

ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL DE METRO EN ARENA BIO-BÍO, USANDO TBM

S. Alvial Lazcano¹, J. M. Montenegro² y P. Lapeña³

RESUMEN:

El tránsito subterráneo se utiliza con mayor frecuencia para resolver el problema de desplazamiento rápido en zonas de alta densidad de población, donde el espacio superficial libre y los problemas ecológicos son de gran importancia.

Este artículo presenta el desarrollo de una investigación numérica realizada con el fin de estudiar el comportamiento del terreno en superficie debido a la construcción de un túnel de metro, específicamente para el caso de una estratigrafía de la zona de Concepción, región del Bio-Bío. Para determinar la relación entre el asentamiento vertical y la excavación de túneles construidos con máquina tuneladora (TBM – Tunneling Boring Machine) se empleó la plataforma de elementos finitos Phase2.

La estabilidad se estudia a campo abierto mediante los parámetros característicos de la arena Bio-Bío y del entorno del túnel, evitando la falta de soporte en el frente de excavación, que puede llevar a un colapso repentino con grandes asentamientos resultantes.

Las propiedades de material dependientes para TBM se determinaron de la literatura revisada. El análisis numérico de la secuencia de las TBM demostró que existe un efecto significativo sobre la forma de la curva de asentamiento, evidencia que se muestra en los resultados que se ajustan a la normativa de asentamiento permitidas por debajo de 2,5cm evitando colapsos en el frente debido a la excavación.

PALABRAS CLAVES: Túnel; TBM; Elementos Finitos (Phase2).

ABSTRACT:

Underground traffic is used more frequently to solve the problem of rapid displacement in areas of high population density, where free surface space and ecological problems are of great importance.

This article presents the development of a numerical investigation carried out in order to study the behavior of the ground surface due to the construction of a subway tunnel, specifically in the case of a stratigraphy in the area of Concepcion, Bio-Bío region. To determine the relationship between the vertical settlement and the excavation of tunnels built with a tunneling machine (TBM - Tunneling Boring Machine) the Phase2 finite element platform was used.

The stability is studied in the open field through the characteristic parameters of the Bio-Bio sand and the tunnel environment, avoiding the lack of support in the excavation front, which can lead to a sudden collapse with resulting large settlements.

The material dependent properties for TBM were determined from the literature reviewed. The numerical analysis of the sequence of the TBM showed that there is a significant effect on the shape of the settlement curve, evidence that is shown in the results that conform to the settlement regulations allowed below 2.5cm avoiding collapse in the front due to excavation.

KEYWORDS: Tunnel, TBM, Finite Elements (Phase2).

¹ Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, salvial@ing.ucsc.cl

² Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, jmontenegro@ucsc.cl

³ Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, plapena@ucsc.cl

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de la ciudad de Concepción está alcanzando un nivel crítico en cuanto al aumento del parque vehicular, lo que implica un aumento sustancial en los tiempos de viaje y un deterioro progresivo en la calidad de vida de los penquistas. De lo anterior, las autoridades han de enfocarse en este problema y crear un plan maestro que a futuro desincentive el uso del automóvil fortaleciendo un eficiente sistema de transporte público.

En la actualidad, un ciudadano que requiere viajar desde Coronel hacia Concepción y sus alrededores, tarda más de dos horas en recorrer 45km (El Mercurio, 2015), lo que pone en la palestra la problemática de conectividad y reducir los tiempos de recorrido, mejorando la calidad de vida los habitantes del gran Concepción.

El crecimiento habitacional a orillas de la ruta que une San Pedro de la Paz con Coronel, cuyos habitantes a diario cruzan el río Bio-Bío con motivo de diligencia cotidiana, trabajo, estudio, entre otros, es otro factor que acrecienta la problemática de extensos viajes intercomunales. Además, actuales pronósticos indican que el flujo de pasajeros del Gran Concepción aumentará de 1.5 a 5.5 millones al año (El Mercurio, 2015).

Las rocas, los suelos, o en general los materiales térreos, que se encuentran a cierta profundidad están sometidos a campos de esfuerzos generados por diferentes causas, entre las que se pueden mencionar el peso de los estratos de materiales suprayacentes, las fuerzas tectónicas residuales que por algún motivo no han terminado de relajar sus tensiones originales, el nivel freático, etc. Cuando se realiza la excavación de cualquier obra subterránea, y en este caso particular de un túnel, se cambian las condiciones del medio natural, el cual antes de ser intervenido se encontraba en equilibrio bajo el campo de esfuerzos al que se encontraba sometido. Luego, cuando se inicia la excavación, se modifica su geometría interna, porque el túnel representa para él una discontinuidad; por tanto, los esfuerzos que soportaba el material retirado deberán ser asumidos por el que se encuentra cercano a la zona de corte, proceso denominado en la literatura como “redistribución de esfuerzos” (Echeverría, 2013).

En la construcción de obras subterráneas, se pueden presentar dos situaciones: la primera y más favorable para el proyecto ingenieril, es que los parámetros de resistencia de los materiales cercanos a la excavación sean de tal magnitud que asuman el nuevo estado de esfuerzos generados por la redistribución de tensiones sin fallar, y experimentando desplazamientos hacia el interior de la excavación en valores tolerables para este. En tal caso, teóricamente, no se tendría la necesidad de colocar sistema alguno de soporte. El segundo escenario que puede presentarse, se basa en que las sollicitaciones de esfuerzo en la periferia del túnel superen la capacidad resistente del suelo y dicha situación se manifieste con desplazamientos del contorno del túnel en niveles intolerables; es decir, reduciendo la capacidad operativa del proyecto, o en el peor de los casos, causando derrumbamiento de las paredes de la excavación hasta cerrarla. Esta segunda situación es la que se aborda en el presente proyecto de título, la colocación de un dispositivo de soporte, el cual debe ser visto como un elemento que rigidiza el conjunto suelo-revestimiento, modificando así la curva de convergencia del terreno.

La curva de convergencia en este proyecto se presenta como la representación gráfica del aporte estructural que hace el frente de la excavación sobre la sección de control que esté siendo monitoreada. Dicha curva, es una aproximación bidimensional de un diseño puramente tridimensional, en la cual se hace uso de una fuerza distribuida en el contorno del túnel y dirigida hacia la parte externa del mismo. Esa fuerza debe tener una magnitud tal que, genere los desplazamientos medidos en la sección de control sobre el perímetro de la excavación, el cual en condiciones reales antes de ser ocupada por los anillos se encuentra libre de esfuerzos.

Los análisis realizados en este proyecto de título se basan en el comportamiento de la excavación ya protegida mediante los anillos de soporte, que tiene la influencia conjunta que le otorgan tanto las características del terreno circundante como las propiedades mecánicas del revestimiento y que, adicionalmente, una vez colocados los anillos de soporte, se verán exigidos por las acciones de convergencia del terreno, configurando así un sistema que debe deformarse respetando las leyes de comportamiento y la presencia de cada uno; es decir, el modelo y la metodología aplicada para el dimensionamiento del revestimiento tiene que incluir esfuerzos y deformaciones compatibilizados entre el terreno y el revestimiento.

2. METODOLOGÍA

En este estudio se elaboraron modelos numéricos en 2D en el software Phase2 con las propiedades geomecánicas del subsuelo de Concepción, región del Bio-Bío. Para este artículo, se consideraron 4 de las 9 estaciones que Ferrocarriles del Sur (Fesur) presentó para la construcción de un servicio ferroviario subterráneo en Concepción (Figura 1), debido a la geología presente en esa zona que no evidencia cambios litológicos significativos (Ramírez & Vivallos, 2009). El trazado comienza en la estación Concepción ubicada en la Avenida Padre Hurtado y continúa hasta la calle O'higgins para finalizar en la estación Tribunales.

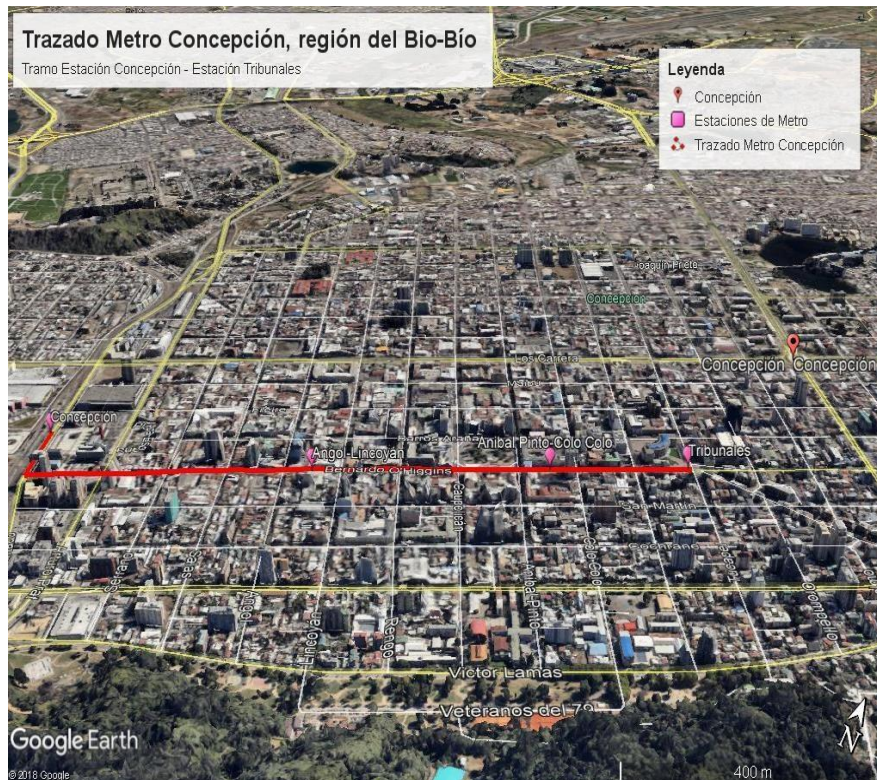


Figura 1: Ubicación zona de estudio, trazado metro de Concepción (Elaboración propia, Google Earth Pro).

La obtención de parámetros geomecánicos estimados para la simulación en el software Phase2 se basó en los datos de sondajes profundos (120m) a roca granítica realizados en el centro de la ciudad (Poblete, 1967), en el análisis de los ensayos CTP ejecutados en el sector Aurora de Chile en la ribera norte del río Bio-Bío en Concepción (Cáceres et al., 2018) y en el trabajo de Jara et al. (2015) sobre el comportamiento sísmico de excavaciones profundas en arenas Bio-Bío. Adicionalmente, se corroboró la información geológica de Ramírez & Vivallos (2009), permitiendo caracterizar los diferentes estratos de suelos y definir el nivel freático que se aplicó en los modelos FEM.

Las propiedades de los anillos de revestimiento se definieron del estudio numérico de Torres & Zambrano (2012) sobre la subsidencia causada por la excavación de túneles en un perfil de suelos blandos.

En este artículo, el cálculo de la curva de convergencia del terreno y la curva característica del soporte continuo son representaciones gráficas del comportamiento suelo-estructura, de tal manera que las deformaciones sufridas por el terreno donde se aloja la obra subterránea y el sistema de soporte colocado, deben ser compatibles.

El proceso de excavación de una estructura subterránea genera una perturbación en el estado de equilibrio preexistente en el terreno y ocasiona deformaciones que conllevan a una redistribución de esfuerzos para la cual el diseño debe asegurar la estabilidad. Sin embargo, no es posible establecer una teoría sencilla para explicar la complejidad del fenómeno (U.S. Army Corps of Engineers, 1997). Sin embargo, el método simplificado de estabilidad de túneles (MSET) entrega hipótesis simplificadoras para el cálculo del factor de seguridad del frente, valor de referencia calculado sin soporte y con las propiedades del terreno.

Se registró teóricamente las deformaciones del terreno según la teoría de Peck (1969) examinando el túnel en una sección transversal. Se comparó con las modelaciones realizadas en el software Phase2 cuantificando los desplazamientos que ocurren en el frente de excavación.

A continuación, en la Figura 2 se presenta de manera gráfica cada uno de los pasos que se siguieron con el programa Phase2 para la obtención de las curvas de desplazamiento vertical y la aplicación de los anillos de revestimiento para cada uno de los casos analizados.

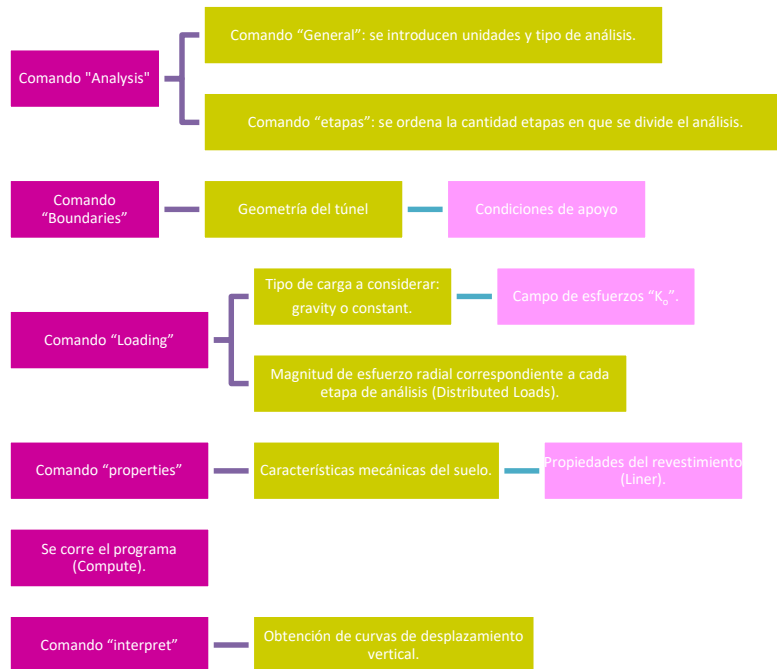


Figura 2: Diagrama que muestra el flujo de trabajo en software Phase2 para simulaciones estudiadas de un túnel de metro en la ciudad de Concepción, región del Bio-Bío.

3. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA DE CONCEPCIÓN

La ciudad de Concepción es uno de los lugares urbanos más grandes de Chile, se ubicada al sur de Santiago a aproximadamente 500 km. Es un lugar con un gran comercio industrializado, con un área aproximada de 222 km² y una población de 223.574 habitantes, siendo una de las dos ciudades más habitadas, que genera una densidad poblacional de 1.033,58 habitantes/km² (INE, 2017).

La evolución geológica de la cordillera de la Costa de la región del Bio-Bío ha estado marcada por sucesivos eventos tectónicos asociados a subducción desde el Paleozoico Superior (300 Ma). Por una parte, las unidades más antiguas del área corresponden a rocas intrusivas y metamórficas del Carbonífero-Pérmico, las cuales forman el núcleo de la cordillera de Nahuelbuta. Las secuencias sedimentarias que se encuentran tanto en la península de Arauco como la provincia de Concepción representan la actividad de cuencas sedimentarias marinas y continentales a partir del Cretácico Superior al Pleistoceno. Largos periodos de sedimentación y deformación asociada a la extensión habrían ocurrido entre el Cretácico y el Mioceno. A partir del Plioceno Tardío, comenzó un período de compresión que en el antearco de Arauco se manifestó como sedimentación y progresivo alzamiento de la cordillera de Nahuelbuta y la península de Arauco e incluyó alzamiento de terrazas marinas y actividad de fallas inversas (Bangs & Cande, 1997; Cembrano et al., 1999; Melnick et al., 2009). Específicamente en el área de Concepción, la geología está determinada por la presencia de cerros isla, conformados por un basamento de rocas intrusivas de edad Carbonífera (Lucassen et al., 2004), cubiertas por rocas sedimentarias del Cretácico al Plioceno (Galli, 1969). La disposición geométrica y topográfica de estos cerros isla ha permitido inferir la presencia de fallas que limitan estos bloques, y determinan la posición de cuencas sedimentarias en las cuales se ha depositado un espesor importante de sedimentos, principalmente arenas fluviales del río Bio-Bío.

4. SUELO DE LA ZONA DE ESTUDIO (CONCEPCIÓN)

Los suelos de Concepción son principalmente arenas basálticas originados por sedimentos aportados por el río Bio-Bío provenientes de la meteorización de rocas del volcán Antuco (Quezada, 1996), dentro de éstas tenemos lo que se denomina arenas limpias de color negro, de granulometría media a fina, procedente del río Bio-Bío, arenas limosas de color gris, que encontramos en capas de espesor variable en la zona céntrica de Concepción, y lentes de limo y arenas finas limo arcillosas, que se detectan en los cerros del sector. Estos suelos están asociados al proceso de depositación fluvial y a la redistribución que genera el viento y el mar.

4.1 Columna estratigráfica utilizada en el diseño del metro de Concepción

Este estudio evaluó la estabilidad del frente de excavación mediante análisis numéricos, utilizando la columna estratigráfica de suelo de la Figura 3 confeccionada con datos de distintos estudios geotécnicos en la zona. Ubicando el nivel freático a los 6.5m de profundidad del nivel de terreno.

El análisis de los sondajes profundos (120m) a roca granítica realizados en el centro de la ciudad de Concepción de Poblete (1967), los ensayos CPT de Cáceres et al. (2018) y el trabajo de Jara et al. (2015) evidencian tres estratos, de los cuales, debido a la forma en que opera el software Phase2 con respecto al cálculo del módulo de elasticidad, para que este se incrementara con la profundidad, se debieron subdividir cada 2m manteniendo los mismos parámetros geotécnicos (ángulo de fricción, cohesión, peso unitario del suelo, ángulo de dilatación y relación de Poisson), pero variando el módulo de elasticidad (Tabla 1). El ángulo de dilatación ψ se obtuvo del Manual de Carreteras (2013) como:

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (1)$$

Donde, ϕ es ángulo de fricción.

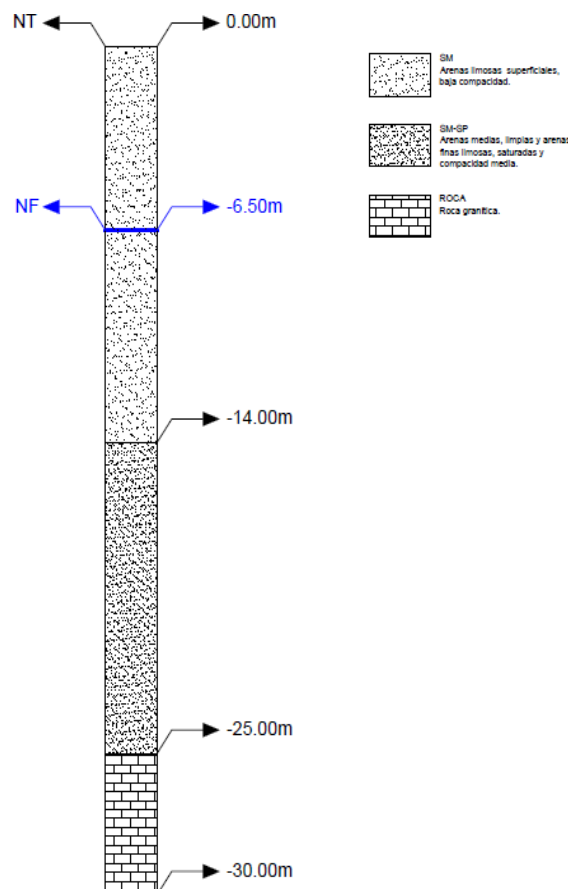


Figura 3: Estratigrafía columna de suelo para modelación numérica en software Phase2 (Elaboración propia, AutoCAD 2018).

Tabla 1: Parámetros de entrada para el modelo constitutivo del túnel de metro en Concepción, región del Bio-Bío.

Profundidad z [m]	Peso unitario del suelo γ [kN/m ³]	Módulo de elasticidad E [kPa]	Cohesión C [kPa]	Ángulo de fricción ϕ [°]	Ángulo de dilatación ψ [°]	Relación de Poisson ν
2	19	20.040	0,001	37	7	0,3
4		40.080				
6		60.120				
8		80.160				
10		100.200				
12		120.240				
14		140.281				
16		57.600		42	12	
18		64.800				
20		72.000				
22		79.200				
24		86.400				
25		90.000				
30		26,5				

5. SISTEMA DE SOPORTE Y REVESTIMIENTO

El diseño adecuado de un túnel debe incluir el cuidado de que este no produzca en la superficie del terreno deformaciones intolerables (subsistencia), debe proteger las estructuras subterráneas vecinas y la excavación debe ser estable tanto a corto como a largo plazo, para poder garantizar la integridad de las personas que trabajan tanto en su materialización y los que actúen como usuarios una vez se desarrolle la etapa de operación del proyecto.

El término soporte y revestimiento en ocasiones se utilizan indistintamente como si fueran sinónimos en el argot de las excavaciones subterráneas, sin embargo, para algunos autores sus definiciones son diferentes (Echeverría, 2013). La palabra soporte, como su nombre lo indica, es un dispositivo colocado con el objetivo de ayudar en la función de sostener las paredes de la excavación, reforzando el trabajo auto-portante del terreno al mismo tiempo que lo rigidiza. Se instala una vez se termina parcial o totalmente el retiro de material que compone la sección transversal del túnel, y su función puede tener el alcance de estabilizar el terreno para que los trabajos de excavación se adelanten en condiciones seguras, para luego completar el refuerzo con un revestimiento estructural que garantice la durabilidad de la obra, o sencillamente cumplir con ambas metas temporales con la sola implementación del soporte.

Por otra parte el revestimiento, como ya se mencionó, puede o no, ser un elemento estructural, pero de cualquier manera sirve para mejorar el aspecto estético y las características operacionales del túnel, ya que en su interior se alojan las instalaciones eléctricas, drenajes, redes de telefonía y cableado en general; por otra parte se mejora la rugosidad de las paredes internas dando un mejor aspecto visual y mejores condiciones para el flujo de aire, agua o cualquier otro fluido que se quiera transportar.

En este proyecto se utilizan las dovelas pre-fabricadas (TBM) que son dispositivos de concreto reforzado que se ensamblan para conformar el sistema de soporte del túnel. Con fin de optimizar los recursos económicos del proyecto, lo ideal es usar como agregado para los prefabricados, los materiales obtenidos en el proceso de excavación del túnel, y fundir las dovelas en sitios muy cercanos al lugar donde finalmente serán fijadas (Figura 4). La tabla 2 muestra las propiedades de las dovelas utilizadas en los modelamientos numéricos.

Tabla 2: Propiedades de las dovelas pre-fabricadas.

Espesor [cm]	Resistencia a la compresión σ_{cc} [kPa]	Resistencia a la tensión σ_t [kPa]	Coefficiente de Poisson ν_c	Módulo de elasticidad E [kPa]
15	28.000	3.000	0,15	30.000.000
25				
50				


Figura 4: Dovelas pre-fabricadas. A) Espacio dispuesto para el almacenamiento de elementos prefabricados previo a su ubicación final en el contorno del túnel y B) Cabezote de la TBM (Echeverría, 2013).

6. CURVAS DE CONVERGENCIA E INTERACCIÓN SUELO REVESTIMIENTO

Cuando se proyecta la construcción de cualquier tipo de estructura subterránea, se debe tener presente que uno de los objetivos primordiales es que esta no puede sufrir colapsos durante la etapa de construcción, y menos aún durante la fase operativa. Los cambios en los niveles de esfuerzos en el terreno que rodea la excavación para un túnel traen consigo la generación de deformaciones permanentes, o incluso si estas superan niveles tolerables en el medio causarían su colapso. Para impedir que esto ocurra es necesario realizar un análisis para predecir el comportamiento de la excavación, y así conocer el tiempo que podrá quedar libre de restricciones de movimiento para la colocación del sistema de soporte.

Es importante tener presente que el diseño de un túnel y la programación de las actividades de construcción deben orientarse de tal manera que sea el medio en el que se emplaza la obra, la principal fuente de resistencia y estabilidad para evitar el colapso de la excavación. No obstante, este propósito en muchos casos se consigue mediante la utilización de elementos de sostenimiento, los cuales cumplen con diversas funciones tras su colocación, entre las que se pueden mencionar: la limitación de las deformaciones en el contorno del túnel, evitar la propagación del radio plástico a zonas muy alejadas del perímetro de la excavación, reducir los niveles de subsidencia del terreno, proteger obras vecinas al túnel, entre otras.

6.1 Principios generales del método de convergencia-confinamiento

El dilema del sostenimiento de un túnel tiene dos particularidades, la primera radica en que es un problema tridimensional, por lo cual, cerca del frente de la excavación los campos de tensiones y deformaciones tienen una forma compleja, y la segunda, es que está fuertemente influenciada por la interacción entre dos estructuras diferentes, con una geometría y leyes de comportamiento radicalmente distintas; el sostenimiento y el tipo de suelo.

La modelación de un túnel en una sección bidimensional está plenamente justificada salvo en las inmediaciones del frente de excavación, donde el efecto del núcleo de terreno (roca o suelo) que constituye el frente, ejerce

un papel activo de sostenimiento que, en sentido estricto, sólo se puede cuantificar con total precisión con un modelo de tridimensional. Sin embargo, la simulación del efecto del frente cuando se modelan problemas planos, puede realizarse suponiendo que, en las inmediaciones del frente, actúa una presión radial en el perímetro de la excavación que tiende a contrarrestar la presión ejercida por el terreno; o bien, suponer que el núcleo de roca o suelo varía su módulo de elasticidad con la distancia al frente.

$$\sigma_1 = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (2)$$

$$\lambda = \lambda_0 + (1 - \lambda_0)m \quad (3)$$

$$m = 1 - e^{\left[\frac{x}{0,7ri}\right]} \quad (4)$$

Donde, σ_1 es la tensión principal, λ es un parámetro que simula el comportamiento del terreno (efecto de la relajación/deformación de la excavación por el alejamiento del frente), σ_0 es la tensión inicial in-situ, ri es el radio de la excavación y x es la distancia al frente. En caso de medios elásticos y excavaciones circulares, resulta ser que, $\lambda_0 = 1/3$, $m \sim 0,75$. En la Figura 5 se ilustra el efecto de estabilización transitoria que el núcleo de la excavación ejerce sobre el túnel. Sin embargo, debido al comportamiento no elástico del terreno, la formulación anteriormente expuesta, resulta algo imprecisa, debido a que, dada la gran profundidad y las propiedades geotécnicas del terreno, la excavación responderá de una forma elasto-plástica (u otra), mientras que dicha formulación está desarrollada para modelos elásticos.

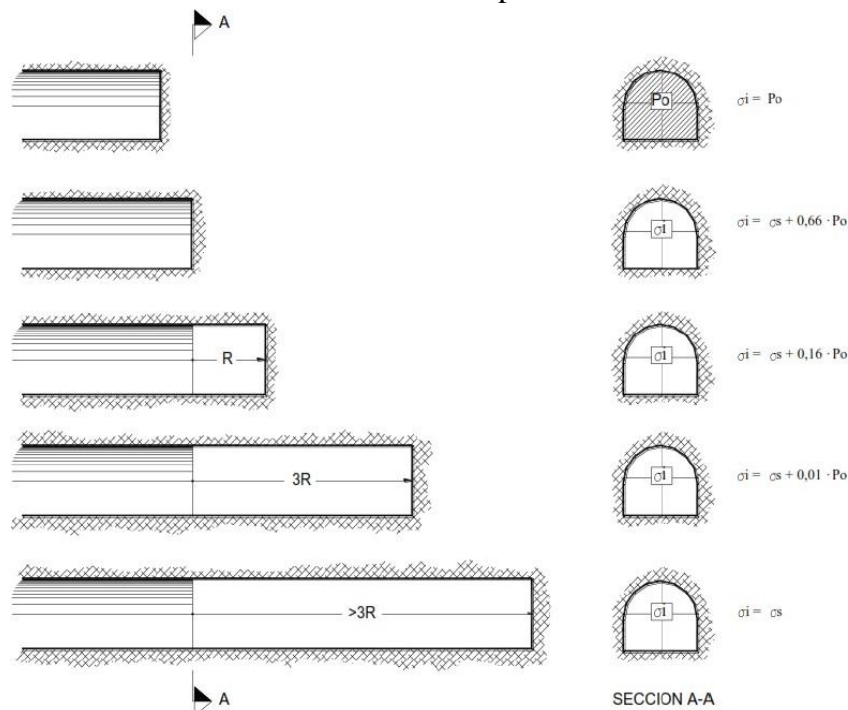


Figura 5: Efecto del frente en la estabilización de la excavación (Panet & Guenet, 1982).

Una aproximación para el caso de estudio de este proyecto es elasto-plástico, es decir, suponer que los desplazamientos son homotéticos respecto a los obtenidos en el caso elástico con centro en el origen y razón $1/\xi$, siendo ξ la relación entre la deformación elástica del túnel y la deformación total (elasto-plástica) para una presión de confinamiento nula.

De esta forma, la formulación propuesta por Salençon (1969), es usada para la determinación de la curva característica de terreno para este proyecto de túnel de metro en la ciudad de Concepción, región del Bio-Bío que evidencia las altas deformaciones que presentaría realizar una excavación subterránea en este tipo de suelo, es así que, urge la implementación de un soporte que sea capaz de contener las altas presiones que genera el retiro del material para generar la cavidad (Figura 6).

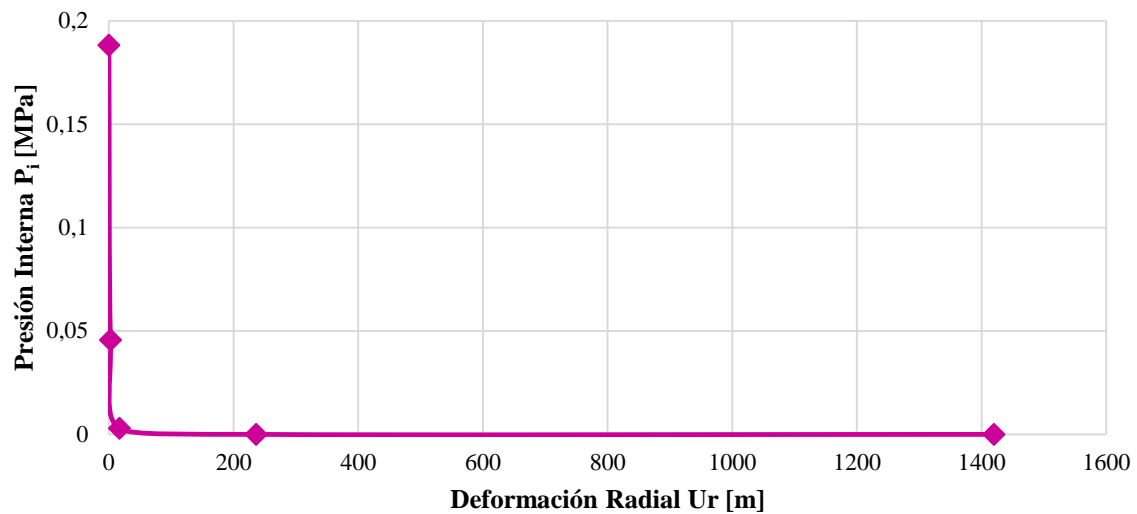


Figura 6: Curva de reacción del terreno caso de estudio túnel de metro en la ciudad de Concepción, región del Bio-Bío. Representación gráfica de la relación entre la convergencia radial y la presión interna para un túnel circular excavado en un medio sujeto a tensiones de campo lejano uniformes.

6.2 Curva característica del soporte continuo (SCC)

La curva característica de soporte es la representación gráfica de la relación entre el desplazamiento radial del soporte y la presión uniforme aplicada al extradós de un sistema de soporte circular (cerrado).

El revestimiento o liner tiene un módulo de Young E_s , un coeficiente de Poisson ν_s y una resistencia a la compresión última $\sigma_c^{máx}$.

La solución elástica de un soporte anular cerrado, para el caso particular de carga uniforme, puede ser utilizada para construir una SCC. La convergencia radial (deformación tangencial) del revestimiento anular cerrado expresada en función de la presión aplicada sobre el extradós del revestimiento es:

$$u_r^s = \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \frac{12R p_s}{12\left(\frac{e}{R}\right) + \left(\frac{e}{R}\right)^2} \quad (5)$$

Donde, E_s es el módulo de Young, ν_s es el coeficiente de Poisson, siendo ambas propiedades del revestimiento o liner con espesor e .

En este proyecto de túnel de metro para la ciudad de Concepción, región del Bio-Bío, se estimó la curva de soporte continuo (Figura 7) de acuerdo a los espesores que se usaron en las modelaciones en el software Phase2, con el fin de mostrar el aporte que genera un espesor mayor para contener altas presiones internas en el extradós. La presión máxima ($\rho_s^{máx}$) y rigidez elástica (K_s) sobre el soporte es:

$$\rho_s^{máx} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[1 - \frac{(R-e)^2}{R^2} \right] \quad (6)$$

$$K_s = \frac{E_c}{(1+\nu_c)R} \frac{R^2 - (R-e)^2}{(1-2\nu_c)R^2 + (R-e)^2} \quad (7)$$

Donde, σ_{cc} es la resistencia a la compresión no confinada del shotcrete u hormigón [MPa], E_c es el módulo de Young del shotcrete u hormigón [MPa], ν_c es el coeficiente de Poisson del shotcrete u hormigón [adimensional] y e es el espesor del soporte anular [m] y R es el radio externo del soporte [m] (radio del túnel).

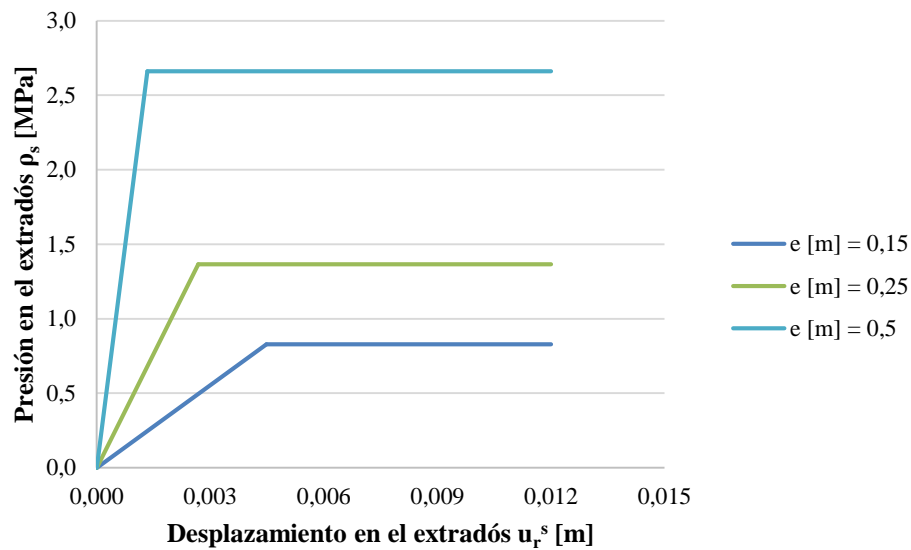


Figura 7: Curva característica del soporte dovelas de hormigón para espesores 0,15; 0,25 y 0,5 m utilizados en las modelaciones de un túnel de metro en la ciudad de Concepción, región del Bio-Bío.

7. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN

7.1 El método simplificado de estabilidad de túneles (MSET)

Antes del comienzo de la construcción del túnel el suelo posee un estado inicial de tensiones naturales en equilibrio, el cual se altera al iniciar una excavación, provocando un nuevo estado tensional y deformando el suelo del frente de excavación. Si este material granular no soporta el nuevo estado de tensiones se puede producir colapsos del frente del túnel, y de esta manera, se propaga hasta la superficie dando lugar al hundimiento (Figura 8).

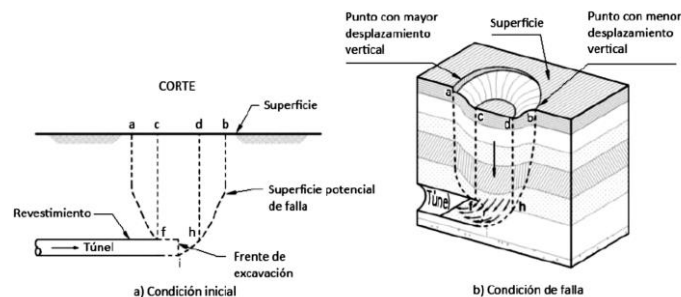


Figura 8: Esquema del mecanismo de falla del frente de excavación. En a) se muestra la condición inicial del frente de excavación y b) evidencia la condición de falla del frente de excavación. (Tamez, 1997).

La masa de suelo afectada por el colapso del frente del túnel distingue tres zonas deformables (Figura 8):

- Prisma del centro ($cdhf$) que se desprende verticalmente como un cuerpo rígido.
- Alrededor del prisma central, existen otras zonas (acf y bdh) que se producen por tensiones de corte verticales.
- Bajo el prisma $cdhf$ se forma otra zona (fhi) que sufre desplazamientos verticales y horizontales por tensiones de corte que modifican la estructura inicial.

De acuerdo con lo indicado anteriormente, se puede analizar el equilibrio del suelo que rodea el frente de excavación antes de la falla mediante, un mecanismo simplificado formado por tres prismas (Figura 9):

- Prisma 1: Se forma delante del frente (triangular) de una cuña de Coulomb.
- Prisma 2: Rectangular y se apoya en el prisma 1.
- Prisma 3: Rectangular y se ubica sobre la clave del túnel de la zona excavada y sin soporte.

En el equilibrio de este mecanismo simplificado de falla del frente intervienen:

- Fuerzas actuantes: Fuerzas internas (pesos propios que producen movimientos descendentes) y fuerzas externas (sobrecargas o presiones internas).
- Fuerzas resistentes: Resistencia del suelo a tensiones de corte (cohesión y fricción del suelo, intensidad y distribución de tensiones horizontales en las caras de los prismas) (De la Rosa, 2015).

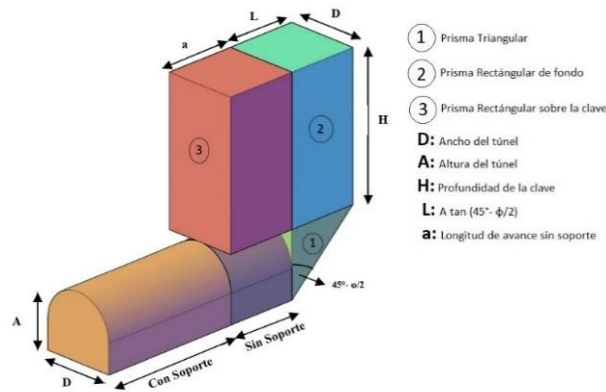


Figura 9: Mecanismo de falla simplificado del frente (Tamez, 1997).

7.2 Hipótesis simplificadoras que hace el MSET

La distribución de esfuerzos inducidos por la excavación se representa por líneas rectas como se muestra al prisma 3 de ancho D y longitud a perpendicular al frente. Al avanzar la excavación se produce una descarga sobre la base del prisma a la cual se contrapone una presión interior del frente y ocasiona que el diagrama de esfuerzos verticales se reduzca desde una altura Z_d que delimita la zona de descarga, es decir, la presión interior reduce el esfuerzo vertical desde la clave hasta Z_d y por condiciones de frontera se conocen los valores del diagrama de esfuerzos.

1. Como se puede observar en la Figura 10, a lo largo de las caras del prisma se desarrolla una resistencia al esfuerzo cortante cuya magnitud se supone lineal desde el punto p hasta un máximo $\tau_{m\acute{a}x} = 0.3(\gamma H - p_a)$ en la base del prisma. Esta distribución se considera válida siempre y cuando los esfuerzos de corte no excedan la resistencia al corte del suelo en ningún punto (Jiménez, 2016).

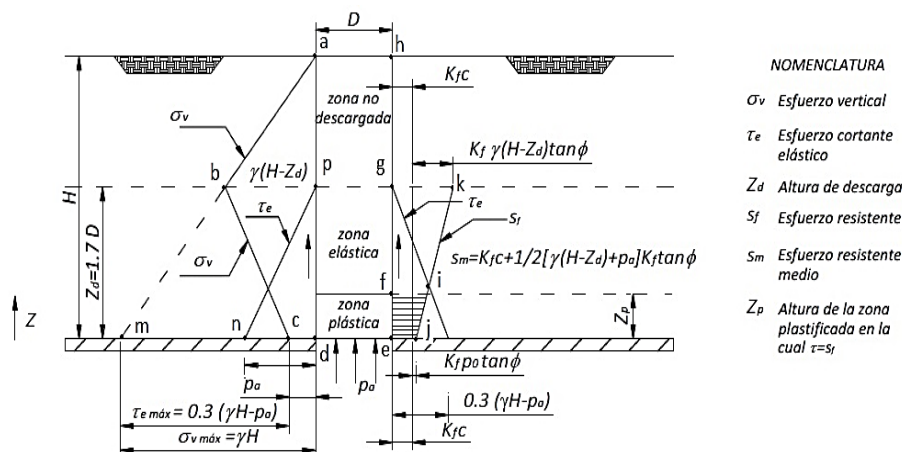


Figura 10: Hipótesis de la distribución de esfuerzos hasta la altura Z_d (Tamez, 1997).

Si en cambio, alguna zona de la parte inferior del prisma se sobrepasa la resistencia al esfuerzo de corte, la distribución de esfuerzos de corte corresponderá a la observada del lado derecho, donde la línea jk representa la distribución de esfuerzos resistentes s_f calculados a partir del diagrama de esfuerzos verticales abc de lado izquierdo (Figura 9). La resistencia al esfuerzo de corte máxima está calculada como $S_{f\acute{m}\acute{a}x} = K_f c + K_f \gamma(H - Z_d) \tan \phi$

mientras que el valor mínimo (en la clave) es $S_{fmin}=K_f c+K_f p_a \tan \varphi$ que al intersecarse con la recta deducida del equilibrio elástico que está en el límite que divide a la zona elástica con la zona plástica (Jiménez, 2016).

- La altura de descarga definida como $Z_d=1.7D$ del túnel es teóricamente aceptable hasta una longitud de avance $a=D$, pero tiende a incrementarse con longitudes de avance mayores como se ha observado en pruebas de laboratorio. Además, se establece que si $H/D < 1.7$, entonces la altura de la zona de descarga debe tomarse igual a la profundidad del túnel $H=Z_d$ (Jiménez, 2016).
- Esfuerzos de corte resistentes. Si se supone que en las caras verticales de los prismas se desarrollan sin cambiar los esfuerzos verticales elásticos, los esfuerzos actuantes en los planos verticales en Z_d están expresados por:

$$S_f = K_f c + K_f \sigma_v \tan \varphi \quad (8)$$

Donde,

- S_f es el esfuerzo de corte en las caras verticales de los prismas.
- K_f es un coeficiente cuyo valor está en función del ángulo de fricción interna del suelo, dado por:

$$K_f = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \quad (9)$$

- σ_v , es el esfuerzo vertical en compresión actuando a lo largo de la cara del prisma, cuyo valor varía desde $\sigma_v=p_a$ en la base del prisma, hasta $\sigma_v=\gamma(H-Z_d)$ en el punto p .
- c , es la cohesión del suelo, determinada por la ordenada al origen de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb, obtenida en ensayos de compresión triaxial no drenadas en muestras con humedad natural.
- φ , es el ángulo de resistencia al corte o fricción obtenido de la misma envolvente antes mencionada (Jiménez, 2016).

- La fuerza resistente desarrollada por el prisma triangular del frente es igual a su capacidad de carga, dada la siguiente expresión:

$$Q = (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_f)LD \quad (10)$$

Donde,

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (11)$$

Y p_f es la presión aplicada en el frente de la excavación.

7.3 Factor de seguridad del frente

El factor de seguridad se expresa como la relación entre las sumas de momentos de las fuerzas resistentes y la suma de momentos en las fuerzas actuantes con respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O perpendicular al eje del túnel (Figura 11).

Las fuerzas actuantes (P_1 , P_2 , P_3 , Q_s , P_a y P_f) se deben al peso propio de los tres prismas, a la presión interior aplicada en el frente y a la presión radial interior.

Las fuerzas resistentes del suelo (S_2 , $2S_{l2}$, S_3 , $2S_{l3}$ y Q) se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3 considerando que no hay interacción entre ellos, mientras que la fuerza Q es la capacidad de carga del prisma triangular del frente estimada con la ecuación de Meyerhof para una zapata rectangular apoyada en la corona de un talud vertical.

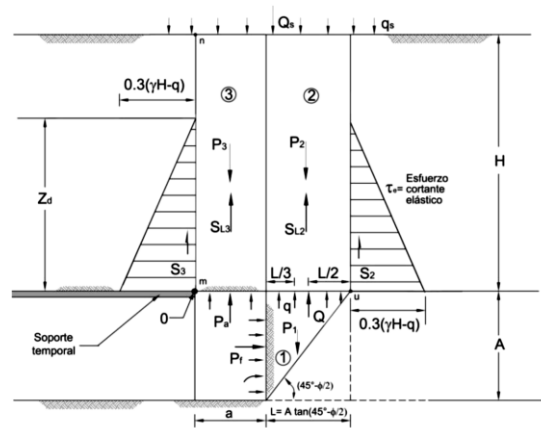


Figura 11: Fuerzas que intervienen en el mecanismo simplificado (Tamez, 1997).

La Tabla 3 es un resumen de las ecuaciones del mecanismo simplificado.

Tabla 3: Sistema de fuerzas en el mecanismo de falla del MSET (Tamez, 1997).

	Fuerzas	Momentos	Aclaraciones
Actuantes	$P_1 = \frac{1}{2}\gamma ALD$ $P_2 = \gamma LDH$ $P_3 = \gamma aDH$ $Q_s = q_s(a + L)$ $P_a = p_a aD$ $P_f = p_f AD$	$M_1 = \frac{1}{2}\gamma ALD \left(a + \frac{L}{3}\right)$ $M_2 = \gamma LDH \left(a + \frac{L}{2}\right)$ $M_3 = \frac{1}{2}\gamma DHa^2$ $M_e = \frac{1}{2}q_s D(a + L)^2$ $M_a = \frac{1}{2}p_a Da^2$ $M_f = \frac{1}{2}p_f DA^2$	P_1 Peso del prisma 1 P_2 Peso del prisma 2 P_3 Peso del prisma 3 q_s Sobrecarga en la superficie p_a Presión radial ejercida por el soporte temporal o un fluido a presión p_f Presión horizontal que actúa sobre el frente de excavación
			Resistentes $S_2 = s_{m2}Z_d D$ $S_{12} = 2s_{m2}Z_d L$ $S_3 = s_{m3}Z_d D$ $S_{13} = 2s_{m3}Z_d a$ $Q = (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD$

De tal forma que la ecuación general de la estabilidad queda:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (12)$$

Donde,

FS, factor de seguridad.

$\sum M_r$, sumatoria de momentos de las fuerzas resistentes.

$\sum M_a$, sumatoria de momentos de las fuerzas actuantes.

Finalmente, el FS se calcula de la siguiente manera:

$$FS = \frac{s_{m2}Z_d D(a+L) + 2s_{m2}Z_d L\left(a + \frac{L}{2}\right) + s_{m3}Z_d a^2 + (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD\left(a + \frac{L}{2}\right)}{\frac{1}{2}\gamma ALD\left(a + \frac{L}{3}\right) + \gamma LDH\left(a + \frac{L}{2}\right) + \frac{1}{2}(\gamma H - p_a)Da^2 + \frac{1}{2}q_s D(a+L)^2 - \frac{1}{2}p_f DA^2} \quad (13)$$

De la ecuación 13 se puede observar que, los valores que afectan de forma explícita la estabilidad en el túnel son: las características del túnel, propiedades del suelo, procedimiento constructivo y la magnitud de sobrecargas en la superficie.

7.3.1 Análisis de estabilidad del frente de excavación sin soporte

El cálculo del factor de seguridad con el MSET es función de la profundidad de la clave del túnel H ; el ancho y la altura de la sección excavada D y A , respectivamente; la longitud de avance sin apoyo a ; el peso volumétrico y los parámetros de resistencia del terreno γ , c y ϕ ; la sobrecarga y la presión interior en el túnel.

La estabilidad en el frente, se encuentra con el mecanismo formado por los prismas 1 y 2 (Figura 12) considerando que no hay avance sin soporte ($a=0$), dadas las siguientes expresiones:

$$L = A \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{A}{\sqrt{K_p}} \quad (14)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (15)$$

$$K_f = \frac{(1 - \sin^2 \phi)}{1 + \sin^2 \phi} \quad (16)$$

$$q_{p1} = 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma A \quad (17)$$

$$s_{m2} = K_f c + \frac{1}{2} K_f (\gamma(H - Z_d) + q_{p1}) \tan \phi \quad (18)$$

Y el factor de seguridad del frente de excavación para el caso de estudio, se calcula como:

$$FS = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} \left(\frac{D\sqrt{K_p}}{A} + 1\right) + 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p}{\gamma H \left(\frac{A}{3H} + 1\right) + q_s - p_f K_p} \quad (19)$$

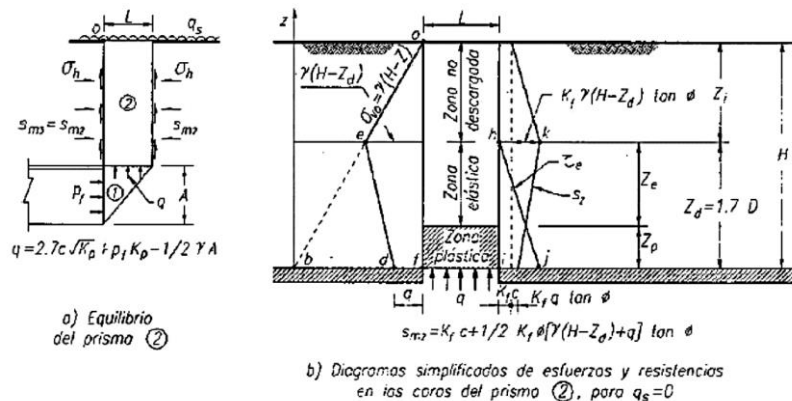


Figura 12: Estabilidad del frente de excavación considerando prisma 1 y 2 (Tamez, 1997).

En este estudio, para el cálculo del factor de seguridad del frente, no se consideró sobrecarga en los prismas, es decir, $p_f=0$ y $A=D$. Utilizando los datos del suelo de la Tabla 1, la ecuación 18 y variando la profundidad hasta la clave del túnel (H), se obtuvo la variación del factor de seguridad sin la implementación del soporte. Es posible evidenciar que a medida que la profundidad de la clave del túnel aumenta, lo hace de igual manera el factor de seguridad (Figura 13). Se obtuvieron $FS < 1$, lo que indica una clara inestabilidad para los 25m, lo que hace necesario la implementación de un soporte en el frente de excavación para el caso de estudio de un túnel de metro en Concepción, región del Bio-Bío.

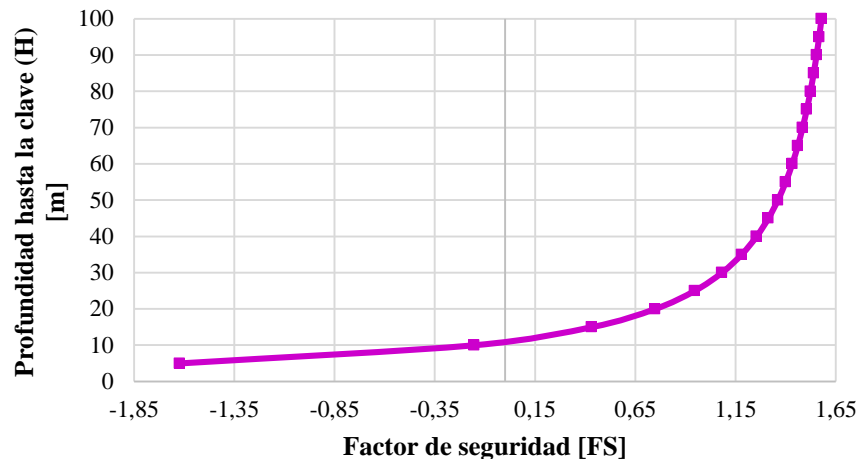


Figura 13: Variación del factor de seguridad y la altura hasta la clave del túnel, para el caso de estudio de un túnel de metro en Concepción, región de Bio-Bío.

8. ANÁLISIS DEFORMACIONES DEL TERRENO

La excavación de un túnel genera una disminución de las tensiones radiales naturales en la masa de suelo, induciendo desplazamientos radiales hacia su interior, los que a su vez inducen asentamientos en la superficie de terreno.

El procedimiento simplificado de cálculo para evaluar el asentamiento máximo de la superficie, posee tres componentes principales:

- Desplazamiento del suelo del frente debido a la disminución de tensiones inducidas por la excavación, u_i .
- Convergencia de las paredes del túnel para llenar el espacio anular (holgura) entre el suelo y el revestimiento, u_h .
- Desplazamiento del revestimiento por flexión y por el asentamiento de las fundaciones de apoyo en túneles revestidos con hormigón armado, u_r .

8.1 Asentamiento transversal

Examinando el túnel en una sección transversal, las deformaciones del terreno en la vecindad inmediata del túnel forman lo que es conocido como “tunnel volumen loss” V (“ground loss”). Este volumen es calculado como un área (volumen unitario de longitud de túnel). El plano transversal también puede ser usado para cuantificar los desplazamientos que ocurren en el frente del túnel (plano y - z). Esto es acompañado e incorporando las deformaciones por pérdida de terreno axial y radial en los parámetros de pérdida de terreno.

Este asentamiento de la superficie de terreno fue descrito por primera vez usando una curva de distribución gaussiana (Peck, 1969):

$$S_v(x) = S_{m\acute{a}x} e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)} \quad (20)$$

$$i = z_0 k \quad (21)$$

$$u_r = \text{convergencia} \cdot D \quad (22)$$

Donde, S_v es el asentamiento vertical, $S_{m\acute{a}x}$ es el asentamiento transversal en el eje del túnel, x es la distancia horizontal desde el eje del túnel, e i es la distancia horizontal desde el eje del túnel hasta el punto de inflexión de la distribución de asentamiento en superficie, k es un parámetro que depende del tipo de suelo (Figura 14).

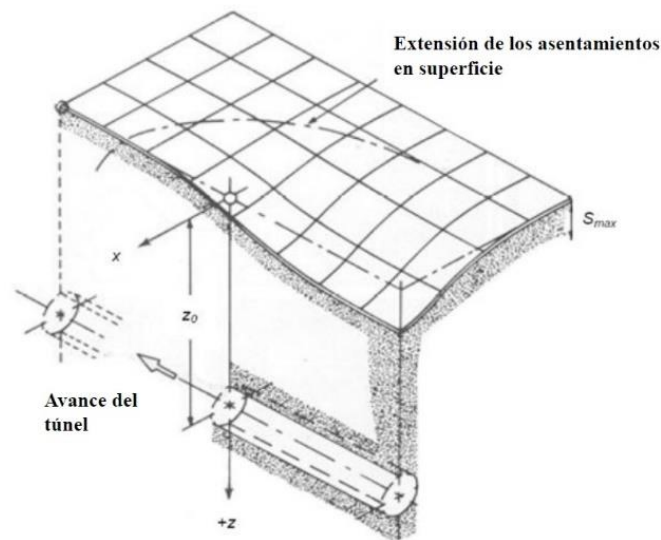


Figura 14: Deformación del terreno (Attewell et al., 1986).

En este estudio se aborda el asentamiento de un túnel de metro ubicado en Concepción, región de Bio-Bío (Figura 15), bajo las ecuaciones 19, 20 y 21, utilizando los parámetros geotécnicos de la Tabla 1, variando la altura de la clave H , sin sobrecarga q_s , el diámetro del túnel es de $5\text{m}=B$, se asumió una convergencia arbitraria de 35%, el k depende del tipo de suelo, en este caso se asume $k=0,25$ (arena) y Z_0 es la distancia desde el centro del túnel hasta el nivel de terreno natural.

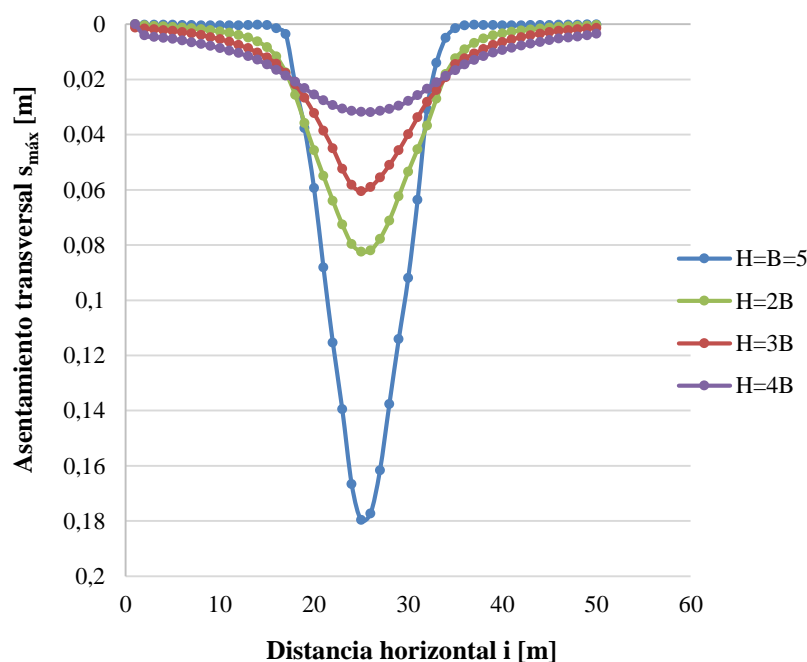


Figura 15: Variación de la profundidad de la clave de $H=B=5$, $H=2B$, $H=3B$ y $H=4B$. Se obtuvo asentamientos transversales inducido por el túnel dadas las características geotécnicas de la zona de estudio.

Es posible evidenciar en la Figura 15, que el asentamiento transversal disminuye a medida que aumenta la profundidad de la clave y se considera admisible cuando no es mayor a 2,5cm (Barla & Bzówka, 2013). En relación a lo anterior, a profundidades entre $H>5D$ aproximadamente el asentamiento es $<2,5\text{cm}$ y no generaría daño a configuraciones aledañas a la superficie, pero en caso contrario se hace necesario aplicar una mejora al terreno, con el fin de evitar hundimientos de estructuras cercanas a la excavación de un túnel de metro.

9. TÚNEL DE METRO EN CONCEPCIÓN

En este proyecto se diseñó un túnel de metro que comienza en la estación Concepción y culmina en la estación Tribunales en la ciudad de Concepción, región del Bio-Bío (Figura 1), mediante modelos de elementos finitos con parámetros de arena Bio-Bío (Tabla 1) utilizando TBM (dovelas de hormigón) como soporte del túnel y considerando una geometría circular.

9.1 Modelación Numérica en Phase2

Se diseñaron 18 modelos numéricos de elementos finitos para reproducir la geometría del túnel de metro en Concepción, región del Bio-Bío. La Tabla 4 muestra las dimensiones de cada modelación realizada dependiendo de la relación H/B profundidad hasta la clave (H) y diámetro del túnel (B), espesores (e) de los liner y presencia de nivel freático. La malla está compuesta por triángulos de tres nudos, con una mayor densidad cerca de los límites de la excavación, entre el túnel y la superficie. Se evitan los desplazamientos horizontales a lo largo de los límites verticales, y también se utiliza para evitar desplazamientos verticales en el límite inferior. No se imponen restricciones al límite superior. El tipo de carga aplica es de gravedad con campos de esfuerzos K_0 efectivos para caso sin nivel freático.

El comando stage load fue obtenido del tutorial del programa Phase2 “*Tunnel Lining Design*”, donde indicaba tanto las etapas constructivas para el diseño de este caso de estudio y el valor de la relajación del túnel en la etapa de 2 de diseño. También en la página www.rocscience.com/tutorials figura una guía de diseño de túneles con liner.

La Figura 16 muestra el diseño del modelo en el software Phase2 con las consideraciones anteriormente descritas para caso con nivel freático, en el caso sin nivel freático lo único que no figura en la modelación es el nivel piezométrico (línea color azul).

Tabla 4: Resumen de los FEM en RS² para túnel de metro en Concepción, región del Bio-Bío.

Modelos de Elementos Finitos		
Geometría circular B=5m		
	Presencia de nivel freático	Ausencia de nivel freático
Relación H/B	<ul style="list-style-type: none"> • H/B=1 • H/B=2 • H/B=3 	<ul style="list-style-type: none"> • H/B=1 • H/B=2 • H/B=3
Stage load Factor	<ul style="list-style-type: none"> • 0,1 	<ul style="list-style-type: none"> • 0,1
Espesor dovela e [m]	<ul style="list-style-type: none"> • 0,15m • 0,25m • 0,50m 	<ul style="list-style-type: none"> • 0,15m • 0,25m • 0,50m

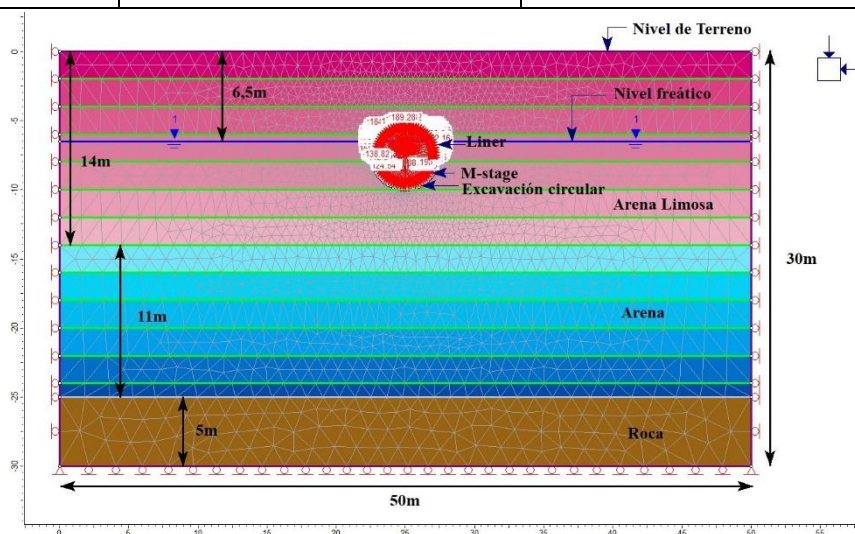


Figura 16: Diseño de malla de elementos finitos y condiciones de contorno en geometría circular en software Phase2, túnel de metro, Concepción.

9.2 Propiedades de los materiales y sus estados tensionales

Se consideró un comportamiento elástico perfectamente plástico con un criterio de falla de Mohr-Coulomb para los diferentes horizontes de suelo. Los parámetros geotécnicos adoptados en los análisis numéricos se dan en la Tabla 1 y se utilizó la caracterización geotécnica de Poblete (1967) y ensayos CPT de Cáceres et al. (2018) y el trabajo realizado por Jara et al. (2015).

El revestimiento (liner) del túnel se consideró elástico con propiedades dadas la Tabla 2. Se realizó la modelación bajo carga de gravedad y se consideró una relación de esfuerzo de 0,4 (arena limosa) y 0,33 (arena). Para el análisis del estado y comportamiento del nivel freático; y propiciar el flujo del agua se utilizó la línea piezométrica que permite el programa Phase2.

9.3 Secuencia de diseño

Los análisis FEM se realizaron 3 etapas para simular el proceso de construcción. Se consideró todas las dovelas instaladas en un solo paso (Tabla 5).

Tabla 5: Etapas de modelación e instalación de dovelas de hormigón.

Etapa	Instalación de dovelas de hormigón
1	-
2	Relajación del túnel (0,1)
3	Set 1, dovelas (liner)

9.4 Resultados de los FEM

En este presente trabajo se realizó 18 modelaciones en Phase2 para geometría de excavación circular, con y sin presencia de nivel freático.

9.4.1 Modelación de geometría circular (sin nivel freático).

Se simuló un túnel de metro circular, según las características geotécnicas de la ciudad de Concepción (Tabla 1), región del Bio-Bío. No se consideró el nivel freático bajo el nivel de terreno. La razón de profundidad a la clave y diámetro $H/B=1; 2; 3$, la variación de los espesores fue de 15, 25 y 50cm y stage load factor de 0,1 con convergencia entre 35-40%.

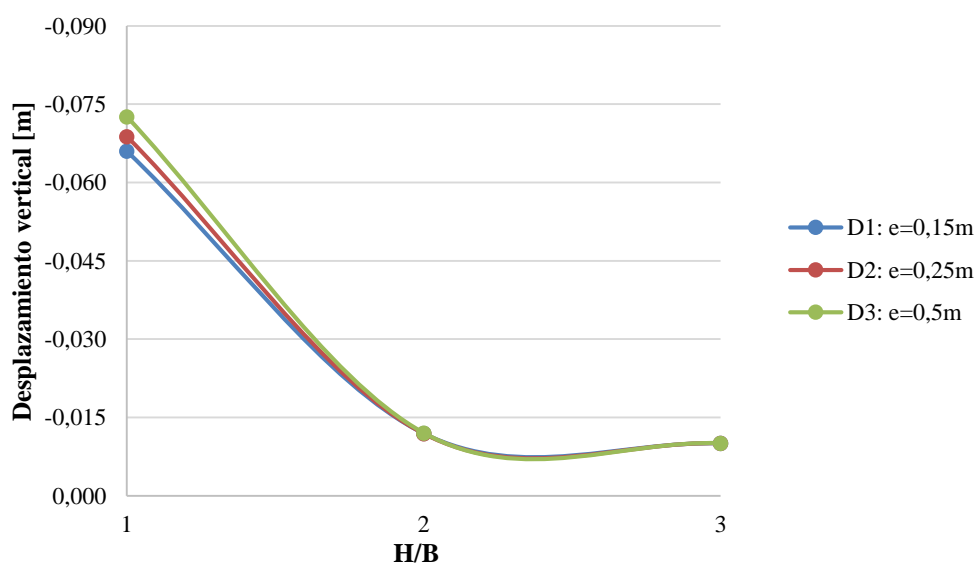


Figura 17: Desplazamiento vertical en función de la razón H/B para geometría circular sin nivel freático. e es espesor de las dovelas.

El estudio numérico experimental mostró que a medida que se varía la razón H/B en conjunto al espesor de las dovelas, el asentamiento disminuye a niveles tolerables $<2,5\text{cm}$ cuando H/B es $>1,5$ aproximadamente (Figura 17).

En la Figura 18 se observa el caso para $H/B=2$ en conjunto con la variación de los espesores $0,15$; $0,25$ y $0,5\text{m}$, los desplazamientos verticales no superan $1,2\text{cm}$ aproximadamente, que se ajustan a la norma de deformación menor a $2,5\text{cm}$ según Dindarloo & Siami-Irdeemosa (2015). Por otro lado, es posible evidenciar la similitud de curva con el obtenida en el apartado 8. Figura 15, curva de deformación teórica. Por lo tanto, los resultados obtenidos son una referencia importante para calibrar en terreno y estimar, los posibles desplazamientos verticales y prevenir daños a estructuras aledañas a la obra subterránea.

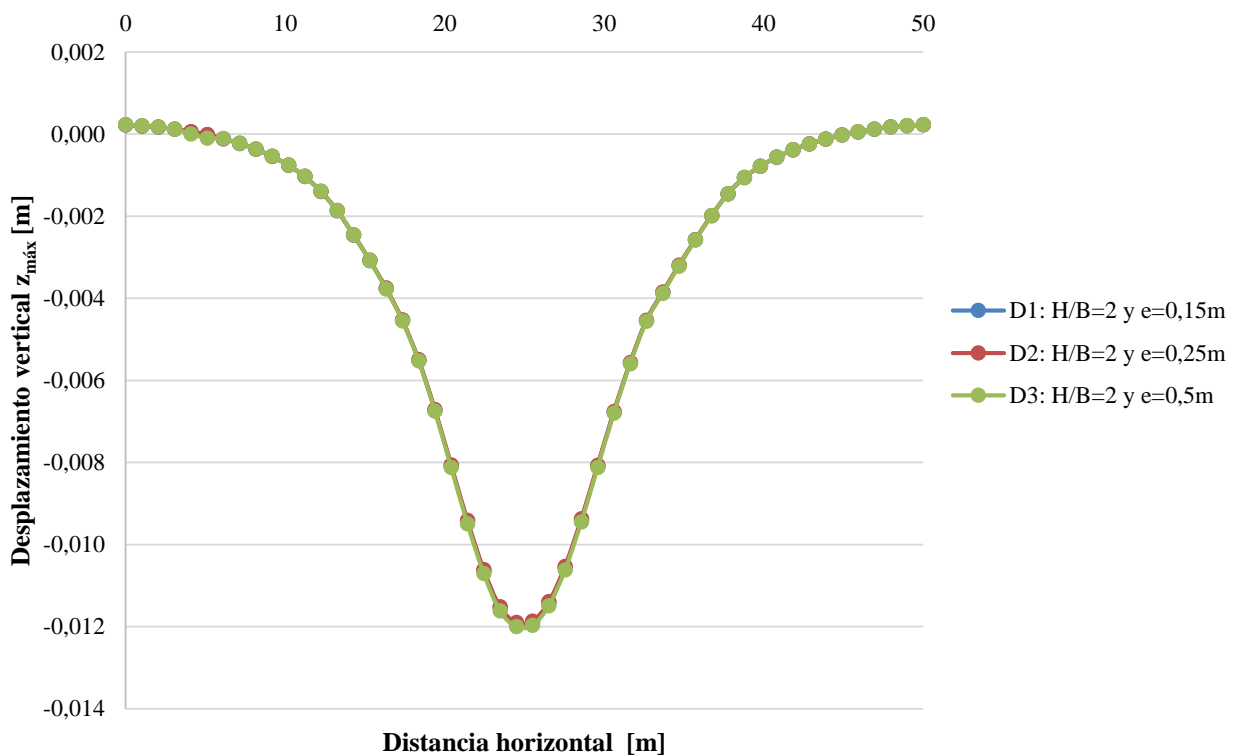


Figura 18: Desplazamiento vertical en función de la distancia horizontal para razón $H/B=2$ y espesores de $0,15$, $0,25$ y $0,5\text{m}$.

9.4.2 Modelación de geometría circular (con nivel freático).

Se simuló un túnel de metro circular, según las características geotécnicas de la ciudad de Concepción (Tabla 1), región del Bio-Bío. Se consideró el nivel freático ubicado a $6,5\text{m}$ bajo el nivel de terreno. La razón de profundidad a la clave y diámetro $H/B=1$; 2 ; 3 , la variación de los espesores fue de 15 , 25 y 50cm y stage load factor de $0,1$ con convergencia entre $35-40\%$.

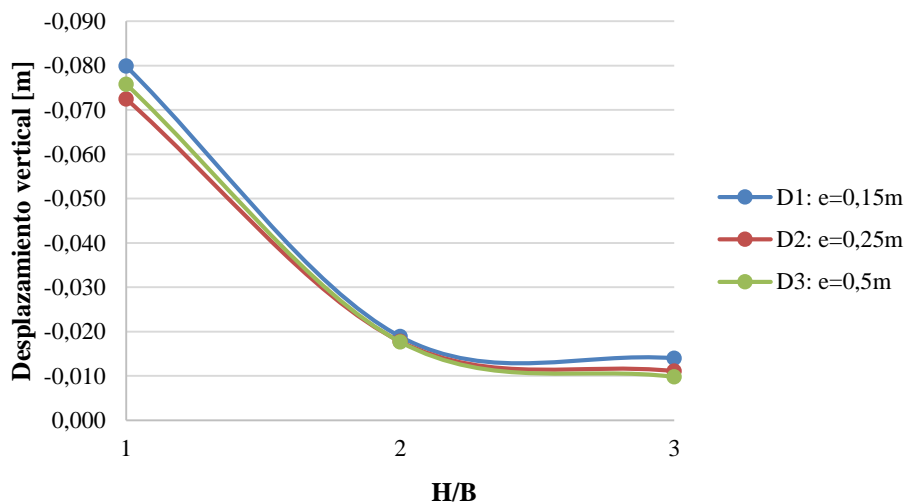


Figura 19: Desplazamiento vertical en función de la razón H/B para geometría circular con nivel freático. e es espesor de las dovelas.

El estudio numérico demostró que a medida que se varía la razón H/B en conjunto al espesor de las dovelas, el asentamiento disminuye a niveles tolerables $<2,5\text{cm}$ cuando H/B es $>1,5$ aproximadamente (Figura 19). Estos resultados validan el tipo de tuneladoras, ya que la hipótesis que se considera en estos casos es que el efecto de la infiltración de agua dentro del túnel será nulo, debido a las propias propiedades de estas máquinas que generan sistemas impermeables soportando altas presiones, incluso mayores a 15 bares.

La Figura 17 y 19 entregaron valores de deformación del terreno sin y con nivel freático (6,5m bajo el nivel de terreno) bastante aceptables, lo que evidencia que el soporte tipo dovelas pre-fabricadas causa que los desplazamientos verticales disminuyan, mejorando la estabilidad de frente.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta presente investigación se expone como primera aproximación un estudio del frente de excavación de un túnel de metro en la ciudad de Concepción, región del Bio-Bío, donde se concluye lo siguiente:

- La profundidad de excavación del túnel es inversamente proporcional a los asentamientos causados, y que estos a mayor profundidad comienzan a tener variaciones muy bajas. Sin embargo, en este estudio los asentamientos la mayoría no superaron lo mínimo permitido $>2,5\text{cm}$, lo que indica la efectividad del método empleado en el diseño de este túnel (TBM).
- El análisis de estabilidad para cualquier obra civil que involucre el suelo, viene condicionado entre otros factores por los parámetros mecánicos del terreno y de los estados de esfuerzos a que este se vea sometido. Sin embargo, por los resultados de este proyecto, y sin restar importancia a los parámetros geomecánicos del suelo en el cual se construye el túnel, se demuestra que el análisis de terreno que está sometidos a fuerzas anisotrópicas es más relevante en el dimensionamiento de los dispositivos de soporte el valor del coeficiente de tierras en reposo K_0 . Ya que, adicionalmente a los esfuerzos verticales que generan los materiales ubicados sobre la clave del túnel, los estados de tensiones del terreno previo a la realización de las excavaciones para el emplazamiento de las obras subterráneas evidencian tensiones sin relajar producto de la actividad tectónica que produzcan la anisotropía de cargas sobre el túnel, por lo que es necesario para determinar la influencia que tiene sobre las dimensiones del dispositivo de soporte.
- Las principales dificultades que se tiene en el análisis estructural de revestimientos de túneles, involucrando la definición de cargas que los aquejan y los métodos de resolución de fuerzas internas, están relacionadas con el hecho de que el efecto de soporte que hace el frente de excavación sobre una sección

monitoreada es netamente tridimensional, y que las propiedades reológicas y de comportamiento, además de la geometría que tienen los materiales involucrados, suelo y concreto, son muy distintas.

Se considera de gran interés investigar sobre otros aspectos relacionados con este proyecto de investigación, con el objetivo de ampliar el conocimiento se recomienda que:

- ✓ Adicionar cargas en superficie (edificios, plazas, malls, entre otros) y observar las nuevas deformaciones del terreno.
- ✓ Incorporar estudios sobre los efectos de la licuación, sub-presión (anclaje si es necesario) y factor de levantamiento, debido a la gran saturación de la zona estudiada.
- ✓ Realizar nuevas simulaciones variando las propiedades del liner e incorporando un estudio geotécnico con datos más actualizados.

11. REFERENCIAS

Attewell, P. B., & Yeates, J. O. H. N. (1984). *Tunnelling in soil. Ground movements and their effects on structures*, 132-215.

Bangs, N. L. & Cande, S. C. (1997). *Episodic development of a convergent margin inferred from structures and processes along the southern Chile margin*. *Tectonics*, 16(3), 489-503.

Cáceres, M., Oróstegui, P., Moffat, R., & Villalobos, F. (2018). *Estimación de asentamientos de edificios en suelos areno-limosos saturados de Concepción mediante ensayos CPTU y DMT*.

Cembrano, J., Arancibia, G., & Lavenu, A. (1999). *Transpresión dextral y partición de la deformación en la Zona de Falla Liquiñe-Ofqui, Aisén, Chile (44-45°S)*. *Revista geológica de Chile*, 26(1), 03-22.

de Carreteras, M. A. N. U. A. L. (2013). *Especificaciones Técnicas Generales Para Construcción EG-2013*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

De La Rosa, A., D. (2015). *Comportamiento de túneles excavados mediante el método convencional*. Universidad Nacional Autónoma de México.

Echeverría R., J. (2013) *Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica (Doctoral dissertation)*, Universidad Nacional de Colombia.

El Mercurio, D. (2015). *Tren urbano de Concepción llegará con un metro subterráneo al centro de la ciudad*.

Instituto Nacional de Estadísticas (INE) (2017). *División Político Administrativa y Censal*.

Galli, C.A. (1969). *Descripción geológica de la Hoja 38c, Piedra del Aguila*. Dirección Nacional de Geología y Minería, Boletín (111): 67 p. Buenos Aires.

Jara, M., Villalobos, F., Corral, G., & Taiba, O. (2015). *Análisis numérico de la respuesta sísmica de excavaciones sostenidas con muro Berlínés en arena*. *Obras y proyectos*, (17), 69-77.

Jiménez, A. (2016). *Sistemas de presostenimiento para túneles en terrenos difíciles*. Tesis para optar al grado de master en ingeniería, Universidad nacional autónoma de México, Distrito Federal de México.

Lucassen, F.; Trumbull, R.; Franz, G.; Creixell, C.; Vásquez, P.; Romer, R.L.; Figueroa, O. (2004). *Distinguishing crustal recycling and juvenile additions at active continental margins: The Paleozoic to Recent*

compositional evolution of the Chilean Pacific margin (36-41°S). Journal of South American Earth Sciences 17: 103-119.

Melnick, D., Bookhagen, B., Strecker, M. R., & Echtler, H. P. (2009). *Segmentation of megathrust rupture zones from fore-arc deformation patterns over hundreds to millions of years, Arauco peninsula, Chile*. Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 114(B1).

Peck, R. B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proc. 7th Int. Con. SMFE, State of the Art, 225-290.

Poblete, M. (1967). *Subsuelos del centro de Concepción, en relación con el Diseño Antisísmico*. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile. Santiago.

Ramírez, P., & Vivallos, J. (2009). *Microzonificación sísmica de la ciudad de Concepción-Chile*. En XII Congreso Geológico Chileno (pp. 22-26).

Quezada, J. (1996). *Geología urbana y ambiental de la ciudad de Concepción*. Memoria de Título (inédito).

Rocscience.com. (2017). *RS2*. Rocscience.com. Recuperado 1 August 2017, a partir de <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2>

Tamez G., E., (1997) *Diseño geotécnico de túneles*. México D.F: TGC, Geotecnia, 1a. Edición.

Torres, C., & Zambrano, C. (2012). *Estudio numérico de la subsidencia causada por la excavación de túneles en un perfil de suelos blandos*. Ingeniería y competitividad, 14(2), 25-36.

U.S. Army Corps of Engineers. (1997). *Tunnels and shafts in rock*. Washington, DC.