

ESTUDIO NUMÉRICO PRELIMINAR DE LOS ASENTAMIENTOS EN SUPERFICIE CAUSADA POR LA EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL PARA EL METRO DE CONCEPCIÓN

Y. Bermedo Cuevas¹ y F. Villalobos Jara²

RESUMEN:

Se presenta el desarrollo de una investigación numérica realizada con el software de elementos finitos RS2 de Rocscience, con el fin de estudiar el asentamiento en superficie debido a la excavación de un metro subterráneo para la ciudad de Concepción, mediante el uso de maquina tuneladora (TBM). Para el desarrollo numérico se modelaron 3 tramos considerados geológicamente representativos, a los cuales se le estudió el efecto de la profundidad del túnel, el diámetro y el espesor de estructura de soporte como los factores de incidencia en el asentamiento; de igual manera se compara un caso particular del modelo numérico con los métodos analíticos de Sagaseta y Oteo (1974), Verruijt y Booker (1998) y Loganathan y Poulos (1998); y se muestra el efecto del asentamiento a lo largo del túnel mediante un análisis axial simétrico. A partir de los resultados se obtiene variaciones considerables en la predicción de asentamientos, siendo el tramo correspondiente al sector cercano a la UdeC. quien presenta los valores más altos, del orden de los 68 mm.

Se concluye que los resultados se ajustan bastante bien a los métodos analíticos por lo cual los factores de mayor incidencia en la magnitud de los asentamientos es la profundidad y diámetro del túnel, siendo este último considerado como de primer orden. De igual manera se observa que en general para todos los tramos, a la profundidad de 35 m, la tasa de asentamiento se comienza hacer muy baja.

PALABRAS CLAVES: Asentamiento en superficie; Túnel en suelo; FEM.

ABSTRACT:

The development of numerical research with the Rocscience RS2 finite element software is presented with the purpose to study the surface settlement due to the excavation of an underground subway for the city of Concepción through the use of a boring machine (TBM). For the numerical development, geologically three sections were considered representative, to which the effect of the tunnel depth, the diameter and the thickness of the support structure were studied as the factors of incidence in the settlement; A similar case of the numerical model is compared with the analytical methods of Sagaseta and Oteo (1974), Verruijt and Booker (1998) and Loganathan and Poulos (1998); And the effect of settlement along the tunnel is shown by symmetric axial analysis. From the results we obtain considerable variations in the prediction of settlements, being the section corresponding to the sector near to the UdeC. who has the highest values, the order of 68 mm.

It is concluded that the results are well adjusted to the analytical methods, so that the factors with the greatest incidence in the size of the settlements are the depth and diameter of the tunnel, the last being considered as first order. In the same way it is observed that in general for all sections, to the depth of 35 m, the settlement rate begins to be lower.

KEYWORDS: Surface settlement; Soil excavated tunnel; FEM

¹ Ygnacio Bermedo C., Ingeniería Civil Geológica, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, ybermedo@ing.ucsc.cl

² Felipe Villalobos J., Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, avillalobos@ucsc.cl

1. INTRODUCCION

El Gran Concepción es uno de los núcleos urbanos más grandes de Chile, miles de personas transitan diariamente a través, del transporte público como de vehículos particulares. Generando un alto flujo vehicular en horas punta en diferentes arterias de la ciudad. Por esta razón es necesario buscar una solución para mitigar este problema considerando el crecimiento de la población en un centro urbano como este.

La construcción de un metro subterráneo para la ciudad de Concepción es una idea que ha tomado bastante fuerza durante los últimos años como medida para descongestionar el flujo vehicular y para unir el servicio Biotren que conecta a las comunas de Chiguayante, San Pedro de la Paz, Coronel y Talcahuano con el centro de la ciudad penquista.

La mayoría de las grandes ciudades del mundo han implementado un sistema de transporte subterráneo, permitiendo ahorrar tiempo en el desplazamiento de un lugar a otro. Ciudades como New York, Londres, Madrid, Tokio, Santiago por mencionar algunas tienen este sistema instaurado.

Las ejecuciones de los proyectos de túneles han variado a lo largo de los años, donde han surgido variados métodos constructivos según con las condiciones del terreno presente y los aspectos técnicos y/o estructurales solicitados. Uno de los primeros métodos para la construcción de túneles urbanos es el Cut and Cover o excavación a cielo abierto que consiste en un procedimiento donde se excava de manera superficial mediante sistema de soporte resistente como lo pueden ser los muros pantalla o dejando un talud con cierta pendiente previniendo algún posible deslizamiento. Este método fue ocupado para la construcción de la línea 1 del metro de Santiago dejando gran parte de la Alameda inhabilitada, por lo cual este método es muy invasivo y genera un alto impacto en el funcionamiento diario de una ciudad, por lo que actualmente su uso solo se limita a zonas que no genere estos problemas. Los últimos años han tomado bastante fuerza los proyectos subterráneos en zona urbana construidas con TBM (Tunnelling Boring Machine), permitiendo operar bajo condiciones más complejas, reduciendo el riesgo a accidentes, el impacto constructivo en la ciudad ya que la construcción es netamente subterránea y en parte reduciendo los tiempos de ejecución, sin embargo, su alto costo en comparación a otros métodos, lo han relegado solo a participar en condiciones necesarias y en proyectos en lo que su uso logístico y/o económico sea factible.

Para este tipo de proyectos el control del asentamiento superficial es muy importante, teniendo en consideración que obras subterráneas pueden causar graves daños a las estructuras existentes y más aún si este se dispondrá en una zona urbana. El fenómeno de asentamiento o subsidencia se conoce como el hundimiento del suelo causado por la acción de un campo de deformación generado por la excavación del terreno en obras subterráneas (Oteo & Rodríguez, 1997). Generalmente se presta mayor atención a este fenómeno causado en superficie debido a que aquí suelen estar las cimentaciones de edificios u otras estructuras. Para estimar el asentamiento, a partir del estudio de Peck (1969) han surgido métodos analíticos o teóricos (Sagasetta & Oteo (1974), Verruijt-Booker (1996) y Loganathan & Poulos (1998) entre los más conocidos; y métodos numéricos como los estudios de Ercelebi et al., 2010 y Melis et al., 2002 realizados por medio de programas computacionales en 2D y 3D que han ayudado a simplificar y a optimizar los tiempos de análisis para los problemas requeridos. Ejemplos de estos se tiene los programas computacionales RS2 y RS3 de Rocscience, Plaxis, Geo5 y FLAC3D como los más populares de su área.

El estudio numérico aparece como una ayuda bastante útil en problemas de este tipo, ya que permite ajustarse de gran medida a los tipos de materiales presentes, sin la necesidad de realizar mayores consideraciones. Por esta razón diversos autores (Medina y Melis, 2000; Masek y Almannaei, 2012; Hasanpour, 2012; Hosseini et al., 2012; Torres y Zambrano, 2013) han realizado estudios numéricos mediante el uso de software para estudiar el comportamiento del terreno durante la excavación.

Esta investigación se ha realizado con el fin de estudiar el comportamiento del terreno en superficie debido a la construcción de un túnel para un metro subterráneo en la ciudad de Concepción, mediante el uso de TBM Escudo, en base a la metodología propuesta por Torres & Zambrano (2013). Se analizarán los factores de incidencia del fenómeno de asentamiento más importantes y que presentan mayor dependencia en los resultados, como lo es la profundidad de la clave del túnel (h), el diámetro interno (d) y el espesor del revestimiento (e). También se comparará los resultados del método numérico con métodos analíticos

propuestos, del mismo modo se estudiará la geología y parámetros geotécnicos del área en estudio, como del mismo modo el método constructivo propuesto.

2. AREA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra en la ciudad de Concepción, capital de la Región del Biobío, específicamente en el área comprendida a lo largo de las calles, O'Higgins, Diagonal Pedro Aguirre Cerda, Chacabuco, Roosevelt, San Juan Bosco, Maipú y Av. Ignacio Collao, siendo esta la ruta propuesta para el proyecto de tren subterráneo (Biobiochile,2013). A partir de dicha información el área de estudio se dividió en tres tramos a lo largo de su extensión total, siendo estos considerados los más representativos. El tramo 1 corresponde a la calle O'Higgins, entre calle Padre Hurtado y Tribunales de Justicia. El tramo 2 se extiende desde los tribunales de justicia por calle Diagonal hasta plaza Perú, siguiendo por calle Chacabuco, Roosevelt y Juan Bosco hasta llegar a plaza Acevedo. Y finalmente el tramo 3 considera la calle Ignacio Collao, desde la plaza Acevedo hasta la universidad del Bío-Bío (**Figura 1**)



Figura 1: Área de estudio dividida en los 3 tramos mencionados

2.1. Caracterización Geológica

La ciudad de Concepción se encuentra ubicada en una llanura de sedimentación fluvial y/o aluvial (Börgel,1983), conformada en su mayoría por los sedimentos del río Biobío, los cuales han sido transportados desde la cordillera de los Andes. El límite occidental de la llanura está conformado por la península de Tumbes, las bahías de San Vicente y Concepción delimitan por el noroeste y norte respectivamente, y el río Biobío limita por el lado sur, siendo estos lugares hacia donde se orienta el drenaje de la zona (Poblete y Dobry, 1968).

Las rocas y sedimentos del área de estudio pueden agruparse en dos grandes conjuntos, que se diferencian entre sí por su edad, litificación y topografía (Galli, 1967). El conjunto más antiguo consiste en rocas del Basamento metamórfico del Batolito costero más conocido como Granitoides de Concepción (Vivallos *et al*, 2010) que constan de tonalitas, granodioritas y granitos, y de las formaciones Quiriquina y Curanilahue conformada ambas en su mayoría por areniscas. El segundo conjunto de edad más joven corresponde a depósitos no cementados, de gran medida superficiales, con una edad que varía entre el pleistoceno a reciente. Se ubican en las zonas bajas de relieve y están formado por depósitos fluviales del río Biobío, conformado por arenas basálticas finas a gruesas, de buena selección, que han sido arrastradas desde el volcán Antuco, y depósitos fluviales del río Andalién formada por arenas cuarcíferas limosas arcillosas, material coluvial y aluvial proveniente de laderas cercanas, conformadas en su mayoría por arenas finas limosas – arcillosas como también arcillas y limos con algo de arena fina. Todo esto se observa el mapa geológico de Concepción en la **Figura 2**.

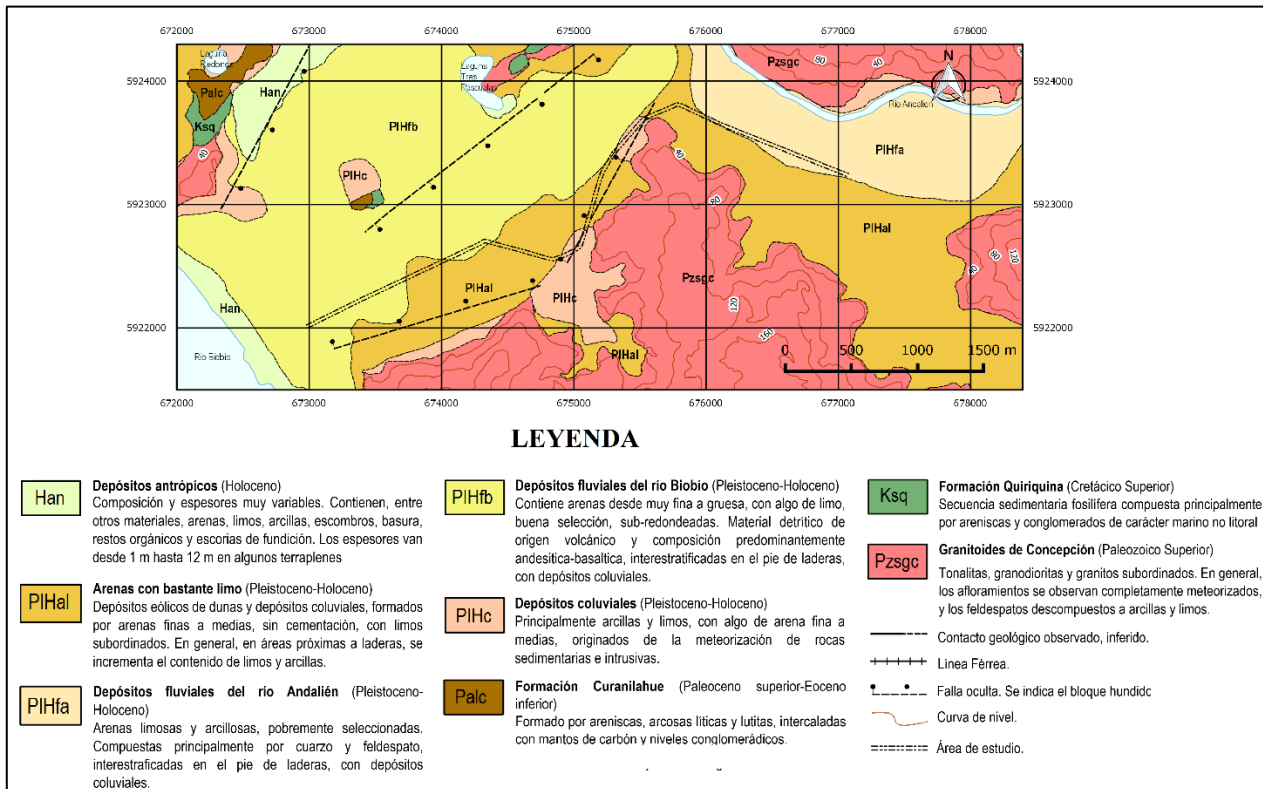


Figura 2: Mapa geológico de la ciudad de Concepción (modificado de Vivallos *et al.*, 2010)

2.2. Caracterización Geotécnica

La caracterización geotécnica se basó en la investigación de Poblete & Dobry (1967), uno de los principales estudios geotécnicos desarrollado en la ciudad de Concepción en el cual realiza un sondaje de 134 m en el centro de ciudad con medición de velocidad de onda de corte. De igual manera se consideraron los datos de sondaje a 30 m de Liem (2013) realizado en sector Collao (Sanzana, 2014), propiedades de suelo del estudio de Mozó *et al.* (2012), de Villalobos y Oróstegui (2010) y Jara *et al.* (2015).

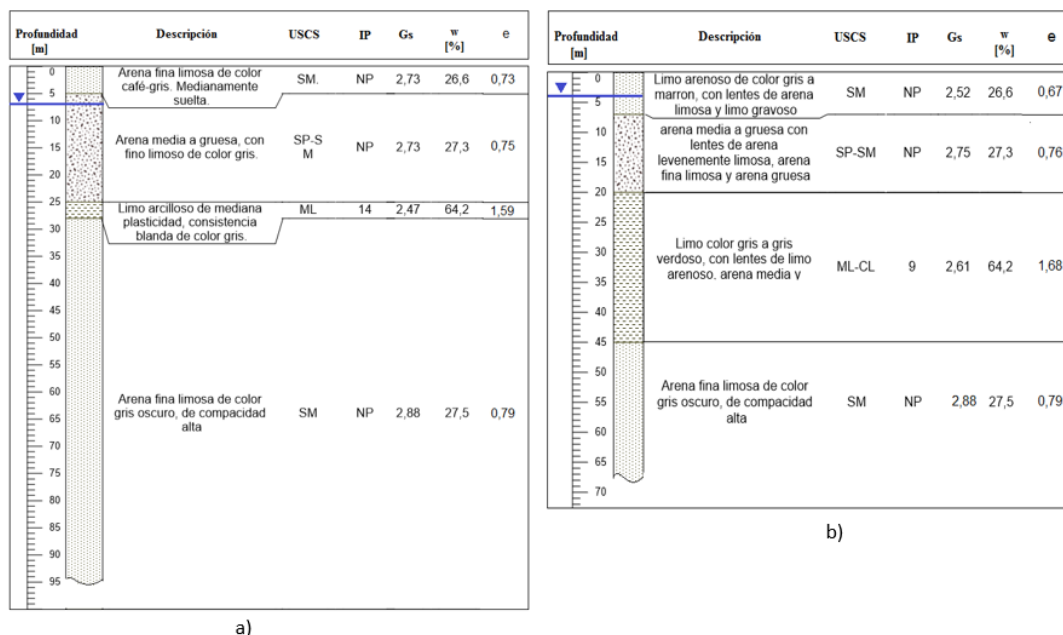


Figura 3: Estratigrafía y propiedades del suelo: a) tramo 1; b) tramo 2

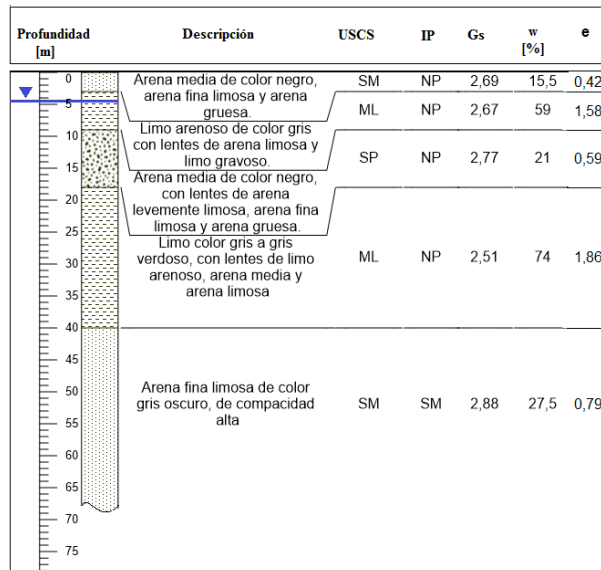


Figura 4: Estratigrafía y propiedades del suelo correspondiente al Tramo 3

3. PREDICCIÓN DE ASENTAMIENTO

Existen varios métodos que permiten estimar la ley de asentamientos en la superficie del terreno por la construcción de un túnel y más aún cuando se ubica en una zona urbana, para analizar su efecto sobre estructuras o fundaciones cercanas a la excavación. Entre estos métodos tenemos los analíticos o teóricos basados en la observación de campo, y los métodos numéricos como los elementos finitos.

3.1. Métodos analíticos

Schmidt (1969) y Peck (1969) demostraron que la depresión transversal de asentamientos en la superficie del terreno que se produce después de la construcción de un túnel se aproxima bastante bien a la distribución Gaussiana en forma de campana invertida (Peck 1969), tal como lo denota la ecuación (1)

$$S(x) = S_{max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (1)$$

Donde S_{max} es el asentamiento superficial máximo que ocurre por encima del eje del túnel, x es la distancia horizontal desde la línea central del túnel, e i es el punto de inflexión que se mide como la distancia horizontal desde el eje hasta ese punto. Esta hipótesis permite definir la ley de asentamientos a partir del punto de inflexión i y el asiento máximo en el eje del túnel S_{max} , los cuales se relacionan mediante el volumen de asentamientos V_s a través de la ecuación (2). Lo anterior se resume en la **Figura 5**.

$$S_{max} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \quad (2)$$

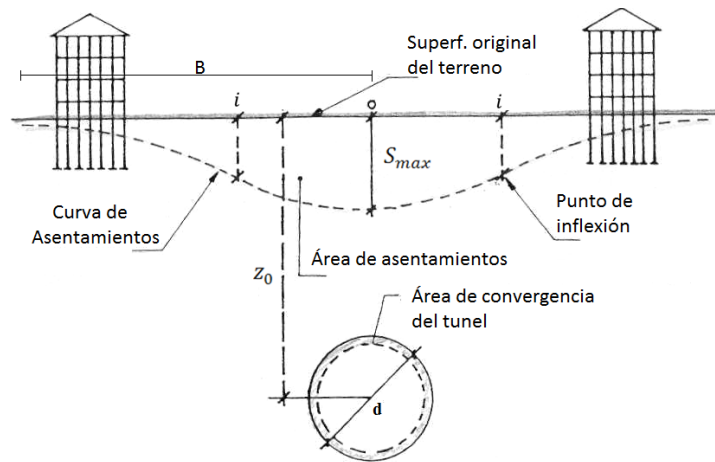


Figura 5: Relaciones geométricas en la curva ideal de asentamientos (Peck, 1969).

Donde B es la amplitud de la curva de asentamiento. El punto de inflexión i , se puede estimar a través de la Ecuación (3) planteada por Arioglu (1992) para todo tipo de suelo, donde d es el diámetro de la excavación y z_0 corresponde a la profundidad que se encuentra el centro del túnel desde la superficie.

$$i = 0,9 \cdot \left(\frac{d}{2}\right) \cdot \left(\frac{z_0}{d}\right)^{0,88} \quad (3)$$

Otro parámetro importante es la pérdida de volumen del terreno durante la excavación (V_l) que depende fundamentalmente del tipo de suelo y método de excavación empleado, tomando mayor relevancia en materiales granulares. La pérdida de volumen (V_l) usualmente se relaciona como el porcentaje entre el volumen de asentamientos (V_s) y el volumen excavado. La Ecuación (4) muestra esta relación para un túnel circular.

$$V_s = V_l \frac{\pi d^2}{4} \quad (4)$$

Se propone un valor de V_l para túneles construidos con TBM escudos, a partir de datos analizados, del orden del 0,5% para suelos arenosos y 1-2% en arcillas blandas. (Mair, Taylor y Burland, 1996). Punto de inflexión

Las investigaciones de Peck (1969) y Schmidt (1969) sirvieron como base para el planteamiento de otros métodos para obtener la curva de asentamientos como la investigación de Sagaseta y Oteo (1974), Verruijt y Booker (1996), Loganathan and Poulos (1998)

3.1.1. Método de Sagaseta y Oteo (1974)

En este método el desplazamiento vertical se calcula aplicando la distribución Gaussiana de Peck (1969) modificada, como se observa en la ecuación (5), en donde se consideran algunos parámetros adicionales del túnel y el suelo (Oteo, 2000).

$$S(x) = \beta \frac{\gamma d^2}{E} (0.85 - \nu) e^{\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}} \quad (5)$$

Donde E es el módulo de Young del suelo; γ el peso unitario del material; ν es la razón de Poisson; y β es un coeficiente constructivo empírico que va desde 0,1 en suelos blandos a 1 para suelos más rígidos. Mientras que el punto de inflexión i , se obtiene de acuerdo a la ecuación 5

$$\frac{i}{R} = \eta(1.05 \cdot \frac{z_0}{d} - 0.42) \quad (6)$$

Donde η es un parámetro que depende de las propiedades del suelo (0,7 para materiales muy rígidos y 1,3 para materiales poco coherentes) y R corresponde al radio de la excavación.

3.1.2. Método de Verruijt y Booker (1996)

Verruijt y Booker (1996) presentaron una solución analítica para evaluar los asentamientos por la excavación de un túnel en un semi-espacio elástico homogéneo, a partir de la generalización de método propuesto por Sagaseta (1987), dando solución para el caso de pérdida de terreno e incluyendo el efecto de la ovalización del túnel.

$$S(x) = 4\varepsilon R^2(1 - \nu) \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} - 2\delta R^2 \frac{z_0(x^2 - z_0^2)}{(x^2 + z_0^2)^2} \quad (7)$$

Donde δ la corresponde a la ovalización (**Ecuación (8)**) y ε es la deformación radial uniforme (**Ecuación(9)**).

$$\delta = \frac{\text{max. desplazamiento radial}}{R} \quad (8)$$

$$\varepsilon = \frac{4gR + g^2}{4R^2} \quad (9)$$

Donde g corresponde al parámetro “gap” el cual Lee *et al.* (1992) define como el máximo desplazamiento vertical en la clave del túnel. Mediante g se considera los parámetros del suelo, el método de tunelización y los sistemas de soporte. Que se puede estimar a través de la **Ecuación (11)**.

3.1.3. Método de Loganathan – Poulos (1998)

Este método es una mejora al propuesto de Verruijt y Booker (1996) (Loganathan y Poulos, 1998), que considera que la pérdida de terreno se distribuye de manera no-uniforme a lo largo de la pared del túnel. Planteado así un nuevo enfoque para definir V_l a partir del parámetro “gap”. La **Ecuación (10)** predice el asentamiento según este modelo como:

$$S(x) = 4(1 - \nu) \frac{z_0}{x^2 + z_0^2} [4gR + g^2] e^{\frac{-1,38x^2}{(z_0+R)^2}} \quad (10)$$

$$g = G_p + U_{3D} + \omega \quad (11)$$

Donde G_p es el gap físico que representa el espacio perdido entre el exterior del escudo de la maquina tuneladora y el revestimiento; U_{3D} es la deformación elastoplástica del frente del túnel y ω representa la calidad de ejecución del proceso constructivo, y se puede considerar como $0,6G_p$. El valor U_{3D} se estima a partir del análisis llevado a cabo en 3D por elementos finitos (**Ecuación (12)**):

$$U_{3D} = 0.5 \frac{\Omega \cdot R \cdot P_0}{E} \quad (12)$$

Donde Ω es un parámetro que oscila entre 1.12 y 4 en función de la estabilidad del frente; R radio del túnel; E es el módulo de Young del suelo; P_0 es la tensión horizontal no equilibrada (Ecuación (13) , donde K_0' es el coeficiente de empuje al reposo; σ_v' la tensión efectiva vertical; u la presión de poro y P_i la presión ejercida por la cabeza del escudo.

$$P_0 = K_0' \sigma_v' + u - P_i \quad (13)$$

Cuando se usan tuneladoras tipo escudo con control de frente, la deformación elastoplástica en el frente de la excavación puede ser despreciada en comparación con el término G_p . Si se inyecta mortero para rellenar el gap físico, G_p se puede considerar como un 0,07- 0,1 de su valor original (Park, 2005 *en* Chakeri, 2013). Del mismo modo se considera $U_{3D} = 0$ (Chi *et al.*, 2001). Así si consideramos que la construcción mediante tuneladora de estas características se tiene que:

$$g = G_p + \omega \quad (14)$$

3.2. Método numérico de Elementos Finitos (FEM)

Este método permite cálculos sencillos y fiables con el menor tiempo de análisis posible y se basa en una representación por partes de la solución (número finito de elementos) (Jing, 2003). FEM consta de los siguientes pasos fundamentales: discretización del dominio, aproximación local, montaje de la malla (matriz de rigidez) y la solución. La **Figura 6** en la parte a) muestra un esquema generalizado acerca del desarrollo del método de manera global. Inicialmente se define el espacio a estudiar, en este caso se cuenta con la sección transversal de una excavación subterránea con una geometría específica sometida a esfuerzos iniciales (p_{xx}, p_{yy}, p_{xy}). En la parte (b) se impone las condiciones de borde y se aplica la discretización mediante elementos triangulares o cuadriláteros, los cuales se densifican en áreas de interés para obtener un mejor análisis. Cada elemento se define por un número de puntos llamado nodos (i, j, k) (ver **Figura 6.c**) encargados de conectar entre si los elementos y dentro de los estas se puntualizan las incógnitas fundamentales del problema (Brady,2004)

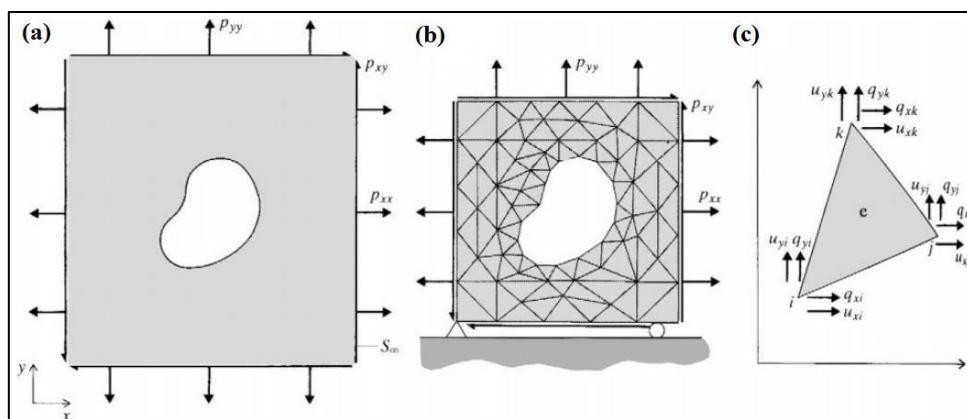


Figura 6: Desarrollo del método de elementos finitos (Brady, 2004)

La predicción de los asentamientos mediante el uso de los elementos finitos se hace por medio de softwares especializados que realizan modelaciones a los problemas de interés. Este método permite ajustarse perfectamente a los tipos de materiales presentes, sin la necesidad de realizar mayores consideraciones como en las expresiones analíticas, sin embargo, para realizar dichos análisis hay que realizar ciertas condiciones para que el problema se ajuste lo mayor posible a la realidad y que los resultados sean los adecuados. Oteo y Rodríguez, (1997) proponen las siguientes consideraciones:

- Generar una malla, que la distancia entre la solera del túnel y la base de la malla dependa del diámetro del túnel, el cual debe ser del orden de d a $2d$ para así no generar levantamientos en la malla no reales.
- También generar un módulo de deformación que varíe según la profundidad que suele ser más real
- Al momento de instalación del soporte, sabiendo que la excavación bidimensional no puede eliminar todas las tensiones geostáticas en el contorno de la excavación, es por ello que Oteo y Rodríguez (1997) sugieren que antes de instalar el sostenimiento, las tensiones efectivas se reduzcan entre un 25 a 10 %. Para así asemejar de mejor manera a un problema en 3D.

4. METODO CONSTRUCTIVO

Las tuneladoras son máquinas integrales capaces de excavar la sección completa de un túnel mediante el giro de su cabeza de corte, colaborando en el sostenimiento del terreno, dependiendo de las características geológicas de este.

Actualmente existen varios tipos de TBM diseñadas para ser utilizadas en terrenos completamente distintos, por un lado se encuentran los **Topos** que son tuneladoras concebidas principalmente para excavar en rocas duras y medias, sin gran necesidad de colocar sostenimiento en el túnel, y por otro lado, los **Escudos** que son tuneladoras mucho más complejas y se utilizan especialmente en la excavación de rocas blandas y suelos, frecuentemente inestables y a veces por debajo del nivel freático soportando grandes tensiones, por lo que están dotadas de un escudo metálico (objeto que le da el nombre a este tipo de máquinas) que sostiene provisionalmente el terreno desde el frente de avance hasta la distancia que se coloca el sostenimiento definitivo mediante anillos constituido por dovelas prefabricadas. Dentro del grupo de las tuneladoras Escudos se distinguen dos tipos: de frente abierto y de frente cerrado. El primero se usa cuando el frente del túnel es estable, y el escudo solo es ocupado como protección del operador de un brazo articulado (**Figura 7a**) mientras que el segundo tipo se usa en caso contrario, cuando el frente no reúne las condiciones para ser estable como es en el caso de suelos de baja cohesión, presencia de agua, etc. Por lo que este equipo posee un sistema que permite mantener estable el frente de la excavación (**Figura 7b**)



Figura 7: Tipo de tuneladoras escudo: a) frente abierto; b) frente cerrado

Para los escudos de frente cerrado existen dos tipos de máquinas, el escudo de balance de presión de tierras (EPB (Earth Pressure Balance en sus siglas en inglés) y los escudo de frente en presión de lodos (hidroescudos o Slurry Shield)

4.1. Escudo de balance de presión de tierras (EPB)

La tuneladora EPB mantiene la estabilidad del frente del túnel en terrenos inestables, principalmente para suelos finos y cohesivos, ocupando el material excavado almacenado en la cámara de excavación, a través de la variación de la fuerza de empuje y la velocidad de extracción de dicho material mediante un tornillo sinfín

(Herrenknecht.com, 2017). Una vez excavada la longitud precisa para un avance, se coloca un anillo de dovelas de hormigón prefabricado en la cola del escudo, sirviendo de revestimiento para el túnel y de apoyo para el siguiente avance de excavación.

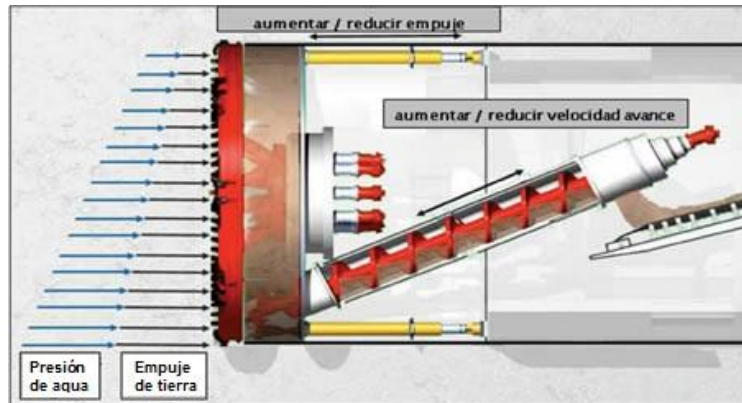


Figura 8: Principio de funcionamiento de una tuneladora EPB (Benamar, 2013)

El control de asentamientos puede tener valores aceptables siempre que la cámara no presente grandes fluctuaciones y se aplique un relleno de mortero continuo y completo en el trasdós de los anillos de dovelas. Una de sus ventajas más notables es el transporte del escombros que puede ser mediante cintas transportadoras o vagones.

4.2. Escudo con presión de lodos (Slurry Shield)

Se trata de tuneladoras con una cabeza de corte cerrada que proporciona sostenimiento al frente de excavación inyectando una suspensión (típicamente bentonita) a presión dentro de la cámara de excavación (**Figura 9**). Estas máquinas son las más adecuadas para excavar túneles en materiales granulares no cohesivos, inestables, y sometidos a una presión elevada de aguas subterráneas (González, 2016). La cabeza de corte funciona como medio de excavación, mientras que el sostenimiento del frente se consigue mediante la contrapresión de la inyección, normalmente de una suspensión de bentonita o una mezcla de arcilla y agua (lechada). Esta suspensión se bombea hacia el interior de la cámara de excavación, donde llega al frente y penetra en el suelo formando la torta plástica que garantiza la transferencia de la contrapresión al frente de excavación y proporciona una cierta cohesión que el suelo natural no posee. Las variaciones de presión dentro de la cámara son controladas por medio de un colchón de aire comprimible (**Figura 10**) mediante circuitos de control completamente automatizados (Herrenknecht.com, 2017)

Los escombros excavados por las herramientas de la cabeza de corte están formados por suelo natural, por la mezcla de bentonita y agua. Dicha mezcla se bombea desde la cámara de excavación hasta una planta de separación situada en la superficie, la que permite reciclar la suspensión de bentonita y enviar el resto del escombros a un botadero. En cuanto a la colocación de revestimiento, sigue el mismo concepto que para la EPB, donde emplea un sistema de inyección basado en el concepto Bi-componente, con una mezcla donde el componente A es una suspensión coloidal de una mezcla de conglomerantes hidráulicos y el B es un acelerante, generalmente silicato sódico, ambos reaccionan y endurecen en un tiempo que permite llenar todo el gap entre el anillo y el terreno excavado. (Mendaña y Pindado, 2013).

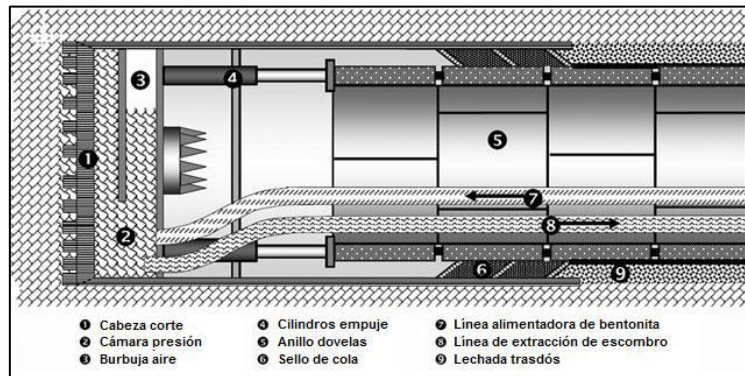


Figura 9: Esquema de funcionamiento de la Slurry Shield (EFNARC, 2005)

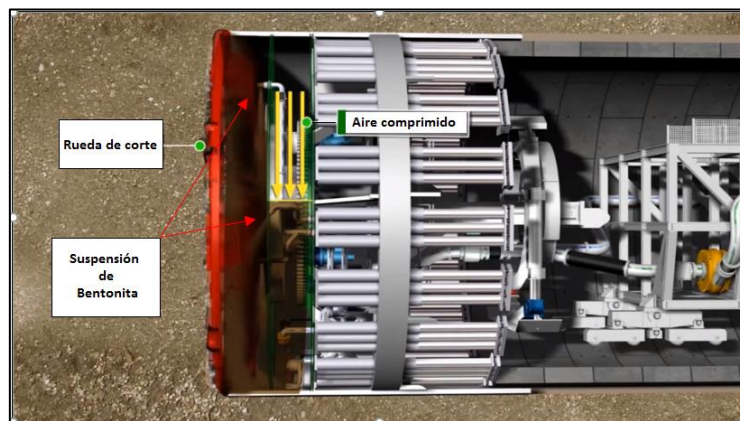


Figura 10: Inyección de la suspensión de bentonita a la cámara de excavación la aplicación del colchón de aire comprimido (Herrenknecht.com, 2017)

4.3. Rendimientos y costos

La investigación de González (2016) plantea el avance teórico de una tuneladora EPB de 28 m/día, y un costo de ejecución de 18.000 USD/ml, siendo un 20% mayor a un método tradicional como el método NATM. Esta diferencia puede justificarse por la gran inversión que requiere la implementación de este método, partiendo por la compra de la tuneladora, la maquinaria auxiliar, la fábrica de dovelas y las instalaciones de faena, hasta llegar a la propia operación del escudo, que requiere de personal especializado de mucha experiencia, además de los insumos y herramientas que se cambian constantemente.

5. MODELACION NUMERICA

La etapa de modelación numérica se basa en el trabajo hecho por Torres y Zambrano (2012), donde ellos consideraron 5 **factores de incidencia** en el asentamiento: El modelo constitutivo de los materiales del suelo, la profundidad de la clave de la excavación, el rendimiento de la tuneladora, el diámetro del túnel y el espesor del soporte del túnel. Sin embargo, en esta misma investigación concluyo que tanto el rendimiento de la tuneladora como el modelo constitutivo de los materiales no son factores que afecten en demasía el fenómeno de asentamiento, por lo que en este trabajo no se considerará su variación. Así, los parámetros de evaluación para esta investigación y que nos permitan evaluar la incidencia de los factores en el asentamiento serán los componentes de la forma de la curva de asentamientos: el asentamiento máximo vertical (S_{max}), la amplitud de la curva de asentamientos (B) y el volumen de asiento (V_S).

Para la realización de la modelación, se consideraron los tramos que forman parte del área de estudio mencionados anteriormente, los cuáles serán analizados cada uno por separado.

Para realizar la modelación se implementa un plan numérico experimental similar al propuesto por Torres y Zambrano (2012), el cual cuenta con los 3 factores a analizar: profundidad de la excavación, diámetro y espesor

de soporte (dovelas). Cada uno de los anteriores factores presentan un intervalo y factor de variación. Todo esto se expresa con mayor detalle en la **Tabla 1**

Tabla 1: Plan numérico experimental por tramo

Factor de incidencia	Intervalo de variación	Factor de variación	Numero de variables	Valores de calculo
Profundidad [m]	10 - 60	5	11	10; 15; 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50; 55; 60
Diámetro [m]	8 - 11	1	5	8; 8.7; 9; 10; 11
Espesor de dovelas [m]	0,25 – 0,50	0,05	6	0.25; 0.30; 0.35; 0.40; 0.45; 0.50
Total, de modelos a realizar por tramo			22	

El plan numérico que se observa en la **Tabla 1** expresa los modelos a realizar por cada tramo, que en total equivalen a 21 modelos. Considerando que este estudio considera 3 tramos de interés, se tiene un total de 66 modelos a ejecutar (ver **Tabla 2**).

Tabla 2: Modelos a realizar por tramo

Tramo	Modelos por realizar
Tramo 1	22
Tramo 2	22
Tramo 3	22
total	66

Para la realización de la modelación se utilizó un análisis en deformación plana mediante el software Phase2 en su versión 8.0, programa computacional de elementos finitos en 2D que puede ser usado en amplio rango de proyectos de Ingeniería en roca o suelo que permite la opción de crear multi-etapas capaces de simular una situación a un problema en 3D como ejemplo (Rocscience.com, 2017). El cual tiene como requisitos óptimos para ejecutar el software un computador con Win7 o superior (32 y 64 bits), 100 Gb de espacio disco duro y 8 Gb de memoria RAM. El computador ocupado para este estudio consta de un Win8 de 64 bits, con un procesador Intel® Core™ i3-3120M de 2.5GHz con memoria RAM de 6 Gb, el cual presento una duración de cálculo de aproximadamente 10 segundos por análisis.

5.1. Enmallado

Para modelar el túnel y el suelo, se utilizó una configuración simétrica. El enmallado fue del tipo gradiente con elementos de 3 nodos triangulares, generando unos 6100 elementos triangulares, con mayor concentración en zonas próximas a la excavación. La dimensión de la malla considero la investigación de Meissner (1996), quien plantea que, si la malla no es lo suficientemente grande, el modelo va a generar un asiento sobredimensionado (Salam *et al.*, 2015). Por esta razón el ancho de la malla (w) fue de 120 m y la distancia entre el piso del túnel y la parte inferior de la malla (k) fue de $1,5 \cdot d$, tal como se observa en la **Figura 11**.

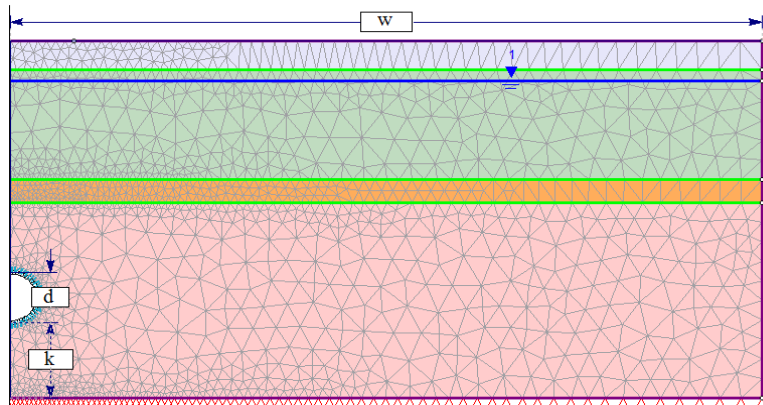


Figura 11: Enmallado tipo empleado en el modelo

5.2. Modelo constitutivo de los materiales

El modelo constitutivo empleado fue el de *Mohr coulomb*, el cual es el más usado en geotecnia y es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de *Hooke* y la forma generalizada del criterio de falla *Mohr-Coulomb* (Ecuación (15)). Puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados, aunque no representa el comportamiento elastoplástico progresivo (**Figura 12a**) sino más bien es un modelo elástico y luego plástico perfecto (**Figura 12b**). Su formulación involucra dos elementos generales: la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas o irreversibles (Plaxis, 2016)

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c \quad (15)$$

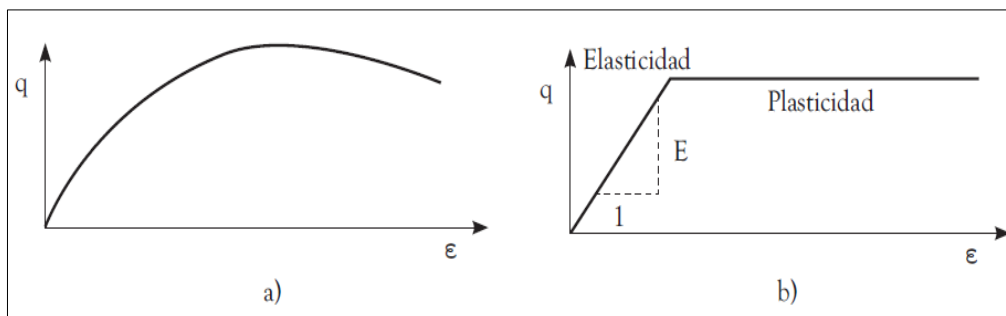


Figura 12: Comportamiento elastoplástico: a) progresivo; b) perfecto

Para evaluar si la plasticidad ocurre o no en un análisis específico, el modelo *Mohr-Coulomb* involucra un conjunto de funciones de fluencia f (*yield functions*) que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material. De esta manera, para diversos estados de esfuerzos representados dentro de la superficie, el comportamiento es puramente elástico, y todas las deformaciones son reversibles. Cuando los esfuerzos igualan o superan la frontera definida por esta superficie, se presentan deformaciones tanto elásticas como plásticas. El comportamiento elastoplástico perfecto en el modelo es formulado a partir de la relación entre los dos tipos de deformaciones (tasas de deformación elásticas y plásticas) mediante la aplicación de la ley de Hooke en su forma clásica (Hill, 1950). Sin embargo, la teoría de la plasticidad asociada a esta relación básica, tiende a una sobreestimación del fenómeno de dilatancia en el suelo, para lo cual el modelo *Mohr-Coulomb*

aparte de la función de fluencia f , incorpora una función de potencial plástico g . a partir de la relación entre las expresiones mencionadas se compone la relación fundamental de modelo de Mohr Coulomb.

De esta forma, la formulación del modelo exige cinco parámetros básicos de entrada: el módulo de Young E , la relación de Poisson ν , la cohesión del suelo c , el ángulo de fricción interna ϕ , y el ángulo de dilatación ψ .

5.3. Etapa constructiva

Para este análisis se considerará la construcción del túnel mediante tuneladora escudo del tipo Slurry Shield, considerando que la estratigrafía presente en el área de estudio son en su mayoría suelos granulares con algo de finos con abundante presencia de agua. Del mismo modo considerando este tipo de tuneladora, planteamos la hipótesis de 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.

Para la modelación de la instalación del sistema de soporte formado por anillos de dovelas, se consideró una convergencia del 2%, por lo cual se aplicó una contrapresión dentro de la excavación, opuesta a las tensiones de terreno la cual fue paulatinamente disminuyendo hasta el punto de equilibrio para la instalación del soporte. Tal como se observa en la **Figura 13**

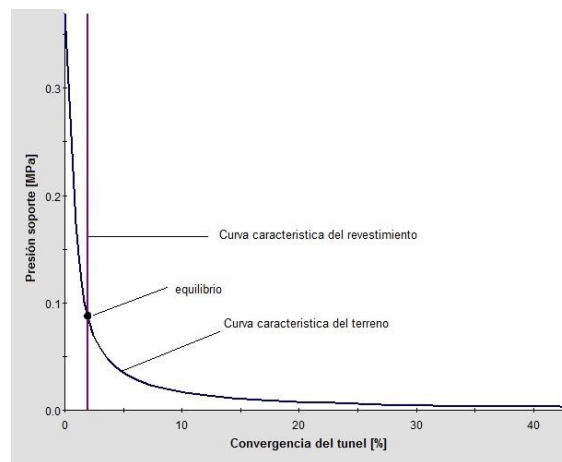


Figura 13: Interacción terreno - revestimiento

5.4. Esquema de calculo

A partir de los factores de incidencia ya planteados, y considerando que el problema es simétrico se construyó un esquema mostrado en la **Figura 14** que muestra la geometría básica del túnel: La profundidad de la clave del túnel (h), el diámetro de la excavación (d) y el espesor del revestimiento (e).

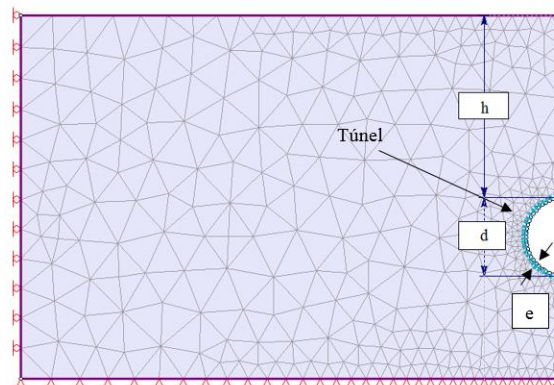


Figura 14: Esquema de cálculo incorporado al modelo para cada tramo del túnel

5.5. Parámetros

A partir de la estratigrafía correspondiente a cada estrato que se observa en el apartado 2.2 los parámetros necesarios para modelar el comportamiento del suelo con *Mohr Coulomb* por medio del software RS2 son: ángulo de fricción (ϕ), ángulo de dilatación (ψ), módulo elástico en función de la profundidad ($E(z)$), la cohesión (c), el peso unitario (γ) y la razón de Poisson (ν), sin embargo para este estudio se consideró el efecto de la cohesión como nulo teniendo en cuenta que este parámetro va por el lado de la seguridad. También se aplica el coeficiente de empuje en reposo (K_0) para el cálculo del campo de esfuerzo inducido por efectos gravitatorios. El parámetro usado para la ejecución de las modelaciones del suelo se resume en las **Tabla 3**, donde z (m) es la profundidad de un punto en el terreno medida desde la superficie de este. También se muestran los parámetros del soporte del túnel (**Tabla 4**) que se han incorporado al modelo, que en el software RS2 recibe el nombre de *Liner*, el cual simula la aplicación de dovelas usadas en este tipo de proyectos con tuneladoras escudo. Estos últimos antecedentes han sido extraídos del estudio de Torres y Zambrano (2012).

Tabla 3: Parámetros de entrada utilizado en la modelación del suelo

Tramo 1										
Estrato	Cotas [m]	USCS	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ν	$E(z)$ [kPa]	ϕ_{max} [°]	$\phi_{resid.}$ [°]	ψ_{max} [°]	K_0
H-1	0 a 5	SM	15,51	19,64	0,3	$2200 \cdot z + 19000$	32	30	2	0,47
H-2	5 a 24	SP-SM	15,35	19,54	0,3	$348,5 \cdot z + 28258$	33	33	3	0,46
H-3	24 a 28	ML	9,37	15,39	0,3	$880 \cdot z + 400$	28	28	0	0,53
H-4	>28	SM	15,77	20,1	0,25	$111 \cdot z + 36890$	35	35	5	0,43
Tramo 2										
Estrato	Cotas [m]	USCS	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ν	$E(z)$ [kPa]	ϕ_{max} [°]	$\phi_{resid.}$ [°]	ψ_{max} [°]	K_0
H-1	0 a 7	SM	14,80	18,74	0,3	$3571 \cdot z + 5000$	28	28	0	0,53
H-2	7 a 20	SP-SM	15,41	19,61	0,3	$263,2 \cdot z + 28158$	33	33	3	0,46
H-3	20 a 45	ML-CL	9,57	15,71	0,3	$880 \cdot z + 400$	28	28	0	0,53
H-4	>45	SM	15,77	20,1	0,25	$111 \cdot z + 36890$	35	35	5	0,43
Tramo 3										
Estrato	Cotas [m]	USCS	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ν	$E(z)$ [kPa]	ϕ_{max} [°]	$\phi_{resid.}$ [°]	ψ_{max} [°]	K_0
H-1	0 a 3	SM	18,64	21,52	0,3	$2666 \cdot z + 10000$	33	30	3	0,46
H-2	3 a 9	ML	10,17	16,71	0,3	$3333 \cdot z + 8000$	28	28	0	0,53
H-3	9 a 18	SP	17,11	20,74	0,3	$64,5 \cdot z + 37419$	37	37	7	0,40
H-4	18 a 40	ML	8,6	14,99	0,3	$818,2 \cdot z + 7273$	28	28	0	0,53
H-5	>40	SM	17,77	20,1	0,25	$64,5 \cdot z + 37419$	38	38	8	0,38

Tabla 4: Parámetros del soporte del túnel incorporado al modelo (Torres y Zambrano, 2012)

Parámetro	valor
Tipo de <i>Liner</i>	Standard Beam
Comportamiento	Lineal-elastico

γ [kN/m ³]	24,0
E [kPa]	3,10E+08
ν [-]	0,10

6. RESULTADOS

6.1. Efecto de la profundidad de la clave del túnel en los asentamientos en superficie

La profundidad es un factor de gran importancia en la construcción de túneles debido a la variación que tiene según el proyecto y las condiciones geológicas circundantes. Es por esto que el plan experimental establece 11 cálculos en este factor de incidencia para cada tramo. Se puede observar que profundidad tiene una relación inversamente proporcional con los desplazamientos en superficie la que para cada tramo del túnel existe una profundidad donde los asentamientos comienzan a tener tasas de variación muy bajas, a esta profundidad se le relaciona como una profundidad óptima para reducir los asentamientos en superficie, la cual se observa en la

Tabla 5. En base a esta “profundidad óptima” para cada tramo, se decide obtener el promedio de ésta como base para el cálculo de los siguientes factores de incidencia, la cual ha sido estimada en 35 metros

Tabla 5: Profundidad óptima para reducir los asentamientos en superficie para cada tramo del túnel

Tramo	Profundidad óptima [m]
Tramo 1	30
Tramo 2	45
Tramo 3	35
Profundidad óptima promedio	35

Para cada tramo del túnel se obtuvieron las curvas de asentamiento superficial, donde se mantuvo constante el diámetro (d), con un valor de $d=8,7$ m para túneles de metro tipo de doble vía urbanos, el mismo usado en el metro de la ciudad de Panamá (Ministerio de Vivienda y Ordenamiento Territorial, 2013). De igual manera se mantuvo constante el espesor de las dovelas (e) con un valor de $e=0,3$ m.

En la **Figura 15** se presenta los resultados a las curvas de asentamiento en superficie correspondientes al Tramo 1, el cual presenta una variación máxima entre el valor máximo y el mínimo que es del 64% para el asentamiento máximo en superficie (S_{max}), mientras que para el volumen de asientos (V_s) el rango de variación máximo fue del orden de 31% y para la amplitud de la curva de asentamiento (B) es de 68%. Del mismo modo en la **Figura 16** se muestra las curvas de asentamiento para el tramo 2, donde la diferencia mayor de desplazamiento vertical ronda el 69%, volumen de asientos un 32% y la amplitud o área de influencia un 67%. Se evidencia que en comparación a los resultados del tramo 1, el tramo 2 presenta asentamientos más altos, posiblemente por las condiciones geotécnicas presentes. Finalmente se muestran los resultados correspondientes al tramo del sector Collao, tramo 3, mostrados en la **Figura 17** que evidencia una disminución de los desplazamientos en superficie en comparación a los casos anteriores con una diferencia máxima del 63% entre el valor mayor y el menor para el asentamiento en superficie, 27% para la V_s y para la amplitud de la curva de asentamiento un 67%

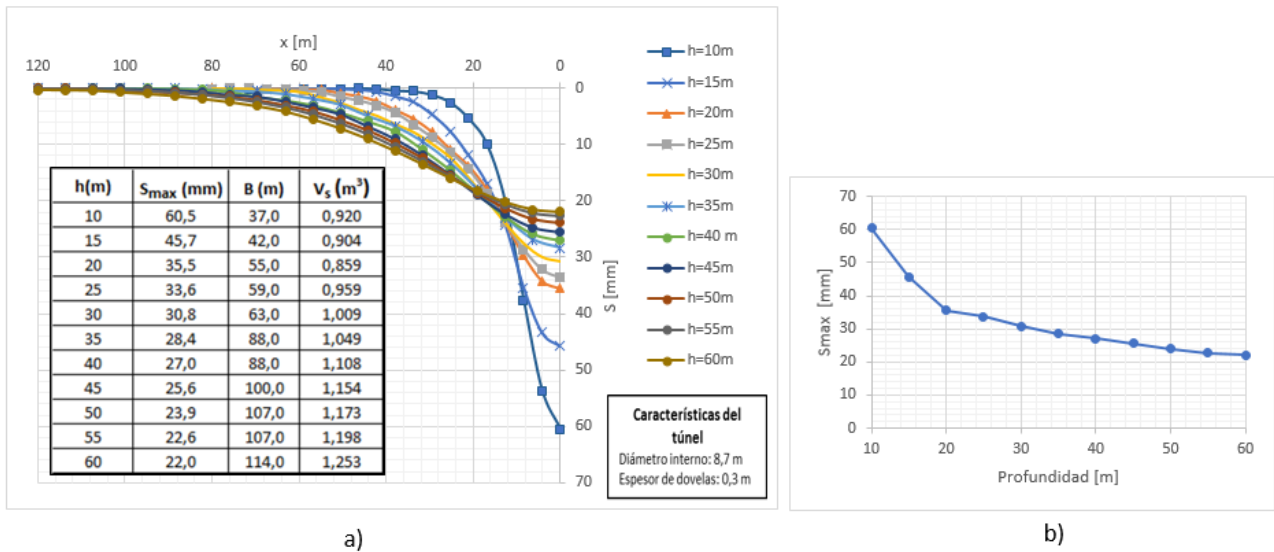


Figura 15: Comportamiento del asentamiento en superficie en función de la profundidad de la clave del túnel para la zona correspondiente al Tramo 1. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.

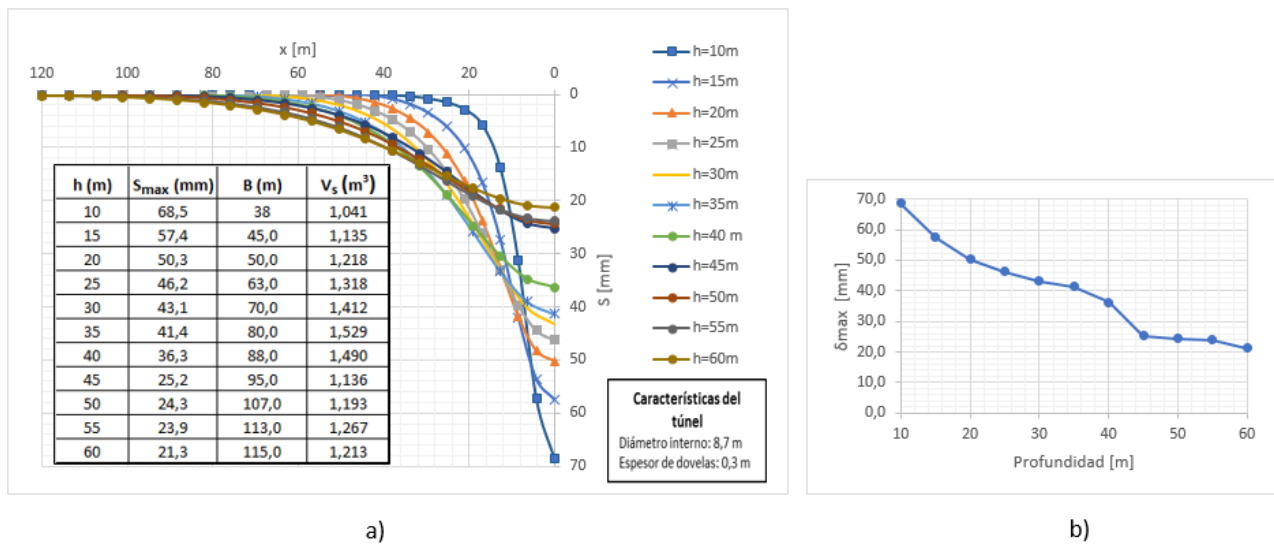


Figura 16: Comportamiento del asentamiento en superficie en función de la profundidad de la clave del túnel para la zona correspondiente al Tramo 2. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.

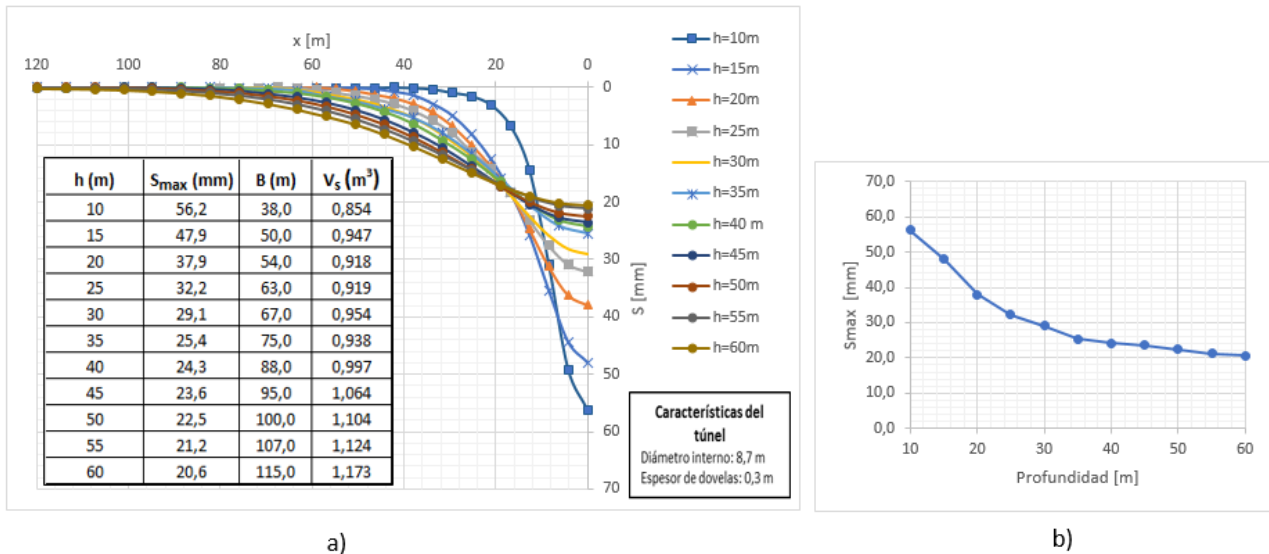


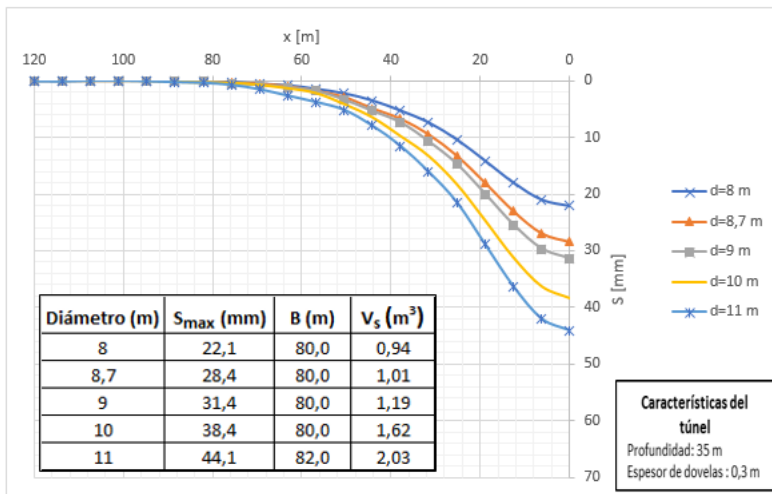
Figura 17: Comportamiento del asentamiento en superficie en función de la profundidad de la clave del túnel para la zona correspondiente al Tramo 3. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.

6.2. Efecto del diámetro del túnel en los asentamientos en superficie

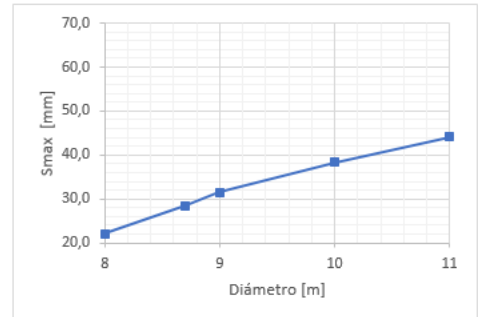
El diámetro de excavación es otro parámetro importante en la construcción de túneles, que depende netamente del tipo de proyecto y los requerimientos que tenga este. El plan numérico experimental establece 5 cálculos en este factor de incidencia para cada tramo. A continuación, se muestran los resultados de esta serie de cálculos, donde se puede observar que el asentamiento máximo tiene una tendencia lineal creciente al aumentar el diámetro de la excavación. Para el desarrollo de este análisis se hizo variar el diámetro interno de la excavación, considerando una profundidad óptima promedio de 35 m y con un espesor de revestimiento de 0,3 m ambos constante durante este análisis.

En las **Figuras 18,19 y 20** se observan las curvas de asentamiento en función del diámetro de excavación para cada uno de los tramos en estudio, donde deja evidencia que, para los 3 tramos, la variación de las curvas de desplazamiento vertical es bastante amplia del orden del 20%, sin embargo, dichas curvas convergen relativamente en el mismo punto, es decir tienen un área de influencia (B) similar. En la **Figura 18** se observan los resultados correspondientes al tramo 1, el cual evidencia diferencias de asentamiento del orden del 50 % mientras que para V_s son del orden de 53% y el área de influencia de 2%. Del mismo modo las curvas de asentamiento en este análisis para el tramo 2 se presentan en la **Figura 19**, donde igual se observa una variación clara en las curvas de subsidencia y de igual manera estas convergen a una amplitud similar a una distancia de 80 m del eje del túnel. Para este caso las mayores diferencias de desplazamiento vertical máximo (S_{max}) tienen un valor de 47% en tanto que V_s son del orden de 50%, mientras que B presenta variación del 6%. En cuanto la **Figura 20** muestra los resultados de este análisis correspondiente al Tramo 3, donde de igual manera se nota una variación clara de las curvas de desplazamientos y una convergencia clara de todas las curvas a los 70 m desde el eje del túnel. En cuanto a la variación máxima los valores ascienden al 42% para S_{max} , 46% para V_s , en tanto que para B es del orden del 1.3%.

Con el estudio realizado a este factor de incidencia se puede analizar que el diámetro interno es un factor de alta relevancia en el fenómeno de asentamiento ya que genera curvas bastante amplias, generando altos asentamientos, amplitud de asentamiento y volúmenes de pérdida de terreno.

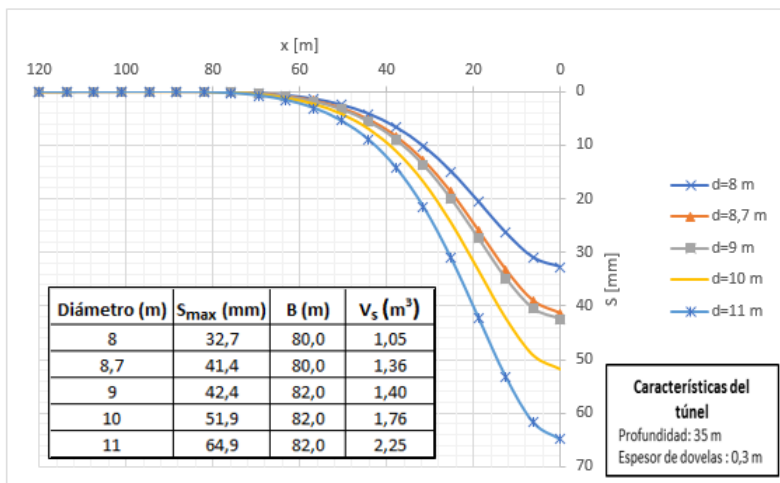


a)

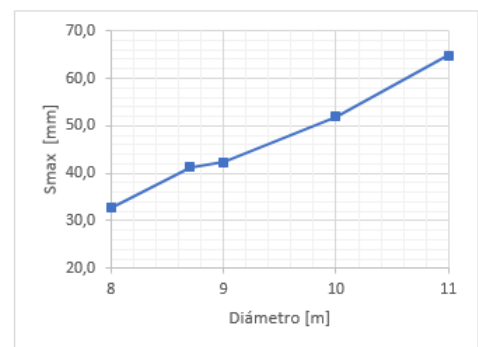


b)

Figura 18: Comportamiento del asentamiento en superficie en función de la variación del diámetro interno del túnel para la zona correspondiente al Tramo 1. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.



a)



b)

Figura 19: Comportamiento del asentamiento en superficie en función de la variación del diámetro interno del túnel para la zona correspondiente al Tramo 2. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.

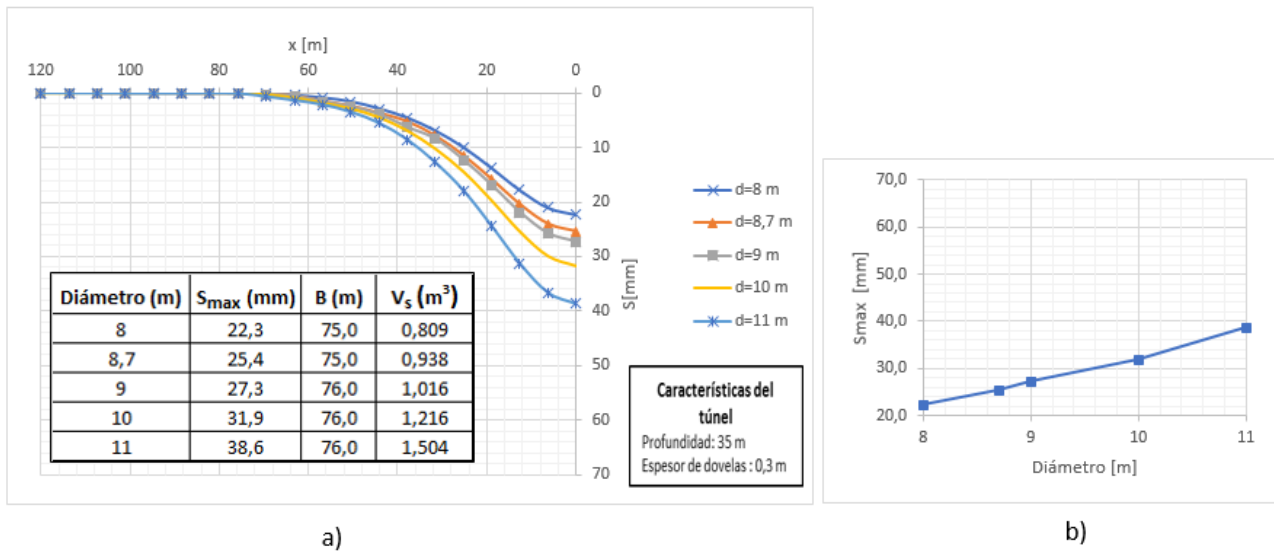


Figura 20: Comportamiento del asentamiento en superficie en función de la variación del diámetro interno del túnel para la zona correspondiente al Tramo 3. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.

6.3. Efecto del espesor de la estructura de soporte del túnel (dovelas) en los asentamientos en superficie

El plan numérico experimental establece 6 cálculos a este factor de incidencia para cada tramo, donde a continuación se muestran los resultados de esta serie de cálculos, donde se puede observar que a medida que el espesor aumenta el asentamiento máximo disminuye cierto grado para posterior mantenerse constante por cierto rango para luego comenzar a incrementar levemente, aunque en un rango bastante bajo.

Para el desarrollo de este análisis se hizo variar el espesor del revestimiento usado como soporte de la excavación, a una profundidad óptima promedio de 35 m y un diámetro interno de 8,7 m, los cuales se mantuvieron constante durante este análisis.

Las curvas de asentamiento que se muestran a continuación se puede evidenciar una misma tendencia con casi nula variación para todos los tramos en estudio. Para el tramo 1 (**Figura 21**) se observa que la variación para el rango de valores máximos y mínimos tiene una relación del 3% para S_{max} , 3% para el volumen de asentamientos del terreno mientras que la amplitud de la curva de asentamiento no presenta variación. La **Figura 22** que muestra los resultados de este análisis para el tramo 2, expone que el rango de variación máximo es del 1% para el asentamiento en superficie y para V_s , mientras que B no tiene variación. Como último se tiene los resultados del tramo 3 (**Figura 23**) donde el rango de variación máximo entre los valores máximo y mínimo correspondiente a S_{max} es del 1% al igual que V_s , mientras que la amplitud de la curva de asentamiento no presenta variación.

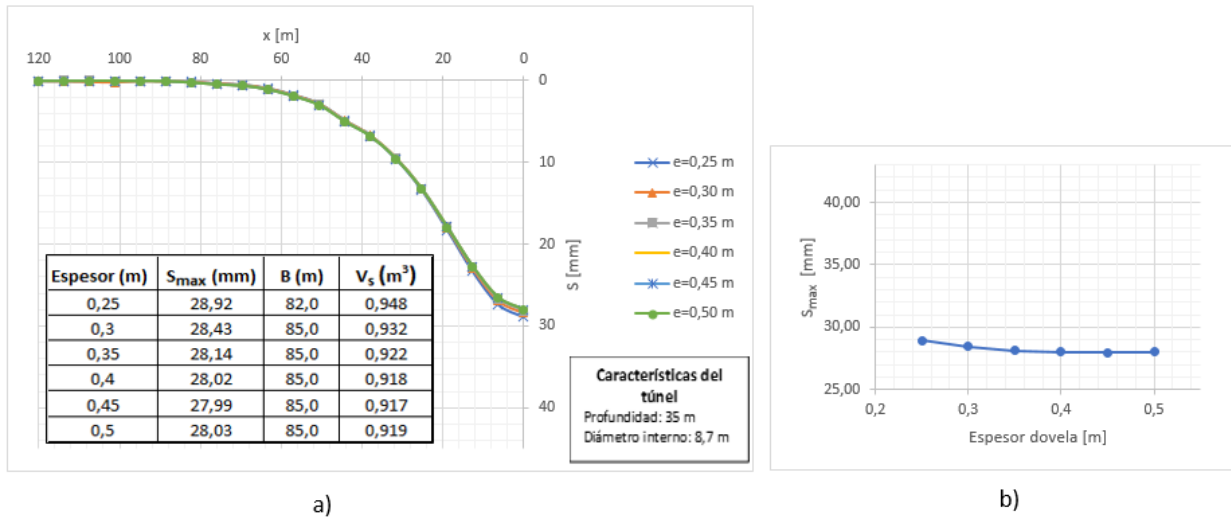


Figura 21: Comportamiento del asentamiento en superficie en función del espesor de la estructura de soporte del túnel para la zona correspondiente al Tramo 1. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.

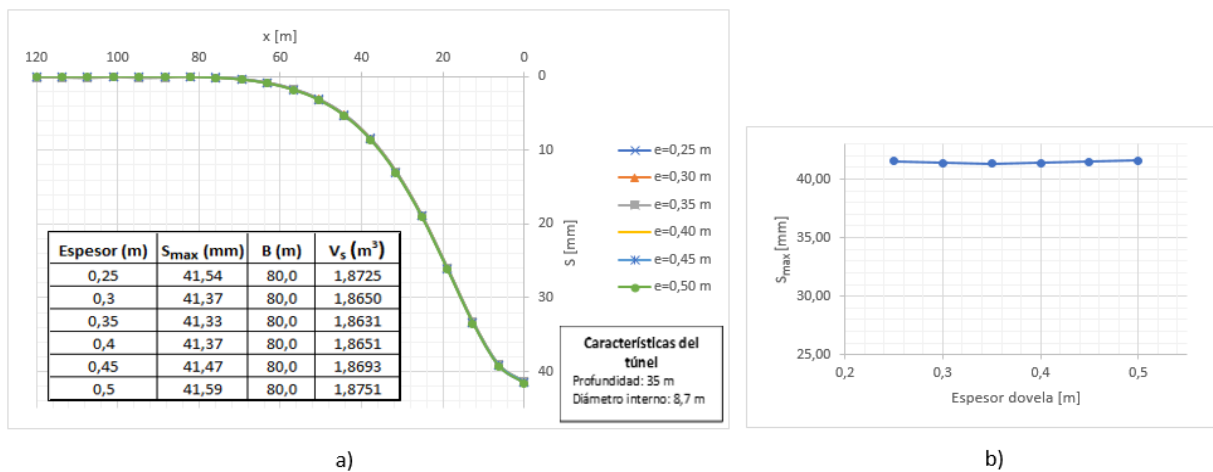


Figura 22: Comportamiento del asentamiento en superficie en función del espesor de la estructura de soporte del túnel para la zona correspondiente al Tramo 2. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.

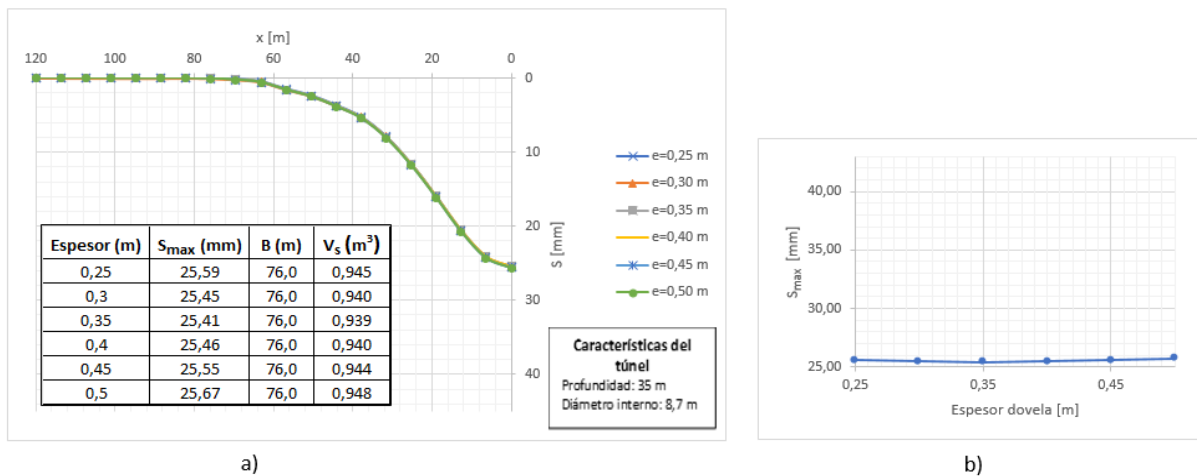


Figura 23: Comportamiento del asentamiento en superficie en función del espesor de la estructura de soporte del túnel para la zona correspondiente al Tramo 3. a) Curvas de asentamiento en superficie. b) Variación del asentamiento máximo para cada diámetro del túnel.

6.4. Comparación de resultados del método FEM con métodos analíticos

A continuación, a partir de un caso en específico y de un tramo determinado, se compara los resultados del método numérico con los métodos analíticos de Sagaseta-Oteo (1974), Verruijt-Booker (1996) y Loganathan-Poulos (1998).

El caso elegido corresponde al tramo 1, para una profundidad de clave (h) de 35 m y un diámetro (d) igual a 8,7 m, considerando un $G_p = 0,18$ m. Los resultados se muestran en la **Figura 24**.

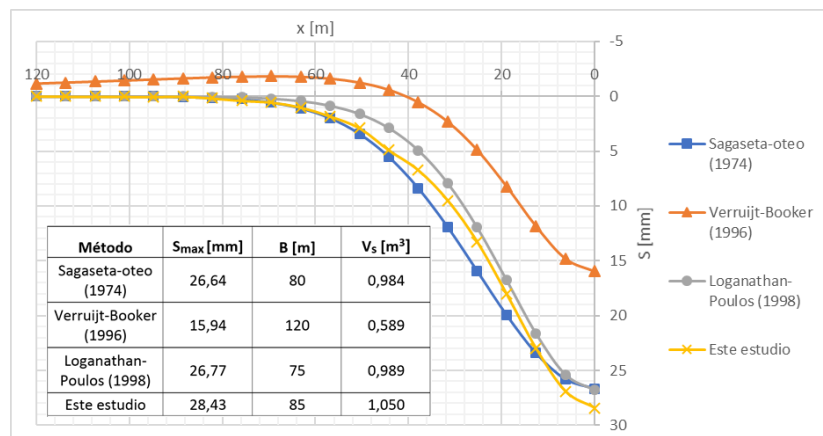


Figura 24: Curva de asentamiento superficial comparando los resultados de este estudio con métodos analíticos.

Se observa que los métodos de Sagaseta y Oteo (1974) y Loganathan y Poulos (1998) tienen un comportamiento similar al modelo numérico con una diferencia del 6% aproximadamente, mientras que el método de Verruijt y Booker (1996) presenta una diferencia del 44% y además presenta un levantamiento del terreno del orden de 1 mm a causa de la variable de ovalización (δ) que se incluye en este método

6.5. Análisis del desplazamiento radial en clave del túnel.

Mediante el análisis del tipo “axial simétrico” a través del software RS2, se pudo modelar el desplazamiento que sufrirá la clave de un túnel circular a una profundidad de 35 m y un diámetro de 8,7 m, según la distancia que este del frente de excavación (ver **Figura 25**).

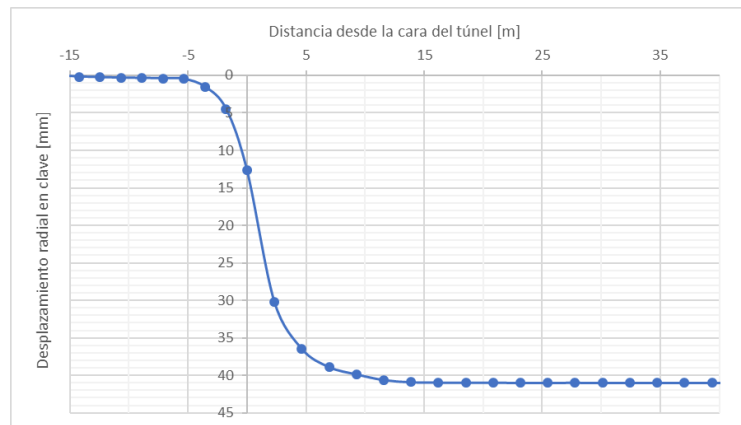


Figura 25: Desplazamiento radial en clave a lo largo del eje del túnel

La cara o frente del túnel se representa mediante el eje vertical del gráfico, donde se puede observar que la excavación ya comienza a generar desplazamientos a una distancia de aproximadamente 5 metros antes de la cara del túnel, y presenta el mayor desplazamiento de 41 mm, a los 12 m aproximadamente posterior al frente del túnel, para posterior mantenerse constante.

7. CONCLUSIONES

Se pudo comprobar que la profundidad de excavación del túnel es inversamente proporcional a los asentamientos causado, y que estos a mayor profundidad comienzan a tener tasas de variación muy bajas, siendo esta profundidad considerada como “óptima”, sin embargo al aumentar esta distancia se aumenta el área de incidencia por lo que para considerar una verdadera profundidad óptima se debe considerar asentamientos mínimos pero que al mismo tiempo su rango de influencia en superficie sea conservador.

Dentro de los tres factores de incidencia pudimos notar que solo el diámetro y la profundidad de la clave presentaron notorias variaciones. Es así por lo cual se consideró el diámetro como la variable con mayor incidencia en el asentamiento, presentando una variación promedio del 20% para V_s y 19% S_{max} mientras que el área de influencia se mantuvo prácticamente constante. Por otro lado, la variación de la profundidad fue considerada como un factor de segunda importancia presentado tasas de variación promedio del orden de 10% y 5% para S_{max} y V_s respectivamente, mientras que el área de influencia presenta una variación promedio del 10% y variación máxima de 67%, siendo así la profundidad de la excavación un factor determinante en el área de influencia (B) de los asentamientos en superficie. Con respecto al espesor del revestimiento, este no representa factor determinante en los valores de asentamiento, presentando tasas de variación promedio del orden del 0,5%. Por lo que, aunque esta última variable es importante para mantener estable el contorno del túnel, su espesor (en el rango establecido) no influye en el fenómeno de asentamientos.

Los mayores asentamientos se presentan en el tramo 2, posiblemente como resultados de la presencia de un estrato limo arcilloso de gran espesor que presenta propiedades mecánicas de baja calidad. Del mismo modo los menores desplazamientos verticales se presentan en el tramo 3 como consecuencia de la mejor calidad del terreno a causa de la presencia de arenas cuarcíferas medias a gruesas de compacidad alta.

Las comparaciones del modelo numérico con los métodos analíticos muestran una clara variación de resultados para el método de Verruijt-Booker (1996) donde éste arroja un asentamiento máximo de 16 mm. mientras que para los demás casos es del orden de los 27 mm. Se puede evidenciar que este estudio numérico tiene una tendencia y magnitud muy similar a los métodos de Sagasetta y Oteo (1974), y Loganathan y Poulos (1998), por lo que se puede decir que el modelo FEM para este caso, se ajusta considerablemente a estos dos últimos métodos analíticos. Por otra parte, se evidencia que el modelo de Verruijt-Booker supone un levantamiento del terreno de aproximadamente de 1 mm, debido a que este método incluye la variable de la ovalización dentro de su análisis.

A partir del análisis realizado a lo largo del eje del túnel se puede observar que los mayores desplazamientos se generan en la cola de la tuneladora a una distancia de 12 metro desde el frente de excavación, o más bien

en la zona de colocación del soporte. Por lo que se considerara los asentamientos generados en este punto como guía de diseño del túnel, teniendo en cuenta que este valor es el mas desfavorable.

El uso de modelos numéricos para la predicción de asentamientos es una buena guía para el diseño de túneles, sin embargo, esta herramienta por si sola mantiene una elevada incertidumbre en los resultados por lo que es necesario comparar con mediciones de campo a medida que excava, para así poder ajustar y predecir con mayor certeza los movimientos generados por este proyecto.

Esta investigación queda como base para futuros estudios aplicando más variables, como es el caso de cargas causadas por edificaciones, cargas sísmicas, geometría distinta, etc.

8. REFERENCIAS

Arioglu, E. (1992). "Surface Movements Due to Tunnelling Activities in Urban Areas and Minimization of Building Damages (in Turkish)", Short Course, Istanbul Technical University, Mining Engineering Department.

Benamar, I. (2013). "Geotecnia y Aspectos constructivos del túnel de la Línea 12 del metro". *Gaceta*.

Biobiochile. (2015). "Metro subterráneo en Concepción: estudio de prefactibilidad genera opiniones divididas".

Börgel, R. (1983). *Geografía de Chile: Geomorfología, Volumen 2*. Santiago: Instituto Geográfico Militar.

Brady, B. H. (2004). *Rock mechanics: for underground mining*, Springer.

Chakeri, H., Ozcelik, Y., Unver, B. (2013). "Effects of important factors on Surface settlement prediction for metro tunnel excavated by EPB". *J. Tunnel. Undergr. Space Technol.* 36, 14–23

Chi, S.Y., Chern, J.C., Lin, C.C., (2001). "Optimized Back-analysis for Tunneling-induced Ground Movement using Equivalent Ground Loss Model". Geotechnical Engineering Research Center, Sinotech Engineering Consultants.

EFNARC (2005). *Specification and Guidelines for the use of specialist products for Mechanised Tunnelling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock*. Surrey GU9 7EN, UK.

Ercelebi, S., Copur, H. Ocak, I. (2010). "Surface settlement predictions for Istanbul Metro Tunnels excavated by EPB-TBM". *Environ Earth Sci* 62(2):357-365.

Galli, C. (1967). "Geología urbana y suelo de fundación Concepción-Talcahuano. Instituto de Investigación Geológica". Santiago.

González, C. (2016). *Estudio de prefactibilidad para la construcción de túneles de metro mediante máquinas tuneladoras*. Universidad de Chile.

Hasanpour, R., Chakeri, H., Ozcelik, Y. and Denek, H. (2012). "Evaluation of surface settlements in the Istanbul metro in terms of analytical, numerical and direct measurements". *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(3), pp.499-510.

Herrenknecht.com, (2017). *Mixshield - Herrenknecht AG*. [online] Available at: <https://www.herrenknecht.com/en/products/core-products/tunnelling/mixshield.html>

Hill, R. (1950) *The mathematical theory of plasticity*, New York: Oxford University

Hosseini, S., Mohammadnejad, M., M Hoseini, S., Mikaeil, R. y Tolooiyan, A. (2012). "Numerical and Analytical Investigation of Ground Surface Settlement Due to Subway Excavation". *Geosciences*, 2(6), pp.185-191.

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

- Jing, L.** (2003). "A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering". *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 283-353.
- Lee, K., Rowe, R.K. y Lo, K.J.** (1992). "Subsidence owing to tunneling. I: Estimating the gap parameter". *Can. Geotech. J.* 29: 929-40.
- Loganathan, N. And Poulos, HG.** (1998). "Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays". *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE*; 124 (9): 846-56.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. y Burland, J.B.** (1996) "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling". In: *International Conference of Geotechnical Aspects of on Underground Construction in Soft Ground, 1996-4- to --, London, UK* pp. 713-718.
- Mazek, S. and Almannaei, H.** (2013). Finite element model of Cairo metro tunnel-Line 3 performance. *Ain Shams Engineering Journal*, 4(4), pp.709-716.
- Medina, L. y Melis, M.** (2000). "El modelo numérico de predicción de asentamientos para la ampliación del metro de Madrid". *Revista de obras Públicas*, N° 3405, pp.121-130.
- Meissner, H.** (1996). "Numerik in der Geotechnik", der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Issue 2.
- Melis, M., Medina, L., Rodríguez, J.M.** (2002). "Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extensión". *Can. Geotech. J.* 39, 1273-1287.
- Mendaña, F. y Carrión, C.** (2013). "Relleno con Bi-componente del gap de los anillos de dovelas en los escudos no presurizados". *Revista de Obras Públicas*, n° 3546, pp.21-35.
- Ministerio de Vivienda y Ordenamiento Territorial** (2013). *Anexo 4: Definición y lineamientos de uso de servidumbre línea 1 del metro de Panamá*. Ciudad de Panamá: Secretaría del metro de Panamá, p.3.
- Mozó, D., Orostegui, P. y Villalobos, F.** (2012). "Proyecto de muros pantalla para el edificio centro plaza". VII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Chile
- Oteo, C., y Rodríguez, J. M.** (1997). "Subsistencia y auscultación en los túneles del metro de Madrid". *Revista de Obras Públicas*, (3369), 49-68.
- Peck, R.B.** (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground". In: *Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of the Art Volume*, pp. 225-290.
- Plaxis** (2016). *Material models manual*
- Poblete, M., y Dobry, R.** (1968). "Modelo dinámico del suelo de Concepción". *Revista IDIEM* 7, No. 6, 12-18.
- Rocscience.com.** (2017). *RS2. Rocscience.com*. Recuperado 1 August 2017, a partir de <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2>
- Schmidt, B.** (1969). "A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Can. Geotech*". *J.* 20, 11-22.
- Sagaseta, C.** (1987). "Analysis of undrained soil deformation due to ground loss". *Géotechnique* 37(3), 301-320.
- Sagaseta, C. y Oteo, C.** (1974). "Análisis de la subsistencia originada por la excavación de tuneles". 1er Simp. Nac. De Túneles. Vol. 1.
- Salam, S., Ata, A., Shaalan, O., & Hammad, N.** (2015). "Modeling of TBM Tunnel Construction for the Greater Cairo Metro Line 3". *International Journal Of Engineering And Innovative Technology (IJEIT)*, 4(4), 18-24.
- Sanzana, P.I.** (2014). *Evaluación del mejoramiento de suelos arena limosos con columnas de grava por medio de velocidades de ondas de corte*, M.Sc Tesis, UCSC, 2014.

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.

Verruijt, A. & Booker, J. (1996). “Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic halfplane”, *Géotechnique* 46(4), 753–756.

Villalobos, F., & Orostegui, P. (2010). “Design and construction of an anchored soldier pile wall for a large underground car park”. *Revista De La Construcción*, 9(2), 4-17.

Vivallos, J., Ramírez, P., Fonseca, A. (2010). “Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Concepción, Región del Biobío, Servicio Nacional de Geología y Minería, Carta Geológica de Chile, Serie Geológica Ambiental 12, 3 mapas en una hoja escala 1:20.000. Santiago.