuvieron, como era de esperarse, unas presiones de frente mayores con el criterio de Anagnostou y Kovári, dado su mecanismo de chimenea. También se hizo el cálculo con el método del elemento finito tridimensional, y los tres enfoques se compararon con un experimento en centrífuga. Todos los criterios, en especial los analíticos, deben ser cuidadosamente estudiados para corroborar que efectivamente sus consideraciones se ajusten a los supuestos que intervienen en el proyecto que se esté analizando.

Durante la construcción de un túnel dovelado con máquina tuneladora EPB, la presión de frente es un parámetro que se monitorea constantemente. Dicha presión no depende de un cálculo único hecho en la fase de diseño de la excavación, sino que su valor va variando respecto al avance a través del terreno, y también de la respuesta que vaya reportando la instrumentación respecto a asentamientos o emersiones en las estructuras de la superficie.



- Respecto al cálculo de esfuerzos y elementos mecánicos sobre el revestimiento de túneles dovelados, se compararon seis diferentes metodologías:
  - Metodologías que consideran anillo rígido continuo:
    - Solución analítica
    - MEF con anillo rígido continuo
    - MEF con anillo rígido continuo pero con reducción de rigidez
  - Metodologías que consideran una simulación de las juntas planas entre dovelas:
    - Método híbrido
    - MEF con anillo discontinuo con rótulas elastoplásticas
    - MEF con dovelas modeladas como elementos de volumen

Dentro de estas metodologías, se pudo dar un breve repaso por cómo se han desarrollado las herramientas de cálculo a la vez que se desarrollan adelantos tecnológicos y programas de cómputo especializados en geotecnia.

Las soluciones analíticas, tienen la gran desventaja de una inversión fuerte de tiempo y estudio al inicio, para entender la publicación donde se detalla la metodología (y varias publicaciones posteriores donde se utilice o desarrolle aún más), y también para programar y calibrar una hoja de cálculo para su implementación. Sin embargo, una vez que se tiene entendida, es posible hacer diversos cálculos que darán un orden de magnitud de los resultados esperados, y también permitirá hacer variaciones de los parámetros de manera que se puedan hacer análisis de sensibilidad rápidamente.

Las metodologías que consideran un anillo rígido continuo, son de igual manera buenas primeras aproximaciones a los resultados que se tendrán de analizar un anillo dovelado.

Por su parte, son altamente recomendables las metodologías que consideran la simulación de juntas entre dovelas. De entre ellas, la más completa y la que se aproxima con mayor fidelidad a la realidad es la de modelar las dovelas como elementos de volumen; sin embargo, su implementación en el modelo, el preproceso, proceso (tiempo de resolución en la computadora) así como su postproceso, hacen que esta opción prácticamente quede relegada a trabajos de investigación o proyectos de gran envergadura donde se tenga el tiempo y recursos computacionales de excelente competencia. Otra opción podría ser el método híbrido,



pero su preproceso de datos para llevarlos de un programa a otro, la interpretación en dos programas con filosofías distintos, la curva de aprendizaje para hacer interactuar ambos programas y el posproceso para la presentación e interpretación de los resultados, la hace una opción buena, pero no muy atractiva. Si en el proyecto se tienen involucrados ingenieros geotecnistas y estructuristas trabajando en conjunto y a la par, es posible que el flujo de trabajo sea mucho más ágil y pueda ser una opción rentable, siempre y cuando se tengan ambas licencias de los programas disponibles.

Sin dudarle en este apartado, la metodología que da los resultados más próximos a modelar las dovelas como elementos de volumen y en un tiempo mucho más corto es modelar el anillo discontinuo con rótulas elastoplásticas. Desde el punto de vista geotécnico se tiene la correcta interacción suelo-estructura, mientras que las rótulas elastoplásticas, con la correcta calibración de las leyes momento rotación, simula adecuadamente la flexibilidad del anillo de dovelas.

- El análisis de esfuerzos y elementos mecánicos en el revestimiento fue hecho en 2D considerando un problema de deformación plana; la consideración del efecto tridimensional así como la diferenciación en la posición de las dovelas en la colocación de cada anillo deberá considerarse en trabajos futuros.
- Dadas las comunes variaciones en los parámetros de resistencia del terreno, sería posible calcular la presión de frente con un criterio probabilista, es decir, calcular la probabilidad de falla de un determinado frente asignando variables fijas (como pudieran ser la geometría, propiedades del revestimiento, etc.) y asignando como variables a los parámetros de resistencia del suelo. Con un criterio probabilista, se acepta que los parámetros del terreno no pueden ser considerados como deterministas (un único valor de cohesión, de ángulo de fricción interna, de módulo de elasticidad, por ejemplo) en lugar de ello, se acepta que dichos parámetros pueden tener alguna incertidumbre, ya sea por su variación dentro de la estratigrafía o bien, por errores durante su ensayo en laboratorio o métodos de exploración.



- A las cargas aplicadas en el anillo mediante el método del elemento finito, es posible calcular la relajación de esfuerzos mediante el método convergencia confinamiento de Panet, reseñado en este trabajo. En este método, el esfuerzo transmitido es función de la relajación  $\lambda$  del terreno; dicha relajación se permite debido a las tolerancias o gap del escudo respecto al terreno que pueden no ser despreciables (5 cm para el primer gap y hasta 20 cm para el segundo). Los gap hacen que el material, con un cierto desplazamiento, llegue al revestimiento con una determinada relajación, lo cual disminuye grandemente los esfuerzos actuantes y por ende, los elementos mecánicos.

## 6. REFERENCIAS

1. **Anagnostou, G., Kovári, K.** (1996a). Face stability in Slurry and EPB shield tunnelling. Proceedings international symposium geotechnical aspects of underground construction in soft ground, UK.
2. **Anagnostou, G., Kovári, K.** (1996b). Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 11, No. 2, pp. 165-173. UK.
3. **Brinkgreve, R., Kumarswamy, S., Swolfs, W.** (2015). Plaxis 2015 user manual. Netherlands.
4. **British Tunnelling Society.** (2004). Tunnel lining design guide. London: Thomas Telford.
5. **British Tunnelling Society.** (2016). Tunnel design-Design of concrete segmental tunnel linings-Code of practice. London: BSI Standards Limited 2016.
6. **Bobet, A.** (2011). Diseño sísmico de estructuras subterráneas. Revista Geotecnia No. 220 Junio-Agosto 2011, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. PP. 18-25. México.
7. **Comisión Federal de Electricidad** (2016). Manual de diseño de obras civiles Cap. B.5.1 Secc. B Tema 2. Ciudad de México.
8. **Comulada, M., Maidl, U.** (2010). Diseño y análisis estructural de dovelas en suelos blandos. 1er Simposio Internacional de Túneles en suelos y roca. México.
9. **Comulada, M., Maidl, U.** (2011). Aspectos estructurales de los túneles en la Línea 12 de metro en México D.F. Aula Paymacotas, ingeniería de túneles. Barcelona, España.
10. **Contreras, R., Segovia, J., Holguín, E., & Santoyo, E.** (s.f.). Diseño y construcción de los túneles del eje 5 poniente. México.



11. **Departamento del Distrito Federal, Dirección General de Obras Hidráulicas.** (1969). Interceptores profundos y el Emisor Central. México: DDF.
12. **De Pablo, F.** (2015). Prolongación del eje vial 5 poniente. Trabajo de ingreso a la Academia de Ingeniería México. México.
13. **Duddeck, H., Erdmann, J.** (1985) Structural design models for tunnels in soft soil. Underground Space, Vol.9, Pergamon Journals Ltd, USA, pp. 246-259.
14. **European Federation of National Associations Representing producers and applicators of specialist building products for Concrete, EFNARC** (2001). Specification and guidelines for the use of specialist products for soft ground tunnelling. UK.
15. **Einstein, H., Schwartz, C.** (1979). Simplified analysis for tunnel supports. Journal of the geotechnical engineering, ASCE, 499-518.
16. **Gobierno del Distrito Federal.** (2004). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. Ciudad de México.
17. **Gobierno del Distrito Federal.** (2006). El sistema de drenaje profundo de la ciudad de México. Presentación, México.
18. **Herrenknecht AG** (2016). Consulta de página de internet de servicios de maquinaria para obras subterráneas. Disponible en [www.herrenknecht.de](http://www.herrenknecht.de)
19. **Hjort, A.** (2016). Análisis y diseño de anillos prefabricados por medio de dovelas de concreto con fibras de acero. Tesis de maestría UNAM. México.
20. **Leca, E., Dormieux, L.** (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. Géotechnique Vol. 40 No. 4.
21. **Leca, E., Leblais, Y., Kuhnhen, K.** (2000). Underground Works In Soils And Soft Rock Tunneling. ISRM International Symposium, 19-24 November, Melbourne, Australia
22. **Luttikholt, A.** (2007). Ultimate limit state analysis of a segmented tunnel lining. Results of full scale tests compared to finite element analysis. Delft University of Technology. Delft, Países Bajos.
23. **Moreno, A.** (1991). Lumbreras y túneles en suelos, experiencias innovadoras en la ingeniería mexicana. Trabajo para ingreso a la Academia de Ingeniería en México. México.



24. **Moreno, A.** (2014). Experiencias en el mantenimiento de rehabilitación en el sistema de drenaje profundo del Valle de México. Presentación de la maestría de túneles y obras subterráneas, UNAM, México.
25. **Oblozinsky, P., Kuwano, J.** (2004). Centrifuge experiments on stability of tunnel face. Slovak Journal of Civil Engineering. PP 23-29. Slovak University of Technology.
26. **Panet, M.** (2001). Recommendations on the convergence-confinement method. AFTES.
27. **Peña, F., Basurto, B.** (2013). Factor de reducción de rigidez para túneles dovelados. 3er Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca, SMIG-AMITOS. México.
28. **Peña, F., Basurto, B.** (2014). Factor de reducción de rigidez para anillos de dovelas de concreto reforzado en túneles. Revista Concreto y cemento. Investigación y desarrollo. Vol. 6 No. 1. México.
29. **Peña, F., Melli, R.** (2013-2014). Interacción estructural entre el revestimiento primario y el secundario de túneles dovelados. Geotecnia No. 230, 26-31.
30. **Peña, F., Galván, A., Melli, R.** (2012). Comportamiento estructural de juntas entre dovelas de concreto prefabricado para túneles. Revista Concreto y cemento. Investigación y desarrollo. Vol. 3 No. 2. México.
31. **Potts, D., Zdravkoic, L.** (2001). Finite element analysis in geotechnical engineering. Application. Thomas Telford, 1st edition. London.
32. **Rangel, J.** (2012). Análisis de tuneleo en suelos blandos. XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, México.
33. **Sánchez, F.** (2011). Breve historia de los túneles y su incidencia en México. En F. Sánchez, & F. Suárez, Diseño de excavaciones subterráneas en roca. México.
34. **Sánchez, F.** (2013). Técnicas modernas de cálculo de medios continuos para el diseño de excavaciones subterráneas en roca. 3er Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca. México.
35. **Sánchez, F.** (2014). Fundamentos teóricos para el análisis y el diseño de los sistemas de sostenimiento y soporte. En F. Sánchez, Ingeniería de túneles. México.
36. **Sánchez, F., Mestre, J.** (2009). Estudio geotécnico numérico de las condiciones de las excavaciones subterráneas. CFE, Aula Paymacotas. México.



37. **Sánchez, R., Moreno, A.** (1983). Behaviour of a tunnel excavated through soft ground by means of a shield and compressed air chambers. International Symposium on field measurements in geomechanics, (págs. 1179-1189). Zurich.
38. **Schmitter, J.** (2016). Túneles en suelos blandos. Experiencias en la ciudad de México. Grupo Visión Prospectiva México 2030 Colegio de Ingenieros Civiles de México CICM. México.
39. **Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.** (1982). Túneles en suelos blandos y firmes. Ciudad de México.
40. **Solans, D., Cristian, H., Rojas, B., León, R.** (2015). Comparación de tres metodologías de análisis sísmico de túnel NATM en suelos finos de Santiago. Obras y Proyectos, 14-21.
41. **Széchy, K.** (1966). The art of tunnelling. Budapest: Akadémiai Kiadó Budapest.
42. **Tamez, E., Rangel, J., Holguín, E.** (1997). Diseño geotécnico de túneles. México D.F.: TGC Geotecnia.
43. **Van der Vliet, C.** (2007). Verificatierapport: langsvoeggedrag op basis van de elasticiteitstheorie. Consortium DC-COB. Technische Universiteit Delft, Netherlands.

.oOo.