



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO
DE DUCTOS INSTALADOS MEDIANTE
EXCAVACIONES SIN ZANJA EN SUELOS
BLANDOS**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Dario Augusto Armendáriz Luna

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Gabriel Yves Armand Auvinet Guichard



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019

*A Roselina, Antonio, Rainier, Atenea y Metzli
por ser la más grandiosa familia
que pude haber tenido.*

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México por haberme brindado una formación profesional de calidad.

Al Instituto de Ingeniería por permitirme realizar mi servicio social y tesis en sus instalaciones.

Al Dr. Gabriel Auvinet y al Dr. Moisés Juárez por darme la oportunidad y herramientas necesarias para realizar mi trabajo de tesis.

Al M.I. Francisco Hernández por su gran apoyo y constante interés para la conclusión de mi tesis.

Al M.I. Marco Pérez por la gran dedicación y tiempo puesto para que elaborara un trabajo de calidad.

Al M.I. Diego Forero por las revisiones realizadas a la parte analítica del trabajo.

A mis sinodales, M.I. Rodrigo Sepúlveda y al M.I. Héctor Olguín, por su gran disposición para participar como jurado.

A mi mamá, Roselina Luna, por tener un incondicional cariño y por siempre apoyarme y motivarme para que alcance cualquier objetivo propuesto.

A mi papá, Antonio Armendáriz, por sus extensas enseñanzas, bromas y por la confianza que siempre depositó en mí.

A mi hermano, Rainier, por siempre tratarme con cariño y procurar mi bienestar en cada oportunidad que teníamos.

A mi hermana, Atenea, por todo el interés y ayudas que ha tenido conmigo para ayudarme a que logre todos mis objetivos.

A mi hermana, Metzli, por su gran apoyo y por toda la colaboración que me ha brindado en cada ocasión posible.

A mi novia, Diana Terraza, por siempre confiar en mí y apoyarme para que no flaqueara en la conclusión de este trabajo.

A mis amigos, Marcos Delgado y Rocío Trejo, por sus consejos y amistad que hicieron una grata experiencia en el Instituto de Ingeniería.

A mis amigos, Ramón Hernández, Emiliano Ledesma, César López, Roberto Fernández, Fátima Ovando, Luis Barragán, Manuel Hernández y Joshua Gutiérrez, por hacer que los años de la carrera fueran gratos y divertidos.

ÍNDICE

ÍNDICE	ii
INTRODUCCIÓN	1
Antecedentes	1
Objetivo	3
Alcances	3
Metodología	3
1. MÉTODOS DE EXCAVACIÓN SIN ZANJA	5
1.1 Microtuneleo	6
1.2 Perforación horizontal dirigida	8
1.3 Perforación con tornillo sin-fin	9
1.4 Perforación mediante la compactación de suelo	11
1.4.1 Perforación por empuje	11
1.4.2 Perforación por impacto	12
1.5 Hincado de tubería por golpeo	13
1.5.1 Hincado por golpeo con frente abierto	14
1.5.2 Hincado por golpeo con frente cerrado	14
1.6 Hincado de tubería por presión hidráulica	14
1.7 Dimensiones recomendadas para los métodos de excavación	19
2. CRITERIOS DE DISEÑO DE EXCAVACIÓN SIN ZANJA	21
2.1 Determinación de las fuerzas de hincado	21
2.1.1 Fricción por peso propio	22
2.1.2 Fricción por contacto tubo-suelo	24
2.2 Análisis de la estabilidad de la lumbrera	26
2.2.1 Revisión de los estados límite de falla	26
2.2.1.1 Estabilidad de las paredes de la excavación	26
2.2.1.2 Estabilidad de la zanja para muro Milán	28
2.2.1.3 Estabilidad del núcleo	30
2.2.1.4 Falla de fondo	30
2.2.1.5 Falla por sub-presión	32
2.2.1.6 Falla por empotramiento de la pata	34
2.2.1.7 Análisis por flotación y sobrecompensación	35
2.2.1.8 Falla por extrusión	37

2.2.1.9 Capacidad de carga	38
2.2.2 Revisión de los estados límite de servicio	39
2.3 Análisis de la estabilidad del túnel	43
2.3.1 Convergencias	44
2.3.2 Revisión de los estados límite de falla	51
2.3.3 Revisión de los estados límite de servicio	53
3. APLICACIÓN (ENTUBAMIENTO XOCHIACA)	59
3.1 Descripción del proyecto	59
3.1.1 Estructuras que lo conforman	59
3.1.2 Lumbreras	59
3.1.3 Entubamiento	60
3.2 Descripción del área de estudio	60
3.2.1 Ubicación geográfica	60
3.2.2 Geometría	61
3.2.3 Metodología de aplicación	62
3.2.4 Topografía	64
3.2.5 Geología	64
3.2.6 Zonificación geotécnica	65
3.2.7 Hundimiento Regional	66
3.2.8 Información existente	67
3.2.9 Perfil típico de la zona de estudio	68
3.2.10 Caracterización geotécnica	69
3.2.10.1 Modelo de distribución espacial de w	70
3.2.10.2 Modelo de distribución espacial de q_c	74
3.2.10.3 Modelo de distribución espacial de σ_c	79
3.2.10.4 Modelo de distribución espacial del OCR	84
3.2.10.5 Caracterización estratigráfica del subsuelo	89
3.2.11 Información piezométrica	93
3.2.12 Modelo geotécnico	94
3.3 Cálculo de las fuerzas de hincado	96
3.3.1 Fricción por peso propio	97
3.3.2 Fricción por contacto tubo-suelo	98
3.4 Cálculo analítico	100
3.4.1 Revisión de la estabilidad de la lumbrera	100
3.4.1.1 Estabilidad de las paredes de la excavación	100
3.4.1.2 Estabilidad de la zanja para muro Milán	101
3.4.1.3 Estabilidad del núcleo	102
3.4.1.4 Falla de fondo	103
3.4.1.5 Falla por sub-presión	103
3.4.1.6 Falla por empotramiento de la pata	104
3.4.1.7 Análisis por flotación y sobrecompensación	104
3.4.1.8 Falla por extrusión	105
3.4.1.9 Capacidad de carga	106
3.4.1.10 Asentamientos o Expansiones	107

3.4.2 Revisión de la estabilidad del túnel	114
3.4.2.1 Convergencias	114
3.4.2.2 Estabilidad en el frente	119
3.4.2.3 Asentamientos en la superficie	120
3.5 Cálculo numérico	122
3.5.1 Sección del entubamiento	124
3.5.1.1 Resultados del estado inicial	126
3.5.1.2 Resultados del análisis a corto plazo	127
3.5.1.3 Resultados del análisis a largo plazo	129
3.5.2 Lumbrera L1-A sin y con conexión a túnel	132
3.5.2.1 Resultados del estado inicial	135
3.5.2.2 Resultados del análisis a corto plazo	135
3.5.2.3 Resultados del análisis a largo plazo sin conexión	146
3.5.2.4 Resultados del análisis a largo plazo con conexión	153
3.6 Interpretación de resultados	163
4. CONCLUSIONES	167
REFERENCIAS	171
ANEXO 1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE LA GEOESTADÍSTICA	175

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

La humanidad ha tenido la necesidad de construir obras para su tránsito y para conducción de agua, ya sea sobre o debajo de la superficie del terreno natural, siendo el segundo caso la razón por la cual se han desarrollado diversos métodos que permiten excavar sin el uso de zanjas.

Los primeros túneles se remontan al periodo antes de Cristo, en el cual el uso principal era para la conducción del agua, ejemplo de ellos se encuentran en el Valle de los Reyes en Egipto el cual fue construido en el año 1500 a.C. y otro en la ciudad de Jerusalén en el 700 a.C.

Durante el periodo del Imperio Romano surgió el interés de crear una red de carreteras, por lo cual se le comenzó a dar un uso vial a los túneles, pero a la caída de dicho imperio el avance en los métodos de construcción de túneles se vio mermado, aún existen obras de este tipo como es la Cripta Máxima en Nápoles y el túnel Furlo.

Posteriormente, la invención del ferrocarril y el automóvil generaron la necesidad de volver a construir túneles viales, puesto que los ferrocarriles tenían limitaciones para transitar en pendientes de 0.2 % a 0.3 % y porque se deseaba que las autopistas fueran de menor extensión, lo cual se realizaría hasta la primera mitad del siglo XIX.

Es en la primera década del siglo XIX que se retoma el desarrollo tecnológico, con la construcción de un túnel en suelos blandos que pasa por debajo del Río Támesis, en Londres, dicha obra tuvo dos intentos fallidos en su realización, pero fue hasta que estuvo a cargo de los ingenieros Brunel, padre e hijo, que se pudo consumir.

El túnel de 360 m de longitud se ubicó a una profundidad de 23 m en el estrato arcilloso que tenía contacto con el río, por lo que en algunos tramos sólo se tenían 2 m de arcilla como techo, motivo por el cual se presentaron dos inundaciones en el túnel. Para su construcción, se requirieron de dos lumbreras y del prototipo de escudo que desarrollo Marc Brunel con Thomas Cochrane.

El prototipo consistía en una estructura de acero de más de 6 metros de alto y un poco más de 10.5 m de ancho, tenía faldones perimetrales de sello, en su interior contaba con 3 niveles con ventanas de excavación tapadas con tablonces horizontales, dicho invento se puede observar en la *Figura 1*.

El proceso de excavación se basaba en la extracción de 5 a 10 cm de arcilla en cada una de las ventanas llevando un orden descendente, primero se removía el tablón que cubría la ventana y cuando se terminaba la extracción el tablón se volvía

a colocar en su lugar, cuando se completaban todas las ventanas, el escudo se hacía avanzar con un sistema de gatos hidráulicos.

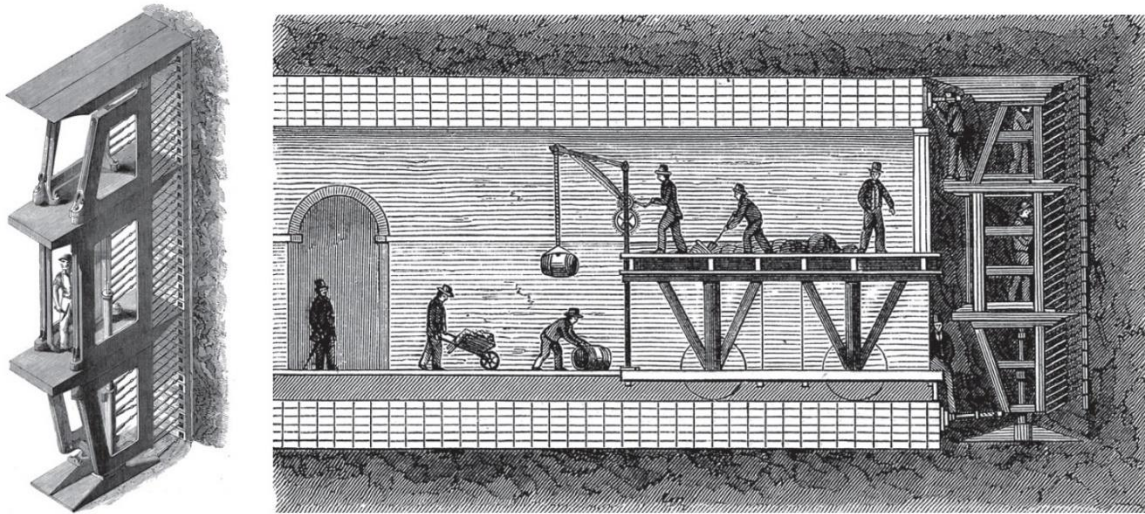


Figura 1. Escudo diseñado por Marc Brunel (Chapman, 2010).

El prototipo de escudo que desarrolló Marc Brunel dio pie a un avance en las herramientas para la construcción de túneles, debido a que, en años posteriores, J. H. Greathead generó un gran progreso en las tecnologías de los escudos, desde un cambio de sección, la forma de perforar, la manera de extraer el material excavado y otras características extra, con la final de mejorar los procesos y la seguridad de la excavación.

De la misma manera en que se encontró la manera de construir estas obras de gran magnitud, durante el siglo XX se empezaron a desarrollar otros métodos con la final de poder instalar o rehabilitar infraestructura del subsuelo excavando la menor cantidad de suelo superficial y buscando la mínima afectación posible en la superficie.

El aumento de la población, el crecimiento de sus necesidades, la reducción de espacios y el paso del tiempo, ha dado pie a que surjan las tecnologías sin zanjas, las cuales solucionan los problemas en la instalación, reparación y renovación de tuberías y cableado de servicios subterráneos.

Entre los beneficios que presentan las tecnologías sin zanja se puede encontrar una reducción en las alteraciones que se producen en el medio ambiente, una disminución en las afectaciones que podrían sufrir las personas por la realización de este tipo de obras de una manera común y la reducción del tiempo que implica la construcción de infraestructura subterránea.

Objetivo

Evaluar el comportamiento de ductos instalados mediante excavaciones sin zanjas en suelos blandos, usando una caracterización detallada del subsuelo y aplicando cálculos analíticos y numéricos.

Alcances

El presente trabajo considera los siguientes alcances:

1. Recopilación de información sobre los diversos métodos de excavación que no recurren al uso de zanjas, asimismo, de la instalación de ductos en dichas excavaciones.
2. Recopilación de información básica de ingeniería de la zona de estudio, así como, de sondeos geotécnicos existentes.
3. Emplear la metodología que se presenta en el capítulo B.5.1 del Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC-CFE, 2018) para el diseño geotécnico de excavaciones sin zanjas en suelos blandos.
4. Elaboración de bases de datos de las propiedades geotécnicas del subsuelo a partir de sondeos geotécnicos existentes.
5. Elaboración de modelos de distribución espacial de las propiedades geotécnicas del subsuelo: contenido de agua (w), la resistencia a la penetración de cono (q_c), esfuerzo de preconsolidación (σ_c) e índice de sobreconsolidación (OCR).
6. Determinación de las profundidades de las capas representativas a partir de los modelos de distribución espacial realizados.
7. Definición de modelos geotécnicos basados en los modelos de distribución espacial y en correlaciones entre propiedades del subsuelo.
8. Evaluación del comportamiento de ductos construidos sin excavaciones abiertas en suelos blandos, incluyendo la revisión del estado límite de falla y de servicio.
9. Elaboración de conclusiones.

Metodología

1. Recopilar información relacionada con los métodos de excavación que no requieren el uso de zanjas.
2. Recopilar información de la zona de estudio.
3. Definir los criterios de diseño geotécnico de instalación de ductos mediante excavaciones sin zanjas en suelos blandos para estado límite de falla y servicio.
4. Elaborar una base de datos que incluya información general de los sondeos geotécnicos existentes.

5. Elaborar una base de datos de las propiedades geotécnicas que se reportaron de las muestras obtenidas en los sondeos geotécnicos.
6. Realizar una revisión de la información vaciada en las bases de datos para detectar errores o valores atípicos.
7. Organizar la información de las propiedades a estimar para la realización de modelos de distribución espacial.
8. Determinar las coordenadas de los puntos dónde se realizarán las estimaciones de propiedades geotécnicas, haciendo uso de la información topográfica existente.
9. Elaborar modelos de distribución espacial de contenido de agua (w), la resistencia a la penetración de cono (q_c) y esfuerzo de preconsolidación (σ_c).
10. Elaborar modelos 3D de distribución espacial de las propiedades mencionadas.
11. Determinar la profundidad de las capas típicas del subsuelo, haciendo uso de la información contenida en los sondeos y de los modelos de distribución espacial elaborados.
12. Revisar la información piezométrica existente con la finalidad de determinar si existe comportamiento hidrostático o hay abatimiento.
13. Definir modelos geotécnicos con base en los modelos de distribución espacial de las propiedades del subsuelo.
14. Realizar una revisión de los estados límite de falla y de servicio con base en la información de los modelos geotécnicos elaborados.
15. Evaluar el comportamiento de los ductos instalados mediante excavaciones sin zanjas en suelos blandos mediante análisis numéricos, empleando el método de elementos finitos.
16. Elaboración de conclusiones.

1. MÉTODOS DE EXCAVACIÓN SIN ZANJA

El crecimiento y evolución de la sociedad ha generado condiciones y necesidades que hace algunos siglos no existían, situaciones como el aumento en la población, la reducción de espacios y la búsqueda de nuevas vías de comunicación, han sido causantes de la construcción de obras subterráneas como túneles para transporte, infraestructura eléctrica y, sistemas hidráulicos y sanitarios.

Obras como las antes mencionadas, han llevado a la implementación de metodologías que no involucran la realización de zanjas. Sin embargo, debido a complicaciones como falta de áreas, grandes volúmenes de material y las características de los mismos se han desarrollado diversos métodos de excavación sin zanjas.

Los métodos que se describen a lo largo de este capítulo forman parte de las tecnologías sin zanja, las cuales son parte de un proceso que busca construir, reparar o renovar la infraestructura subterránea generando las mínimas alteraciones e inconvenientes en la zona superficial de la obra como se aprecia en la *Figura 1.1*.

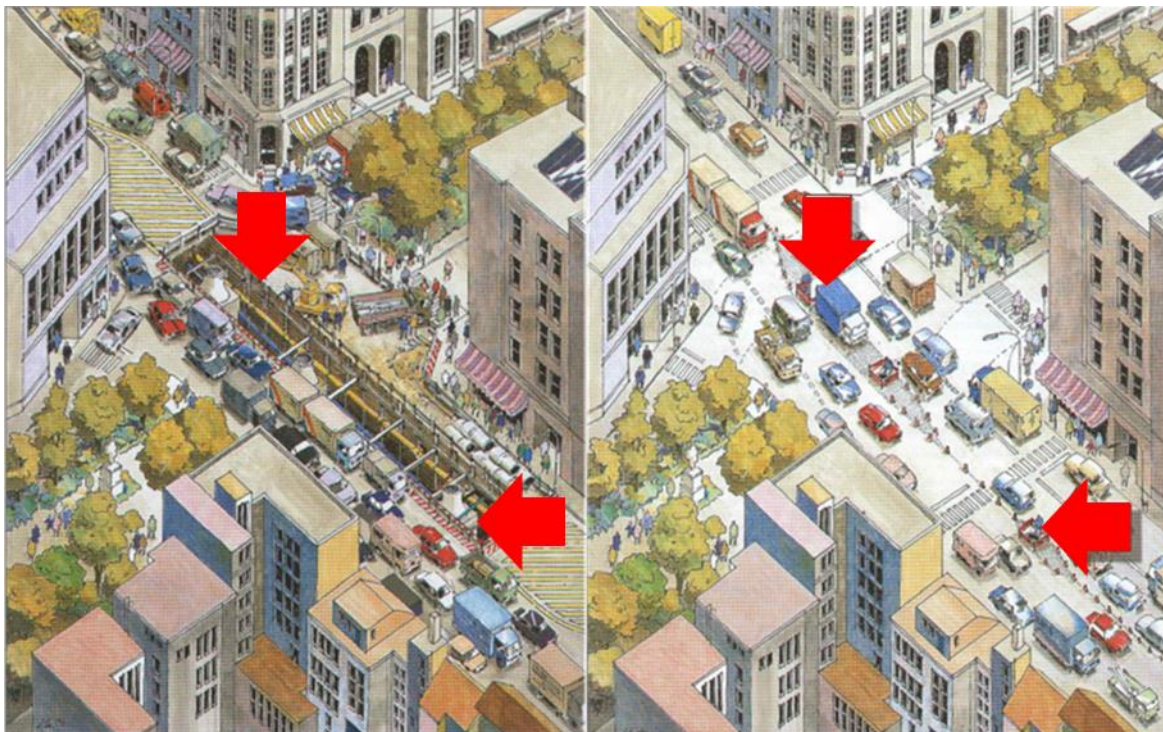


Figura 1.1 Escenarios respecto al uso o no de tecnologías de excavación sin zanjas (IndSTT, 2018).

Las excavaciones son procedimientos geotécnicos fundamentales en el proceso de ejecución de una obra civil, éstas se basan en la remoción de un volumen de

material del sitio de interés y en el uso de una determinada metodología para su realización, con la finalidad de generar el espacio necesario para el establecimiento de las estructuras deseadas. Es por tal motivo que la excavación resulta una parte fundamental de estas tecnologías sin zanja.

Los métodos que se describirán, son los siguientes:

- Microtuneleo
- Perforación horizontal dirigida
- Perforación con tornillo sin fin
- Perforación mediante la compactación del suelo
- Tubería hincada por golpeo
- Tubería hincada por presión hidráulica

1.1 Microtuneleo

Este método de excavación se realiza mediante el uso de una microtuneladora (MTBM Micro tunnel boring machine), dicho procedimiento presenta gran parecido con la excavación de un túnel convencional debido a que es un proceso a escala, sin embargo, existen otras diferencias importantes en los procedimientos.

A diferencia de los escudos convencionales, las microtuneladoras requieren de un empuje para proseguir con su avance, el cual se genera a través de gatos hidráulicos que desplazan los segmentos de tubería para así transmitir el movimiento hasta la maquinaria. Además, para el microtuneleo, el control de la excavación tiene un monitoreo continuo que se realiza de forma remota.

Estos dispositivos permiten realizar una excavación más segura y controlada, esto debido a que tienen la capacidad de mantener la presión adecuada en el frente para así evitar fallas en el túnel, además de contar con una cabeza articulada capaz de moverse en cualquier dirección, buscando cumplir con la alineación y pendiente deseada.

Las tuberías instaladas usando este método de excavación resultan tener un alto grado de precisión, esto debido a que los sistemas de guiado permiten conocer la ubicación exacta de la maquinaria y predecir movimientos no deseados por condiciones del terreno.

Este proceso se puede llevar a cabo principalmente mediante el uso de dos tipos de microtuneladoras, la primera es el escudo de presión de tierras (Earth pressure balanced EPB) y el segundo conocido como hidroescudo como se aprecia en la *Figura 1.2*.

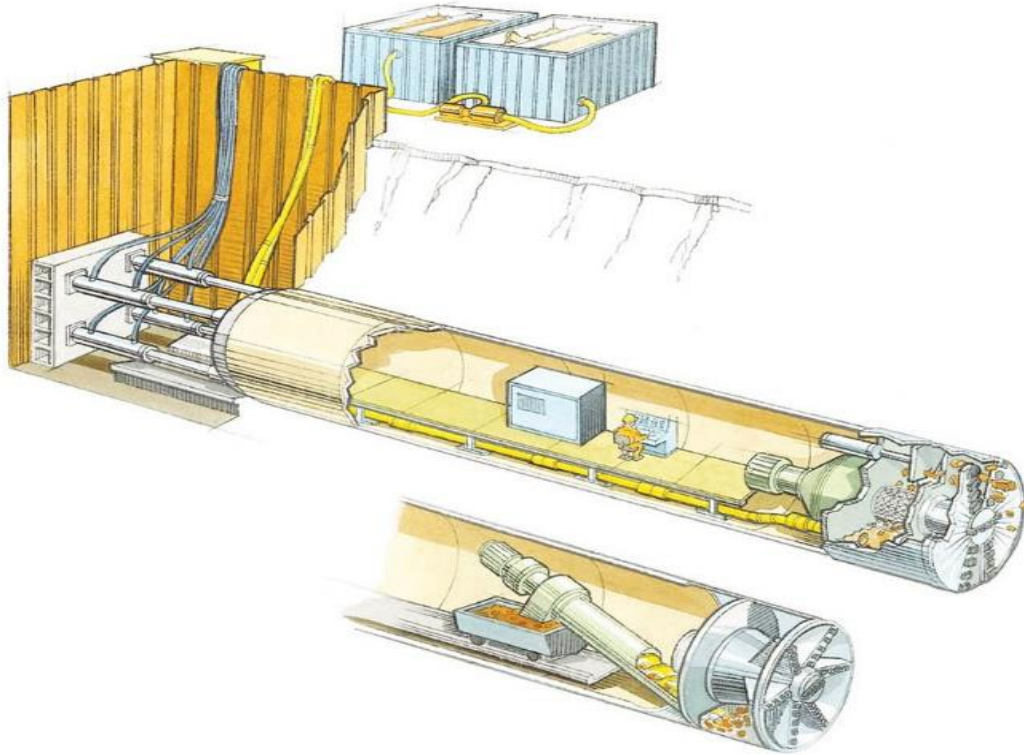


Figura 1.2 Microtúnel con EPB e Hidroescudo (Kayson INC, 2018).

El EPB es una maquinaria que a través de una rueda de corte extrae el material hacia una cámara de excavación de donde posteriormente se transportará el material hacia la parte posterior del escudo dónde se depositará en la parte inferior de la estructura de empuje. El material allí depositado, será vaciado cada vez que se agregue un nuevo tramo de tubería.

Este tipo de escudo logra mantener la presión al frente gracias a una cámara de excavación, la cual tiene el mismo material extraído y al que se le pueden agregar polímero o espumas para mejorar su comportamiento, por lo tanto, el control de la presión al frente se logra variando la velocidad de entrada y salida del material en la cámara. Su uso resulta muy conveniente en suelos que sean homogéneos y blandos con presiones de poro bajas, y en suelos arcillosos con influencia de la misma presión.

Respecto al hidroescudo, su funcionamiento es muy parecido al de un EPB, sin embargo, la diferencia entre estas dos máquinas se evidencia en la cámara de excavación y en la forma de transportar el material, ya que dicha cámara se agrega un lodo de agua y arcilla para mejorar el comportamiento del material extraído, y debido a la nueva consistencia del material, este se tiene que extraer mediante bombeo, en lugar del tornillo sin fin como en el caso del EPB.

Este tipo de maquinaria es recomendable en condiciones con grandes presiones de poro y en suelos blandos, ya que el funcionamiento de la cámara de excavación puede controlar la presión del frente y del agua subterránea.

1.2 Perforación horizontal dirigida

Este tipo de perforación dirigida resulta ser una de las mejores opciones para la instalación de tuberías a presión o de conductos de diversos servicios como los eléctricos o telefónicos, debido a que permite realizar su instalación por debajo de calles, carreteras y ríos.

Entre los principales componentes de este tipo de perforación están: la plataforma de trabajo para la perforación, una serie de barras que permitirán el avance de la broca y el retiro de ensanchadores, un sistema de monitoreo del avance en la perforación, así como un tanque y bomba para el manejo de los fluidos de excavación.

El proceso consiste en dos fases principales, la primera es en la que se realiza una perforación piloto o guía que recorrerá todo el tramo planeado y la segunda en la cual se hace uso de un ensanchador con la finalidad de obtener el ancho de perforación deseada para la instalación planeada (*Figura 1.3*).

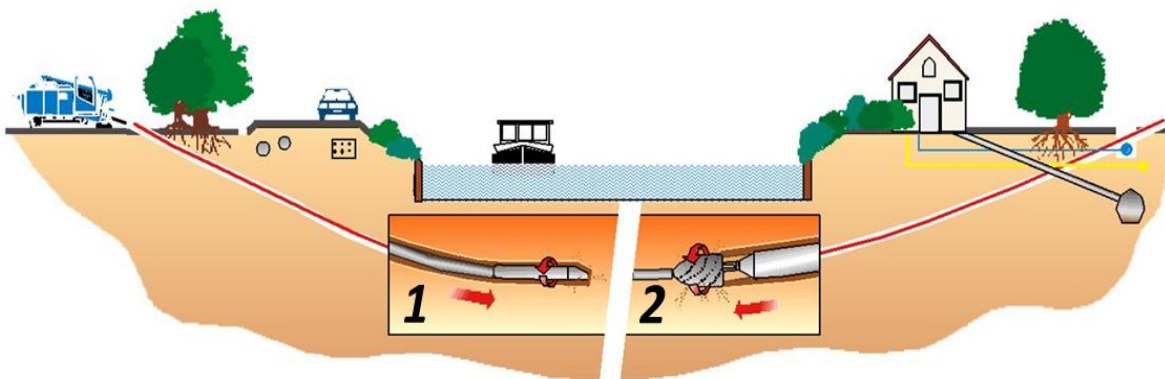


Figura 1.3 Fases principales de la perforación horizontal dirigida (Vikograd, 2018).

La fase uno requiere que se coloque la plataforma de perforación a una distancia detrás del punto de entrada con la finalidad de que la broca entre en el punto planeado, el ángulo de entrada suele estar entre los 8 y 16 grados. Asimismo, tanto en la entrada como en la salida de la excavación se realizan dos pozos con la finalidad de captar los fluidos de perforación.

El avance de la perforación se basa en un movimiento en línea recta y en un movimiento de cambio de dirección, para el primero se requiere que la plataforma produzca tanto un empuje como una rotación a la línea de perforación, mientras que

para la segunda solo se requiere del empuje, sin embargo, para realizar un cambio de dirección es necesario que haya suficiente estabilidad en lo excavado y que se conozca la inclinación que tiene la cara de la broca.

El avance de la excavación es controlado tanto por el operador que dirige la orientación de la broca como por un sistema de seguimiento del recorrido de la perforación. El sistema se basa en un dispositivo que capta las señales emitidas por un transmisor ubicado cerca de la línea de excavación, dichas señales permiten determinar la posición, profundidad e inclinación de la cara de la broca.

Durante este primer paso, se bombean dentro de la perforación fluido de perforación con la finalidad de estabilizar el tramo excavado y de poder extraer el material original, dichos fluidos deben ser mezclados en la proporción correcta buscando reproduzcan las condiciones esperadas.

Una vez que se ha llegado al punto final de la perforación piloto, se procede a colocar el ensanchador a la línea de perforación, el cual se hará circular las veces necesarias por el tramo hasta alcanzar el diámetro de aproximadamente 1.5 veces el del conducto con la finalidad de poder realizar la instalación sin problemas.

Posteriormente en el final del tramo, se coloca una cabeza de empuje rotatoria, a la cual se le conecta del conducto y hace regresar por el tramo de perforación hasta llegar a la plataforma de perforación, con lo cual se termina la instalación.

Aunque el procedimiento resulte el mismo ante diferentes condiciones de suelo o longitudes de los tramos, es importante señalar que ciertos escenarios producirán ciertos cambios, algunos son:

- El tipo de broca con el que se trabajará, ya que dependiendo de si el tipo de suelo está conformado por arcillas, arenas o rocas, se tendrá una broca diferente.
- La cantidad de veces que se tendrá que hacer pasar el ensanchador, debido a que entre más largo sea el tramo, mayor será el número de recorridos que dará.
- El tipo de sistema de monitoreo, puesto que, por la longitud del tramo, por condiciones de la superficie o por profundidad, se sustituye el dispositivo que capta la ubicación por cableado para realizar el monitoreo.

1.3 Perforación con tornillo sin-fin

Esta tecnología de perforación sin zanja suele usarse para la instalación de tubería de acero bajo autopistas, vías de ferrocarril y terrenos donde haya probabilidad de asentamiento. Su aplicabilidad se recomienda en suelos blandos y estables, que

presenten condiciones como las arcillas o que se encuentren por encima del nivel de aguas freáticas.

El proceso de excavación requiere tanto de un punto de entrada como de salida, asimismo de un equipo que provea de empuje y rotación a los tramos de tubería y del tornillo helicoidal, también necesita que la cabeza de corte se de una dimensión ligeramente mayor a la tubería que se va a instalar y de un equipo de soldadura.

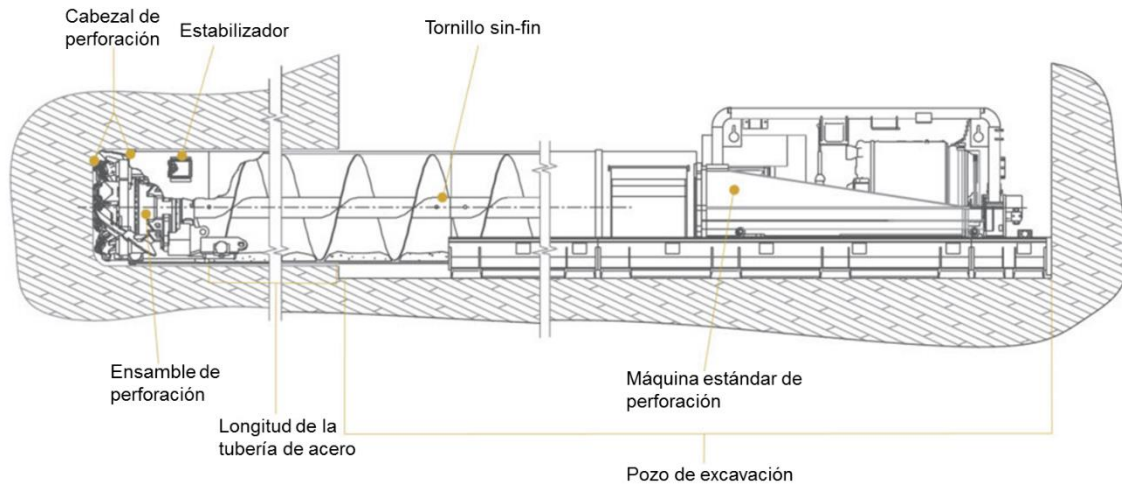


Figura 1.4 Esquema de los elementos de una perforación con tornillo sin-fin (Robbins, 2018).

Una vez que se ha definido el tramo de perforación y el punto inicial está habilitado, se procede a la instalación de las vías sobre las cuales se desplazará la maquinaria que permitirá la perforación. Luego se colocará el primer tramo de la tubería, el cual llevará en el frente la cabeza de corte y en su interior, el tornillo helicoidal.

Cuando comience la perforación, la maquina desplazará la tubería hacia el frente, mientras que al mismo tiempo hará girar tanto el tornillo como la cabeza de corte, con lo cual de manera paralela se realizará la excavación y la extracción del material removido, el cual se conducirá hasta el punto inicial de la excavación de donde será llevado a su destino final.

Luego de que se ha instalado el primer tramo de tubería, la perforadora se desconectará y se desplazará hacia atrás con la finalidad colocar el siguiente segmento de tubería con su correspondiente tramo de sin fin. En la conexión entre las dos tuberías, se procederá a soldar ambos tramos o a realizar la conexión que se haya diseñado.

El procedimiento mencionado, se realizará de manera cíclica hasta que se alcance el final del tramo de perforación, en donde se retirará la cabeza de corte y se procederá a remover todos los tramos del tornillo helicoidal. Finalmente, se realizará

una limpieza en el interior de la tubería instalada con lo cual se habrá dejado la tubería lista para su uso.

Entre las recomendaciones que existen para la aplicación del método se encuentran la lubricación de la parte externa de la tubería, con la finalidad de facilitar su instalación, asimismo, la revisión de la orientación e inclinación de la maquinaria, ya que una corrección en la línea de perforación resultaría compleja.

1.4 Perforación mediante la compactación de suelo

El uso de esta tecnología es aplicado en la instalación de cableado o tuberías de pequeños diámetros en suelos compresibles y en tramos relativamente cortos. Este tipo de perforación no se extrae material, ya que dicho proceso compacta el suelo que se encuentra en la zona donde se realizará la instalación.

Los dos métodos más conocidos para la realización de este tipo de tecnología son la perforación por empuje (Thrust Boring) y la perforación por impacto (Impact Molding), cuya principal diferencia reside en la forma en que los métodos se van abriendo camino en el suelo.

1.4.1 Perforación por empuje

La perforación comienza con el empuje de una cabeza de compactación la cual suele ser de tipo cónica con la finalidad de que al abrirse paso vaya compactando el material, conforme se requiera de más avance se realizará la conexión de más barras que permitan la transmisión del empuje al cabezal. Si la estructura que genera el empuje tiene la capacidad de proveer rotación, esto puede ayudar a la perforación.

Cuando la perforación se ha concluido, la cabeza de compactación se desconecta y se procede a conectar la tubería que se va a instalar. En ocasiones la perforación que se realizó suele ser sólo una guía, debido a que es común que se conecte un ensanchador entre las barras de perforación y la tubería, para así conseguir el diámetro requerido para la instalación.

Es importante señalar que se debe de cuidar la alineación de la estructura de empuje, ya que de ella dependerá que se siga el tramo trazado para la instalación, asimismo, si se requiere que haya cambios de dirección, tanto el cabezal deberá tener cierta inclinación como la estructura de empuje tener la capacidad de proveer giro al cabezal.

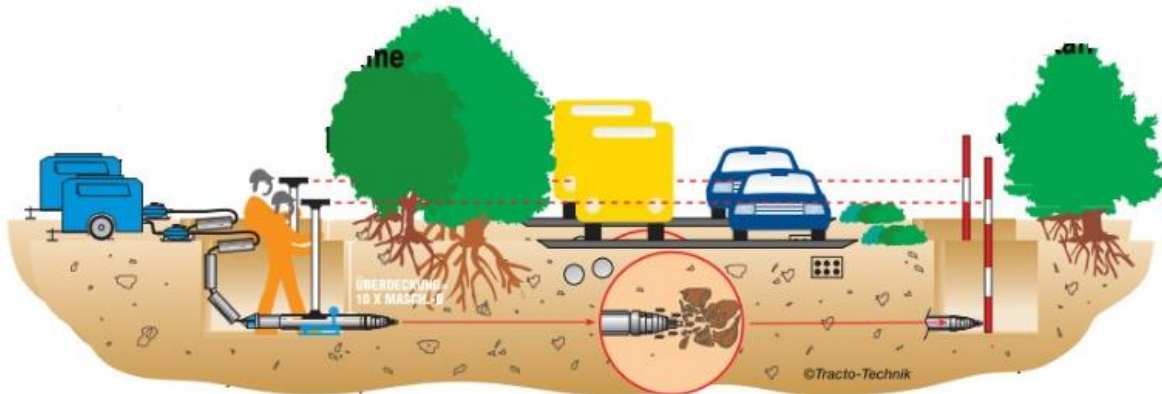


Figura 1.5 Esquema del proceso de perforación por empuje (Trenchless Technology, 2018).

1.4.2 Perforación por impacto

El método de impacto resulta de gran utilidad para la instalación de ductos de diámetros pequeños en dónde la alineación e inclinación no requiere de gran precisión, aunque actualmente, el seguimiento de la línea de perforación ha mejorado notablemente.

La perforación se lleva a cabo mediante el uso de un martillo neumático, el cual debe ser alineado antes de que se encienda el compresor que generará el movimiento del mismo, dicho martillo suele tener un diámetro mayor en una proporción del 15% al 25% con respecto del diámetro de la tubería a instalar (Figura 1.6).



Figura 1.6 Esquema de la perforación por impacto (SW Directional Drilling, 2018).

La forma del martillo permite que la perforación lleve una correcta alineación, asimismo, la realización de marcas en la manquera de aire es una manera de medir el avance de la herramienta dentro del suelo. Dependiendo del material, la instalación se puede realizar desde el inicio de la perforación o se puede introducir una vez que se ha llegado al punto final y se procede a retirar la manguera de aire.

Hoy en día, se han desarrollado martillos que son dirigibles y monitoreables, esto gracias a que las cabezas de los elementos presentan cierta inclinación y tienen la capacidad de rotar, además tienen una sonda que emite información de su ubicación con la finalidad de seguir su trayectoria y realizar las correcciones necesarias.

1.5 Hincado de tubería por golpeo

La instalación de tubería mediante el golpeo de un martillo neumático es un proceso que permite instalar bajo caminos, autopistas u otras estructuras tuberías que son generalmente de acero, esto debido en gran parte a la mejor respuesta que se obtiene a la hora de aplicar la fuerza del martillo sobre la tubería.

El método por golpeo funciona de muy buena manera con suelos que van desde consistencias blandas a duras, por lo que el uso en roca no es recomendable. Así como en otros métodos, es necesario habilitar una zona tanto de entrada como de salida, siendo en la entrada dónde se colocarán los rieles y el martillo neumático.

Una vez que se haya preparado el espacio en donde se colocará la maquinaria, se procederá a colocar el primer tramo de la tubería, el cual se podrá escoger de entre un frente abierto o cerrado, dicha selección de la forma del frente traerá consigo diferentes efectos en el suelo, por tal motivo se debe de elegir el frente que mejor comportamiento genere en la obra.

Posteriormente a la instalación del primer tramo es que se hará retroceder a la maquinaria con la finalidad de colocar el siguiente tramo y continuar con la hinca, sin embargo, si los tramos no poseen un sistema propio que permita la unión entre ellos, es muy probable que se requiera de un equipo de soldadura para que una los tramos de acero y se pueda continuar con la hinca.

Entre las recomendaciones que existen para este método están el cuidado en la alineación de la hinca y el uso de lubricantes sobre la superficie de la tubería, con lo cual se busca que la tubería siga el camino trazado y que las fuerzas de fricción se reduzcan mientras se realiza la instalación de la tubería.

1.5.1 Hincado por golpeo con frente abierto

El tramo inicial que posee un frente abierto suele estar reforzado en el borde delantero con la finalidad de tener un mejor avance dentro del terreno. Al introducirse un frente abierto, el suelo experimenta poca compactación debido a que la mayoría del material se introduce en la tubería.

La remoción del material se dará hasta que toda la tubería se haya terminado de instalar, para lo cual se hará uso de aire o agua a presión que empuje el material hasta el exterior, o si el tramo es muy largo también se hace uso de un tornillo helicoidal para la remoción del material.

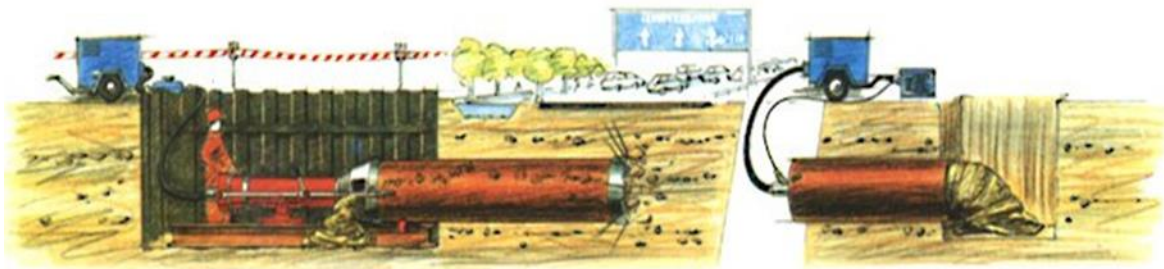


Figura 1.7 Esquema del hincado de tubería por golpeo con frente abierto (Grundolita, 2018).

1.5.2 Hincado por golpeo con frente cerrado

El frente cerrado implica el uso de una cabeza con forma cónica, la cual conforme se transmita el movimiento a ella irá abriendo camino para la instalación de la tubería, con lo cual el suelo se irá compactando consiguiéndose que este método presente cierta semejanza al de compactación de suelo.

Dicho proceso no requiere de un auxiliar para que se realice la remoción del suelo, ya que la compactación que se llevó a cabo hace que toda la tubería instalada esté libre de cualquier material y por lo tanto esté lista para usarse.

1.6 Hincado de tubería por presión hidráulica

La instalación de tubería mediante hinca con gatos hidráulicos es un método que requiere del uso de un proceso auxiliar en el frente, ya que se requiere que el empuje propio empuje de los gatos no está diseñado para excavar. Originalmente la

perforación se realizaba de manera manual mediante el uso de pico o pala, lo cual tenía como ventaja un mejor conocimiento de las condiciones del suelo.

Actualmente, se emplean otras opciones que involucran el uso de maquinaria y con la cual se mejora la velocidad de la excavación, entre los tipos más comunes, se encuentra el uso de cortadores de frente abierto, miniretroexcavadoras o microtuneladoras (*Figura 1.8*).

Esta tecnología es aplicable y recomendable en zonas urbanas donde la apertura de zanjas generaría dificultades, en vías de comunicación como carreteras o ferrocarriles, o en condiciones de suelo difíciles. Su aplicabilidad está restringida en roca por la poca capacidad de avances, y en terrenos de arena fluida, movediza o pantanosa debido a las complicaciones que se presentarán en el guiado de la tubería.

La aplicabilidad del método se complicará cuando existan curvas con radios muy pequeños en el trazo, de manera que se tienen que usar tramos de tuberías más cortos o realizar un cambio de trazo, es decir, convertir la curva en una poligonal y situar los pozos de entrada en los vértices de la poligonal.

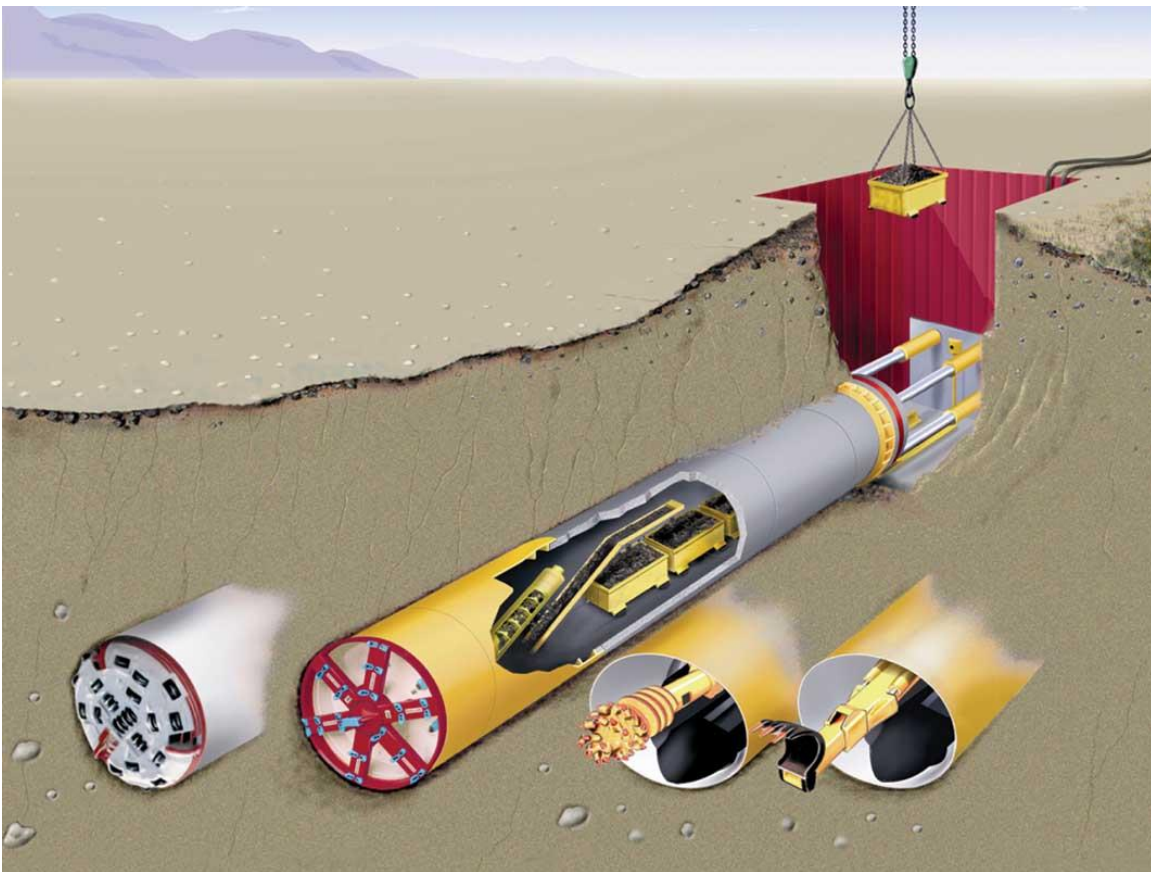


Figura 1.8 Hincado de tubería por presión hidráulica con diferentes tipos de maquinaria (Kayson INC, 2018).

El sistema de hincado se conforma de un pozo de acceso y uno de salida, un sistema de gatos hidráulicos, un muro de reacción, un sistema de perforación, estructuras de apoyo, maquinaria para maniobras y la tubería que se instalará. El correcto acoplamiento de estos elementos será lo que permitirá que la instalación se realice correctamente.

El proceso de hincado con microtuneladora comienza cuando en el sistema de empuje se coloca la máquina de perforación, la cual avanzará hasta que los gatos hidráulicos se hayan desplazado por completo, los cilindros de empuje se retraerán con la finalidad de empezar la colocación del primer tramo, el cual será empujado al mismo tiempo que se vaya realizando la perforación.

Una vez que se haya colocado todo el primer tramo, se volverán a retraer los gatos y el proceso se repetirá hasta que se hayan instalado todos los tramos requeridos, por lo cual en el pozo de salida se recibirá a la máquina tuneladora y se podrá dar como finalizada la operación.

Este método requiere de un sistema de extracción del suelo removido, el cual estará en función del tipo de suelo en el cual se esté realizando dicho proceso. El material excavado será llevado desde el frente de la excavación hasta el pozo de entrada para que sea llevado hasta su destino final (*Figura 1.9*).

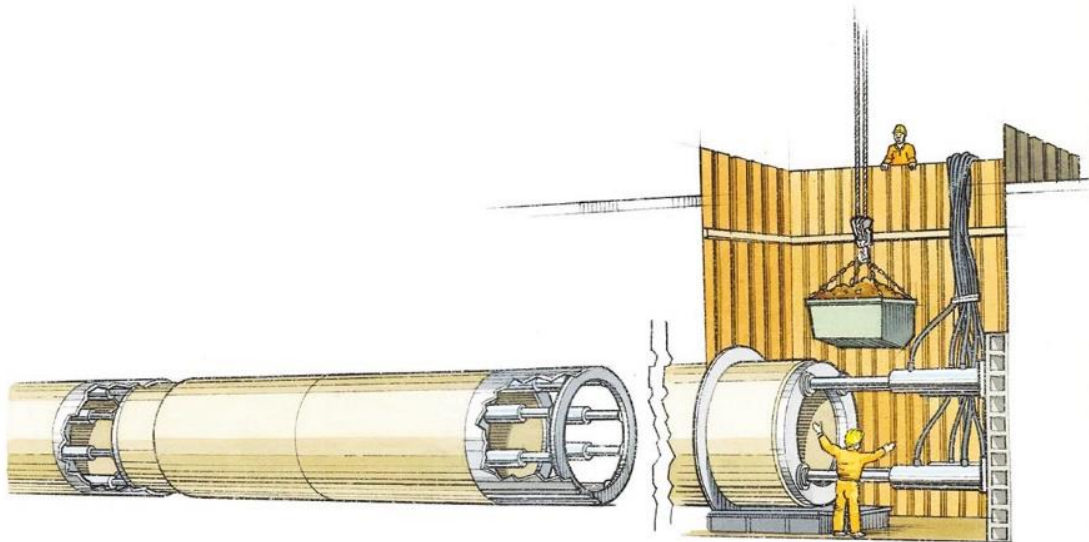


Figura 1.9 Esquema del procesos de hincado de tubería por presión hidráulica (Keyson INC, 2018).

Si se tiene como objetivo que el desarrollo de este método se lleve de la mejor manera posible, es importante mencionar que se deben de revisar a profundidad ciertos aspectos que podrían resultar sumamente relevantes durante el desarrollo de la obra, como la selección del equipo de excavación, de la tubería, del tipo de lubricación, la revisión del alineamiento y las fuerzas involucradas.

El hincado de tubería requiere evaluar ciertas condiciones con la finalidad de que la obra se lleve a cabo de manera satisfactoria, esto mediante el cuidado y evaluación de aspectos como el equipo de excavación, el cuidado de la alineación o el sistema de empuje.

Asimismo, existen otros factores a cuidar como los pozos de acceso y de salida, el muro de reacción, elementos que son de suma importancia para generar una zona de trabajo que permita realizar el hincado de la tubería, además de otros aspectos como la selección tuberías y lubricantes que brinden un mejor desarrollo del proceso constructivo.

Equipo de excavación

Las opciones del tipo de excavación dependerán principalmente de la estabilidad del suelo, siendo esta la razón por la cual se escogerá entre un escudo de frente abierto o cerrado. Para el caso de los escudos abiertos, estos irán acompañados por excavación manual, retroexcavadoras o cortadores frontales, mientras, para el caso de escudos cerrados, se hará uso de los diversos tipos de microtunneladoras (Figura 1.10).

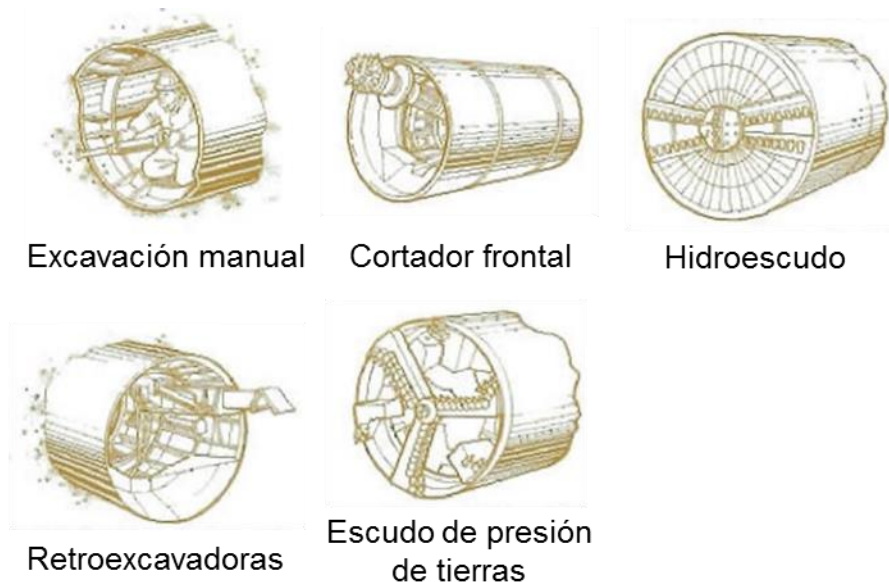


Figura 1.10 Tipos de maquinaria para la excavación de túneles (PJA; 1995).

El uso de una excavación manual posee limitaciones en cuanto a cambios de dirección, asimismo, este método resulta ser de un avance más lento a comparación de los demás, y respecto a la estabilidad del suelo, en condiciones de materiales sueltos, es necesario colocar tableros que ayuden a contener al material.

Para el caso de uso de maquinaria en escudos abiertos, la retroexcavadora se desenvuelve de gran manera en suelos semiestables o estables con valores de

cohesión altos, mientras que el cortador frontal resulta muy útil en suelos más resistentes o en algunos tipos de rocas.

Las microtuneladoras regularmente resultan ser la opción más usada y muchas veces la mejor, debido al gran soporte que ofrecen al frente de la excavación, sin embargo, factores como el tipo de material o la influencia del nivel freático determinarán si se requiere del uso de un escudo de presión de tierras o un hidroescudo.

Pozos de acceso y de salida (Lumbreras)

Las dimensiones del pozo de acceso estarán, principalmente, en función del diámetro de la tubería a hincar, del espacio necesario para la instalación del sistema de empuje y de las maniobras requeridas en él. Asimismo, deberá tener la suficiente estabilidad para garantizar la seguridad de todo el equipo de trabajo.

Si el pozo de salida sólo tiene la función de recibir a la tuneladora, lo más probable es que se pueda reducir el tamaño del mismo, sino, al igual que el de entrada deberá tener las condiciones necesarias para continuar con la realización de la obra.

Sistema de empuje

El sistema está compuesto principalmente de un conjunto de gatos hidráulicos que poseen un arreglo tal que la aplicación de la carga resulte en un punto concéntrico tanto del arreglo como de la tubería con la finalidad de que la aplicación de la carga se dé de manera axial sin excentricidades.

La carga que tienen que aplicar los gatos estará en función de las fuerzas que se generen en el frente, por el peso de las tuberías, por la fricción de las mismas, por un mal alineamiento o por retrasos en el proceso, las cuales serán influenciadas principalmente por la longitud y el diámetro de la perforación.

En los casos en los que la longitud de la tubería resulta ser de una extensión considerable, se llegará a un punto en el que los gatos hidráulicos no podrán vencer todas las fuerzas opuestas a su sentido, por lo que se ha recurrido al uso de estaciones intermedias que ayuden limitar la presión aplicada tanto en las tuberías como en el muro de empuje.

Las estaciones intermedias se colocarán en los puntos en donde se requiera vencer la resistencia a la fricción. Su operación se realizará desde la pared de empuje, en donde se escogerá si se extienden o retraen los cilindros, esto en función de si se requiere realizar un empuje sobre los tramos o absorber el avance de los mismos.

Lubricación

La fricción que se genera entre la tubería y el suelo resulta ser una de las más representativas en la hincada de tuberías, por esta razón, se lubrica la tubería con la finalidad de disminuir esta fuerza y así ayudar al proceso de hincado.

La lubricación se realiza comúnmente mediante sistemas que usan inyectoras que aplican el lubricante a una determinada presión y cuyo arreglo suele ser a cada 120° para una mejor distribución en la sección de la tubería. El cierre de los suelos reducirá el efecto de la lubricación, por lo que es importante analizar la probabilidad de que se presente este fenómeno durante la hincada.

La elección del lubricante se verá influenciada principalmente por el tipo de suelo, ya que, para suelos con una buena presencia de limos, arenas o gravas, los lubricantes de bentonita son los recomendados, mientras que para suelos cohesivos se recomiendan los lubricantes de tipo no acuosos.

1.7 Dimensiones recomendadas para los métodos de excavación

Las diversas obras que requieren el uso de los métodos descritos anteriormente, no son todas iguales ni se encuentran en el mismo tipo de suelo, por lo tanto, es que dependiendo del proyecto se selecciona cual método de excavación sin zanja resultará ser el más útil.

Entre los aspectos a considerar se pueden decir que criterios como el diámetro, la longitud, el trazo, la profundidad y el tipo de suelo, resultan de gran relevancia para la selección de alguna de estas tecnologías, debido a que las herramientas o equipos que involucran podrían no tener la capacidad de realizar la obra, generar comportamientos no deseables o resultar excesivas para el proyecto.

Aunque comúnmente los métodos mencionados funcionan mejor con ciertas dimensiones de proyecto, eso no ha sido una limitación para que se apliquen a proyectos con características mayores a las frecuentes. En La *Tabla 1.1*, se *presentan* las dimensiones comúnmente utilizadas para los distintos métodos.

Respecto a la profundidad, es importante que se realicen los análisis correspondientes para encontrar la profundidad apropiada para el método deseado. Por ejemplo, se ha encontrado que para métodos como la hincada de tubería y el microtuneo, se recomienda una profundidad de 1.5 a 3 veces el diámetro de la obra, mientras que para la perforación por compactación de suelo se necesitan 0.25 m por cada 0.025 m de diámetro.

Tabla 1.1 Dimensiones frecuentes de la aplicación de los métodos de excavación.

Método de excavación	Diámetro	Longitud
Perforación horizontal dirigida.	0.50 a 1.50 m	Alrededor de 1.5 km
Perforación con tornillo sin-fin.	0.10 a 1.50 m	30 a 90 m
Perforación mediante la compactación de suelo.	0.30 a 0.50 m	12 a 24 m
Hinca de tubería por golpeo.	0.15 a 1.50 m	Menores de 300 m
Microtuneleo.	0.60 a 3.00 m	Cientos o miles de metros
Hinca de tubería por presión hidráulica.	1.00 a 3.00 m	Cientos o miles de metros

2. CRITERIOS DE DISEÑO DE EXCAVACIÓN SIN ZANJA

2.1 Determinación de las fuerzas de hincado

La resistencia que tenga el suelo ante la realización de la obra estará en función de ciertas fuerzas que intervienen como las que se oponen al avance en el frente del túnel, las fuerzas de fricción que se generan por el peso propio de la obra y por el contacto entre el túnel y el suelo, así como el incremento que se genere por un mal alineamiento durante el proceso constructivo.

La magnitud de estas fuerzas se podrá ver influenciado por condiciones geométricas, por las propiedades de los materiales y del método constructivo, por ejemplo, el diámetro y longitud de la obra, pesos de los materiales, propiedades como la cohesión o el ángulo de fricción, el uso de lubricantes y retrasos durante el hincado.

La correcta ejecución de este tipo de obras requiere que se tengan en consideración todas las fuerzas involucradas durante el proceso, debido a que de ello depende que los gatos hidráulicos tengan la capacidad suficiente para el empuje de la tubería y que los tramos de tubería resistan todas las fuerzas que se ejercerán sobre ellos.

Las fuerzas a considerar son debidas a la resistencia que se da en el frente de la excavación y a la fricción que se genera por el hincado de la tubería, algunas de estas pueden ser estimadas, mientras que otras se requieren de encontrarse en el sitio para determinarse.

La fuerza en el frente estará en función del tipo de material y de la capacidad de corte del escudo. Dicha fuerza se determina en el sitio a partir de conocer el empuje total y de la fuerza de fricción que actuó durante el proceso de la hinca de tubería.

Mientras las condiciones del suelo sean constantes, el comportamiento de la fuerza también será constante. En el caso de materiales cohesivos, la fuerza resulta ser relativamente baja, por otro lado, los friccionantes tendrán una influencia de mayor relevancia.

La siguiente fuerza a considerar será la fricción debida al peso de las tuberías, la cual tendrá un comportamiento lineal debido a que, al ir aumentando el número de tramos instalados, la fuerza irá creciendo de manera proporcional, llegando a tener una magnitud proporcional a la longitud del trazo.

La fricción que se produce por el peso de las tuberías se produce en el contacto de la parte inferior de la tubería, sin embargo, debe de tomarse en cuenta la fricción presente en la superficie restante de la tubería que se presenta con el cierre del suelo sobre el tubo. El comportamiento de esta fuerza suele ser de tipo lineal o incluso exponencial.

Existen condiciones como el mal alineamiento de las tuberías y los retrasos en el tiempo de hincado que pueden influir en la magnitud de las fuerzas anteriores y en los esfuerzos que se generan sobre los elementos hincados.

El mal alineamiento de la tubería induce algunos esfuerzos de cortante y altos esfuerzos normales localizados en la interface entre la tubería y el material de unión, los cuales se convierten en grandes esfuerzos de tensión sobre las tuberías, por lo que entre mayor sea el mal alineamiento, mayores serán los esfuerzos que se generen (Quing Zhou, 1998).

Lo anterior, es debido a que la transmisión de la fuerza no se da de manera lineal, por lo que para vencer las fuerzas mencionadas se requerirá de un incremento de magnitud que podrá afectar al elemento.

La predicción del arreglo que tendrán las tuberías y el impacto en las fuerzas de hincado tiene gran nivel de complejidad, por lo que la determinación y las correcciones del alineamiento se suelen dar in situ.

Finalmente, la pérdida de la continuidad en el hincado de tubería puede generar un incremento en las fuerzas requeridas, debido a que en el transcurso del tiempo se lleva a cabo un proceso de endurecimiento del suelo a lo largo de la tubería hincada, en adición, si se estuvo haciendo uso de un sistema de lubricación, este al pasar el tiempo pierde su efecto.

2.1.1 Fricción por peso propio

La determinación de esta fuerza, en excavaciones estables, está en función del peso de los tubos y del coeficiente de fricción, se recomienda que para cubrir el efecto de la mala alineación se debe de considerar un incremento del 25% de la fuerza que se obtenga (PJA, 1995).

En arcillas compresibles se prefiere hacer uso del modelo de Haslem (1986) debido a que cuando el suelo se cierra sobre la tubería la resistencia aumenta considerablemente. El modelo de plantea la siguiente expresión:

$$F = \alpha S_u b \quad \text{Ec. 2.1}$$

donde:

α es el factor de adhesión de Peak, el cual se determina con la gráfica de la (Figura 2.1), adimensional

S_u es la resistencia al corte no drenada, obtenida de una prueba TX-UU, en kPa

b es el contacto entre el suelo y la tubería (Figura 2.2), en m

$$b = 1.6(P_u k_d C_e)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec. 2.2}$$

donde:

P_u es la fuerza de contacto por unidad de longitud, en kN/m

k_d es una relación entre los diámetros de la excavación y de la tubería, en m

$$k_d = \frac{D_e D_p}{D_e - D_p} \quad \text{Ec. 2.3}$$

donde:

D_e es el diámetro de la excavación, en m

D_p es el diámetro externo de la tubería, en m

C_e es un factor que relaciona los módulos de elasticidad y los coeficientes de Poisson de los materiales del suelo y de la tubería

$$C_e = \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_s} + \frac{(1 - \nu_p^2)}{E_p} \quad \text{Ec. 2.4}$$

donde:

E_s es el módulo de elasticidad del suelo, en kPa

E_p es el módulo de elasticidad de la tubería, en kPa

ν_s es coeficiente de Poisson del suelo, adimensional

ν_p es coeficiente de Poisson de la tubería, adimensional

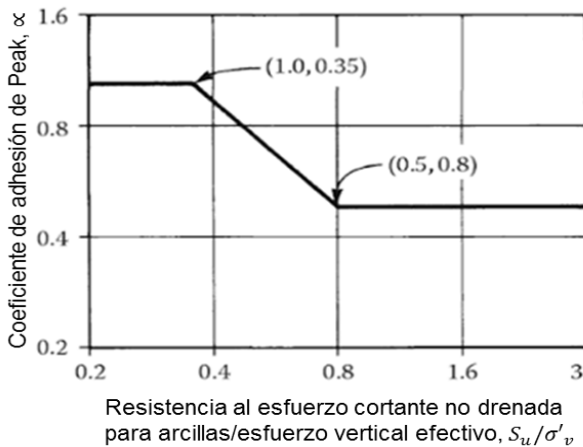


Figura 2.1 Gráfica para la determinación del coeficiente de adhesión de Peak.

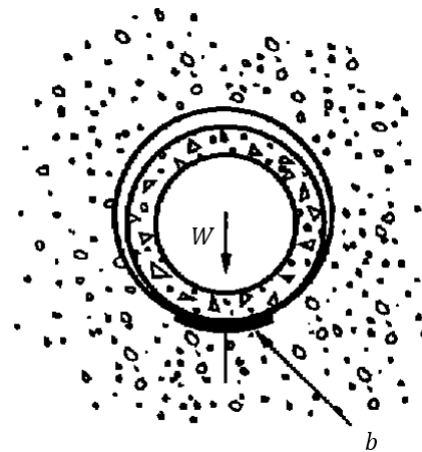


Figura 2.2 Contacto entre el suelo y la tubería (PJA, 1995)

Asimismo, para el caso de suelos no cohesivos el cálculo de la fuerza debida al peso propio se realiza mediante la expresión de The Pipe Jacking Association:

$$F = W \tan \delta \quad \text{Ec. 2.5}$$

donde:

W es el peso de la tubería, en kN

δ es el ángulo de fricción entre el suelo y la tubería, en grados

2.1.2 Fricción por contacto tubo-suelo

La consideración de la fricción como una fuerza a vencer durante la hincada de tubería, se debe que el diámetro excavado se puede ver reducido debido a un comportamiento elástico de liberación de los esfuerzos iniciales en el terreno, el cálculo de la reducción en el sentido vertical y horizontal, se puede realizar mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_v = \frac{(1 - \nu^2)}{E_S} D_e (3\sigma_v + \sigma_h)$$

$$\delta_h = \frac{(1 - \nu^2)}{E_S} D_e (3\sigma_h + \sigma_v)$$

Ec. 2.6

donde:

δ_v es la reducción vertical del diámetro de excavación, en m

δ_h es la reducción horizontal del diámetro de excavación, en m

ν es el coeficiente de Poisson del suelo, adimensional

E_S es el módulo de elasticidad del suelo, en kPa

D_e es el diámetro de la excavación, en m

σ_v es el esfuerzo vertical a la profundidad del túnel, en kPa

σ_h es el esfuerzo horizontal a la profundidad del túnel, en kPa

$$\sigma_h = k\sigma_v \quad \text{Ec. 2.7}$$

donde:

$$k = \frac{\sigma'_v k_0 + u}{\sigma'_v + u} \quad \text{Ec. 2.8}$$

k es la relación entre el esfuerzo total vertical y horizontal, adimensional

- σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo, en kpa
 u es la presión de poro, en kPa
 k_0 es la relación entre el esfuerzo total efectivo vertical y horizontal, adimensional

$$k_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \quad \text{Ec. 2.9}$$

donde:

OCR es la relación de sobreconsolidación, adimensional

ϕ' es el ángulo de fricción en condiciones drenadas, en grados

Asimismo, si a la excavación se le aplicó una presión interna de soporte, se puede considerar un incremento radial, el cual se obtiene haciendo uso de:

$$\delta_v = \frac{(1 + \nu^2)}{2E_s} PD_e \quad \text{Ec. 2.10}$$

donde:

P es la presión de soporte aplicada en el interior, en m

El uso de las expresiones anteriores nos permitirá determinar el contacto (Figura 2.3) entre el suelo y la tubería, si es el caso, se podrá hacer uso de la ecuación para capacidad de carga por adherencia lateral.

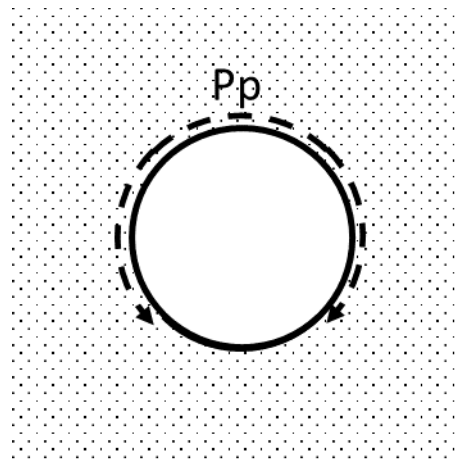


Figura 2.3 Contacto entre el suelo y la tubería por el cierre de suelos.

$$C_f = P_P F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i C_{ui} L_i \quad \text{Ec. 2.11}$$

donde:

FN es la fricción negativa, en kN

- C_f es la capacidad de carga por adherencia lateral, en kN
- P_p es el perímetro del elemento, en m
- F_R se tomará igual a 1, debido a que es para el cálculo de la fricción, adimensional
- m es el número de estratos cohesivos a lo largo del fuste del pilote o pila, adimensional
- α_i es el coeficiente de adherencia lateral elemento–suelo del estrato i , $\alpha_i = 0.5 \sqrt{\frac{\bar{P}_{vi}}{c_{ui}}}$, en dónde \bar{P}_{vi} es la presión vertical efectiva a la profundidad media del estrato i , adimensional
- c_{ui} es la cohesión media aparente determinada en ensaye triaxial no–consolidado no–drenado (UU) del estrato i , en kPa
- L_i es la longitud del pilote o pila correspondiente al estrato i , en m

2.2 Análisis de la estabilidad de la lumbrera

A continuación, se presentan los criterios más utilizados en la práctica para revisar los estados límite de falla y de servicio de una lumbrera. Dichos criterios están descritos en el Capítulo B.5.1 “*Túneles y lumbreras en suelos*” del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 2018).

2.2.1 Revisión de los estados límite de falla

2.2.1.1 Estabilidad de las paredes de la excavación

La estabilidad de las excavaciones en lumbreras debe de revisarse sin el uso de ademes, para lo cual se puede usar el método de Britto y Kusakabe (1983), que propone 3 posibles mecanismo de falla (*Figura 2.4*). La posibilidad de la excavación de la lumbrera sin ademe requerirá que se obtenga un factor de seguridad igual o superior a 1.5. El factor de seguridad se define como:

$$FS = \frac{N_s c_{u0}}{H_{Lum} \gamma M_L} \quad \text{Ec. 2.12}$$

donde:

H_{Lum} es la profundidad de la excavación, en m

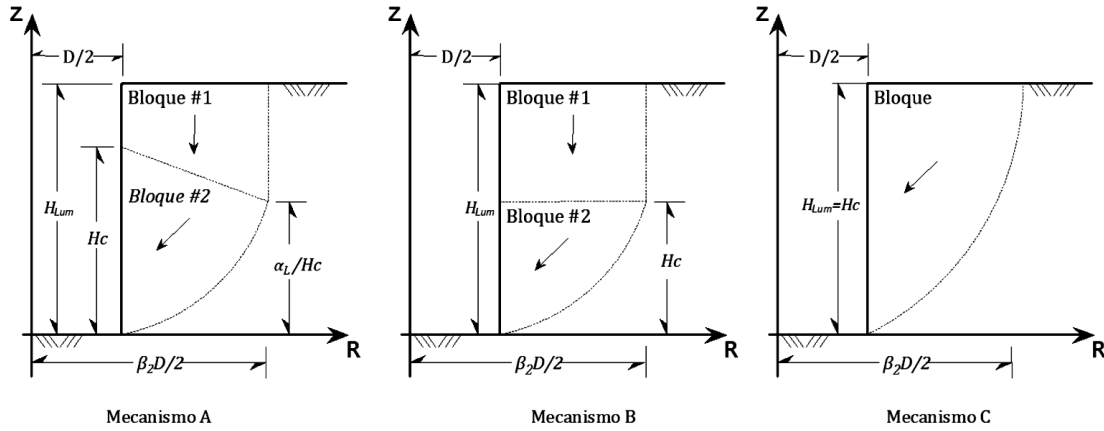


Figura 2.4 Mecanismo de falla de fondo para excavaciones sin ademe propuesto por Britto y Kusakabe (MDOC-CFE, 2018).

D es el ancho o diámetro de la lumbrera, en m

γ es el peso volumétrico del suelo, en kN/m^3

H_c es la distancia vertical desde el inicio de la cuña de falla hasta el fondo de la excavación, en m

β_2 es la relación entre la profundidad de la cuña de falla y la profundidad del fluido estabilizador, adimensional

α_L es el ángulo formado por la horizontal y la cuña de falla, en grados

c_{u0} es la resistencia al corte no-drenada media en la superficie del terreno (Figura 2.5), sin embargo, en el caso de un medio estratificado formado por suelos cohesivos, se aceptará el valor medio a lo largo de la superficie de falla, en kPa

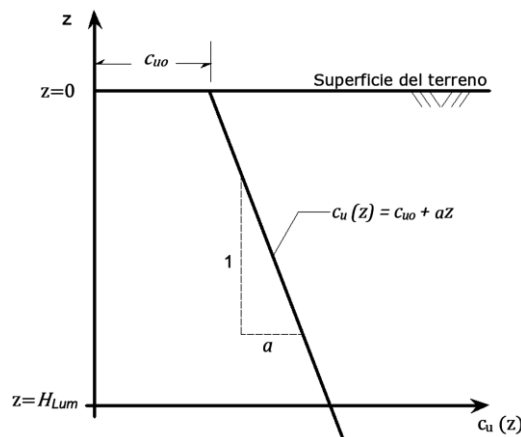


Figura 2.5 Variación de la resistencia no drenada con la profundidad (MDOC-CFE, 2018).

N_s es el número de estabilidad en función de M_L , de la profundidad de la excavación y del ancho de la lumbrera ($2H_{Lum}/D$), *Figura 2.6*, para las superficies de falla mencionadas, adimensional

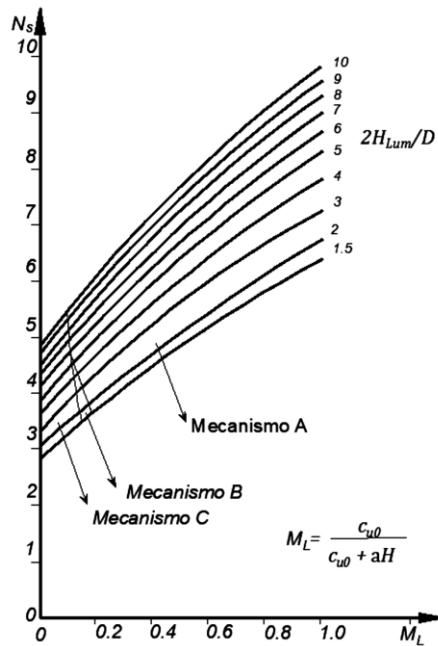


Figura 2.6 Valores de N_s en función de M_L , para diferentes relaciones de $2H_{Lum}/D$ (Britto y Kusakabe, 1983).

M_L es la relación entre las resistencias al corte no drenadas de la superficie y en la profundidad de la excavación, adimensional. Su obtención es mediante:

$$M_L = \frac{c_{u0}}{c_{u0} + aH_{Lum}} \quad \text{Ec. 2.13}$$

donde:

a es el incremento de la resistencia al corte con la profundidad, en kPa/m

2.2.1.2 Estabilidad de la zanja para muro Milán

El análisis de la estabilidad de los paneles del muro se puede realizar mediante el criterio de Aas (1976), que permite verificar que la presión ejercida sobre las paredes de la excavación impida que se genere una superficie de falla.

En la *Figura 2.7*, se observa el mecanismo de falla, en donde la cuña está formada por dos prismas de ancho igual al de la zanja excavada que pueden deslizar tanto en dirección vertical como horizontal. La resistencia al corte de los planos a 45°

corresponden a pruebas triaxiales, y para los planos verticales, la obtenida con veleta (MDOC-CFE, 2018).

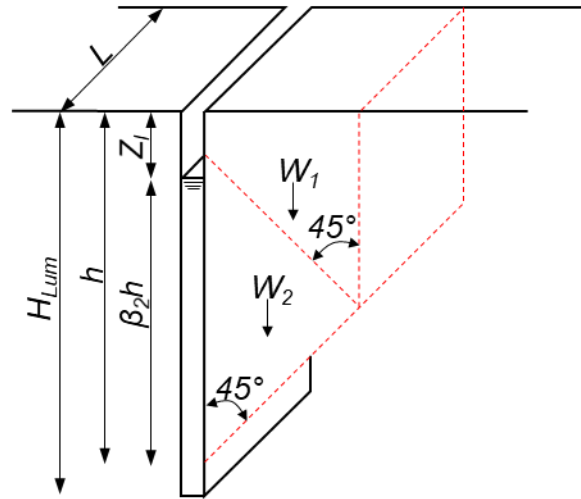


Figura 2.7 Mecanismo de falla propuesto por Aas (1976).

El factor de seguridad deberá ser mayor o igual a 1.5 en todas las profundidades de análisis y se obtiene mediante la siguiente expresión (Santoyo y Segovia, 2002):

$$FS = \frac{c_u}{h \left(\gamma - \beta_2^2 \gamma_1 + \frac{2q_s}{h} \right)} \left(2 + 0.94 \frac{h}{L} \right) \quad \text{Ec. 2.14}$$

donde:

- c_u es la resistencia media al corte no drenada a lo largo de la superficie potencial de falla determinada a partir de pruebas de campo o laboratorio, en kPa
- h es la profundidad de análisis de la cuña de falla, en m
- L es la longitud de la pantalla, en m
- γ es el peso volumétrico del suelo excavado, en kN/m^3
- γ_1 es el peso volumétrico del fluido estabilizador, en kN/m^3
- β_2 es la relación entre la profundidad de análisis de la cuña de falla y la profundidad del fluido estabilizador, $\beta_2 = 1 - \frac{z_l}{h}$, adimensional
- z_l es la profundidad del fluido estabilizador, en m
- q_s es la sobrecarga en la superficie, en kPa
- H_{Lum} es la profundidad de la excavación, en m

2.2.1.3 Estabilidad del núcleo

La revisión del núcleo se realiza planteando una similitud entre el núcleo y una prueba de compresión triaxial, la cual falla cuando el esfuerzo cortante desarrollado sea mayor a la resistencia al corte no-drenada (*Figura 2.8*). La estabilidad del núcleo tiene mayor relevancia cuando el método escogido ha sido el de flotación o el de los anillos.

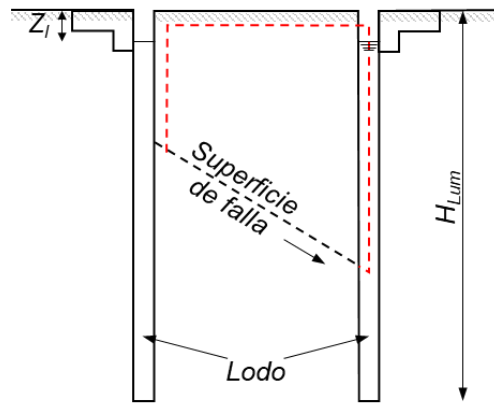


Figura 2.8 Falla del núcleo de la excavación (MDOC-CFE, 2018).

La estabilidad se garantiza al obtenerse un factor de seguridad mayor o igual a 1.1, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{2c_u}{\gamma H_{Lum} - \gamma_l (H_{Lum} - z_l)} \quad \text{Ec. 2.15}$$

donde:

- c_u es la resistencia al corte no-drenada media del núcleo de la excavación, en kPa
- γ es el peso volumétrico del núcleo, en kN/m^3
- γ_l es el peso volumétrico del fluido estabilizador, en kN/m^3
- H_{Lum} es la profundidad de la excavación, en m
- z_l es la profundidad del fluido estabilizador, en m

2.2.1.4 Falla de fondo

La falla de fondo de excavaciones profundas ademas, en arcillas blandas y saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo y el hundimiento

repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación y, finalmente el colapso de la estructura de soporte lateral (Tamez, 2001).

El mecanismo de este tipo de falla se presenta en las superficies de las curvas que se muestran en la *Figura 2.9*, en donde se observa que la sobrecarga en la superficie y suelo externo a la excavación conforman la parte actuante del mecanismo, mientras que la resistencia al corte sobre la superficie de falla, la adherencia entre el muro suelo y efecto del fluido estabilizador, si este existe, conforman la parte resistente.

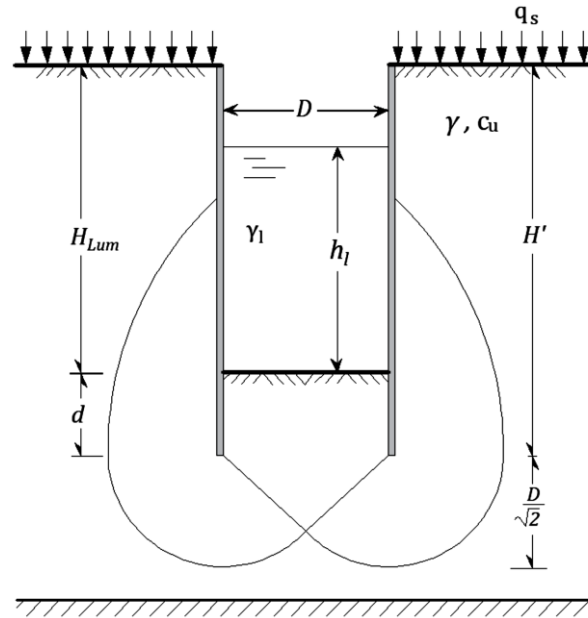


Figura 2.9 Mecanismo de falla de fondo (MDOC-CFE, 2018).

La determinación de la seguridad ante esta falla en suelos cohesivos saturados homogéneos se establece cuando se obtiene un factor mayor o igual a 1.5 en la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c_u(N_c i_c s_c + \eta J)}{\gamma H' + q_s - h_l \gamma_l} \quad \text{Ec. 2.16}$$

donde:

c_u es la resistencia al corte no-drenada media a lo largo de la superficie de falla, kPa

N_c es el factor de capacidad de carga = 5.14

i_c es el factor de profundidad = $1 + 0.2(H'/D)$

H' es la profundidad del sistema de retención, en m

D es el ancho o diámetro de la lumbrera, en m

- s_c factor de forma de acuerdo con la *Tabla 2.1*, adimensional
- η es el factor de adherencia lumbrera-suelo $= 0.4\sqrt{\sigma'_z/c_u}$
- σ'_z es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del sistema de retención ($H'/2$), en kPa
- J relación de superficies definida en la *Tabla 2.1*, adimensional
- γ es el peso volumétrico del suelo, en kN/m^3
- q_s es la sobrecarga en la superficie, en kPa
- γ_l es el peso volumétrico del fluido estabilizador, en kN/m^3
- h_l es la altura del fluido estabilizador, en m
- H_{Lum} es la profundidad al fondo de la excavación, en m
- d es la profundidad de empotramiento del ademe, en m
- L longitud de la lumbrera, en m

Tabla 2.1 Factores para la revisión de falla de fondo por cortante (MDOC-CFE, 2018).

Forma de la lumbrera	s_c	J
Rectangular	$1 + 0.2 \frac{D}{L}$	$2d + \left(\frac{1}{L} + \frac{1}{D}\right)$
Cuadrada	1.2	$4 \frac{d}{D}$
Circular	1.5	$4 \frac{d}{D}$

2.2.1.5 Falla por sub-presión

Es una falla debida al empuje que genera el agua a través de un estrato permeable (*Figura 2.10*), el cual en el caso de una excavación puede convertirse en una falla de fondo, para evitarse, se analiza con un factor de seguridad que está en función de la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes de sub-presión.

La seguridad ante este tipo de falla se establece con la obtención de un factor de seguridad igual o mayor a 2, obtenido mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\gamma h_s + \eta c_u J}{u} \quad \text{Ec. 2.17}$$

donde:

- γ es el peso volumétrico del suelo impermeable, en kN/m^3
- h_s es la altura del suelo impermeable, en m
- η es el factor de adherencia lumbrera-suelo $= 0.4\sqrt{\sigma'_z/c_u}$, adimensional
- σ'_z es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del sistema de retención $(H_{Lum} + d/2)$, si $h_s < d$ entonces d se reemplaza por h_s , en kPa
- H_{Lum} es la profundidad al fondo de la excavación, en m
- d es la profundidad de empotramiento del ademe, en m
- c_u es la resistencia al corte no-drenada media a lo largo de la superficie de falla, kPa
- J relación de superficies definida en la *Tabla 2.1*, adimensional
- u presión de poro en el lecho inferior de la capa impermeable, en kPa
- H' profundidad del sistema de retención, en m

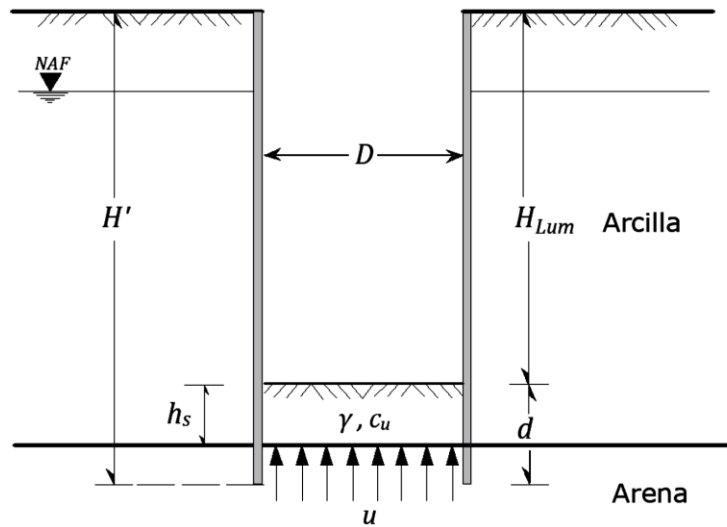


Figura 2.10 Fuerzas consideradas para la falla por sub-presión (MDOC-CFE, 2018).

El incremento del factor de seguridad se puede realizar mediante una disminución de la carga piezométrica en el estrato permeable, mediante un sistema de bombeo instalado en dicho estrato. Asimismo, para excavaciones en suelo friccionantes, el nivel freático debe controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde

cárcamos, pozos de punta o pozos de alivio con nivel dinámico considerablemente inferior al fondo de la excavación (MDOC-CFE, 2018).

2.2.1.6 Falla por empotramiento de la pata

Este mecanismo plantea el pateo del muro de contención al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica (*Figura 2.11*), el factor de seguridad se evalúa con la expresión (COVITUR, 1987):

$$FS_p = \frac{S_u L r + W l_w + M_p}{P \frac{D^2}{2}} \quad \text{Ec. 2.18}$$

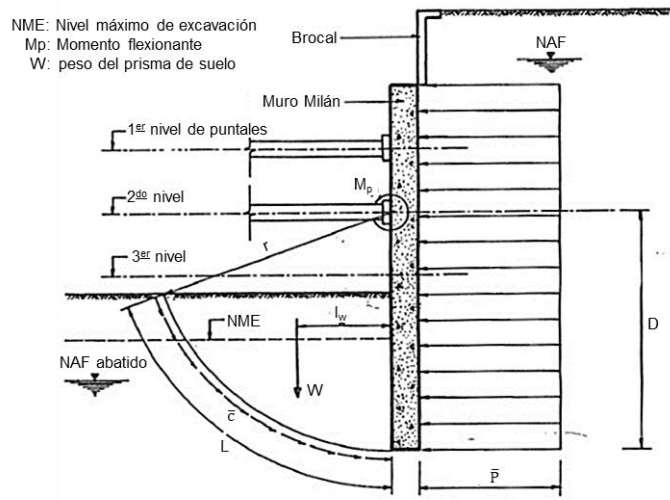


Figura 2.11 Mecanismo de falla por la pata del muro (COVITUR, 1987).

donde:

- S_u es la resistencia al corte no drenada promedio en la superficie de falla
- L es la longitud de la superficie de falla
- r es el radio de la superficie de falla
- W es el peso saturado del suelo
- l_w es la distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente
- M_p es el momento flexionante resistente del muro de contención, obtenido del diseño estructural
- P es la presión promedio sobre el muro

D es la longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro

El número de niveles de apuntalamiento necesarios y las profundidades máximas de cada etapa de excavación previa a la instalación de los puntales, se determina verificando que el factor de cada etapa sea mayor o igual a 1.5 (COVITUR, 1987).

2.2.1.7 Análisis por flotación y sobrecompensación

La flotación es un efecto producido por la presión de poro en el fondo de la estructura terminada que se puede presentar al retirar el fluido estabilizador o con la interrupción del bombeo. En el mecanismo de falla intervienen como la parte resistente el peso de la estructura y la adherencia que hay entre el suelo y la estructura, mientras que la parte resistente sólo participa la presión de poro (*Figura 2.12*).

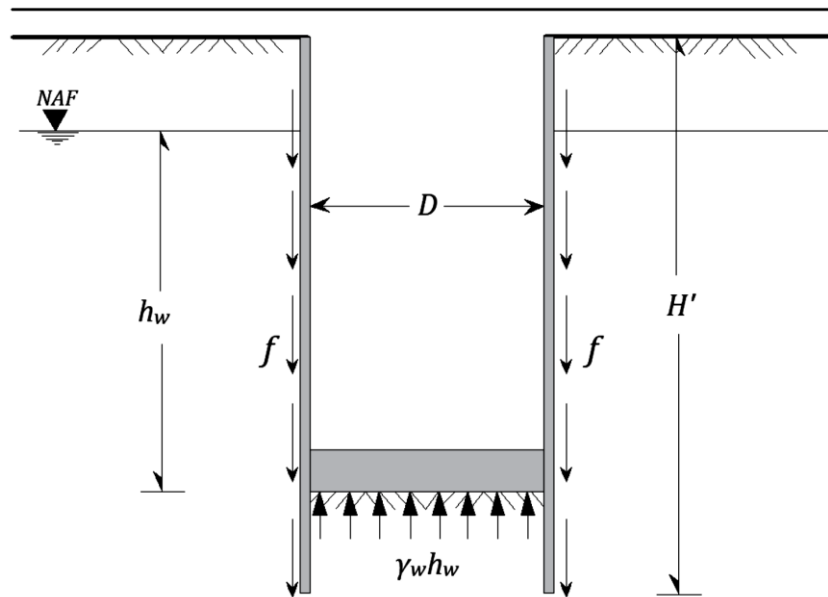


Figura 2.12 Fuerzas que intervienen en la flotación (MDOC-CFE, 2018).

La seguridad ante la flotación se establece con la obtención de un factor mayor o igual a 1.5, su determinación es mediante la siguiente expresión:

$$FS_f = \frac{W_e + fJ}{\gamma_w h_w} \quad \text{Ec. 2.19}$$

donde:

W_e es el peso de la estructura, en kN

- A_T es el área de la estructura, en m^2
- γ_w es el peso volumétrico del agua, en kN/m^3
- h_w es la altura del agua respecto al fondo de la lumbrera, en m
- J es la relación de superficies empleando $d=H'$, definida en la *Tabla 2.1*, adimensional
- f es la adherencia lumbrera-suelo, en kPa
- $f = c_u \eta$ para suelos blandos
- $f = \sigma'_z k_0 \tan \phi_L$ para suelos friccionantes

donde:

- c_u es la resistencia al corte no-drenada media del suelo a lo largo del fuste de la lumbrera, en kPa
- η es el factor de adherencia lumbrera-suelo $= 0.4\sqrt{\sigma'_z/c_u}$, adimensional
- σ'_z es la presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del sistema de retención ($H'/2$), en kPa
- K_0 es el coeficiente de presión de tierras en reposo $= 1 - \sin \phi'$, adimensional
- ϕ_L es la fricción lumbrera-suelo en función de ϕ' , valor típico de $(3/4)\phi'$, en grados
- ϕ' es el ángulo de fricción medio efectivo del suelo a lo largo del fuste de la lumbrera, en grados

La sobrecompensación es la descarga neta de la masa de suelo bajo el cajón, originada por la diferencia entre el peso de la tierra desplazada por la estructura y el peso propio de ésta, incluyendo plantillas de concreto, balasto y rellenos artificiales (COVITUR, 1987). El análisis que se realiza requiere de una buena determinación de los esfuerzos y las presiones de poro que actúan en el fondo, así como la estimación precisa de las cargas.

El análisis consiste en la determinar cómo será el peso del material removido respecto al de la estructura, siendo que, si el peso de la estructura es mayor, entonces se considerará que existe sobrecompensación, por lo cual se debe de obtener el valor de dicha presión, lo cual se puede realizar mediante la siguiente expresión:

$$P_s = \frac{P_t - P_e}{A} \quad \text{Ec. 2.20}$$

donde:

P_s es la presión de sobrecompensación

P_t es el peso de tierra excavada

P_e es el peso de la estructura

A es el área de la estructura

De acuerdo al o que se describe en las NTC-DCC-RCDF (2017), en la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 10 kPa a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

2.2.1.8 Falla por extrusión

La falla sucede cuando una capa o un lente formado por material cohesivo de muy baja resistencia en comparación con los estratos que lo rodean, pierde su confinamiento con la excavación (MDOC-CFE, 2018). La prevención de esta falla se da con la selección de un método constructivo como el de flotación o de los anillos, mientras que, si en un muro Milán las juntas entre los paneles quedan abiertas, la lumbrera será susceptible a fallar.

El cálculo del factor de seguridad se revisa a la profundidad de la capa débil, dicho factor debe ser mayor o igual a 1.2, su obtención es mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{2c_u + \gamma_l(z - z_l)}{(\gamma z + q_s)} \quad \text{Ec. 2.21}$$

donde:

c_u es la resistencia al corte no-drenada media de la capa de suelo de baja resistencia, en kPa

γ es el peso volumétrico de la capa de suelo de baja resistencia, en kN/m³

γ_l es el peso volumétrico del fluido estabilizador, en kN/m³

z es la profundidad de la capa de suelo de baja resistencia, en m

z_l es la profundidad del fluido estabilizador, en m

q_s es la sobrecarga en la superficie, en kPa

2.2.1.9 Capacidad de carga

Dicho término habla de la magnitud de cargas que puede soportar un suelo antes de que se produzca una falla, por lo cual al igual que en otros análisis, se debe verificar que las fuerzas actuantes no excedan a las resistentes. Las NTC-DCC-RCDF (2017) indican, para zapatas y losas, la revisión de la capacidad de carga mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < r \quad \text{Ec. 2.22}$$

donde:

$\sum Q F_c$ es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga

A es el área del elemento de cimentación

r es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación

La determinación de r , según las normas se dará mediante al menos dos métodos, ya sean analíticos, pruebas de campo, de análisis límite, modelación numérica o basados en experiencia local. De acuerdo a lo indicado para los métodos analíticos, el valor de la capacidad de carga se hará mediante las siguientes expresiones:

$$r_c = [C_u N_c] F_R + p_v$$

$$r_f = \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad \text{Ec. 2.23}$$

donde:

r_c es la capacidad de carga en suelos cohesivos

r_f es la capacidad de carga en suelos friccionantes

γ es el peso volumétrico del suelo

C_u es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)

B es el ancho de la cimentación

p_v es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo

\bar{p}_v es la presión vertical efectiva a la misma profundidad

N_c es el coeficiente de capacidad de carga para suelos cohesivos

N_q es el coeficiente de capacidad de carga para suelos friccionantes

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga para suelos friccionantes

Para el cálculo de la capacidad de carga se deben de tomar en cuenta la geometría del elemento, ya que si se tienen elementos rectangulares, circulares o cuadrados, los factores N_q y N_γ deberán ser modificados por lo que se indica en las normas.

2.2.2 Revisión de los estados límite de servicio

A continuación, se describe la manera de estimar los asentamientos o expansiones, tanto para el corto como en el largo plazo.

La determinación de los desplazamientos instantáneos se realizará haciendo uso de la teoría de la elasticidad, empleando la ecuación de Steinbrenner (1934) para el cálculo de una estructura flexible en una esquina, por lo tanto, el resultado se deberá multiplicar por 4 (Figura 2.13):

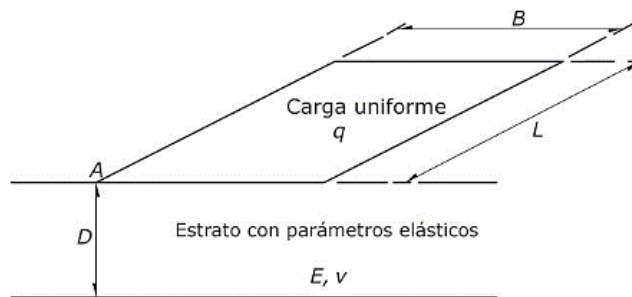


Figura 2.13 Esquema para la determinación de desplazamientos en una esquina de Steinbrenner (1934).

$$\Delta H_{ins} = \frac{\Sigma QB}{AE} [(1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2]F_3 \quad \text{Ec. 2.24}$$

donde:

ΔH_{ins} es el asentamiento en la esquina A del área cargada, en m

ΣQ son las acciones verticales a tomar en cuenta, en kN

B es la dimensión lateral menor, en m

A es el área de la estructura, en m^2

E es el módulo de elasticidad del suelo, en kPa

ν es la relación de Poisson del suelo, adimensional

F_1 es un factor de influencia = $\frac{1}{\pi}(A_0 + A_1)$, adimensional

F_2 es un factor de influencia = $\frac{n}{\pi} \tan^{-1}(A_2)$

donde:

$$A_0 = m \ln \frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1})(\sqrt{m^2 + n^2})}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})}$$

$$A_1 = \ln \frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})(\sqrt{1 + n^2})}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}$$

Ec. 2.25

$$A_1 = \frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}$$

donde:

m es una relación = L/B , adimensional

n es una relación = D/B , adimensional

F_3 es un factor de profundidad que se obtiene de la *Figura 2.14*, adimensional

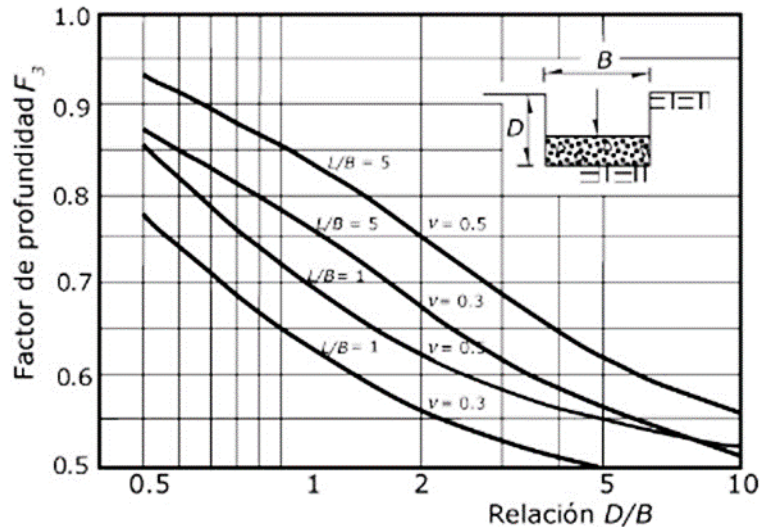


Figura 2.14 Gráfica para la determinación de F_3 .

Los desplazamientos diferidos se obtendrán mediante la determinación inicial de los esfuerzos iniciales en la masa de suelo, luego, se calculará la distribución de los incrementos en los esfuerzos verticales por la estructura y, finalmente, se obtendrá el desplazamiento resultante.

La obtención de la distribución de esfuerzos será mediante la solución de Damy y Casales, en la cual se puede determinar el esfuerzo en cualquier punto de un área

poligonal uniformemente cargada, ya sea con la ecuación de Boussinesq, Westergaard o Frölich.

La solución parte de la determinación del esfuerzo en el vértice de un triángulo que está uniformemente cargado, con lo cual es posible dividir un polígono en triángulos y así obtener la distribución de esfuerzos en un punto cualquiera, fuera o dentro de la superficie.

En la *Figura 2.15*, se puede observar que se tiene una poligonal ubicada en el plano XY, formada por los puntos del 1 al 5, se desea conocer la distribución de esfuerzos en el punto P, para lo cual se formarán 5 triángulos (P12, P23, P34, P45 y P51).

Los triángulos P12, P23 y P34 por estar uniformemente cargados se considerarán positivos, sin embargo, como el punto de interés se encuentra fuera de la zona cargada, será necesario retirar lo correspondiente a la zona no cargada, por lo que P45 y P51 se considerarán negativos.

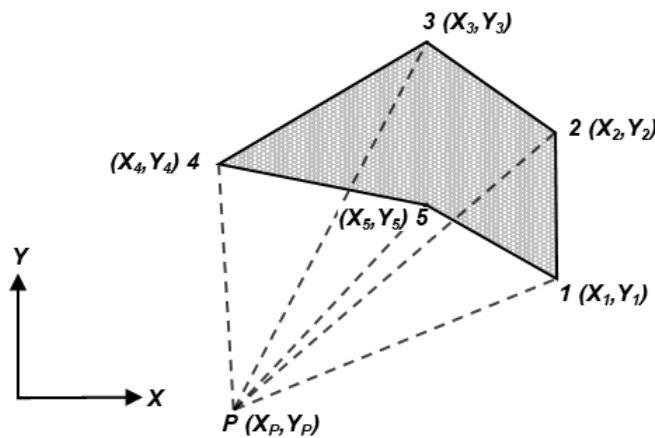


Figura 2.15 Triangulación para la determinación de una superficie uniformemente cargada.

La ecuación de Boussinesq para resolver una poligonal sería:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \sum_{i=1}^n \left\{ \theta_{2i} - \theta_{1i} - \tan^{-1}[B_{2i}] + \tan^{-1}[B_{1i}] + \frac{[B_{2i} - B_{1i}]}{[a_i^2 + 1]} \right\} \quad \text{Ec. 2.26}$$

La ecuación de Westergaard para resolver una poligonal sería:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \sum_{i=1}^n \{ \theta_{2i} - \theta_{1i} - \tan^{-1}[W_{2i}] + \tan^{-1}[W_{1i}] \} \quad \text{Ec. 2.27}$$

La ecuación de Frölich con $\chi = 2$ (suelo estratificado, con estratos de diferentes deformabilidades) para resolver una poligonal sería:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{1+a_i^2}} \{\tan^{-1}[J_{2i}] - \tan^{-1}[J_{1i}]\} \quad \text{Ec. 2.28}$$

La ecuación de Frölich con $\chi = 4$ (suelo homogéneo en que la compresibilidad se reduce con la profundidad, como en el caso de las arenas) para resolver una poligonal sería:

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{1+a_i^2}} \left\{ \frac{3a_i^2 + 2}{\sqrt{1+a_i^2}} [\tan^{-1}(J_{2i}) - \tan^{-1}(J_{1i})] + N_{2i} - N_{1i} \right\} \quad \text{Ec. 2.29}$$

donde:

x_p, y_p son las coordenadas del punto P , en m

x_i, y_i son las coordenadas del vértice i del triángulo, en m

x_{i+1}, y_{i+1} son las coordenadas del vértice $i+1$ del triángulo, en m

θ_{1i} es $\theta_{1i} = \tan^{-1} C_{1i}$, en grados

θ_{2i} es $\theta_{2i} = \tan^{-1} C_{2i}$, en grados

donde:

C_{1i} es $C_{1i} = [x'_i(x'_{i+1} - x'_i) + y'_i(y'_{i+1} - y'_i)] / F_i$, adimensional

C_{2i} es $C_{2i} = [x'_{i+1}(x'_{i+1} - x'_i) + y'_{i+1}(y'_{i+1} - y'_i)] / F_i$, adimensional

donde:

x'_i es $x'_i = x_i - x_p$, en m

x'_{i+1} es $x'_{i+1} = x_{i+1} - x_p$, en m

y'_i es $y'_i = y_i - y_p$, en m

y'_{i+1} es $y'_{i+1} = y_{i+1} - y_p$, en m

F_i es $F_i = x'_i y'_{i+1} - x'_{i+1} y'_i$, en m^2

L_i es $L_i = \sqrt{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2}$, en m

a_i es $a_i = \left| \frac{zL_i}{F_i} \right|$, adimensional

B_{ki} es $B_{ki} = \frac{a_i C_{ki}}{\sqrt{1+a_i^2+C_{ki}^2}}$ con $k = 1,2$, adimensional

W_{ki} es $W_{ki} = \frac{Ka_i C_{ki}}{\sqrt{1+K^2 a_i^2 + C_{ki}^2}}$ con $k = 1,2$, adimensional

J_{ki} es $J_{ki} = \frac{C_{ki}}{\sqrt{1+a_i^2}}$ con $k = 1,2$, adimensional

N_{ki} es $N_{ki} = \frac{a_i^2 C_{ki}}{1+a_i^2+C_{ki}^2}$ con $k = 1,2$, adimensional

K es $K = \sqrt{\frac{0.5-v}{1-v}}$, adimensional

Una vez que se han determinado la distribución de los esfuerzos efectivos y los incrementos que estos tendrán, se hará uso de la siguiente expresión para calcular los desplazamientos diferidos:

$$\Delta H_{dif} = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1+e_0} \right] \Delta z \quad \text{Ec. 2.30}$$

donde:

ΔH_{dif} es el asentamiento diferido de un estrato de espesor H

e_0 es la relación de vacíos inicial

Δe es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes

En las NTC-DCC-RCDF (2017) se señala que tanto los asentamientos como las emersiones permitidas en las zonas II y III serán de 0.30 m para construcciones aisladas, para las cuales también se especifica que podrán tener un valor mayor si este se toma en cuenta en el diseño estructural de elementos como pilotes y las conexiones que se tengan con la subestructura.

2.3 Análisis de la estabilidad del túnel

A continuación, se presentan los criterios más utilizados en la práctica para revisar los estados límite de falla y de servicio de un túnel. Dichos criterios están descritos en el Capítulo B.5.1 “*Túneles y lumbreras en suelos*” del Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE, 2018).

2.3.1 Convergencias

La determinación de las convergencias dependerá del estado de esfuerzos en el que se encuentre el suelo, partiendo de un estado inicial, la excavación del túnel provocará descompresión y descarga del suelo, de las cuales se puede o no calcular la descompresión, puesto que en terrenos blandos los esfuerzos se restituyen rápidamente (MDOC-CFE, 2018).

El cálculo de la descarga se realizará mediante la solución de Mindlín (Figura 2.16), que usa las Ec. 2.31, Ec. 2.32 y Ec. 2.33 para la determinación del incremento de esfuerzos tanto en el sentido vertical como en el horizontal y del cortante. Dichos valores estarán en función del valor de la fuerza debida a la descarga del suelo y de la posición del punto de cálculo en el terreno.

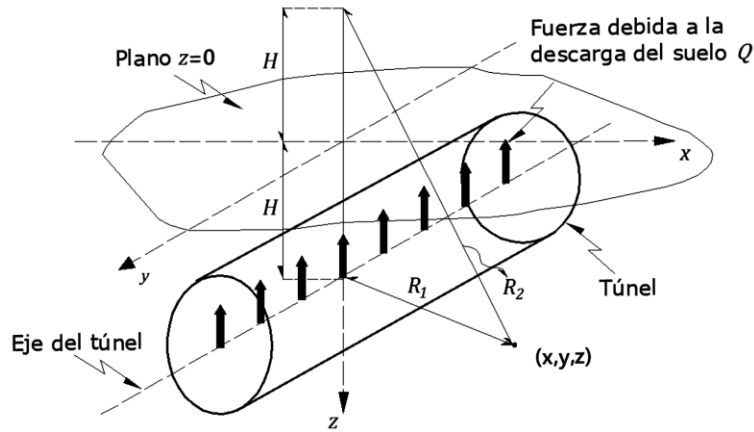


Figura 2.16 Solución de Mindlín (1936) para la descarga de suelo sobre un túnel.

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q_1}{8\pi(1-\nu_u)} \left[-\frac{(1-2\nu_u)(z-H)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu_u)(z-H)}{R_2^3} - \frac{3(z-H)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu_u)z(z+H)^2 - 3H(z+H)(5z-H)}{R_2^5} - \frac{30zH(z+H)^3}{R_2^7} \right] \quad \text{Ec. 2.31}$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{Q_1}{8\pi(1-\nu_u)} \left[\frac{(1-2\nu_u)(z-H)}{R_1^3} - \frac{3x^2(z-H)}{R_1^5} + \frac{(1-2\nu_u)[3(z-H) - 4\nu_u(z+H)]}{R_2^3} - \frac{3(3-4\nu_u)x^2(z-H) - 6H(z+H)[(1-2\nu_u)z - 2\nu_uH]}{R_2^5} - \frac{30x^2zH(z+H)}{R_2^7} - \frac{4(1-\nu_u)(1-2\nu_u)}{R_2(R_2+z+H)} \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+H)} - \frac{x^2}{R_2} \right) \right] \quad \text{Ec. 2.32}$$

$$\Delta\tau_{xy} = \frac{Q_1 x}{8\pi(1 - \nu_u)} \left[-\frac{(1 - 2\nu_u)}{R_1^3} + \frac{(1 - 2\nu_u)}{R_2^3} - \frac{3(z - H)^2}{R_1^5} - \frac{3(3 - 4\nu_u)z(z + H) - 3H(3z + H)}{R_2^5} - \frac{30Hz(z + H)^2}{R_2^7} \right] \quad \text{Ec. 2.33}$$

donde:

$\Delta\sigma_z$ es el incremento de esfuerzo horizontal, en kPa

$\Delta\sigma_x$ es el incremento de esfuerzo vertical, en kPa

$\Delta\tau_{xy}$ es el incremento de esfuerzo cortante, en kPa

Q_1 es la fuerza debida a la descarga del suelo por unidad de longitud, en kN

H es la distancia de la superficie al centro de la sección del túnel, en m

R_1 es la distancia radial del centro del túnel a cualquier punto en el medio, en m

R_2 es la distancia radial de un punto imaginario colocado a una distancia H por encima de la superficie a cualquier punto en el medio, en m

x es la coordenada cartesiana a partir del centro del túnel, en m

z es la profundidad del punto de interés, en m

ν_u es la relación de poisson no drenada, adimensional

Una vez que se ha determinado el incremento por la descarga, es posible obtener las convergencias del túnel, las cuales son variaciones de distancias entre puntos de interés del revestimiento para cada etapa de análisis del túnel (MDOC-CFE, 2018). El cálculo se realizará mediante la solución de Einstein y Schwartz (1979), que permite obtener determinar la interacción entre el suelo y el revestimiento.

La primera consideración es sobre la profundidad y diámetro del túnel, ya que se requiere determinar los esfuerzos que están actuando en el terreno alrededor del suelo, por lo que si se cumple la desigualdad (Ec. 2.34), los esfuerzos actuantes en el suelo aledaño serán equivalentes a los correspondientes al centro del túnel, caso contrario se usaría el esfuerzo correspondiente al punto de interés (Figura 2.17).

$$\frac{h_{clav}}{D} \geq 7 \quad \text{Ec. 2.34}$$

donde:

h_{clav} es la profundidad a la clave del túnel, en m

D es el diámetro del túnel, en m

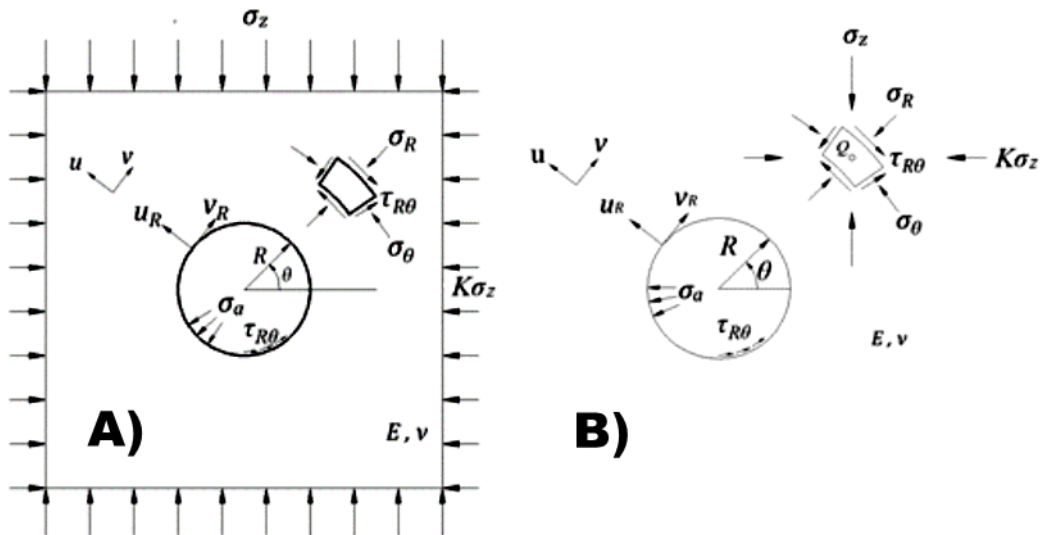


Figura 2.17 Consideraciones en el estado de esfuerzos:

A) Esfuerzos actuantes equivalentes a los del centro del túnel.

B) Esfuerzos actuantes específicos para cada punto.

Al haber determinado los esfuerzos horizontales y verticales se calculan los desplazamientos radiales (Ec. 3.35) y circunferenciales (Ec. 3.36) que tendrá el túnel mediante las siguientes ecuaciones:

$$\frac{u_R E}{\sigma_z R (1 + \nu)} = \frac{1}{2} (1 + K) a_0 + \frac{1}{2} (1 - K) [4(1 - \nu_u) b_2 - 2a_2] \cos 2\theta \quad \text{Ec. 2.35}$$

$$\frac{v_\theta E}{\sigma_z R (1 + \nu)} = -(1 - K) [a_2 + (1 - 2\nu_u) b_2] \sin 2\theta \quad \text{Ec. 2.36}$$

Diana:

u_R es el desplazamiento radial del revestimiento, en m

v_θ es el desplazamiento circunferencial del revestimiento, en m

σ_z es el esfuerzo vertical inicial asociado a la interacción terreno revestimiento, en kPa

K es la relación entre los esfuerzos horizontal y vertical, así como se indicó en la sección 2.1.2, adimensional

R es el radio exterior del revestimiento, en m

θ es el ángulo polar medido a partir del eje horizontal y en sentido anti-horario, en grados

a_0 es una variable, adimensional

$$a_0 = \frac{CF(1-v)}{C+F+CF(1-v)} \quad \text{Ec. 2.37}$$

a_2 es una variable, adimensional

$$a_2 = \beta_1 b_2 \quad \text{Ec. 2.38}$$

b_2 es una variable, adimensional

$$b_2 = \frac{C(1-v)}{2[C(1-v) + 4v - 6\beta_1 - 3\beta_1 C(1-v)]} \quad \text{Ec. 2.39}$$

donde:

v es la relación de Poisson del terreno, adimensional

C es la relación de compresibilidad, adimensional

$$C = \frac{ER(1-v_s^2)}{E_s A_s (1-v^2)} \quad \text{Ec. 2.40}$$

F es la relación de flexibilidad, adimensional

$$F = \frac{ER^3(1-v_s^2)}{E_s I_s (1-v^2)} \quad \text{Ec. 2.41}$$

donde:

E es el módulo de elasticidad del terreno, en kPa

R es el radio exterior del revestimiento, en m

E_s es el módulo de elasticidad del revestimiento, en kPa

v_s es la relación de Poisson del revestimiento, adimensional

A_s es el área de la sección del túnel, en m²

I_s es la inercia de la sección del túnel, en m⁴

El límite para las convergencias diametrales corresponde al 1% del diámetro del túnel, sin embargo, dicho valor podrá ser modificado bajo un criterio razonable. En adición, la solución de Einstein y Schwartz (1979), también permite obtener un valor estimado de los elementos mecánicos actuantes en la sección del túnel, así como el esfuerzo radial, las expresiones se describen a continuación:

$$N = \left[\frac{1}{2}(1+K)(1-a_0) + \frac{1}{2}(1-K)(1+2a_2) \cos 2\theta \right] / \sigma_z R \quad \text{Ec. 2.42}$$

$$V = \tau_{R\theta} = \frac{1}{2} \sigma_z (1-K)(1+6a_2 - 2b_2) \sin 2\theta \quad \text{Ec. 2.43}$$

$$M = \left[\frac{1}{4} (1 - K)(1 - 2a_2 + 2b_2) \cos 2\theta \right] / \sigma_z R^2 \quad \text{Ec. 2.44}$$

$$\sigma_R = \frac{1}{2} \sigma_z (1 + K) (1 - a_0) - \frac{1}{2} \sigma_z (1 - K)(1 - 6a_2 + 4b_2) \cos 2\theta \quad \text{Ec. 2.45}$$

donde:

N es la normal sobre el revestimiento, en kN/m

V es el cortante en la interfaz terreno-revestimiento, en kN/m

M es el momento actuante sobre el revestimiento, en kN/m

σ_R es el esfuerzo radial en la interfaz terreno-revestimiento, en KPa

El esfuerzo vertical total empleado en las ecuaciones anteriores será el resultado de la superposición de los efectos considerados en el terreno, por lo que cada efecto se recomienda obtenerlo en sistema polar, y posteriormente, obtener el esfuerzo vertical correspondiente, la conversión de los esfuerzos del sistema cartesiano se podrán realizar mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \sigma_\theta &= \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \cos 2\theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tau_{R\theta} &= -\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \sin 2\theta - \tau_{xy} \cos 2\theta \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.46}$$

donde:

σ_R es el esfuerzo radial equivalente a un sistema cartesiano, en kPa

σ_θ es el esfuerzo tangencial equivalente a un sistema cartesiano, en kPa

$\tau_{R\theta}$ es el cortante equivalente a un sistema cartesiano, en kPa

τ_{xy} es el cortante correspondiente a un sistema cartesiano, en kPa

Una vez que se tienen los valores correspondientes al sistema polar, se obtiene el esfuerzo vertical total para el cálculo de la interacción, empleando la expresión:

$$\sigma_z = \frac{\sigma_\theta + \sigma_R}{2} + \frac{\sigma_\theta - \sigma_R}{2} \cos 2\theta - \tau_{R\theta} \sin 2\theta \quad \text{Ec. 2.47}$$

La aplicación de lo anterior permite obtener las condiciones del corto plazo, por otro lado, si se desean calcular las convergencias y elementos mecánicos del largo plazo

se podrán emplear las ecuaciones de Einstein y Schwartz con parámetros efectivos, y un esfuerzo vertical obtenido con:

$$\sigma_{z2} = \frac{\sigma_{\theta} + (\sigma_R + \Delta u)\sigma_R}{2} + \frac{\sigma_{\theta} - (\sigma_R + \Delta u)}{2} \cos 2\theta + \tau_{R\theta} \sin 2\theta \quad \text{Ec. 2.48}$$

σ_{z2} es el esfuerzo vertical usado para el largo plazo, en kPa

Δu es el cambio en la presión de poro para el largo plazo, en kPa

En la ecuación anterior se requiere del cortante, el esfuerzo radial y el esfuerzo tangencial, los dos primeros fueron obtenidos anteriormente con la solución de la interacción, por lo que se empleará la solución de Pérez y Auvinet (2013) para obtener el esfuerzo tangencial y se recalcularán el cortante y el radial, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \sigma_R = & 2(3A_{\sigma}r^{-4} + 10B_{\sigma}r^{-6}) \cos 4\theta + 2(6C_{\sigma}r^{-5} + D_{\sigma}r^{-3}) \sin 3\theta \\ & + 2(E_{\sigma} + 3G_{\sigma}r^{-4}) \cos 2\theta + (H_{\sigma}r^{-1} + 2I_{\sigma}r^{-3}) \sin \theta \\ & - J_{\sigma}r^{-2} + 2L_{\sigma} \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.49}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} = & 2(9A_{\sigma}r^{-4} + 10B_{\sigma}r^{-6}) \cos 4\theta - 2(6C_{\sigma}r^{-5} + D_{\sigma}r^{-3}) \sin 3\theta \\ & - 2(E_{\sigma} + 2F_{\sigma}r^{-2} + 3G_{\sigma}r^{-4}) \cos 2\theta \\ & - (H_{\sigma}r^{-1} + 2I_{\sigma}r^{-3}) \sin \theta + J_{\sigma}r^{-2} + 2L_{\sigma} \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.50}$$

$$\begin{aligned} \tau_{R\theta} = & -4(3A_{\sigma}r^{-4} + 5B_{\sigma}r^{-6}) \sin 4\theta + 6(2C_{\sigma}r^{-5} + D_{\sigma}r^{-3}) \cos 3\theta \\ & + 2(E_{\sigma} - F_{\sigma}r^{-2} - 3G_{\sigma}r^{-4}) \sin 2\theta \\ & - (H_{\sigma}r^{-1} - 2I_{\sigma}r^{-3}) \cos \theta \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.51}$$

donde:

r es la distancia radial del centro a cualquier punto del terreno, en m

$A_{\sigma}, B_{\sigma}, C_{\sigma}, \dots, L_{\sigma}$ y L_{σ} son las funciones de esfuerzos calculadas a partir de:

$$\begin{aligned} A_{\sigma} &= -\frac{1}{6}R_{ext}^4(f_4 - g_4) \\ B_{\sigma} &= \frac{1}{20}R_{ext}^6(2f_4 - 3g_4) \\ C_{\sigma} &= \frac{1}{24}R_{ext}^5(3f_3 + 5g_3) \\ D_{\sigma} &= -\frac{1}{4}R_{ext}^3(f_3 + g_3) \\ E_{\sigma} &= -\frac{1}{4}(\sigma_{x0} - \sigma_{z0}) \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.52}$$

$$F_{\sigma} = \frac{1}{2} R_{ext}^2 (\sigma_{x0} - \sigma_{z0} - f_2 + g_2)$$

$$G_{\sigma} = -\frac{1}{12} R_{ext}^4 [3(\sigma_{x0} - \sigma_{z0}) - 2f_2 + 4g_2]$$

$$H_{\sigma} = -\frac{1}{2} R_{ext} (f_1 + g_1)$$

$$I_{\sigma} = -\frac{1}{4} R_{ext}^3 (f_1 - g_1)$$

$$J_{\sigma} = -\frac{1}{2} R_{ext}^2 (\sigma_{x0} + \sigma_{z0} - 2f_0)$$

$$L_{\sigma} = \frac{1}{4} (\sigma_{x0} + \sigma_{z0})$$

donde:

R_{ext} es el radio externo del túnel, en m

σ_{z0} es el esfuerzo vertical total inicial del terreno, en kPa

σ_{x0} es el esfuerzo horizontal total inicial del terreno, en kPa

f_0, f_1, f_2, f_3 y f_4 son constantes para la distribución radial de esfuerzos, calculadas mediante:

$$f_0 = \frac{1}{8} (f_{90^\circ} + f_{-90^\circ}) + \frac{1}{4} (f_{0^\circ} + f_{45^\circ} + f_{-45^\circ})$$

$$f_1 = \frac{1}{4} (f_{90^\circ} - f_{-90^\circ}) + \frac{\sqrt{2}}{4} (f_{45^\circ} - f_{-45^\circ})$$

$$f_2 = \frac{1}{2} (f_{0^\circ}) + \frac{1}{4} (f_{90^\circ} - f_{-90^\circ})$$

Ec. 2.53

$$f_3 = \frac{1}{4} (f_{-90^\circ} - f_{90^\circ}) + \frac{\sqrt{2}}{4} (f_{45^\circ} - f_{-45^\circ})$$

$$f_4 = \frac{1}{8} (f_{90^\circ} + f_{-90^\circ}) + \frac{1}{4} (f_{0^\circ} - f_{45^\circ} - f_{-45^\circ})$$

donde:

$f_{90^\circ}, f_{45^\circ}, f_{0^\circ}, f_{-45^\circ}$ y f_{-90° son valores puntuales de esfuerzos radiales en la interfaz terreno-revestimiento en los ángulos indicados, calculados con la solución de Einstein y Schwartz (1979), Alberro (1983) u obtenidos con celdas de carga.

g_1, g_2, g_3 y g_4 son expresiones que se encuentran en función de esfuerzos cortantes calculadas mediante:

$$\begin{aligned} g_1 &= \frac{\sqrt{2}}{4}(g_{45^\circ} + g_{-45^\circ}) & g_3 &= -\frac{\sqrt{2}}{4}(g_{45^\circ} + g_{-45^\circ}) \\ g_2 &= -\frac{1}{2}(g_{45^\circ} - g_{-45^\circ}) & g_4 &= f_4 \end{aligned} \quad \text{Ec. 2.54}$$

donde:

g_{45° y g_{-45° son valores puntuales de esfuerzos cortantes en la interfaz terreno-revestimiento en los ángulos indicados, calculados con la solución de Einstein y Schwartz (1979) o Alberro (1983).

2.3.2 Revisión de los estados límite de falla

A continuación, se describe la revisión de la estabilidad en el frente del túnel, así como la manera de determinar la magnitud de la presión aplicada necesaria para prevenir la falla.

La revisión de la estabilidad del frente de un túnel comienza determinando si este puede tener un frente abierto, en caso contrario, deberá aplicarse una presión que sea suministrada mediante aire, un fluido o mecánicamente. A partir de la teoría de las líneas características (Alberro, 1987), para suelos cohesivos, se hace uso de la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c_p N_{ct}}{\gamma h_{cub} + q_s} \quad \text{Ec. 2.55}$$

donde:

- c_p es la cohesión ponderada a lo largo de la superficie de falla, en kPa
- N_{ct} es el coeficiente de estabilidad tridimensional que está en función de la relación h_{cub}/D (Tabla 2.2), adimensional
- h_{cub} es la profundidad a la plantilla del túnel, en m
- D es el diámetro de la excavación del túnel, en m
- γ es el peso volumétrico medio del suelo hasta el eje del túnel, en kN/m³
- q_s es la sobrecarga en la superficie, en kPa

Tabla 2.2 Coeficientes de estabilidad tridimensional (Alberro, 1987).

h_{cub}/D	N_{ct}
1.50	3.77
2.00	4.48
2.20	4.64
3.00	5.20
3.80	5.65

El factor de seguridad deberá ser mayor a 1.5 para considerar estable el frente, en caso contrario, es necesario aplicar una presión de apoyo que brindará el soporte necesario para evitar la ocurrencia de una chimenea o una falla en la superficie (*blow-up*), *Figura 2.18*, se debe de revisar con gran atención en las zonas de baja cobertura. La determinación de la presión que será requerida para evitar que se presenten los fenómenos mencionados, respectivamente, son:

$$\sigma_a \geq \gamma h_{cub} + q_s - \frac{C_p N_{ct}}{FS} \quad \text{Ec. 2.56}$$

$$\sigma_a < \gamma h_{cub} + q_s + \frac{C_p N_{ct}}{FS} \quad \text{Ec. 2.57}$$

La seguridad ante estos dos fenómenos se puede evaluar mediante el uso de la *Ec. 2.58* y *Ec. 2.59*, dichas ecuaciones consideran la existencia de una sobrecarga en la superficie y así como en la primera revisión de estabilidad, también se recomiendan factores mayores o iguales al 1.5.

$$\text{Chimenea} - FS = \frac{C_p N_{ct}}{\gamma h_{cub} + q_s - \sigma_a} \quad \text{Ec. 2.58}$$

$$\text{Blow up} - FS = \frac{C_p N_{ct}}{\sigma_a - \gamma h_{cub} - q_s} \quad \text{Ec. 2.59}$$

donde:

σ_a es la presión aplicada al frente del túnel, en kPa

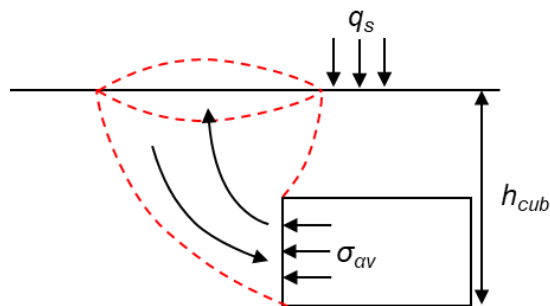


Figura 2.18 Efectos de una presión insuficiente o excesiva en el frente del túnel.

2.3.3 Revisión de los estados límite de servicio

A continuación, se describe la manera de estimar los asentamientos inmediatos y totales en la superficie por la excavación del túnel, la determinación de las convergencias y los elementos mecánicos de una sección, y el flujo de agua hacia el interior del túnel.

La excavación de un túnel genera una disminución de los esfuerzos radiales naturales en la masa del suelo, provocando desplazamientos radiales hacia su interior, que se traducen en asentamientos de la superficie del terreno (Tamez, et al. 1997).

El conocimiento de la magnitud y distribución de los asentamientos de un túnel nos permitirá conocer la influencia que éste tendrá en los espacios aledaños, es decir, si ocasionará alguna afectación a edificios o instalaciones existentes, con lo cual se buscará el medio o la forma de disminuir dichas afectaciones.

El asentamiento final generado por el avance en la excavación del túnel se podrá calcular mediante la solución planteada por Loganathan y Poulos (1998), mientras que para el desplazamiento instantáneo se puede hacer uso de la solución dada por Sagaceta (1987).

Desplazamiento transversal total

El asentamiento final transversal se calcula a partir de un factor de pérdida de terreno, g , dicha pérdida representa un posible desplazamiento del terreno hacia el interior de la excavación, en función del equilibrio de presiones en el frente y del espacio anular generado por la sobre-excavación del terreno (MDOC-CFE, 2018).

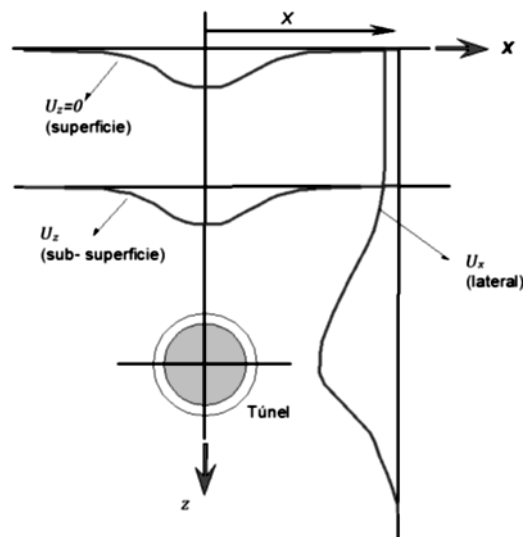


Figura 2.19 Desplazamientos alrededor de la excavación del túnel (Loganathan y Poulos, 1998).

La expresión usada para los desplazamientos verticales a cualquier profundidad (Figura 2.19) del terreno es:

$$U_z = R_{ext}^2 \left\{ -\frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} + (3-4v_u) \frac{z+H}{x^2 + (z+H)^2} - \frac{2z[x^2 - (z+H)^2]}{[x^2 + (z+H)^2]^2} \right\} \frac{4R_{ext}g + g^2}{4R_{ext}^2} \exp\left(-\left[\frac{1.38x^2}{(H+R_{ext})^2} + \frac{0.69z^2}{H^2}\right]\right) \quad Ec. 2.60$$

Asimismo, la ecuación se puede reducir para la condición de $z = 0$, es decir, en superficie:

$$U_{z=0} = (1-v_u)R_{ext}^2 \frac{H}{H^2 + x^2} \frac{4R_{ext}g + g^2}{R_{ext}^2} \exp\left[-\frac{1.38x^2}{(H+R_{ext})^2}\right] \quad Ec. 2.61$$

donde:

$U_{z=0}$ es el asentamiento transversal, en m

H es la profundidad medida de la superficie del terreno al centro del túnel, en m

R_{ext} es el radio externo del túnel, en m

x es la distancia lateral desde el eje del túnel al punto de cálculo, en m

z es la profundidad a la que se desean obtener los desplazamientos, en m

v_u es la relación de Poisson del terreno, adimensional

g es el factor de pérdida del terreno (Rowe y Lee, 1992), en m

El factor g se calcula mediante 3 componentes:

$$g = U_{3D}^* + \omega + G_p \quad Ec. 2.62$$

donde:

U_{3D}^* es el desplazamiento elasto-plástico, en m

$$U_{3D}^* = \frac{k_R}{2} \delta_x \quad Ec. 2.63$$

donde:

k_R es el factor de resistencia al corte del suelo, para arcillas rígidas a blandas de 0.7 a 0.9, y para muy blandas de 1 (Lee et al., 1992), adimensional

δ_x es el desplazamiento horizontal en el frente del túnel, en m

$$\delta_x = \frac{\Omega R_{cc} P_o}{E_u} \quad Ec. 2.64$$

donde:

R_{cc} es el radio de la cabeza de corte, en m

E_u es el módulo de Young en condiciones no-drenadas, en kPa

Ω es el factor de desplazamiento que está en función N_R (Tabla 2.3), adimensional

donde:

N_R es el número de estabilidad, adimensional

$$N_R = \frac{\gamma h_{cub} + q_s - \sigma_a}{c_u} \quad \text{Ec. 2.65}$$

donde:

γ es el peso volumétrico medio hasta el fondo del túnel, en kN/m^3

h_{cub} es la profundidad a la plantilla del túnel, en m

q_s es la sobrecarga en la superficie, en kPa

σ_a es la presión aplicada al frente del túnel, en kPa

c_u es la resistencia al corte no-drenada al centro del túnel, en kPa

P_o es el empuje horizontal resultante calculado al centro del túnel, en kPa

$$P_o = \sigma'_z + u + q_s - \sigma_a \quad \text{Ec. 2.66}$$

donde:

σ'_z es el esfuerzo vertical efectivo al nivel de la plantilla de excavación, en kPa

u es la presión de poro al nivel de la plantilla de excavación, en kPa

Tabla 2.3 Valores para el factor de desplazamiento, Ω .

Ω	Caso
1.12	$N_R < 3.00$
$0.63N_R - 0.77$	$3.00 < N_R < 5.00$
$1.07N_R - 2.55$	$N_R > 5.00$

ω es la componente por la pérdida radial por sobre-corte, e_s , cuyo valor es igual a 0, si no existe sobre-corte, es igual a $2\omega^*$, si el sobre-corte cubre completamente la circunferencia, y es igual a ω^* , si el sobre-corte sólo es por la clave del túnel, en m

donde:

ω^* es un tercio del desplazamiento U_i , sin embargo, si $e_s < \frac{U_i}{3}$, entonces $\omega^* = e_s$, en m

donde:

U_i es el desplazamiento radial elasto-plástico en el frente, en m, se calcula mediante:

$$\frac{U_i}{R_{cc}} = 1 - \left\{ \frac{1}{1 + \frac{2(1 + \nu_u)c_u}{E_u} \left[e^{\left(\frac{N_R - 1}{2}\right)} \right]^2} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ec. 2.67}$$

donde:

ν_u es la relación de Poisson para condición no-drenada, adimensional

G_p es el espacio geométrico entre las superficies exteriores del escudo y el revestimiento = $\Delta + \delta$, en m

donde:

Δ es el espesor del faldón del escudo, en m

δ es el espacio libre entre el revestimiento y el faldón del escudo, en m

Es importante señalar que al usarse G_p para calcular interacciones entre suelo-revestimiento se tendrá que $G_p = 0$, mientras que para asentamientos, se debe de considerar que este espacio está relativamente vacío de la siguiente manera:

Si $e_s < \omega^* < e_s + 0.6G_p$, entonces se considerará que la pérdida de terreno por sobre corte será $\omega^* = \frac{U_i}{3}$.

Si $\omega^* > e_s + 0.6G_p$, entonces se considerará que la pérdida de terreno por sobre corte será $\omega^* = e_s + 0.6G_p$.

Desplazamiento transversal inmediato

Durante la excavación se presentarán ciertos desplazamientos en la superficie que crecerán una vez que el frente de la excavación avance, sin embargo, en ocasiones resulta relevante conocer la magnitud de estos desplazamientos instantáneos.

En la *Figura 2.20*, se puede observar un diagrama sobre el comportamiento de los desplazamientos superficiales mientras se da el avance del túnel, observándose que al frente de la excavación los desplazamientos son menores y hacia atrás estos son mayores. El cálculo se hará mediante la expresión propuesta por Sagaceta (1987):

$$\delta_z(y) = \frac{V_s}{2\pi H} \left(1 + \frac{y}{\sqrt{y^2 + H^2}} \right) \quad \text{Ec. 2.68}$$

donde:

$\delta_z(y)$ es el asentamiento longitudinal del terreno, en m

y es la distancia sobre el eje longitudinal del túnel, en m

H es la profundidad desde la superficie del terreno al centro del túnel, en m

V_s es la cantidad de suelo perdido, en el caso al frente de la excavación se considerara $V_s = U_{3D}^*$ y detrás será $V_s = g$, en m

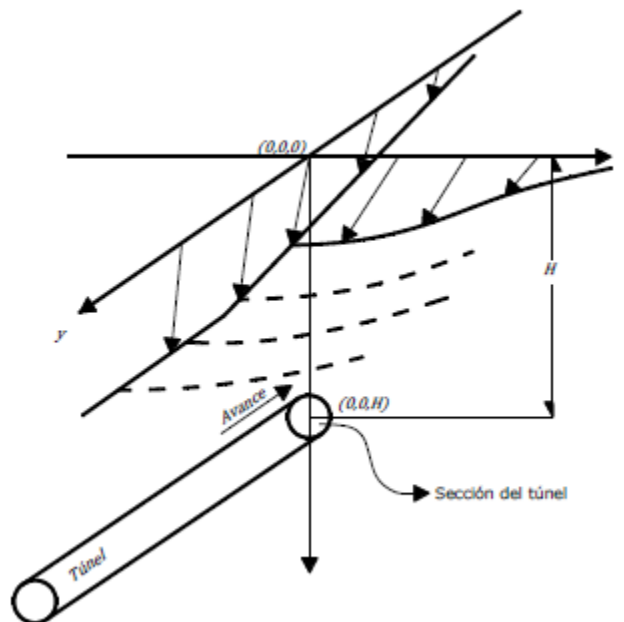


Figura 2.20 Desplazamientos durante el avance de un túnel (Sagaceta, 1987).

Una vez que se han revisado los asentamientos en la superficie, se deben de revisar los desplazamientos diferenciales longitudinales, para lo cual se debe de cumplir la siguiente desigualdad:

$$\left| \frac{\delta_1 - \delta_2}{L_{1-2}} \right| \leq 0.002 \quad \text{Ec. 2.69}$$

donde

δ_1, δ_2 son los desplazamientos verticales en dos secciones, en m

L_{1-2} es la longitud entre las secciones, en m

3. APLICACIÓN (ENTUBAMIENTO XOCHIACA)

El ejemplo que se presenta en este capítulo procede del análisis del proyecto del Entubamiento Xochiaca, en el cual se revisará la magnitud de las fuerzas de hincado del tramo inicial del entubamiento, el comportamiento de la sección aledaña al entubamiento y de la lumbrera L1-A sin y con conexión al túnel.

3.1 Descripción del proyecto

El proyecto busca realizar el entubamiento del Dren Xochiaca, el cual es un cauce a cielo abierto, que se extiende desde el brazo derecho del Río Churubusco hasta el Dren General del Valle, dicha obra recolectará las descargas de 4 captaciones y las dirigirá hasta su destino final para que se integre al Dren General del Valle.

3.1.1 Estructuras que lo conforman

El proyecto está conformado por el entubamiento que abarcará una distancia de aproximadamente 5 km, un grupo de lumbreras que permitirán el acceso de la maquinaria para la realización de la obra y que al finalizar se convertirán en lumbreras de paso para el agua, las 4 captaciones que realizarán las aportaciones de agua, una estructura de control y una planta de bombeo que se encontrarán en un punto antes de la descarga al Dren General del Valle.

3.1.2 Lumbreras

El proyecto incluye un total de 11 lumbreras de sección circular de las cuales 6 serán de paso, 4 recibirán las descargas de las captaciones y 1 que corresponderá a la estructura de control. Los diámetros de las mismas son de 7, 10 y 15 metros, respectivamente, y respecto a las profundidades de excavación la lumbrera menos profunda tiene sólo 6.9 m de profundidad, mientras que la más profunda será de 12.1 m, dichas medidas no consideran la longitud de la pata que se incluirá.

3.1.3 Entubamiento

La obra tiene un trazo no recto de 4.8 km y dado que se hará uso del método de hincado de tubería con gatos hidráulicos y microtuneleo, las lumbreras permitirán el cambio de dirección. El entubamiento está conformado por tubos de concreto reforzado, los cuales cuentan con un recubrimiento en su interior de polietileno de alta densidad.

3.2 Descripción del área de estudio

El conocimiento del área de estudio es el primer paso para determinar las condiciones iniciales sobre las cuales se planea desarrollar el proyecto, la descripción del lugar, de los materiales y de las propiedades de estos resultan ser un paso fundamental para el desarrollo y avance del proyecto, siendo esta la base que sustente todos los análisis que se realicen y los resultados que se obtengan.

3.2.1 Ubicación geográfica

El área donde se desarrollará el proyecto está en el Estado de México cerca de los municipios de Texcoco, Chimalhuacan y Nezahualcoyotl, también conocida como la Zona Federal del ex-Lago de Texcoco. Se encuentra entre las coordenadas $X_1 = 497027.12 \text{ m}$ y $X_2 = 500145.81 \text{ m}$ al Este, y al Norte entre las coordenadas $Y_1 = 2147532.03 \text{ m}$ y $Y_2 = 2150177.81 \text{ m}$ del cuadrante 14Q del Sistema Universal Transversal de Mercator (UTM).



Figura 3.1 Ubicación geográfica del área de estudio (Google Earth, 2018).

En la *Figura 3.1* se puede apreciar que la zona de interés no se encuentra urbanizada, ya que en su extensión sólo existen obras como plantas de tratamiento, drenes a cielo abierto y lagos artificiales de regulación. De igual manera, se observa la ubicación de la lumbrera L1-A, estructura que será revisada posteriormente.

3.2.2 Geometría

Las estructuras a analizar serán la lumbrera L1-A y la sección del entubamiento aledaña, la primera construida mediante el método de muro Milán y la segunda instalada mediante hincado de tubería.

La lumbrera (*Figura 3.2*) es de 10 m de diámetro con una profundidad de desplante de losa a los 6.9 m y con un desplante de muro a 11.9 m. El espesor del muro es de 0.60 m, mientras que el de la losa es de 1 m. El peso total de la lumbrera es de 6520.14 kN.

La sección del entubamiento (*Figura 3.2*) tiene un diámetro externo de 2.56 m, diámetro interno de 2.14 m, una longitud de 2.4 m y un peso de 86.87 kN. El centro de la sección se encuentra a una profundidad de 4.43 m. El material tanto de la lumbrera como de la sección tiene un f'_c de 34.33 MPa.

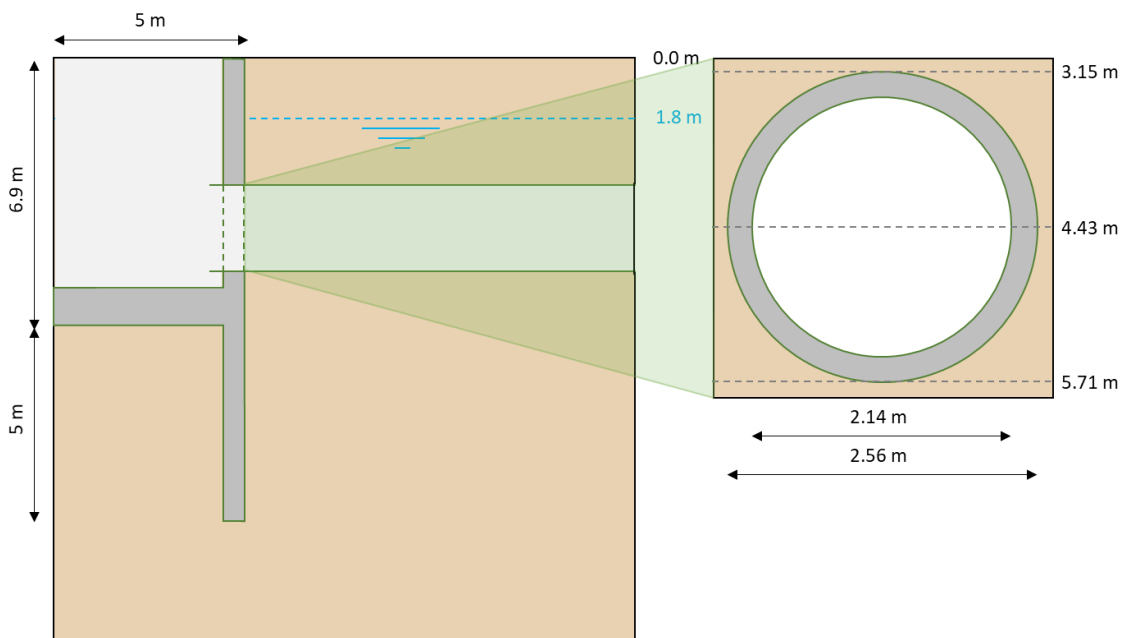


Figura 3.2 Geometría de la lumbrera L1-A y la sección del entubamiento aledaña.

3.2.3 Metodología de aplicación

El procedimiento a seguir para la evaluación del comportamiento de ductos, una vez que se han definido las condiciones del problema, consiste en (*Figura 3.3*):

1. Recopilación de información geotécnica. Reunir información relacionada a sondeos, pruebas índice, pruebas mecánicas y piezómetros de la zona de estudio.
2. Elaboración de modelos de distribución espacial. Se elaboraron modelos de la distribución de propiedades geotécnicas como el contenido de agua, la resistencia a la penetración de cono, carga de preconsolidación y relación de sobreconsolidación, con la finalidad de poder definir las profundidades de las capas más representativas del subsuelo.
3. Caracterización geotécnica. Se definieron las propiedades índice y mecánicas de la zona de estudio a partir de la información geotécnica y la determinación de las profundidades de los modelos de distribución.
4. Elaboración de modelos geotécnicos. A partir de la caracterización, se definió para la zona en específica de la lumbrera L1-A un modelo geotécnico que permitiera realizar los cálculos necesarios.
5. Cálculos. Se realizaron de tipo analítico y numérico. El primero con la finalidad de obtener la magnitud de las fuerzas de hincado y revisar los estados límite de falla y de servicio, y el segundo para obtener los elementos mecánicos y desplazamientos en las estructuras.
 - a) Cálculo analítico. Se calcularon las fuerzas de hincado para los primeros 200 m del cadenamamiento y se hizo la revisión de los estados límite tanto para la lumbrera como para el túnel.
 - b) Cálculo numérico. Se obtuvieron los elementos mecánicos y los desplazamientos mediante un modelo 2D y 3D para una sección del entubamiento y para la lumbrera L1-A con y sin conexión a túnel.

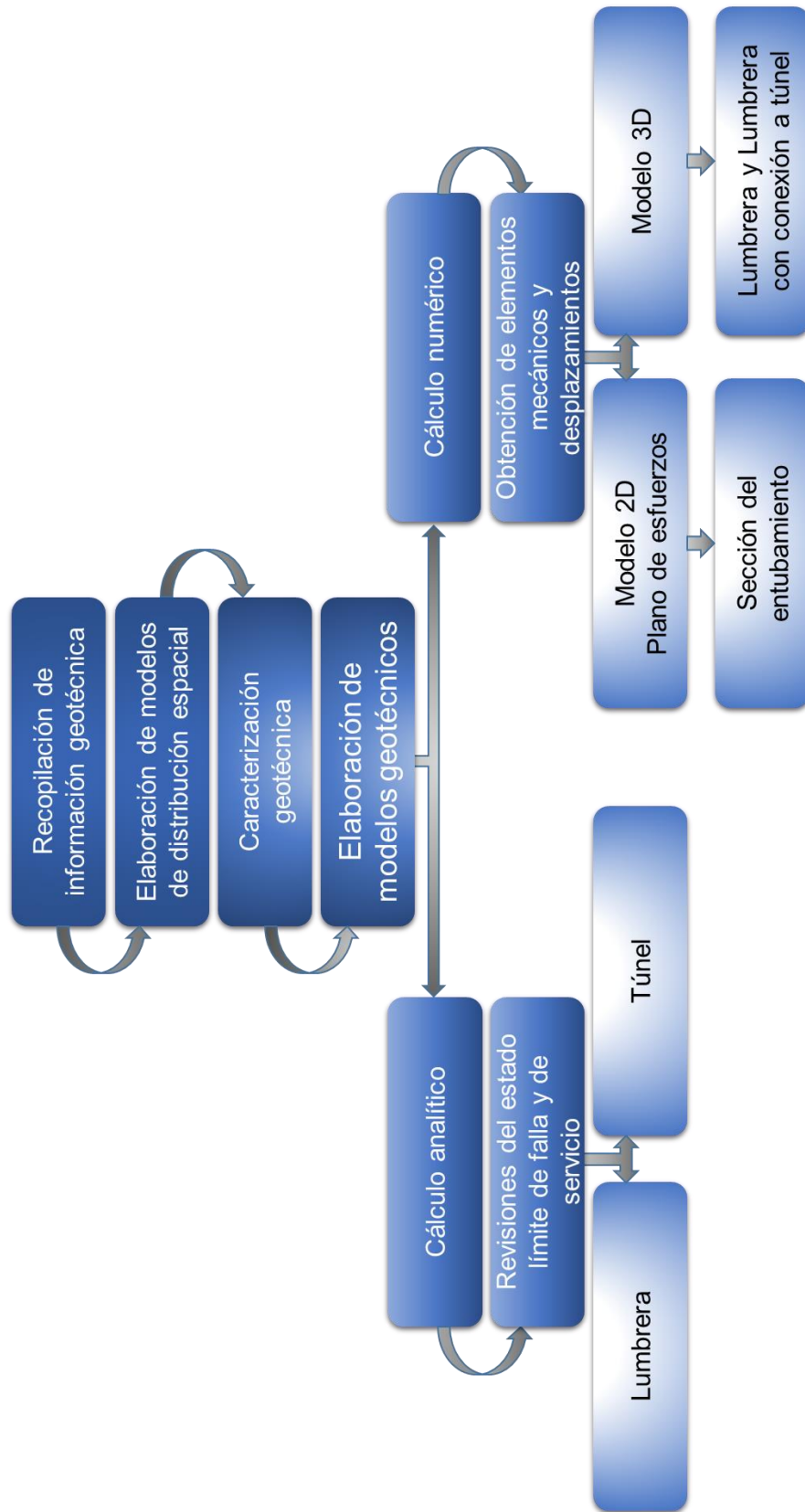


Figura 3.3 Metodología descrita para el ejemplo de aplicación.

3.2.4 Topografía

El área de estudio presenta diversas elevaciones las cuales van desde magnitudes de 2221.5 a 2228.5 msnm, sin embargo, la información topográfica del Dren Xochiaca indica que las elevaciones varían de 2224 a 2228 msnm.

Aunque se señalan los valores de puntos más altos y bajos, es importante indicar que la superficie es lo suficientemente homogénea, debido a que predomina a lo largo del dren una variación de solo 2 metros al tenerse valores de 2225 a 2227 msnm.

3.2.5 Geología

La Cuenca de México tuvo su origen debido a una intensa actividad volcánica y a un largo proceso geológico que parte desde el periodo Terciario, sin embargo, es hasta el Cuaternario en el que se inició el último ciclo de vulcanismo. Posterior a este último ciclo se genera una planicie por el acarreo de materiales y el transporte de cenizas volcánicas por aire, la cual sería propicia para la aparición de lagos.

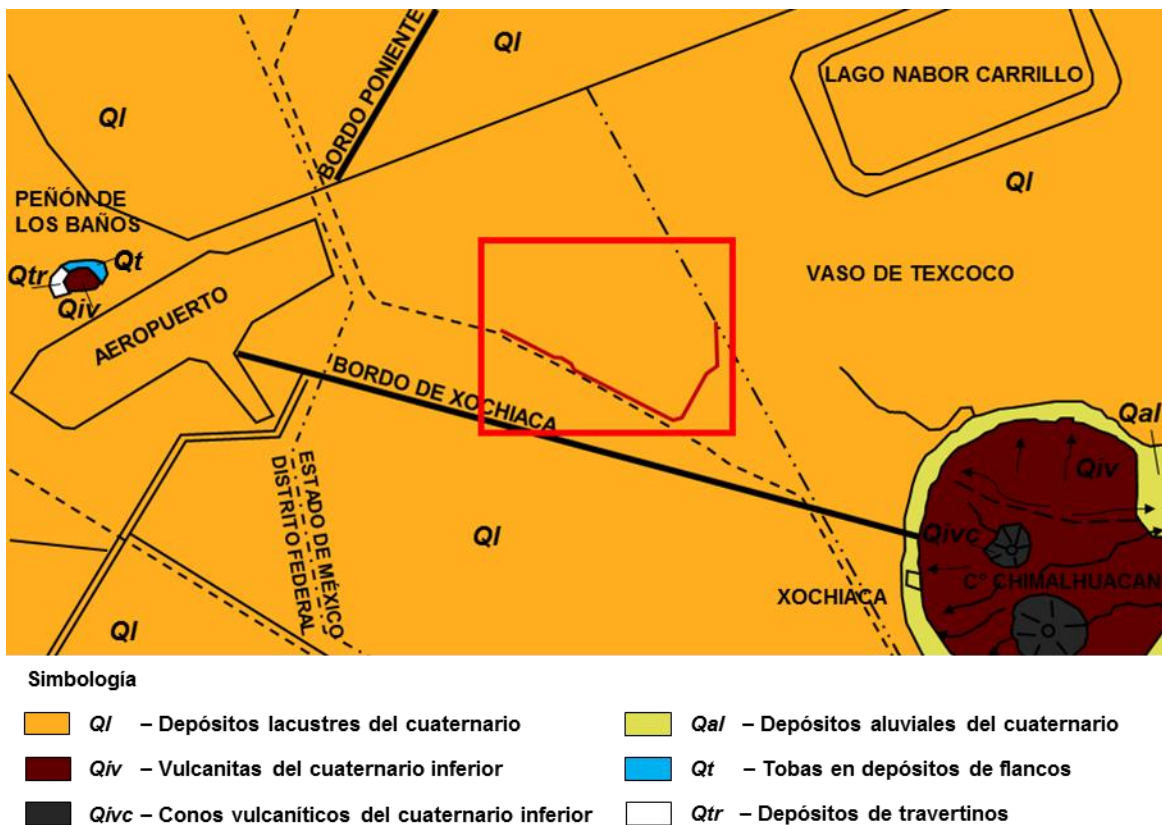


Figura 3.4 Geología de la zona de estudio (Mooser, 1996).

La superficie del ex-Lago de Texcoco y en específico el área de estudio, se formó durante el periodo Cuaternario y como se puede observar en la *Figura 3.4*, en donde se presenta un fragmento del mapa geológico que elaboró Mooser (1996), la formación predominante en el lugar son depósitos lacustres (QI).

Asimismo, es observable que en formaciones cercanas como el cerro de Chimalhuacán o el Peñón de los Baños, los materiales presentes son vulcanitas (Qiv y Qivc) del último ciclo de vulcanismo mencionado.

3.2.6 Zonificación geotécnica

Las NTC-DCC-RCDF (2017) establecen una zonificación geotécnica que considera las zonas de Lomas, Transición y Lacustre, dependiendo del tipo de suelo que se encuentre. De acuerdo a la *Figura 3.5*, el área de estudio que se encuentra señalada con un recuadro rojo, correspondería a la Zona III, es decir, la zona Lacustre.

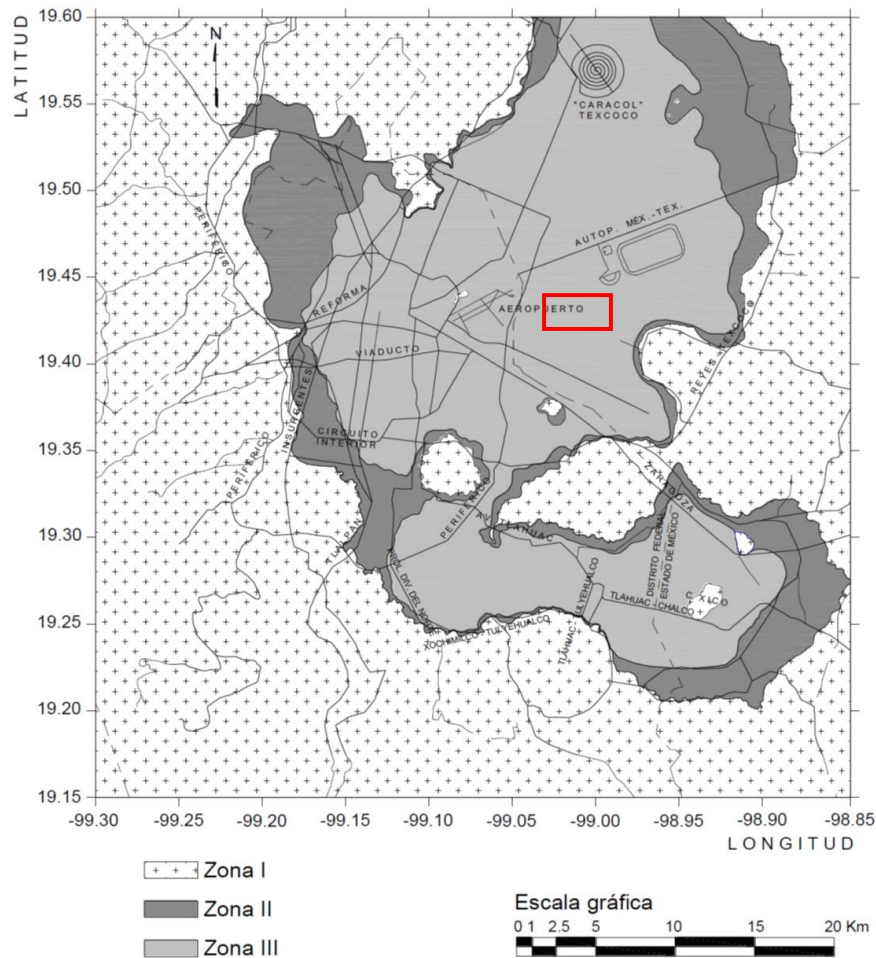


Figura 3.5 Ubicación del área de estudio en la zonificación presentada por las NTC-DCC-RCDF (2017).

Dicha zona se caracteriza por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros (NTC-DCC-RCDF, 2017).

3.2.7 Hundimiento Regional

El bombeo de agua subterránea que se realiza para el abastecimiento de la población es la principal razón de que se presente el fenómeno de hundimiento regional, debido a que los abatimientos de las presiones de poro hacen que los esfuerzos que se ejercen sobre la parte sólida del suelo crezca.

En suelos arcillosos que cuentan con relaciones de vacíos altas, al no tener la aportación del agua para soportar los esfuerzos entran en un proceso de consolidación, lo cual produce que el nivel de suelo que se tenía empiece a disminuir, produciéndose así el hundimiento regional.

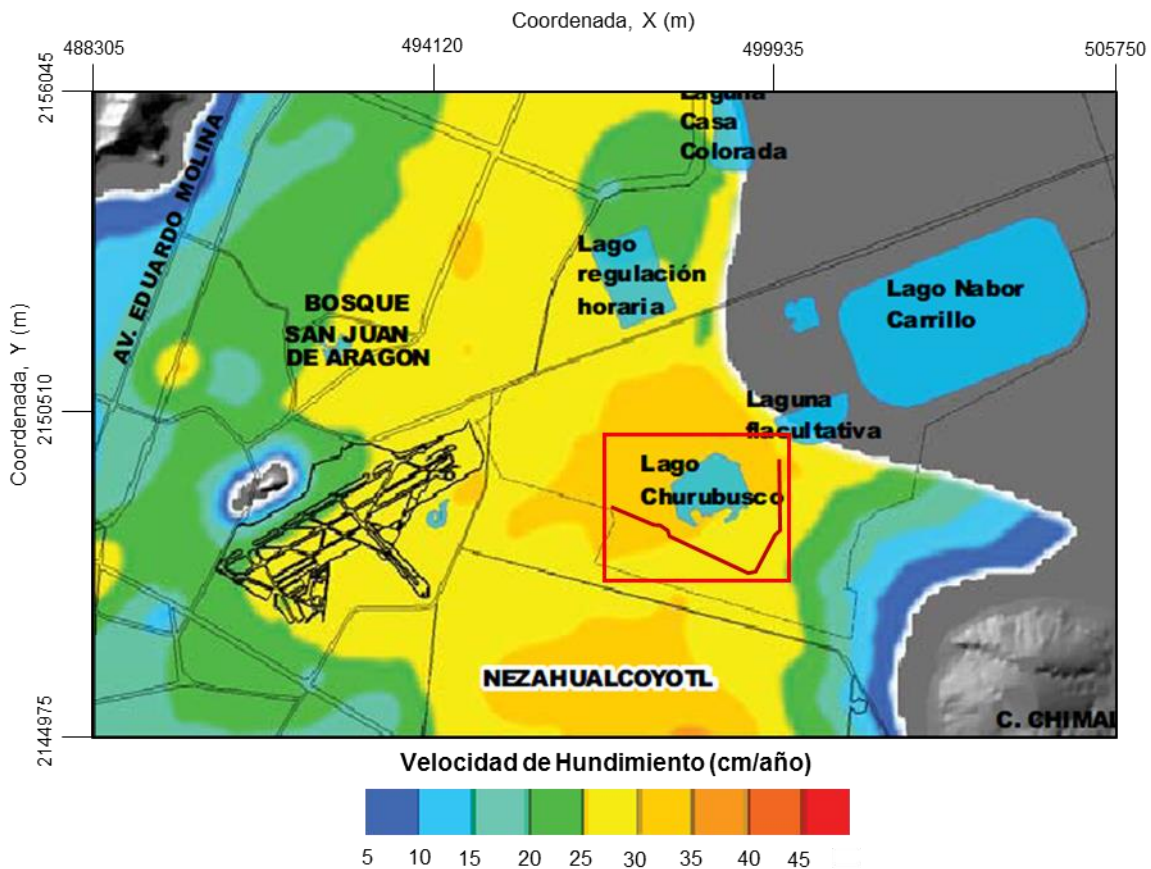


Figura 3.6 Velocidad de Hundimiento (cm/año) en el periodo 2000-2005 (Laboratorio de Geoinformática, 2008).

Es importante considerar que la explotación del agua subterránea no es la misma en todas las zonas, siendo este el motivo por el cual el hundimiento regional se presenta a diferentes velocidades, como se puede apreciar en la *Figura 3.6*, la cual es un fragmento del mapa de la velocidad de hundimiento en cm/año (Laboratorio de Geoinformática, 2008).

En la misma imagen se señala con un recuadro en rojo el área de estudio, donde se puede notar que la zona de interés presenta una velocidad de hundimiento de 25 a 30 cm/año, siendo este un valor importante a considerar para el estudio del proyecto.

3.2.8 Información existente

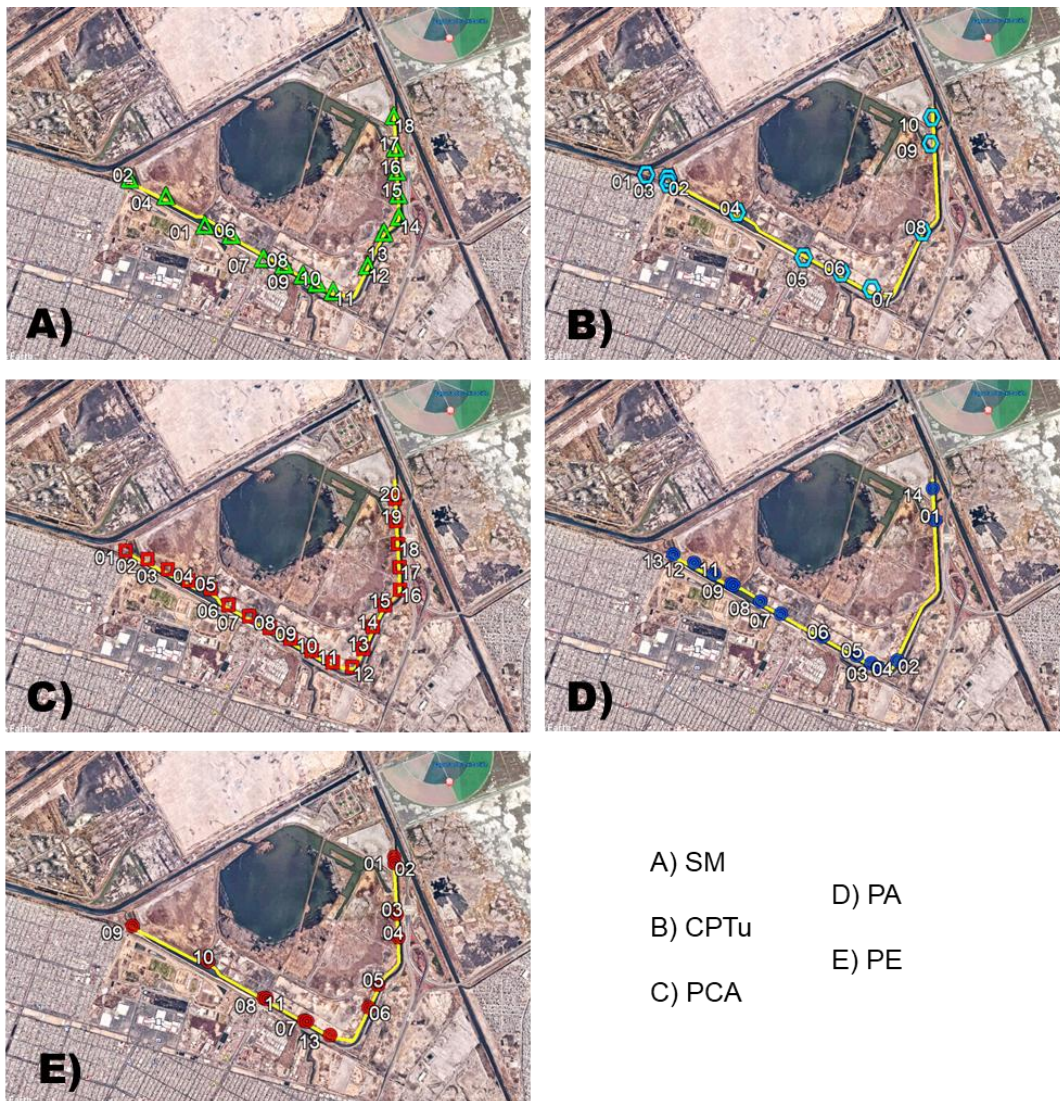


Figura 3.7 Ubicación de la información existente de la zona de estudio.

La información de la zona está conformada por 20 pozos a cielo abierto (PCA) con una profundidad promedio de 3 m, 16 sondeos mixtos (SM) con recuperación de muestras alteradas e inalteradas de 41 y 25 m de profundidad, y 10 piezoconos (CPTu) de 56 m de profundidad. Asimismo, respecto a la información piezométrica, se tuvieron lecturas de 14 piezómetros abiertos de tipo Casagrande (PA) y 13 piezómetros eléctricos (PE) de 22 m de profundidad (*Figura 3.7*).

Las muestras obtenidas fueron usadas para la realización de 86 pruebas TX-UU, 54 pruebas TX-CU, 97 pruebas de consolidación, 57 pruebas de compresión simple y 502 pruebas índice.

3.2.9 Perfil típico de la zona de estudio

En la *Figura 3.8*, se compara el sondeo mixto SM-07 y el piezocono CPTu-05, cuya ubicación coincide, en donde se puede apreciar la correspondencia que existe entre las zonas de alta resistencia a la penetración de cono y bajo contenido de agua y viceversa.

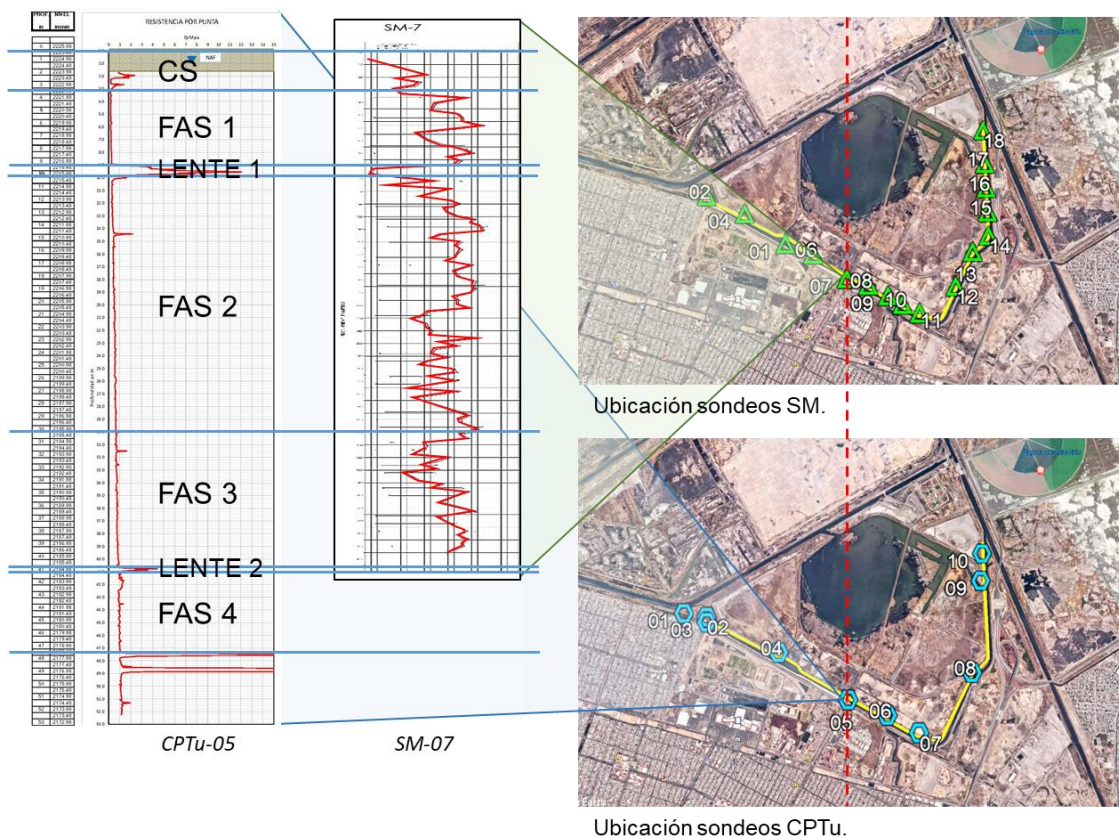


Figura 3.8 Perfil típico de la zona.

Asimismo, se puede observar una capa inicial identificada como Costra Superficial (CS), seguida de la Formación Arcillosa Superior 1 (FAS 1), luego una capa resistente (Lente 1), posteriormente dos formaciones arcillosas de mayor resistencia (FAS 2 y FAS 3), un segundo lente (Lente 2) y finalmente, una última formación arcillosa (FAS 4) más resistente que las anteriores.

3.2.10 Caracterización geotécnica

La determinación de las propiedades y las profundidades de las capas más representativas del subsuelo es un procedimiento sumamente importante, ya que una correcta caracterización nos permitirá obtener la información necesaria para generar modelos geotécnicos para el diseño de proyectos.

Dicho proceso requiere de información proveniente de sondeos realizados en el área de interés, sin embargo, para poder obtener una buena caracterización es indispensable que el manejo de esos datos se realice con una metodología que nos brinde resultados confiables, como es el caso de la Geoestadística, su fundamento teórico se presenta en el *anexo 1*.

El presente trabajo hace uso de la Metodología Geoestadística para la realización de la caracterización geotécnica que se presentará, la cual se basó en el análisis de la distribución espacial de propiedades como el contenido de agua (w) y la resistencia a la penetración de cono (q_c). Asimismo, se realizaron análisis para las propiedades de esfuerzo de preconsolidación (σ_c) y la relación de sobreconsolidación (OCR).

Los análisis geoestadísticos de la distribución espacial que se realizaron se basaron en la siguiente metodología general:

1. Definición del campo. Consiste en la realización de un análisis de estadística descriptiva y un análisis de tendencia, el primero nos permitirá tener una visión general de los datos con los que vamos a trabajar mediante parámetros como la media, la desviación estándar y el valor máximo y mínimo, y el segundo nos permitirá determinar si estamos o no trabajando con un campo estacionario.
2. Análisis Estructural. Esta parte del proceso realiza una caracterización de la estructura espacial de un campo, esto mediante el uso de una función de coeficiente de autocorrelación con la que se construirá un correlograma experimental al cual se le ajustará un modelo de correlación exponencial simple con la finalidad de determinar la distancia de correlación. El campo usado para este análisis debe ser estacionario, por lo que, si el campo original no cumple, se debe hacer uso del campo residual estacionario.

3. Estimación. Se determinan valores en lugares en donde no se hayan medido, para lo cual hace uso de la distancia de correlación obtenida y de técnicas de estimación como el Kriging ordinario.
4. Mapeo/Visualización. Consiste en elaborar secciones de los datos estimados que permitan observar la información obtenida de una manera más sencilla.
5. Interpretación. A partir de las secciones elaboradas se analizará lo obtenido y se señalarán los aspectos más relevantes.

3.2.10.1 Modelo de distribución espacial de w

Definición del campo

La información existente consiste de un total de 1597 datos de los cuales el análisis de estadística descriptiva indica un valor promedio de contenido de agua de 252.90%, un valor mínimo de 17.2% y un máximo de 506.9%, en la *Tabla 3.1* se pueden observar la información estadística completa.

Tabla 3.1 Estadística descriptiva del contenido de agua.

Datos estadísticos w	
Media	252.90
Error típico	2.67
Mediana	274.72
Moda	201.77
Desviación estándar	106.53
Varianza de la muestra	11348.32
Curtosis	-0.46
Coefficiente de asimetría	-0.57
Rango	489.70
Mínimo	17.20
Máximo	506.90
Suma	403886.57
Cuenta	1597

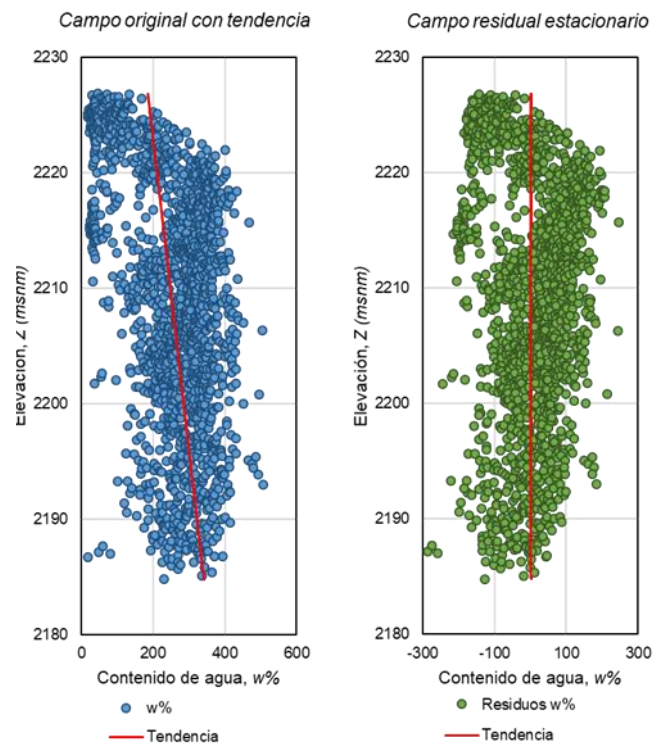


Figura 3.9 Campo original con tendencia y Campo residual estacionario de w.

En la *Figura 3.9* se puede observar del lado izquierdo el campo original con tendencia, por lo cual se obtuvieron los coeficientes de regresión lineal $a = -0.00715$, $b = 0.00829$, $c = 3.8331$ y $d = -14059.96727$, con los cuales se pudo obtener el campo residual estacionario.

Análisis estructural

El análisis hizo uso del campo residual para la obtención del correlograma vertical (*Figura 3.10*) y el horizontal (*Figura 3.11*), los cuales al ajustárseles los modelos de correlación exponencial, se encontró que las distancias de correlación vertical es $\delta_v = 1.5 \text{ m}$ y horizontal es $\delta_h = 800 \text{ m}$.

Estimación

Con las distancias de correlación, se escogió un eje de estimación que coincide con el cadenamiento de la obra, en el cual se obtendrían datos a cada 50 m de contenido de agua en sentido horizontal y a cada 0.25 m en sentido vertical, estimando 50 m de profundidad.

Visualización

La información obtenida de la estimación fue usada para construir una sección transversal estimada de contenido de agua (*Figura 3.12*) que coincide con el eje de la obra, asimismo, se elaboró una sección de desviación estándar de estimación (*Figura 3.13*) que permite ver la calidad de la estimación.

También se elaboró un modelo en 3D a partir de las estimaciones, como se muestra en la *Figura 3.14*, el cual proporciona una mejor interpretación de la variación espacial del contenido de agua en la zona de estudio

Interpretación

La sección estimada de la propiedad nos permite observar la variación del contenido de agua, por lo tanto, es posible distinguir en él capas con valores altos y bajos, con lo cual se diferencian estratos formados principalmente por arcillas que serían los del primer caso, y formados por arenas y limos que corresponderían a valores bajos.

En las secciones transversales se aprecia que los valores estimados corresponden a los perfiles obtenidos de los sondeos mixtos que están superpuestos, de igual manera, en la sección de la desviación estándar es observable que los valores más bajos de desviación corresponden a las ubicaciones donde se realizaron los sondeos, con lo cual se muestra la coherencia entre los valores obtenidos y los valores originales.

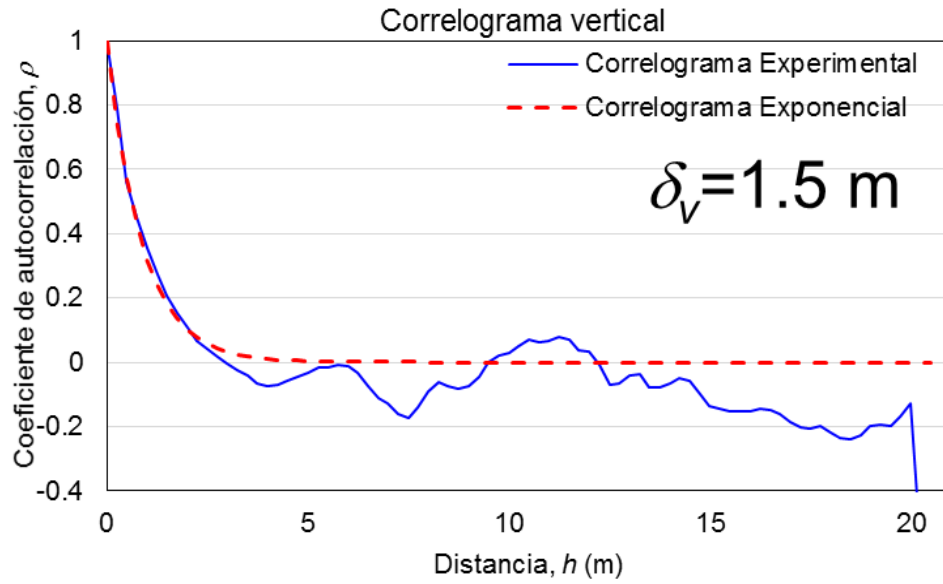


Figura 3.10 Correlograma vertical obtenido del análisis estructural del contenido de agua.

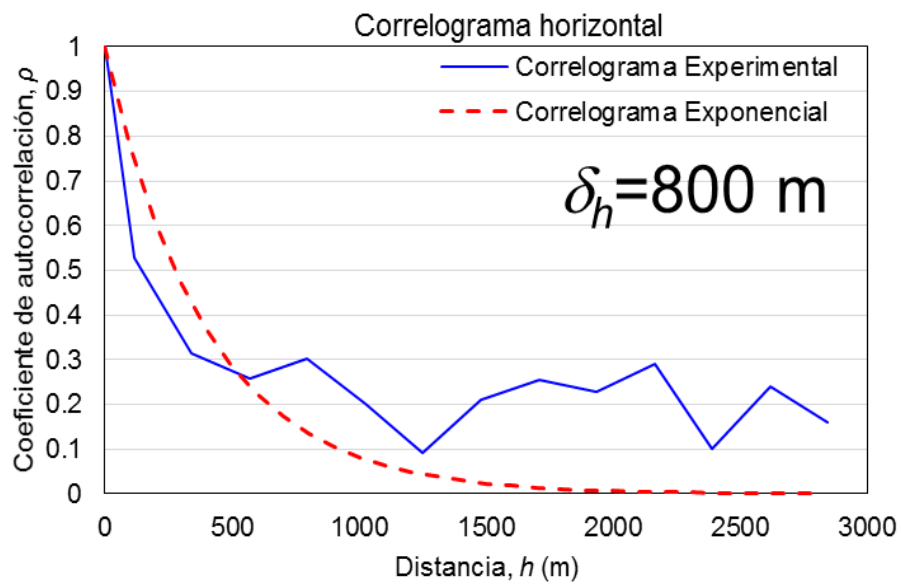


Figura 3.11 Correlograma horizontal obtenido del análisis estructural del contenido de agua.

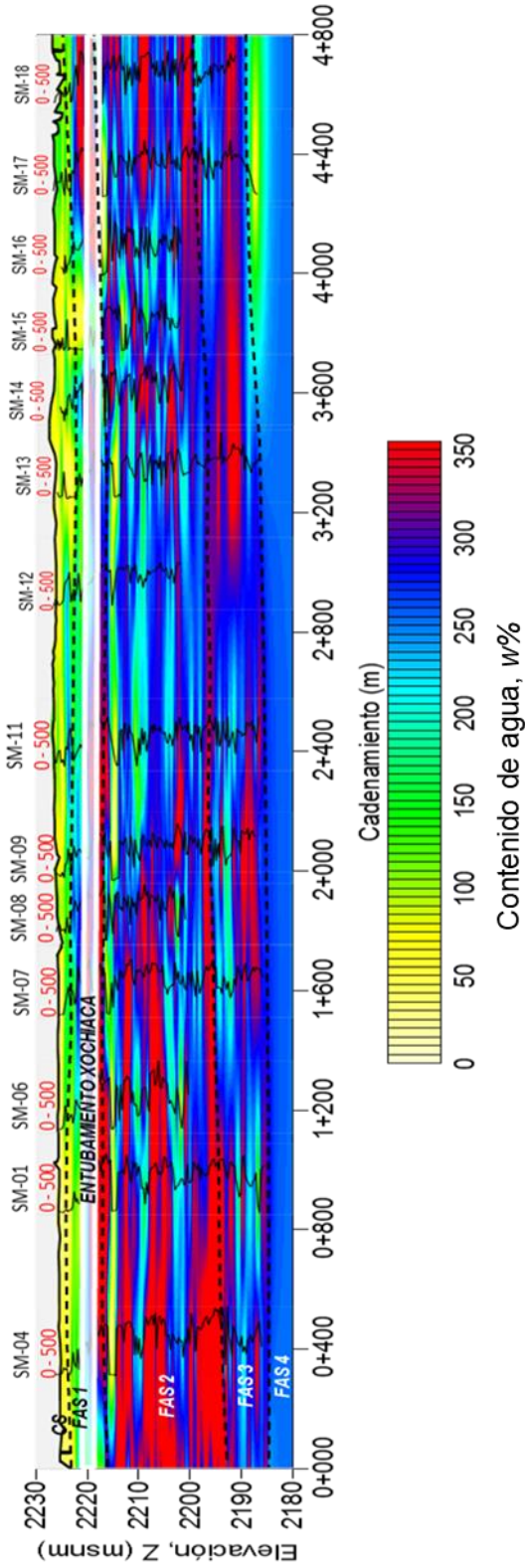


Figura 3.12 Sección transversal de estimación del contenido de agua, w%.

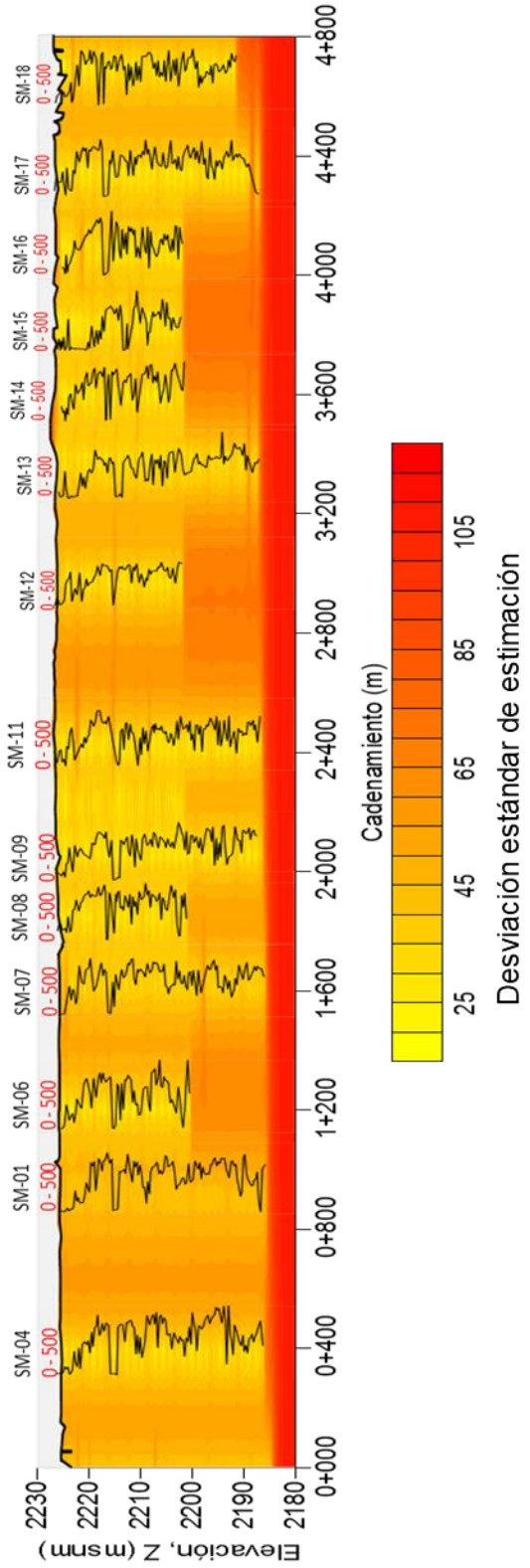


Figura 3.13 Sección transversal de la desviación estándar de estimación.

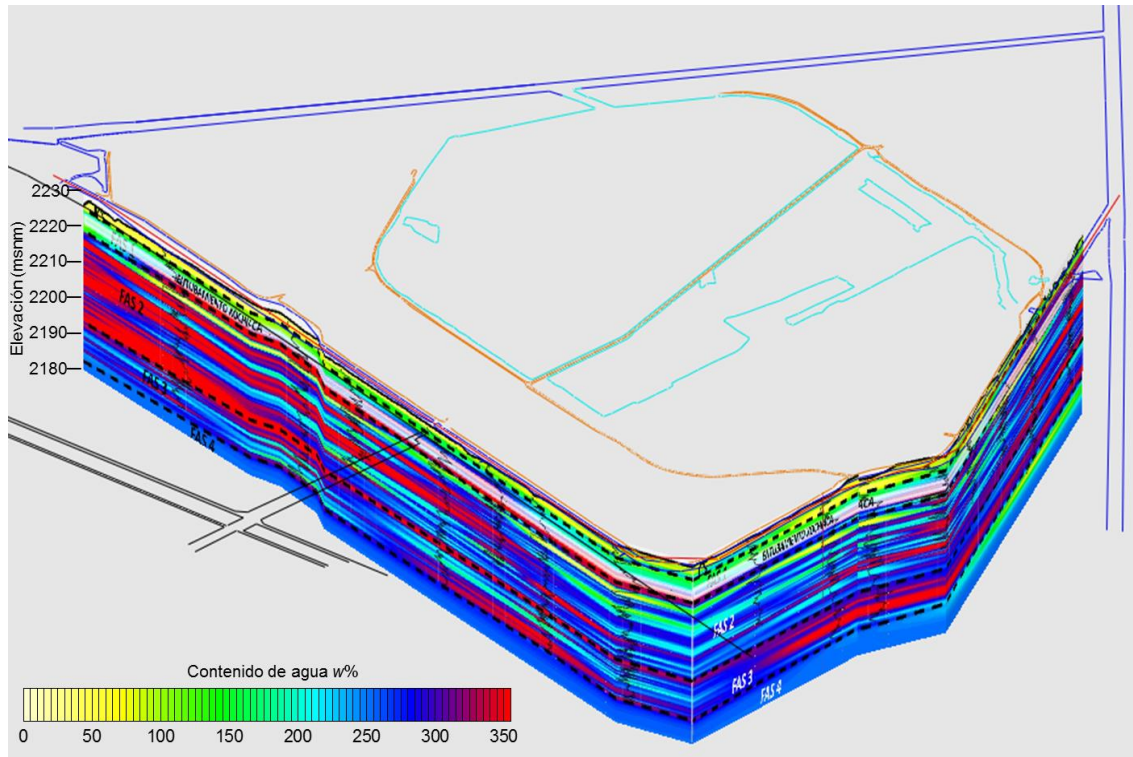


Figura 3.14 Modelo 3D de la distribución espacial estimada de contenido de agua, $w(\%)$.

3.2.10.2 Modelo de distribución espacial de q_c

Definición del campo

La información existente consiste de un total de 2817 datos de los cuales el análisis de estadística descriptiva indica un valor promedio de resistencia a la penetración de cono de 836.95 kPa, un valor mínimo de 89 kPa y un máximo de 5000 kPa, en la *Tabla 3.2*, se pueden observar la información estadística completa.

En la *Figura 3.15*, se puede observar del lado izquierdo el campo original con tendencia, por lo cual se obtuvieron los coeficientes de regresión lineal $a= 0.02226$, $b= 0.0215$, $c= 21.21251$ y $d= -57045.0168$, con los cuales se pudo obtener el campo residual estacionario.

Es importante señalar que varios de los datos del campo fueron sustituidos debido a que los valores originales eran demasiado grandes, lo cual podría afectar la calidad de la estimación, por lo cual, se sustituyeron dichos datos por los valores de 3000 y 5000 kPa, los cuales dependían de la profundidad del dato.

Tabla 3.2 Estadística descriptiva de la resistencia a la penetración de cono.

Datos estadísticos q_c	
Media	836.95
Error típico	13.53
Mediana	663.00
Moda	3000.00
Desviación estándar	718.00
Varianza de la muestra	515525.64
Curtosis	15.85
Coefficiente de asimetría	3.58
Rango	4911.00
Mínimo	89.00
Máximo	5000.00
Suma	2357690.00
Cuenta	2817.00

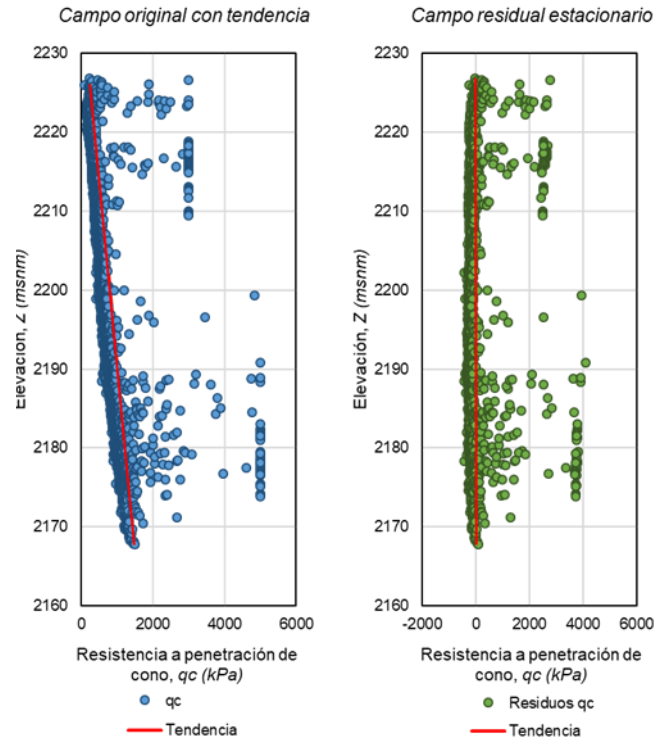


Figura 3.15 Campo original con tendencia y Campo residual estacionario, q_c .

Análisis estructural

El análisis hizo uso del campo residual para la obtención del correlograma vertical (Figura 3.16) y el horizontal (Figura 3.17), los cuales al ajustárseles los modelos de correlación exponencial, se encontró que las distancias de correlación vertical es $\delta_v = 1 m$ y horizontal es $\delta_h = 600 m$.

Estimación

Con las distancias de correlación, se escogió un eje de estimación que coincide con el cadenamiento de la obra, en el cual se obtendrían datos a cada 50 m de resistencia a la penetración de cono en sentido horizontal y a cada 0.25 m en sentido vertical, estimando 60 m de profundidad.

Visualización

La información obtenida de la estimación fue usada para construir una sección transversal estimada de resistencia a la penetración de cono (Figura 3.18) que

coincide con el eje de la obra, asimismo, se elaboró una sección de desviación estándar de estimación (*Figura 3.19*) que permite ver la calidad de la estimación.

También se elaboró un modelo en 3D a partir de las estimaciones, como se muestra en la *Figura 3.20*, el cual proporciona una mejor interpretación de la variación espacial de la resistencia a la penetración de cono en la zona de estudio.

Interpretación

La sección estimada de la propiedad nos permite observar la variación de la misma, por lo tanto, es posible distinguir en él capas de diferente resistencia, es decir, se pueden apreciar zonas de color amarillo y verde, que representan bajas resistencias, correspondientes a las arcillas, mientras que las zonas de color azul y rojo son zonas de alta resistencia, correspondientes a limos y arenas.

Los cambios de color en la sección son lo suficientemente claros para así distinguir la donde inicia y termina una capa, como se aprecia en la *Figura 3.18*, la franja amarilla correspondería a una capa de arcilla, sin embargo, al presentarse una franja resistente entre ella, se decide partir esa capa en dos y se procede a identificarlas como Formación Arcillosa Superior 1 y 2 (FAS 1 y FAS 2).

Asimismo, se mencionó que las franjas amarillas y verdes corresponden a arcillas, sin embargo, al tener una resistencia diferente, también se decide diferenciarlas, por lo que se les identifica como FAS 2 y FAS 3, cuyo límite entre las mismas, se definió con apoyo de los perfiles de resistencia a la penetración que se superpusieron.

En las secciones presentadas se puede apreciar que los valores estimados corresponden a las secciones obtenidas de los sondeos CPTu que están superpuestos, de igual manera, en la sección de la desviación estándar es observable que los valores más bajos de desviación corresponden a las ubicaciones donde se realizaron los sondeos, con lo cual se muestra la coherencia entre los valores obtenidos y los valores fuente.

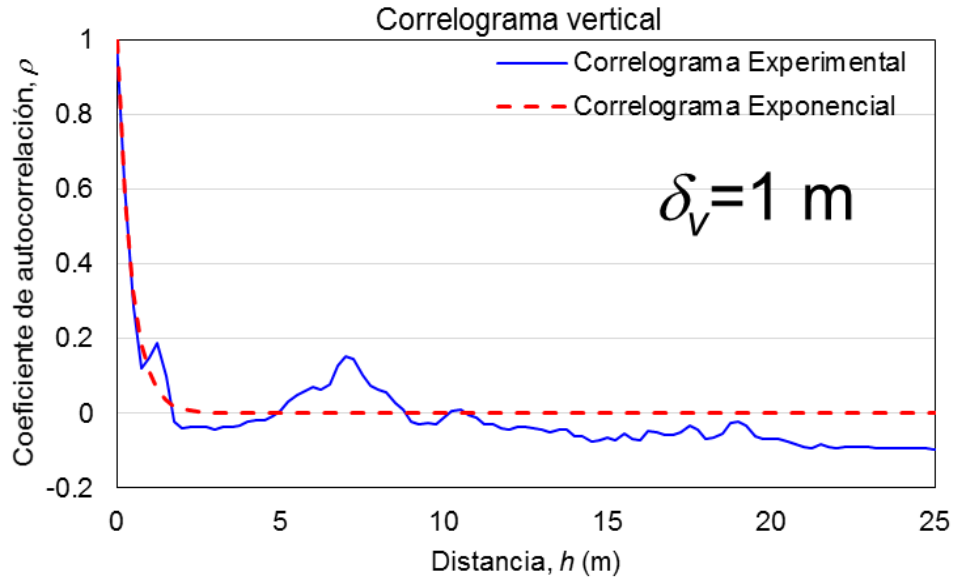


Figura 3.16 Correlograma vertical obtenido del análisis estructural de la resistencia a la penetración de cono.

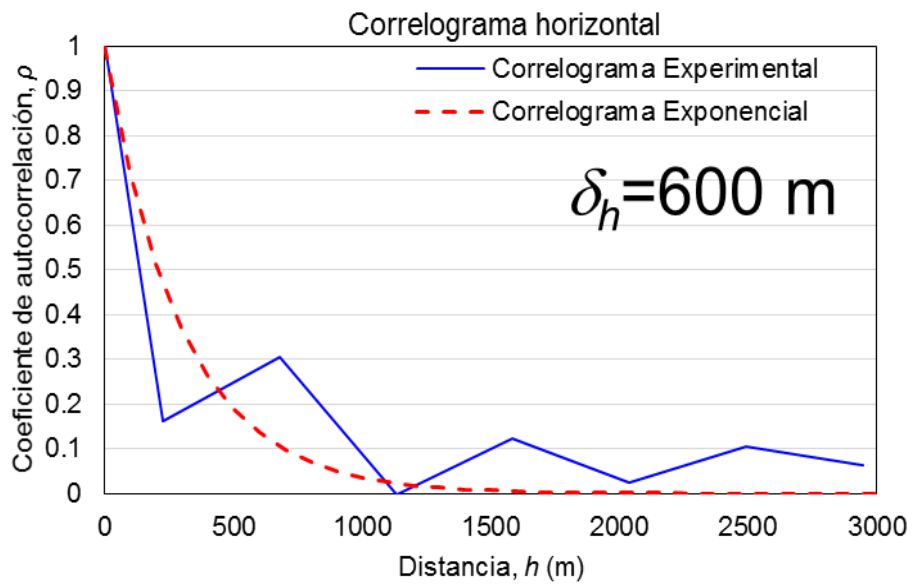


Figura 3.17 Correlograma horizontal obtenido del análisis estructural de la resistencia a la penetración de cono.

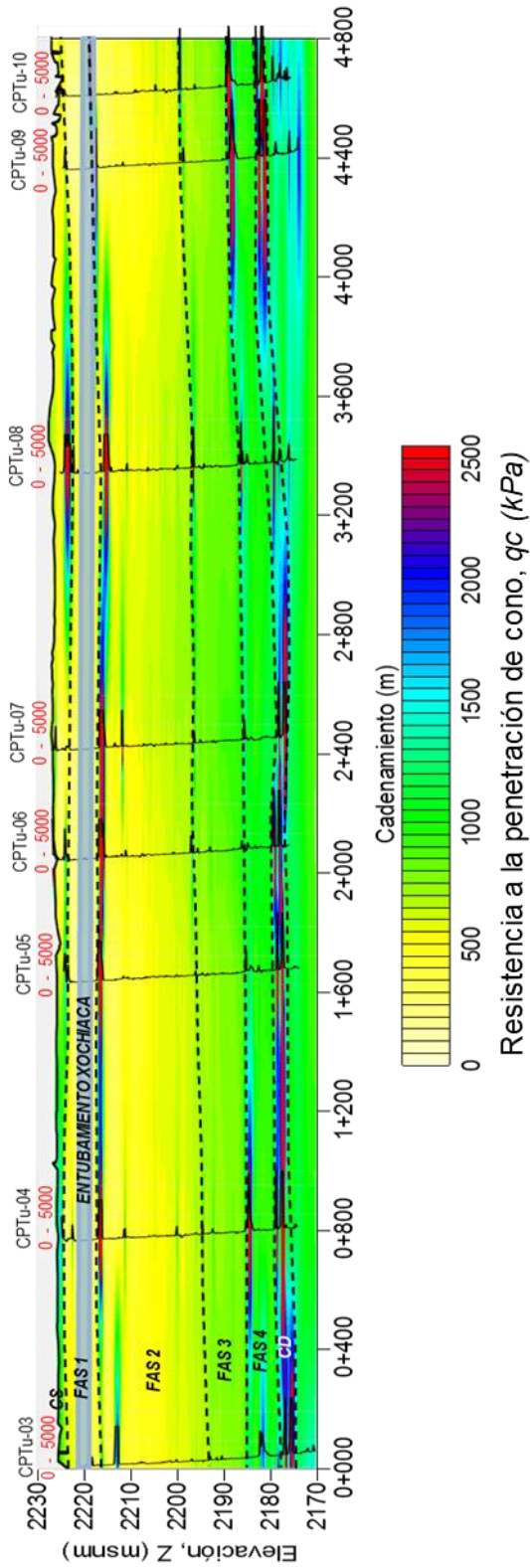


Figura 3.18 Sección transversal estimada de la resistencia a la penetración de cono, q_c (kPa).

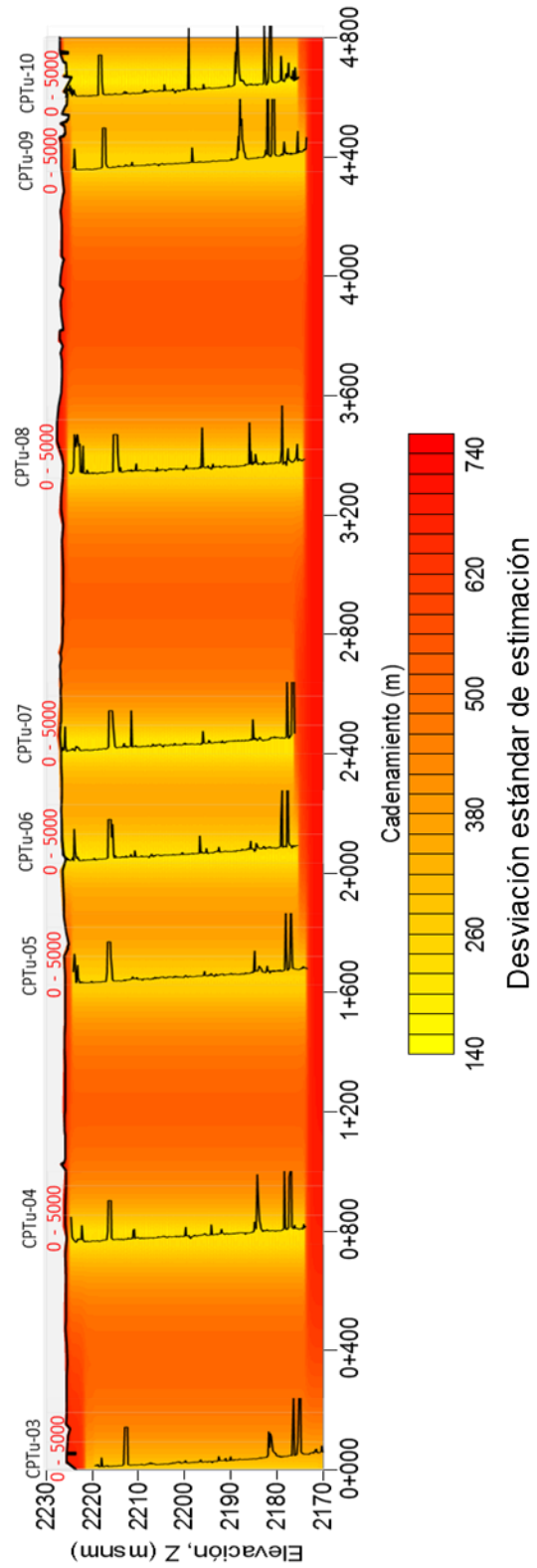


Figura 3.19 Sección transversal de la desviación estándar de estimación.

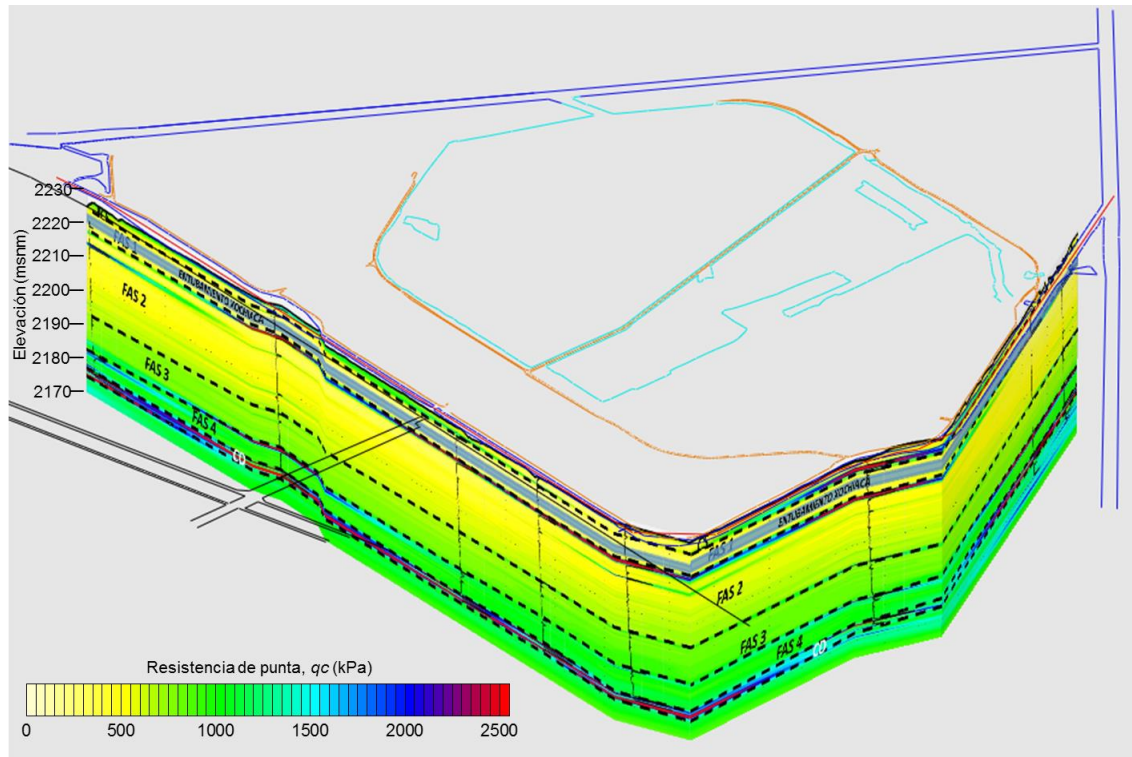


Figura 3.20 Modelo 3D de la distribución espacial estimada de la resistencia a la penetración de cono, q_c (kPa).

3.2.10.3 Modelo de distribución espacial de σ_c

Definición del campo

La información existente consiste de un total de 95 datos de los cuales el análisis de estadística descriptiva indica un valor promedio de esfuerzo de preconsolidación de 62.12 kPa, un valor mínimo de 19.61 kPa y un máximo de 135.33 kPa, en la *Tabla 3.3*, se pueden observar la información estadística completa.

En la *Figura 3.21* se puede observar del lado izquierdo el campo original con tendencia, por lo cual se obtuvieron los coeficientes de regresión lineal $a= 0.00442$, $b= -0.00159$, $c= 0.9294$ y $d= 1263.41807$, con los cuales se pudo obtener el campo residual estacionario.

Tabla 3.3 Estadística descriptiva del esfuerzo de preconsolidación.

Datos estadísticos σ_c	
Media	62.12
Error típico	2.48
Mediana	54.92
Moda	50.99
Desviación estándar	24.15
Varianza de la muestra	582.98
Curtosis	1.56
Coficiente de asimetría	1.20
Rango	115.72
Mínimo	19.61
Máximo	135.33
Suma	5901.32
Cuenta	95.00

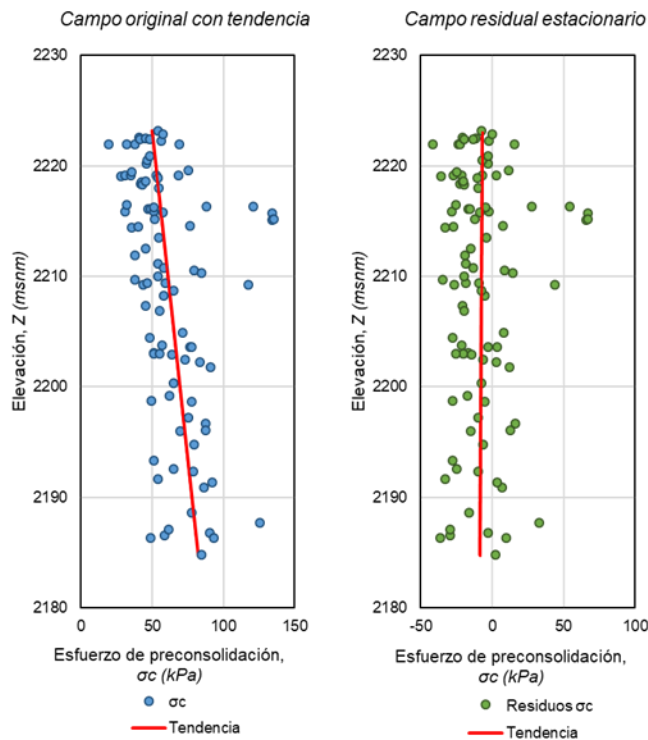


Figura 3.21 Campo original con tendencia y Campo residual estacionario, σ_c .

Análisis estructural

El análisis hizo uso del campo residual para la obtención del correlograma vertical (*Figura 3.22*) y el horizontal (*Figura 3.23*), los cuales al ajustárseles los modelos de correlación exponencial, se encontró que las distancias de correlación vertical es $\delta_v = 5.5 \text{ m}$ y horizontal es $\delta_h = 500 \text{ m}$.

Estimación

Con las distancias de correlación, se escogió un eje de estimación que coincide con el cadenamiento de la obra, en el cual se obtendrían datos a cada 50 m de esfuerzo de preconsolidación en sentido horizontal y a cada 0.25 m en sentido vertical, estimando 50 m de profundidad.

Visualización

La información obtenida de la estimación fue usada para construir una sección transversal estimada de esfuerzo de preconsolidación (*Figura 3.24*) que coincide con el eje de la obra, asimismo, se elaboró una sección de desviación estándar de estimación (*Figura 3.25*) que permite ver la calidad de la estimación.

También se elaboró un modelo en 3D a partir de las estimaciones, como se muestra en la *Figura 3.26*, el cual proporciona una mejor interpretación de la variación espacial del esfuerzo de preconsolidación en la zona de estudio.

Interpretación

La sección estimada de la propiedad nos permite observar la variación de la propiedad, en la cual se puede observar que no hay tanta homogeneidad a lo largo del perfil como se observó en los perfiles de w y q_c , sin embargo, se puede notar que en el comportamiento predominante del perfil es un aumento de σ_c con la profundidad.

En la sección estimada se puede notar que entre el cadenamiento 2+800 y el 4+200 se encuentra una zona cercana al límite de la FAS 1 y FAS 2, que tiene valores superiores a los 100 kPa, lo cual se puede deber a una contribución de los materiales propios del lente que separa a las capas arcillosas.

En las secciones presentadas se puede apreciar que los valores estimados corresponden a los datos de los sondeos mixtos que están superpuestos, de igual manera, en la sección de la desviación estándar es observable que los valores más bajos de desviación corresponden a las ubicaciones donde se realizaron los sondeos, con lo cual se muestra la coherencia entre los valores obtenidos y los valores fuente.

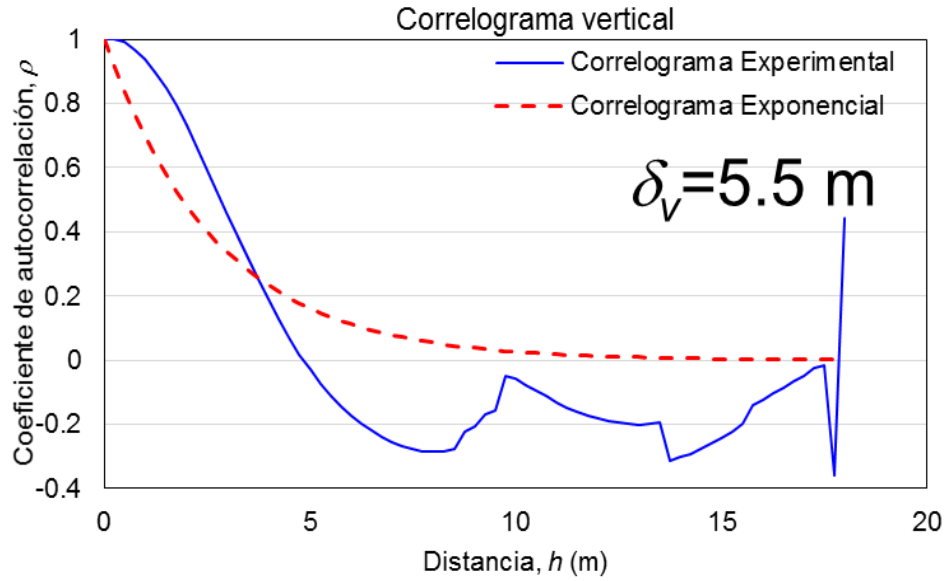


Figura 3.22 Correlograma vertical obtenido del análisis estructural del esfuerzo de preconsolidación.

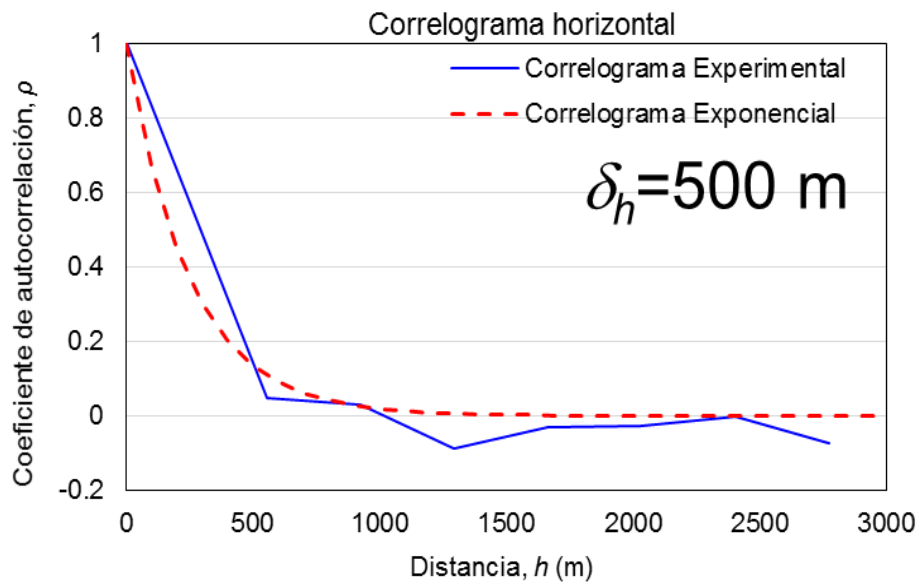


Figura 3.23 Correlograma horizontal obtenido del análisis estructural del esfuerzo de preconsolidación.

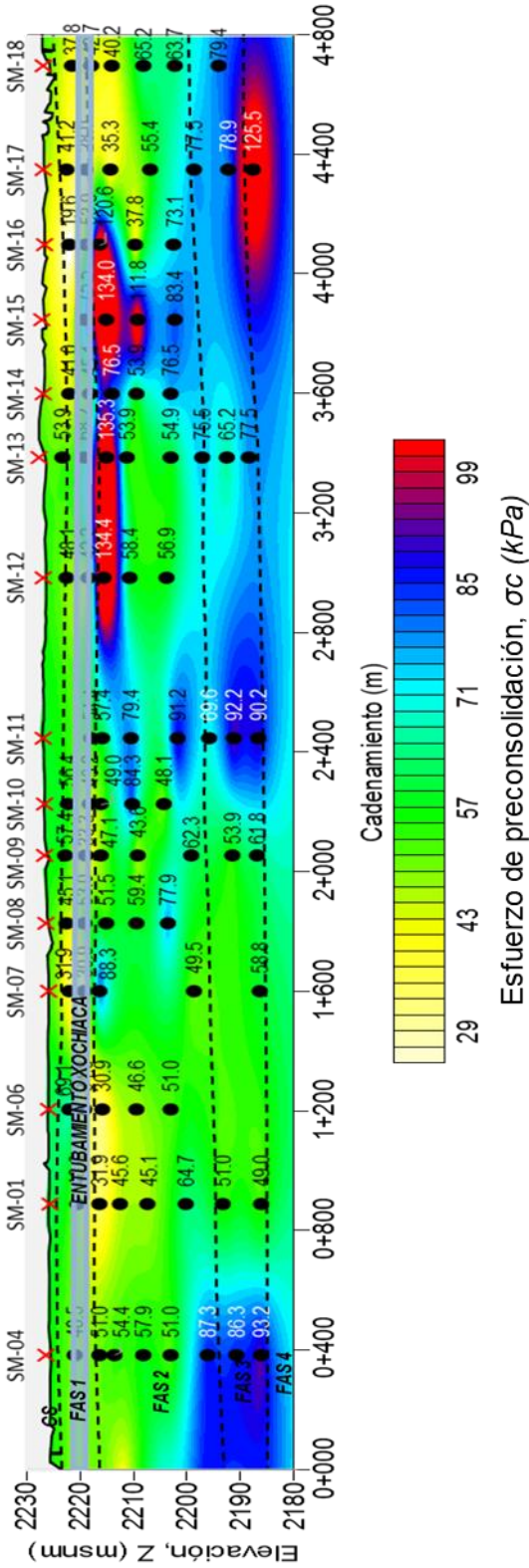


Figura 3.24 Sección transversal estimada del esfuerzo de preconsolidación, σ_c (kPa).

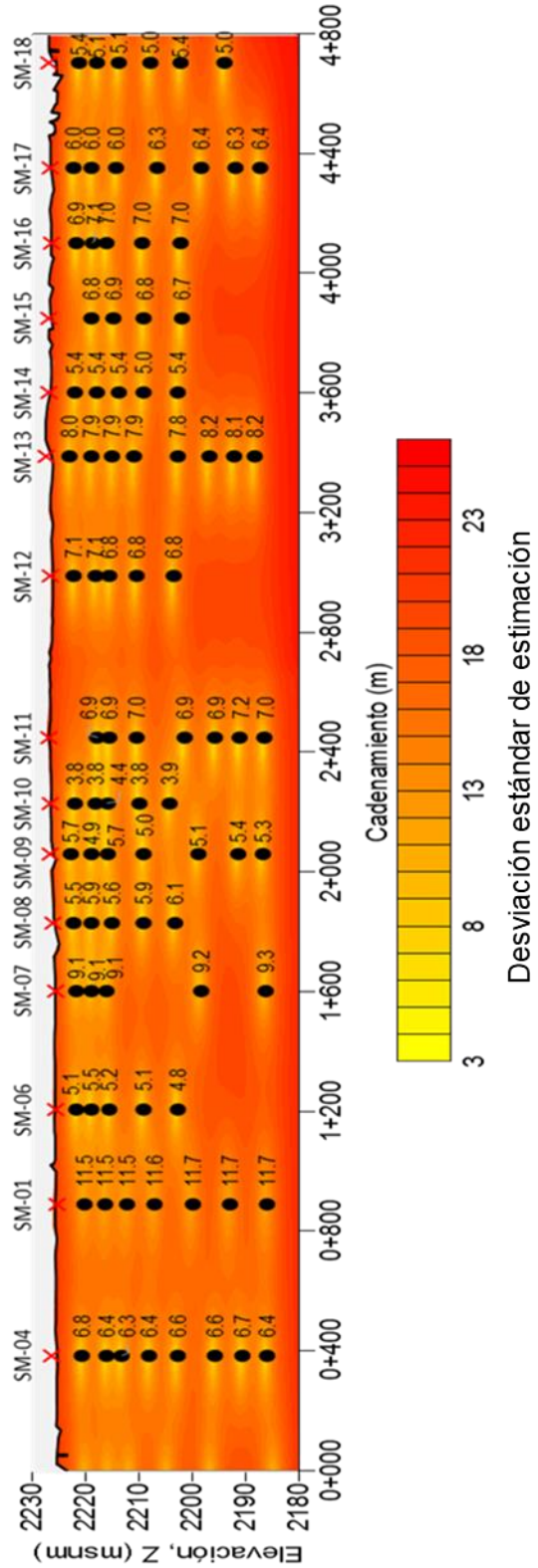


Figura 3.25 Sección transversal de la desviación estándar de estimación.

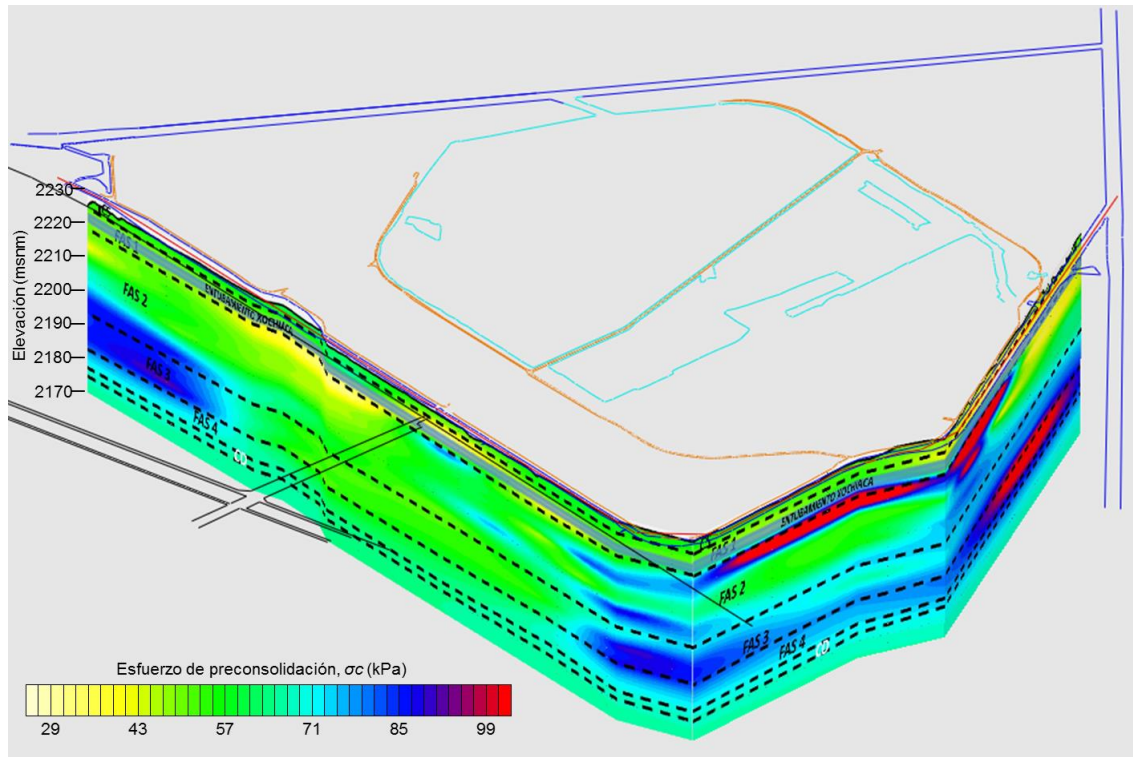


Figura 3.26 Modelo 3D de la distribución espacial estimada del esfuerzo de preconsolidación, σ_c (kPa).

3.2.10.4 Modelo de distribución espacial del OCR

Definición del campo

La información existente consiste de un total de 83 datos de los cuales el análisis de estadística descriptiva indica un valor promedio de OCR de 1.4, un valor mínimo de 1 kPa y un máximo de 4.33 kPa, en la *Tabla 3.4*, se pueden observar la información estadística completa.

En la *Figura 3.27*, se puede observar del lado izquierdo el campo original con tendencia, por lo cual se obtuvieron los coeficientes de regresión lineal $a= 0.00005$, $b= -0.0003$, $c= 0.02152$ y $d= 628.57398$, con los cuales se pudo obtener el campo residual estacionario.

Tabla 3.4 Estadística descriptiva de la relación de sobreconsolidación.

Datos estadísticos OCR	
Media	1.40
Error típico	0.06
Mediana	1.21
Moda	1.00
Desviación estándar	0.53
Varianza de la muestra	0.29
Curtosis	10.72
Coficiente de asimetría	2.71
Rango	3.33
Mínimo	1.00
Máximo	4.33
Suma	115.88
Cuenta	83.00

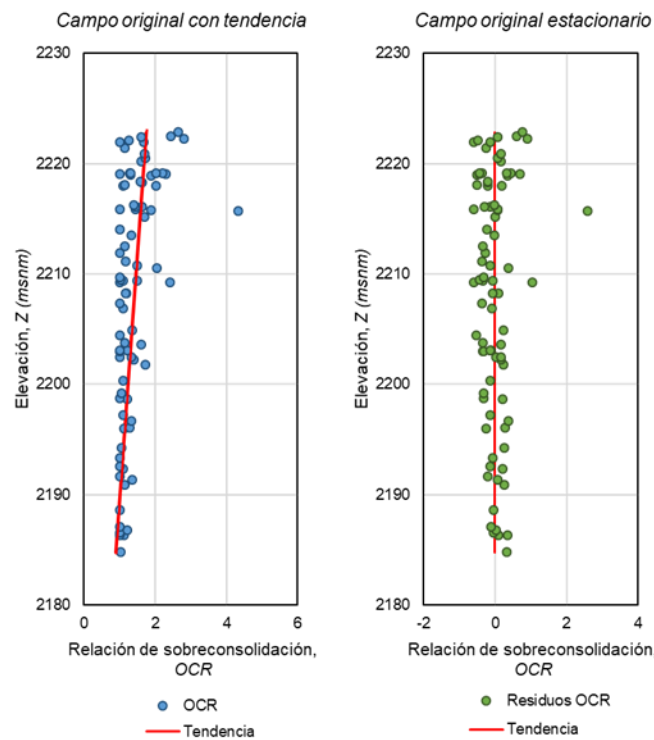


Figura 3.27 Campo original con tendencia y Campo residual estacionario, OCR.

Análisis estructural

El análisis hizo uso del campo residual para la obtención del correlograma vertical (*Figura 3.28*) y el horizontal (*Figura 3.29*), los cuales al ajustárseles los modelos de correlación exponencial, se encontró que las distancias de correlación vertical es $\delta_v = 8.5 \text{ m}$ y horizontal es $\delta_h = 500 \text{ m}$.

Estimación

Con las distancias de correlación, se escogió un eje de estimación que coincide con el cadenamamiento de la obra, en el cual se obtendrían datos a cada 50 m de esfuerzo de preconsolidación en sentido horizontal y a cada 0.25 m en sentido vertical, estimando 50 m de profundidad.

Visualización

La información obtenida de la estimación fue usada para construir una sección transversal estimada de OCR (*Figura 3.30*) que coincide con el eje de la obra, asimismo, se elaboró una sección de desviación estándar de estimación (*Figura 3.31*) que permite ver la calidad de la estimación.

También se elaboró un modelo en 3D a partir de las estimaciones, como se muestra en la *Figura 3.32*, el cual proporciona una mejor interpretación de la variación espacial del OCR en la zona de estudio.

Interpretación

La sección estimada de la propiedad nos permite observar que las condiciones que predominan son de suelos normalmente consolidados, sin embargo, es observable que la zona de color azul y rojo, correspondientes al tramo que va del 1+800 al 2+200 y en la ubicación del SM-12, se presenta un valor de OCR mayor a 2, lo que nos indica que esas zonas están sobreconsolidadas.

En las secciones presentadas se puede apreciar que los valores estimados corresponden a los datos calculados con la información obtenida de los sondeos mixtos que están superpuestos, de igual manera, en la sección de la desviación estándar es observable que los valores más bajos de desviación corresponden a las ubicaciones donde se realizaron los sondeos, con lo cual se muestra la coherencia entre los valores obtenidos y los valores fuente.

Es importante señalar que el OCR es un parámetro no es totalmente confiable debido a que puede presentar una variación significativa al considerar a diferentes profundidades el NAF, por lo cual es recomendable hacer uso de otros parámetros que tengan mayor certidumbre en su cálculo.

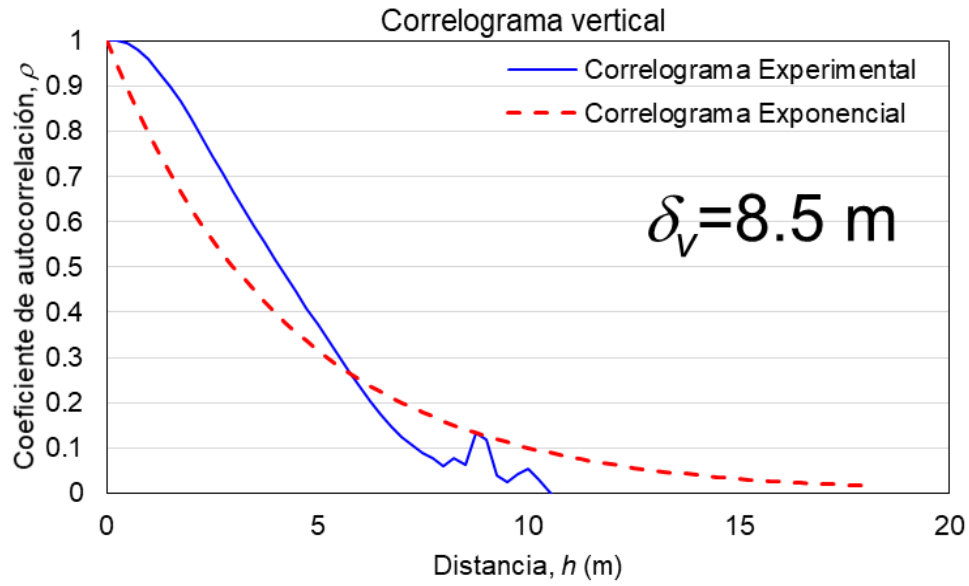


Figura 3.28 Correlograma vertical obtenido del análisis estructural del OCR.

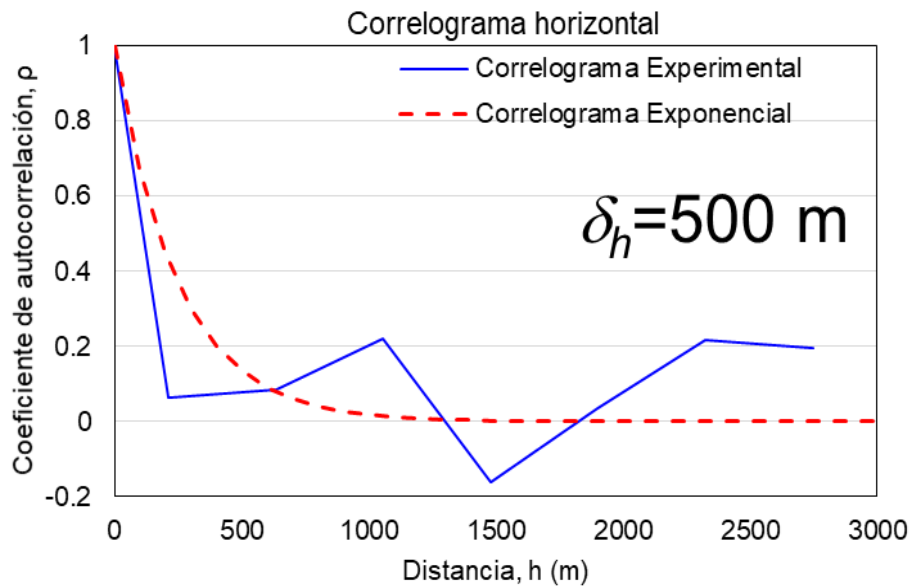


Figura 3.29 Correlograma horizontal obtenido del análisis estructural del OCR.

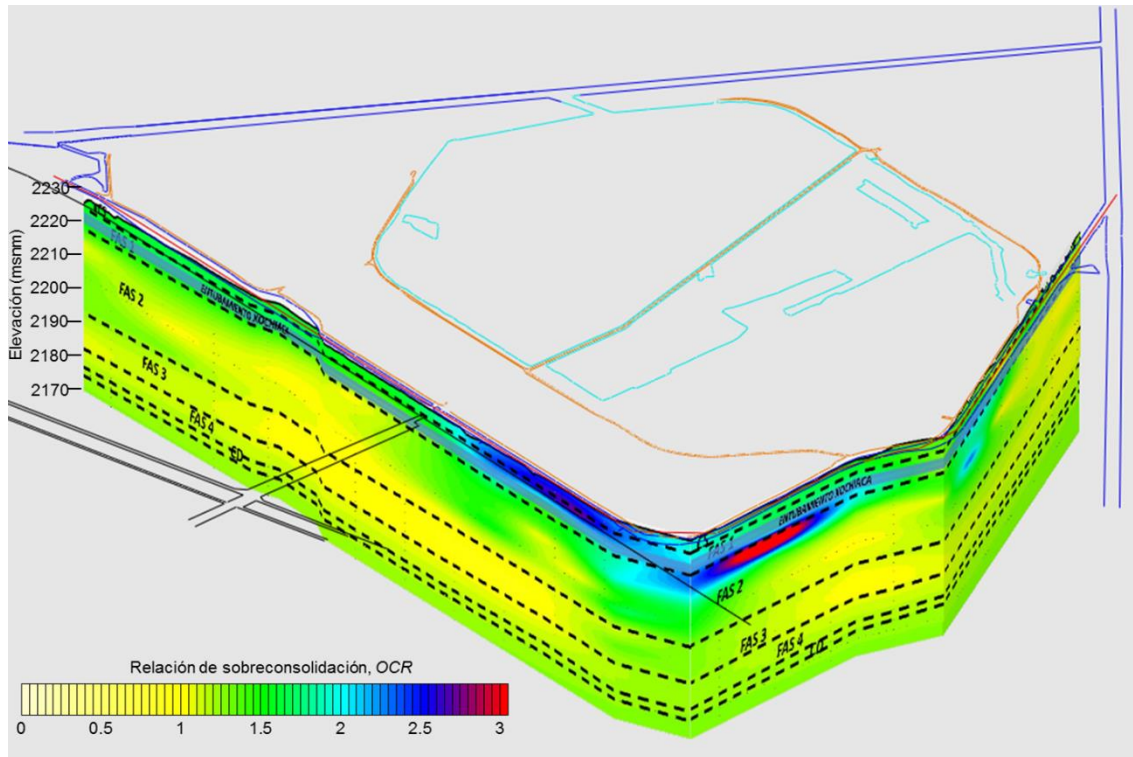


Figura 3.32 Modelo 3D de la distribución espacial estimada del esfuerzo del OCR.

3.2.10.5 Caracterización estratigráfica del subsuelo

La elaboración de los modelos de distribución espacial del contenido de agua, de la resistencia a la penetración de cono y el conocimiento de la estratigrafía de la zona nos permiten definir de mejor manera las capas que serán usadas en los análisis necesarios para el proyecto.

La zona del ex-Lago de Texcoco es conocida por tener una estratigrafía conformada por una Costra Superficial (CS), una Formación Arcillosa Superior (FAS), una Capa Dura (CD), una Formación Arcillosa Inferior (FAI), unos Depósitos Profundos (DP), una Formación Arcillosa Profunda (FAP) y una Formación Estratificada Profunda (FEP), de las cuales los estratos arcillosos son estratos suaves y compresibles, a diferencia de CD, DP y FEP.

Respecto a nuestro caso, se encontró que nuestra zona de estudio cuenta con una CS, una FAS dividida en cuatro sub estratos, debido a la presencia de lentes que la dividen y por el cambio en la magnitud de sus propiedades, asimismo, se reconocen dos lentes debido al espesor que estos presentan. Las capas mencionadas a continuación se describen:

Costra Superficial (CS). Es un estrato que presenta un espesor promedio de 3.2 m, con un contenido de agua de 90.13%, un límite líquido y plástico de 138.76% y 50.59% respectivamente, un peso volumétrico de 13.37 kN/m³ y su clasificación SUCS lo determina como CH. Las pruebas TX-UU que se realizaron indican que tiene una cohesión de 25.70 kPa, así como un ángulo de fricción de 5.84°. No se realizaron pruebas TX-CU para esta capa.

Formación Arcillosa Superior 1 (FAS1). Es un estrato que presenta un espesor promedio de 7 m, con un contenido de agua de 264.06%, un límite líquido y plástico de 292.37% y 67.99% respectivamente, un peso volumétrico de 11.52 kN/m³ y su clasificación SUCS lo determina como CH. Las pruebas TX-UU que se realizaron indican que tiene una cohesión de 21.67 kPa, así como un ángulo de fricción de 2° y un E₅₀ de 2910 kPa. Las pruebas TX-CU muestran que tiene una cohesión efectiva de 10.39 kPa, así como un ángulo de fricción efectivo de 24.91°.

Lente 1 (L1). Es un estrato que presenta un espesor promedio de 1 m, con un contenido de agua de 38.10%, un límite líquido y plástico de 70.82% y 30.67% respectivamente, un peso volumétrico de 18.62 kN/m³ y su clasificación SUCS lo determina como ML. Las pruebas TX-UU que se realizaron indican que tiene una cohesión de 40.22 kPa, así como un ángulo de fricción de 10° y un E₅₀ de 2572 kPa. Las pruebas TX-CU muestran que tiene una cohesión efectiva de 19.62 kPa, así como un ángulo de fricción efectivo de 42.80°.

Formación Arcillosa Superior 2 (FAS 2). Es un estrato que presenta un espesor promedio de 19.1 m, con un contenido de agua de 285.89%, un límite líquido y plástico de 304.82% y 69.64% respectivamente, un peso volumétrico de 11.46 kN/m³ y su clasificación SUCS lo determina como CH. Las pruebas TX-UU que se realizaron indican que tiene una cohesión de 25.01 kPa, así como un ángulo de fricción de 1.79° y un E₅₀ de 3237 kPa. Las pruebas TX-CU muestran que tiene una cohesión efectiva de 8.08 kPa, así como un ángulo de fricción efectivo de 26.61°. En la capa se encuentran dos lentes que por su bajo espesor no se consideran en los modelos, pero deben de considerarse para la sub-presión.

Formación Arcillosa Superior 3 (FAS 3). Es un estrato que presenta un espesor promedio de 10.3 m, con un contenido de agua de 281%, un límite líquido y plástico de 303.64% y 69.82% respectivamente, un peso volumétrico de 11.20 kN/m³ y su clasificación SUCS lo determina como CH. Las pruebas TX-UU que se realizaron indican que tiene una cohesión de 27.31 kPa, así como un ángulo de fricción de 1.58° y un E₅₀ de 3479 kPa. Las pruebas TX-CU muestran que tiene una cohesión efectiva de 16.68 kPa, así como un ángulo de fricción efectivo de 25.83°.

Lente 2 (L2). Es un estrato que presenta un espesor promedio de 1.6 m, con un contenido de agua de 53.58%, un límite líquido y plástico de 233.35% y 68.23% respectivamente, un peso volumétrico de 16.09 kN/m³ y su clasificación SUCS lo determina como MH. Las pruebas TX-UU que se realizaron indican que tiene una cohesión de 29.43 kPa, así como un ángulo de fricción de 2.54° y un E₅₀ de 5982

kPa. Las pruebas TX-CU muestran que tiene una cohesión efectiva de 7.85 *kPa*, así como un ángulo de fricción efectivo de 40°.

Formación Arcillosa Superior 4 (FAS 4). Es un estrato que presenta un espesor promedio de 4.8 m, con un contenido de agua de 299.90%, un límite líquido y plástico de 388.50% y 60.30% respectivamente, un peso volumétrico de 11.28 *kN/m³* y su clasificación SUCS lo determina como CH. Las pruebas TX-UU que se realizaron indican que tiene una cohesión de 25.51 *kPa*, así como un ángulo de fricción de 1.40° y un E₅₀ de 4348 *kPa*. No se realizaron pruebas TX-CU para esta capa.

El resumen del valor promedio de las propiedades índice y mecánicas de las capas mencionadas se puede revisar en la *Tabla 3.5* y *Tabla 3.6*, respectivamente, los números que se encuentran en color azul, provienen de correlaciones o fueron calculados.

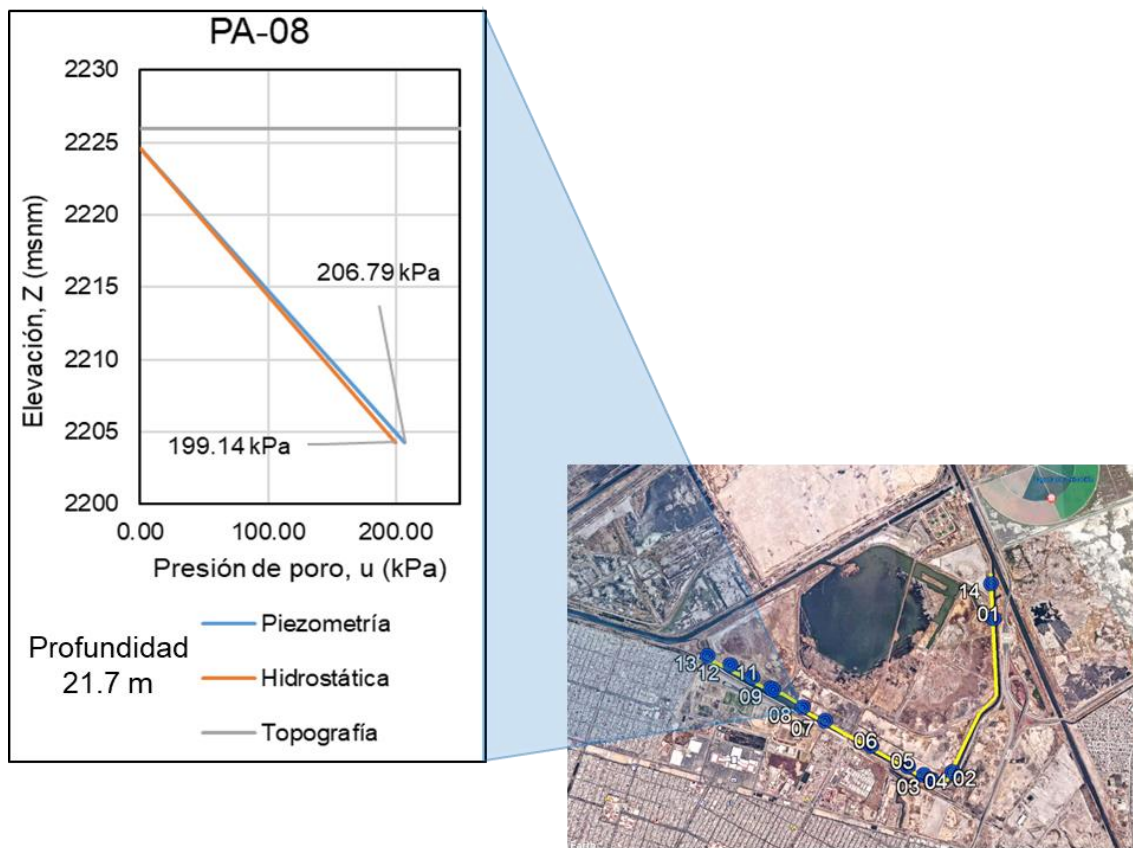
Tabla 3.5 Resumen general de las propiedades índice de la zona del entubamiento.

Valores promedio de las propiedades índice										
Capa	SUCS	w %	LL %	LP %	IP %	IL %	Arenas %	Finos %	γ <i>kN/m³</i>	G _s [1]
CS	CH	90.13	138.76	50.59	88.17	1.39	34.83	65.17	13.37	2.62
FAS 1	CH	264.06	292.37	67.99	224.38	0.99	12.98	87.02	11.52	2.40
LENTE 1	ML	38.10	70.82	30.67	40.16	0.77	57.58	42.42	18.62	2.53
FAS 2	CH	285.59	304.82	69.64	235.18	1.00	12.40	87.60	11.46	2.38
FAS 3	CH	281.97	303.64	69.82	233.82	1.20	14.44	85.56	11.20	2.36
LENTE 2	MH	53.58	233.35	68.23	165.13	0.79	9.48	90.52	16.09	2.54
FAS 4	CH	299.90	388.50	60.30	328.20	0.93	7.17	92.83	11.28	2.64

3.2.11 Información piezométrica

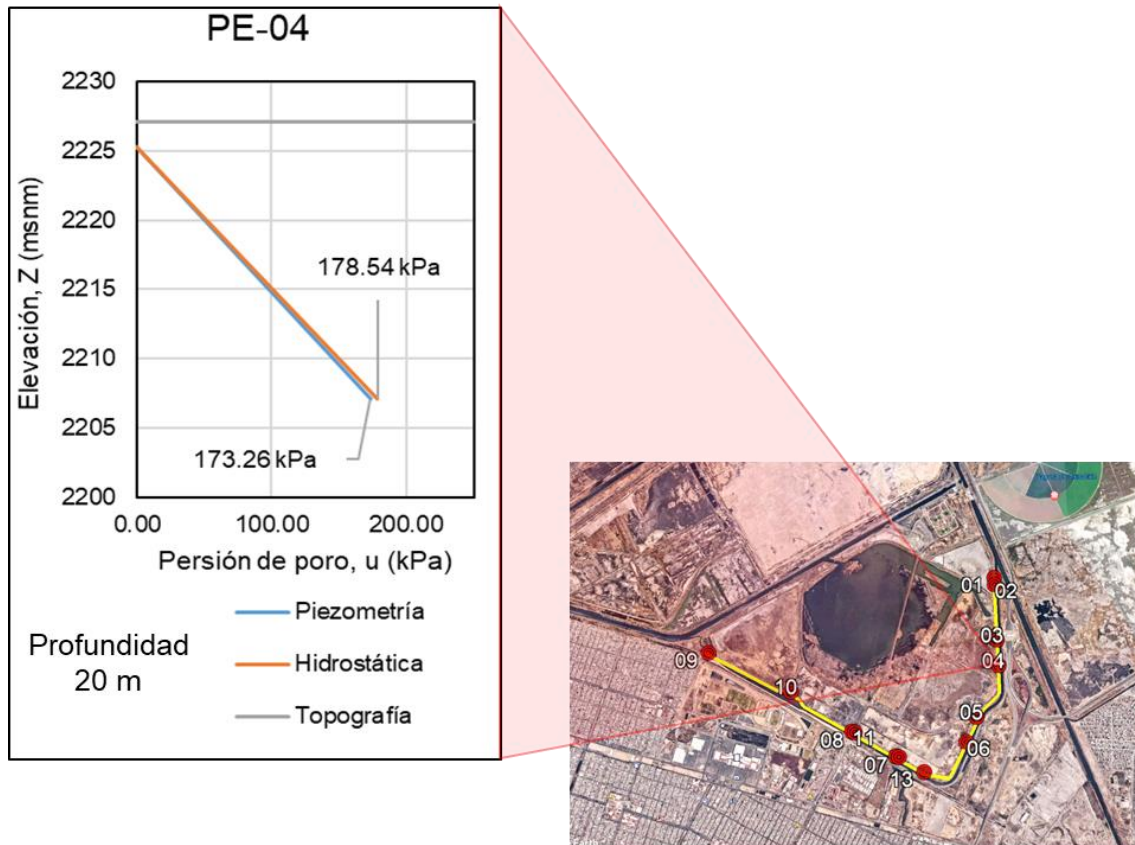
De acuerdo a lo señalado en la *sección 4.2.8*, en la zona del entubamiento se cuenta con un total de 14 piezómetros abiertos y 13 piezómetros eléctricos cuyas lecturas muestran un comportamiento de la presión de poro de tipo hidrostático, lo cual se puede apreciar en la *Figura 3.33* y *Figura 3.34*, correspondientes a los piezómetros PA-08 y PE-04.

Respecto al nivel de aguas freáticas (NAF), el nivel promedio se encuentra a 1.3 m de profundidad, sin embargo, en la ubicación de la lumbrera L1-A, el NAF se encuentra a una profundidad de 1.8 m



Ubicación piezómetros abiertos.

Figura 3.33 Comparativo de la presión hidrostática con la lectura del PA-08.



Ubicación piezómetros eléctricos.

Figura 3.34 Comparativo de la presión hidrostática con la lectura del PE-04.

3.2.12 Modelo geotécnico

El modelo SM-02 (Figura 3.35) será el que se empleará para la realización de los cálculos numéricos y analíticos, en dicho modelo se pueden observar recuadros en color amarillo puesto que no se tenían valores específicos para la zona de la lumbrera L1-A, por lo tanto, se emplearon los valores promedio correspondientes a la Tabla 3.6.

En el modelo se puede observar que de la CS a la FAS 4 existe suficiente información de propiedades mecánicas, principalmente para análisis correspondientes a un corto plazo, puesto que en el largo, la CS y FAS 4 no contienen información de C' , ϕ' y E'_{50} .

Asimismo, se puede observar que la información del modelo se encuentra conformada por la información del sondeo mixto SM-02 y el piezocono CPTu-02, los cuales tienen una gran correspondencia en las capas blandas y duras. Para dicho modelo se consideró que el NAF se encontraría a una profundidad de 1.8 m.

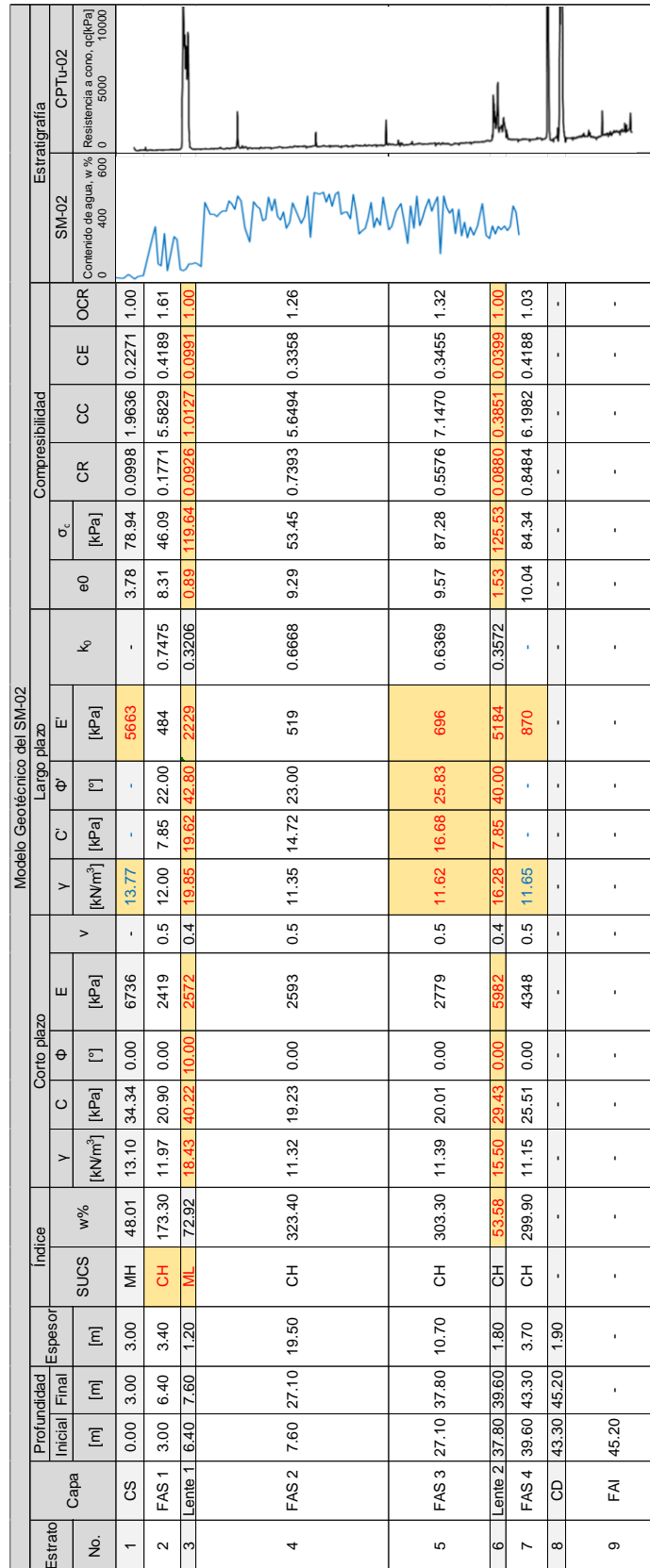


Figura 3.35 Modelo geotécnico SM-02.

De acuerdo a lo descrito en la *sección 4.2.2* y a las profundidades del modelo geotécnico SM-02, la losa de la lumbrera L1-A se apoya en el Lente 1 y el muro Milán en la FAS 2, respecto al entubamiento, este se encontrará dentro de la FAS 1, como se puede observar en la *Figura 3.36*.

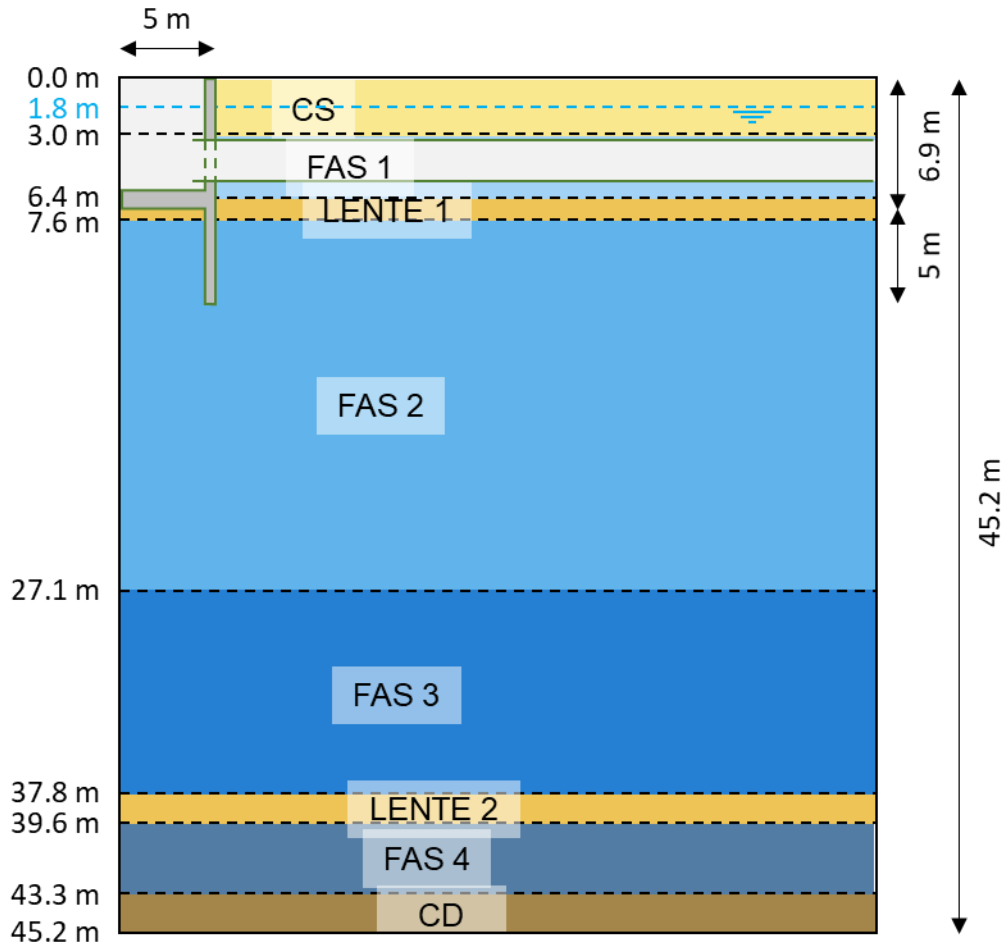


Figura 3.36 Geometría de la lumbrera L1-A considerando el modelo geotécnico SM-02.

3.3 Cálculo de las fuerzas de hincado

El cálculo que se realizará será para el tramo inicial del entubamiento que comprende los primeros 200 m del cadenamiento, teniendo en consideración la geometría de la *sección 3.2.2* y el modelo geotécnico de la *sección 3.2.12*.

Los cálculos realizados corresponden a la fuerza de fricción por peso propio y por contacto tubo-suelo, ya que las demás son obtenidas al finalizar el hincado de la tubería o in situ.

3.3.1 Fricción por peso propio

La determinación de la magnitud de la fricción debida por el peso propio se hará mediante la *Ec. 2.1*, sin embargo, para hacer uso de dicha ecuación es necesario determinar la longitud de contacto entre el suelo y la tubería, mediante la *Ec. 2.2*. Para el cálculo se consideran tubos con un peso aproximado de 86.87 kN, con un diámetro externo de 2.556 m, una longitud efectiva de 2.4 m.

Para el cálculo de C_e (*Ec. 2.4*) se consideró una resistencia del tubo a la compresión de 34335 kPa, lo que corresponde a un módulo de elasticidad de 25782.27 kPa, así como una relación de Poisson de 0.15, mientras que para el suelo se tuvo un módulo de 2419 kPa y una relación de 0.49.

$$C_e = \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_s} + \frac{(1 - \nu_p^2)}{E_p}$$

$$C_e = \frac{(1 - (0.49)^2)}{2419 [kPa]} + \frac{(1 - (0.15)^2)}{25782.27 [kPa]}$$

$$C_e = 0.00035 \left[\frac{1}{kPa} \right]$$

$$b = 1.6(P_u k_d C_e)^{\frac{1}{2}}$$

$$b = 1.6 \left(\left(36.19 \left[\frac{kN}{m} \right] \right) (67.89[m]) \left(0.00035 \left[\frac{1}{kPa} \right] \right) \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$b = 1.4881[m]$$

Una vez obtenida la distancia de contacto, se hará uso de la *Ec. 2.1*, para la cual se consideró un esfuerzo vertical efectivo promedio de 30.62 kPa, con la cual se obtuvo una relación S_u/σ'_v de 0.68, que corresponde a un coeficiente de adhesión de Peak, α , de 0.63, con el que finalmente se obtendría la fuerza correspondiente.

$$F = (0.63)(20.90[kPa])(1.4881[m])$$

$$F = 19.61 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

En la *Figura 3.37*, se observa el crecimiento de la magnitud de la fuerza conforme se irá avanzando en el cadenamamiento, mostrando que al final del tramo de aproximadamente 200 metros se requerirá una fuerza de 3921.50 kN, para poder realizar el hincado de la tubería en esa zona.

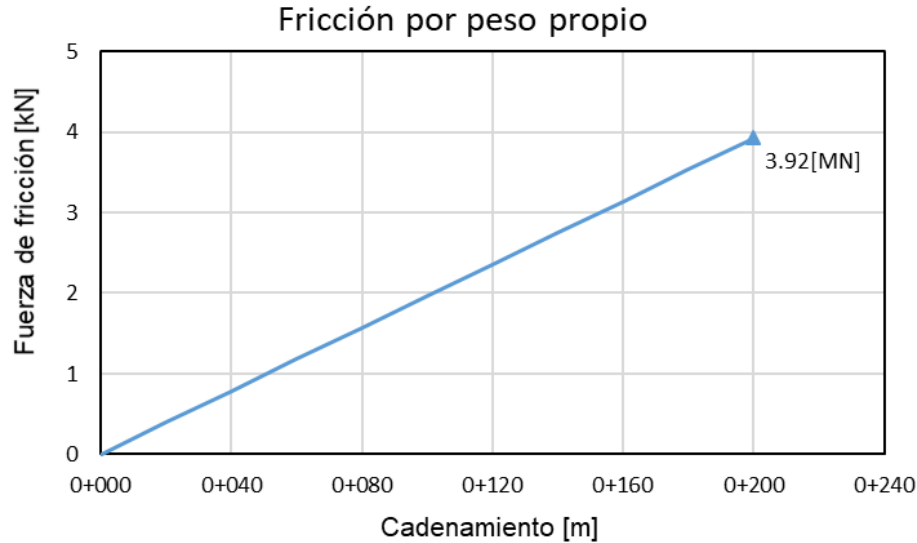


Figura 3.37 Gráfica del crecimiento de la fuerza de fricción por peso propio de la tubería en el tramo del entubamiento correspondiente al 0+000 al 0+200.

3.3.2 Fricción por contacto tubo-suelo

El estrato en el que se encuentra ubicado el entubamiento es la FAS 1, por tal motivo, al tratarse de un estrato arcilloso, primero se revisará con la Ec. 2.6, si el suelo tuvo el efecto de cerramiento alrededor del tubo, si esto se cumple, se hará uso de la Ec. 2.11 para el cálculo de la fuerza que se producirá por el contacto entre el tubo y el suelo.

Para el análisis del cierre del suelo sobre el espacio de 0.10 m del diámetro de excavación, se determinó K con la Ec. 2.9:

$$k_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'}$$

$$k_0 = (1 - \sin 22^\circ) 1.61^{\sin 22^\circ}$$

$$k_0 = 0.7475$$

$$k = \frac{\sigma'_v k_0 + u}{\sigma'_v + u}$$

$$k = \frac{(31.20 \text{ [kPa]})(0.7475) + 28.45 \text{ [kPa]}}{31.20 + 28.45 \text{ [kPa]}}$$

$$k = 0.8679$$

Es importante señalar que para el cálculo de la fuerza el perímetro del tubo no se deberá de considerar por completo, ya que, en la sección anterior, se determinó una distancia, b , que es el contacto entre el suelo y la parte inferior del tubo, por lo cual esa porción del perímetro del tubo no se deberá de considerar para el cálculo de la fuerza.

Para la determinación de los desplazamientos, se consideró un valor promedio de los esfuerzos verticales y horizontales, con la finalidad de analizar el cierre del túnel, el esfuerzo promedio obtenido fue de 59.67 kPa.

$$\delta_v = \frac{(1 - \nu^2)}{E_s} D_e (3\sigma_v + \sigma_h) \quad \delta_h = \frac{(1 - \nu^2)}{E_s} D_e (3\sigma_h + \sigma_v)$$

$$\delta_v = \frac{(1 - (0.49)^2)}{(2419[kPa])} (2.66[m]) (3(59.65[kPa]) + (51.77[kPa]))$$

$$\delta_h = \frac{(1 - (0.49)^2)}{(2419[kPa])} (2.66[m]) (3(51.77[kPa]) + (59.65[kPa]))$$

$$\delta_v = 0.1855 \text{ m} \quad \delta_h = 0.1729 \text{ m}$$

El desplazamiento vertical como horizontal del suelo será de 0.1855 m y 0.1729 m, lo cual resulta mayor al 0.1 m de diferencia que hay entre el diámetro de excavación y el diámetro exterior, por lo tanto, el suelo se cerrará sobre la tubería y se procederá a utilizarse la Ec. 2.11.

$$FN = C_f = P_P F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i C_{ui} L_i$$

$$C_f = (6.5543[m])(1)(0.6109)(20.90)(1[m])$$

$$C_f = 83.69 [kN]$$

Para el cálculo, se escogió una longitud, L_i , de 1 m, con la finalidad de que el valor sea por metro, con lo cual como se observa en la *Figura 3.38*, la magnitud de la fuerza crece con forme se avanza en el cadenamamiento hasta llegar al valor 0+200, en donde se tiene el valor de 16737.09 kN.

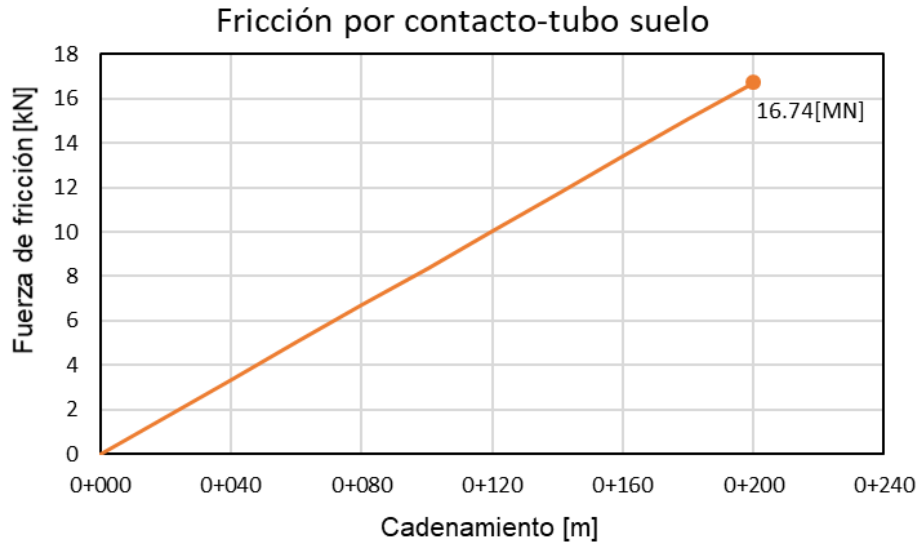


Figura 3.38 Gráfica del crecimiento de la fuerza de fricción por contacto tubo-suelo en el tramo del entubamiento correspondiente al 0+000 al 0+200.

3.4 Cálculo analítico

3.4.1 Revisión de la estabilidad de la lumbrera

3.4.1.1 Estabilidad de las paredes de la excavación

La evaluación del factor de seguridad de las paredes de la excavación sin ademe se realizó con la Ec. 2.12, asimismo, se consideró una resistencia al corte y un peso volumétrico ponderados hasta la profundidad de 6.9 m, por lo cual no se consideró ningún incremento con la profundidad.

$$c_{u0} = \frac{(3 [m])(34.34 [kPa]) + (3.4 [m])(20.9 [kPa]) + (0.5 [m])(40.22 [kPa])}{6.9 [m]}$$

$$c_{u0} = 28.1435 [kPa]$$

$$\gamma = \frac{(3 [m])(13.1 [kPa]) + (3.4 [m])(11.97 [kPa]) + (0.5 [m])(18.43 [kPa])}{6.9 [m]}$$

$$\gamma = 12.9294 [kPa]$$

Se obtuvo el factor M_L con la Ec. 2.13:

$$M_L = \frac{c_{u0}}{c_{u0} + aH_{Lum}}$$

$$M_L = \frac{28.14 [kPa]}{28.14 [kPa] + \left(0 \left[\frac{kPa}{m}\right]\right) (6.9 [m])}$$

$$M_L = 1$$

Se obtuvo el número de estabilidad, N_s , considerando:

$$\frac{2H_{Lum}}{D} = \frac{2(6.9 [m])}{10 [m]} = 1.38$$

Por lo tanto, de la *Figura 2.6* se obtiene que N_s es igual 6.3, obteniéndose un factor de seguridad de :

$$FS = \frac{N_s c_{u0}}{H_{Lum} \gamma M_L}$$

$$FS = \frac{(6.3)(28.14[kPa])}{(6.9 [m]) \left(12.92 \left[\frac{kN}{m^3}\right]\right) (1)}$$

$$FS = 1.99$$

Se obtuvo un factor de seguridad de 1.99, mayor al 1.5 requerido para considerar estable una excavación sin el uso de ademe.

3.4.1.2 Estabilidad de la zanja para muro Milán

Para asegurar la estabilidad de la zanja se hará uso de la *Ec. 2.14*, la cual se debe de aplicar a distintas profundidades y se debe de revisar que el factor de seguridad sea mayor o igual a 1.5. Para el cálculo del factor de seguridad, se hizo uso de un promedio ponderado para el peso volumétrico y para la resistencia al corte no drenada.

Se consideró una sobrecarga, q_s , de 19.62 kPa, un ancho de tablero de trabajo, L , de 2.7 m, así como un peso volumétrico del fluido estabilizador, γ_f , de 10.59 kN/m³ y una distancia, z_l , de 0.5 m. A continuación, se presenta el cálculo del factor de seguridad a una 1 m.

$$FS = \frac{c_u}{h \left(\gamma - \beta_2^2 \gamma_1 + \frac{2q_s}{h} \right)} \left(2 + 0.94 \frac{h}{L} \right)$$

$$FS = \frac{34.34 [kPa]}{1 [m] \left(13.10 \left[\frac{kN}{m^3}\right] - (0.5)^2 \left(10.59 \left[\frac{kN}{m^3}\right] \right) + \frac{2(19.62 [kPa])}{1 [m]} \right)} \left(2 + 0.94 \frac{1 [m]}{2.7 [m]} \right)$$

$$FS = 1.62$$

Se obtuvieron los factores de seguridad a cada metro de profundidad haciendo uso de cohesiones y pesos volumétricos ponderados correspondientes a cada profundidad, dichos valores se muestran en la *Tabla 3.7*.

Tabla 3.7 Factores de seguridad a diferentes profundidades de zanja para la lumbrera L1-A.

h [m]	γ [kN/m^3]	C [kPa]	β [1]	FS
1.0	13.10	34.34	0.5000	1.62
2.0	13.10	34.34	0.7500	1.73
3.0	13.10	34.34	0.8333	1.85
4.0	12.82	30.98	0.8750	1.81
5.0	12.65	28.96	0.9000	1.82
6.0	12.54	27.62	0.9167	1.85
7.0	13.02	28.32	0.9286	1.89
8.0	13.33	28.75	0.9375	1.93
9.0	13.11	27.70	0.9444	1.97
10.0	12.93	26.85	0.9500	2.02
11.0	12.78	26.16	0.9545	2.07
11.9	12.67	25.63	0.9580	2.12

El valor mínimo requerido de factor de seguridad es 1.5, por lo que los valores obtenidos cumplen, sin embargo, si se quisiera aumentar dicho factor, se podría modificar el fluido estabilizador o disminuir z_l .

3.4.1.3 Estabilidad del núcleo

La estabilidad se revisará mediante la *Ec. 2.15*, evaluándose los 6.9 m del núcleo y considerándose una cohesión y peso volumétrico ponderados para la obtención del factor de seguridad.

$$FS = \frac{2c_u}{\gamma H_{Lum} - \gamma_l(H_{Lum} - z_l)}$$

$$FS = \frac{2(28.14 [kPa])}{(12.93 \left[\frac{kN}{m^3}\right])(11.9 [m]) - (10.59 \left[\frac{kN}{m^3}\right])(11.9 [m] - 0.5 [m])}$$

$$FS = 1.87$$

El factor de seguridad mínimo es de 1.1, mientras que el obtenido fue de 1.87, debido principalmente al fluido estabilizador, por lo tanto, se puede observar que el núcleo no requiere de una distancia z_l tan pequeña, incluso se podría usar un fluido con un peso volumétrico menor. Asimismo, aunque el núcleo fallara, la construcción de la lumbrera, no se vería gravemente afectada.

3.4.1.4 Falla de fondo

La evaluación del factor de seguridad se realizó mediante la *Ec. 2.16*, para la cual se consideraron, respectivamente, una cohesión y peso volumétrico ponderados a la profundidad de 18.97 m y 11.9 m, asimismo se consideró una sobrecarga de 19.62 kPa.

A partir de la *Tabla 2.1*, se determinó un factor de forma de 1.5 y una relación de superficies de 2, asimismo, se obtuvo un factor de profundidad de 1.24. Haciendo uso del peso volumétrico ponderado, se calculó el esfuerzo vertical efectivo de 36.22 kPa, y luego, el factor de adherencia lumbrera-suelo equivalente a 0.45.

$$FS = \frac{c_u(N_c i_c s_c + \eta J)}{\gamma H' + q_s - h_l \gamma_l}$$

$$FS = \frac{(23.25 [kPa])((5.14)(1.24)(1.50) + (0.45)(2))}{\left(12.67 \left[\frac{kN}{m^3}\right]\right)(11.9 [m]) + 19.62 [kPa] - (0 [m])\left(10.59 \left[\frac{kN}{m^3}\right]\right)}$$

$$FS = 1.44$$

El factor de seguridad de 1.44 es menor al 1.5 recomendado, por lo tanto, al ser mayor a la unidad no debería presentarse falla de fondo, sin embargo, para garantizar la seguridad se recomienda, como primera opción, considerar una mayor profundidad de desplante de los muros, así también, cabría la posibilidad de realizar un mejoramiento del terreno, si fuese el caso donde no se cumpliera el factor de seguridad mediante las propuestas anteriores, entonces, se debe de considerar un la elección de un método de construcción diferente.

3.4.1.5 Falla por sub-presión

La determinación del factor de seguridad se realizará con la *Ec. 2.17*, para lo cual se consideró que el estrato permeable más cercano se encontraría a los 13 m de profundidad, correspondiente a un lente de bajo espesor no indicado en los modelos, por lo cual se utilizó un promedio ponderado de la cohesión y el peso volumétrico que va del fondo de la losa a la parte superior del estrato permeable.

Para el cálculo se consideró un factor de adherencia lumbrera-suelo de 0.6, una relación de superficies de 2 y una presión de poro de 109.87 kPa, con lo que se tendría:

$$FS = \frac{\gamma h_s + \eta c_w J}{u}$$

$$FS = \frac{\left(12.14 \left[\frac{kN}{m^3}\right]\right) (6.10 [m]) + (0.60)(21.64 [kPa])(2.44)}{109.87 [kPa]}$$

$$FS = 0.96$$

Se obtuvo un factor de seguridad menor a la unidad, mientras que el recomendado es mayor a dos, por lo tanto, sería necesario extender la profundidad de desplante hasta atravesar el estrato permeable. El bombeo no es la mejor solución al problema, sin embargo, la presión de poro en el estrato permeable, para garantizar la seguridad de la excavación, sería de 52.72 kPa.

3.4.1.6 Falla por empotramiento de la pata

La revisión de este tipo de falla no se realizará debido a que la sección de la lumbrera es circular, mientras que este tipo de falla se presenta en secciones cuadradas o rectangulares, además de que la pata está considerada en todo el perímetro de la lumbrera, por lo que la falla no se presentará.

3.4.1.7 Análisis por flotación y sobrecompensación

La revisión ante el fenómeno de flotación, se hizo la *Ec. 2.19*, dicha ecuación dará como resultado el factor de seguridad ante este efecto, este debe ser mayor o igual a 1.5. Realizando el cálculo:

$$FS_f = \frac{\frac{W_e}{A_T} + fJ}{\gamma_w h_w}$$

$$FS_f = \frac{\frac{(6520.14 [kN])}{(78.54 [m^2])} + (12.77 [kPa])(4.76)}{\left(9.81 \left[\frac{kN}{m}\right]\right) (5.1 [m])}$$

$$FS_f = 2.76$$

El valor resultante fue 2.76, mayor al 1.5 recomendado, lo cual indica que no se dará la flotación, con lo cual se puede asegurar que no se requiere de un lastre en la lumbrera.

El cálculo por sobrecompensación se realizó mediante la *Ec. 2.20* y cuyo valor según estipulan las NTC-DCC-RCDF-2017 no debe exceder los 10 kPa, sólo se permitirá cuando se demuestre que no habrá una emersión inaceptable o que genere daños. Para la realización del análisis se consideró un promedio ponderado para la determinación del peso de la tierra excavada, en él se consideraron todos los materiales existentes hasta la base de la lumbrera. A continuación, se presenta el cálculo para el peso de la estructura.

$$P_s = \frac{P_t - P_e}{A}$$

$$P_s = \frac{(7006.77 [kN]) - (6520.14 [kN])}{78.54 [m^2]}$$

$$P_s = 6.20 [kPa]$$

La presión obtenida resultó ser de 6.20 kPa, lo cual indica que se presentarán emersiones, pero cumple al ser menor a los 10 kPa que establecen las normas.

3.4.1.8 Falla por extrusión

La revisión ante extrusión fue hecha con la *Ec. 2.21*, considerando una cohesión y un peso volumétrico ponderado, dicha revisión se realizó para diversas profundidades de la lumbrera, se consideró también una sobrecarga de 19.62 kPa, y debido a que el análisis se realiza una vez que se ha construido el muro Milán, no se considera la presencia de fluido estabilizador. El ejemplo se realizó al primer metro de profundidad.

$$FS = \frac{2c_u + \gamma_l(z - z_l)}{(\gamma z + q_s)}$$

$$FS = \frac{2(34.34 [kPa])}{\left(\left(13.1 \left[\frac{kN}{m^3} \right] \right) (1 [m]) \gamma z + (19.62 [kPa]) \right)}$$

$$FS = 2.10$$

El factor de seguridad fue de 2.10, mayor al 1.2 recomendado, sin embargo, en la *Tabla 3.8*, se puede observar que después de los 2 m de profundidad, el factor se hace menor al recomendado, por lo tanto, se debe de buscar aumentar la seguridad o incluso cambiar el método constructivo.

Tabla 3.8 Factores de seguridad por extrusión en distintas profundidades.

Prof. [m]	γ [kN/m ³]	C [kPa]	FS
1.0	13.10	34.34	2.10
2.0	13.10	34.34	1.50
3.0	13.10	34.34	1.17
4.0	12.82	30.98	0.87
5.0	12.65	28.96	0.70
6.0	12.54	27.62	0.58
6.9	12.93	28.14	0.52

3.4.1.9 Capacidad de carga

Para el cálculo y revisión de la capacidad de carga se requiere hacer uso de la expresión para suelos friccionantes Ec. 2.23, debido a que a la profundidad de la base de la lumbrera se encuentra el Lente 1.

$$r_f = \left[\bar{p}_v(N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v$$

$$r_f = \left[(39.18 \text{ [kPa]})(2.47[1]) - 1) + \frac{(18.43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})(10[\text{m}](0.73 [1]))}{2} \right] (0.65 [1]) + (89.21 \text{ [kPa]})$$

$$r_f = 181.78 \text{ [kPa]}$$

La capacidad de carga obtenida se compara con los esfuerzos que se ejercerán y se obtiene que:

$$\frac{\sum Q F_c}{A} < r$$

$$\frac{(6520.14[\text{kN}])(1.5) - 8097.82 \text{ [kN]}}{78.54[\text{m}^2]} < r$$

$$21.42 \text{ [kPa]} < 181.78 \text{ [kPa]}$$

Se observa que la desigualdad se cumple para el caso planteado, en el que se considera sólo carga permanente por lo que se le asigna un factor de carga de 1.5, por lo tanto, la lumbrera no tendrá problemas por capacidad de carga.

3.4.1.10 Asentamientos o Expansiones

El cálculo de los desplazamientos inmediatos se realizó al centro de la lumbrera con la *Ec. 2.24* y el principio de superposición, se aplicaron para calcular distintas etapas del proceso constructivo, como la construcción del muro, la excavación y la construcción de la losa.

Los análisis que se realizaron fueron mediante la consideración de un solo estrato homogéneo, al que se le asignaron propiedades basadas en un solo promedio ponderado, con la finalidad de simplificar el análisis de los desplazamientos.

El primer análisis consideró que el muro tendría un peso de 5060.43 kN en un área de 17.72 m², con lo que se tendría un esfuerzo de 285.60 kPa, asimismo, el cálculo tomó en cuenta la FAS 2 y FAS 3, por lo que el módulo de elasticidad fue 2669.84 kPa.

$$\Delta H_{ins} = \frac{\Sigma QB}{AE} [(1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2)F_2]F_3$$

$$\Delta H_{ins} = \frac{(285.60 [kPa])(5 [m])}{(17.72 [m^2])(2669.84 [kPa])} [(1 - (0.49)^2)(0.4411) + (1 - (0.49) - 2(0.49)^2)(0.0296)](0.55)$$

$$\Delta H_{ins} = 0.0989 m^2$$

El asentamiento obtenido corresponde a sólo una cuarta parte, por lo que se debe de multiplicar por 4 para obtener el desplazamiento total. Este primer cálculo se realizó con el esfuerzo que generaría el muro, pero al hacer esta consideración, se estaría indicando que toda el área de la lumbrera estaría cargada.

Debido a que el desplazamiento deseado corresponde sólo al muro, es necesario hacer uso del principio de superposición para realizar el cálculo del desplazamiento del área interior de la lumbrera y restarlo al ya obtenido, para obtener el valor real.

El desplazamiento provocado por toda el área de la lumbrera equivaldría a un asentamiento de 0.3955 m, mientras que para la parte interna sería de 0.3523 m, dando un asentamiento de 0.0432 m por la construcción del muro Milán.

Los siguientes cálculos mantienen el mismo principio, ya que corresponden al desplazamiento por la excavación del núcleo de la lumbrera y por la carga de la losa. Debido a que la aplicación de los esfuerzos fue a los 6.9 m de profundidad y no a los 11.9 como en el muro, el módulo de elasticidad usado fue de 2656.93 kPa.

El desplazamiento debido a la excavación fue una emersión de 0.1131 m, mientras que por la construcción de la losa es un asentamiento de 0.0304 m, así que, si se considera la suma de los desplazamientos por muro Milán, excavación y losa, se obtendría una emersión total de 0.0394 m.

Tabla 3.9 Distribución de esfuerzos para el asentamiento elástico al centro de la lumbrera por el método de Damy-Casales mediante las soluciones de Boussinesq, Westergaard y Frölich (X=2).

Profundidad, Z (m)		Esfuerzo = -89.21 kPa			Esfuerzo = 83.02 kPa		
Absoluta	Relativa	Distribución de esfuerzo, σ_z (kPa)			Distribución de esfuerzo, σ_z (kPa)		
		Boussinesq	Westergaard	Frohlich X=2	Boussinesq	Westergaard	Frohlich X=2
6.90	0.00	-89.21	-89.21	-89.21	83.02	83.02	83.02
7.25	0.35	-89.14	-86.11	-88.72	82.96	80.14	82.57
8.10	1.20	-87.96	-78.72	-84.10	81.87	73.27	78.27
9.10	2.20	-83.00	-70.32	-74.14	77.25	65.44	69.00
10.10	3.20	-74.50	-62.41	-62.40	69.34	58.08	58.07
11.10	4.20	-64.47	-55.13	-51.28	60.00	51.31	47.72
12.10	5.20	-54.65	-48.58	-41.81	50.86	45.21	38.91
13.10	6.20	-45.96	-42.75	-34.16	42.78	39.79	31.79
14.10	7.20	-38.65	-37.65	-28.11	35.97	35.04	26.17
15.10	8.20	-32.64	-33.20	-23.36	30.37	30.90	21.74
16.10	9.20	-27.74	-29.35	-19.62	25.82	27.32	18.26
17.10	10.20	-23.76	-26.03	-16.64	22.11	24.22	15.49
18.10	11.20	-20.51	-23.16	-14.26	19.08	21.55	13.27
19.10	12.20	-17.83	-20.68	-12.32	16.60	19.25	11.47
20.10	13.20	-15.62	-18.53	-10.74	14.54	17.25	10.00
21.10	14.20	-13.78	-16.68	-9.44	12.82	15.52	8.79
22.10	15.20	-12.23	-15.06	-8.35	11.38	14.02	7.77
23.10	16.20	-10.92	-13.65	-7.43	10.16	12.70	6.92
24.10	17.20	-9.80	-12.41	-6.66	9.12	11.55	6.20
25.10	18.20	-8.84	-11.33	-5.99	8.23	10.54	5.58
26.10	19.20	-8.01	-10.37	-5.42	7.45	9.65	5.05
26.85	19.95	-7.46	-9.73	-5.05	6.94	9.05	4.70
27.60	20.70	-6.96	-9.14	-4.71	6.48	8.51	4.38
28.60	21.70	-6.38	-8.43	-4.30	5.93	7.84	4.00
29.60	22.70	-5.86	-7.79	-3.95	5.45	7.25	3.67
30.60	23.70	-5.40	-7.23	-3.64	5.02	6.73	3.38
31.60	24.70	-4.99	-6.72	-3.36	4.64	6.25	3.13
32.60	25.70	-4.62	-6.26	-3.11	4.30	5.82	2.89
33.60	26.70	-4.30	-5.84	-2.89	4.00	5.44	2.69
34.60	27.70	-4.01	-5.46	-2.69	3.73	5.09	2.50
35.60	28.70	-3.74	-5.12	-2.51	3.48	4.77	2.34
36.60	29.70	-3.50	-4.81	-2.35	3.26	4.48	2.19
37.45	30.55	-3.32	-4.57	-2.22	3.09	4.25	2.07

El cálculo de los desplazamientos diferidos, requiere de la obtención de la distribución de esfuerzos en el suelo una vez que se ha concluido la construcción de la lumbrera.

La obtención de la distribución de los esfuerzos se realizó con el método de Damy y Casales, haciendo uso de las propuestas de Boussinesq, Westergaard y Frölich (X=2), la distribución se obtuvo para el centro de la lumbrera, el punto donde se espera se tengan los esfuerzos más grandes.

En la *Tabla 3.9*, se observan los valores correspondientes a la distribución de esfuerzos tanto de la descarga como de la carga de la estructura, y en la *Tabla 3.10*, se muestra la superposición de dichos efectos, los valores se indican tanto en profundidades absolutas como relativas.

Tabla 3.10 Distribución de esfuerzos para el asentamiento plástico al centro de la lumbrera por el método de Damy-Casales mediante las soluciones de Boussinesq, Westergaard y Frölich (X=2).

Profundidad, Z [m]		Esfuerzo = -6.19 [kPa]		
Absoluta	Relativa	Distribución de esfuerzo, σ_z [kPa]		
		Boussinesq	Westergaard	Frohlich X=2
6.90	0.00	-6.19	-6.19	-6.19
7.25	0.35	-6.18	-5.97	-6.15
8.10	1.20	-6.10	-5.46	-5.83
9.10	2.20	-5.75	-4.87	-5.14
10.10	3.20	-5.16	-4.33	-4.32
11.10	4.20	-4.47	-3.82	-3.55
12.10	5.20	-3.79	-3.37	-2.90
13.10	6.20	-3.19	-2.96	-2.37
14.10	7.20	-2.68	-2.61	-1.95
15.10	8.20	-2.26	-2.30	-1.62
16.10	9.20	-1.92	-2.03	-1.36
17.10	10.20	-1.65	-1.80	-1.15
18.10	11.20	-1.42	-1.60	-0.99
19.10	12.20	-1.24	-1.43	-0.85
20.10	13.20	-1.08	-1.28	-0.74
21.10	14.20	-0.95	-1.16	-0.65
22.10	15.20	-0.85	-1.04	-0.58
23.10	16.20	-0.76	-0.95	-0.52
24.10	17.20	-0.68	-0.86	-0.46
25.10	18.20	-0.61	-0.79	-0.42
26.10	19.20	-0.56	-0.72	-0.38
26.85	19.95	-0.52	-0.67	-0.35
27.60	20.70	-0.48	-0.63	-0.33
28.60	21.70	-0.44	-0.58	-0.30
29.60	22.70	-0.41	-0.54	-0.27
30.60	23.70	-0.37	-0.50	-0.25
31.60	24.70	-0.35	-0.47	-0.23
32.60	25.70	-0.32	-0.43	-0.22
33.60	26.70	-0.30	-0.40	-0.20
34.60	27.70	-0.28	-0.38	-0.19
35.60	28.70	-0.26	-0.35	-0.17
36.60	29.70	-0.24	-0.33	-0.16
37.45	30.55	-0.23	-0.32	-0.15

En la *Figura 3.39* y *Figura 3.40* se puede observar la variación de la distribución de esfuerzos de los distintos métodos, correspondientes a la descarga por excavación y a la carga por la construcción, así como la superposición de los mismos. La variación entre las soluciones de los autores no es muy representativa, por lo cual, siguiendo un criterio conservador se escogió el método de Boussinesq.

En la *Figura 3.41* y *Figura 3.42* se muestra la distribución de esfuerzos para las etapas mencionadas, en los gráficos se puede apreciar que conforme aumenta la profundidad el esfuerzo que se transmite, su magnitud va disminuyendo.

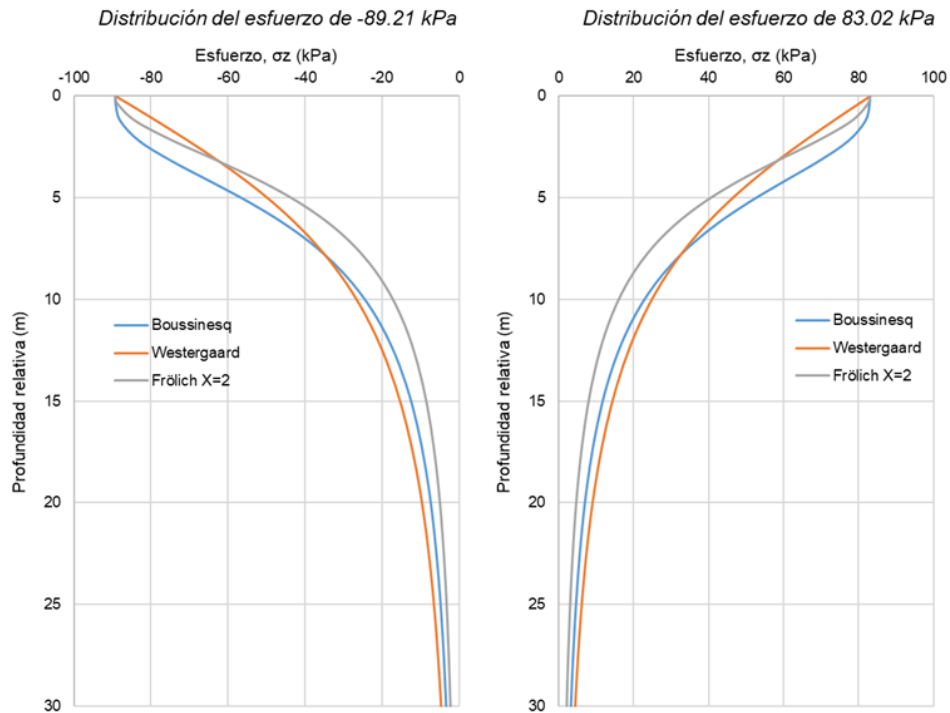


Figura 3.39 Gráficas comparativas de la distribución de esfuerzos calculados para el caso elástico con las soluciones de Boussinesq, Westergaard y Frölich ($X=2$).

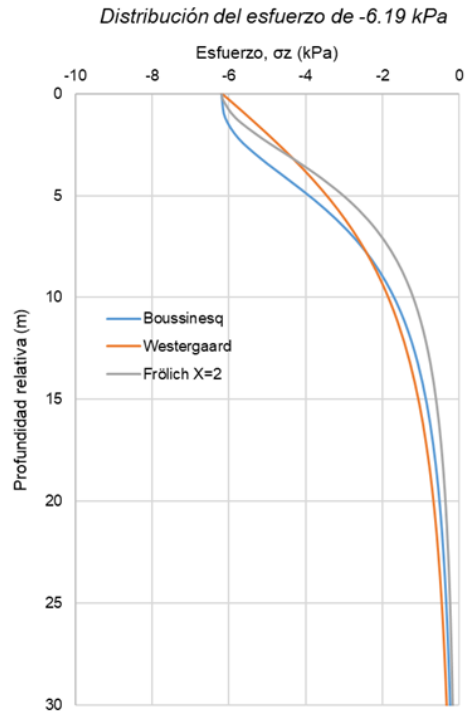


Figura 3.40 Gráfico comparativo de la distribución de esfuerzos calculados para el caso plástico con las soluciones de Boussinesq, Westergaard y Frölich ($X=2$).

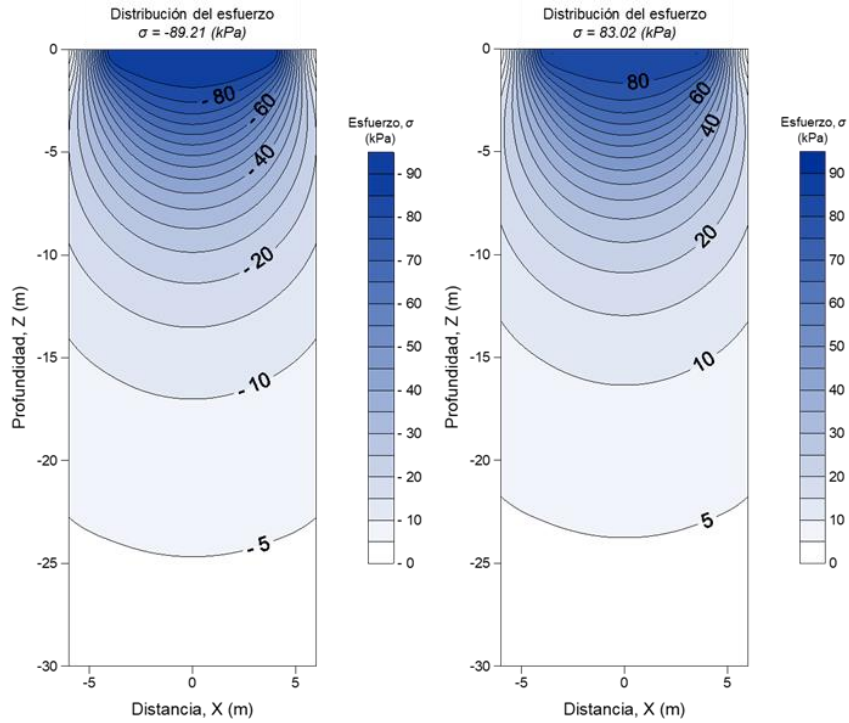


Figura 3.41 Distribución de esfuerzos en el subsuelo de la lumbrera, con la solución de Boussineq, a corto plazo.

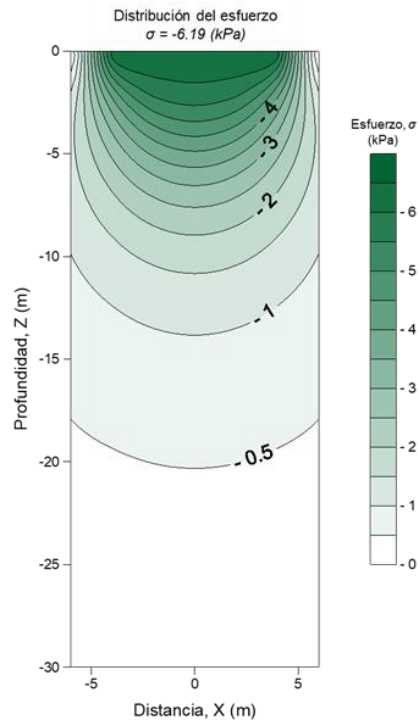


Figura 3.42 Distribución de esfuerzos en el subsuelo de la lumbrera, con la solución de Boussinesq, a largo plazo.

La revisión de los desplazamientos verticales diferidos que tendrá la lumbrera se calculó haciendo uso de la Ec. 2.30, la obtención de dichos desplazamientos se realizó en el centro de la estructura, punto en donde se encontrarán los valores máximos.

El cálculo se realizó a partir del desplante de la base de la lumbrera ubicado a una profundidad de 6.9 m, hasta los 37.8 m, profundidad en la cual se ubica el final de la FAS 3. En el análisis se dividieron las capas representativas en subestratos con un valor máximo de un metro de espesor.

En el análisis de las expansiones se consideró un esfuerzo de descarga de -89.21 kPa, el cual es correspondiente al esfuerzo vertical de la profundidad de desplante de la base de la lumbrera. A continuación, se muestra el cálculo del subestrato que va de los 6.9 m a los 7.6 m de profundidad.

Debido a que se trataba de una estructura que para su construcción requirió de excavación, el incremento de esfuerzo se calculó mediante la diferencia del esfuerzo vertical total que actuaba originalmente (89.21 kPa) y la carga que ejercía la lumbrera sobre el estrato de desplante (83.02 kPa).

Para el cálculo de los desplazamientos plásticos es necesario contar con una prueba de consolidación, para lo cual se elaboró una prueba promedio con la información referente a CR, CC y CE obtenida del modelo geotécnico mencionado

en la sección 3.2.12. A continuación se muestra el cálculo del asentamiento diferido para el sustrato 1.

$$\Delta H_{dif} = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z$$

$$\Delta H_{dif} = \left[\frac{(0.0064)}{1 + (0.7375)} \right] (0.70[m])$$

$$\Delta H_{dif} = 0.0024 [m]$$

Tabla 3.11 Parámetros usados y asentamientos diferidos obtenidos para los sustratos de la lumbrera L1-A.

Estrato	σ'_i [kPa]	$\Delta\sigma w_0$ [kPa]	σ'_f [kPa]	e_i [1]	e_f [1]	Δe [1]	ΔH_{dif} [m]
1	42.20	-6.18	36.02	0.7375	0.7438	0.0064	-0.0024
2	45.97	-6.10	39.87	8.0613	8.1069	0.0457	-0.0044
3	47.48	-5.75	41.73	8.0509	8.0923	0.0415	-0.0040
4	48.99	-5.16	43.83	8.0408	8.0766	0.0358	-0.0035
5	50.50	-4.47	46.03	8.0311	8.0608	0.0297	-0.0029
6	52.01	-3.79	48.22	8.0216	8.0459	0.0243	-0.0024
7	53.52	-3.19	50.34	8.0094	8.0321	0.0227	-0.0022
8	55.03	-2.68	52.35	7.9412	8.0195	0.0783	-0.0076
9	56.54	-2.26	54.28	7.8748	7.9749	0.1002	-0.0097
10	58.05	-1.92	56.13	7.8101	7.8927	0.0826	-0.0080
11	59.56	-1.65	57.91	7.7471	7.8159	0.0688	-0.0067
12	61.07	-1.42	59.65	7.6857	7.7434	0.0578	-0.0056
13	62.58	-1.24	61.35	7.6257	7.6747	0.0489	-0.0048
14	64.09	-1.08	63.01	7.5673	7.6091	0.0418	-0.0041
15	65.60	-0.95	64.65	7.5101	7.5461	0.0360	-0.0035
16	67.11	-0.85	66.26	7.4543	7.4855	0.0312	-0.0030
17	68.62	-0.76	67.86	7.3997	7.4269	0.0272	-0.0026
18	70.13	-0.68	69.45	7.3463	7.3702	0.0239	-0.0023
19	71.64	-0.61	71.03	7.2940	7.3151	0.0211	-0.0020
20	73.15	-0.56	72.60	7.2428	7.2615	0.0187	-0.0018
21	74.28	-0.52	73.77	7.2051	7.2223	0.0171	-0.0008
22	75.45	-0.48	74.97	8.5259	8.5275	0.0016	-0.0001
23	77.03	-0.44	76.59	8.5209	8.5223	0.0014	-0.0001
24	78.61	-0.41	78.21	8.5160	8.5172	0.0013	-0.0001
25	80.19	-0.37	79.82	8.5112	8.5123	0.0011	-0.0001
26	81.77	-0.35	81.43	8.5064	8.5075	0.0010	-0.0001
27	83.35	-0.32	83.03	8.5018	8.5027	0.0009	-0.0001
28	84.93	-0.30	84.63	8.4973	8.4981	0.0009	-0.0001
29	86.51	-0.28	86.23	8.4928	8.4936	0.0008	-0.0001
30	88.09	-0.26	87.83	8.4619	8.4711	0.0091	-0.0009
31	89.67	-0.24	89.43	8.4067	8.4152	0.0084	-0.0008
32	91.01	-0.23	90.78	8.3606	8.3684	0.0078	-0.0005

Los valores de los desplazamientos diferidos y los parámetros usados para la determinación de los mismos, se muestra en la *Tabla 3.11*, de las cuales se pueden obtener el resultado total del desplazamiento que corresponde a 0.0875 m.

Como se puede notar, el asentamiento diferido por sí solo no excede el valor permitido de 0.30 m establecido por las normas (NTC-DCC-RCDF, 2017), de igual manera sumando los efectos elásticos y plásticos, dicho valor cumple con los límites permitidos.

3.4.2 Revisión de la estabilidad del túnel

3.4.2.1 Convergencias

La determinación se realizó para la condición inicial de instalación de la tubería, sin embargo, para la elección de los esfuerzos con los que se trabajará, se hizo uso de la *Ec. 2.34*.

$$\frac{h_{clav}}{D} \geq 7$$

$$\frac{3.15 [m]}{2.56 [m]} \geq 7$$

$$1.23 \geq 7 \rightarrow \text{No se cumple.}$$

La desigualdad no se cumplió, por lo tanto, se calcularán los esfuerzos en el punto de interés, lo cual se realizará para la sección de túnel, tanto en sistema cartesiano como polar. Debido a que la sección se encuentra en la capa de la FAS 2, sólo se usarán los valores de dicha capa. En la *Tabla 3.12*, se muestran la ubicación de los puntos de cálculo con sus correspondientes esfuerzos verticales y horizontales, para los cuales se consideró un K_0 de 0.7475.

La estimación de los elementos mecánicos no tomó en cuenta el efecto de la descompresión, sin embargo, se hizo uso de la teoría de Mindlín para calcular el efecto de la descarga, que para el caso fue el correspondiente a 25.42 kN/m, los incrementos de esfuerzo para cada punto se muestran en la *Tabla 3.13* y los esfuerzos resultantes en la *Tabla 3.14*.

El cálculo de las convergencias y elementos mecánicos requirió de la determinación de las relaciones de compresibilidad y de flexibilidad, cuyos valores fueron de 0.0007 y 0.3280 respectivamente. Asimismo, las variables a_0 , a_2 y b_2 , que tomaron los valores de 0.0004, -0.0064 y -0.0196, en ese mismo orden.

Tabla 3.12 Ubicación y esfuerzos de los puntos de interés.

θ [°]	x [m]	z [m]	u [kPa]	σ_z [kPa]	σ'_z [kPa]	σ_x [kPa]	σ'_x [kPa]	σ_R [kPa]	σ_θ [kPa]	$\tau_{R\theta}$ [kPa]
0	1.28	4.43	-25.80	-56.42	-30.62	-48.69	-22.89	-48.69	-56.42	0.00
30	1.11	3.79	-19.52	-48.76	-29.23	-41.37	-21.85	-43.22	-46.91	-3.20
45	0.91	3.52	-16.92	-45.58	-28.66	-38.35	-21.42	-41.96	-41.96	-3.62
60	0.64	3.32	-14.93	-43.15	-28.22	-36.02	-21.10	-41.37	-37.80	-3.09
90	0.00	3.15	-13.24	-41.10	-27.85	-34.06	-20.82	-41.10	-34.06	0.00
120	-0.64	3.32	-14.93	-43.15	-28.22	-36.02	-21.10	-41.37	-37.80	3.09
135	-0.91	3.52	-16.92	-45.58	-28.66	-38.35	-21.42	-41.96	-41.96	3.62
150	-1.11	3.79	-19.52	-48.76	-29.23	-41.37	-21.85	-43.22	-46.91	3.20
180	-1.28	4.43	-25.80	-56.42	-30.62	-48.69	-22.89	-48.69	-56.42	0.00
210	-1.11	5.07	-32.08	-64.08	-32.00	-56.00	-23.92	-58.02	-62.06	-3.50
225	-0.91	5.34	-34.68	-67.25	-32.57	-59.03	-24.35	-63.14	-63.14	-4.11
240	-0.64	5.54	-36.67	-69.69	-33.01	-61.35	-24.68	-67.60	-63.43	-3.61
270	0.00	5.71	-38.36	-71.74	-33.38	-63.31	-24.95	-71.74	-63.31	0.00
300	0.64	5.54	-36.67	-69.69	-33.01	-61.35	-24.68	-67.60	-63.43	3.61
315	0.91	5.34	-34.68	-67.25	-32.57	-59.03	-24.35	-63.14	-63.14	4.11
330	1.11	5.07	-32.08	-64.08	-32.00	-56.00	-23.92	-58.02	-62.06	3.50

Tabla 3.13 Incrementos de esfuerzos debidos a la descarga del suelo.

θ [°]	R_1 [m]	R_2 [m]	Q_1 [kN]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	$\Delta\sigma_x$ [kPa]	$\Delta\tau_{xz}$ [kPa]	$\Delta\sigma_R$ [kPa]	$\Delta\sigma_\theta$ [kPa]	$\Delta\tau_{R\theta}$ [kPa]
0	1.28	8.95	25.42	-0.14	-0.04	-0.04	-0.04	-0.14	0.04
30	1.28	8.29	25.42	0.30	6.16	-0.83	3.98	2.48	-2.12
45	1.28	8.01	25.42	1.12	5.80	-1.32	2.14	4.78	-2.34
60	1.28	7.78	25.42	2.19	3.51	-1.39	1.32	4.38	-1.27
90	1.28	7.58	25.42	3.45	-0.09	0.00	3.45	-0.09	0.00
120	1.28	7.78	25.42	2.19	3.51	1.39	1.32	4.38	1.27
135	1.28	8.01	25.42	1.12	5.80	1.32	2.14	4.78	2.34
150	1.28	8.29	25.42	0.30	6.16	0.83	3.98	2.48	2.12
180	1.28	8.95	25.42	-0.14	-0.04	0.04	-0.04	-0.14	-0.04
210	1.28	9.56	25.42	-0.59	-6.24	0.82	-4.12	-2.72	2.04
225	1.28	9.81	25.42	-1.42	-5.88	1.31	-2.34	-4.96	2.23
240	1.28	9.99	25.42	-2.50	-3.60	1.38	-1.58	-4.52	1.17
270	1.28	10.14	25.42	-3.77	0.00	0.00	-3.77	0.00	0.00
300	1.28	9.99	25.42	-2.50	-3.60	-1.38	-1.58	-4.52	-1.17
315	1.28	9.81	25.42	-1.42	-5.88	-1.31	-2.34	-4.96	-2.23
330	1.28	9.56	25.42	-0.59	-6.24	-0.82	-4.12	-2.72	-2.04

Tabla 3.14 Esfuerzos resultantes por efecto de la descarga

θ [°]	σ_z [kPa]	σ_x [kPa]	σ_R [kPa]	σ_θ [kPa]	$\tau_{R\theta}$ [kPa]
0	-56.56	-48.81	-48.73	-56.56	0.04
30	-47.74	-40.51	-39.24	-44.43	-5.32
45	-44.46	-37.40	-39.83	-37.19	-5.96
60	-42.16	-35.20	-40.05	-33.42	-4.35
90	-37.65	-31.20	-37.65	-34.16	0.00
120	-42.16	-35.20	-40.05	-33.42	4.35
135	-44.46	-37.40	-39.83	-37.19	5.96
150	-47.74	-40.51	-39.24	-44.43	5.32
180	-56.56	-48.81	-48.73	-56.56	-0.04
210	-65.38	-57.14	-62.14	-64.78	-1.46
225	-68.67	-60.28	-65.48	-68.10	-1.88
240	-70.99	-62.50	-69.18	-67.95	-2.44
270	-75.51	-66.64	-75.51	-63.31	0.00
300	-70.99	-62.50	-69.18	-67.95	2.44
315	-68.67	-60.28	-65.48	-68.10	1.88
330	-65.38	-57.14	-62.14	-64.78	1.46

Con la información de los esfuerzos, de las relaciones y las variables se pudieron calcular los desplazamientos radiales, circunferenciales y estimar los elementos mecánicos, mediante las *Ec. 2.35*, *Ec. 2.36*, *Ec. 2.42*, *Ec. 2.43* y *Ec. 2.44*, cuya información se encuentra en la *Tabla 3.15*. Asimismo, en la *Figura 3.43*, se puede apreciar los diagramas de los elementos mecánicos.

Tabla 3.15 Desplazamientos y elementos mecánicos en la interfaz terreno-revestimiento en el corto plazo.

θ [°]	K [1]	σ_R [kPa]	u_r [m]	v_θ [m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
0	0.86	-48.94	6.74E-05	0.00E+00	-72.31	0.00	-3.09
30	0.85	-42.37	2.56E-05	-3.37E-05	-58.74	-3.13	-1.44
45	0.84	-40.92	-1.21E-05	-3.80E-05	-52.37	-3.53	0.00
60	0.83	-40.34	-4.87E-05	-3.25E-05	-47.30	-3.02	1.39
90	0.83	-37.51	-7.91E-05	-4.25E-21	-39.98	0.00	2.57
120	0.83	-40.34	-4.87E-05	3.25E-05	-47.30	3.02	1.39
135	0.84	-40.92	-1.21E-05	3.80E-05	-52.37	3.53	0.00
150	0.85	-42.37	2.56E-05	3.37E-05	-58.74	3.13	-1.44
180	0.86	-48.94	6.74E-05	1.02E-20	-72.31	0.00	-3.09
210	0.87	-59.26	2.60E-05	-3.85E-05	-80.99	-3.57	-1.64
225	0.88	-64.45	-1.90E-05	-4.52E-05	-82.50	-4.20	0.00
240	0.88	-68.75	-6.51E-05	-3.96E-05	-82.72	-3.68	1.69
270	0.88	-75.31	-1.16E-04	-1.76E-20	-85.34	0.00	3.54
300	0.88	-68.75	-6.51E-05	3.96E-05	-82.72	3.68	1.69
315	0.88	-64.45	-1.90E-05	4.52E-05	-82.50	4.20	0.00
330	0.87	-59.26	2.60E-05	3.85E-05	-80.99	3.57	-1.64

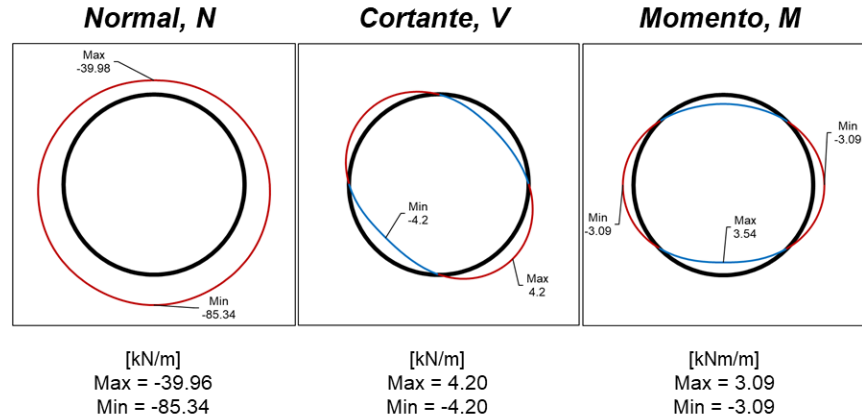


Figura 3.43 Elementos mecánicos estimados del entubamiento en el corto plazo.

El cálculo de los desplazamientos y elementos mecánicos correspondientes al largo plazo, requirió hacer uso de las Ec. 2.49, Ec. 2.50 y Ec. 2.51, con las que se obtuvieron los esfuerzos radiales, tangenciales y cortantes necesarios para usar la Ec. 2.48, y encontrar el valor del esfuerzo vertical actuante después del cambio en la presión de poro. Los resultados de los esfuerzos en coordenadas polares obtenidos con la solución de Pérez y Auvinet (2013), se encuentran en la Tabla 3.16.

Tabla 3.16 Esfuerzos en coordenadas polares de la interacción en la interfaz terreno-revestimiento.

θ [°]	σ_R [kPa]	σ_θ [kPa]	$\tau_{R\theta}$ [kPa]
0	-48.94	-71.89	0.00
30	-43.06	-57.32	3.56
45	-40.92	-44.95	4.20
60	-39.16	-32.75	3.70
90	-37.51	-20.58	0.00
120	-39.16	-32.75	-3.70
135	-40.92	-44.95	-4.20
150	-43.06	-57.32	-3.56
180	-48.94	-71.89	0.00
210	-58.57	-66.99	3.15
225	-64.45	-59.89	3.53
240	-69.94	-52.63	2.99
270	-75.31	-45.35	0.00
300	-69.94	-52.63	-2.99
315	-64.45	-59.89	-3.53
330	-58.57	-66.99	-3.15

Al haberse obtenido dichos esfuerzos se pudo calcular el esfuerzo vertical actuante por el cambio en la presión de poro y así obtener los desplazamientos y elementos mecánicos correspondientes al largo plazo. El cálculo consideró un módulo de elasticidad efectivo del suelo de 484 [kPa], una relación de Poisson de 0.30,

mientras que para el concreto se le consideró el mismo módulo que en el corto plazo, pero afectado por un factor de fluencia de 2.

Las relaciones de compresibilidad y de flexibilidad obtenidas fueron de 0.0002 y 0.1096 respectivamente. Asimismo, las variables a_0 , a_2 y b_2 , que tomaron los valores de 0.0002, -0.0011 y -0.0053, en ese mismo orden. Los valores obtenidos para el largo plazo se registraron en la *Tabla 3.17* y los diagramas se pueden observar en la *Figura 3.44*.

Tabla 3.17 Desplazamientos y elementos mecánicos en la interfaz terreno-revestimiento en el largo plazo.

θ [°]	σ_{z2} [kPa]	K_0 [1]	σ_R [kPa]	u_r [m]	v_θ [m]	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
0	-71.89	0.75	-53.86	3.59E-04	0.00E+00	-91.98	0.00	-7.37
30	-59.72	0.75	-48.46	1.34E-04	-1.43E-04	-71.60	-6.56	-3.06
45	-47.64	0.75	-41.61	-2.46E-05	-1.32E-04	-53.27	-6.04	0.00
60	-46.60	0.75	-43.61	-1.52E-04	-1.12E-04	-48.35	-5.12	2.39
90	-50.75	0.75	-50.65	-3.05E-04	-1.72E-20	-48.56	0.00	5.20
120	-52.25	0.75	-48.89	-1.71E-04	1.25E-04	-54.21	5.74	2.68
135	-50.65	0.75	-44.25	-2.61E-05	1.40E-04	-56.64	6.42	0.00
150	-55.08	0.75	-44.69	1.23E-04	1.32E-04	-66.03	6.05	-2.82
180	-71.89	0.75	-53.86	3.59E-04	4.88E-20	-91.98	0.00	-7.37
210	-75.50	0.75	-61.26	1.69E-04	-1.81E-04	-90.52	-8.29	-3.87
225	-81.93	0.75	-71.57	-4.22E-05	-2.27E-04	-91.61	-10.39	0.00
240	-91.27	0.75	-85.41	-2.98E-04	-2.19E-04	-94.70	-10.02	4.68
270	-113.66	0.75	-113.44	-6.84E-04	-1.16E-19	-108.77	0.00	11.66
300	-93.25	0.75	-87.26	-3.05E-04	2.24E-04	-96.75	10.24	4.78
315	-83.02	0.75	-72.53	-4.28E-05	2.30E-04	-92.84	10.53	0.00
330	-73.73	0.75	-59.82	1.65E-04	1.77E-04	-88.39	8.09	-3.78

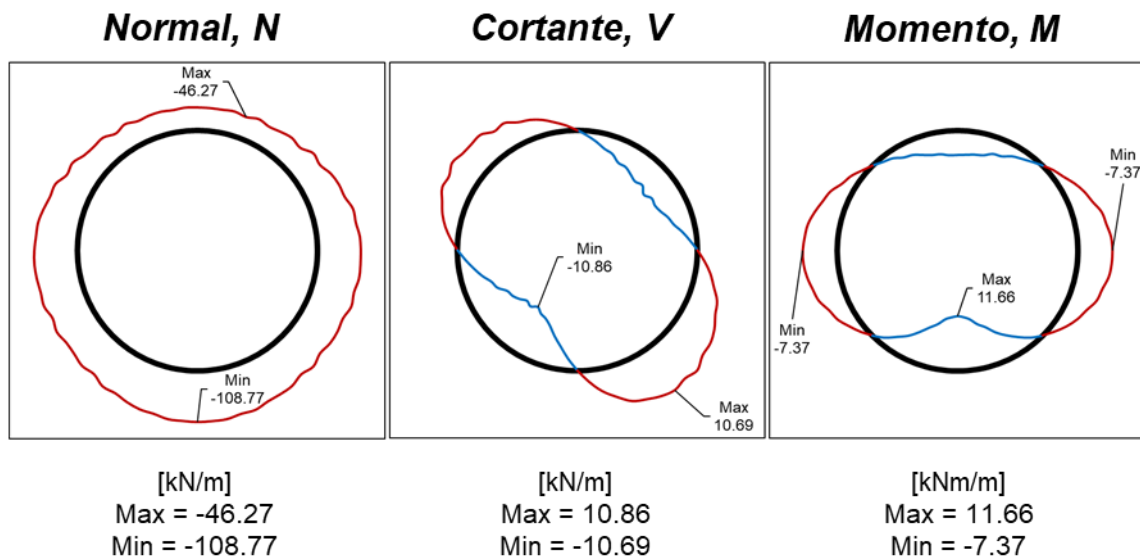


Figura 3.44 Elementos mecánicos estimados del entubamiento en el largo plazo.

3.4.2.2 Estabilidad en el frente

Para la revisión de la estabilidad del túnel se hará uso de la *Ec. 2.55*, para determinar si puede tener un frente abierto o no, en adición, debido a que se usará presión hidráulica con microtuneladora para la construcción, también se usarán las *Ec. 2.56* y *Ec. 2.57* para obtener las presiones límite para evitar chimeneas y blows up, respectivamente.

$$FS = \frac{c_p N_{ct}}{\gamma h_{cub} + q_s}$$

$$FS = \frac{(27.96 [kPa])(4.64)}{\left(12.74 \left[\frac{kN}{m^3}\right]\right) (5.71 [m]) + 15 [kPa]}$$

$$FS = 1.48$$

El factor es muy cercano al 1.5 recomendado, por lo tanto, se requerirá de una presión de apoyo que garantice la estabilidad del túnel.

Para evitar chimeneas:

$$\sigma_a \geq \gamma h_{cub} + q_s - \frac{c_p N_{ct}}{FS}$$

$$\sigma_a \geq \left(12.74 \left[\frac{kN}{m^3}\right]\right) (5.71 [m]) + 15 [kPa] - \frac{(27.96 [kPa])(4.64)}{1.5}$$

$$\sigma_a \geq 1.26 [kPa]$$

Para evitar blows up:

$$\sigma_a < \gamma h_{cub} + q_s + \frac{c_p N_{ct}}{FS}$$

$$\sigma_a < \left(12.74 \left[\frac{kN}{m^3}\right]\right) (5.71 [m]) + 15 [kPa] + \frac{(27.96 [kPa])(4.64)}{1.5}$$

$$\sigma_a < 174.24 [kPa]$$

El valor límite obtenido para evitar que se presenten chimeneas fue de 1.26kPa, lo cual indica que el frente del túnel requiere de una baja presión para garantizar un factor de seguridad de 1.5, sin embargo, se debe de tener cuidado y no rebasar la presión de 174.34kPa, porque se podría presentar un blow up en el frente del túnel.

3.4.2.3 Asentamientos en la superficie

Para el cálculo se hizo uso de las *Ec. 2.61* y *Ec. 2.68*, las cuales permiten determinar el asentamiento total e inmediato por la excavación del túnel. Como primer paso en la determinación de los desplazamientos, está el cálculo del facto de pérdida de terreno, que a su vez considera 3 elementos.

El primer elemento de cálculo es el desplazamiento elasto-plástico, U_{3D}^* , para lo cual se obtuvo el número de estabilidad haciendo uso de promedios ponderados para propiedades como la cohesión y el peso volumétrico:

$$N_R = \frac{\gamma h_{cub} + q_s - \sigma_a}{c_u}$$

$$N_R = \frac{\left(12.56 \left[\frac{kN}{m^3}\right]\right) (5.10 [m]) + 15 [kPa] - 1.26 [kPa]}{(30 [kPa])}$$

$$N_R = 2.59$$

Con el número de estabilidad se encontró que el factor de desplazamiento, Ω , correspondía a 1.12, asimismo, se calculó el empuje horizontal, P_o , considerando un esfuerzo efectivo y una presión de poro a 5.71 m de profundidad:

$$P_o = \sigma'_z + u + q_s - \sigma_a$$

$$P_o = 33.38 [kPa] + 38.36 [kPa] + 15 [kPa] - 1.56 [kPa]$$

$$P_o = 85.48 [kPa]$$

Una vez que se obtuvieron el factor de desplazamiento y el empuje horizontal, se usaron para determinar el desplazamiento horizontal:

$$\delta_x = \frac{\Omega R_{cc} P_o}{E_u}$$

$$\delta_x = \frac{(1.12)(1.33 [m])(85.48 [kPa])}{(2419 [kPa])}$$

$$\delta_x = 0.05 [m]$$

Y considerando el factor de resistencia al corte del suelo, k_R , de 1, para arcillas muy blandas, se obtuvo un desplazamiento elasto-plástico:

$$U_{3D}^* = \frac{k_R}{2} \delta_x \quad (Ec. 3.40)$$

$$U_{3D}^* = \frac{1}{2} 0.05 [m]$$

$$U_{3D}^* = 0.03 [m]$$

El segundo elemento a calcular fue la componente por la pérdida radial, para lo cual se debe de tomar en cuenta que el sobre-corte, e_s , es 0.02 m y cubre completamente la circunferencia, por lo tanto, se obtuvo el valor del desplazamiento radial elasto-plástico, U_i , para comparar y determinar el valor de la pérdida radial.

$$\frac{U_i}{R_{cc}} = 1 - \left\{ \frac{1}{1 + \frac{2(1 + \nu_u)c_u}{E_u} \left[e^{\left(\frac{N_R - 1}{2}\right)^2} \right]^2} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{U_i}{1.33 [m]} = 1 - \left\{ \frac{1}{1 + \frac{2(1 + (0.49))(30 [kPa])}{2419 [kPa]} \left[e^{\left(\frac{2.59 - 1}{2}\right)^2} \right]^2} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$U_i = 0.1066 [m]$$

$$\frac{U_i}{3} = 0.0355 [m]$$

Al compararse la tercera parte del desplazamiento radial elasto-plástico y el sobre-corte, se encontró que el e_s es menor, por lo tanto $\omega^* = 0.02 [m]$, así que la componente ω tomaría el valor de 0.04 [m].

El tercer elemento es el espacio geométrico, que equivale a la suma del espesor del faldón (0.03 [m]) y el espacio libre entre el revestimiento y el faldón del escudo (0.02 [m]), lo cual equivale a 0.05 [m].

Antes de sumar los elementos, se compara ω^* y $e_s + 0.6G_p$

$$e_s < \omega^* < e_s + 0.6G_p$$

$$0.02 [m] < 0.02 [m] < 0.02 [m] + 0.6(0.05 [m])$$

$$0.02 [m] < 0.02 [m] < 0.05 [m]$$

Debido a que se cumplió la desigualdad, entonces $\omega^* = \frac{U_i}{3}$, teniéndose una pérdida radial de 0.07 [m], con lo cual se pudo obtener el factor de pérdida de terreno, g , con un valor de 0.10 m, procediéndose a calcular el asentamiento total:

$$U_{z=0} = (1 - \nu_u)R_{ext}^2 \frac{H}{H^2 + x^2} \frac{4R_{ext}g + g^2}{R_{ext}^2} \exp\left[-\frac{1.38x^2}{(H+R_{ext})^2}\right]$$

$$U_{z=0} = (1 - 0.49)(1.28 [m])^2 \left(\frac{4.43 [m]}{(4.43 [m])^2 + 0^2} \right)$$

$$\left(\frac{4(1.28 [m])(0.10 [m]) + (0.10 [m])^2}{(1.28 [m])^2} \right) \exp \left[\frac{1.38(0)^2}{((4.43 [m]) + (1.28 [m]))^2} \right]$$

$$U_{z=0} = 0.06 [m]$$

En cuanto a los desplazamientos inmediatos se obtuvieron en tanto al frente de la excavación considerando a $V_s = U_{3D}^*$ y detrás como $V_s = g$. A continuación se muestra el caso para el frente del túnel, en el cual se considera una distancia longitudinal igual a 0 por ser en el frente de la excavación.

$$\delta_z(y) = \frac{V_s}{2\pi H} \left(1 + \frac{y}{\sqrt{y^2 + H^2}} \right)$$

$$\delta_z(0) = \frac{0.03 [m]}{2\pi(4.43 [m])} \left(1 + \frac{0}{\sqrt{0^2 + (4.43 [m])^2}} \right)$$

$$\delta_z(0) = 0.0009 [m]$$

Hacia atrás se calculó a los 2 m, cuyo valor es la longitud aproximada de la microtuneladora y cuyo valor fue de 0.0049 m. Una vez obtenidos los desplazamientos estos se deben de revisar en otros puntos con la finalidad de verificar los desplazamientos diferenciales longitudinales, cumpliendo la *Ec. 2.69*.

3.5 Cálculo numérico

Adicionalmente, se optó por hacer un análisis numérico para el cálculo de los desplazamientos y los elementos mecánicos, mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF) a la sección del entubamiento (modelo 2D) y a la lumbrera L1-A con y sin conexión al entubamiento (modelo 3D) como se describió en la *sección 3.2.3*.

Los análisis se realizaron empleando el programa Plaxis 2017.01, los análisis a corto plazo se empleó el modelo Mohr-Coulomb (MC), y para el análisis a largo plazo, se utilizaron los modelos Mohr-Coulomb para suelos rígidos y Soft Soil (SS) para suelos blandos compresibles.

Entre las consideraciones que se realizaron para la determinación de los materiales a usar en el corto y largo plazo, es importante señalar que en el corto plazo los estratos arcillosos se consideraron como materiales drenados, con la finalidad de evitar un incremento en el módulo de elasticidad de dichos estratos. Asimismo, es importante mencionar que para el análisis a corto plazo se hizo uso de propiedades no drenadas, mientras que para el largo se usaron drenadas.

Debido a que tanto la lumbrera como la sección del entubamiento se encuentran en la misma zona, los análisis se realizaron con los modelos geotécnicos de la *Tabla*

3.18 y de la *Tabla 3.19*. Asimismo, en la *Tabla 3.20* y *Tabla 3.21*, se muestran las propiedades de los elementos estructurales para el análisis en 2D y 3D. Se consideró un NAF a 1.8.

Tabla 3.18 Modelo geotécnico para el análisis a corto plazo.

Estrato	CS	FAS 1	L1	FAS 2	FAS 3	L2	FAS 4	CD
Prof. Inicial [m]	0.0	3.0	6.4	7.6	27.1	37.8	39.6	43.3
Prof. Final [m]	3.0	6.4	7.6	27.1	37.8	39.6	43.3	45.2
Espesor [m]	3.0	3.4	1.2	19.5	10.7	1.8	3.7	1.9
Modelo	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC
Comportamiento	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	Drenado
γ [kN/m ³]	13.10	11.97	18.43	11.32	11.39	15.50	11.15	15.30
C [kPa]	34.34	20.19	40.22	19.23	20.01	29.43	25.51	10
ϕ [°]	1	1	10	1	1	1	1	21
E [kPa]	6736	2419	2572	2593	2779	5982	4348	10000
ν [1]	0.33	0.4	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.3
e_0 [1]	3.78	8.31	0.89	9.29	9.57	1.53	10.04	1.50
K_x [m/día]	0.100	0.001	0.100	0.001	0.001	0.100	0.001	0.100
K_y [m/día]	0.100	0.001	0.100	0.001	0.001	0.100	0.001	0.100
K_0 [1]	0.5000	0.7475	0.3206	0.6668	0.6369	0.3572	0.5716	0.3572

Tabla 3.19 Modelo geotécnico para el análisis a largo plazo.

Estrato	CS	FAS 1	L1	FAS 2	FAS 3	L2	FAS 4	CD
Prof. Inicial [m]	0.0	3.0	6.4	7.6	27.1	37.8	39.6	43.3
Prof. Final [m]	3.0	6.4	7.6	27.1	37.8	39.6	43.3	45.2
Espesor [m]	3.0	3.4	1.2	19.5	10.7	1.8	3.7	1.9
Modelo	MC	SS	MC	SS	SS	MC	SS	MC
Comportamiento	Drenado	No drenado (A)	Drenado	No drenado (A)	No drenado (A)	Drenado	No drenado (A)	Drenado
γ [kN/m ³]	13.10	11.97	18.43	11.32	11.39	15.50	11.15	15.30
C [kPa]	5.00	7.85	19.62	14.72	16.68	7.85	16.68	5
ϕ [°]	30.00	22.00	42.80	23.00	25.83	40.00	25.83	40.00
E [kPa]	5663	484	2229	519	696	5184	870	8667
ν [1]	0.33	0.4	0.3	0.4	0.4	0.3	0.4	0.3
e_0 [1]	3.78	8.31	0.89	9.29	9.57	1.53	10.04	1.50
C_c [1]	1.9636	5.5829	1.0127	5.6494	7.1470	0.3851	6.1982	0.5100
C_s [1]	0.2271	0.4189	0.0991	0.3358	0.3455	0.0399	0.4188	0.0400
K_x [m/día]	0.100	0.001	0.100	0.001	0.001	0.100	0.001	0.100
K_y [m/día]	0.100	0.001	0.100	0.001	0.001	0.100	0.001	0.100
OCR [1]	1.00	1.61	1.00	1.26	1.32	1.00	1.03	1.00
K_0 [1]	0.5000	0.7475	0.3206	0.6668	0.6369	0.3572	0.5716	0.3572

Tabla 3.20 Propiedades de la sección del entubamiento del modelo 2D.

Material	Tubo
Espesor [m]	0.21
Comportamiento	Elástico-Isotrópico
E [kPa]	25782273
EA [kN/m]	5414277
EI [kN · m ² /m]	19897
w [kN/m/m]	19.03
ν [1]	0.15

Tabla 3.21 Propiedades de los elementos estructurales de los modelos 3D.

Material	Muro Milán	Losa	Tubo	Tapa	Placa flexible
Espesor [m]	0.60	1.00	0.21	0.10	En función del elemento
Peso [kN/m ³]	24.00	24.00	24.00	0.00	0.00
Comportamiento	Elástico Isotrópico	Elástico Isotrópico	Elástico Isotrópico	Elástico Isotrópico	Elástico
E [kPa]	25.78x10 ⁶	25.78x10 ⁶	25.78x10 ⁶	25.78x10 ⁶	25.78
ν [1]	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15

3.5.1 Sección del entubamiento

Geometría

La modelación de la sección del entubamiento aledaña a la lumbrera L1-A, se realizó con un modelo de tipo plano de esfuerzos con elementos de 15 nodos. Para el análisis, se consideró horizontalmente una extensión de 40 m y verticalmente una profundidad de 45.2 m. La sección del túnel se representó con elementos placas con su respectiva interfaz

Malla

La malla generada (*Figura 3.45*) se refinó hasta que la variación de los desplazamientos no fuera significativa, llegando a un total de 962 elementos y 7989 nodos. Debe señalarse que el refinamiento se dio a mayor detalle en la zona donde se ubicó la sección del entubamiento.

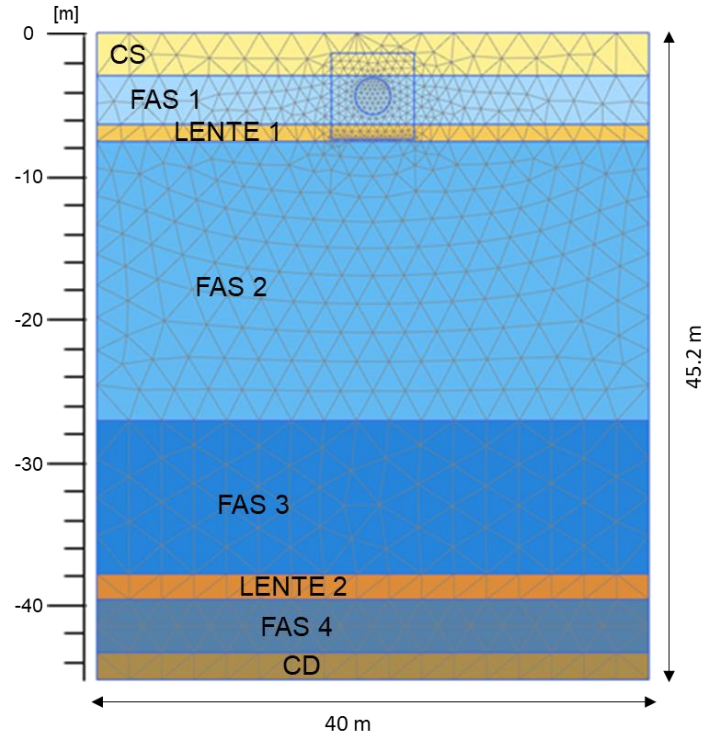


Figura 3.45 Malla del modelo para la sección del entubamiento.

Etapas de cálculo

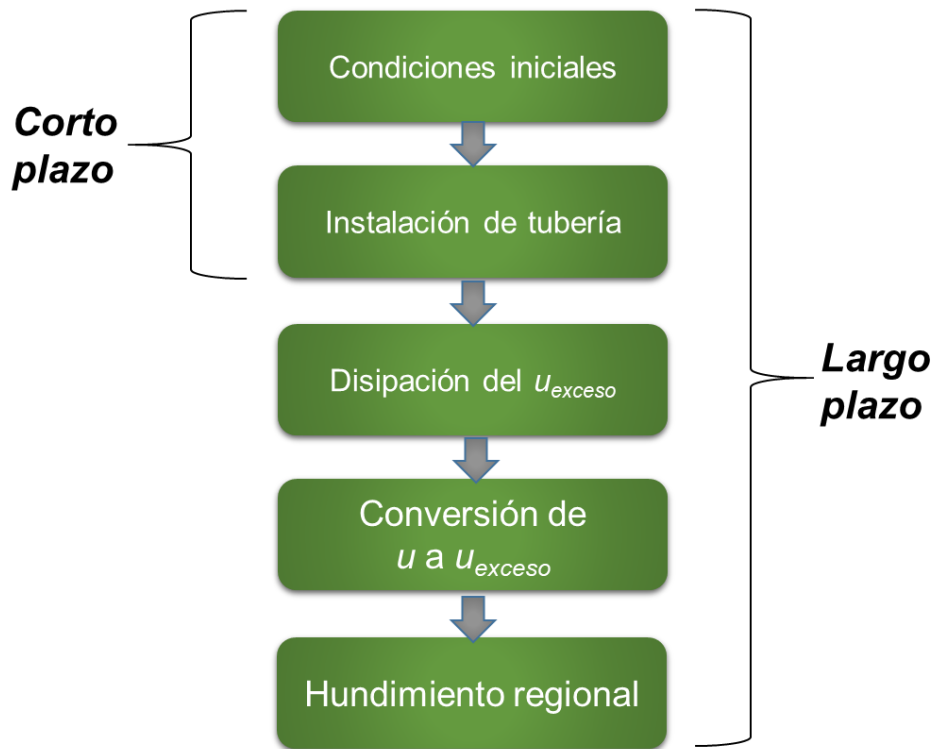


Figura 3.46 Etapas de cálculo del modelo 2D de la sección del entubamiento.

Para el análisis de la sección del entubamiento, las etapas de cálculo a corto plazo consisten en:

Condiciones iniciales. Se calculan los esfuerzos verticales y horizontales, así como, las presiones de poro del suelo en estado natural.

Instalación de la tubería. Se activa el elemento placa correspondiente a la sección del entubamiento, considerando las propiedades del material denominado “Tubo” (Tabla 3.20), asimismo, se activa la interfaz del elemento. Se prosigue a desactivar la presión de poro y la masa de suelo interna a la sección de tubo.

Para el análisis de la sección del entubamiento, las etapas de cálculo a largo plazo consistieron en las dos etapas anteriores y en:

Disipación del u_{exceso} . Se realiza un proceso de consolidación hasta alcanzar 1 kPa de exceso de presión de poro.

Conversión de u a u_{exces} . Se establece una etapa de construcción, en la que se cambian las condiciones de presión de poro, de manera que la presión sea reconocida por el programa como un exceso de presión.

Hundimiento regional. Se realiza otro proceso de consolidación hasta que el exceso de presión de poro llegue a un valor mínimo de 1 kPa, con lo cual se obtiene la condición en la cual hubo un abatimiento total del NAF.

3.5.1.1 Resultados del estado inicial

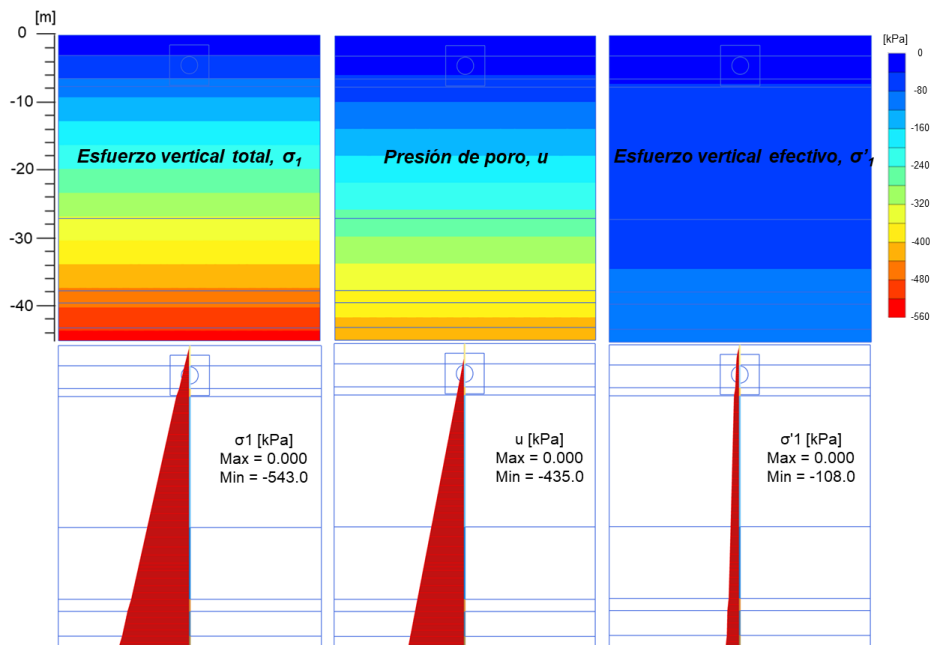


Figura 3.47 Distribución esfuerzos totales, presión de poro y esfuerzos efectivos del modelo 2D.

La etapa correspondiente a las condiciones iniciales, muestra que la distribución de los esfuerzos verticales totales alcanza un valor máximo de 543 kPa, la presión de poro alcanza un valor de 435 kPa y los esfuerzos efectivos alcanzan una magnitud de hasta 108 kPa (*Figura 3.47*).

3.5.1.2 Resultados del análisis a corto plazo

En la *Figura 3.48*, se observa la malla deformada de las etapas correspondientes al corto plazo, en la etapa de instalación de la tubería se tuvo un asentamiento de 0.0265 m. El desplazamiento se dio principalmente en las capas CS y FAS1.

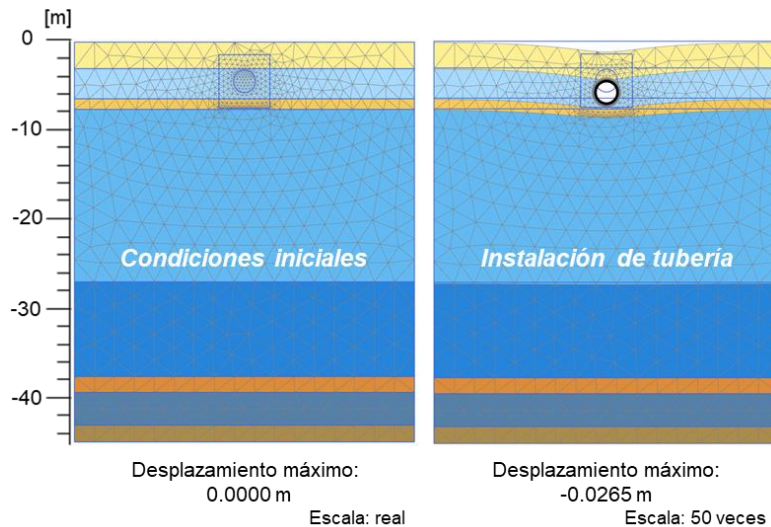


Figura 3.48 Malla deformada de la sección del entubamiento en el corto plazo.

En la *Figura 3.49*, se puede apreciar la distribución de los desplazamientos que tienen influencia hasta la FAS 3, sin embargo, el mayor efecto se dio en las capas mencionadas anteriormente.

En la *Figura 3.50*, se muestra en color rojo la ubicación de los puntos de plastificación, que para este caso no existen, por lo tanto, la etapa de instalación de la tubería no tiene indicios de la existencia de una superficie de falla.

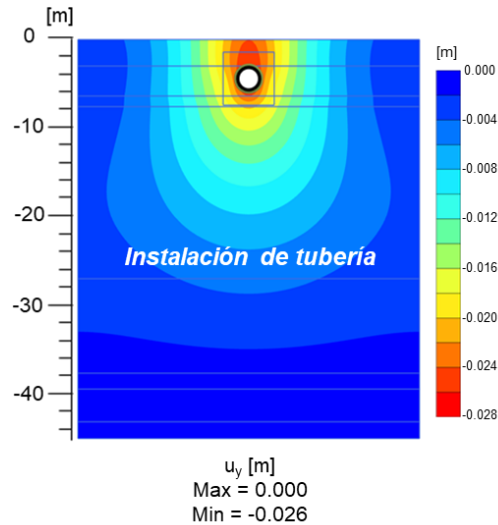


Figura 3.49 Distribución de los desplazamientos de la sección del entubamiento en el corto plazo.

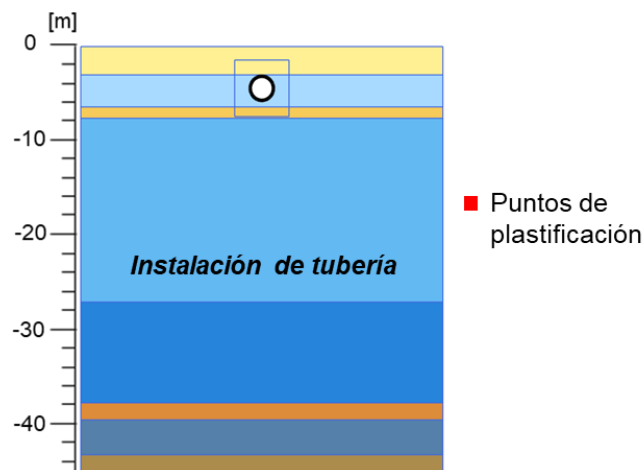


Figura 3.50 Ubicación de los puntos de plastificación de la sección del entubamiento en el corto plazo.

El análisis a corto plazo incluyó la determinación de los diagramas de elementos mecánicos: fuerza normal, N , fuerza cortante, V y momento flexionante, M . En la Figura 3.51, se muestran los diagramas de la sección del entubamiento.

La fuerza normal tiene una apariencia uniforme, sin embargo, en la transición de la clave a la cubeta está va tuvo aumento que va de los -49.04 kN/m a -77.42 kN/m. Respecto al cortante y al momento, sus valores fueron de baja magnitud.

En adición, la distribución del momento indica la forma en la que se deformará la sección del entubamiento, es decir, las zonas azules, indican un movimiento hacia el interior de la sección, mientras que las rojas, un movimiento hacia afuera.

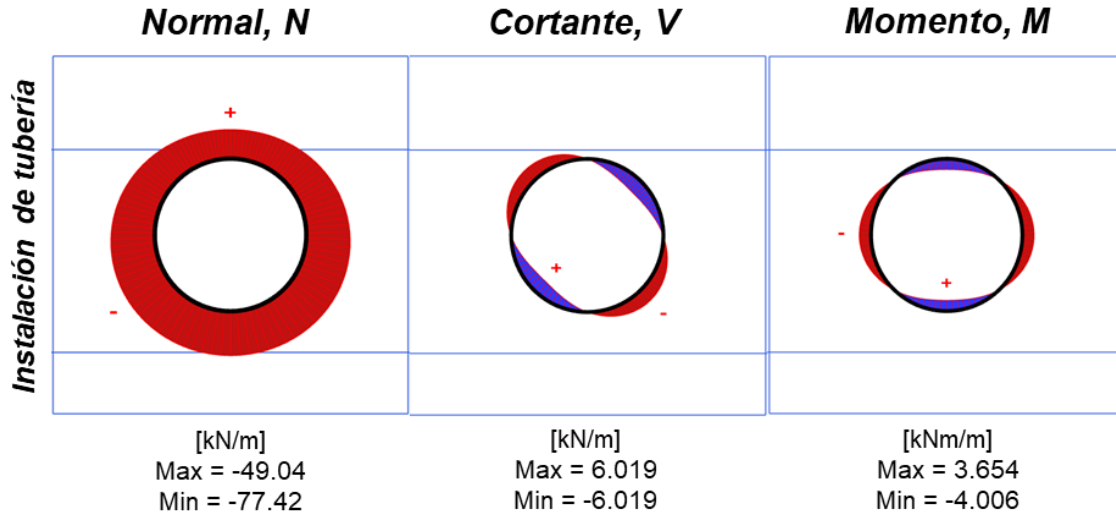


Figura 3.51 Elementos mecánicos de la sección del entubamiento en el corto plazo.

3.5.1.3 Resultados del análisis a largo plazo

La obtención de los resultados de la consolidación primaria requiere de tener la información del exceso de presión de poro (*Figura 3.52*), el cual tuvo una influencia en las formaciones arcillosas debido a su baja permeabilidad, siendo en la FAS 1 donde se alcanzaron valores de hasta -9.57 kPa, mientras que en las demás zonas se tuvieron valores de hasta -3 kPa.

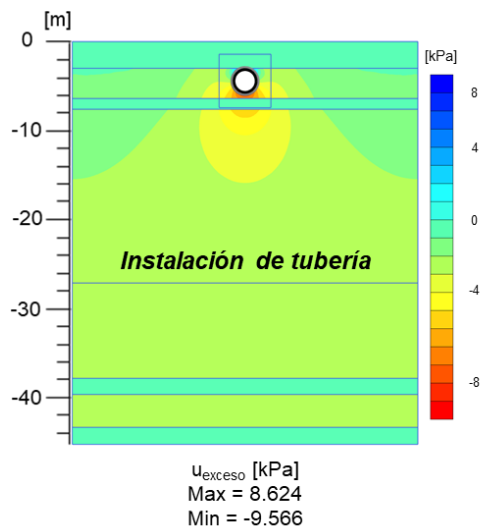


Figura 3.52 Exceso de presión de poro de las etapas previas a la consolidación primaria.

En la *Figura 3.53*, se observa la malla deformada de las etapas correspondientes al largo plazo, en la etapa correspondiente a la consolidación primaria se tuvo un asentamiento de 0.0214 m. El desplazamiento se dio principalmente en las capas CS y FAS1. Para el caso del hundimiento regional, el asentamiento tuvo un valor de 10.70 m que tuvo influencia hasta la FAS 4.

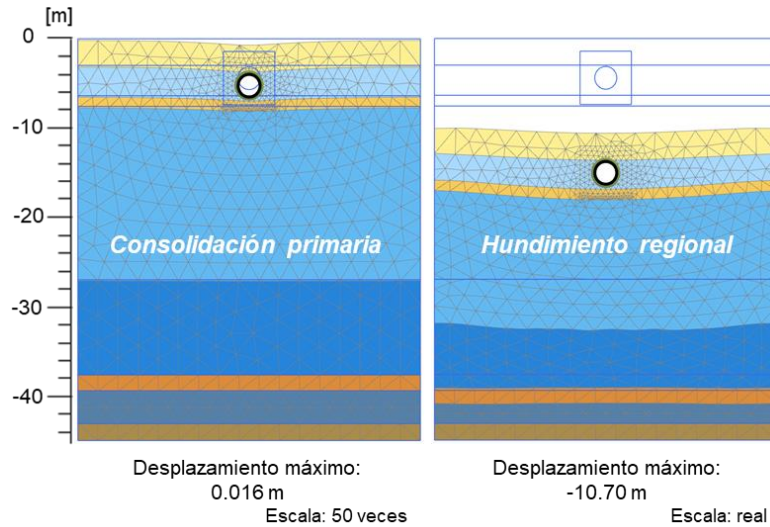


Figura 3.53 Malla deformada de la sección del entubamiento en el largo plazo.

En la *Figura 3.54*, se puede apreciar la distribución de los desplazamientos que tienen influencia hasta la FAS 4, además, se puede notar el efecto del entubamiento, debido a que las líneas que muestran el movimiento vertical son curvas y no líneas horizontales.

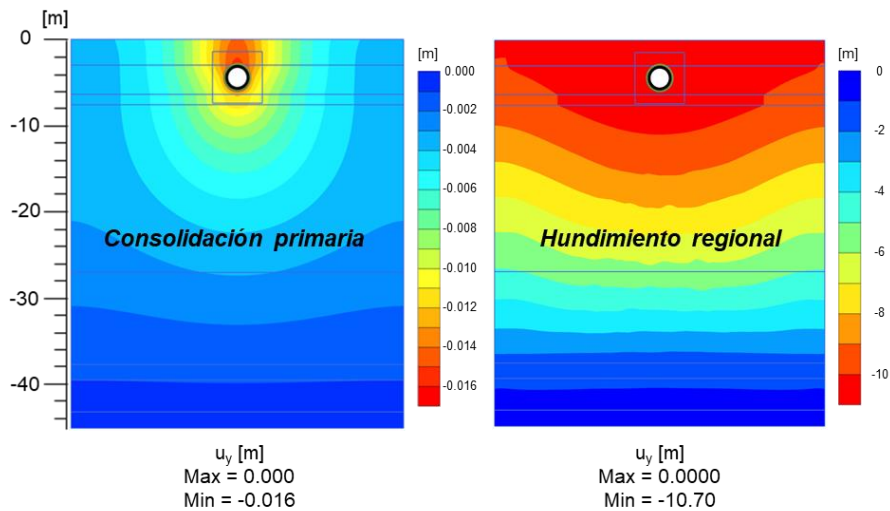


Figura 3.54 Distribución de los desplazamientos de la sección del entubamiento en el corto plazo.

En la *Figura 3.55*, se muestran en color rojo, la ubicación de los puntos de plastificación, para el caso de la consolidación primaria, no existen dichos puntos, sin embargo, para el hundimiento regional la presencia de dichos puntos es notable, pero su aparición no es en un solo instante, por lo que su ubicación y arreglo no muestra una superficie de falla.

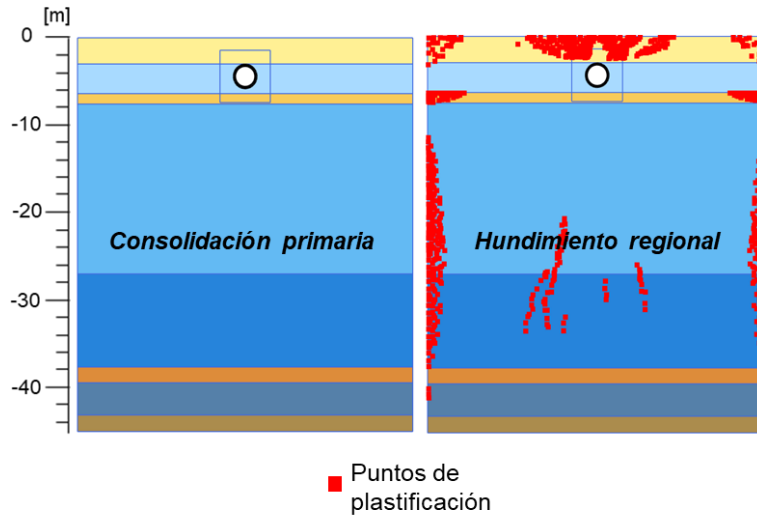


Figura 3.55 Ubicación de los puntos de plastificación de la sección del entubamiento en el largo plazo.

En la *Figura 3.56*, se muestran los diagramas de la sección del entubamiento en el largo plazo. Es apreciable que la distribución del cortante y el momento se mantuvo, mientras que su magnitud aumentó.

En el caso de la fuerza axial se puede notar que el valor máximo que se encontraba en la cubeta de la sección, se movió a los hastiales, mientras que la magnitud de la fuerza se mantuvo en el mismo orden.

Asimismo, se puede observar que la forma del diagrama de momento, muestra la manera en la que se deformará la sección del túnel, haciendo que tanto la cubeta como la clave se muevan hacia adentro y los hastiales dirijan su desplazamiento hacia afuera de la sección.

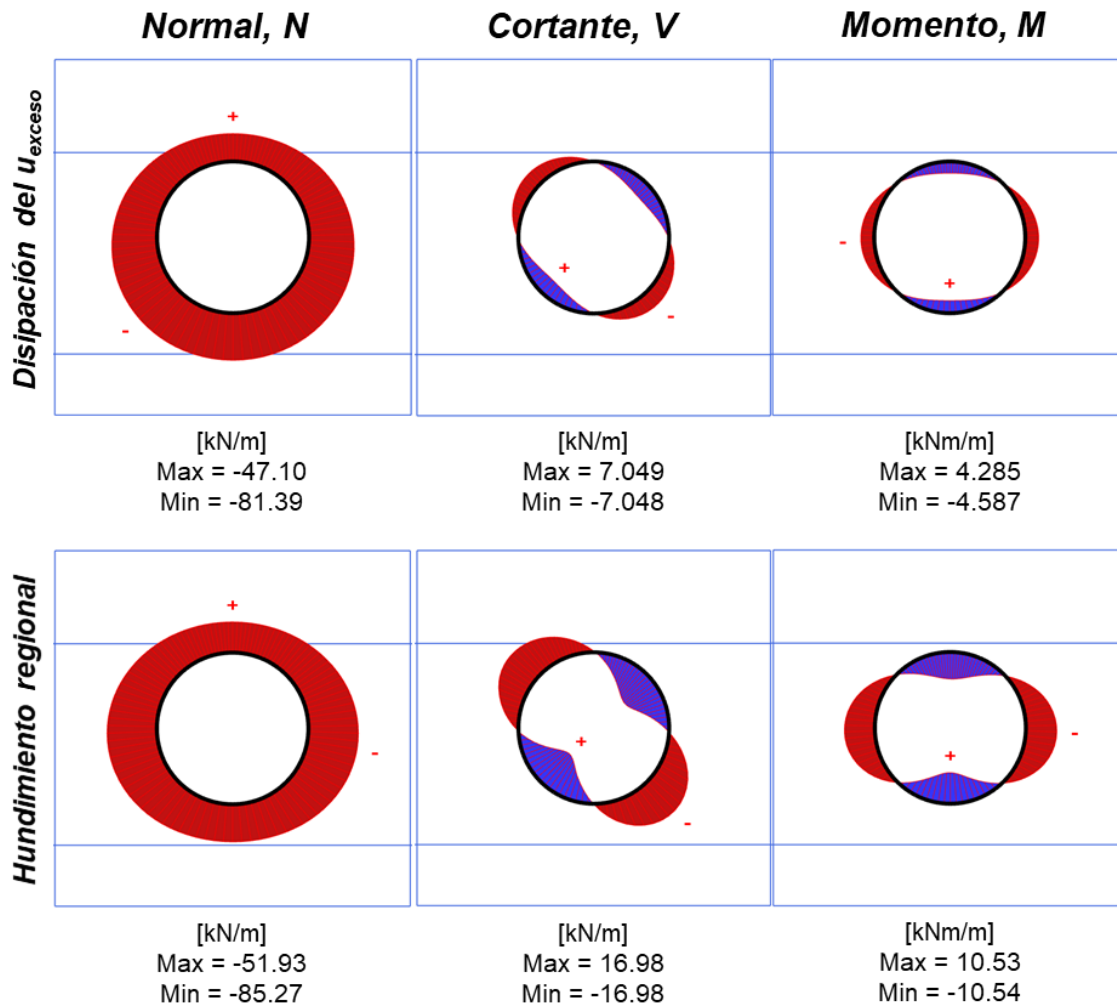


Figura 3.56 Elementos mecánicos de la sección del entubamiento en el largo plazo.

3.5.2 Lumbrera L1-A sin y con conexión a túnel

Geometría

La modelación de la lumbrera L1-A sin y con conexión al túnel se realizó con un modelo 3D con elementos de 10 nodos. Para el análisis, se consideró horizontalmente una extensión de 90 m en X y de 35 m en Y, y verticalmente una profundidad de 45.2 m.

En el modelo numérico se representó sólo la mitad de la estructura, en su representación se usaron elementos de volumen con una placa flexible en la parte central, con la finalidad de poder obtener los elementos mecánicos

correspondientes, asimismo, para el caso con conexión a túnel, se le colocó una tapa al tubo para restringir la entrada del suelo.

Malla

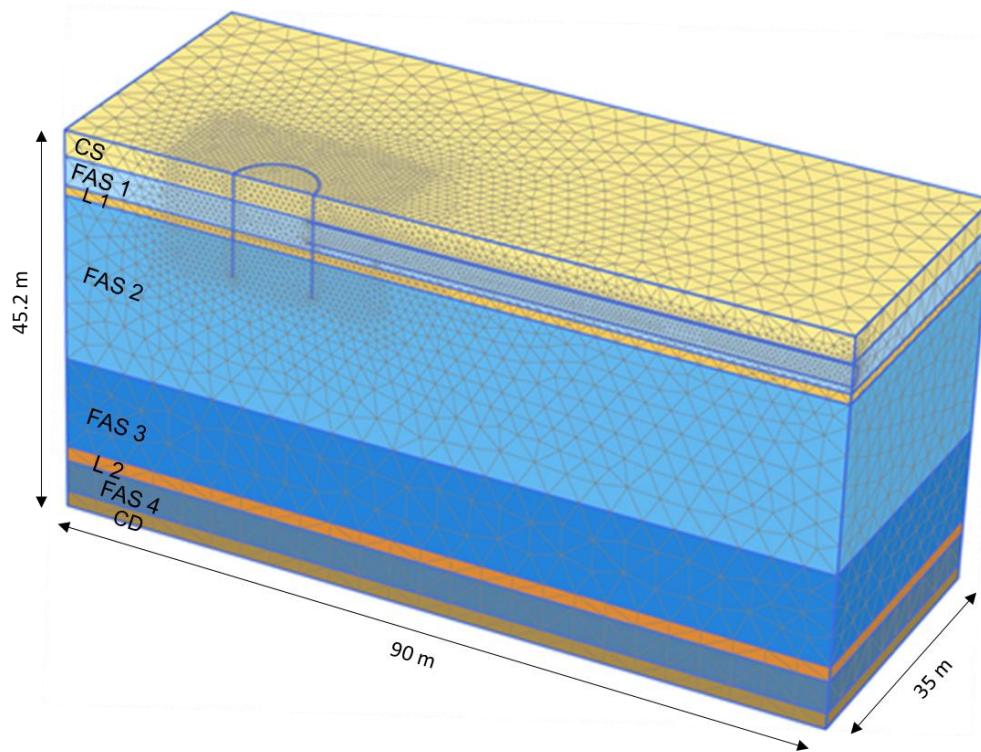


Figura 3.57 Malla del modelo para la Lumbrera L1-A con conexión al entubamiento.

La malla generada (*Figura 3.57*) se refinó hasta que la variación de los desplazamientos no fuera significativa, llegando a un total de 134198 elementos y 199566 nodos. Debe señalarse que el refinamiento se dio a mayor detalle en la zona donde se ubicó la lumbrera y el entubamiento.

Etapas de cálculo

Para el análisis de la interacción entre la lumbrera y el túnel, las etapas de cálculo a corto plazo (*Figura 3.58*) consisten en:

Condiciones iniciales. Se calculan los esfuerzos verticales y horizontales, así como, las presiones de poro del suelo en estado natural.

Muro Milán. Se desactiva la presión de poro de los volúmenes correspondientes al muro, se cambia el material del suelo por el de la estructura, se desactiva la presión poro, y se activa el elemento placa interno con sus respectivas interfaces.

Excavación. Se desactiva la presión de poro de los volúmenes correspondientes a la excavación y a la losa, así también se desactivan dichos volúmenes, esto con la finalidad de revisar la posible falla de fondo en la excavación.

Excavación y losa. Se desactiva la presión de poro de los volúmenes correspondientes a la excavación y a la losa, de este grupo, el volumen de la excavación es desactivado, mientras que el de la losa cambia de tipo de material por el del muro, asimismo, se activa el elemento placa interno a la losa con su respectiva interfaz.

Instalación de tubería. Se desactiva la presión de poro de los volúmenes que conforman el túnel y el suelo interno, luego, se desactiva el tramo del muro por el cual va a pasar el túnel y el suelo interno del mismo, se cambian el material del suelo por el de la estructura y se activa el elemento placa interno al túnel con su respectiva interfaz.

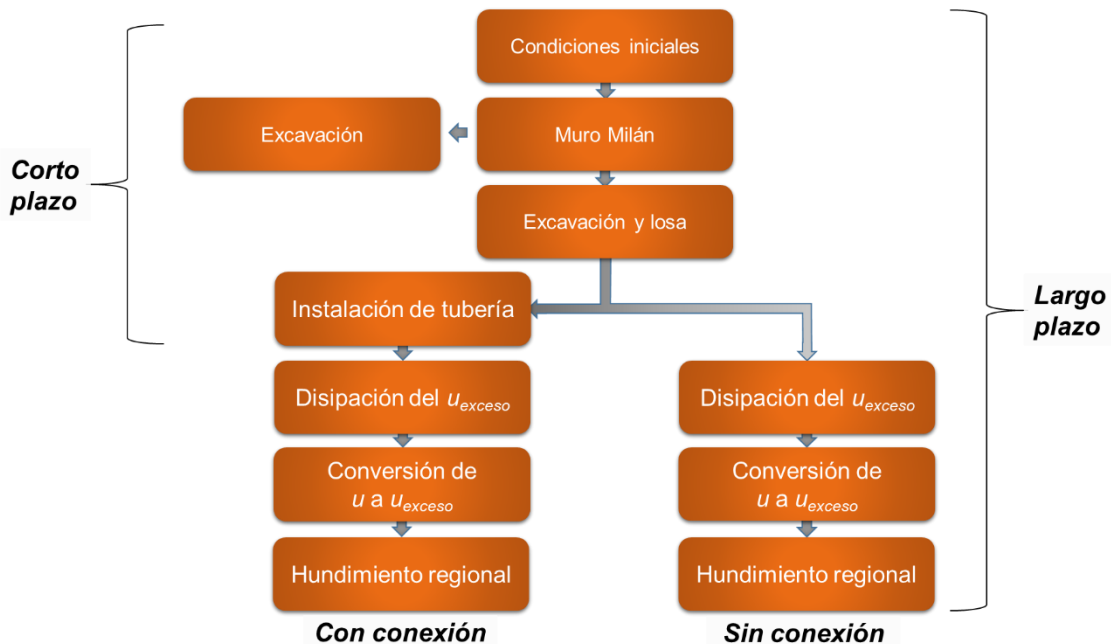


Figura 3.58 Etapas de cálculo del modelo 3D de la lumbrera L1-A sin y con conexión al entubamiento.

Para el análisis de la lumbrera, las etapas de cálculo a largo plazo consistieron en las cuatro etapas anteriores y en:

Disipación del u_{exceso} . Se realiza un proceso de consolidación hasta alcanzar 1 kPa de exceso de presión de poro.

Conversión de u a u_{exceso} . Se establece una etapa de construcción, en la que se cambian las condiciones de presión de poro, de manera que la presión sea reconocida por el programa como un exceso de presión.

Hundimiento regional. Se realiza otro proceso de consolidación hasta que el exceso de presión de poro llegue a un valor mínimo de 1 kPa, con lo cual se obtiene la condición en la cual hubo un abatimiento total del NAF.

3.5.2.1 Resultados del estado inicial

La etapa correspondiente a las condiciones iniciales, muestra que la distribución de los esfuerzos verticales totales alcanza un valor máximo de 543 kPa, la presión de poro alcanza un valor de 434 kPa y los esfuerzos efectivos alcanzan una magnitud de hasta 109 kPa (*Figura 3.59*).

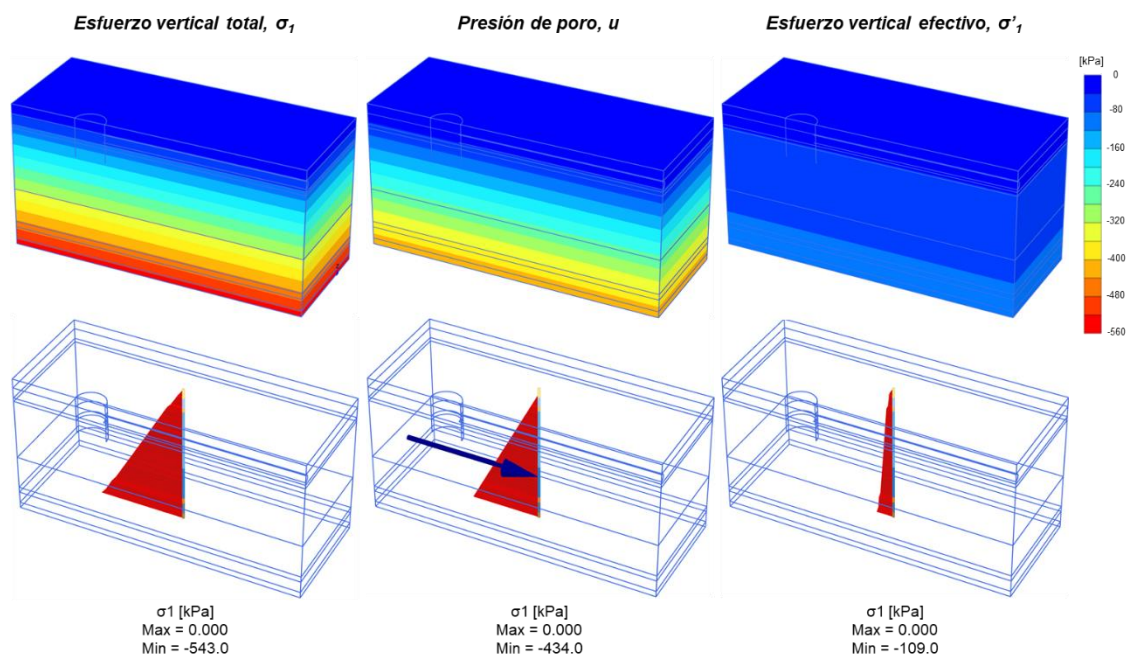


Figura 3.59 Distribución y perfil de los esfuerzos totales, presión de poro y esfuerzos efectivos del modelo 3D.

3.5.2.2 Resultados del análisis a corto plazo

En la *Figura 3.60*, se observan las mallas deformadas de las etapas correspondientes al corto plazo, en la etapa del muro Milán se tuvo un asentamiento de 0.0284 m, de esta etapa se derivaron dos, en la etapa donde sólo se excavó el suelo, hubo una emersión del suelo interno a la lumbrera de 0.168 m (*Figura 3.61*), mientras en la etapa de la excavación y losa, la emersión fue de 0.0205 m.

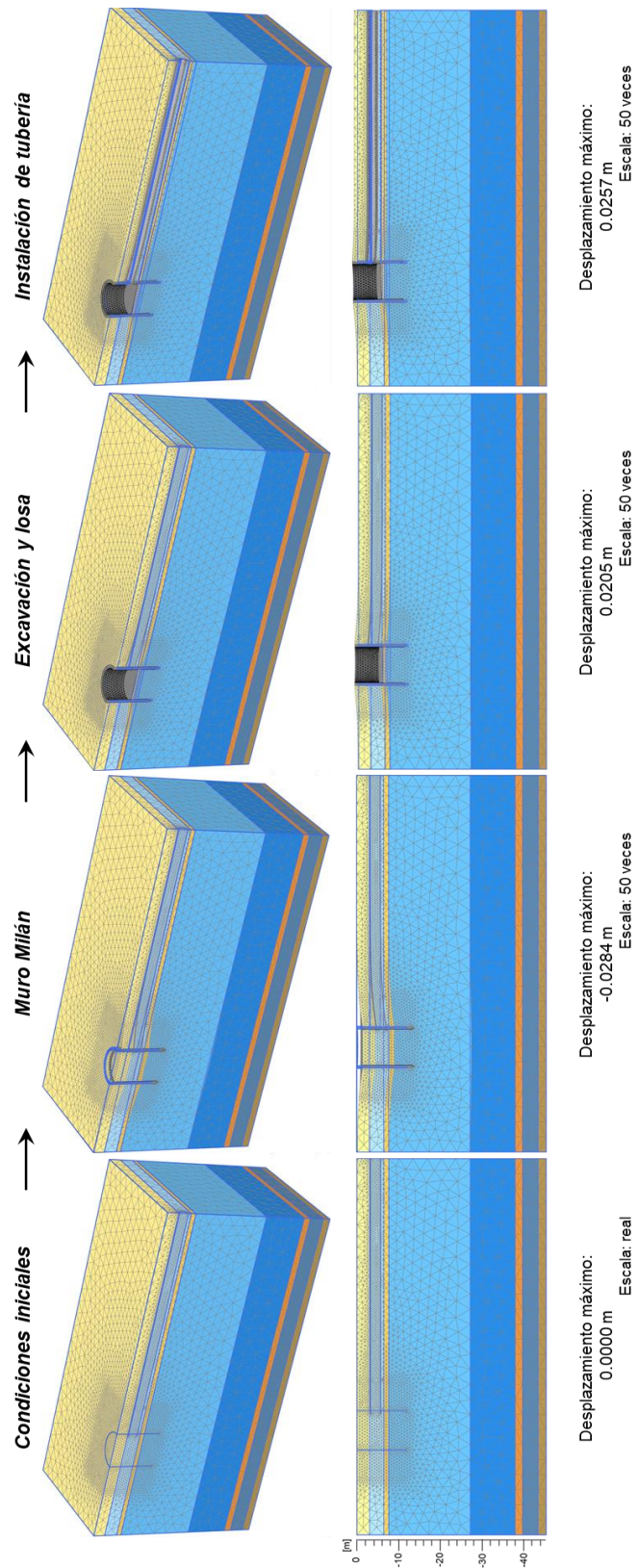


Figura 3.60 Malla deformada de la lumbrera L1-A sin y con conexión en el corto plazo.

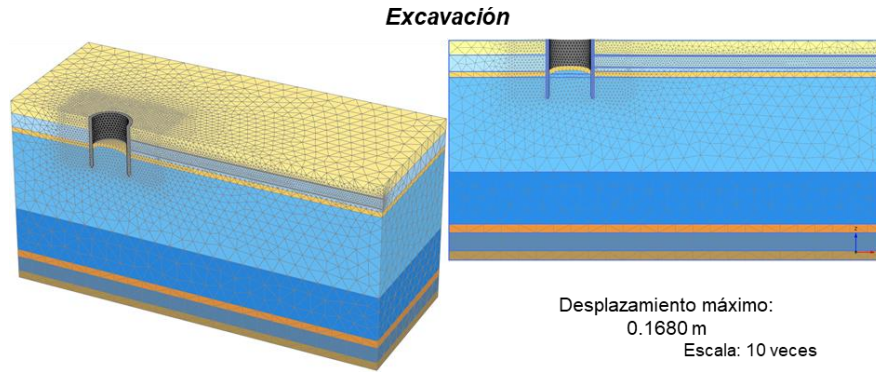


Figura 3.61 Malla deformada de la lumbrera L1-A de la etapa de Excavación.

Respecto a la etapa de la instalación del entubamiento, esta tuvo una excavación en la parte interna del túnel, lo que provocó un aumento en la emersión y pérdida de la simetría en los desplazamientos teniendo un valor de 0.0257 [m].

En la Figura 3.62, se puede apreciar la distribución de los desplazamientos provocados por el muro Milán tienen una influencia hasta la FAS 3, para la excavación estos desplazamientos se concentran en el centro de la lumbrera, mientras para la excavación y la losa, los desplazamientos tienen un efecto significativo en toda la estructura de la lumbrera.

Finalmente, en la etapa de la instalación de la lumbrera, se puede notar que la simetría que había en la distribución de los desplazamientos de las etapas anteriores se perdió, haciendo que la emersión fuera mayor en la zona de la lumbrera que tiene conexión con el entubamiento.

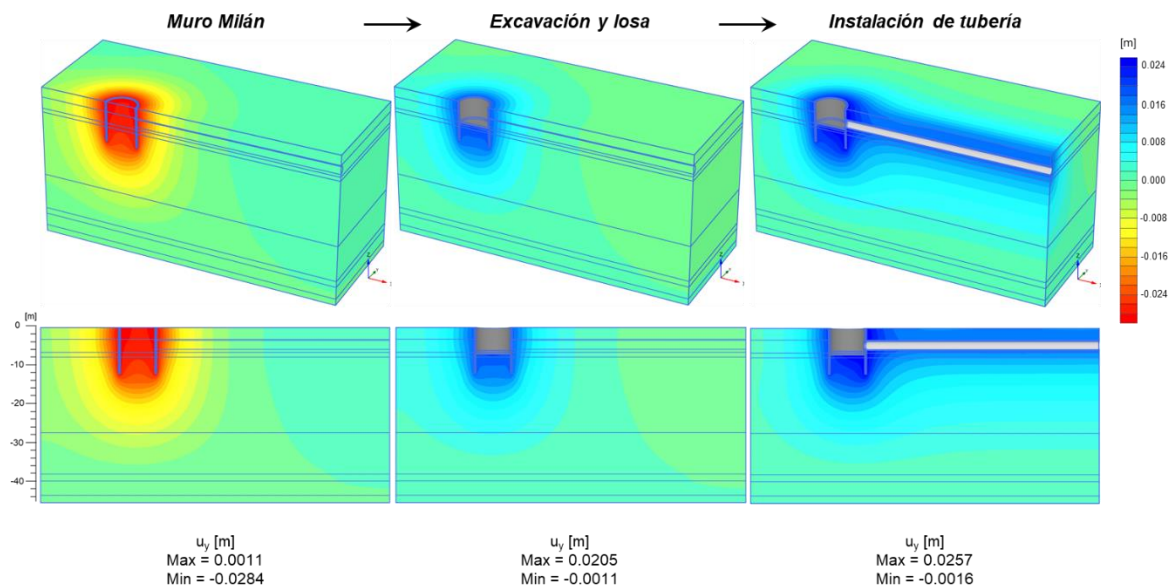


Figura 3.62 Distribución de los desplazamientos verticales de la lumbrera L1-A sin y con conexión en el corto plazo.

En la *Figura 3.63*, se muestra una vista 3D y frontal de la ubicación de los puntos de plastificación, para la construcción del muro Milán, el suelo se plastifica en la zona inferior, para la excavación la parte interna y adyacente al muro se plastifica, pero se mantiene el centro intacto (*Figura 3.64*).

La etapa de excavación y losa no tiene presencia de dichos puntos, y finalmente, en la instalación de tubería, tampoco existen puntos de plastificación, sin embargo, en ninguna de las vistas se aprecia una superficie de falla, por lo que se puede concluir que no hay riesgo.

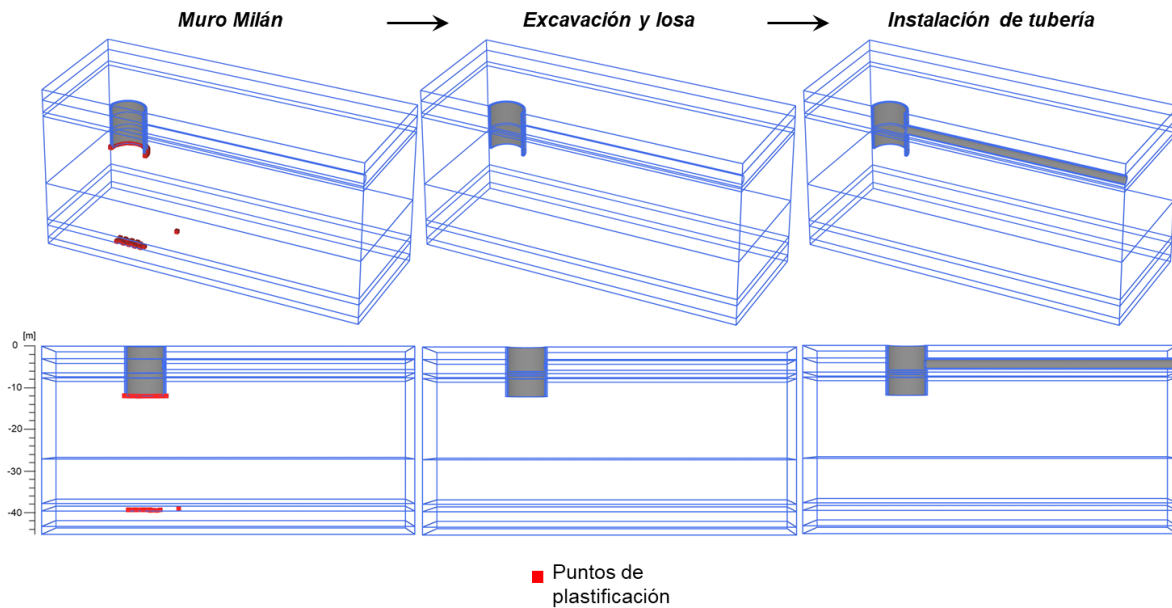


Figura 3.63 Ubicación de los puntos de plastificación de la lumbrera L1-A sin y con conexión en el corto plazo.

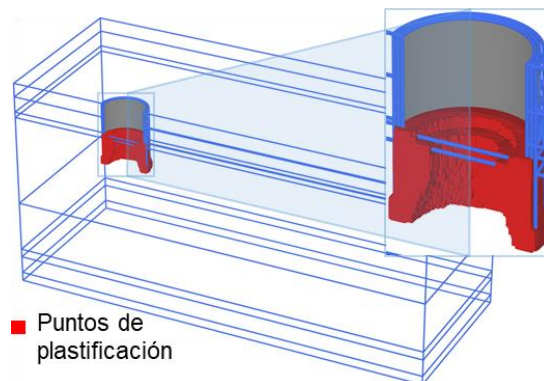


Figura 3.64 Ubicación de los puntos de plastificación de la lumbrera L1-A de la etapa de Excavación.

La obtención de elementos mecánicos se realizó con el uso de placas flexibles que se establecieron en la parte interna de las estructuras. En la *Figura 3.65*, se muestran los ejes locales de las placas usadas, las flechas de color rojo corresponden al eje 1 que está definido en el largo del placa, las verdes al eje 2 que está definido en el ancho de la placa y las azules al eje 3 que es perpendicular a la placa, es decir, sale del plano de la placa.

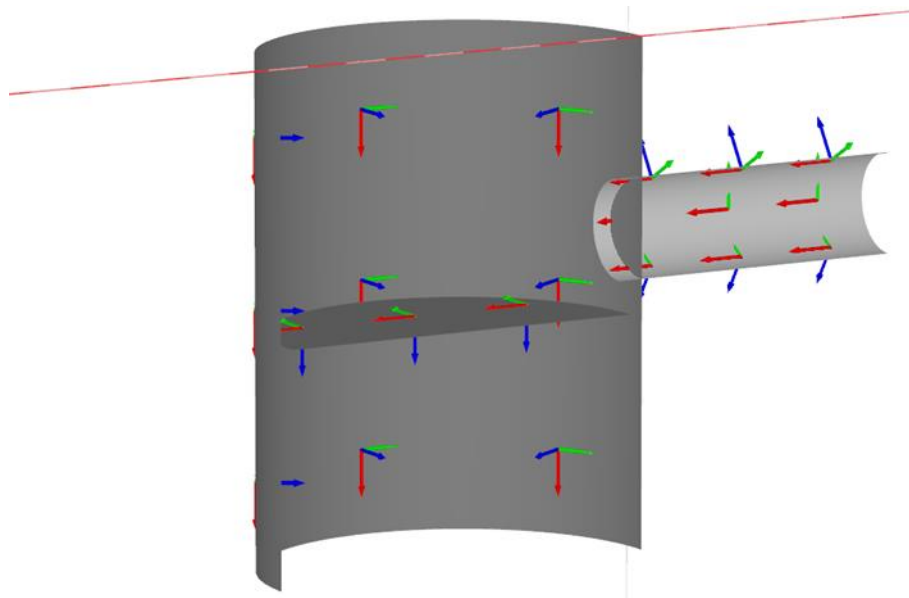


Figura 3.65 Ejes locales de los elementos estructurales.

En la *Figura 3.68*, se muestra la distribución de la fuerza normal del muro de la lumbrera, tanto en la dirección del eje 1 como del eje 2, dichas distribuciones se obtuvieron para las diferentes etapas de análisis y con una misma escala de colores con la finalidad de poder hacer un comparativo de ellas.

Es apreciable que de la etapa del muro Milán a la de excavación y losa, la fuerza normal presenta un cambio de comportamiento y de magnitud, al instalar la tubería, el comportamiento y magnitud es muy semejante, sin embargo, en la zona cercana a la conexión con el entubamiento, dicho comportamiento cambia y se presenta un incremento significativo de la fuerza.

En la *Figura 3.66* y *Figura 3.67*, se muestran las distribuciones de la fuerza cortante y el momento flexionante, que al igual que la normal presenta cambios semejantes por la excavación del suelo, y por la instalación de la tubería.

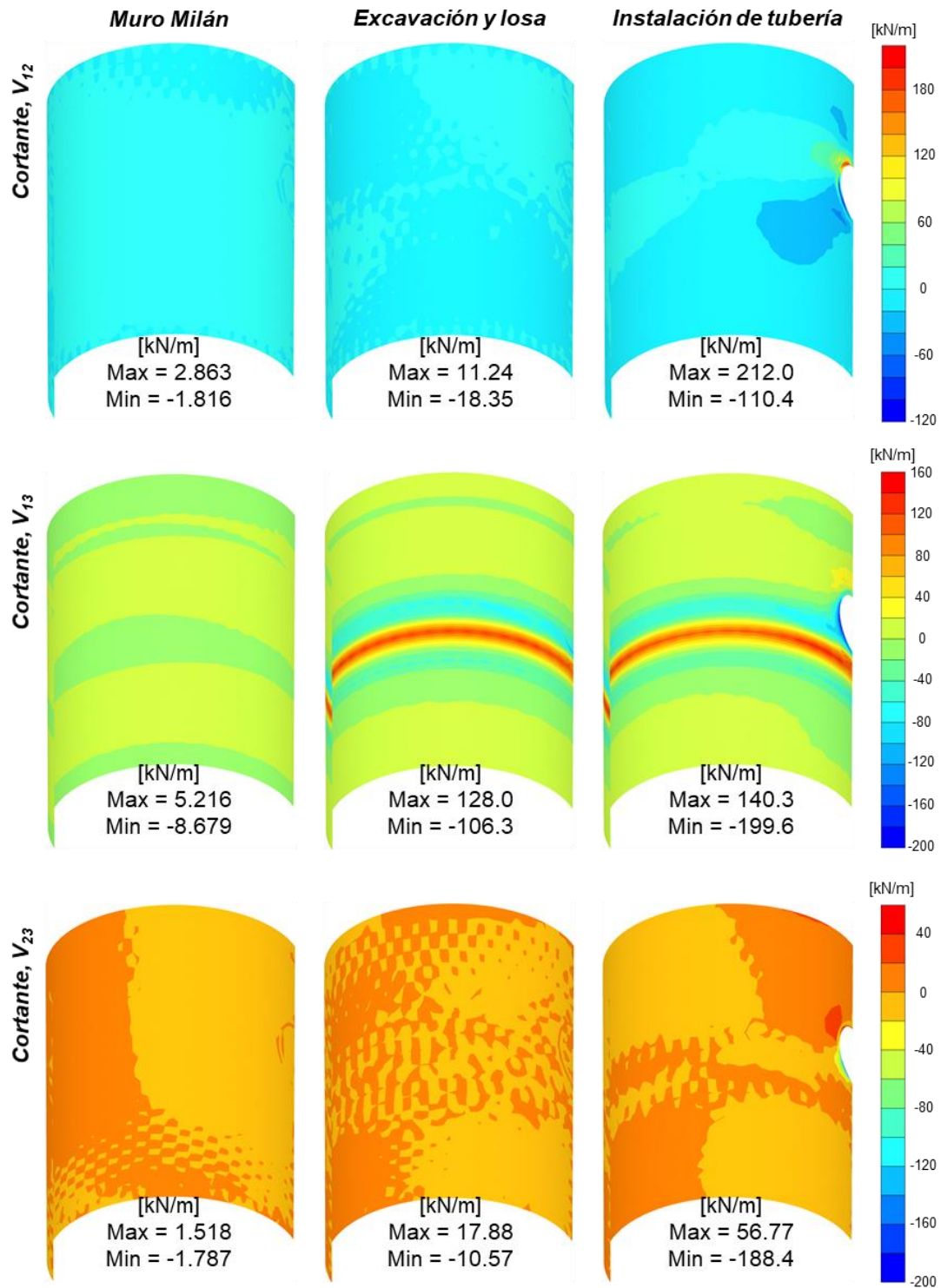


Figura 3.66 Fuerza cortante del muro en el corto plazo.

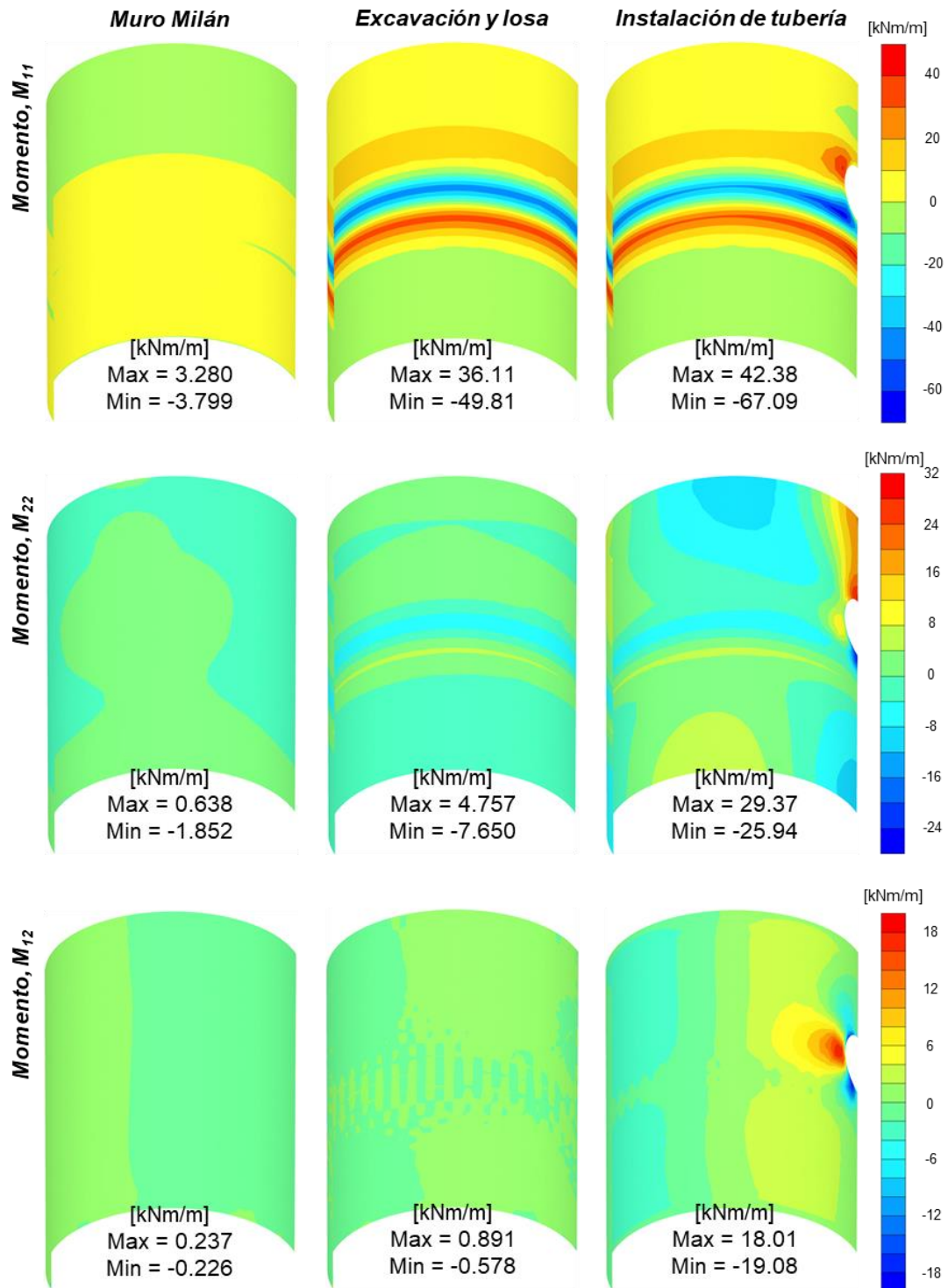


Figura 3.67 Momentos flexionantes del muro en el corto plazo.

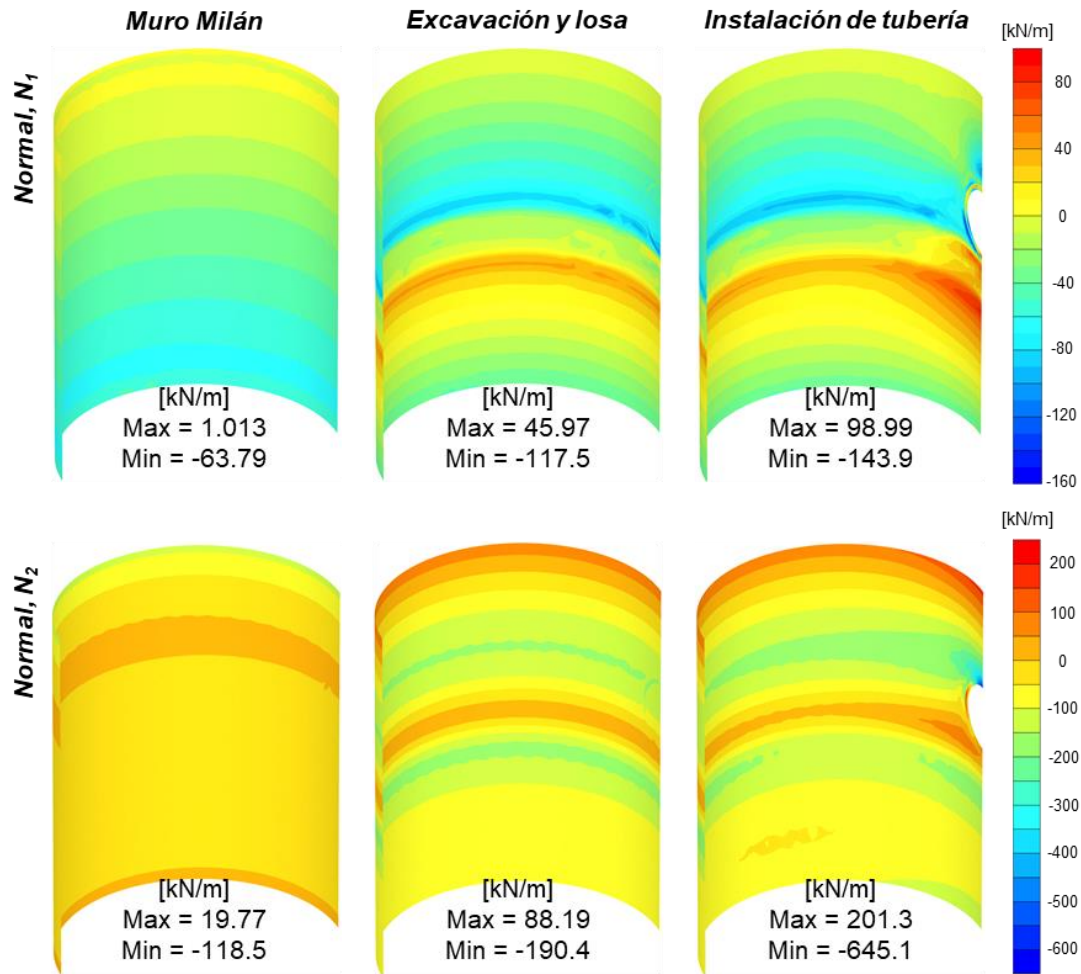


Figura 3.68 Fuerza normal del muro en el corto plazo.

En la *Figura 3.69*, se muestran la distribución de la fuerza normal en los dos sentidos principales de la losa, que como se puede observar, no presentan un cambio significativo de la etapa construcción de la losa a la instalación de la tubería.

En la *Figura 3.70* y *Figura 3.71*, se muestran las distribuciones de fuerza cortante y momento de la losa, respecto al cortante se puede observar que tanto el V_{13} y el V_{23} , parten de un valor cero en el centro de la losa y con forme se alejan del centro se llega a un valor aproximado de 80 kN/m antes del contacto con el muro. En general los elementos mecánicos de la losa variaron muy poco de una etapa a otra, la conexión con el entubamiento no tuvo gran impacto sobre la losa.

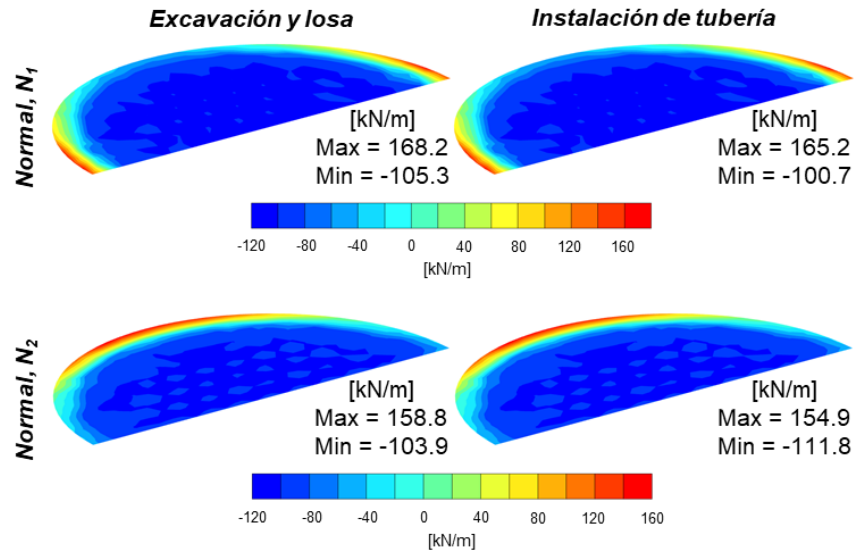


Figura 3.69 Fuerza normal de la losa en el corto plazo.

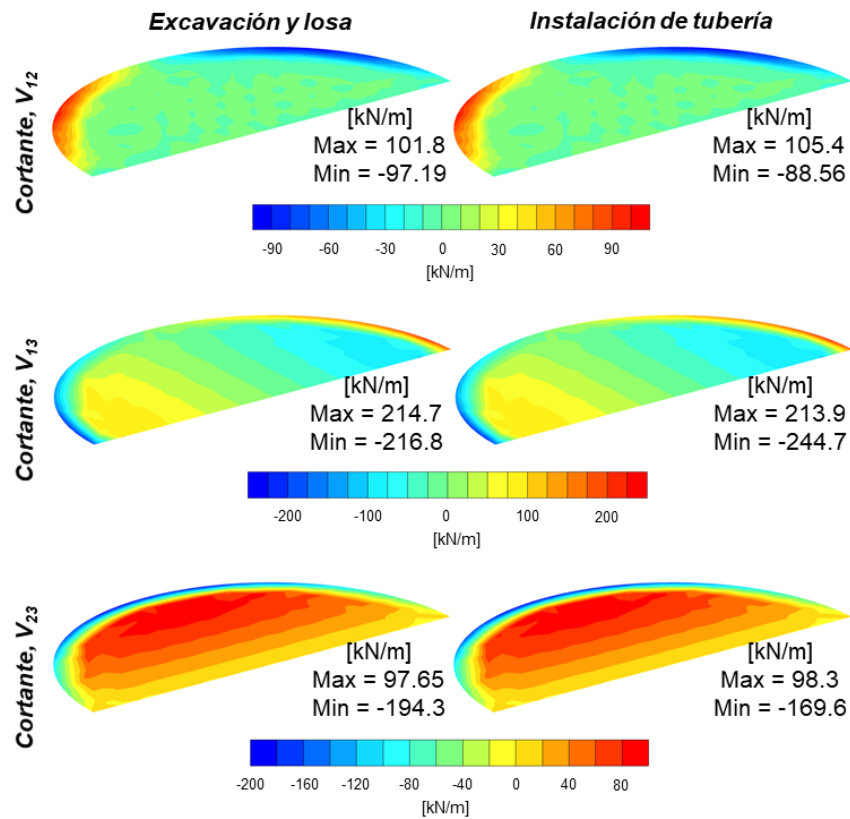


Figura 3.70 Fuerza cortante de la losa en el corto plazo.

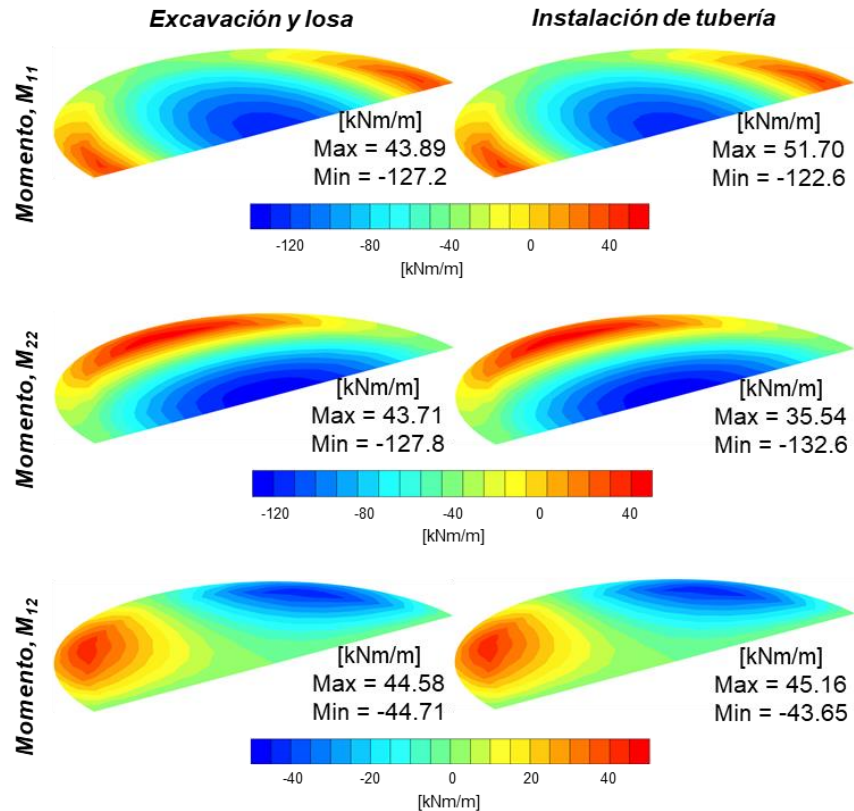


Figura 3.71 Momento flexionante de la losa en el corto plazo.

En la Figura 3.72, se presentan las distribuciones de los elementos mecánicos del entubamiento, se puede notar que poco después del inicio del elemento, en la zona de conexión con la lumbrera es que aparecen los valores máximos en colores, rojo y azul, correspondientes a los extremos de la escala de color.

Los valores máximos de elementos mecánicos se presentan debido a la conexión que se tiene con el entubamiento, ya que, al tener contacto con el material del muro la interacción resultante es muy diferente a la que se tiene con el suelo, por ejemplo, en la distribución del M_{11} , el valor que predomina es el de los -2 kNm/m, mientras que en la conexión se alcanzan valores de 9.238 y -6.542 kNm/m, dicho fenómeno predomina en todas las distribuciones.

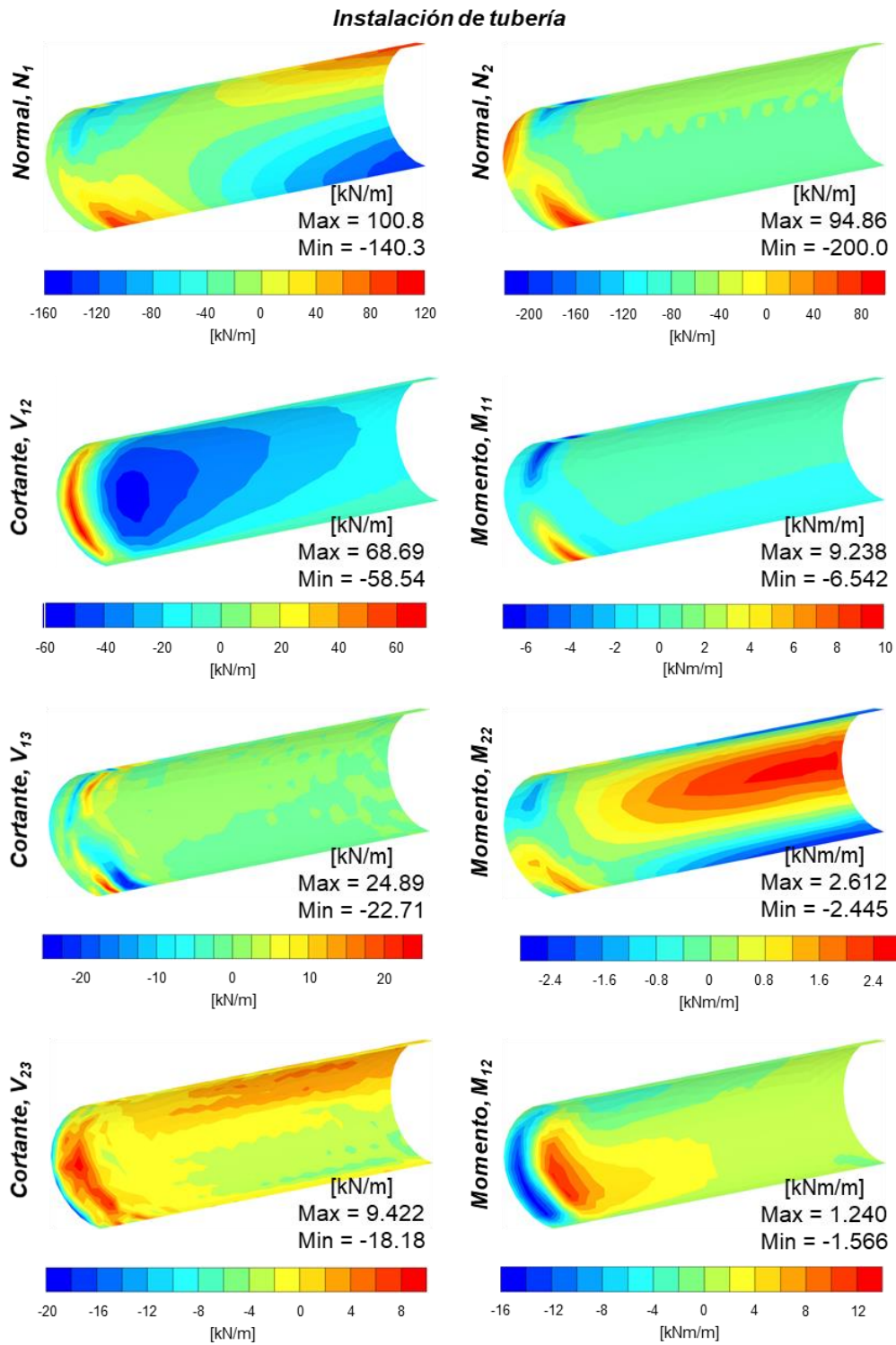


Figura 3.72 Elementos mecánicos del entubamiento en el corto plazo.

3.5.2.3 Resultados del análisis a largo plazo sin conexión

Los resultados obtenidos para esta sección parten de la etapa de excavación y losa, como se muestra en la *Figura 3.58*, por lo cual los desplazamientos ocurridos en la etapa de la disipación del u_{exceso} sólo corresponden a la etapa de excavación y losa, teniéndose valores máximos de 449.9 y -149.8 kPa, sin embargo tuvieron una influencia limitada al presentarse sólo en la parte inferior del muro.

En la *Figura 3.73*, se observa la malla deformada de las etapas correspondientes al largo plazo, en la etapa correspondiente a la disipación del u_{exceso} se tuvo una emersión de 0.016 m. Para el caso del hundimiento regional, el asentamiento tuvo un valor de 9.084 m que tuvo influencia hasta la FAS 4.

En la *Figura 3.74*, se puede apreciar la distribución de los desplazamientos, para el caso de la disipación del u_{exceso} , se tuvo una influencia hasta la FAS 3, mientras que en las siguientes etapas se puede notar que la zona central tiene un asentamiento diferente al del demás terreno, lo que indica que aun cuando todo el suelo se asentó aproximadamente 9 m. la lumbrera siguió emergiendo.

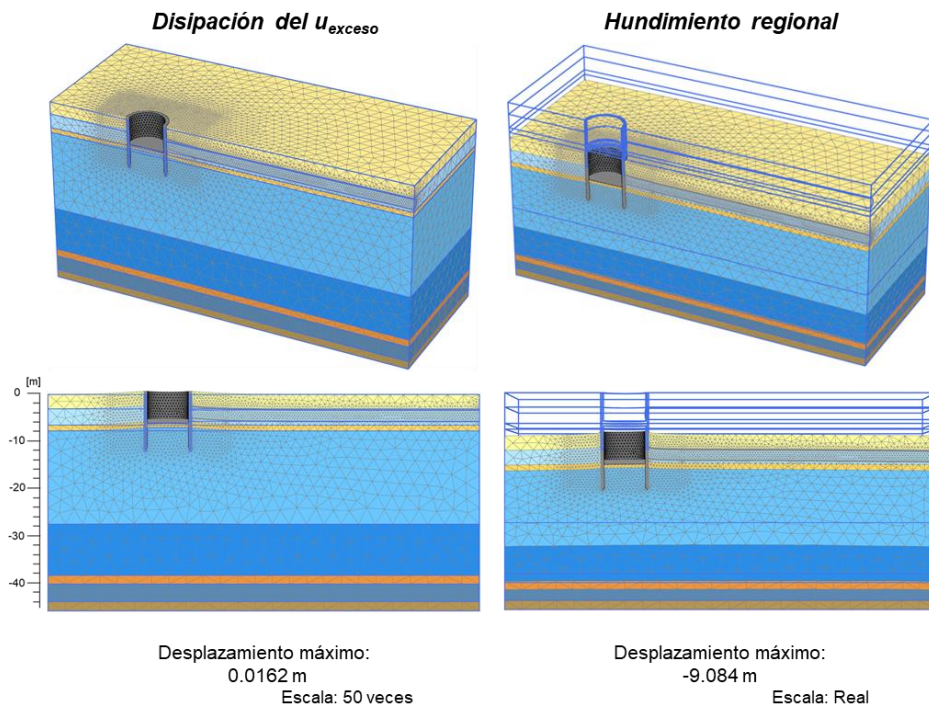


Figura 3.73 Malla deformada de la lumbrera L1-A sin conexión en el largo plazo.

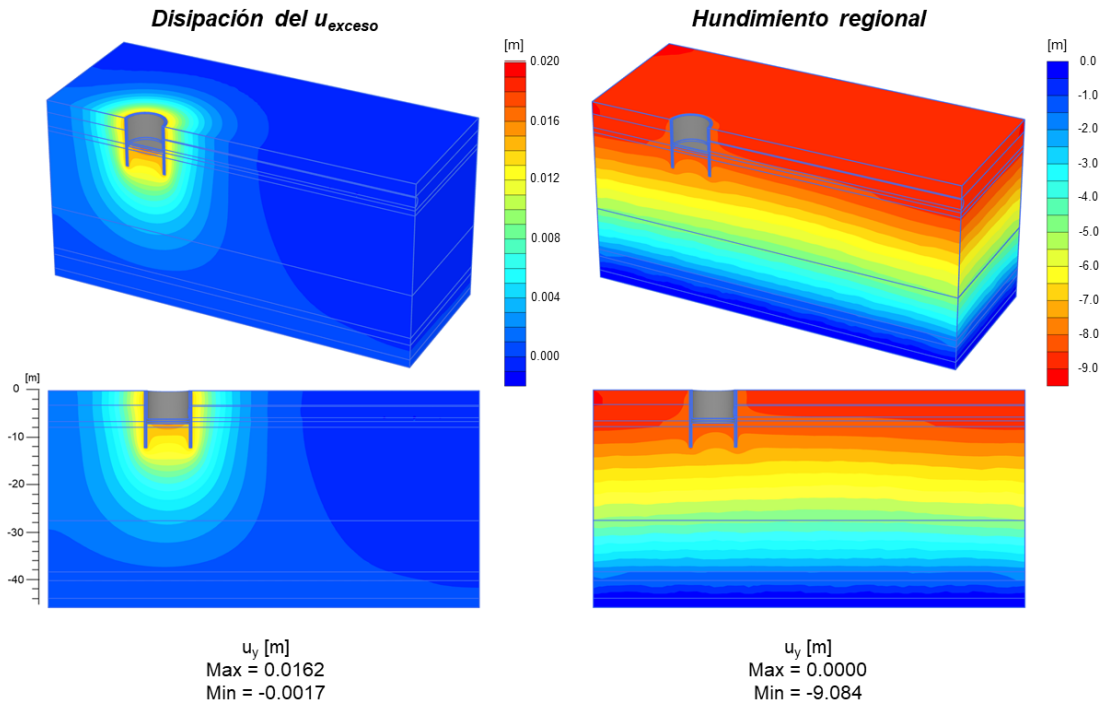


Figura 3.74 Distribución de los desplazamientos de la lumbrera L1-A sin conexión en el largo plazo.

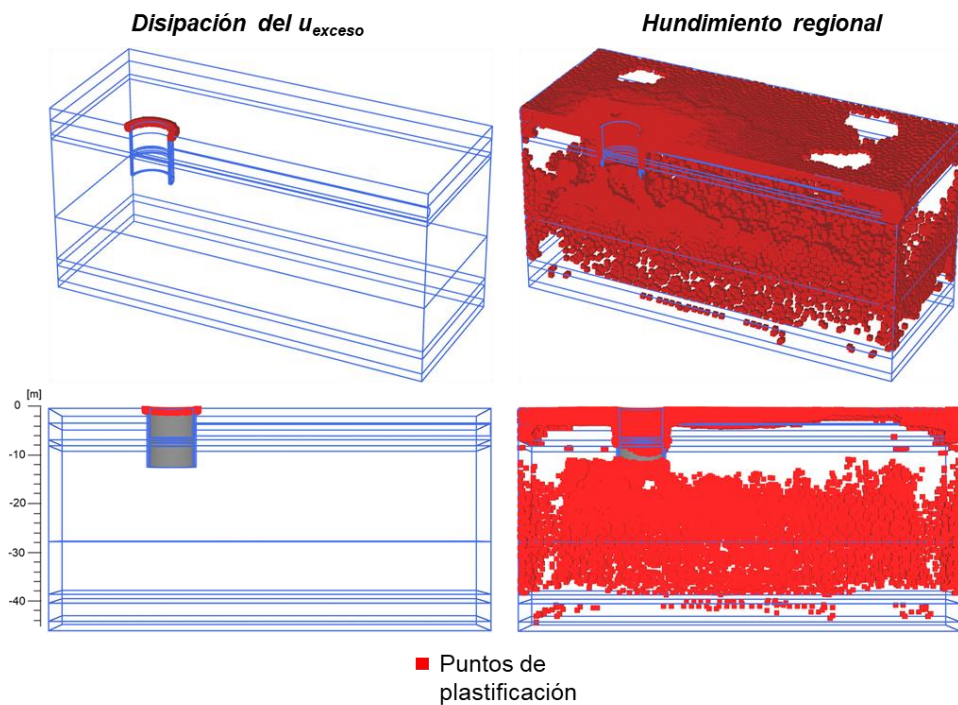


Figura 3.75 Ubicación de los puntos de plastificación de la lumbrera L1-A sin conexión en el largo plazo.

En la *Figura 3.75*, se muestra en color rojo, la ubicación de los puntos de plastificación, para el caso de la disipación del u_{exceso} , los puntos de plastificación se ubicaron en el terreno aledaño a la parte superficial del muro, en cuanto a la etapa del hundimiento regional se puede apreciar una gran cantidad de puntos, sin embargo, estos se deben al proceso de hundimiento regional, por lo que no representan un riesgo de falla.

En la *Figura 3.76*, se observa la distribución de la fuerza normal, en la cual se puede distinguir que el principal cambio se presenta en el hundimiento regional, ya que existe un incremento considerable en esta última etapa.

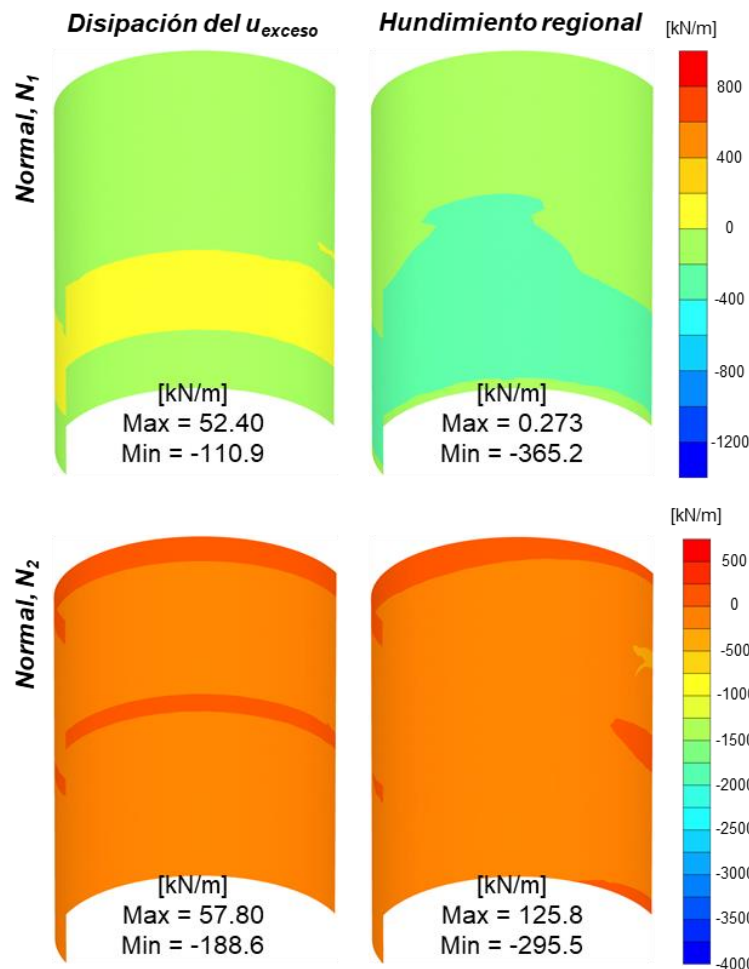


Figura 3.76 Fuerza normal del muro sin conexión en el largo plazo.

Respecto a la fuerza cortante (*Figura 3.77*), se observa que la distribución y aumento de magnitud se mantiene, sin embargo, el momento (*Figura 3.78*) aunque también mantiene su comportamiento, este tuvo una disminución en su magnitud al llegar al hundimiento regional.

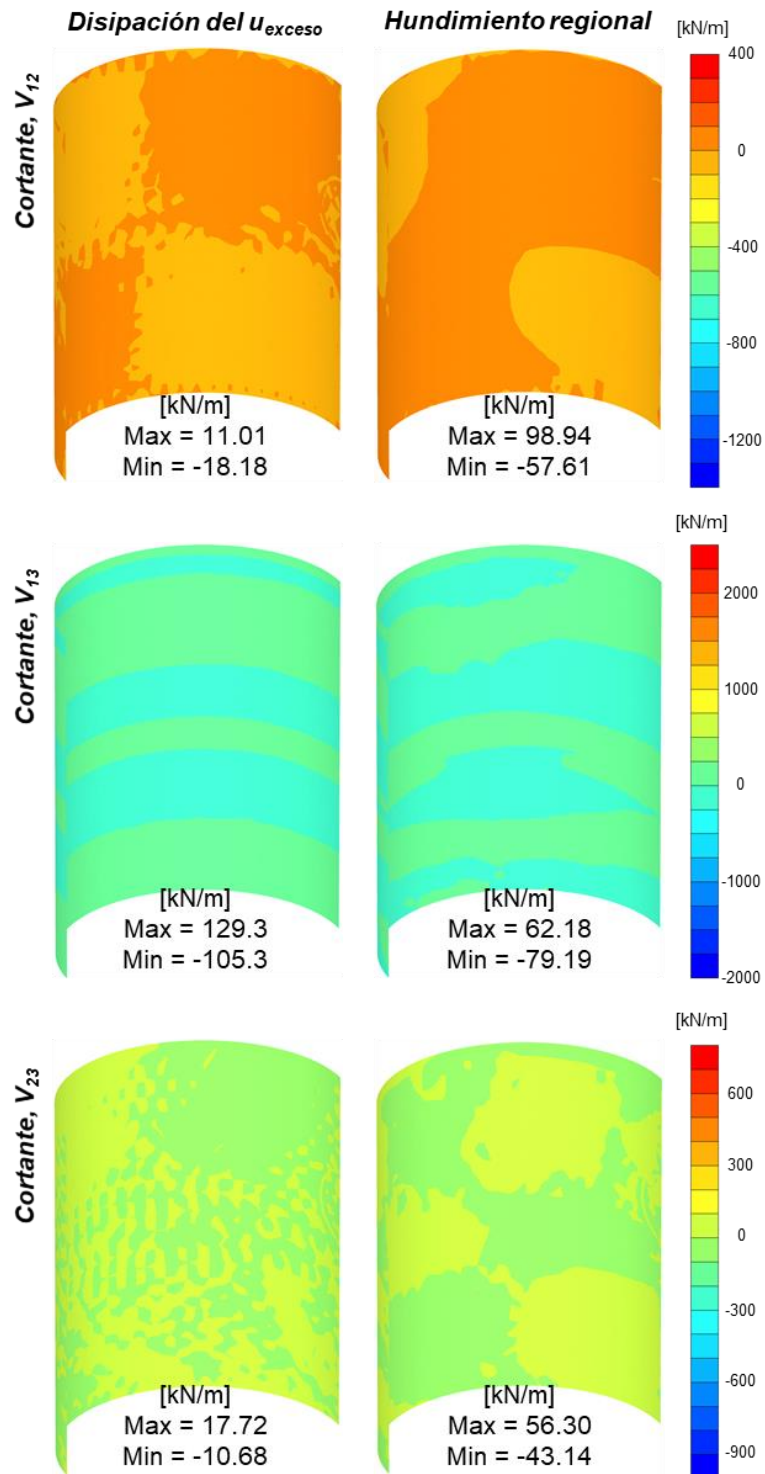


Figura 3.77 Fuerza cortante del muro sin conexión en el largo plazo.

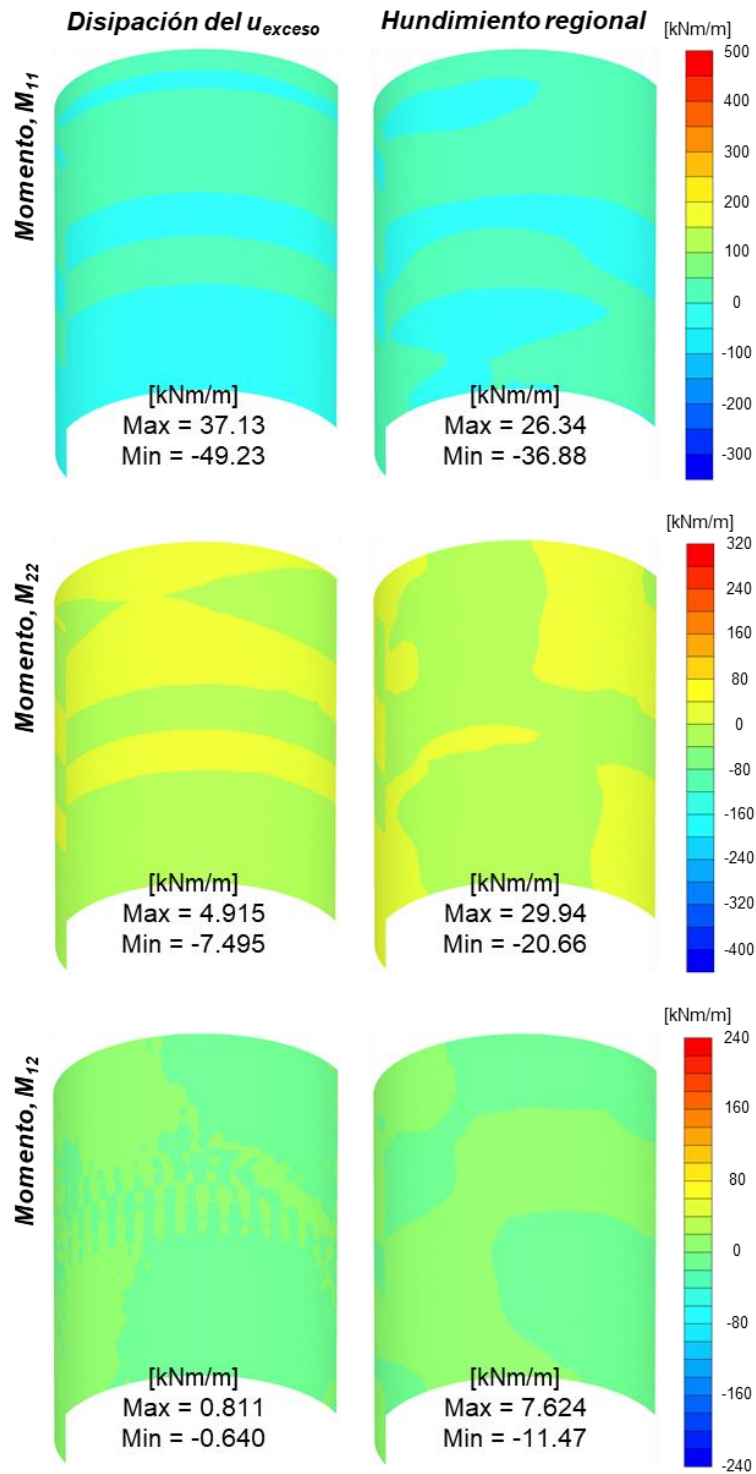


Figura 3.78 Fuerza normal del muro sin conexión en el largo plazo.

En la *Figura 3.79*, se muestran las distribuciones de la fuerza normal de la losa, las cuales tienen cierto parecido en sus magnitudes debido a que se revisan los dos sentidos de la losa, asimismo, en la fuerza cortante (*Figura 3.80*), se puede notar que conforme se llega al hundimiento regional la magnitud de las fuerzas disminuye.

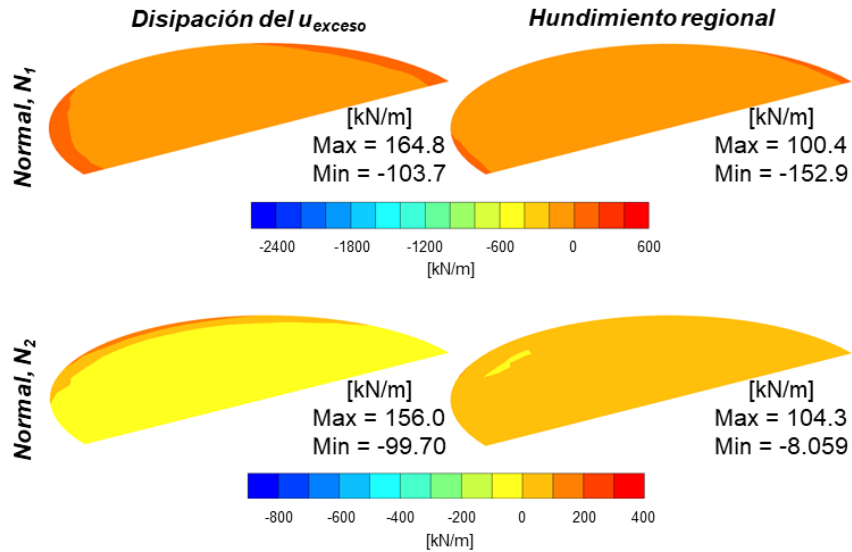


Figura 3.79 Fuerza normal de la losa sin conexión en el largo plazo.

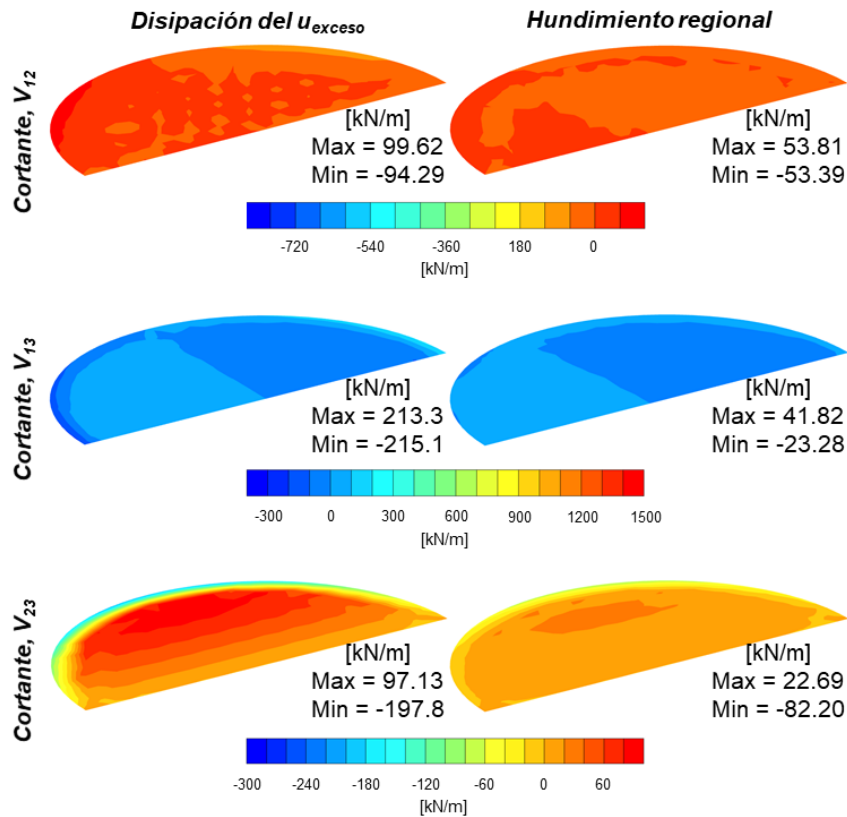


Figura 3.80 Fuerza cortante de la losa sin conexión en el largo plazo.

En la *Figura 3.81*, se muestran los momentos de la losa, es notorio que el M_{11} y M_{22} , tienen un gran parecido en su magnitud y distribución, ya que al no existir algo que afecte la simetría en la que se desarrolla este elemento mecánico, la distribución del momento sobre los dos sentidos principales de la losa tiende a ser el mismo, incluso si se rotara uno de los dos sentidos, se podría observar aparentemente la misma distribución.

En adición, es observable que, al llegar a la etapa del hundimiento regional, los momentos flexionantes y el torsionante que se ejercían sobre la losa disminuyeron notablemente.

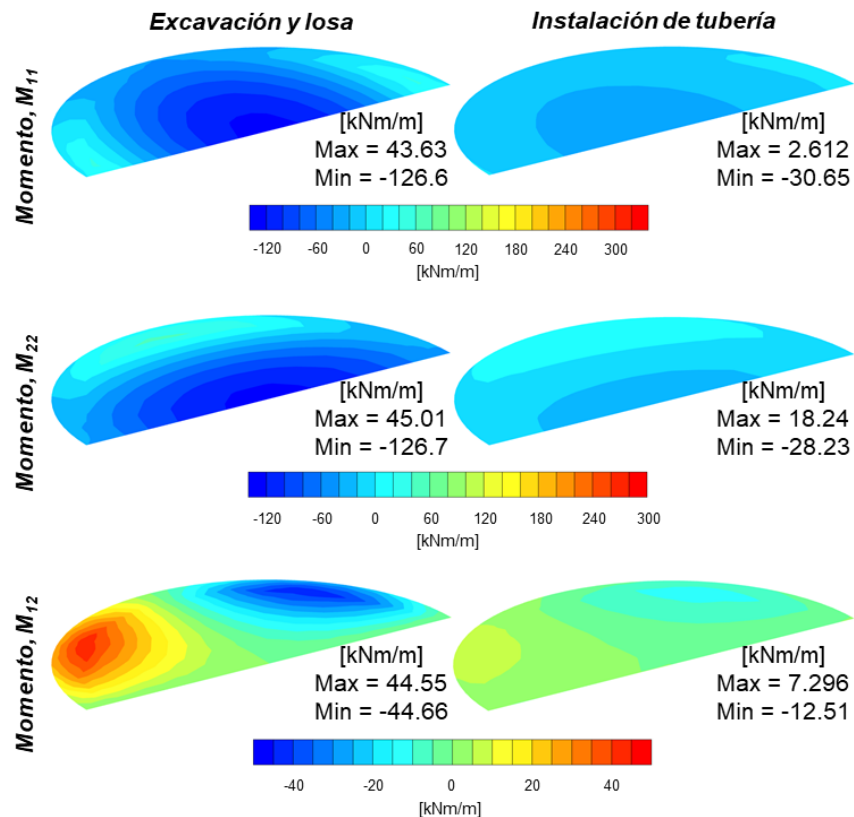


Figura 3.81 Momento flexionante de la losa sin conexión en el largo plazo.

Finalmente, en la *Figura 3.82*, se muestran los esfuerzos desviadores de la losa y el muro, que permiten un comparativo directo con la resistencia del concreto, teniéndose como valor máximo en el hundimiento regional un esfuerzo de 1630 kPa, este no rebasa los 34.33 MPa del concreto.

Los esfuerzos más altos se presentan en la zona inferior del Muro Milán, debido a que la parte inferior del muro está siendo sometida al esfuerzo ejercido por el suelo ocasionado por el hundimiento regional.

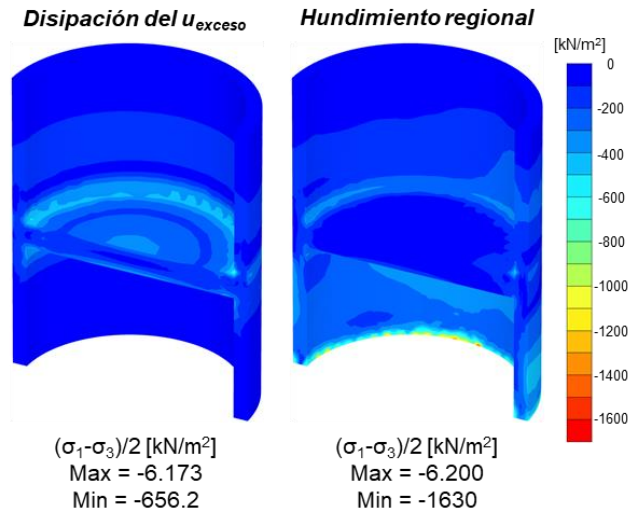


Figura 3.82 Esfuerzos desviadores de las estructuras para el caso sin conexión.

3.5.2.4 Resultados del análisis a largo plazo con conexión

Los resultados obtenidos para esta sección parten de la etapa de excavación y losa, como se muestra en la *Figura 3.58*, por lo cual los desplazamientos ocurridos en la etapa de la disipación del u_{exceso} sólo corresponden a la etapa de excavación y losa, teniéndose valores máximos de 607.2 y -192.6 kPa, sin embargo tuvieron una influencia limitada al presentarse sólo en la parte inferior del muro.

En la *Figura 3.83*, se observa la malla deformada de las etapas correspondientes al largo plazo, en la etapa correspondiente a la consolidación primaria se tuvo una emersión de 0.0199 m. Para el caso del hundimiento regional, el asentamiento tuvo un valor de 9.094 m que tuvo influencia hasta la FAS 4.

En la *Figura 3.84*, se puede apreciar la distribución de los desplazamientos, para el caso de la consolidación primaria, se tuvo una influencia hasta la FAS 3, mientras que en las siguientes etapas se puede notar que la zona central tiene un asentamiento diferente al del demás terreno.

Asimismo, en la distribución del hundimiento regional, se puede notar que la lumbrera emerge de manera asimétrica, ya que una zona de la lumbrera tiene un asentamiento mayor que la otra, por lo tanto, la conexión con el entubamiento genera un efecto sobre la emersión de la lumbrera.

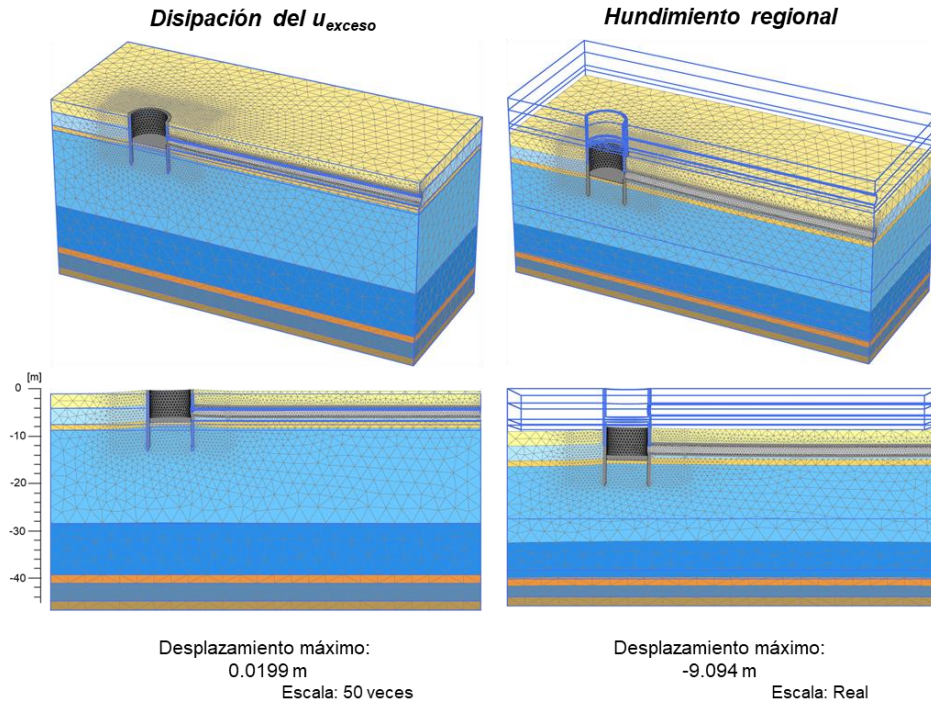


Figura 3.83 Malla deformada de la lumbrera L1-A con conexión en el largo plazo.

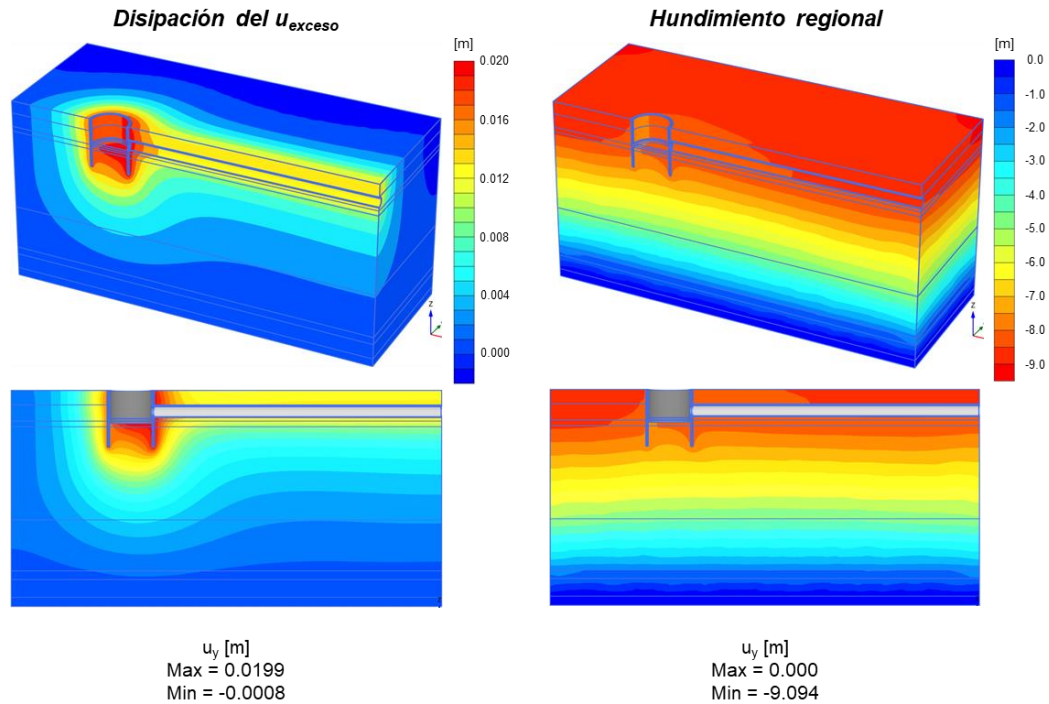


Figura 3.84 Distribución de los desplazamientos de la lumbrera L1-A con conexión en el largo plazo.

En la *Figura 3.85*, se muestran la ubicación de los putos de plastificación, para el caso de la consolidación primaria, los puntos de plastificación se ubicaron en el terreno aledaño a la parte superficial del muro, cuando se convierte la presión de poro el suelo que se encuentra en la superficie de la tubería también se plastifica.

En la etapa del hundimiento regional, se puede notar la gran aparición de puntos de plastificación, sin embargo, su aparición no es instantánea y su aparición no denota la aparición de una superficie de falla, por lo que no existiría riesgo.

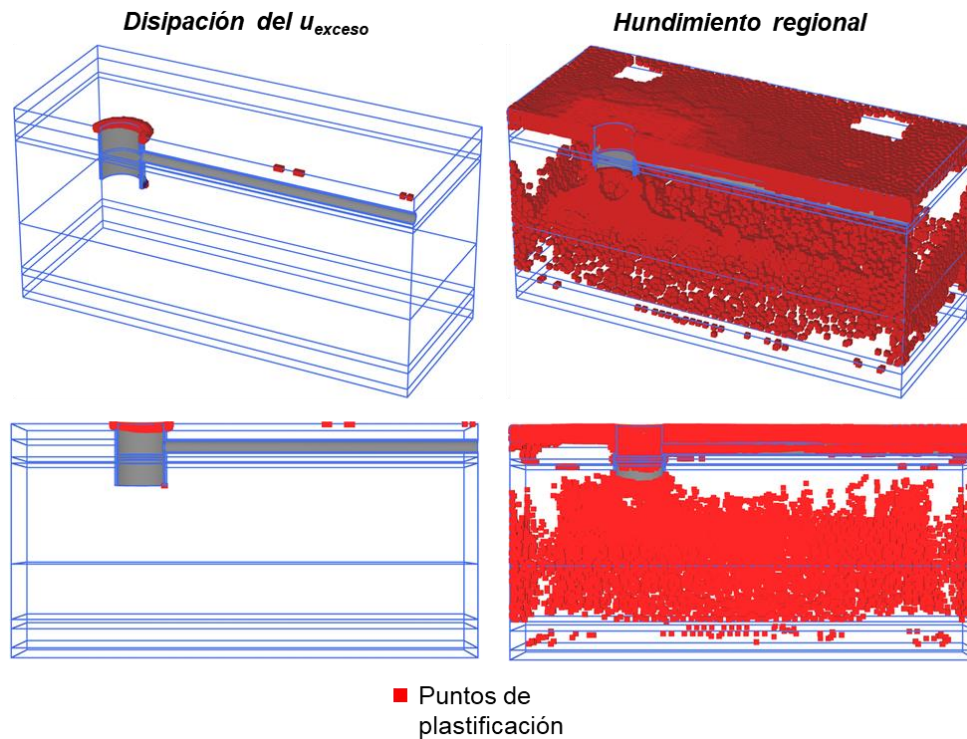


Figura 3.85 Ubicación de los puntos de plastificación de la lumbrera L1-A con conexión en el largo plazo.

En la *Figura 3.86*, se muestran las distribuciones correspondientes a la fuerza normal del muro, es observable el cambio brusco que se presenta al llegar al hundimiento regional, ya que, la zona cercana al entubamiento presenta un cambio significativo, siendo esta donde se presentan los valores máximos de todas las etapas calculadas.

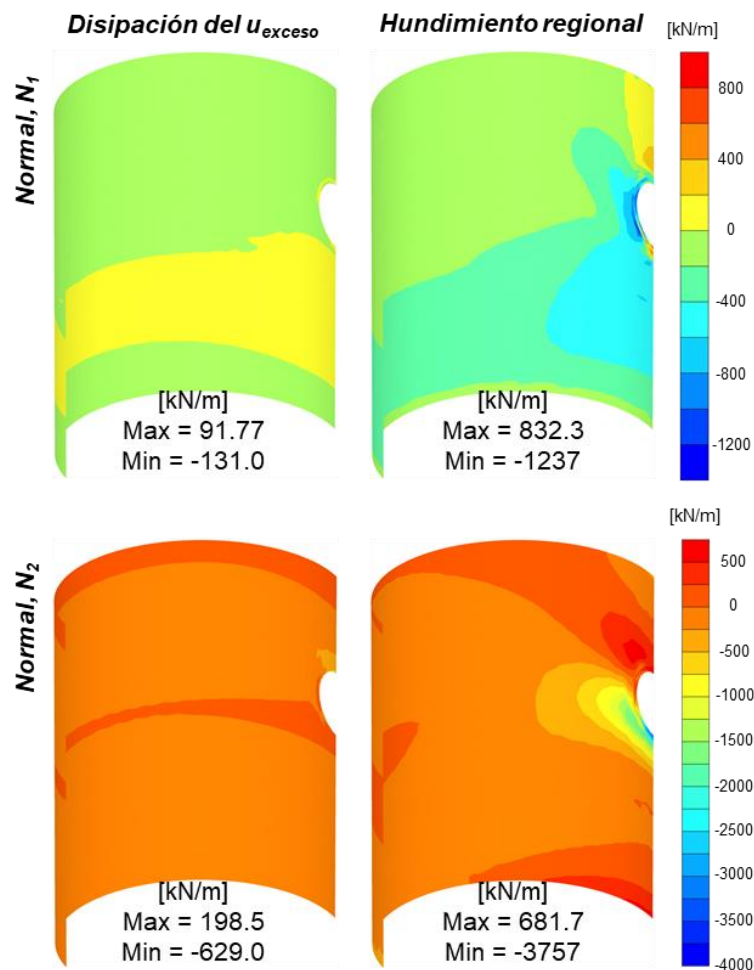


Figura 3.86 Fuerza normal del muro con conexión en el largo plazo.

En la *Figura 3.87* y *Figura 3.88*, se muestran las distribuciones correspondientes a la fuerza cortante y del momento flexionante del muro, en las que se repite el comportamiento mencionado, siendo la etapa final donde se da un incremento significativo de la magnitud y un cambio de la distribución.

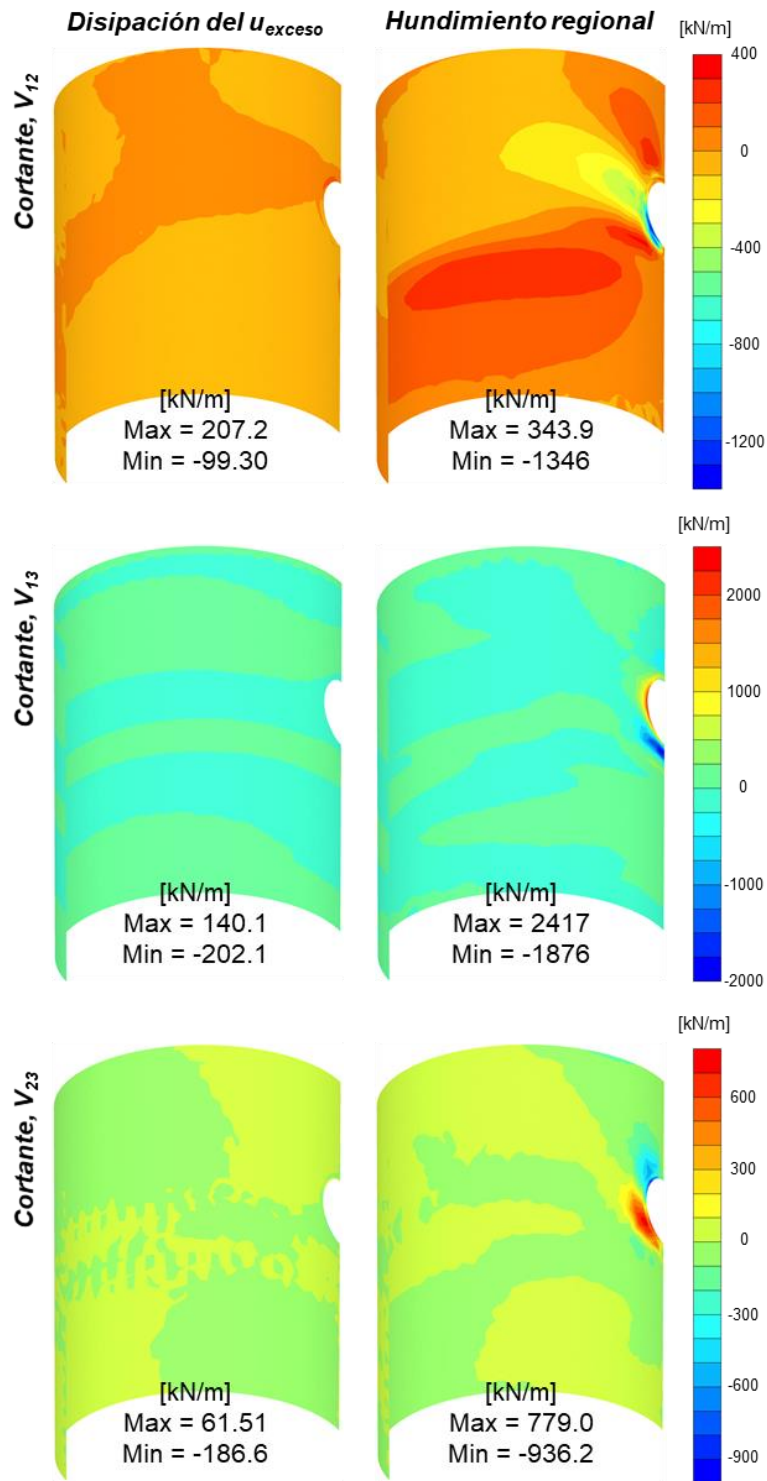


Figura 3.87 Fuerza cortante del muro con conexión en el largo plazo.

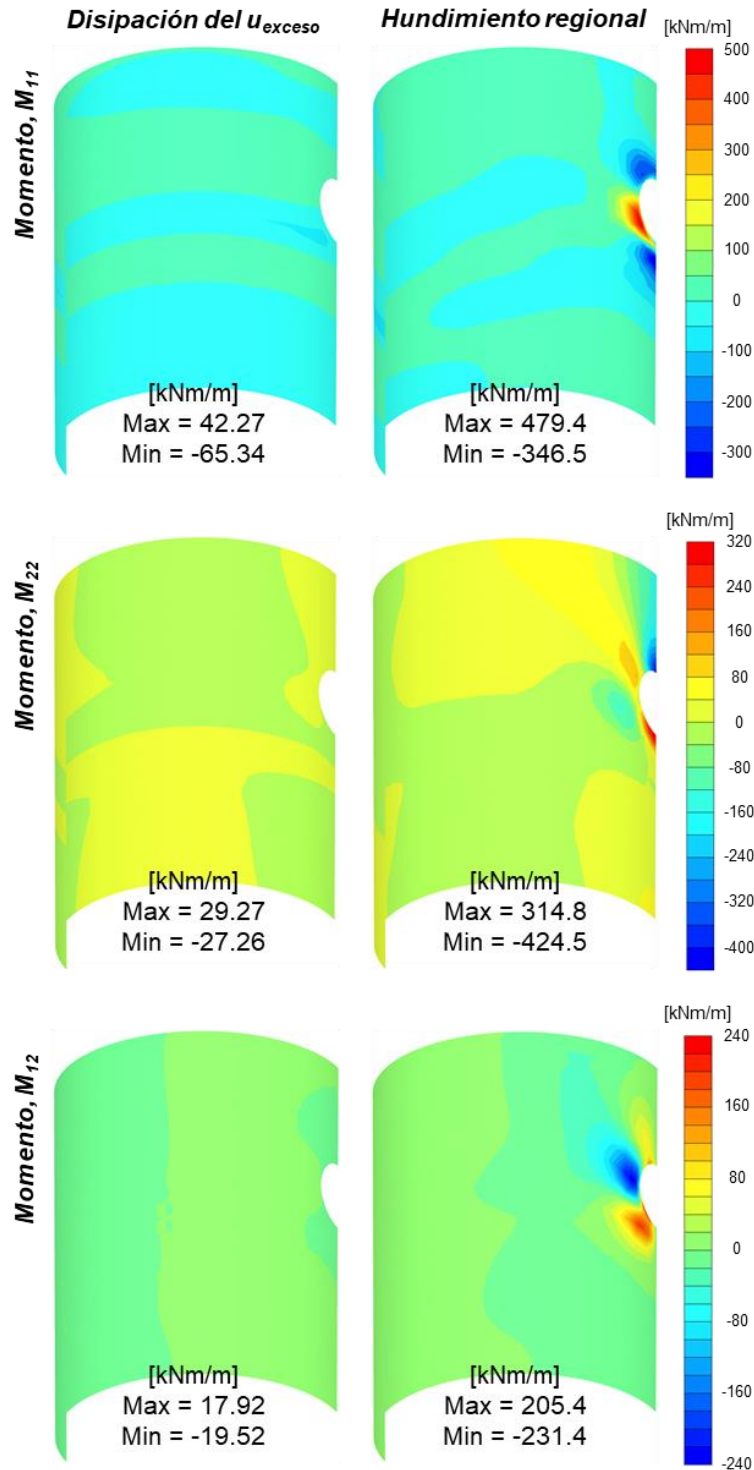


Figura 3.88 Fuerza normal del muro con conexión en el largo plazo.

En la Figura 3.89, se muestran las distribuciones de la fuerza normal en los dos sentidos principales de la losa, en cuyos casos se observa que hasta la etapa del hundimiento regional provoca un incremento de las fuerzas a las que está sometida la losa, debido a que en el lado derecho de la losa está la conexión con el tubo.

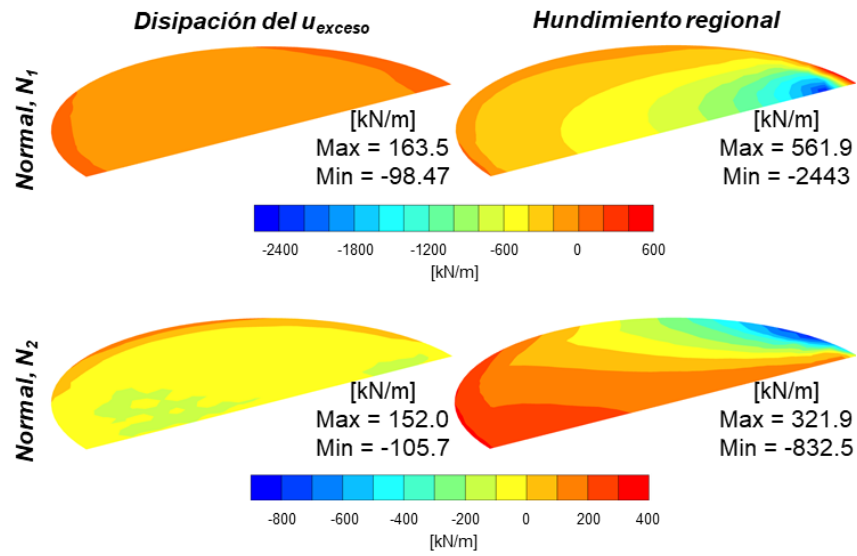


Figura 3.89 Fuerza normal de la losa con conexión en el largo plazo.

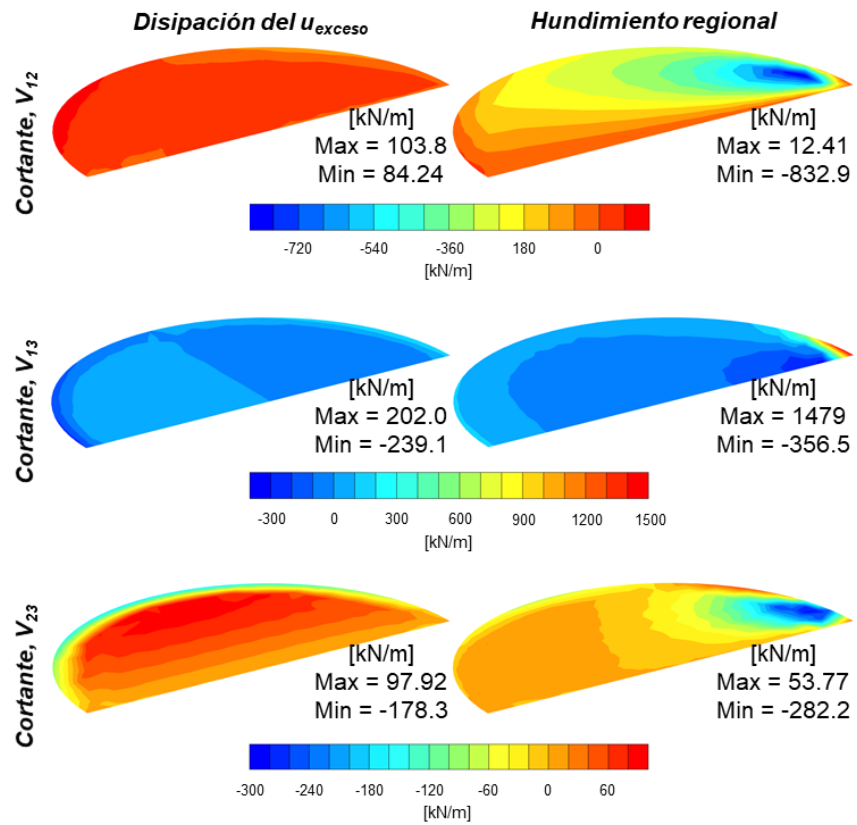


Figura 3.90 Fuerza cortante de la losa con conexión en el largo plazo.

En la *Figura 3.90* y *Figura 3.91*, se presentan las distribuciones correspondientes a la fuerza cortante y al momento flexionante de la losa, el comportamiento ocurrido de etapa a etapa es muy semejante al de la fuerza normal. En las distribuciones de los momentos se aprecian momentos de baja magnitud en la zona alejada a la conexión y viceversa.

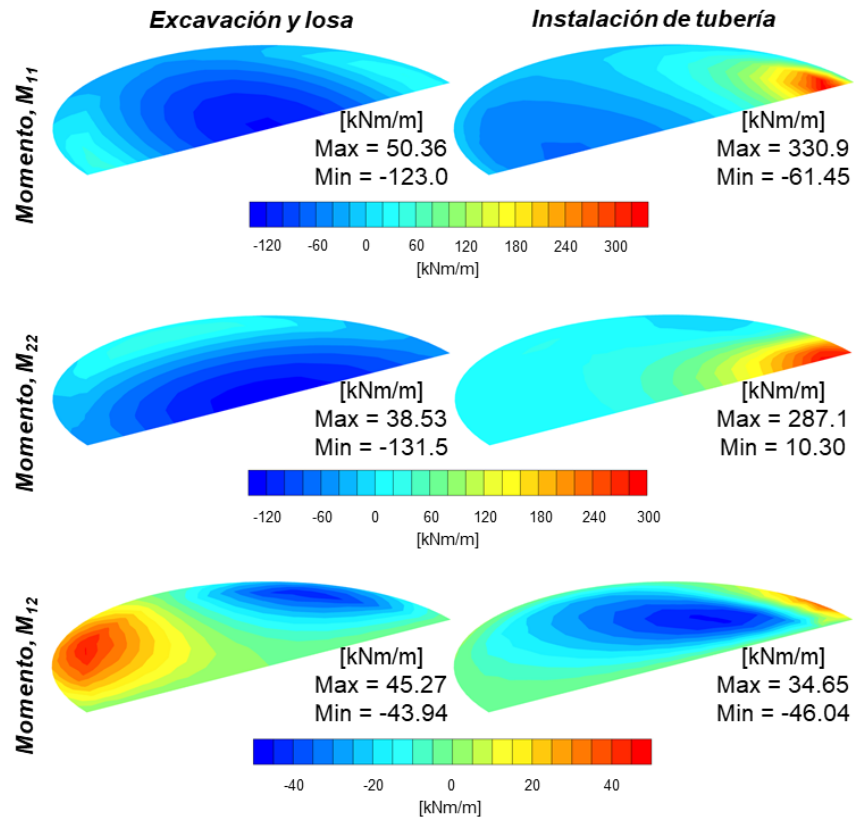


Figura 3.91 Momento flexionante de la losa con conexión en el largo plazo.

De la *Figura 3.92* a la *Figura 3.94*, se muestran las distribuciones de la fuerza normal, fuerza cortante y momento flexionante obtenidas para el entubamiento en las diversas etapas, siendo el hundimiento regional en la que se tuvo un cambio significativo en la zona del lado izquierdo del entubamiento, debido a la conexión que tiene con la lumbrera.

Es importante notar que el efecto que causa el hundimiento regional sobre la estructura es sumamente relevante, ya que, en las primeras etapas del largo plazo, las distribuciones son homogéneas, manteniéndose en los recuadros cercanos al cero en la escala de colores.

Los elementos mecánicos mostraron que la conexión entre la lumbrera y el entubamiento es una zona de especial cuidado, ya que, se presentan valores máximos que deben de tomarse en cuenta para el diseño estructural del elemento.

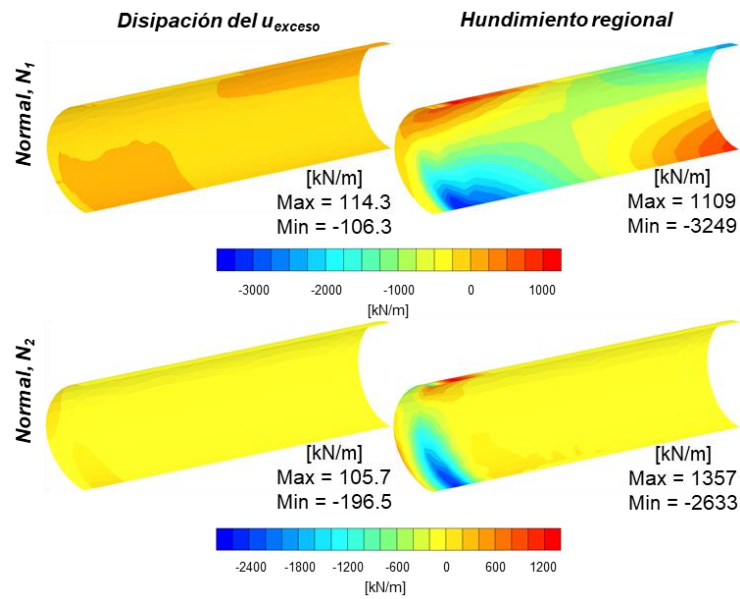


Figura 3.92 Fuerza normal del entubamiento en el largo plazo.

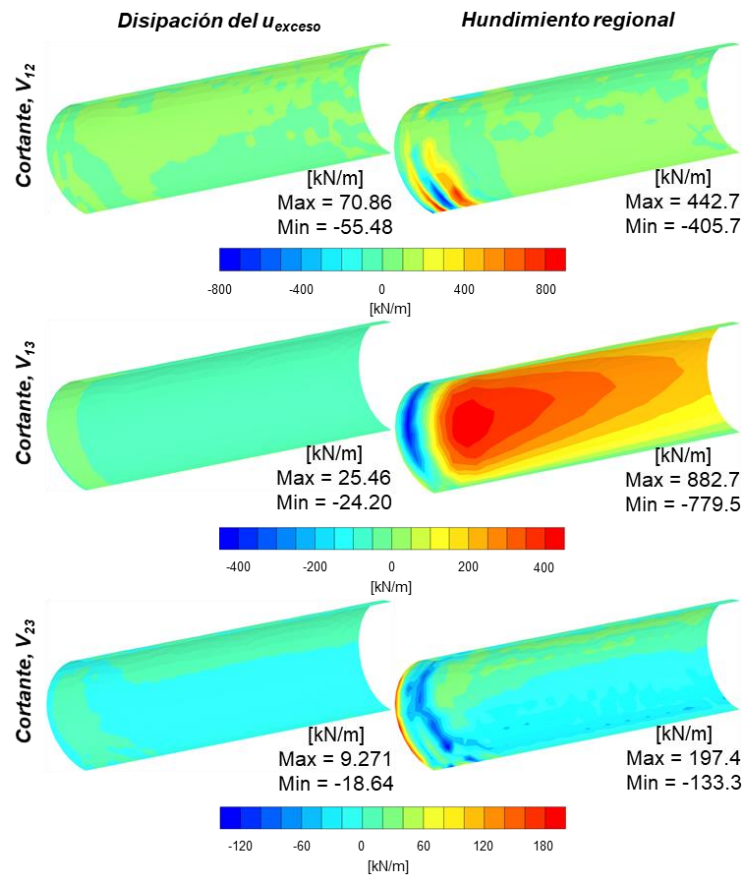


Figura 3.93 Fuerza cortante del entubamiento en el largo plazo.

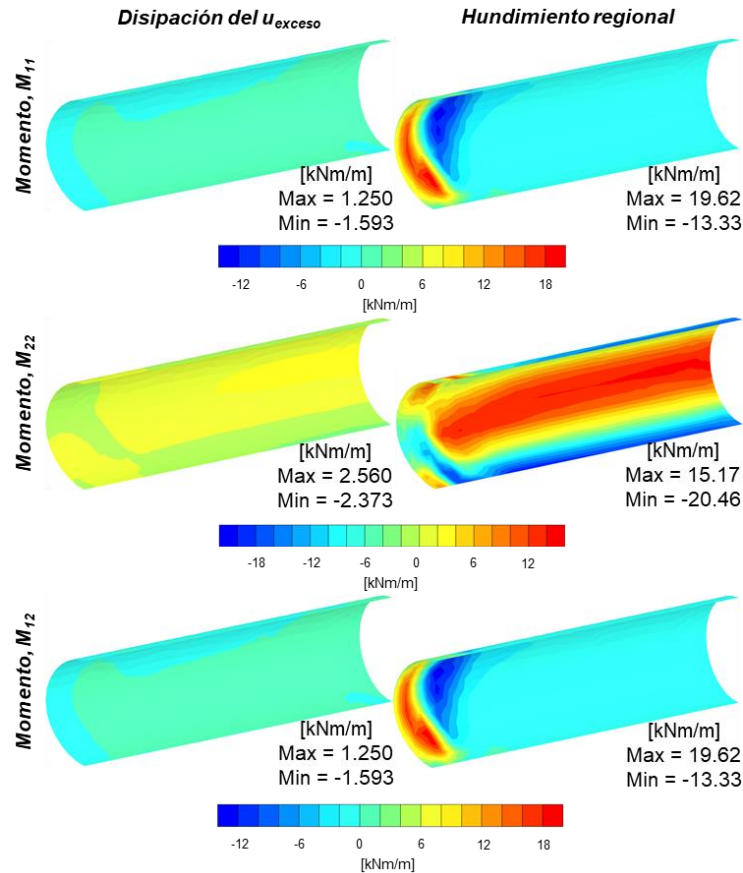


Figura 3.94 Momento flexionante del entubamiento en el largo plazo.

Finalmente, en la Figura 3.95, se muestran los esfuerzos desviadores de la losa y el muro, que permiten un comparativo directo con la resistencia del concreto, teniéndose como valor máximo en el hundimiento regional un esfuerzo de 14.5 MPa, el cual no rebasa los 34.33 MPa del concreto.

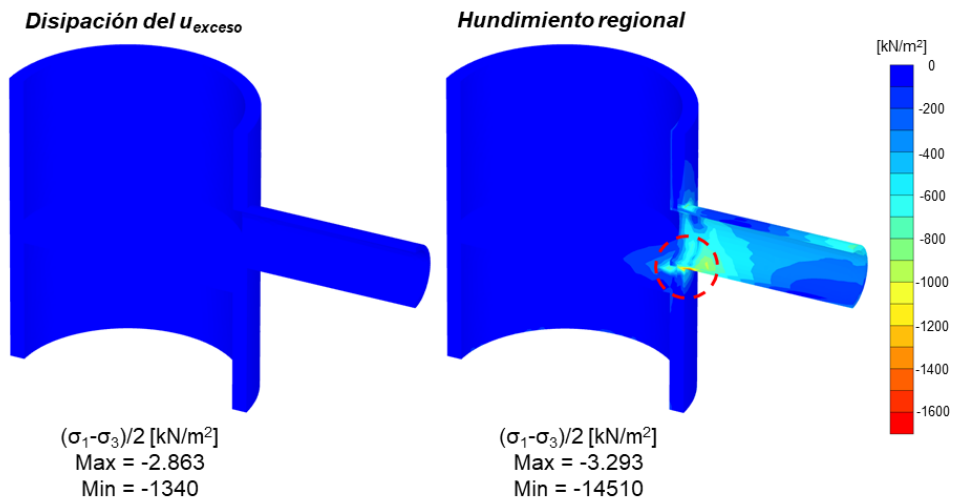


Figura 3.95 Esfuerzos desviadores de las estructuras para el caso con conexión.

3.6 Interpretación de resultados

Caracterización geotécnica

Los sondeos mixtos y los piezoconos de la zona permitieron identificar las capas típicas del subsuelo. Se observó correspondencia entre altos valores de resistencia a la penetración de cono (qc) y bajos valores de contenido de agua (w), y viceversa, con lo cual se identificó en orden descendente una Costra superficial (CS), una Formación Arcillosa Superior (FAS 1), un Lente (L 1), dos Formaciones Arcillosas (FAS 2 y 3), un segundo Lente (L 2) y una cuarta Formación Arcillosa Superior 4 (FAS 4).

Los modelos de distribución espacial de qc y w fueron usados para determinar con mayor precisión las profundidades de cada una de las capas típicas. Dichos modelos mostraron con claridad los cambios del tipo de material (*Figura 3.12*) y de la resistencia de los mismos (*Figura 3.18*), con lo cual los límites entre los lentes y formaciones arcillosas se hacían evidentes.

Los modelos de distribución espacial de esfuerzo de preconsolidación (σ_c) y relación de sobreconsolidación (OCR) no contribuyeron a la determinación de las profundidades de los estratos. El σ_c en general tuvo un aumento en función de la profundidad, a excepción de ciertas zonas en las que hubo aumentos influenciados por contribuciones de los materiales de los lentes.

Respecto al modelo del OCR , se observó que en general el suelo se encuentra sobreconsolidado y solo en ciertas zonas a lo largo del cadenamamiento se encontraron normalmente consolidadas. Asimismo, es importante considerar que los valores de OCR son muy sensibles a cambios en la presión de poro, por lo tanto, la precisión en su determinación se ve afectada.

Finalmente, al haber determinado las profundidades de las capas, se pudo realizar una caracterización estratigráfica del subsuelo. Dicho procedimiento permitió conocer los valores promedio de las propiedades índice y mecánicas de la zona, así como elaborar modelos geotécnicos para su empleo en la revisión de la estabilidad de las estructuras.

Fuerzas de hincado

La magnitud de la fuerza fue 103.3 kN/m, cuya mayor contribución se debió a la fuerza por contacto tubo-suelo. Dicha fuerza fue más de 4 veces la debida al peso propio de la tubería. La fuerza calculada iría aumentando al avanzar en la hincada de la tubería, sin embargo es importante recordar que los valores calculados están en función de la variación de las propiedades por zona.

Cálculo analítico de la lumbrera L1-A

Las revisiones de la estabilidad de la lumbrera fueron en su mayoría satisfactorias, sin embargo, la falla de fondo por cortante, por supresión y extrusión no se cumplieron. Respecto al cortante, el factor de seguridad obtenido fue de 1.44, mientras que el recomendado es de 1.5, por lo cual, se podría aceptar por ser mayor a la unidad, caso contrario, se podría evaluar con otro método constructivo que aumente dicho factor.

El factor de seguridad por falla de sub-presión resultó menor a 1, siendo que el valor recomendado es de 2. Dicha factor se podría aumentar considerando un bombeo que disminuya la presión de poro de 109.87 kPa a 52.72 kPa, con lo que se obtendría el valor recomendado.

Las revisiones por extrusión indicaron que el factor de seguridad requerido se cumple hasta una profundidad de 2 m. A medida que aumenta la profundidad el factor de seguridad decrece, por lo tanto, una estricta revisión en la calidad del proceso constructivo del muro Milán es necesaria, sin embargo, es recomendable la elección de otro método que brinde mayor seguridad.

El análisis por sobrecompensación y el cálculo de los desplazamientos de la lumbrera indicaron que esta emergería. La presión de sobrecompensación fue de 6.20 kPa, dicho valor no rebasa los 10 kPa permitidos en las NTC-DCC-RCDF-2017. Asimismo, la suma de los desplazamientos elásticos y diferidos fueron de 0.1269 m, dicha emersión se encuentra en el rango permitido en las normas.

Cálculo analítico del túnel

Los desplazamientos radiales y circunferenciales fueron menores a 0.01, por lo tanto, cumplen al no rebasar el 1% del diámetro del túnel (MDOC-CFE, 2018). Asimismo, se obtuvieron valores de la normal, cortante y momento que actuarían en la interfaz terreno revestimiento.

Los valores obtenidos de elementos mecánicos sólo muestran un panorama de la magnitud de dichas fuerzas. El considerar dichas fuerzas y momentos como valores actuantes definitivos sobre el túnel sería incorrecto, ya que, tales valores son determinados por la parte estructural.

Los cambios ocurridos de los resultados del corto como del largo plazo, no presentaron cambios significativos. Los desplazamientos del largo plazo, continuaron sin exceder los 0.0256 m recomendados, mientras que las fuerzas y momentos conservaron su comportamiento.

La revisión de la estabilidad en el frente tuvo un factor muy aproximado, pero menor al 1.5 recomendado. Debido a esta condición, se determinó una presión de 1.26 kPa necesaria para evitar una chimenea, asimismo, se estableció que el rebasar una presión de 174.24 kPa para el hincado podría generar un blow up.

Los asentamientos en la superficie fueron de baja magnitud al no rebasar los 0.10 m. El desplazamiento inmediato debido a la construcción del túnel fue de 0.0049 m, mientras que el asentamiento total esperado sería de 0.06 m, y al no ser una zona urbanizada, no se tendrá un efecto dañino.

Cálculo numérico de la sección del entubamiento

El asentamiento del túnel obtenido del análisis numérico fue del mismo orden de magnitud que el calculado analíticamente. El desplazamiento fue de 0.0265 m, mientras que el analítico fue de 0.06 m. De acuerdo a la distribución de los desplazamientos, estos tuvieron su mayor efecto hasta el principio de la FAS 3.

El análisis a largo plazo mostró que el terreno tendría un asentamiento de 10.70 m, si existiera un abatimiento total de la presión de poro. En la *Figura 3.53*, se puede observar en la malla deformada que el mayor asentamiento se tuvo en el centro de la sección.

Los puntos de plastificación sólo aparecieron en la etapa del hundimiento regional. Dichos puntos no describieron ninguna superficie de falla y su aparición se debe al tipo de modelo constitutivo usado y a las condiciones de frontera empleadas para el modelado.

Los diagramas de elementos mecánicos tanto del corto como del largo plazo fueron muy parecidos a los calculados analíticamente. Dichas fuerzas y momentos obtenidos se encuentran en el mismo orden de magnitud y mantienen la misma distribución, lo que muestra coherencia entre lo analítico y lo numérico.

Cálculo numérico de la lumbrera L1-A sin y con conexión

La emersión de la lumbrera tuvo una buena aproximación con el valor calculado analíticamente. El valor obtenido del cálculo numérico en el corto plazo indicó que la lumbrera tendría una emersión de 0.0205 m, mientras que analíticamente el valor fue de 0.0394 m.

La construcción del entubamiento tuvo muy poca influencia en la emersión de la lumbrera. El análisis numérico mostro que la lumbrera había emergido 0.0205 m, y al construir el entubamiento el valor creció a 0.0257 m. Dicho aumento fue de baja magnitud y provocó una asimetría en los desplazamientos de las estructuras (*Figura 3.62*).

Los puntos de plastificación del corto plazo se presentaron solo en la etapa del muro Milán. La ubicación de los puntos no describe una superficie de falla, por lo que su aparición se debe principalmente a los valores del modelo constitutivo empleado.

Los elementos mecánicos del muro tuvieron notorios cambios en las etapas correspondientes al corto plazo. El primer cambio se presenta a la altura de lo losa, debido a la excavación y construcción de la losa, mientras que el segundo se concentró en la zona de contacto con el entubamiento.

En los diagramas de la losa, la variación en la distribución provocada por la construcción del entubamiento no se puede observar a simple vista. Dicha variación no es perceptible como en el caso del muro, ya que la magnitud de la interacción no es suficiente para modificar la distribución de elementos mecánicos.

Las distribuciones obtenidas para el entubamiento en el corto plazo presentan valores extremos en la zona de contacto con el muro. Los elementos mecánicos muestran una notoria afectación por la interacción debido a que se encuentran sujetos a diferentes condiciones de interacción.

Los elementos mecánicos obtenidos dan un panorama del orden de magnitud de los valores reales. Los valores de fuerzas y momentos resultantes no pueden ser considerados como definitivos, puesto que no consideran las condiciones estructurales reales a las que se verán sujetas las estructuras.

El entubamiento no tiene un efecto significativo en los desplazamientos obtenidos para la etapa del Hundimiento regional. El asentamiento de la lumbrera sin conexión fue de 9.084 m, mientras que con conexión fue de 9.094 m, por lo tanto la diferencia no es relevante.

En ambos casos, la lumbrera mantuvo su emersión aun cuando todo el terreno se asentó 9 m, aproximadamente. En las distribuciones de los desplazamientos en ambos casos, se puede notar que el terreno circundante tiene un valor de desplazamiento mayor que el que tiene la lumbrera.

Los elementos mecánicos de la lumbrera con conexión en la etapa de Hundimiento regional tuvieron los valores más altos. En ambos casos, con y sin conexión, se pudo apreciar un aumento significativo de la magnitud de los elementos mecánicos, sin embargo, la conexión tuvo los valores más altos al estar sujeta a los movimientos del terreno.

En ambos casos, con y sin conexión, los esfuerzos desviadores no rebasaron la resistencia del concreto. En el caso sin conexión, el valor máximo fue de 1.63 MPa en la base del muro de la lumbrera, por otro lado, en el caso con conexión, el valor fue de 14.5 MPa en la conexión, dichos valores no rebasaron la resistencia de 34.33 MPa del concreto.

Un grupo de estructuras someras como las descritas resistirían satisfactoriamente las condiciones tanto de un corto como de un largo plazo. Los esfuerzos desviadores de las estructuras permiten realizar un comparativo directo con la resistencia del concreto, y así obtener un buen panorama de la resistencia de las estructuras poco profundas.

4. CONCLUSIONES

- El presente trabajo aplicó una metodología que permitió determinar el comportamiento de túneles de mediano diámetro a poca profundidad. Los resultados se obtuvieron a partir de una caracterización detallada del subsuelo y de cálculos analíticos y numéricos.
- A partir de la información obtenida por medio de sondeos mixtos y piezoconos, se identificó una estratigrafía conformada por una costra superficial y cuatro formaciones arcillosas intercaladas con dos lentes de materiales limo-arenosos.
- Se elaboraron modelos de distribución de las propiedades q_u y w , con los que se determinó de manera más precisa las profundidades de cada estrato a lo largo del cadenamiento, mejorando la calidad de la caracterización y de los modelos geotécnicos.
- El método constructivo considerado fue el de hincado de tubería con microtuneladora. La magnitud de las fuerzas de fricción desarrolladas en la tubería, deben considerar la variación espacial de las propiedades del modelo geotécnico obtenido. Para una distancia inicial de 200 m, la magnitud del empuje de hincado fue de aproximadamente 20 MPa. Dichas fuerzas se deben en mayor y en menor medida al contacto tubo-suelo y al peso propio de la tubería, respectivamente. El peso propio de la tubería representó únicamente la quinta parte de las fuerzas de fricción totales.
- Para el caso de estudio, la revisión de la estabilidad de la lumbrera (construida por el método de muro Milán), no cumple con los factores de seguridad correspondientes a las fallas de fondo, sub-presión y extrusión. Sería recomendable reconsiderar el desplante de los muros Milán para evitar la falla de fondo tanto por cortante como por subpresión; además de establecer un control de calidad suficientemente estricto para asegurar la verticalidad de los muros y minimizar el riesgo de extrusión de los materiales arcillosos.
- Durante la revisión de la estabilidad del frente del túnel, se obtuvieron presiones relativamente bajas (2 y 175 kPa, aproximadamente), para evitar los efectos tipo “chimenea” y “blow up”, respectivamente. Considerando las presiones de empuje (20 MPa), podría ser recomendable considerar menores distancias entre estructuras de empuje. Lo anterior permite verificar que túneles someros construidos en este tipo de suelos son susceptibles de presentar desplazamientos ascendentes; por tanto, es indispensable llevar un control y tomar medidas que pueden mitigar los efectos en estructuras circundantes.
- Las convergencias que se calcularon analítica y numéricamente, para la sección del entubamiento tanto a corto como a largo plazo, fueron de 0.01 m aproximadamente. Este valor es menor al 1% recomendado; por tanto, el entubamiento cumple la especificación relativa a dicha convergencia.

- Las emersiones de la lumbrera calculadas analítica y numéricamente fueron de 0.10 y 0.02 m, respectivamente. Estos resultados difieren debido a las consideraciones implícitas de las herramientas de cálculo utilizadas, pero permiten concluir que este efecto no representa un problema para la estructura, ya que las especificaciones consideradas (NTC-DCC-RCDF, 2017), permiten emersiones de hasta 0.30 m.
- Las distribuciones de desplazamientos para los casos sin y con conexión, muestran que la conexión hace que la emersión de la lumbrera sea asimétrica. El hundimiento regional del terreno, calculado con las modelaciones 3D, fue de hasta 9 m.
- Los elementos mecánicos calculados analítica y numéricamente fueron similares, tanto en su distribución como en su magnitud. Para la condición de abatimiento total de la presión de poro, las fuerzas normales tuvieron incrementos de hasta 20 kN/m, respecto al corto plazo. En cuanto a las fuerzas cortantes y momentos, estos mismos incrementos fueron de 2.5 a 4 veces, respectivamente.
- Los elementos mecánicos del muro, losa y entubamiento fueron máximos en la etapa del hundimiento regional, cuando la lumbrera tiene conexión con el entubamiento. En la conexión túnel-lumbrera se observó lo siguiente:
 - Las fuerzas normales en el muro tanto de compresión como de tensión fueron de 4 y 1.5 MN/m, respectivamente; las fuerzas cortantes máximas fueron 2.5MN/m y los momentos de 0.5 MNm/m.
 - En el entubamiento, las fuerzas normales tanto de compresión como de tensión fueron de 3.5 y 1.5 MN/m; el cortante máximo fue de 0.9 MN/m y los momentos 21 kNm/m
 - En zona de la losa más cercana a la conexión, se obtuvieron fuerzas normales, tanto de compresión como de tensión de 2.5 y 0.6 MN/m, respectivamente y, cortantes y momentos máximos de 1.5 MN/m y 0.3 MNm/m, también respectivamente.
- Los elementos mecánicos obtenidos en este trabajo sólo brindan un panorama de la magnitud que pueden alcanzar las fuerzas y momentos. El calor correcto de dichos elementos debe obtenerse a partir de cálculos iterativos utilizando modelaciones geotécnicas y estructurales
- El cálculo de esfuerzos desviadores permite identificar posibles zonas de falla en los elementos estructurales, al compararlos con la resistencia de los materiales. Los esfuerzos de mayor magnitud se obtuvieron en la etapa de hundimiento regional, En el caso de la lumbrera sin conexión se tuvieron esfuerzos desviadores de hasta 1.6 MPa en la base del muro, mientras que para el caso con conexión fueron de hasta 14.5 MPa en la zona inferior de la conexión. La resistencia del concreto considerada para las estructuras fue de

34.33MPa; por tanto, los esfuerzos alcanzados en ambos casos serían soportados satisfactoriamente por la estructura.

- Se realizaron modelaciones numéricas para determinar las dimensiones adecuadas de los límites de la malla de elementos finitos utilizada. Se consideró una longitud de entubamiento adecuada para representar el efecto del brazo de palanca, que causa la representación numérica del hundimiento regional sobre la conexión. Algunas recomendaciones encontradas en la literatura sugieren que estas dimensiones sean únicamente 2 o 3 veces el ancho de la lumbrera. En este trabajo, para que las condiciones de frontera de la malla no afectaran las modelaciones de la conexión lumbrera-entubamiento, fue necesario que dichas dimensiones superaran 6 veces el ancho de la lumbrera.
- Finalmente, los resultados mostraron que en general, el comportamiento de la lumbrera con conexión al entubamiento, tendrá un buen comportamiento tanto a corto como a largo plazo. Se recomienda seguir las recomendaciones dadas anteriormente para garantizar la seguridad principalmente de las fallas por cortante y subpresión.

REFERENCIAS

- Auger boring (2018). *The International Society for Trenchless Technology*. [Citado 2018-01-18] Recuperado de: <http://www.istt.com/guidelines/auger-boring>
- Auvinet, G. (2002). *Uncertainty in Geotechnical Engineering/Incertidumbre en Geotecnia*. Sixteenth Nabor Carrillo Lecture/Decimosexta Conferencia Nabor Carrillo. Publicación especial (Libro bilingüe English/Español) de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.
- Barranco, A. (2016). *Caracterización geotécnica del subsuelo de la zona sur del Valle de México con aplicación a una obra de infraestructura* (Tesis de licenciatura). UNAM, Ciudad de México, México.
- Benefits of trenchless (2016). *World Trenchless Day* [Citado 2018-01-16] Recuperado de: <http://www.worldtrenchlessday.org/benefits-of-trenchless>
- Berlanga, J. y Obregón, J. (1981). *Geoestadística*. Notas del curso de Geoestadística, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Chamorro, O. (2005). *Análisis de los movimientos del terreno producidos por la excavación mecánica del túnel de la L9 en la zona de Santa Coloma de Gramene* (Tesina). UPC, Cataluña, España.
- Chapman, D., Metje, N. y Stärk, A. (2010). *Introduction to Tunnel Construction*. Spon Press. New York, USA.
- Chapra, S. y Canale, R. (1987). *Métodos numéricos para ingenieros, con aplicaciones en computadoras personales*. Mc. Graw Hill, México.
- COMECOP (2007). *Manual de Datos Técnicos. Tubería de Concreto Reforzado con Junta Hermética*. COMECOP, Hidalgo, México.
- Comisión Federal de Electricidad (2018). Manual de diseño de obras civiles, Capítulo B.5.1 *Túneles y lumbreras en suelos*, Ciudad de México, México.
- Compaction method (2015). Aaron Enterprises INC. [Citado 2019-01-18] Recuperado de: <http://aaronenterprises.com/7.html>
- Concrete Pipe Association of Australasia (2013). *Jacking Design Guidelines*. Australia.
- Conducciones y vías (2008). *Método de ejecución de hinca de tubería por el procedimiento de escudo abierto con equipo de empuje a presión*. Córdoba, España.
- Das, B. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Thomson Learning, California, EUA.
- Damy, J. y Casales, C. (1985). *Soil stresses under a polygonal area uniformly loaded*. Committee of XI ICSMFE, Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. A.A.Balkema, San Francisco, EUA.
- Delgado, M. (2017). *Análisis geoestadístico multivariable de las propiedades geotécnicas del subsuelo lacustre del Valle de México* (Tesis de maestría). UNAM, Ciudad de México, México.
- Einstein, H. y Schwartz, C. (1979). *Simplified analysis for tunnel supports*. Journal of the engineering division, ASCE. Recuperado de: https://www.researchgate.net/profile/Alireza_Rashidel/post/Hello_i_want_as

- k_you_about_whats_the_best_empirical_and_analytical_methods_to_tunnel_support_design_in_soil/attachment/5a7038de4cde266d58875979/AS%3A588429905645569%401517304030319/download/SIMPLIFIED+ANALYSIS+FOR+TUNNEL+SUPPORTS.pdf
- Gobierno de la Ciudad de México (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, Mexico.
- Gobierno de la Ciudad de México (2017). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, México.
- Horizontal directional drilling (2018). *The International Society for Trenchless Technology*. [Citado 2018-01-17] Recuperado de: <http://www.istt.com/guidelines/horizontal-directional-drilling-hdd>
- Hoyo, J. y Romana, M. (2015). *La tecnología del Pipe Jacking, ventajas sobre los túneles de dovelas de mediano diámetro*. Obras Públicas. Recuperado de: <https://www.interempresas.net/ObrasPublicas/Articulos/148004-La-tecnologia-del-pipe-jacking-Ventajas-sobre-los-tuneles-de-dovelas-de-mediano-diametro.html>
- Impact moling (2018). *The International Society for Trenchless Technology*. [Citado 2019-01-18] Recuperado de: <http://www.istt.com/guidelines/impact-moling>
- Impact moling (2018). *Trenchlesspedia* [Citado 2018-01-18] Recuperado de: <https://www.trenchlesspedia.com/definition/2301/impact-moling>
- INDSTT (2018). *What is Trenchless Technology* [Figura] Recuperado de: <http://www.indstt.com/tt.html>
- Juárez, E. y Rico, A. (1978). *Mecánica de Suelos*. Tomo II, Limusa, Ciudad de México, México.
- Juárez, M. (2015). *Análisis Geoestadístico del Subsuelo de la zona lacustre del Valle de México* (Tesis de doctorado). UNAM, Ciudad de México, México.
- Juárez, M. (2000). *Aplicación de la Geoestadística a la Descripción del Subsuelo del Valle de México* (Tesis de maestría). ESIA-UZ-IPN, México.
- Kayson INC (2018). *An Introduction to Pipe Jacking* [Figuras] Recuperado de <https://www.kayson-ir.com/documents/English/pipejacking.pdf>
- Krige, D. (1962). *Statistical application in mine valuation*. J. Institute Mine Survey, South Africa.
- Loganathan, N. y Poulos, H. (1998). *Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/245293798_Analytical_Prediction_for_Tunneling-Induced_Ground_Movements_in_Clays
- Marsal, R. y Mazari, M. (1969). *El subsuelo de la Ciudad de México*. Facultad de Ingeniería Tomo I y II, UNAM, Ciudad de México, México.
- Martínez, J. (2017). *Procedimiento de excavación con microtuneladora: Antecedentes y nuevas tecnologías* (Tesina). UNAM, Ciudad de México, México.

- Matheron, G. (1965). *Les variables généralisées et leur estimation*. Masson et Cie, France.
- Milligan, G. y Norris, P. (1992). *Pipe Jacking, Research, Results and Recommendations*. Pipe Jacking Association, Londres, Reino Unido.
- Mínguez, F. (2015). *Métodos de excavación sin zanjas* (Tesis de maestría). E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM), Madrid, España.
- Mooser, F., Montiel, A. y Zúñiga, A. (1996). *Nuevo mapa Geológico de las Cuencas de México, Toluca y Puebla*. Comisión Federal de Electricidad, Ciudad de México, México.
- Orduño, V. (2009). *Confiableidad de lumbreras realizadas por el método de flotación* (Tesis de maestría). UNAM, Ciudad de México, México.
- Pérez, M. (2013). *Distribución de esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel circular y en su revestimiento* (Tesis de Maetría). UNAM, Ciudad de México, México.
- Pipe Jacking Association (1995). *Guide to best practice for the installation of pipe jacks and microtunnels*. Londres, Reino Unido.
- Pipe jacking & utility tunneling (2015). *Aaron Enterprises INC*. [Citado 2018-01-16] Recuperado de: <http://aaronenterprises.com/3.html>
- Pipe ramming (2015). *Aaron Enterprises INC*. [Citado 2018-01-19] Recuperado de: <http://aaronenterprises.com/4.html>
- Pipe ramming (2018). *The International Society for Trenchless Technology*. [Citado 2018-01-19] Recuperado de: <http://www.istt.com/guidelines/pipe-ramming>
- Pipe ramming (2018). *Trenchlesspedia* [Citado 2018-01-19] Recuperado de: <https://www.trenchlesspedia.com/definition/2519/pipe-ramming>
- Ramírez, M. (2013). *Revisión de la estabilidad de una lumbrera en la zona del lago del Valle de México* (Tesis de especialidad). UNAM, Ciudad de México, México.
- Robbins (2018). *Auger Boring Machines* [Figura] Recuperado de: <http://www.therobbinscompany.com/es/neustros-productos/small-boring-machines/small-boring-units/>
- Rodríguez, J. y Auvinet, G. (2012). *Criterios para el diseño del revestimiento de túneles en suelos blandos*. Geotecnia, No. 225, pp. 20-28. Recuperado de: <https://www.smig.org.mx/archivos/revista-trimestral-smig/revista-geotecnia-smig-numero-225.pdf>
- Santoyo, E., Bermúdez, E. y Contreras, R. (2013). *Evolución de la construcción de túneles urbanos*. Geotecnia, No. 228, pp. 24-30. Recuperado de: <https://www.smig.org.mx/archivos/revista-trimestral-smig/revistageotecnia-smig-numero-228.pdf>
- Saucedo, A. (2018). *Justificación y procedimiento constructivo de lumbrera 3-A por medio de muro Milán en el cadenamamiento 6+487.963 del Túnel Emisor Oriente* (Memoria de experiencia profesional). IPN, Ciudad de México, México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2002). *Manual de Construcción Geotécnica*. Tomo 1, SMMS, Ciudad de México, México.

- SW Directional drilling (2018). *Impact Molding* [Figura] Recuperado de: <http://www.swdirectionaldrilling.co.uk/molding.html>
- Tamez, E. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones*. TGC geotecnia, Ciudad de México, México.
- Tamez, E., et. al. (1987). *Manual de Diseño Geotécnico*. Volumen 1, COVITUR, Ciudad de México, México.
- Tamez, E., Rangel, J. y Holguín, E. (1997). *Diseño Geotécnico de Túneles*. TGC Geotecnia, Ciudad de México, México.
- Thrust boring (2018). *Trenchlesspedia* [Citado 2018-01-18] Recuperado de: <https://www.trenchlesspedia.com/definition/2942/thrust-boring>
- Trenchless technology (2018). *GRUNDOMAT* [Figura] Recuperado de: <https://ttspl.com.sg/horizontal-boring-system/>
- Urbina, R. (2003). *Guía para el diseño de pilotes* (Tesis de licenciatura). Universidad de Piura, Piura, Perú.
- Uzárraga, L. (2013). *Estudio geotécnico de la lumbrera 20 del Túnel Emisor Oriente* (Tesis de maestría). UNAM, Ciudad de México, México.
- Vilkograd (2018). *Horizontal directional drilling with radio control* [Figura] Recuperado de: <http://www.vilkograd.com/activities/directional-drilling-with-radio-control-%E2%80%93-hdd-method/horizontal-directional-drilling-with-radio-control/?lang=en>
- What is trenchless technology? (2016). *World Trenchless Day* [Citado 2018-01-16] Recuperado de: <http://www.worldtrenchlessday.org/what-is-trenchless-technology>
- Yepes, V. (2013). Tuneladoras EPB: Escudos de presión de tierras. España. *El blog de Víctor Yepes*. [Citado 2018-01-22] Recuperado de: <http://victoryepes.blogs.upv.es/2013/11/09/tuneladoras-epb-escudos-de-presion-de-tierras/>
- Zaldívar, S. (2013). Metodología para el análisis y diseño de conexiones Túnel-Lumbrera y Túnel-Túnel en suelos blandos sometidos a hundimiento regional (Tesis de maestría). UNAM, Ciudad de México, México.
- Zaldívar, S, Rodríguez, J. y Auvinet, G. (2012). *Análisis numérico de la interacción lumbrera-túnel en suelos blandos sometidos a hundimiento regional*. SMIG, XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Quintana Roo, México.
- Zhou, J-Q. (1998). *Numerical Analysis and Laboratory Test of Concrete Jacking Pipes* (Tesis de doctorado). Universidad de Oxford, Oxford, Reino Unido.

ANEXO 1 CONCEPTOS FUNDAMENTALES DE LA GEOESTADÍSTICA

1 DESCRIPCIÓN GEOESTADÍSTICA

Desde hace tiempo se han realizado numerosos esfuerzos con el fin de alcanzar una descripción satisfactoria de las variaciones espaciales de las propiedades y características estratigráficas del subsuelo de la Ciudad de México. Para tal propósito, usualmente se ha recurrido al uso de las herramientas de la estadística descriptiva tradicional (tablas, histogramas, gráficas, correlaciones), las cuales permiten ordenar y procesar los datos disponibles para su interpretación. Un buen ejemplo de la aplicación de la estadística descriptiva a la Geotecnia es el libro *“El subsuelo de la Ciudad de México”* (Marsal y Mazari, 1959), en el cual, los autores recurrieron ampliamente a estas técnicas para describir las propiedades de los suelos en diferentes zonas de la ciudad.

Esas técnicas han resultado muy útiles, pero actualmente se considera que es posible mejorar el procesamiento estadístico de la información geotécnica considerando las variables de interés como variables aleatorias o, como lo propone la Geoestadística, como campos aleatorios, ya que de este modo es posible evaluar la variabilidad espacial y la dependencia lineal entre variables, obteniendo resultados menos subjetivos y más racionales.

A continuación, se presentan los conceptos fundamentales y la metodología completa que emplea la Geoestadística para hacer la descripción de la distribución espacial de las propiedades del subsuelo.

1.1 Conceptos fundamentales de la Geoestadística

A diferencia de la estadística y del enfoque de variable aleatoria simple, la Geoestadística permite analizar datos de fenómenos naturales distribuidos en el tiempo o en el espacio, para lo cual se toma en cuenta la posición relativa que guardan los datos de la muestra. La palabra Geoestadística es un nombre asociado a un conjunto de técnicas basadas en la teoría de los campos aleatorios y del tratamiento de las señales aplicadas a la descripción de las condiciones estratigráficas y a la distribución espacial de las propiedades de los materiales geológicos.

Los conceptos teóricos de la Geoestadística han sido presentados a detalle en trabajos anteriores (Auvinet, 2002; Juárez, 2001), por lo tanto, en este apartado sólo se presentan algunos conceptos fundamentales.

1.1.1 Campos aleatorios

La Geoestadística considera que los valores de la variable de interés en diferentes puntos constituyen una familia o *campo* de variables aleatorias $V(X)$. Estas variables distribuidas dentro de un espacio R (longitud, superficie, volumen) pueden ser llamadas *variables aleatorias regionalizadas*, y al fenómeno representado por éstas se le denomina *regionalización* o *campo aleatorio* (Berlanga y Obregón, 1981). En la Figura 1.1 se hace la representación gráfica de un campo aleatorio.

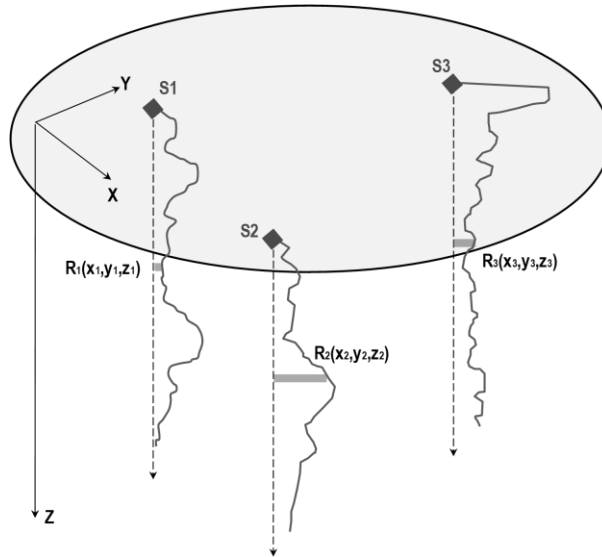


Figura 1.1 Representación gráfica de un campo aleatorio (Juárez, 2001).

Como se observa en la figura, generalmente el valor experimental de la variable de interés se conoce únicamente en algunos puntos del dominio. Además, los valores están referidos a un sistema coordenado con el fin de asociar una posición a los valores que toma esta variable dentro de un espacio geométrico.

Sea $V(X)$ una variable de interés de tipo físico (p.e. contenido de agua), mecánico (p.e. cohesión), o geométrico (p.e. espesor de algún estrato) definida en los puntos X del dominio R^p ($p=1,2$, o 3). Esta variable puede considerarse como una función espacial aleatoria o *campo aleatorio* (Auvinet, 1988).

Para poder describir este campo pueden introducirse los siguientes parámetros:

- *Esperanza matemática* de la propiedad en un punto dado X del medio

$$E\{V(X)\} = \mu_V(X) \quad (1.1)$$

- *Varianza en este punto*

$$\text{Var}[V(X)] = \sigma_v^2(X) \quad (1.2)$$

A la raíz cuadrada $\sigma_v(X)$ de la varianza se le suele llamar *desviación estándar* y el cociente $CV(X) = \sigma_v(X) / E\{V(X)\}$ se conoce como *coeficiente de variación*.

- *Función de autocorrelación*, definida sobre $R^p \times R^p$ por:

$$R_v(X_1, X_2) = E\{V(X_1)V(X_2)\} \quad (1.3)$$

- *Función de autocovarianza*, también definida sobre $R^p \times R^p$ por:

$$C_v(X_1, X_2) = \text{Cov}[V(X_1), V(X_2)] = E\{[V(X_1) - \mu_v(X_1)][V(X_2) - \mu_v(X_2)]\} \quad (1.4)$$

La función de autocovarianza representa el grado de dependencia lineal entre los valores de la propiedad de interés en dos puntos diferentes del medio.

- *Coeficiente de autocorrelación*

La función de autocovarianza se puede escribir bajo la forma de un *coeficiente de autocorrelación* adimensional, cuyo valor queda siempre comprendido entre -1 y +1:

$$\rho_v(X_1, X_2) = \frac{C_v(X_1, X_2)}{\sigma_v(X_1)\sigma_v(X_2)} \quad (1.5)$$

- *Variograma*

Es el momento estadístico de segundo orden (varianza) del incremento $V(X) - V(X + h)$, es una herramienta que generalmente equivale a la función de autocovarianza.

$$2\gamma(h) = E\{[V(X) - V(X + h)]^2\} \quad (1.6)$$

Conviene subrayar que estas funciones no son propiedades intrínsecas de los dos puntos X_1 y X_2 ya que dependen también de la población, es decir, del dominio en el que el campo se encuentra definido. Así, para dos puntos pertenecientes a un

mismo estrato puede existir una alta correlación entre las propiedades respectivas si se considera globalmente una formación de gran espesor. Sin embargo, esta correlación puede desvanecerse si el estudio se enfoca a la variación espacial dentro del estrato.

Campo estacionario en el sentido amplio

Se admite en muchas aplicaciones que el valor esperado del campo es constante y que el valor de la función de autocovarianza en un par de puntos (X_1, X_2) de $R^p \times R^p$ solamente depende de la distancia vectorial entre los dos puntos X_1 y X_2 :

$$C_V(X_2, X_1) = C_V(X_2 - X_1) \quad (1.7)$$

Se dice entonces que el campo aleatorio es estacionario en el *sentido amplio*.

Bajo esta hipótesis, la desviación estándar de $V(X)$ en cualquier punto X de R^p es constante en el dominio considerado:

$$\sigma_V(X) = \sqrt{C_V(X, X)} = \sqrt{C_V(0)} = \text{constante} \quad (1.8)$$

y el coeficiente de autocorrelación se escribe como:

$$\rho_V(X_1, X_2) = \frac{C_V(X_1, X_2)}{\sigma_V(X_1)\sigma_V(X_2)} = \frac{C_V(X_1, X_2)}{C_V(0)} = \rho_V(X_1 - X_2) \quad (1.9)$$

La función de autocovarianza y el coeficiente de autocorrelación son entonces funciones de una sola variable vectorial.

Tendencia o deriva

Cuando la esperanza matemática es una función no constante de las coordenadas x, y, z , se dice que el campo aleatorio presenta una tendencia o deriva. Las varianzas y otros momentos, así como las funciones de distribución de probabilidad pueden también presentar variaciones espaciales.

Si la tendencia o deriva de un campo aleatorio no es significativa, se puede aceptar la condición de que del campo es estacionario, por lo menos en sentido amplio; se dice entonces que el medio es estadísticamente homogéneo. Por el contrario, si su tendencia es significativa, conviene separar la parte determinista (variación funcional de la propiedad) de la parte aleatoria y trabajar con el residuo obtenido restando de los datos el valor de la tendencia por ajuste lineal o no lineal

de mínimos cuadrados, por ejemplo. Este campo residual puede además normalizarse introduciendo una nueva función aleatoria del tipo:

$$V'(X) = \frac{V(X) - \mu_v(X)}{\sigma_v(X)} \quad (1.10)$$

Esta función aleatoria tiene una esperanza nula y una varianza unitaria.

Es más fácil que el campo residual así obtenido cumpla con las condiciones requeridas para que pueda considerarse como *estacionario en el sentido amplio*.

1.1.2 Análisis estructural

La determinación de los parámetros del campo a partir de los datos disponibles recibe el nombre de *análisis estructural*. Para lo cual, los parámetros y funciones definidos en las ecuaciones anteriores, pueden ser estimados a partir de sondeos continuos o de resultados de muestreos aislados recurriendo a estimadores estadísticos.

- Autocovarianza y coeficiente de autocorrelación

En el caso de sondeos continuos, aceptando que el campo es estadísticamente homogéneo y ergódico, es decir, que sus parámetros pueden ser estimados a partir de una sola realización del mismo, el valor puede ser evaluado utilizando la aproximación (Auvinet, G., 1988):

$$E\{V(X)\} = \mu_v \cong \frac{1}{L} \int_0^L V(x) dx \quad (1.11)$$

donde L es la longitud del sondeo y x una abscisa definida sobre el eje del registro.

- Autocorrelación

En la misma forma, es posible estimar la covarianza (y a partir de ella el coeficiente de autocorrelación) a lo largo de la dirección u como:

$$C_v(\lambda u) \cong \frac{1}{L} \int_0^L V(x)V(x + \lambda u) dx - \mu_v^2 \quad (1.12)$$

donde, u es el vector unitario en la dirección en la que se evalúa la covarianza y λ es un escalar.

- Variograma

Una técnica alternativa para describir la estructura de correlación espacial de las propiedades del suelo es utilizar el momento de segundo orden del incremento del campo aleatorio $V(X)$ o *variograma*, estimado en la forma siguiente:

$$2\gamma(\lambda u) \cong \frac{1}{L} \int_0^L [V(X + \lambda u) - V(X)]^2 dx \quad (1.13)$$

El uso de este concepto no trae ninguna ventaja, por lo que siempre se usará la función de autocovarianza y el coeficiente de autocorrelación en las aplicaciones presentadas en este trabajo.

La estimación numérica de las funciones anteriores puede ser representada en forma gráfica por medio del *covariograma* y del *correlograma*.

- Covariograma

A partir de los datos de $V(X)$ se estiman algunos valores experimentales de $C(\lambda u)$, definiendo previamente las diferentes distancias vectoriales $h = \lambda u$.

En el caso de que los puntos de datos estén distribuidos en forma regular según la dirección u , con intervalo p , se puede estimar $C(\lambda u)$ para cada $k.p$, siendo k un entero. Si los puntos de datos están distribuidos en forma aleatoria, no se puede estimar $C(\lambda u)$ de manera muy confiable. Para resolver este problema, la función de autocovarianza se estima a partir de los resultados de una interpolación hecha sobre una malla cuyo paso según la dirección u es regular. Con los valores $h = \lambda u$ y $C(\lambda u)$ se construye una gráfica; a la curva definida por estos valores se le denomina *covariograma experimental*.

- Correlograma

La función de autocovarianza puede ser normalizada y expresada mediante un coeficiente, para lo cual se estima un valor de $\rho(\lambda u)$ para cada valor de $C(\lambda u)$. Con los valores obtenidos se construye una gráfica con $\rho(\lambda u)$ y $h = \lambda u$ en un sistema coordenado; en este trabajo la curva resultante es llamada *correlograma experimental*.

Para estimar la correlación espacial en forma cuantitativa se introduce el término *distancia de influencia* (también conocida como *rango*), que es la distancia a partir de la cual las variables aleatorias regionalizadas $V(X)$ y $V(X + \lambda u)$ son independientes para cualquier $X \in \Omega \subset R^p$, de aquí que se interprete como *zona de influencia*.

La distancia de correlación, $\delta = 2a$, se estima a partir del correlograma, definiéndose a como:

$$a = \int_0^{\lambda_c} \rho(\lambda u) d\lambda \quad (1.14)$$

donde: λ_c es el valor crítico de λ en que ρ se anula por primera vez.

- Anisotropía

En el caso de un estudio en dos o tres dimensiones, es importante determinar el grado de anisotropía de cualquier propiedad del suelo $V(X)$ dentro del medio. Para calcular la anisotropía se estima la función de autocovarianza en varias direcciones del vector u , obteniéndose los llamados *covariogramas direccionales*. Después de estandarizar estas funciones, se estima la distancia de correlación correspondiente según la dirección considerada.

Si el valor de la distancia de influencia permanece constante en todas las direcciones estimadas, entonces se dice que el campo es *isótropo*; en cambio, si esta distancia es variable para las diferentes direcciones, entonces se dice que el campo es *anisótropo*.

La anisotropía de un campo aleatorio en algunos casos puede ser representada en forma geométrica a través de una elipse llamada *elipse de anisotropía*. Esta elipse refleja visualmente el grado de anisotropía dentro del campo analizado.

1.1.3 Estimación

El modelado de las variaciones espaciales de las propiedades del suelo mediante campos aleatorios permite realizar estimaciones de las mismas en puntos en los que se carezca de medición, tomando en cuenta la correlación espacial. Para ello, se puede recurrir a la técnica de *Kriging*. Esta técnica fue desarrollada por Matheron (1965) con base en los trabajos de Krige (Krige, 1962); permite encontrar el mejor (en el sentido de la mínima varianza) estimador lineal sin sesgo (en inglés: Best

Linear Unbiased Estimator o *BLUE*), tomando en cuenta la correlación espacial, supuesta conocida.

Considérese una función $V(X): R^p \rightarrow R$ que representa una propiedad aleatoria del medio. Se suponen conocidos los valores de $V(X): V_1, V_2, \dots, V_n$ en n puntos X_1, X_2, \dots, X_n .

El problema consiste en estimar:

- a) El valor $V(X)$ en cualquier punto X (estimación puntual);
- b) O bien, el valor medio de V sobre un dominio de R^p (estimación global).

El estimador $V^*(X)$ de $V(X)$ en un punto X será un campo aleatorio, función de X y de la información disponible, es decir, de los valores $V_i = V(X_i)$, $i=1$ a n .

La técnica de *Kriging* consiste en recurrir a estimadores que sean combinaciones lineales de los datos:

$$V^*(X) = \sum_{i=1}^n \lambda_i V_i \quad (1.15)$$

donde los λ_i son reales.

Estimar los parámetros λ_i que den un estimador satisfactorio de $V(X)$ es el problema. El *Kriging* recurre al “*mejor estimador sin sesgo*”, es decir, a un estimador que contenga las propiedades siguientes:

1. Ausencia de sesgo: $E\{V(X) - V^*(X)\} = 0$
2. Mínimo valor de la varianza de estimación definida como:

$$\sigma_E^2(X) = \text{Var}[V(X) - V^*(X)] = E\{(V(X) - V^*(X))^2\}$$

Introduciendo la variable aleatoria “*error*” definida como $V^*(X) - V(X)$, los dos criterios anteriores implican que esta variable tiene:

- Una esperanza nula.
- Una dispersión mínima alrededor de esta esperanza.

a) *Ausencia de sesgo*

Sea $E\{V(X)\}$ la esperanza de $V(X)$ (tendencia). La condición de ausencia de sesgo se escribe:

$$E\{V(X)\} = \sum_{i=1}^n \lambda_i E\{V_i\} \quad (1.16)$$

Para utilizar esta ecuación, es necesario hacer una hipótesis respecto a la tendencia. La situación más sencilla se presenta cuando es aceptable la hipótesis de estacionaridad, caso en el cual la esperanza es constante. Basta entonces con imponer la condición siguiente:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i = 1 \quad (1.17)$$

Se puede también estimar la tendencia haciendo por ejemplo un primer ajuste lineal a los valores conocidos. Si $F(X)$ es el valor de la función obtenida mediante esta interpolación en el punto X , el criterio de insesgamiento se escribe entonces:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i F(X_i) = F(X) \quad (1.18)$$

Se observa de paso, que si la tendencia utilizada para el *Kriging* fue obtenida por interpolación lineal, los resultados del *Kriging* son los mismos que los de la interpolación lineal misma. De hecho, el criterio de ausencia de sesgo se escribe entonces:

$$\sum_{i=1}^n \lambda_i V_i = F(X) \quad (1.19)$$

debido a que el valor de la interpolación lineal en un punto de dato X es precisamente el valor del dato. De la ecuación anterior, se desprende que la tendencia $F(X)$ en un punto X es igual, por definición, a la estimación arrojada por el *Kriging*.

b) Minimización de la varianza de estimación

La varianza de estimación $\sigma_E^2(X) = \text{Var}[V^*(X) - V(X)]$ puede escribirse:

$$\sigma_E^2(X) = \text{Var}[V^*(X)] + \text{Var}[V(X)] - 2\text{Cov}[V^*(X), V(X)] \quad (1.20)$$

pero:

$$Var[V^*(X)] = Var\left[\sum_{i=1}^n \lambda_i V_i\right] = \sum_{i,j=1}^n \lambda_i \lambda_j C_V(X_i, X_j) \quad (1.21)$$

y

$$Cov[V^*(X), V(X)] = Cov\left[\sum_{i=1}^n \lambda_i V_i, V(X)\right] = \sum_{i=1}^n \lambda_i C_V(X, X_i) \quad (1.22)$$

por tanto:

$$\sigma_E^2(X) = Var[V(X)] + \sum_{i=1}^n \lambda_i \lambda_j C_V(X_i, X_j) - 2 \sum_{i=1}^n \lambda_i C_V(X, X_i) \quad (1.23)$$

Donde debe minimizarse $\sigma_E^2(X)$ respetando la condición de inesgamiento. Lo anterior puede lograrse recurriendo a la técnica de los multiplicadores de Lagrange (Chapra & Canale, 1987).

Validación de la estimación

La manera más objetiva de evaluar la consistencia de las estimaciones es mediante el método de la *validación cruzada*, que consiste en suprimir un valor medido y estimarlo a partir del resto aplicando la técnica del *Kriging*; comparando los dos valores, entre menor sea la diferencia, la estimación tendrá mayor aproximación. Esto es, que la estimación es consistente. Una forma sencilla de verificar la consistencia de los resultados, es comparar los valores obtenidos en la estimación contra los valores de datos cercanos.

1.1.4 Mapeo

A fin de facilitar la interpretación de los resultados numéricos obtenidos, se recurre al empleo de herramientas de graficación para construir perfiles, cortes y mapas de contornos de la estimación o simulación puntual. Estas representaciones (en una, dos o tres dimensiones), permiten concebir visualmente la variación espacial de las propiedades analizadas.