



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

**PROPUESTA DE SOLUCIÓN PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN
TÚNEL DE SERVICIO (SOMERO), UBICADO EN LA ZONA DEL
ANTIGUO LAGO DE TEXCOCO, REALIZANDO UN ANÁLISIS DE
ESTABILIDAD POR MEDIO DE ELEMENTOS FINITOS.**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
SERGIO DANIEL VILLAR SOLARES

TUTOR:
M.I. ANDRÉS MORENO Y FERNÁNDEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO. Enero 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **M. en I. Haaz Mora Hugo Sergio**

Secretario: **Dra. Ossa López Alexandra**

Vocal: **M. en I. Moreno Y Fernández Andrés A.**

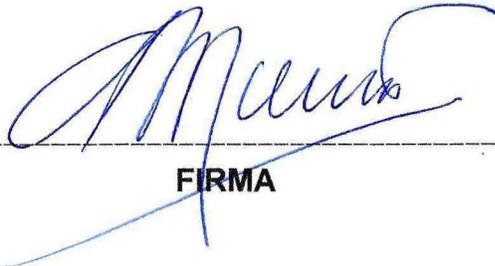
1 er. Suplente: **Dr. Botero Jaramillo Eduardo**

2 d o. Suplente: **M. en I. Suárez Fino José Francisco**

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Cimentaciones Mexicanas S.A. de C.V.

TUTOR DE TESIS:

M. en I. Moreno Y Fernández Andrés A.



A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Moreno', is written over a horizontal dashed line. Below the line, the word 'FIRMA' is printed in bold capital letters.

FIRMA

(Segunda hoja)

Dedicatoria

A mis padres:

Ma. Dolores Solares Sosa y Sergio Villar Torres

Agradecimientos

A mis padres, por el gran apoyo incondicional que me brindaron durante esta etapa y como siempre ha sido, ya que sin su ayuda no hubiese sido posible alcanzar este gran logro del cual son partícipes. No he de agradecerles únicamente los logros académicos sino mi vida entera, ya que gracias a su educación soy y siempre seré una persona correcta con principios y valores, los cuales me han impulsado a alcanzar el éxito.

A mi hermano José Antonio Villar Solares, por aquellos días difíciles donde no hubiese logrado alcanzar el éxito sin su gran apoyo y comprensión, por todos esos momentos donde su ayuda me impulso a ser mejor en mi vida académica y profesional.

A mi novia Janeth García Olvera, por el gran apoyo y amor que me impulsa a esforzarme en mis actividades diarias, teniendo como objetivo el esfuerzo mutuo para alcanzar nuestras metas optando por grandes aspiraciones en nuestra vida futura.

Al M. I. Andrés Moreno y Fernández, por el gran apoyo y compromiso académico a más de una generación de estudiantes, brindando conocimiento y herramientas para forjar ingenieros capaces de solventar cualquier problema de ingeniería.

A la empresa Cimentaciones Mexicanas, S.A de C.V, en especial el M. I. Juan Paulín Aguirre, por sus excelentes asesorías, consejos y facilidades otorgadas para la realización de este trabajo, así mismo al grupo de ingenieros; Guillermo Clavellina Miller, Rogelio Monroy Salgado y José de Jesús González Santiago, ya que su apoyo, enseñanzas y conocimientos han sido la base de mi vida profesional.

A la Alianza FiiDEM y a AMITOS, por el apoyo, compromiso y esfuerzo al fundar y seguir impulsando la Maestría en Túneles y Obras Subterráneas.

A CONACYT, por seguir apoyando e impulsando a estudiantes que buscan el desarrollo científico y tecnológico en México.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y su Unidad de Posgrado en la Facultad de Ingeniería, por el gran compromiso y esfuerzo que realizan al forjar a los futuros ingenieros de este país.

A todos ellos y los no mencionados, muchas gracias por impulsar este trabajo.

Resumen

En este trabajo se propone una solución a la problemática de mantener estable la construcción de un túnel somero de sección rectangular ubicado en suelos conformados por arcillas blandas cuyas propiedades son similares a las del Antiguo Lago de Texcoco.

La solución propuesta consistió en la construcción del túnel mediante muros Milán como sistema de contención y pilas rectangulares, implementando la construcción de contrafuertes de mortero a lo largo del trazo del túnel, transversales a este para evitar la falla por resistencia al corte y el pateo del muro ante la excavación.

Se realizó la modelización del túnel en tres diferentes programas de manera bidimensional y tridimensional, analizando y comparando el comportamiento de la masa de suelo ante la excavación y el implemento de contrafuertes, obteniendo resultados en función de desplazamientos y esfuerzos, como complemento del análisis se obtuvieron los elementos mecánicos sobre el muro Milán al nivel máximo de excavación. En el análisis tridimensional se identificó la interacción entre suelo y contrafuertes, generando un comportamiento de tipo arqueado del suelo entre estos elementos.

Se confirmó la correcta idealización del contrafuerte en el análisis bidimensional demostrando que el comportamiento de la masa de suelo es semejante al análisis tridimensional, dicha idealización se efectuó mediante una sustitución de suelo por un material con propiedades equivalentes a una franja de suelo incluyendo la aportación del contrafuerte, se demostró la mitigación de la falla por resistencia al corte del suelo, observando que la superficie de falla fue interrumpida por las pilas rectangulares, disipando las deformaciones en la masa de suelo, de igual manera se demostró que existe una disminución de desplazamientos del muro Milán al interior de la excavación evitando el pateo del muro, con estos resultados se garantizó realizar la construcción del túnel mediante una excavación estable implementando contrafuertes de mortero.

Abstract

This document proposes a solution to the problem of maintaining stable the construction of a tunnel of rectangular section located in soils formed by soft clays whose properties are similar to those of the Old Lake of Texcoco.

The proposed solution consisted in the construction of the tunnel through diaphragms walls as a containment system and rectangular piles, implementing the construction of mortar counterforts along the tunnel, transverse to this to avoid the failure due to shear strength resistance and the displacement the wall before the excavation.

The modeling of the tunnel was carried out in three different programs in two-dimensional and three-dimensional way, analyzing and comparing the behavior of the soil mass before the excavation and the implement of mortar counterforts, obtaining results as a function of displacements and strength, as a complement to the analysis were obtained the mechanical elements on the diaphragms wall at the maximum level of excavation. In the three-dimensional analysis, was identified the interaction between soil and mortar counterforts, generating a soil-arc type behavior between these elements.

The correct idealization of the mortar counterforts in the two-dimensional analysis was confirmed by demonstrating that the behavior of the soil mass is similar to the three-dimensional analysis, this idealization was carried out by means of a substitution of soil by a material with properties equivalent to a strip of soil including the contribution of the mortar counterforts, the mitigation of the failure due to shear strength resistance was demonstrated, observing that the surface of failure was interrupted by the rectangular piles, dissipating the deformations in the mass of soil, in the same way it was demonstrated that there is a diminution of displacements of the diaphragms wall inside the excavation avoiding the kick of the wall, with these results it was guaranteed to carry out the construction of the tunnel by means of a stable excavation implementing mortar counterforts.

INDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUCCIÓN	4
1.1 Introducción	4
1.2 Problemática	4
1.3 Justificación y alcances	5
1.4 Hipótesis	6
CAPÍTULO 2 - CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DEL PROYECTO	7
2.1 Antecedentes del Valle de México	7
2.2 Características geotécnicas del sitio	9
2.2.1 Estratigrafía y modelo geotécnico del sitio	11
2.3 Características del túnel	12
CAPÍTULO 3 - ANTECEDENTES TEÓRICOS	14
3.1 Modelo constitutivo	14
3.1.1 Modelo Mohr – Coulomb	16
3.2 Proceso constructivo “ <i>Cut and Cover</i> ”	22
3.2.1 Muros de contención empleados en la técnica “ <i>Cut and Cover</i> ”	25
3.3 Falla de fondo por resistencia al corte	30
3.3.1 Análisis de la falla de fondo de forma analítica	32
3.3.2 Análisis de la falla de fondo por medio de métodos numéricos	35
3.3.3 Conclusión del análisis sin contrafuertes	38
3.4 Experiencias usando contrafuertes de mortero en México	39
3.4.1 Túnel sumergido Coatzacoalcos (Veracruz – 2008)	39
3.4.2 Centro Comercial (CDMX - 2016)	41
CAPÍTULO 4 - ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA MODELIZACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	45
4.1 Propuesta de proceso constructivo	45
4.1.1 Muro Milán y barrettes	45
4.1.2 Contrafuertes de mortero	47
4.1.3 Trabe de coronamiento y colocación de troqueles	48
4.1.4 Etapas de excavación y abatimiento del nivel freático	49

4.1.5 Nivel máximo de excavación - Colocación de lastre, losa de fondo y relleno fluido	50
4.1.6 Construcción de muros Intermedios	51
4.1.7 Construcción de losa tapa	52
4.2 Abatimiento del nivel freático – Sistema de puntas eyectoras	53
4.2.1 Sistema de puntas eyectoras	54
4.3 Modelos bidimensionales	58
4.3.1 Modelización 2D	58
4.4 Análisis 2D – Plaxis y Phase ²	63
4.4.1 Nivel máximo de excavación, -11.0 m.	63
4.4.2 Obtención de un factor de seguridad al nivel máximo de excavación	69
4.4.3 Construcción de losa tapa	70
4.4.4 Desplazamientos Totales (Plaxis) – Proceso Constructivo	75
4.5 Modelo Tridimensional	76
4.5.1 Modelización 3D	76
4.6 Análisis 3D – Midas GTS NX	84
4.6.1 Nivel máximo de excavación, -11.0 m.	84
4.6.2 Desplazamientos y máximo esfuerzos cortantes en contrafuertes	89
4.6.3 Colocación de losa tapa	91
4.7 Comparación y análisis de resultados	95
4.7.1 Nivel máximo de excavación a -11.0 de profundidad	95
4.7.2 Construcción de losa tapa	97
4.7.3 Desplazamientos en el muro Milán	98
4.7.4 Elementos mecánicos en el muro Milán	101
CAPÍTULO 5 – TECNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CONTRAFUERTES	103
5.1 Lodo de perforación –Lodo Bentonítico	103
5.1.1 Objetivo del lodo bentonítico.	103
5.1.2 Propiedades fundamentales de los lodos bentoníticos y su control.	104
5.2 Trazo y construcción de brocales	109
5.3 Excavación por medio de Almeja Hidráulica.	109
5.3.1 Control de verticalidad	111
5.3.2 Secuencia de excavación	114
5.4 Excavación por medio de una Excavadora Hidráulica.	115

5.4.1 Propuesta de Excavadora Hidráulica	117
5.5 Excavación por medio de la técnica Trench-Mix®.	122
5.5.1 Procedimiento Constructivo	123
5.5.2 Áreas de aplicación.	125
CAPÍTULO 6 - CONCLUSIONES	126
REFERENCIAS	129
ANEXO A	131
ANEXO B	136

CAPÍTULO 1 - INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

El incremento de actividades nacionales e internacionales en México ha generado el aumento de infraestructura, sin embargo, actualmente los espacios utilizados para estas grandes obras suelen presentar cuestiones particulares, en especial en la Ciudad de México, donde se ha recurrido a zonas lacustres, como son las del antiguo lago de Texcoco, para la construcción de infraestructura en desarrollo no solo de la Ciudad de México sino de todo el país.

En el caso de grandes proyectos que requieren de grandes espacios para su desarrollo, es necesario analizar de forma independiente cada uno de sus elementos, ya que, aun que se cuente con una geología homogénea, es imprescindible utilizar la misma solución geotécnica para todos los casos, del mismo modo cada elemento del proyecto tendrá una funcionalidad, geometría y solicitudes de cargas diferentes, que harán que su comportamiento varíe y es trabajo del ingeniero hacer que los distintos comportamientos de las diversas estructuras no se afecten una a la otra poniendo en riesgo su estabilidad y funcionalidad, durante la etapa constructiva y en la vida útil de esta.

En busca de soluciones que engloben características geotécnicas y comportamientos singulares, es necesario realizar investigaciones de proyectos, nacionales e internacionales, similares o con problemáticas semejantes para poder tener un mejor panorama de los riesgos que se puedan presentar y proponer o adecuar una solución que garantice la estabilidad y funcionalidad de la estructura.

1.2 Problemática

Buscar una solución para realizar de manera estable la construcción de un túnel somero, de sección rectangular, ubicado en suelos conformados por arcillas blandas con propiedades similares a las del suelo del antiguo lago de Texcoco.

Se sabe, que la excavación y construcción en suelos lacustres, en especial en arcillas blandas como las que presenta las zonas del antiguo lago de Texcoco, conlleva a la inestabilidad en excavaciones si no se cuenta con algún elemento de contención que garantice su estabilidad, del mismo modo, por efecto de las mismas arcillas y su carencia de resistencia al corte, la probabilidad de que se presente la falla por resistencia al corte del suelo (falla de fondo) es muy alta. Actualmente se considera un túnel de sección rectangular, mediante la construcción de muro Milán como elemento de contención, el cual no está desplantado en la capa dura, para evitar emersiones aparentes a largo plazo a causadas por el asentamiento regional. Sin embargo el muro tenderá a desplazarse hacia el interior de la excavación (pateo del muro) al desplantarse en una formación arcillosa, por lo que resulta necesario realizar acciones adicionales para mitigar dichos efectos.

El proyecto restringe el uso de troqueles a medias alturas o elementos similares que ayuden a contener los empujes del suelo, ya que se pretende realizar la rezaga del material a través del mismo sin afectar la superficie.

Actualmente es necesario definir la manera en que se deberá de construir el túnel manteniendo su estabilidad y funcionalidad así como la de estructuras aledañas.

1.3 Justificación y alcances

El presente trabajo da a conocer una propuesta para la construcción de un túnel de servicio (somero), en arcillas blandas similares a las del antiguo lago de Texcoco, con la problemática descrita anteriormente, implementando una serie de contrafuertes de mortero.

De tal manera que la solución propuesta pueda ayudar no solo a la ejecución del túnel, sino que sea referencia para proyectos similares o en condiciones geotécnicas semejantes.

Los análisis realizados en este trabajo, están enfocados únicamente a la etapa constructiva del túnel, ya que el interés es dar una solución para poder construir y excavar de manera estable la totalidad del túnel. Por tal motivo, se realizaron análisis a corto plazo, de manera estática durante la etapa constructiva, ya que una vez concluido el túnel, los contrafuertes no deberán realizar una aportación importante para mantener estable el túnel.

Se decidió realizar análisis de elementos finitos para conocer el comportamiento del suelo durante la etapa de construcción y verificar si esta es estable implementando los contrafuertes de mortero. Siendo indispensable conocer la interacción del suelo entre los elementos propuestos, se recurrió a un programa de análisis de elementos finitos mediante modelos tridimensionales, analizando y comparando los resultados mediante modelos bidimensionales con programas comúnmente utilizados en el análisis y diseño geotécnico, para tener una mayor perspectiva y conocimiento del comportamiento del suelo.

Es necesario revisar el diseño del túnel ante sismo y consolidación a largo plazo, sin embargo en este trabajo no se efectuará dicha revisión ya que las probabilidades de ocurrencia de un sismo durante la etapa constructiva son mínimas y la existencia de consolidación a corto plazo es nula. La revisión por sismo y consolidación a largo plazo pueden ser pauta para realizar una nueva investigación, dando continuación a este trabajo con análisis a largo plazo.

El uso de programas de elementos finitos, mediante modelos tridimensionales, requieren de equipos de cómputo no convencionales y tiempos de cálculo extraordinarios si se requiere realizar análisis acoplados que involucren el flujo de agua, análisis por sismo y consolidación del suelo.

Con los resultados obtenidos se busca realizar una calibración de los modelos bidimensionales para que en un futuro análisis más complejos pudieran idealizarse en dichos modelos obteniendo resultados cercanos a la realidad.

Cabe mencionar que la mecánica de suelos del sitio, fue proporcionada por la empresa Cimentaciones Mexicanas S.A. de C.V. únicamente para fines académicos y no se realizará un análisis de esta, simplemente se tomará como punto de partida para este trabajo.

1.4 Hipótesis

Se propone construir el túnel utilizando el método "*Cut and Cover*", empleando el muro Milán como elemento de contención. Al no ser permitido invadir la calzada, únicamente se empleará el uso de troqueles en la parte superior del muro, sobre la trabe de coronamiento, como parte del sistema de contención para transmitir el empuje de suelos, de muro a muro, manteniendo en equilibrio dichos empujes.

La solución propuesta, consiste en emplear contrafuertes de mortero, de manera transversal al muro Milán, a lo largo del túnel a cada 7.0 m, donde se busca verificar y demostrar el beneficio del uso de estos elementos generando una interacción entre suelo y contrafuertes que mitiguen las altas expansiones del suelo por la liberación de esfuerzos, llevando a un comportamiento tipo arqueado en las deformaciones del suelo a causa de la construcción de estos elementos.

De igual manera se busca demostrar la interacción entre contrafuertes y muro, actuando de manera vinculada, evitando el pateo del muro, siendo el contrafuerte una restricción física entre ambos muros. La construcción de contrafuertes impedirá el sobre volumen a la hora de realizar el colado de los muros Milán actuando como mejoramiento de suelo, ya que son suelos muy deformables.

Se contempla emplear pilas rectangulares (barrettes), perpendiculares al contrafuerte, buscando limitar o interrumpir la superficie de falla por resistencia al corte del suelo, mitigando de esta manera la falla de fondo. Otra función de los barrettes, es acortar la longitud de los troqueles ya que se pretende construir estos elementos hasta la superficie buscando optimizar la sección de los troqueles. Los barrettes se ubicarían en la posición de los muros internos del túnel quedando embebidos en dichos muros sin necesidad de demolerlos.

CAPÍTULO 2 - CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DEL PROYECTO

2.1 Antecedentes del Valle de México

El Valle de México, se localiza a más de dos mil metros sobre el nivel del mar, entre la Sierra Nevada que conforman los volcanes Iztaccíhuatl y Popocatepetl así como la Sierra de las Cruces, gran parte conformada por el Nevado de Toluca.

La Valle de México se formó, cuando la sierra Chichinautzin, localizada al sur de la actual Ciudad de México, bloqueó el antiguo drenaje de los ríos Salado y Cuautla, que discurrían hacia el océano Pacífico. Las lavas que depositó el vulcanismo de la sierra Nevada, la sierra de las Cruces y posteriormente la sierra de Chichinautzin, forman la base en donde se acumularían los depósitos aluviales que constituyen en la actualidad el acuífero superior del Valle de México. Después del escurrimiento del agua de lluvia, derivado de los ríos que se originaban en las montañas cercanas y del acarreo de materiales sedimentarios desprendidos de sus laderas, se formaron los lagos del Valle de México (SACMEX, 2012)¹.

Anteriormente, el Valle de México estaba formado por un sistema lacustre conformado por cinco grandes lagos, cada uno en su respectiva subcuenca: Xaltocan, Zumpango, Texcoco, Chalco y Xochimilco, los tres primeros de agua salada y los dos últimos de agua dulce. En estiaje se mantenían separados y en tiempo de creciente se conformaban en uno solo como vasos comunicantes. Las corrientes de todos confluían al de más bajo nivel, el de Texcoco.

No fue hasta el año de 1789 cuando dicha cuenca fue abierta con la excavación del tajo de Nochistongo. Progresivamente, los lagos fueron drenados, principalmente a través de los túneles de Tequisquiac y el drenaje profundo (Emisor Central) y actualmente prácticamente han desaparecido, (SACMEX, 2012)¹.

Por tal motivo, el subsuelo del Valle de México está conformado por series de materiales aluviales constituidos esencialmente por gravas y arenas intercaladas con productos volcánicos de los cuales predominan la lava y la escoria, dichos materiales formaron un acuífero, el cual ha sido explotado para el abastecimiento de los habitantes, el acuífero se encuentra cubierto por una capa de materiales arcillosos que funcionan como acuitardo (almacén de agua).

Las arcillas se encuentran cubriendo la parte plana del Valle de México y corresponden a los sedimentos de los antiguos lagos, con un espesor que fluctúa entre 40 m y 60 m en la mayor parte del valle. Las arcillas se encuentran saturadas y presentan un nivel freático entre los dos y tres metros de profundidad y en algunas zonas a nivel superficial.

¹ Programa Hídrico Región XIII, Valle de México y Sistema Cutzamala. Visión 2030. <http://cuencavalledemexico.com/planeacion/cuenca-del-valle-de-mexico/>

Como se mencionó anteriormente, debajo se encuentra un acuífero que originalmente estaba confinado, imprimiendo una presión ascendente a la base de las arcillas. Actualmente, en la mayor parte de la zona metropolitana la explotación del acuífero ha provocado el abatimiento del nivel piezométrico, modificando el tipo de acuífero confinado a libre provocando la eliminación de la presión ascendente en la base de las arcillas (Lesser y Cortés, 1998).

Una parte importante de la Ciudad de México se encuentra desplantada en los sedimentos lacustres formados por arcillas compresibles de alta plasticidad intercaladas con capas de limos, arenas y gravas arenosas de origen aluvial. Por tal motivo el subsuelo de la Ciudad de México tiene un comportamiento y características muy particulares, esto ha dado pauta a innumerables estudios y se ha logrado definir zonas con diferentes características.

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII, del Título Sexto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, la Ciudad de México se divide en tres zonas. Figura 2.1ª.

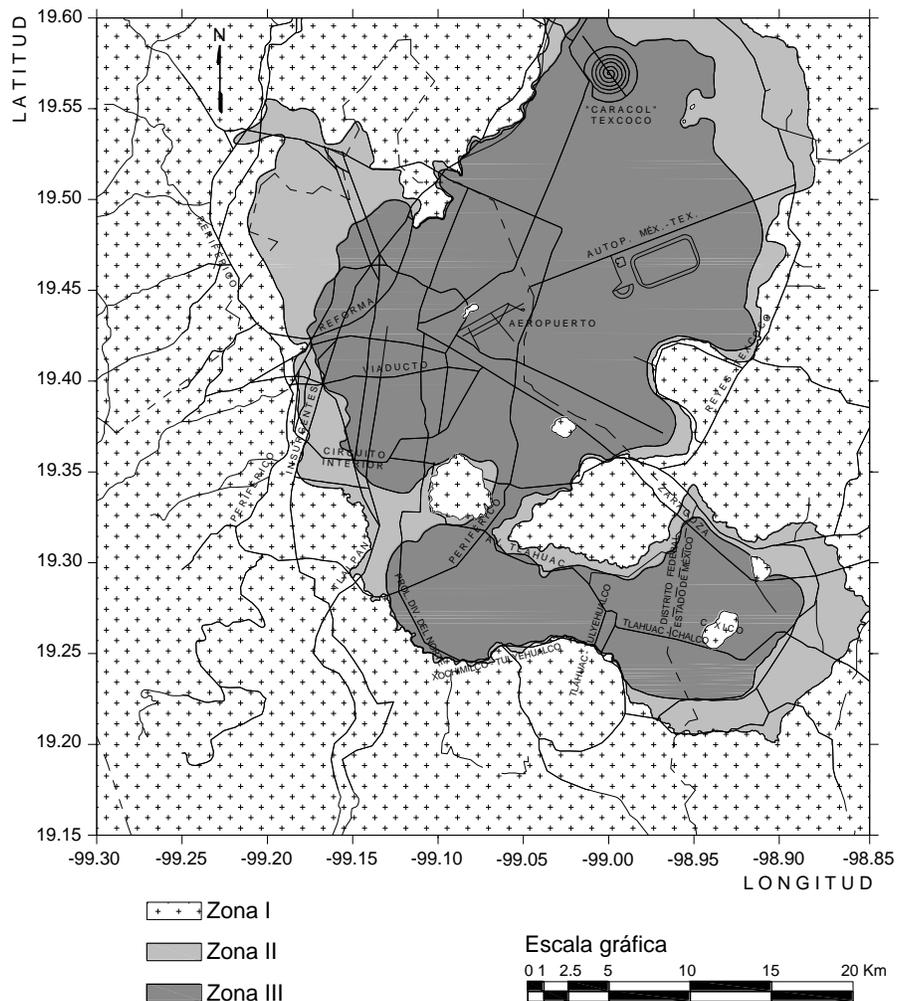


Figura 2.1a Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México (NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMIENTACIONES 2004).

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos.

Zona II. Transición, es donde ocurren los cambios más notables en la estratigrafía, donde los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de estas es variable.

Zona III. Lago, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

2.2 Características geotécnicas del sitio

El sitio en estudio, es un claro ejemplo del suelo tipo Zona III de la Ciudad de México, contemplando que es un suelo totalmente lacustre, el cual puede ser definido por los estudios y recopilaciones de sondeos de Marsal y Mazari (1959). La Ciudad de México se caracteriza por presentar suelos con la siguiente estratificación:

Costra Superficial (CS): Constituida por depósitos areno-arcillosos o limosos con abundantes restos arqueológicos, o bien de rellenos artificiales, en algunos casos un depósito aluvial blando de pequeño espesor y una costra seca de arcilla endurecida. Este estrato puede alcanzar hasta los 10 metros de profundidad en algunas zonas de la ciudad.

Formación Arcillosa Superior (FAS): Formada por arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles comprendidas entre blanda y media, que presentan grados de consolidación variables de acuerdo con su origen geológico, efectos de sobrecargas superficiales y efecto de bombeo profundo. Los estratos de arcillas se encuentran intercalados entre lentes duros de pequeño espesor que pueden ser costras de secado solar, arena basáltica o vidrio pómez.

Primera Capa Dura (CD): Depósito heterogéneo en donde predominan los suelos areno-limosos con algo de arcilla y en ocasiones gravas de cementación errática y espesor que varía entre 2.0 m y 3.0 m. Gran número de edificios de la ciudad se encuentran cimentados sobre este estrato.

Formación Arcillosa Inferior (FAI): Constituida por una secuencia de estratos de arcillas volcánicas blandas, separados por lentes duros en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior, aunque más comprimidas y resistentes.

Depósitos Profundos (DP): Compuestos de arenas y gravas aluviales cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio, separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

En la Figura 2.2a, se presenta una estratigrafía típica de la zona del Lago (Marsal 1975), así como en la Tabla 2.2a, se presenta algunos valores de las propiedades índice de los distintos estratos (Marsal 1975).

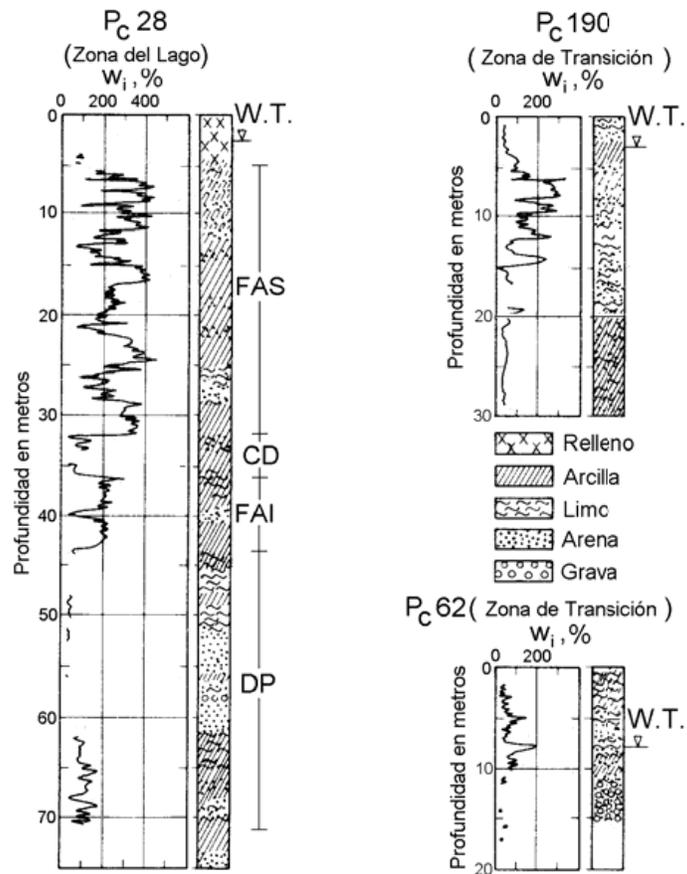


Figura 2.2a Estratigrafía típica de la Ciudad de México (Marsal 1975).

Propiedad	FAS	CD	FAI
Contenido de agua, $w\%$	270	58	191
Límite Líquido, $w_L\%$	300	59	288
Límite Plástico, $w_P\%$	86	45	68
Densidad de Sólidos, S_s	2300	2580	2310
Relación de Vacíos Inicial, e_0	6.17	1.36	4.53
Resistencia a la Compresión Simple, $q_u \text{ kN}/\text{m}^2$	85	24	160

Tabla 2.2a Propiedades índice típicas de los suelos de la Zona del Lago (Marsal 1975).

2.2.1 Estratigrafía y modelo geotécnico del sitio

Como se mencionó anteriormente, la estratigrafía de la zona de lago contempla una costra superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y los depósitos profundos, a continuación se presentan los niveles de los distintos estratos que conforman la estratigrafía del sitio de estudio. Es importante mencionar que la formación arcillosa superior fue subdividida en cuatro subestratos para poder resguardar sus propiedades a diferentes niveles. El nivel de aguas freáticas (NAF) se ubica a un nivel de -0.50 m. Figura 2.2.1a.

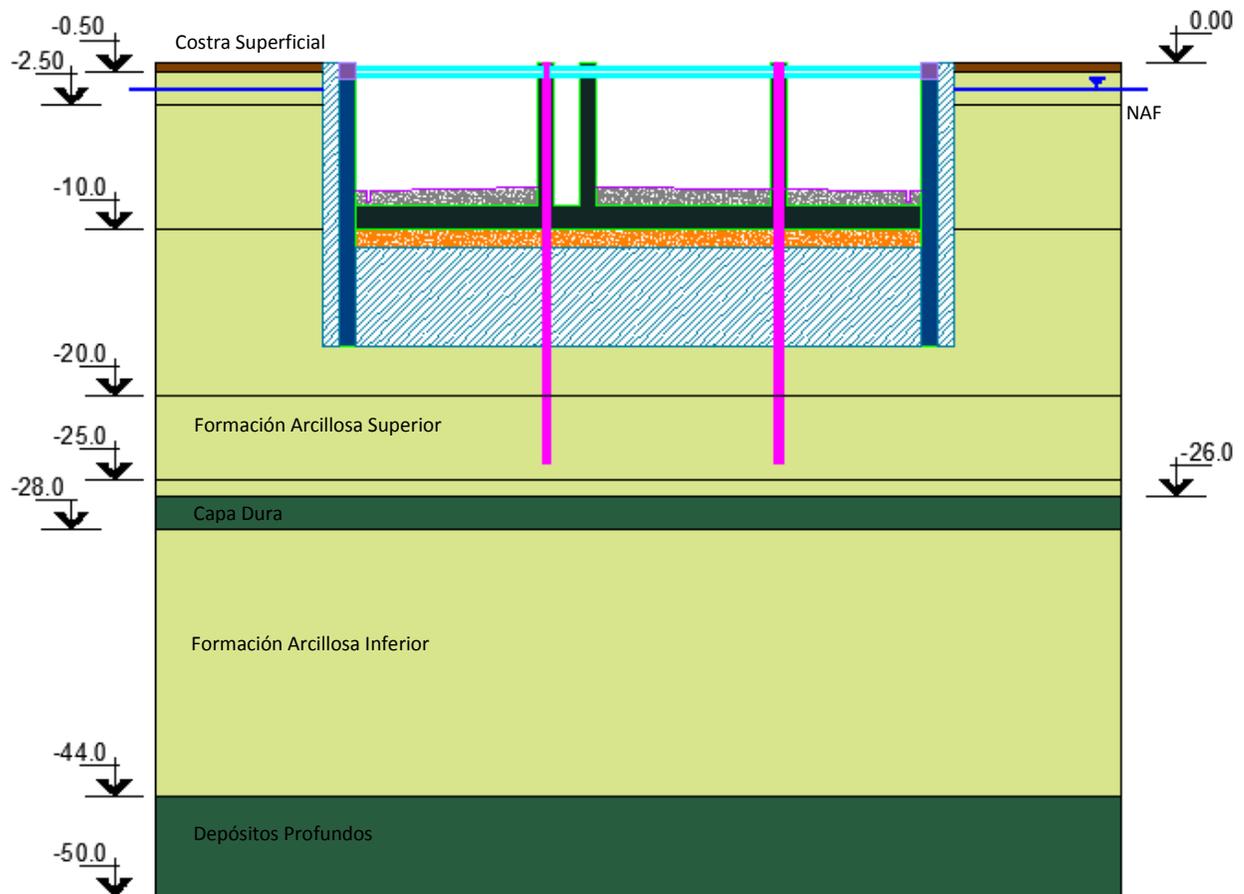


Figura 2.2.1a Estratigrafía Local.

Para la realización de un análisis geotécnico, es necesario definir el criterio de comportamiento del suelo, así como los parámetros que alimentan dicho criterio. El modelo geotécnico describe los diferentes parámetros que definen el comportamiento del suelo según el criterio elegido. El criterio seleccionado es el de Mohr – Coulom, cuya explicación se describirá más adelante. Una vez definido el criterio de comportamiento, es necesario definir los parámetros, en el caso del criterio Mohr – Coulom, está en función de la cohesión (c) y fricción (ϕ), de igual forma, son necesarios parámetros como: peso volumétrico (γ), modulo de elasticidad (E) y relación de Poisson (ν).

La cohesión o resistencia al corte (c), se define como la atracción relativa entre partículas similares, la que da tenacidad y dureza a un suelo haciéndolo resistente a su separación; el ángulo de fricción (ϕ), es la representación matemática del coeficiente de rozamiento ($\tan \phi$), el ángulo de fricción dependientes de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos: tamaño, forma, distribución de los granos y densidad entre otros; el peso volumétrico (γ) es una simple relación entre el peso por unidad de volumen; el módulo de elasticidad (E) es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico en una relación de esfuerzo deformación y la relación de Poisson (ν), la cual es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento.

En la Tabla 2.2.1a se define el modelo geotécnico, donde se ubican los niveles, espesores y los parámetros geotécnicos anteriormente mencionados.

Unidad	Prof. i (m)	Prof. f (m)	Espesor (m)	Descripción	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ°	E (t/m ²)	ν
U-1	0.00	-0.50	0.50	Costra Superficial	1.60	3.00	15	1500	0.30
U-2a	-0.50	-2.50	2.00	Formación Arcillosa Superior	1.60	1.00	0	78	0.49
U-2b	-2.50	-10.00	7.50	Formación Arcillosa Superior	1.20	1.00	0	78	0.49
U-2c	-10.00	-20.00	10.00	Formación Arcillosa Superior	1.25	1.90	0	188	0.49
U-2d	-20.00	-25.00	5.00	Formación Arcillosa Superior	1.25	3.60	0	268	0.49
U-2e	-25.00	-26.00	1.00	Formación Arcillosa Superior	1.20	3.60	0	1464	0.49
U-3	-26.00	-28.00	2.00	Capa Dura	1.55	40.00	20	5000	0.30
U-4	-28.00	-44.00	16.00	Formación Arcillosa Inferior	1.30	6.00	0	1000	0.49
U-5	-44.00	-50.00	6.00	Depósitos Profundos	1.80	40.00	25	8000	0.30

Tabla 2.2.1a Modelo Geotécnico Local.

2.3 Características del túnel

El proyecto en estudio, consiste en la construcción de un túnel de servicio (somero), cuya calzada se ubica a un nivel de -7.50 m y que tendrá una longitud aproximadamente de 1,300.00 m, sobre un suelo lacustre.

El proyecto define un túnel con tres calzadas (10.90 m, 10.40 m y 8.0 m) el cual es subdividido por muros de concreto con un espesor de 1.0 m. Es necesario construir un conducto de 1.50 m de ancho entre las calzadas de 10.90 m y 10.40 m, el cual tendrá la función de conducto de

instalaciones en general a lo largo del túnel. Por tal motivo, el túnel presenta un ancho de calzada total de 33.80 m.

El túnel contempla un relleno con material de lastre de espesor igual a 1.0 m, en seguida de una losa maciza de 1.50 m de espesor y finalmente un relleno fluido de concreto aproximadamente de 1.0 m de espesor con terminación asfáltica con una pendiente del 2% para evitar encharcamientos en épocas de lluvia. Definiendo un nivel máximo de excavación de -11.0 m.

El túnel no es completamente cerrado o techado, existen zonas donde el túnel se encuentra abierto y zonas donde será necesaria la construcción de una losa tapa aproximadamente de 1.0 m de espesor, la cual deberá soportar la construcción de otra calzada con especificaciones especiales que no abordaremos en este trabajo. Figura 2.3a.

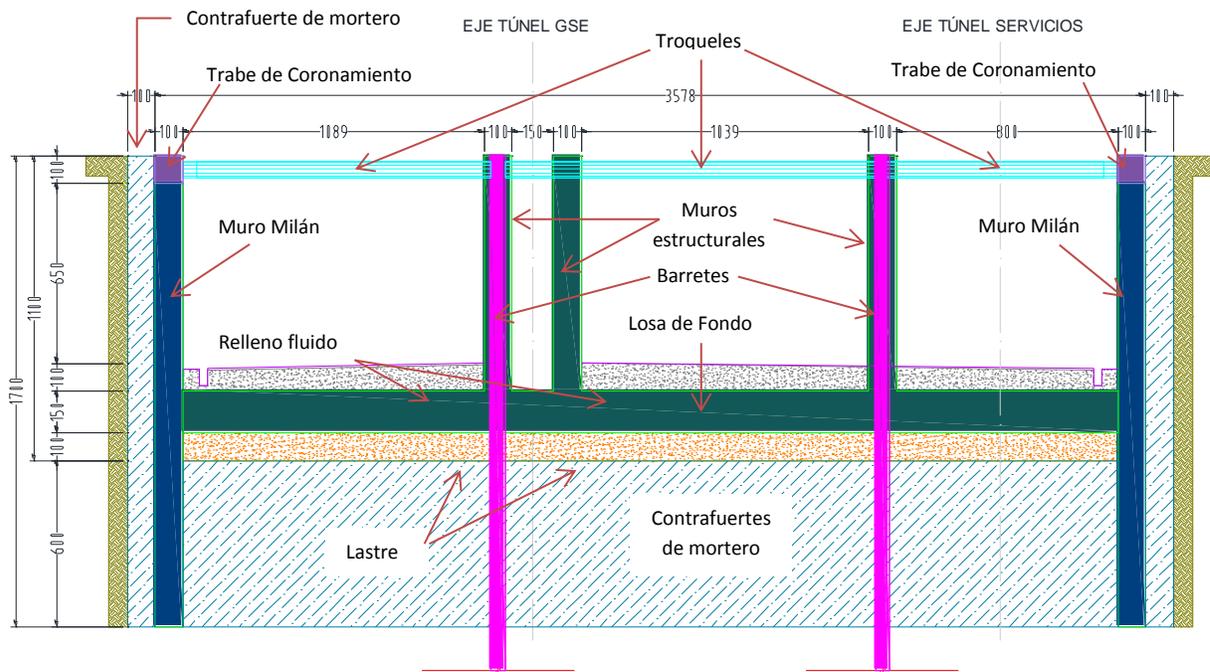


Figura 2.3a Características del túnel.

CAPÍTULO 3 - ANTECEDENTES TEÓRICOS

3.1 Modelo constitutivo

Para ejecutar una excavación con elementos estructurales como sistema de contención, es necesario recurrir a herramientas (programas de computo) que no solo realicen un análisis estructural sino también la simulación del comportamiento del suelo, sobre todo cuando se presentan suelos cuyo comportamiento es complejo para la estabilidad de la estructura, a este tipo de análisis se le conoce como geotécnico-estructural.

Aunque existen programas muy potentes en el análisis estructural, es necesaria la utilización de programas geotécnicos, los cuales implementan modelos de cálculo que involucran la simulación del comportamiento del suelo, análisis de los elementos estructurales y su interacción entre ellos (suelo – estructura).

Modelo de cálculo

Un modelo de cálculo es una representación matemática de la realidad de un sistema estructural, el cual busca simular el comportamiento de elementos que intervienen en la respuesta general de una estructura y en su interacción con el terreno. Las relaciones matemáticas entre los componentes del modelo deben representar de manera realista las existentes entre las diferentes entidades o aspectos del sistema real. Una vez representado el sistema en forma de modelo, pueden aplicarse las herramientas matemáticas para deducir o predecir su comportamiento. El éxito o fracaso de una modelización depende de la precisión con la que se construya esta representación y la fidelidad con la que se concreten hechos y situaciones naturales en forma de variables relacionadas entre sí. La geometría de estos modelos puede estar definida en dos dimensiones (2D) o tres dimensiones (3D). Los modelos pueden considerar la respuesta estática o dinámica de un sistema y pueden incluir propiedades físicas, elásticas, resistentes, hidráulicas y térmicas.²

En el mercado existen muchos softwares que realizan análisis geotécnico – estructural, sin embargo la prioridad es definir el modelo de cálculo a utilizar, conocido comúnmente como modelo constitutivo.

Al analizar suelos, comúnmente se modelizan como elementos de medio continuo, utilizando modelos constitutivos como son los criterios basados en los modelos de estado crítico (Cam Clay), los modelos hiperbólicos con endurecimiento isótropo (Hardening Soft Soil Model) y comúnmente el criterio de Mohr – Coulomb, basado en una envolvente de falla del suelo.³

² Apuntes del Ing. Fermín Sánchez Reyes. Capítulo IX

³ Apuntes del Ing. Fermín Sánchez Reyes. Capítulo VIII

Un modelo constitutivo ideal para simulación del comportamiento de los suelos sería aquel que estuviera basado en las características tanto mecánicas como fisicoquímicas de las partículas, considerando los giros, deslizamientos y deformaciones de cada partícula que conforman al material. Un modelo con estas características podría representar el comportamiento de cualquier tipo de material como arcillas, arenas, limos y plásticos o metales. Sin embargo, es claro que el estado actual de conocimientos no permite aún enfrentar algunos de los retos que exigen dichos modelos. Es por esta razón que actualmente la mayor parte de los modelos estudiados se basan en comportamientos macroscópicos de los materiales y, por tanto, generalmente son válidos únicamente para el tipo de material estudiado y para cierto tipo de solicitaciones.⁴

Parte del proyecto analizado en este trabajo se encuentra en etapas de ingeniería básica, aunque existe información de los parámetros geotécnicos aún no se definen del todo el tipo de cimentación o procesos constructivos a realizar debido a la alta complejidad del suelo presente.

Para este análisis, se seleccionó el criterio de Mohr –Coulomb como modelo constitutivo, para calcular la respuesta tenso-deformacional en estados de fluencia o de rotura del suelo. Se sabe que la naturaleza de los materiales geotécnicos no obedecen a límites de rotura lineales y prácticamente todos los criterios modernos consideran relaciones hiperbólicas en las que la resistencia friccionante se pierde gradualmente con el confinamiento. Sin embargo, se decidió emplear dicho criterio ya que no es conveniente utilizar modelos constitutivos con un gran número de parámetros y tiempo de cómputo, es más práctico emplear aquellos modelos sencillos que utilizan pocos parámetros, de fácil determinación y tiempos de cómputo razonables, aunque estén restringidos a cierta clase de materiales y sean válidos únicamente para cierto tipo de solicitaciones. En comparación con el criterio de Mohr – Coulomb, otro tipo de modelos constitutivos necesitan de una variedad mucho mayor de parámetros, los cuales requieren de ensayos mucho más especializados que no pueden realizarse en laboratorios geotécnicos convencionales, como se dijo anteriormente, esta parte del proyecto aún está en etapa de ingeniería básica por tanto es prudente emplear un modelo constitutivo que utilice parámetros obtenidos de forma directa y sencilla en laboratorios convencionales que el de realizar complejas relaciones que vayan distorsionando o perdiendo la veracidad de los parámetros definidos llevando a esto a resultados poco confiables.

El criterio de Mohr – Coulomb define la resistencia al cortante del suelo en función de la cohesión (c) y fricción (ϕ), sin embargo son necesarios parámetros como: peso volumétrico (γ), módulo de elasticidad (E) y relación de Poisson (ν), para complementar la simulación del material geotécnico del comportamiento de forma correcta.

⁴ Modelos Constitutivos Utilizados en Geotecnia – Eduardo Rojas González / Miguel P Romo Organista – Instituto de Ingeniería UNAM

3.1.1 Modelo Mohr – Coulomb

Conocido de igual manera como el criterio envolvente de esfuerzos, la teoría de Mohr-Coulomb es un modelo matemático basado en criterios geométricos, utilizando como sustento el círculo de Mohr para su desarrollo. El modelo busca describir la respuesta de un material sometido a esfuerzos cortantes y normales.

El criterio de Mohr - Coulomb comprende una serie de ecuaciones lineales que describen las condiciones para las que un material isotrópico falla. Este criterio es recomendable aplicarlo cuando el esfuerzo de falla a compresión es mayor que a tensión.

La envolvente de esfuerzos de falla es una representación en el plano de una curva que describe círculos de Mohr que representan un material en el que se ha presentado una falla en un plano determinado. Uniendo los puntos que describen dicho plano se forma una curva tangente a estos círculos de tal forma que si un círculo de Mohr se encuentra por debajo de ella, el material está en condiciones estables y si la toca la envolvente, se ha alcanzado la resistencia máxima del material, es decir, la falla ha ocurrido en un plano determinado.

Coulomb propuso una relación para describir la aproximación lineal de la envolvente de esfuerzos. Figura 3.1.1a.

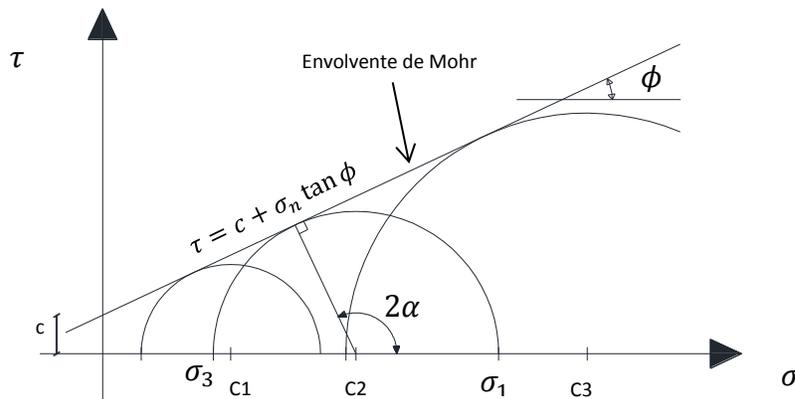


Figura 3.1.1a Envolvente de falla de Mohr – Coulomb.

Donde:

τ = Esfuerzo tangencial que actúa en el plano de falla

c = Cohesión

σ_n = Esfuerzo normal

ϕ = Ángulo de fricción interna

Se sabe que los suelos presentan un comportamiento no lineal cuando se someten a cambios de esfuerzos. En realidad, la rigidez del suelo depende al menos del nivel y la trayectoria de esfuerzos así como el nivel de deformaciones al cual es sometido. El modelo de Mohr-Coulomb, se considera un modelo muy sencillo, el cual representa un comportamiento elástico lineal con plasticidad perfecta, que se puede utilizar como una primera aproximación del comportamiento del suelo. La

parte elástica lineal del modelo de Mohr-Coulomb se basa en la ley de Hooke (elasticidad isotrópica), la parte de la plasticidad perfecta se basa en el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, basado en la formulación de plasticidad no asociada.

La plasticidad implica el desarrollo de deformaciones irreversibles. Con el fin de evaluar si se produce o no la plasticidad, se introduce una función que contemple la relación esfuerzo-deformación. Los límites plásticos se relacionan con la condición de que dicha función sea igual a cero, esta condición a menudo puede ser presentada como una superficie de fluencia en el espacio de los esfuerzos principales.

Un modelo perfectamente plástico es un modelo constitutivo con una superficie de fluencia fija, la superficie está totalmente definida por los parámetros del modelo y no se ve afectada por deformaciones plásticas. Para los estados de esfuerzos representados por puntos dentro de la superficie, el comportamiento es puramente elástico y todas las deformaciones son reversibles.

El modelo Mohr-Coulomb es elástico con plasticidad perfecta, tienen un esfuerzo límite o de fluencia, para el cual las deformaciones están indeterminadas. Para todo esfuerzo debajo del límite se supone una relación elástica lineal, Figura 3.1.1b. Un refinamiento adicional de este modelo es el material plástico con endurecimiento o ablandamiento (Figura 3.1.1c), en el que el esfuerzo de fluencia depende del parámetro de endurecimiento.

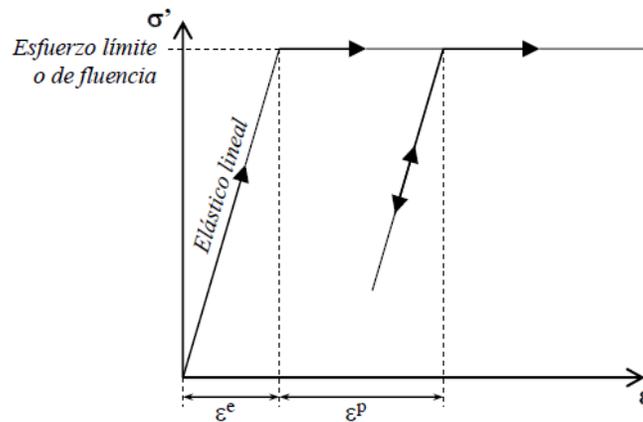


Figura 3.1.1b Comportamiento elástico lineal con plasticidad perfecta
Referencia: Tesis Doctoral Juan Félix Rodríguez Rebolledo.

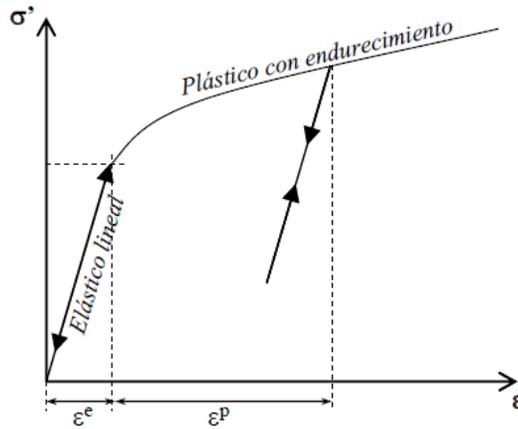


Figura 3.1.1c Comportamiento elástico lineal y plástico con endurecimiento
Referencia: Tesis Doctoral Juan Félix Rodríguez Rebolledo.

La relación entre esfuerzos y deformaciones está dada por la ley de Hooke, donde se relacionan los esfuerzos efectivos elásticos con las deformaciones elásticas. M-(E1).

$$\{\sigma'\} = [C^e]\{\varepsilon\} \dots\dots\dots (E1)$$

Donde:

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

Las deformaciones totales se estiman de la sumatoria de las deformaciones elásticas y plásticas obtenidas, Ec. E2.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \dots\dots\dots (E2)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \varepsilon^e &= \text{deformación elástica} \\ \varepsilon^p &= \text{deformación plástica} \end{aligned}$$

El criterio de Mohr – Coulomb es una extensión de la ley de fricción de Coulomb para un estado de esfuerzos general. Este modelo se asegura de que la ley de fricción de Coulomb se cumpla en cualquier plano dentro de un material.

La ley de resistencia al corte de los suelos de Coulomb se expresa con la Ec. E3, Figura 3.1.1d:

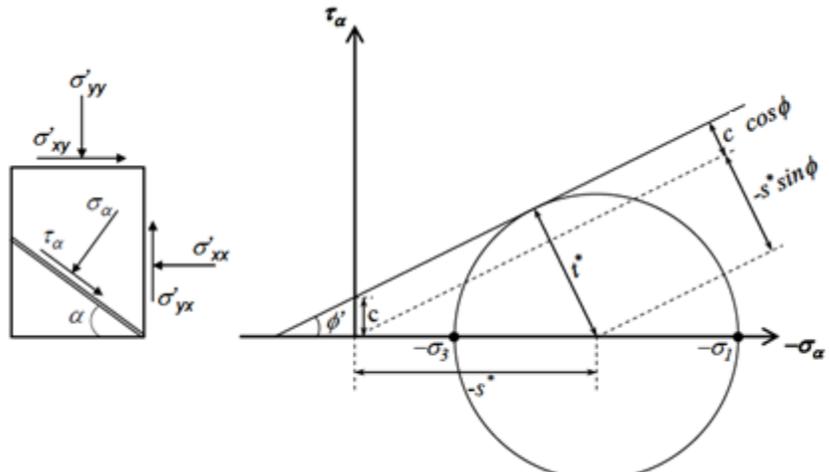


Figura 3.1.1d Ley de resistencia al corte de los suelos Coulomb.
Referencia: Tesis Doctoral Juan Félix Rodríguez Rebolledo.

$$\tau_{\alpha} \leq c - \sigma_{\alpha} \tan \phi \dots\dots\dots (E3)$$

O bien:

$$\tau^* \leq c \cos \phi' - s^* \sin \phi \dots\dots\dots (E4)$$

Donde:

$$\tau^* = \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + \sigma'^2_{xy}} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \dots\dots\dots (E5)$$

$$s^* = \frac{1}{2}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) = \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \dots\dots\dots (E6)$$

Sustituyendo las ecuaciones de (E5) y (E6) en (E4), se obtiene Ec E7.

$$\frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \leq c \cos \phi - \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi \dots\dots\dots (E7)$$

El criterio de Mohr-Coulomb se compone de seis ecuaciones en función de los esfuerzos principales (Smith y Griffiths, 1982):

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \dots\dots\dots (E8)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \dots\dots\dots (E9)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \dots\dots\dots (E10)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \dots\dots\dots (E11)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \dots\dots\dots (E12)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \dots\dots\dots (E12)$$

Los dos parámetros del modelo plástico que aparecen en las funciones son el ángulo de fricción ϕ y la cohesión c . Con la condición $f_i = 0$, las seis ecuaciones describen seis planos que se intersectan en seis ejes, formando una pirámide hexagonal en el espacio de los esfuerzos principales. El hexágono resultante al cortar perpendicular al plano normal al eje hidrostático, donde $(\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3)$ es irregular con sus seis lados de igual longitud. Cada punto de estos planos corresponde a un círculo de Mohr tangente a la envolvente de esfuerzos. Figura 3.1.1 e.

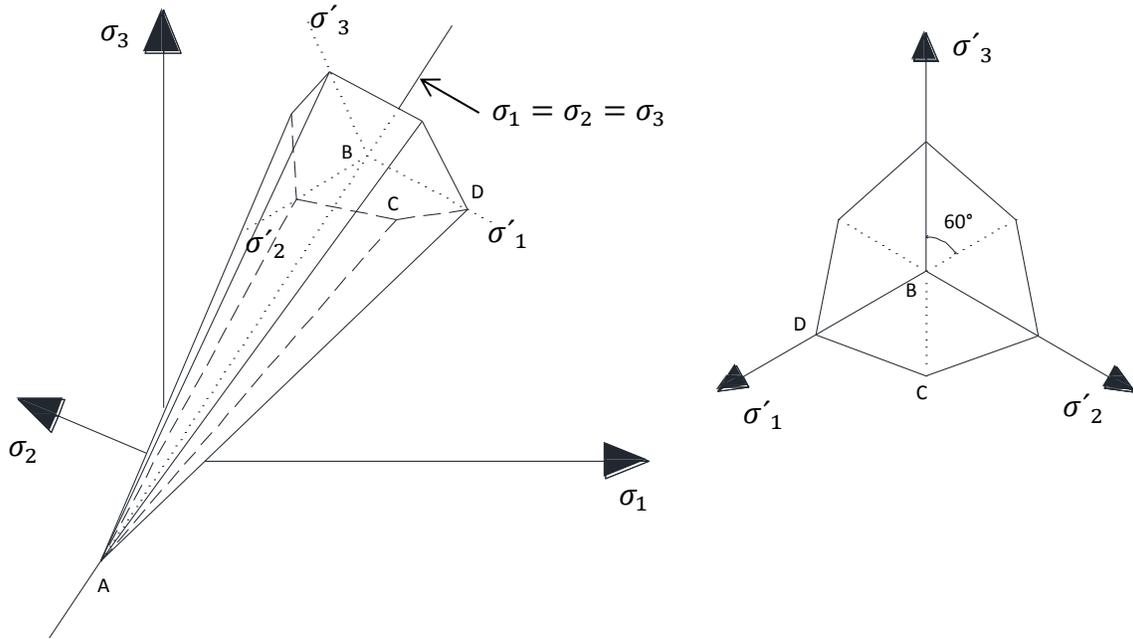


Figura 3.1.1e Superficie de fluencia tipo Mohr – Coulomb.

Adicionalmente a las ecuaciones anteriores, se definen seis funciones plásticamente potenciales para el modelo de Mohr – Coulomb:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \dots\dots\dots (E13)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \dots\dots\dots (E14)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \dots\dots\dots (E15)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \dots\dots\dots (E16)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \dots\dots\dots (E17)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \dots\dots\dots (E18)$$

Las funciones plásticamente potenciales contienen un tercer parámetro plástico, el ángulo de dilatación ψ . Este parámetro es necesario para modelar los incrementos en deformaciones volumétricas plásticas positivas (dilatación), como realmente se observa en suelos densos.

Cuando se implementa el modelo de Mohr – Coulomb para generar estados de esfuerzos, se requiere de un tratamiento especial para la intersección de dos superficies de fluencia. Muchas veces se realiza una suavización de los bordes de la superficie, redondeando las esquinas de la superficie de falla ya que la existencia de esquinas en las superficies de fluencia ocasiona que los gradientes no tengan una definición única (falta de unicidad de la solución), es decir, que se obtenga una solución físicamente imposible a pesar de tener convergencia numérica, como se muestra en la siguiente Figura 3.1.1f.

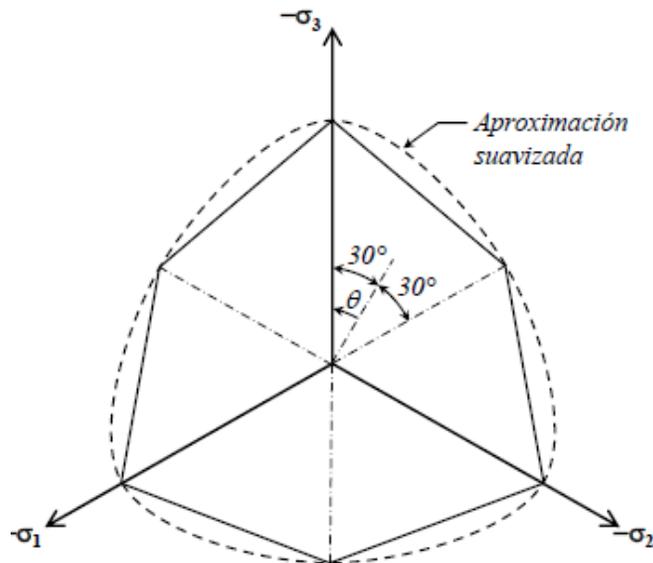


Figura 3.1.1f Sección de la superficie de fluencia tipo Mohr – Coulomb en el espacio de esfuerzos principales con $\phi=20^\circ$, aproximación suavizada. Referencia: Tesis Doctoral Juan Félix Rodríguez Rebolledo.

Para $c > 0$, el criterio de Mohr-Coulomb permite que los suelos trabajen a tensión y que los esfuerzos a tensión admisibles aumenten con la cohesión. No obstante dado que el suelo puede soportar un nulo o muy bajo esfuerzo a tensión, algunos programas de computo incluyen ajustes en este modelo a fin de poder realizar predicciones del comportamiento del suelo adecuadas. Estos ajustes se logran a través de las restricciones expresadas en las ecuaciones 19 a 21.

$$f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \dots\dots\dots (E19)$$

$$f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \dots\dots\dots (E20)$$

$$f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \dots\dots\dots (E21)$$

Cuando se utilizan estas ecuaciones, el esfuerzo a tensión permisible, σ_t , por defecto se toma igual a cero, pero este valor puede ser cambiado dependiendo el criterio del ingeniero.

Para los estados de esfuerzos dentro de la superficie de fluencia, el comportamiento es elástico y obedece la ley de Hooke de la elasticidad lineal isotrópica. Por lo tanto, además de los parámetros de plasticidad (c, ϕ y ψ), se requiere del Módulo de Elasticidad (E) y la Relación de Poisson (ν).

3.2 Proceso constructivo “Cut and Cover”

Como su nombre lo indica la técnica “Cut and Cover” consiste en excavar, construir dentro de la excavación y posteriormente cubrir, es necesario la construcción o colocación de un elemento de contención que soporte los empujes del suelo mientras se realiza la construcción de forma segura al interior de la excavación, antes de ser cubierta por una losa tapa.

Dicha técnica es empleada en la construcción de túneles a poca profundidad por medio de una trinchera, construyendo la estructura del túnel en su totalidad y posteriormente techarlo para reincorporar el suelo encima de este si es necesario. En ocasiones, se construye la cubierta de la excavación para restablecer de forma rápida la cobertura, de manera que la construcción del túnel se finalice de manera subterránea.

Es una técnica eficaz y económica para la construcción de túneles a poca profundidad, dicho método generalmente es aplicado en autopistas urbanas, estaciones del metro, túneles urbanos someros (desniveles), entre otros.

Históricamente esta técnica se ha utilizado como alternativa para la construcción de líneas ferroviarias subterráneas y el cruce de ríos de manera subterránea en algunas ciudades de Europa en la segunda mitad del siglo XIX, sobre todo en Londres y París.

Las primeras fotografías de “Cut and Cover” de las obras de la estación de Saint-Lazare de la línea 3 del metro en París en 1903, fueron tomadas con dos semanas de diferencia, mostrando la eficacia que ofrece este proceso constructivo. Figura 3.2a y 3.2b. La estación fue excavada y construida posteriormente a la construcción de la cubierta.⁵

⁵ Deep Excavations: a practical manual, 2nd Edition, Malco Pulle, CEng, DIC, FICE, FISTrucE

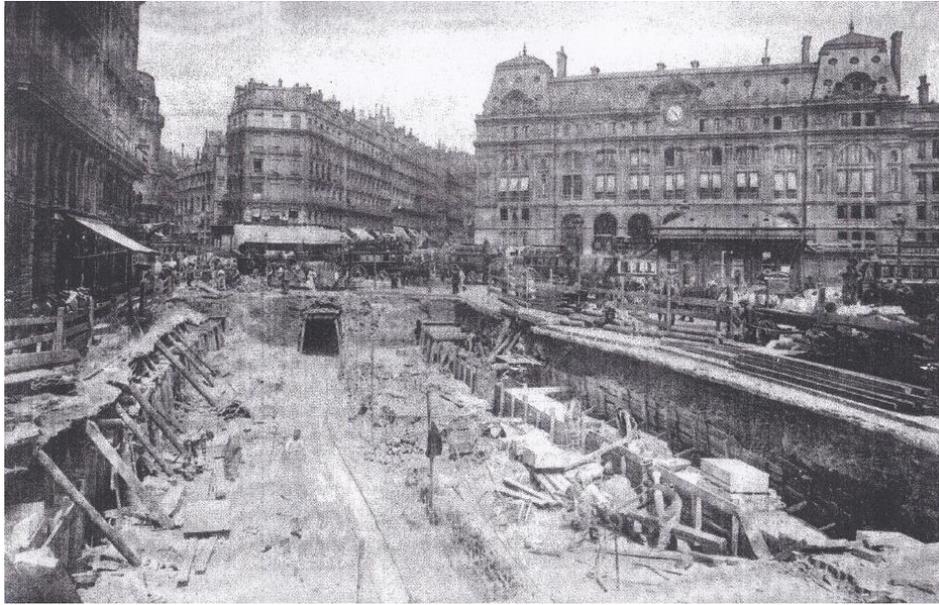
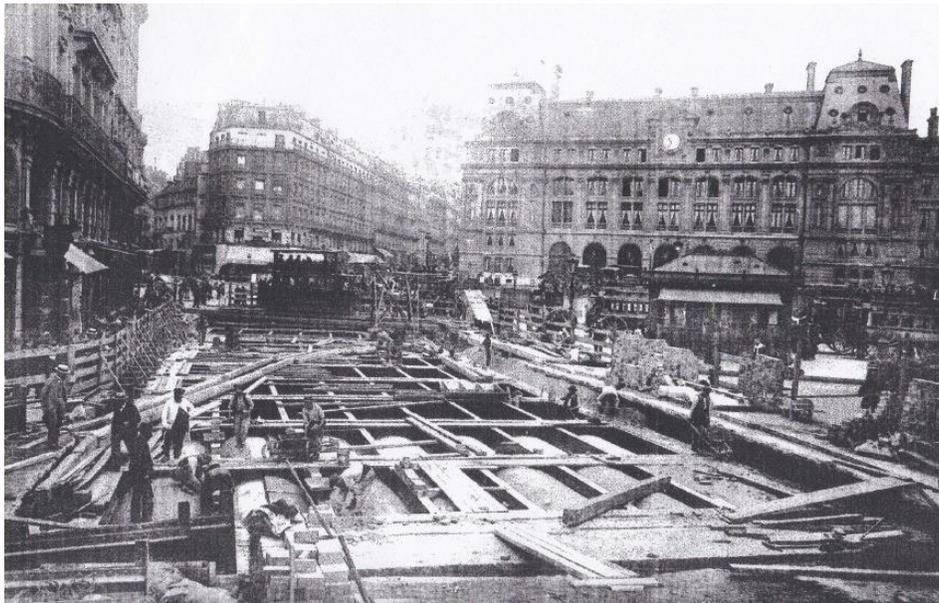


Figura 3.2a “Cut and Cover”, Estación del metro St. Lazare Paris Francia 1903.
Referencia: Deep Excavations: a practical manual, 2nd Edition, Malco Pulle.



Figurb 3.2b “Cut and Cover”, Estación del metro St. Lazare Paris Francia 1903, posterior a dos semanas.
Referencia: Deep Excavations: a practical manual, 2nd Edition, Malco Pulle.

Antes de la segunda Guerra Mundial, la construcción de líneas del metro en ciudades europeas como Berlín, París y Londres, recurrieron a la técnica “Cut and Cover”, convirtiéndose en la técnica principal, de dicha época, para la construcción de túneles dentro de un rango de profundidades, normalmente de 8 a 10 m.

La reconstrucción de las ciudades europeas en la década de 1950 y las mejoras a las instalaciones de transporte público facilitaron el desarrollo de la urbanización en los años 1960 y 1970, introduciendo mejores métodos de construcción de túneles. En particular, se desarrollaron métodos de excavación y equipos de perforación, aumentó la disponibilidad de secciones de acero de alta calidad así como la introducción de concreto premezclado evolucionando las técnicas de construcción.

De igual forma, se desarrolló una gran variedad de muros de contención al igual que técnicas para la construcción de pilas de concreto reforzado, excavadas por medio de un barreno giratorio, el desarrollo en las tablestacas de acero contempló la manera de ser hincadas por medio de un martillo vibratorio o hidráulico.

En los años siguientes, en la década de 1970 muchas ciudades invirtieron en nuevos sistemas de transporte público, como el metro, por medio del método de *“Cut and Cover”*. Por ejemplo, la construcción de Island Line y The West Rail en Hong Kong así como la línea Noreste de metro de Singapur, empleando métodos como: bottom – up, top – down y varios sistemas de muros de contención.

La elección entre construir un túnel de forma convencional o construirlo por medio de la técnica *“Cut and Cover”* puede ser claramente definida por la disponibilidad de espacio, las condiciones de aguas subterráneas, las propiedades del suelo, de estructuras cercanas a la excavación así como su cimentación, la profundidad de la construcción propuesta, etc., ante estos factores, es necesario realizar alineaciones horizontales y verticales para definir el mejor trazo del túnel, que nos evite posibles inconvenientes en un futuro.

Aunque la técnica de construcción *“Cut and Cover”* pueden parecer directa y libre de riesgos a comparación del tuneleo convencional, se presenta mayor riesgo de estabilidad en la superficie debido a los trabajos a poca profundidad, problemas de logística por la interrupción del tráfico y de los servicios debido a las obras de excavación a cielo abierto, haciendo menos atractiva dicha técnica.

A principios de la década de 1980 y Megaw y Bartlett describieron las desventajas del método *“Cut and Cover”* en zonas urbanas.⁵

- La prolongada disposición de avenidas con interrupciones del tráfico, perturbaciones por medio de ruido y clausura de algunos accesos. Dichos percances, pueden ser mitigados por métodos de excavación por debajo de una losa tapa o de techo construida en las primeras etapas de excavación sobre los muros permanentes del túnel. La construcción de esta losa tapa, permite restablecer de forma más rápida el tráfico en las avenidas, disminuyendo el ruido y reactivando los accesos.
- En las arcillas y limos blandos, la excavación de trincheras puede limitarse a mantener la estabilidad y reducir desplazamientos verticales. Es necesario, acortar la longitud de trabajo e incrementar la velocidad de construcción.

- Existen obstáculos al alinear el trazo siguiendo las avenidas, especialmente donde existen curvas muy cerradas de radios pequeños o en zonas de la ciudad donde los sótanos de los diferentes edificios invaden el trazo del túnel, complicando su construcción, en estos casos será necesario reubicar el trazo del túnel de manera horizontal o vertical.
- El avance y costo del proceso constructivo *“Cut and Cover”* pueden ser afectados de manera importante por obras de desviación de los servicios existentes, especialmente si no estaban previstos o si son trabajos especiales de reubicación, durante la excavación. Generalmente en estos trabajos se interrumpe la construcción de los muros de contención para desviar el servicio y posteriormente construir el muro sobre el trazo original.
- Los desplazamientos en suelo y estructuras vecinas deben ser mínimos. Los métodos para reducir los asentamientos y fallas del suelo así como cambios en el nivel de las aguas subterráneas, genera mayores costos y tiempo de construcción. El uso de anclas pretensadas, puntales, trabajos de inyección y recarga de aguas subterráneas pueden ser necesarios, particularmente cuando las estructuras son muy inestables o se encuentran muy cerca de las obras, todos estos trabajos tienen repercusiones en costo y tiempo.

Los costos de construcción al emplear la técnica *“Cut and Cover”* aumentan significativamente con la profundidad, a comparación del tuneleo convencional donde los costos no tienen variación significativa respecto a la profundidad.

3.2.1 Muros de contención empleados en la técnica *“Cut and Cover”*

Como se describió anteriormente es necesaria la construcción de un elemento de contención que permita trabajar de forma segura al interior del túnel, generalmente esta estructura forma parte del túnel o estación subterránea. Las técnicas generalmente usadas para la construcción de muros de contención para realizar la técnica *“Cut and Cover”* son:

⁵ Deep Excavations: a practical manual, 2nd Edition, Malco Pulle, CEng, DIC, FICE, FISTrucE

3.2.1.1 “Cut and Cover” con tablestaca y troqueles

Soporte temporal conformado por tablestacas ancladas o con troqueles, seguido de la construcción de muros definitivos de concreto reforzado. Figura 3.2.1a.

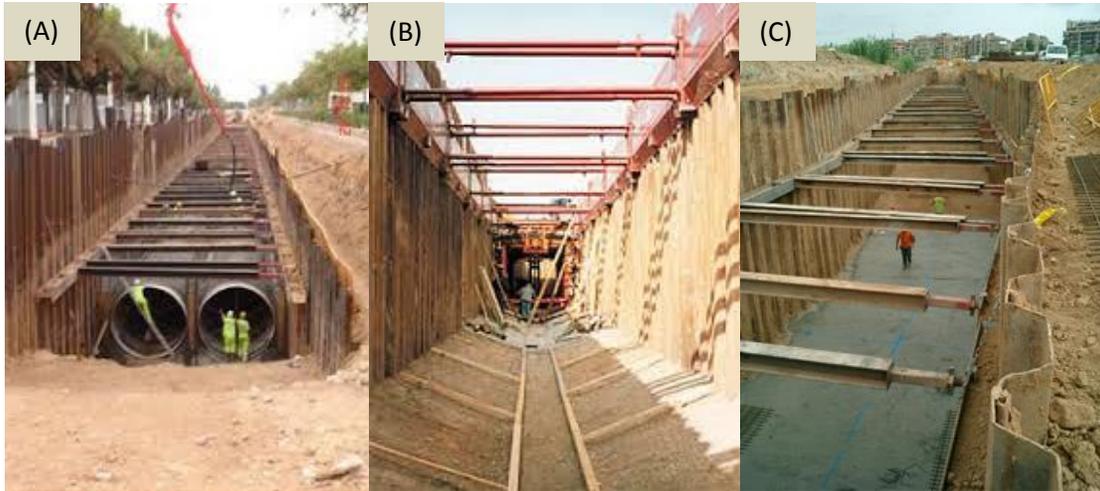


Figura 3.2.1a – (A) “Cut and Cover” con sistema de tablestacas para la entibación de ríos, (B) “Cut and Cover” con sistema de tablestacas para construir pasos peatonales subterráneos, (C) “Cut and Cover” con sistema de tablestacas para construir pasos a desnivel en autopistas.

3.2.1.2 “Cut and Cover” con base en muro Berlín anclado o con troqueles

Soporte temporal usando perfiles de acero tipo IR empotrados en el suelo, con largueros de concreto o usualmente de madera, anclados o con troqueles, seguido de la construcción de muros definitivos de concreto reforzado. Figura 3.2.1b, Figura 3.2.1c y Figura 3.2.1d.



Figura 3.2.1b – (D) “Cut and Cover” para la construcción de estaciones subterráneas por medio de muro Berlín anclado, (E) “Cut and Cover” para construir pasos a desnivel en autopistas por medio de Muro Berlín anclado.

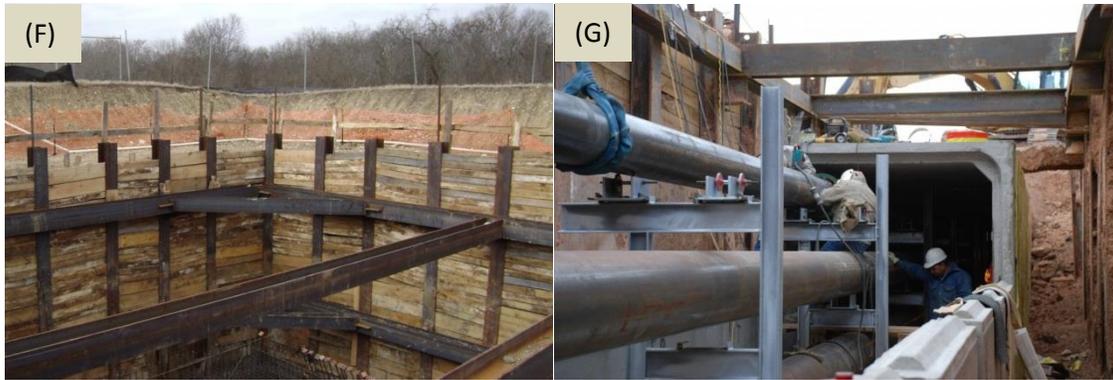


Figura 3.2.1c – (F) “Cut and Cover” para la construcción de estaciones subterráneas por medio de muro Berlín con troqueles, (G) “Cut and Cover” con Muro Berlín y troqueles para la construcción de túneles que trasporten combustibles por medio de tuberías.



Figura 3.2.1d – (H) “Cut and Cover” para la construcción de túneles de transporte de agua potable por medio de tuberías con largueros de concreto entre los perfiles IR y troqueles, (I) “Cut and Cover” para la construcción de portales de túneles con muro Berlín y troqueles.

3.2.1.3 “Cut and Cover” con base en pilas secantes ancladas o con troqueles

Soporte permanente de pilas de concreto reforzado secantes o construcción de paneles de concreto reforzado de manera discontinua y colocación de concreto lanzado. Figura 3.2.1e- g.



Figura 3.2.1e – (J) “Cut and Cover” para la construcción de túneles carreteros urbanos con pilas secantes, (K) Cut and Cover” para la construcción de túneles carreteros urbanos con pilas secantes y concreto lanzado reforzado.



Figura 3.2.1f – (L) “Cut and Cover” para la construcción de túneles carreteros urbanos con pilas secantes y troqueles, (M) Cut and Cover” para la construcción de túneles carreteros urbanos con pilas secantes, excavado una vez colocada la losa tapa.



Figura 3.2.1g – (N) “Cut and Cover” para la construcción de desniveles urbanos con pilas secantes y troqueles.

3.2.1.4 “Cut and Cover” con base en muro Milán anclado o con troqueles

Soporte conformado de muros temporales o permanentes de concreto reforzado colados in situ o prefabricados. Figura 3.2.1h - k.



Figura 3.2.1h – (O-P) “Cut and Cover” para la construcción de estaciones subterráneas del metro con muro Milán y traves de concreto fungiendo como troqueles.

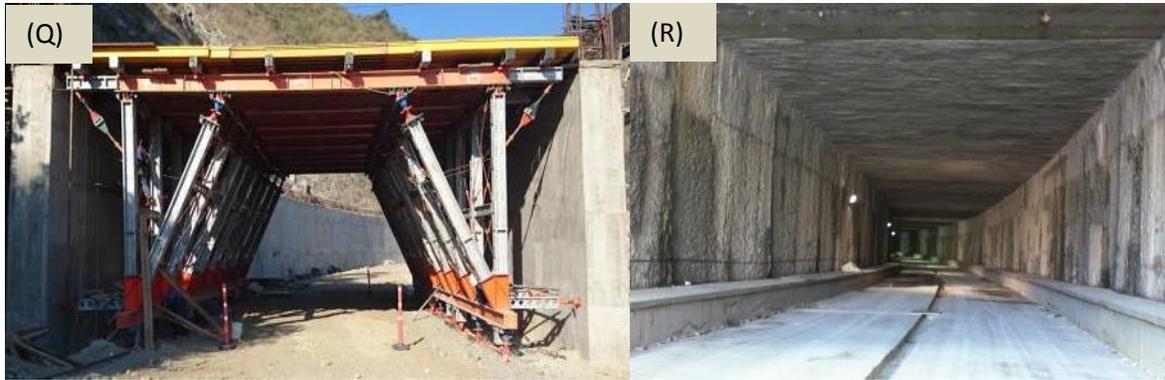


Figura 3.2.1i – (Q) “Cut and Cover” para la construcción de desniveles carreteros con muro Milán, (R) “Cut and Cover” para la construcción de túneles carreteros urbanos de sección rectangular.



Figura 3.2.1j – (S-T) “Cut and Cover” para la construcción del metro subterráneo en algunas zonas de la Cd. De México por medio de muro Milán colado *in situ* o prefabricado.



Figura 3.2.1k – (U) “Cut and Cover” para la construcción de algunas estaciones subterráneas de la Cd. De México.

3.3 Falla de fondo por resistencia al corte

La falla de fondo por resistencia al corte, es un aspecto importante en una excavación, sobre todo en arcillas blandas, esta se presenta cuando la carga vertical fuera de la excavación supera la resistencia al corte del suelo produciendo un levantamiento súbito (bufamiento) del fondo de la excavación y un asentamiento en la superficie de esta. Mecanismo que se muestra en la Figura 3.3a.

Las excavaciones se deben de realizar en lapsos muy cortos de tiempo para que puedan ser despreciables los cambios en los esfuerzos en materiales como las arcillas. Para simular esta condición, los análisis de estabilidad pueden hacerse con datos provenientes de pruebas triaxiales rápidas ya que prevalecen las condiciones de resistencia no drenada, donde $\phi = 0$.

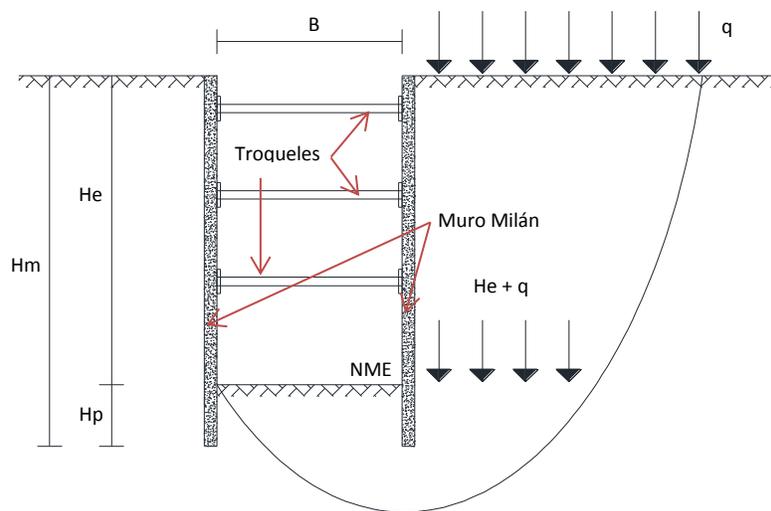


Figura 3.3a Mecanismo de falla de fondo por resistencia al corte en arcillas.

Este fenómeno o falla ocurre aunque exista un elemento de contención rígido (como es el caso con el muro Milán) y se extiende a una distancia considerable bajo el nivel máximo de excavación, a menos que exista un estrato duro cercano a este.

A medida que el nivel de excavación máximo aumenta y la resistencia al cortante de las arcillas se reduce, la expansión o bufamiento del fondo de la excavación se vuelve más importante, aumentan los asentamientos en superficie del terreno y se corre mayor riesgo de presentarse una falla inminente del sistema de contención de la excavación.

Por tanto se puede decir que la resistencia al corte de las arcillas bajo cualquier nivel de excavación tiene una influencia muy importante en el comportamiento del sistema de contención y del suelo en la superficie.

La resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas del suelo que está por debajo del nivel de excavación, se representa con c . La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad H_m está dada según la fórmula de Skempton:

$$q_c = cN_c + \gamma H_m \dots\dots\dots (E22)$$

Si existe una sobre carga q sobre el suelo, la ecuación resulta:

$$q_c = cN_c + \gamma H_m + q \dots\dots\dots (E23)$$

El término cN_c representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma H_m + q$, representa el esfuerzo al nivel de la excavación debido al peso de suelo suprayacente y a las sobrecargas que existieran.

En el caso de una falla de fondo la resistencia a lo largo de la superficie de falla (cN_c) se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, moviéndose por efecto de la presión ($\gamma H_m + q$). En el instante de falla de fondo, se tiene:

$$cN_c = \gamma H_m + q \dots\dots\dots (E24)$$

Esta expresión da la profundidad máxima a la que puede llevarse la excavación sin que se presente una falla de fondo. Sin embargo es necesario tomar una precaución adicional mediante un factor de seguridad:

$$\gamma H_m + q = \frac{cN_c}{F_s} \dots\dots\dots (E25)$$

Dónde:

$$F_s = \frac{cN_c}{\gamma H_m + q} \dots\dots\dots (E26)$$

Esta expresión permite calcular la seguridad de la excavación contra falla de fondo.

COVITUR 1987 - El factor de seguridad para arcillas blandas como las de la Ciudad de México se calcula mediante la expresión:

$$FS = c \left(\frac{N_c + 2H_p/L}{\gamma H_e + q} \right) \dots\dots\dots (E27)$$

Dónde:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2H_m/B) (1 + 0.2B/L) \dots\dots\dots (E28)$$

En donde:

- c = Valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla, hasta una profundidad de $H_m + B$
- N_c = Factor de estabilidad
- H_m = Profundidad de desplante del muro
- H_p = Longitud del empotramiento del muro

H_e = Longitud de muro menos empotramiento
 B = Ancho de la excavación
 L = Longitud de la excavación
 q = Sobrecarga en la superficie del terreno
 γ = Peso del suelo

Las ecuaciones anteriores son válidas para las siguientes condiciones:

$$\frac{H_m}{B} \leq 2 \quad y \quad \frac{B}{L} \leq 1$$

Cuando los valores son mayores estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior (2 y 1 respectivamente).

El término $\frac{2H_p}{L}$ toma en cuenta la influencia de la profundidad de la pata en la estabilidad del fondo y debe despreciarse cuando $\frac{H_p}{L} < 5$ (Tamez 1987)

Los factores de seguridad mínimos admisibles para el mecanismo de falla de fondo se presentan en la Tabla 3.3a; en caso de no satisfacer esos valores, será necesario limitar la longitud de avance de la excavación o aumentar el desplante del muro Milán.

Mecanismo de falla	Factores de seguridad mínimos (FS)
Falla de fondo por resistencia al corte	$FS_f \geq 1.7$ Cuando existan edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación. $FS_f \geq 1.5$ En los otros casos

Tabla 3.3a Factores de seguridad mínimos para el mecanismo de falla de fondo por resistencia al corte.

3.3.1 Análisis de la falla de fondo de forma analítica

Con el modelo geotécnico expuesto en el Capítulo 2 se realiza la demostración, por medio del criterio de COVITUR 1987, de la existencia de la falla de fondo por resistencia al corte, mediante las ecuaciones expuestas anteriormente.

Definición de c y γ :

Unidad	Prof. i (m)	Prof. f (m)	Espesor (m)	Descripción	γ (t/m ³)	c (t/m ²)
U-1	0.00	-0.50	0.50	Costra Superficial	1.60	3.00
U-2a	-0.50	-2.50	2.00	Formación Arcillosa Superior	1.60	1.00
U-2b	-2.50	-10.00	7.50	Formación Arcillosa Superior	1.20	1.00
U-2c	-10.00	-20.00	10.00	Formación Arcillosa Superior	1.25	1.90
U-2d	-20.00	-25.00	5.00	Formación Arcillosa Superior	1.25	3.60
U-2e	-25.00	-26.00	1.00	Formación Arcillosa Superior	1.20	3.60
U-3	-26.00	-28.00	2.00	Capa Dura	1.55	40.00

Referencia: Tabla 2.2.1a Modelo Geotécnico Local.

Para la definición de la cohesión se realizó un promedio ponderado de los estratos que comprenden la excavación y por debajo de ella hasta la capa dura, sin contar esta última, obteniendo un espesor_{Total}, $e_T = 26.0$ m.

$$c = \frac{(c_{U1} * e_{U1}) + (c_{U2a} * e_{U2a}) + (c_{U2b} * e_{U2b}) + (c_{U2c} * e_{U2c}) + (c_{U2d} * e_{U2d}) + (c_{U2e} * e_{U2e})}{e_T}$$

$$c = \frac{\left(3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.5 \text{ m}\right) + \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 2 \text{ m}\right) + \left(1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 7.5 \text{ m}\right) + \left(1.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 10 \text{ m}\right) + \left(3.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 5 \text{ m}\right) + \left(3.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1 \text{ m}\right)}{26 \text{ m}}$$

$$c = 1.98 \text{ ton/m}^2$$

Para la definición del peso volumétrico se realizó un promedio ponderado de los estratos que comprenden la excavación y por debajo de ella hasta la capa dura, sin contar esta última, obteniendo un espesor_{Total}, $e_T = 26.0$ m.

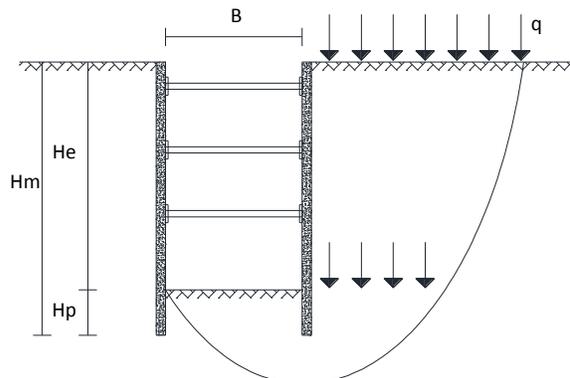
$$\gamma = \frac{(\gamma_{U1} * e_{U1}) + (\gamma_{U2a} * e_{U2a}) + (\gamma_{U2b} * e_{U2b}) + (\gamma_{U2c} * e_{U2c}) + (\gamma_{U2d} * e_{U2d}) + (\gamma_{U2e} * e_{U2e})}{e_T}$$

$$\gamma = \frac{\left(1.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.5 \text{ m}\right) + \left(1.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 2 \text{ m}\right) + \left(1.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 7.5 \text{ m}\right) + \left(1.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 10 \text{ m}\right) + \left(1.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 5 \text{ m}\right) + \left(1.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 1 \text{ m}\right)}{26 \text{ m}}$$

$$\gamma = 1.26 \text{ ton/m}^3$$

Datos:

B = 33.78 m
 L = 1300.0 m
 Hm = 17.0 m
 He = 11.0 m
 Hp = 6.0 m
 $c = 1.98 \text{ t/m}^2$
 $\gamma = 1.26 \text{ t/m}^3$
 $q = 0.0 \text{ t}$



COVITUR 1987 - El factor de seguridad para arcillas blandas como las de la Ciudad de México se calcula mediante la expresión:

$$FS = c \left(\frac{N_c + 2H_p/L}{\gamma H_e + q} \right) \dots\dots\dots (E27)$$

Dónde:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2H_m/B) (1 + 0.2B/L) \dots\dots\dots (E28)$$

Valido bajo la condición de:

$$\frac{H_m}{B} \leq 2 \quad y \quad \frac{B}{L} \leq 1$$

$$\frac{17}{33.78} \leq 2 \quad y \quad \frac{33.78}{1300} \leq 1$$

$$0.5032 \leq 2 \quad y \quad 0.0259 \leq 1$$

∴ Son válidas las ecuaciones (E27) y (E28)

El término $\frac{2H_p}{L}$ toma en cuenta la influencia de la profundidad de la pata en la estabilidad del fondo y debe despreciarse cuando $\frac{H_p}{L} < 5$ (Tamez 1987)

$$\frac{6}{1300} < 5$$

$$4.6153 \times 10^{-3} < 5$$

∴ Se desprecia $\frac{2H_p}{L}$ en ecuación (E27)

Factor de estabilidad:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2H_m/B) (1 + 0.2B/L)$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2 * 17/33.78) (1 + 0.2 * 33.78/1300)$$

$$N_c = 5.6867$$

Factor de seguridad:

$$FS = c \left(\frac{N_c + 2H_p/L}{\gamma H_e + q} \right)$$

$$FS = 1.98 * \left(\frac{5.6867}{1.26 * 11 + 0} \right)$$

FS = 0.8 ∴ Se presenta la falla de fondo

3.3.2 Análisis de la falla de fondo por medio de métodos numéricos

Con el modelo geotécnico descrito anteriormente se realizó un modelo en elementos finitos en el programa de computo *Phase²*, para representar el comportamiento de la excavación del túnel sin contrafuertes, las consideraciones de los suelos, elementos estructurales y proceso de modelización se detallará más adelante en el análisis del modelo empleando contrafuertes. Para este análisis se modelizó los muros Milán, barretes y troqueles en la parte superior. Se decidió presentar los resultados de la excavación en la etapa crítica donde se presenta la falla de fondo y una etapa anterior para realizar una comparación.

3.3.2.1 Excavación al nivel de -4.0 y -5.0m de profundidad

Desplazamientos Verticales

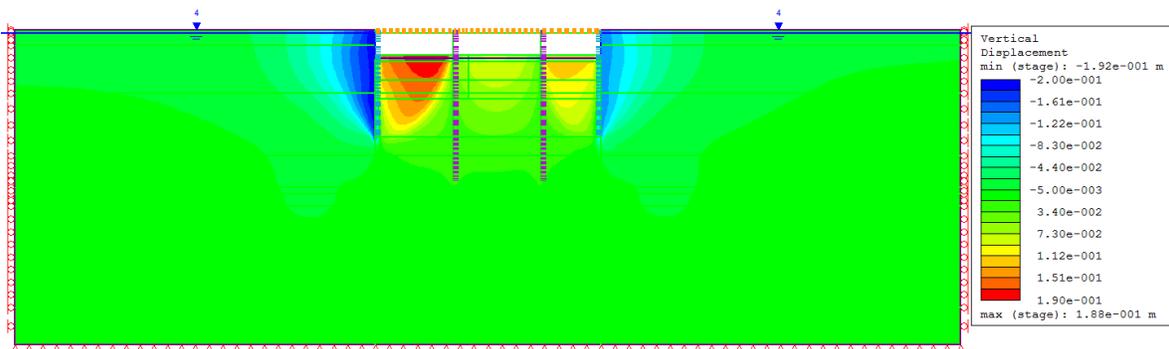


Figura 3.3.2.1a Desplazamientos Verticales, excavación -4.0 m.

En la figura 3.3.2.1a, se puede observar un asentamiento en la zona del muro Milán del lado izquierdo del orden de 20.0 cm provocando un asentamiento del orden de 4.0 cm en la parte superior del modelo, cabe mencionar que no se presenta un comportamiento simétrico debido a que en la zona izquierda la separación entre muro y barrette es mayor. En la zona de la excavación se presenta una expansión del orden de 19.0 cm.

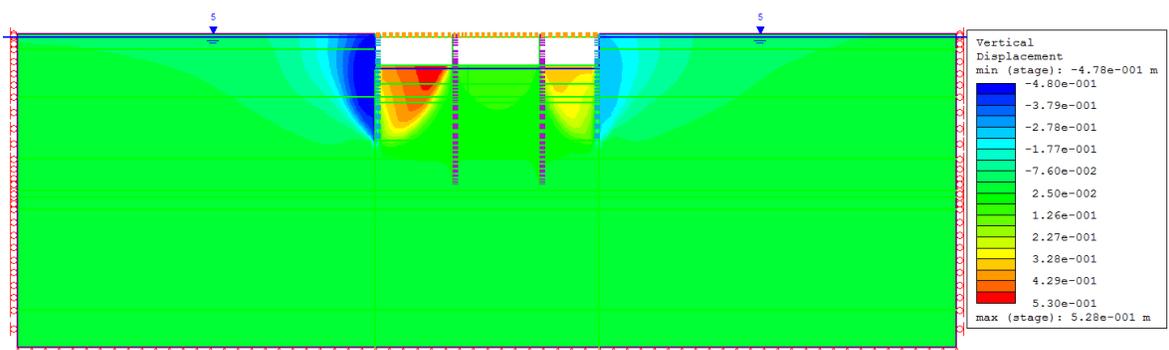


Figura 3.3.2.1b Desplazamientos Verticales, excavación -5.0 m.

En la figura 3.3.2.1b, se puede observar un asentamiento en la zona del muro Milán del lado izquierdo del orden de 43.0 cm provocando un asentamiento del orden de 6.8 cm en la parte superior del modelo, cabe mencionar que no se presenta un comportamiento simétrico. En la zona de la excavación se presenta una expansión del orden de 53.0 cm.

Desplazamientos Horizontales

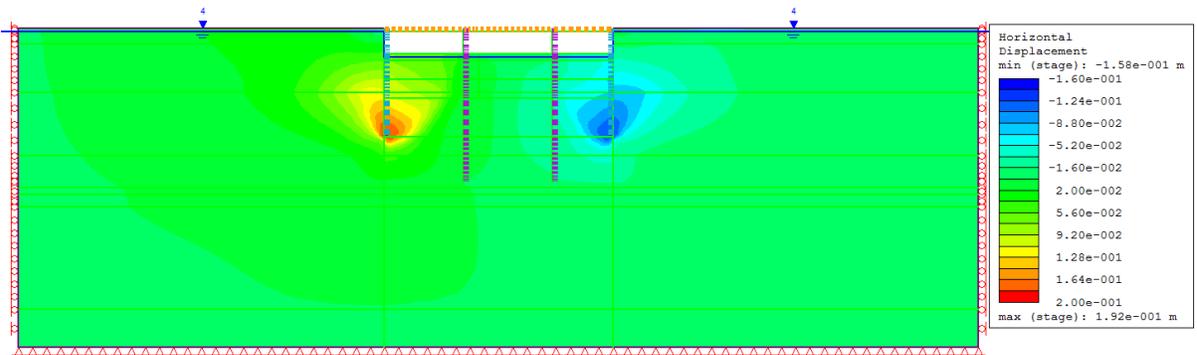


Figura 3.3.2.1c Desplazamientos Horizontales, excavación -4.0 m.

En la figura 3.3.2.1c, se puede observar un desplazamiento en el desplante del muro hacia el interior de la excavación del orden de 20.0 cm en el muro Milán del lado izquierdo y un pateo del muro del lado derecho del orden de 16.0 cm, no se presenta un comportamiento simétrico.

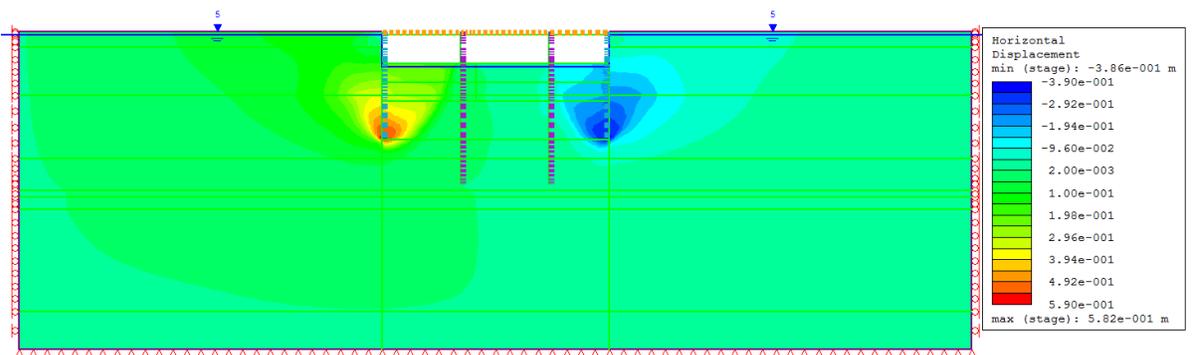


Figura 3.3.2.1d Desplazamientos Horizontales, excavación -5.0 m.

En la figura 3.3.2.1d, se puede observar un desplazamiento en el desplante del muro hacia el interior de la excavación del orden de 50.0 cm en el muro Milán del lado izquierdo y un pateo del muro Milán del lado derecho del orden de 40.0 cm, no se presenta un comportamiento simétrico.

Desplazamientos Totales

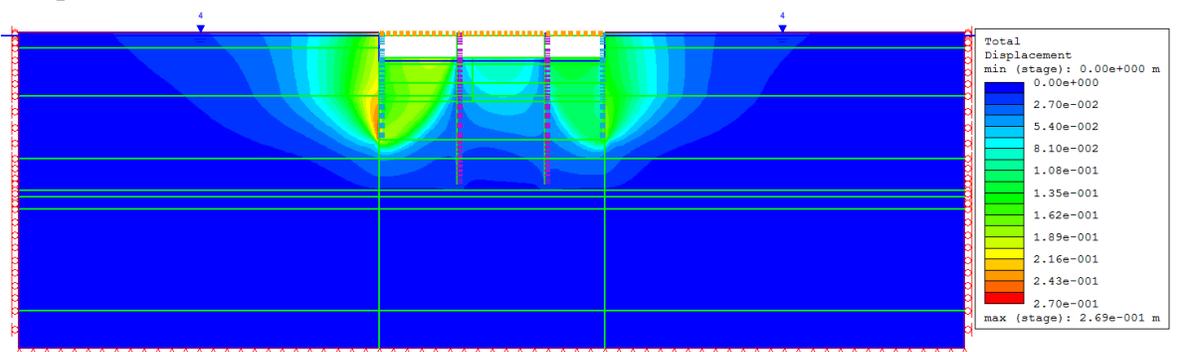


Figura 3.3.2.1e Desplazamientos Totales, excavación -4.0 m.

En la figura 3.3.2.1e, se observa que no existe simetría en los desplazamientos, existe un mayor desplazamiento del lado izquierdo del modelo donde se puede apreciar un pateo del muro del orden de 27.0 cm y un desplazamiento máximo de expansión en la excavación del orden de 20.0 cm y emersiones en los hombros de la excavación del orden de 20.0 cm.

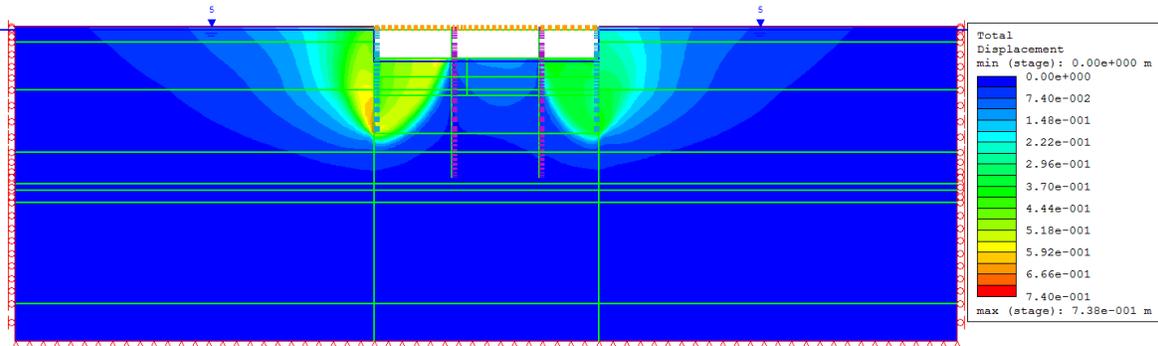


Figura 3.3.2.1f Desplazamientos Totales, excavación -5.0 m.

En la figura 3.3.2.1f, se observa que no existe simetría en los desplazamientos, existe un mayor desplazamiento del lado izquierdo del modelo donde se puede apreciar un pateo del muro del orden de 70.0 cm y un desplazamiento máximo de expansión en la excavación del orden de 54.0 cm y emersiones en los hombros de la excavación del orden de 55.0 cm.

Máximas Deformaciones por Cortante – Superficie de falla

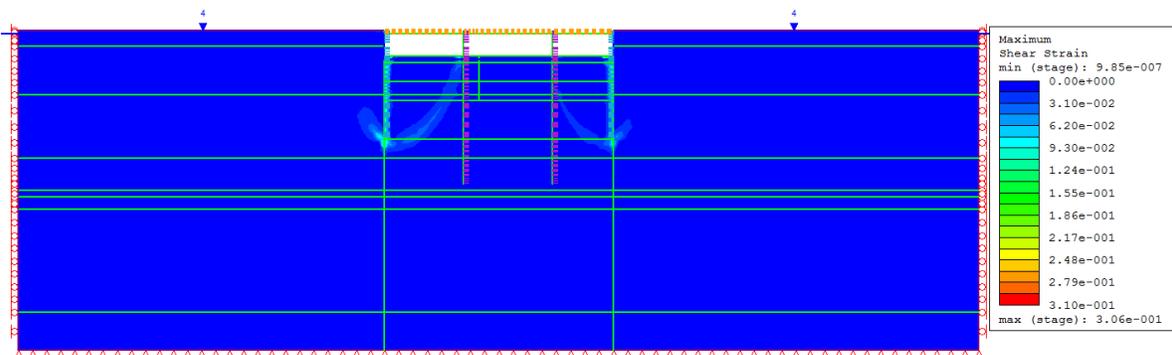


Figura 3.3.2.1g Máximas Deformaciones por Cortante, Superficie de falla – Excavación -4.0 m.

En la figura 3.3.2.1g, se puede observar que las superficies de falla comienzan a aparecer en la masa de suelo, estas son interrumpida por los elementos barretes, se genera en la zona de desplante del muro Milán, hasta la superficie.

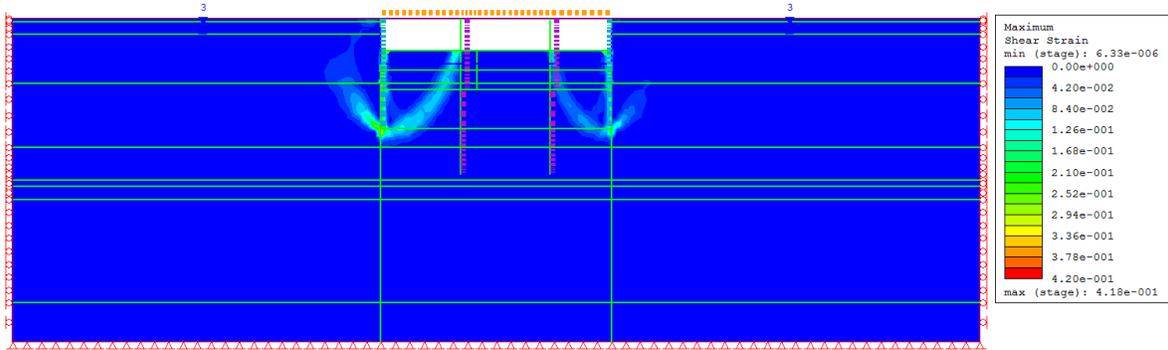


Figura 3.3.2.1h Máximas Deformaciones por Cortante, Superficie de falla – Excavación -5.0 m.

En la figura 3.3.2.1h, se puede observar que las superficies de falla se forman en su totalidad en la masa de suelo, estas son interrumpidas por los elementos barrettes, la masa de suelo falla por cortante en la zona del Muro Milán, haciendo inestable la excavación sin contrafuertes.

3.3.3 Conclusión del análisis sin contrafuertes

Ante los resultados obtenidos de manera analítica y utilizando softwares para un análisis numérico se puede concluir que la excavación no es estable ya que se presenta la falla de fondo por resistencia al corte al excavar entre los 4.0 m y 5.0 m de profundidad, se puede apreciar que los desplazamientos en estas profundidades son demasiados por tanto es necesario analizar la excavación del túnel empleando el uso de contrafuertes para corroborar que se puede excavar hasta el nivel máximo de excavación sin que se presente la falla por resistencia al corte del suelo y los desplazamientos sean reducidos para garantizar la estabilidad de la excavación.

Con el análisis por medio de elementos finitos se observa la generación de la superficie de falla y se puede concluir que los elementos barrettes contribuyen en la interrupción de esta falla, sin embargo la excavación sigue siendo inestable por tanto se demuestra que es necesario implementar acciones correctivas, las cuales en este trabajo residen en la construcción de contrafuertes de mortero en busca de mitigar la falla de fondo para realizar la excavación de forma estable.

3.4 Experiencias usando contrafuertes de mortero en México

3.4.1 Túnel sumergido Coatzacoalcos (Veracruz – 2008)

Magna obra que enlaza los municipios de Allende y Coatzacoalcos en el Estado de Veracruz, se desarrolla en la desembocadura del Río Coatzacoalcos en una zona de suma importancia por su ubicación geográfica ya que es una ventana estratégica entre el golfo de México y el Océano Pacífico a través del corredor Transistmico que sustenta el desarrollo de materia petroquímica y el comercio Internacional del sureste mexicano.



Túnel sumergido Coatzacoalcos - Veracruz

Dicho túnel acortará la distancia y tiempo de traslados mejorando las condiciones de comercio e industria detonando la economía local, regional y nacional por su ubicación geográfica.

El túnel inicia en la Av. General Anaya en Coatzacoalcos y termina en la Calle Zamora de la Congregación Allende en el Estado de Veracruz, cuenta con una longitud total de 2,380.0 m, se conforma de 500.0 m de longitud en Coatzacoalcos, 1184.0 m en el Acceso Allende (417.0 m rampa de acceso) y 696.0 m de Túnel Sumergido el cual se compone de 5 elementos de concreto prefabricado de 138 m con un ajuste de 6.0 m.

El proyecto en la zona de portales consiste de un muro Milán de espesor igual a 1.0 m, desplantado a una profundidad de 25.0 m, la distancia entre muros es igual al ancho de la calzada de acceso del orden de 22.0 m, a medida que el portal va acercándose al río, la calzada de acceso va descendiendo hasta llegar a una profundidad de 15.7 m. Los empujes laterales sobre el muro son soportados por un troquel de acero de sección circular de diámetro igual a 0.76 m seguido de la construcción de una losa tapa de profundidad variable respetando siempre una altura del túnel del orden de 6.5 m.

Problemática: En la zona de portales del túnel, el muro Milán que conforma el acceso, se encuentra desplantado en arena media a densa con arcillas blandas, durante el diseño del túnel se identificó que cuando se realizará la excavación, el muro Milán tendería a desplazarse al interior de la excavación poniendo en riesgo la estabilidad de los portales al no contemplar aun la construcción de la losa tapa.

Solución: Se decidió construir contrafuertes de mortero, de forma transversal al trazo de los portales del túnel, de un espesor igual a 1.0 m, con una longitud igual a 22.0 m desplantados a una profundidad de 25.0 m. Con la implementación de estos elementos se evitó el pateo del muro realizando la excavación de manera estable, ya que el contrafuerte fue una restricción física entre muros evitando un desplazamiento importante de estos.

Fue indispensable construir los contrafuertes de mortero antes que el muro Milán y ubicarlos al centro de los paneles que conforman el muro, ya que el proceso de excavación consiste en excavar primero los laterales de un panel de 6.50 m de largo, con una almeja hidráulica cuya mordida tiene una longitud igual a 2.7 m, dejando una franja al centro de longitud igual a 2.1 m, en la franja central se ubica el contrafuerte haciendo que la mordida de la almeja sea uniforme, ya que si ubicara el contrafuerte en cualquier otra posición entre las áreas de excavación, la almeja tendería a desviarse al tener un material de mayor resistencia de un lado afectando de esta manera su verticalidad.

Desafortunadamente esta obra quedo incoclusa, sin embargo el resultado de los contrafuertes en los portales fue exitoso.

En la Figura 3.4.1a se muestra la planta de distribución de los contrafuertes de mortero, en la Figura 3.4.1b se muestra la sección general de uno de los portales del túnel y finalmente en la Figura 3.4.1c se muestra la excavación de uno de los portales.

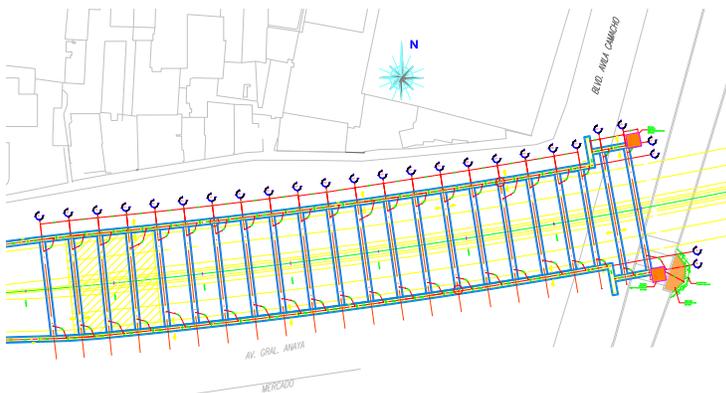


Figura 3.4.1a Planta de un portal con la distribución de contrafuertes de mortero.

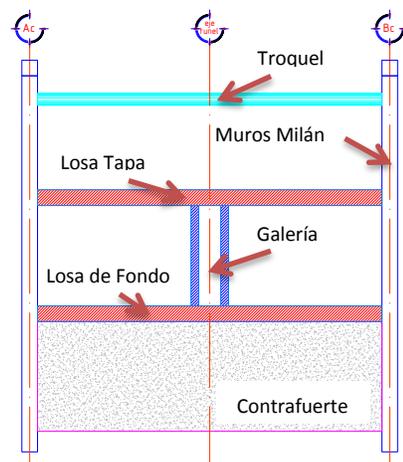


Figura 3.4.1b Sección del Portal



Figura 3.4.1c Túnel sumergido Coatzacoalcos – Veracruz

3.4.2 Centro Comercial (CDMX - 2016)

Proyecto privado, ubicado en la Colonia Moctezuma, Delegación Venustiano Carranza, en la Ciudad de México, muy cerca del metro Romero Rubio Línea B. El cual consiste en realizar un centro comercial con tres sótanos, cuya cimentación se conforma por muro Milán realizando la construcción por medio del sistema constructivo Top – Down.



Dicho sitio se ubica en la Zona de Lago y su estratigrafía se conforma de arcilla, se encuentra muy cerca del actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. El modelo geotécnico se muestra en la Tabla 3.4.2a.

Unidad	Prof-i (m)	Prof-j (m)	Descripción	Γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (°)	E (t/m ²)	u	k0
U-1	0.00	-4.70	CSU	1.55	4.4	0	1500	0.49	1
U-2	-4.70	-7.00	FAS1	1.15	0.85	0	240	0.49	1
U-3	-7.00	-9.00	FAS2	1.2	1.5	0	270	0.49	1
U-4	-9.00	-11.00	FAS3	1.3	1.9	0	300	0.49	1
U-5	-11.00	-13.50	FAS4	1.3	2.2	0	550	0.49	1
U-6	-13.50	-16.70	FAS5	1.3	2.5	0	600	0.49	1
U-7	-16.70	-39.00	FAS6	1.3	3.85	3	900	0.49	0.95
U-8	-39.00	-43.50	CDU	1.65	10.5	33	4000	0.32	0.46
U-9	-43.50	-45.00	FAI	1.4	5.5	12	2000	0.44	0.79

Tabla 3.4.2a Modelo Geotécnico Local – Centro comercial Oceanía

El proyecto consistió en construir un muro Milán de espesor igual 0.6 m desplantado a una profundidad de 21.5 m, dicho desplante está en función del número de sótanos que presenta el proyecto, no se decidió realizar el desplante hasta la Capa Dura ya que esta se ubica a una profundidad aproximada de 39.0 m por tanto el consumo de concreto se elevaría de manera importante ocasionando un costo mucho mayor.

Problemática: El muro Milán se encuentra desplante en arcillas blandas, por tanto el muro tiende a desplazarse al interior de la excavación provocando la inestabilidad de esta, es necesario mantenerla estable hasta construir en su totalidad las losas de los sótanos así como la losa de fondo reduciendo de esta manera el desplazamiento del muro garantizando posteriormente su estabilidad.

Solución: Se decidió construir contrafuertes de mortero de un espesor igual a 0.6 m, con una longitud igual a 6.0 m al interior de la excavación desplantados a una profundidad de 21.5 m, separados a una distancia de 4.30 m y 2.70 m, ubicándolos de manera simétrica en los paneles que conforman el muro Milán. Evitando de esta manera el desplazamiento del muro realizando la excavación de manera estable hasta la construcción total de todas las losas.

Proceso constructivo:

- Condición inicial.
- Construcción de contrafuertes, muro Milán y barrettes.
- Construcción de planta baja.
- Excavación a -6.5 m.
- Construcción de sótano 1.
- Excavación a -10.5 m.
- Construcción de sótano 2.
- Excavación a -15.0 m, nivel máximo de excavación.
- Construcción de sótano 3.
- Construcción de losa de fondo

Hipótesis: En un análisis bidimensional, se idealizó el contrafuerte mediante la aplicación de una fuerza, la cual resultó de la aportación de las fuerzas de fricción sobre las caras laterales del contrafuerte, como se muestra a continuación.

Desarrollo: Como se mencionó anteriormente, se contempla un contrafuerte de mortero de 6.0 m de largo y 0.6 m de ancho del lado de la excavación, el cual será construido antes que el muro Milán desde la superficie hasta su nivel de desplante a una profundidad de 21.5 m.

Para idealizar el contrafuerte en un análisis bidimensional se tomó únicamente la zona del contrafuerte que se encuentra debajo del Nivel Máximo de Excavación el cual corresponde a una profundidad del orden de 15.0 m, esta zona del contrafuerte está ubicada en la formación arcillosa superior 5 y 6 (Unidades 6 y 7) como se observa en el modelo geotécnico local – Figura 3.5.2a, en dichos materiales se tiene una cohesión de 2.5 t/m² y 3.85 t/m² respectivamente, como criterio conservador únicamente se consideró la longitud que se encuentra desplantada en la formación arcillosa superior 6 (4.8 m) con una cohesión de 3.85 t/m².

Se consideró únicamente las paredes laterales del contrafuerte para obtener la fuerza por fricción generada en los contrafuertes, multiplicando la altura por longitud de un tramo del contrafuerte (área) por la cohesión de la arcilla a esa profundidad, por tanto:

$$F_{fricción} = \underbrace{(h_1 \times l_1)}_{\text{Cara lateral 1}} + \underbrace{h_2 \times l_2}_{\text{Cara lateral 2}} \times c$$

Se considera una altura de 1.0 m ya que se asignara una carga uniformemente repartida por metro de manera vertical en una longitud de 4.8 m.

$$F_{f/cf} = (1.0m \times 6.0m + 1.0m \times 6.0m) \times 3.85 \text{ t/m}^2$$

$$F_{f/cf} = 46.2 \text{ t/m, por Contrafuerte}$$

Se plantean paneles de 7.0 m de longitud constituidos por dos contrafuertes como se muestra en la siguiente figura:

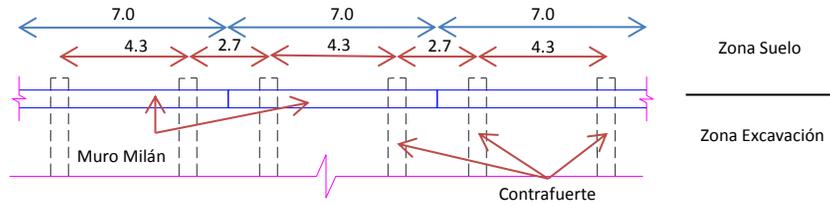


Figura 3.4.2a Distribución de contrafuertes en panel de Muro Milán

Dicha distribución se debe al procedimiento de excavación por panel ya que la almeja hidráulica tiene una mordida de 2.7 m de largo empezando por los laterales del panel dejando una franja de suelo al centro que se excava posteriormente, es importante guardar simetría en la resistencia del suelo en los lados de la almeja para guardar su verticalidad y no generar desviaciones.

De tal manera que se obtuvo un promedio de la separación entre contrafuertes:

$$S_{promedio} = \frac{4.3 \text{ m} + 2.7 \text{ m}}{2} = 3.5 \text{ m}$$

Por lo tanto se obtuvo una fuerza por fricción por metro dividiendo la fuerza que genera cada contrafuerte entre la separación promedio:

$$F_{fa} = \frac{46.2 \text{ t/m}^2}{3.5 \text{ m}} = 13.2 \text{ t/m}$$

Dicha fuerza se aplicó en la zona de contrafuertes bajo el Nivel Máximo de Excavación sobre el muro Milán, obteniendo los siguientes resultados:

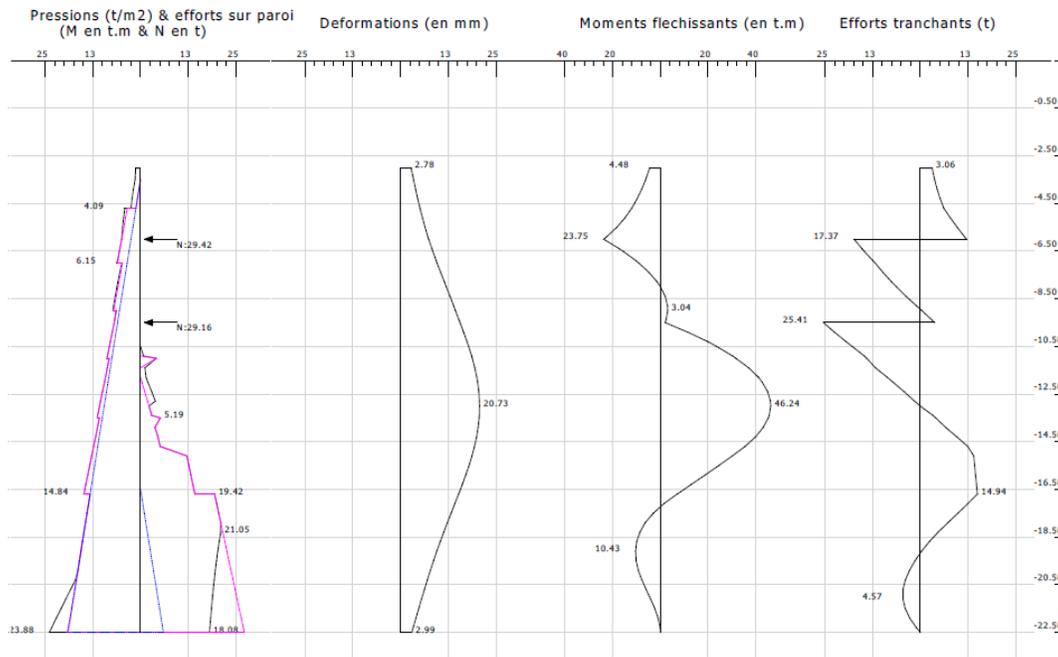


Figura 3.4.2b Desplazamientos y elementos mecánicos sobre el Muro Milán - Análisis bidimensional

Para corroborar que la hipótesis fuese correcta se decidió realizar un análisis tridimensional idealizando los contrafuertes de manera física asignándoles un largo, ancho y profundidad de desplante, el muro Milán fue idealizado como elemento bidimensional por medio de elementos tipo "Shell" así como las losas de los sótanos y la losa de fondo, siguiendo el mismo proceso constructivo que en el análisis bidimensional se obtuvieron los siguientes resultados sobre el Muro Milán:

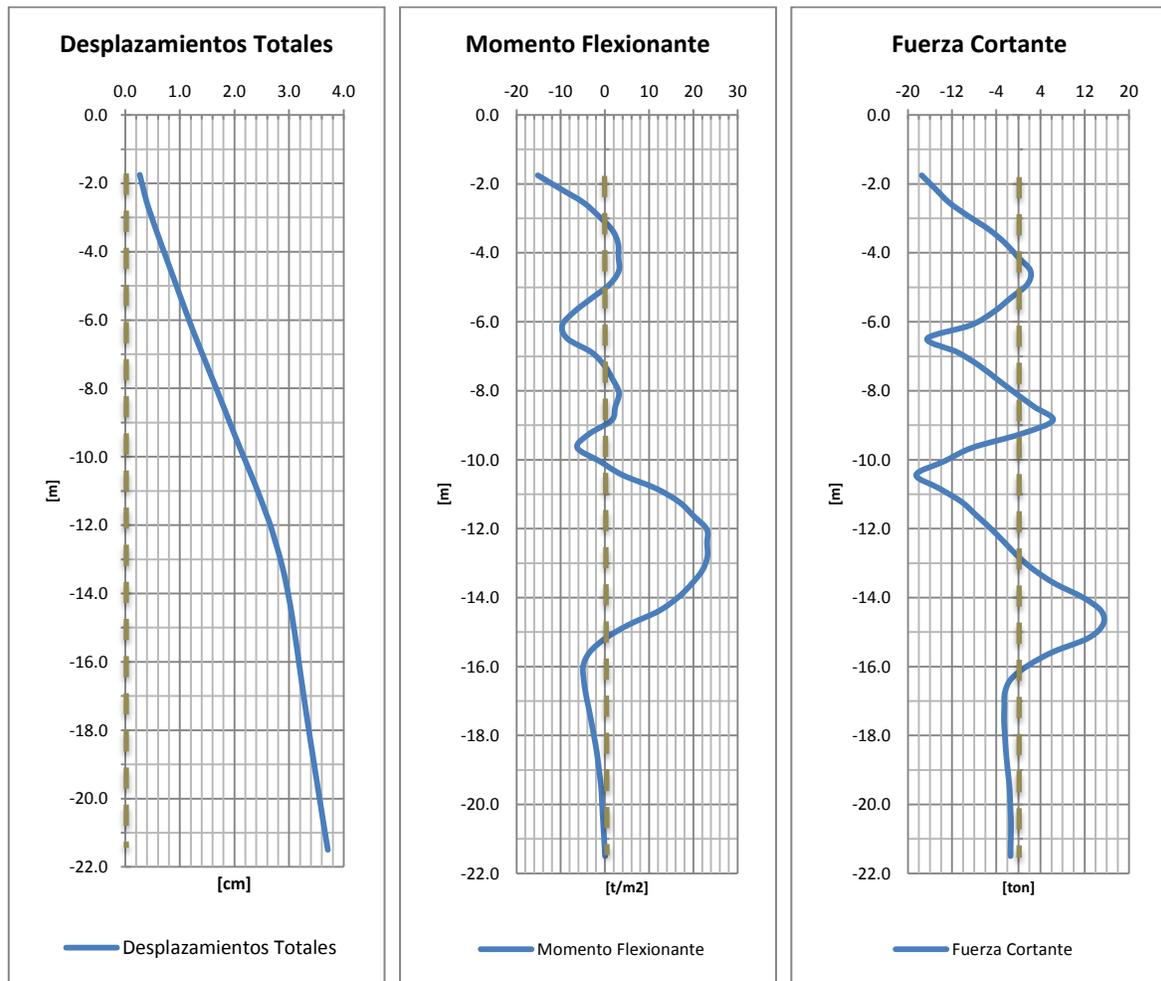


Figura 3.4.2c Desplazamientos y elementos mecánicos sobre el Muro Milán - Análisis tridimensional

Se puede observar una diferencia tanto en el comportamiento como en la magnitud de la gráfica de desplazamientos, sin embargo en elementos mecánicos la tendencia del comportamiento es similar en ambos análisis, en el análisis tridimensional resultan valores menores que en el análisis bidimensional, por tanto se concluye que se diseñó bajo un criterio conservador tomando los resultados del análisis bidimensional, no obstante no se debe pasar por alto el comportamiento así como la magnitud de los desplazamientos obtenidos en el análisis tridimensional. Bajo este criterio se diseñó el muro Milán de la Obra – Centro Comercial Oceanía, sin embargo no se pudo llevar a cabo esta construcción.

CAPÍTULO 4 - ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA MODELIZACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

4.1 Propuesta de proceso constructivo

Previamente se explicó en que consiste el método “*Cut and Cover*”, el cual será el punto de partida para definir el proceso constructivo de la propuesta de solución para un túnel de servicio (somero), ubicado en la zona del antiguo lago de Texcoco

Se realizó la modelización del proceso constructivo con tres diferentes softwares de elementos finitos, con la finalidad de analizar y comparar resultados teniendo una mayor perspectiva del comportamiento del suelo entre los distintos elementos que integran el túnel.

Al proponer una serie de contrafuertes y barretes a lo largo del túnel orientados de manera perpendicular, fue necesario analizar el comportamiento y la interacción que existe entre ellos y el suelo de manera detallada, por tal motivo se realizó un análisis tridimensional por medio del software **Midas GTS NX** el cual fue comparado con dos análisis bidimensionales por medio de los softwares **Plaxis** y **Phase²**, con la finalidad de corroborar y conocer el comportamiento y la interacción entre elementos realizando una hipótesis para idealizar el contrafuerte en los modelos bidimensionales, la cual se explicara más adelante.

Como parte del proceso constructivo, en una primera etapa se construye el muro Milán y los barretes, posteriormente la segunda etapa la cual consiste en la construcción de los contrafuertes de mortero. Como tercera etapa se realizó la construcción de la trabe de coronamiento para garantizar el comportamiento uniforme de los distintos paneles del muro Milán y sobre esta poder colocar los troqueles en la parte superior del túnel.

La cuarta etapa consiste en excavar hasta llegar el nivel máximo de excavación, la quinta etapa consiste en la colocación de un material lastre, posteriormente se construye la losa de fondo y por último se coloca un relleno fluido con estructura de pavimento como parte de la calzada. La sexta etapa consiste en la construcción de muros divisorios a lo largo del túnel, al final como séptima etapa, se procede a la construcción de la losa tapa que cubre el túnel en algunos tramos a lo largo de este.

A continuación se explicará con más detalle las distintas etapas constructivas.

4.1.1 Muro Milán y barretes

Es necesario realizar el trazo del túnel y marcar con precisión la ubicación de los distintos paneles que conforman el Muro Milán, se procede a la excavación y construcción de ellos de forma discontinua, se considera en una primera etapa de avance de excavación y colado de distintos paneles (intercalados), la cual finaliza cuando el concreto de dichos paneles adquieran la resistencia mínima para soportar la maniobra de limpieza de las juntas, posteriormente el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, en la que se construyen los paneles intermedios. Figura 4.1.1a.

La construcción de muros, se realiza por medio de paneles de 1.0 m de espesor, ancho de 7.0 m, desplantados a -17.0 m, guardando la verticalidad de estos.

Es necesario contener la excavación con lodo bentonítico para resguardar la estabilidad de la zanja.

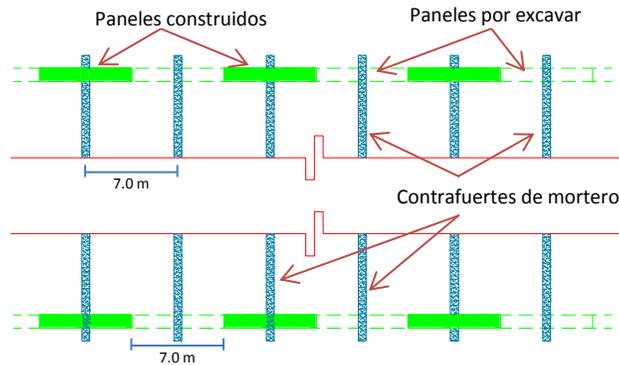


Figura 4.1.1a Secuencia de construcción discontinua de paneles que conforman el Muro Milán.

Las pilas rectangulares o barretes se construyen en la intersección del trazo de los muros divisorios del túnel así como de los contrafuertes, ubicando los barretes de forma transversal al contrafuerte de mortero, en otras palabras, paralelos al muro Milán. La distribución de los barretes es a cada 7.0 m, con un ancho de 0.5 m y largo de 2.70 m, desplantados a una profundidad de -24.0 m que corresponde a 2.0 m por encima de la capa dura. Figura 4.1.1b, c y d.

Es necesario contener la excavación con lodo bentonítico para resguardar la estabilidad de la zanja.

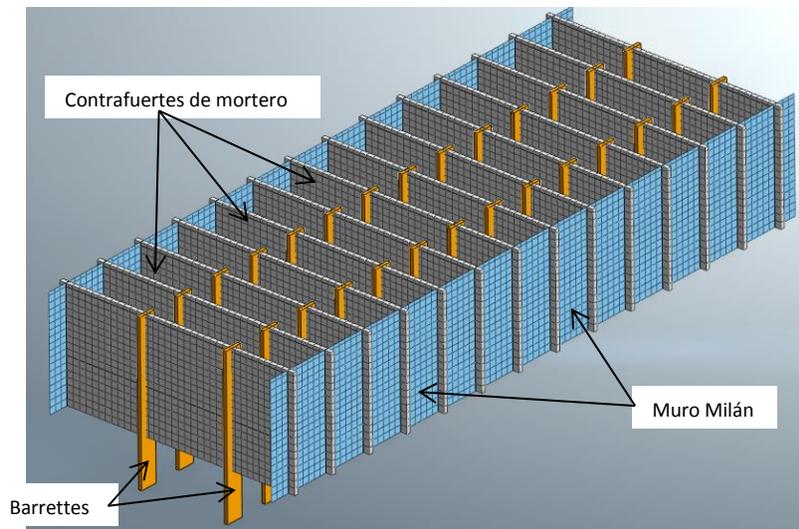


Figura 4.1.1b Arreglo tridimensional de Muro Milán, Contrafuertes y Barretes.

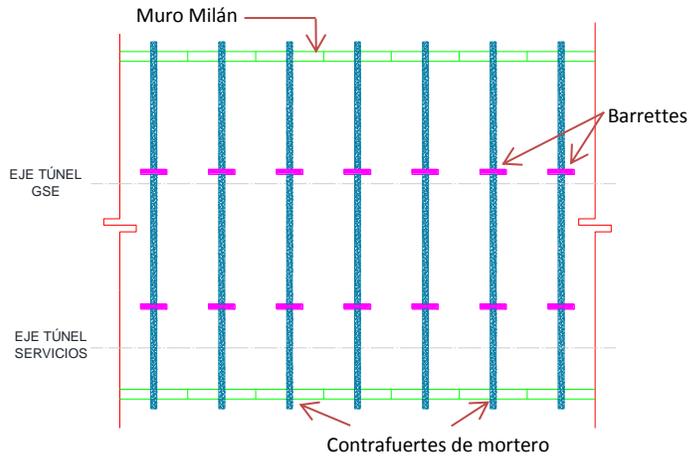


Figura 4.1.1c Planta de arreglo de Muro Milán, Contrafuertes y Barretes.

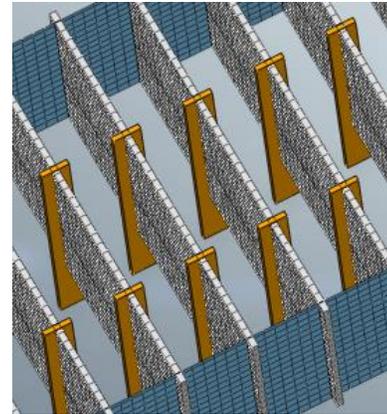


Figura 4.1.1d Detalle de arreglo tridimensional de Muro Milán, Contrafuertes y Barretes.

4.1.2 Contrafuertes de mortero

Con la construcción de los paneles de la etapa anterior, es de suma importancia ubicar los contrafuertes al centro de los paneles del muro Milán, para evitar una excentricidad de los empujes del suelo sobre el panel, por la existencia de un material con mayor resistencia. Los contrafuertes deben ser construidos de forma transversal entre ambos muros, así como de guardar su verticalidad para garantizar su correcto funcionamiento ante la excavación.

Se debe realizar la construcción de contrafuertes a lo largo del trazo del túnel a cada 7.0 m, mediante la excavación de una zanja con espesor de 0.6 m, ancho de 38.0 m y con profundidad de 17.0 m. Figura 4.1.2a.

Es necesario contener la excavación con lodo bentonítico para resguardar la estabilidad de la zanja.

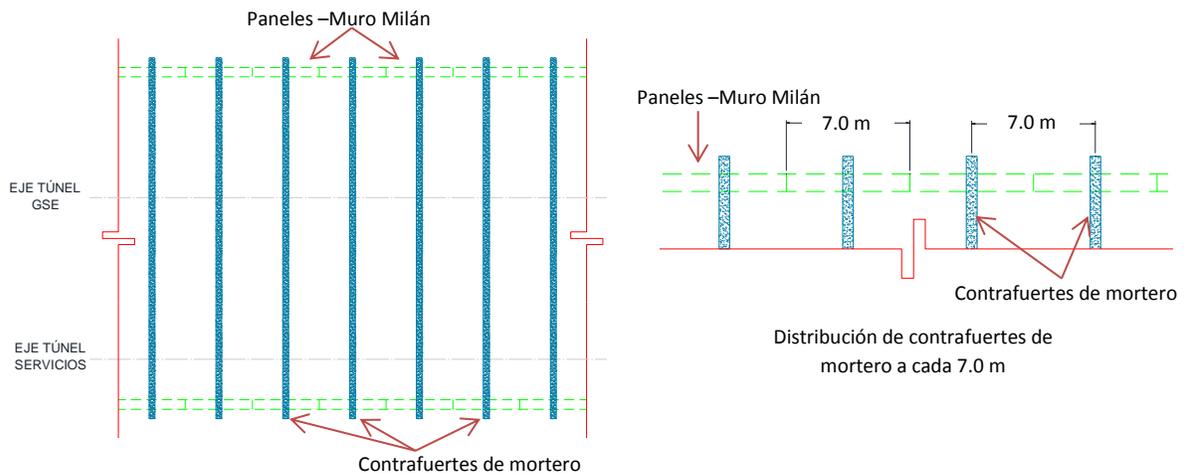


Figura 4.1.2a Planta de ubicación de paneles del Muro Milán durante la construcción de los contrafuertes de mortero.

4.1.3 Trabe de coronamiento y colocación de troqueles

Es necesario realizar una primera etapa de excavación que permita la construcción de la trabe de coronamiento o viga de atado sobre los paneles, para que dichos elementos trabajen en conjunto ante los empujes generados por el suelo durante la excavación. Sobre la trabe de coronamiento se apoyan los troqueles para transmitir las fuerzas de muro a muro.

Con la finalidad de disminuir la sección del troquel, se propone dividir el claro del túnel por medio de los barretes en tres secciones, obteniendo como beneficio tres troqueles de menor longitud logrando así disminuir la sección de este elemento, obteniendo un mejor comportamiento. Figura 4.1.3a y b.

Es necesario realizar una preparación tanto en la trabe de coronamiento como en los barretes para que los troqueles tengan un contacto uniforme por medio de placas de acero.

El troquel debe ser colocado de forma perpendicular al muro a cada 7.0 m y de manera lineal en las tres secciones para impedir efectos de torsión en los barretes por fuerzas excéntricas.

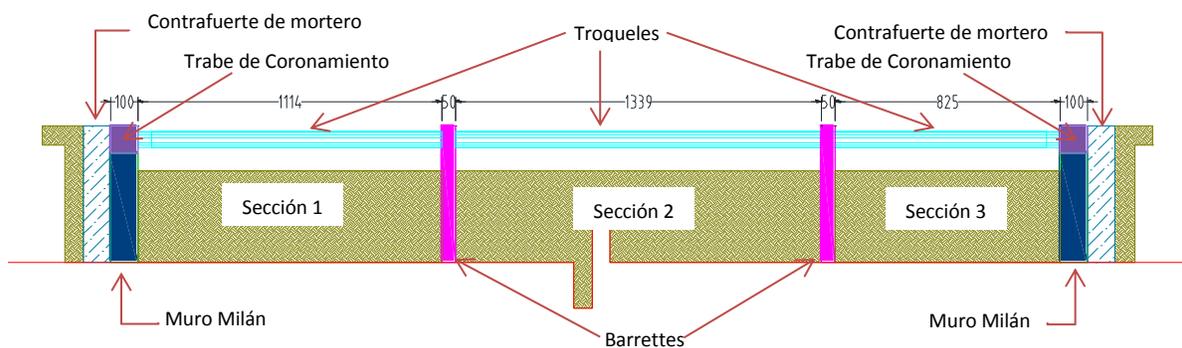


Figura 4.1.3a Sección de la excavación y colocación de troqueles.

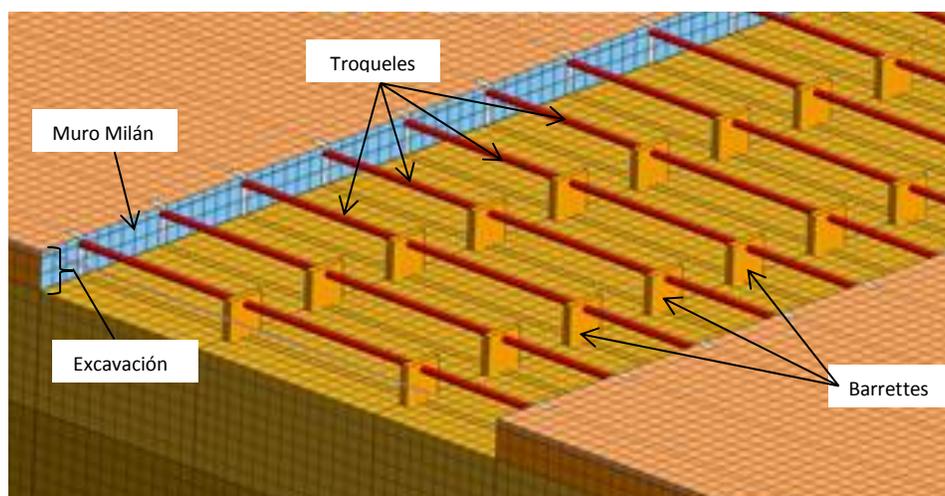


Figura 4.1.3b Arreglo tridimensional que muestra la colocación de troqueles de forma lineal perpendicularmente al muro y barretes.

4.1.4 Etapas de excavación y abatimiento del nivel freático

Es necesario definir las etapas de excavación sujetas a distintos espesores a conveniencia del contratista, así mismo de realizar el abatimiento del Nivel Freático, actualmente se tienen peculiaridades con el abatimiento de este, el cual se abordará más adelante.

Se recomienda excavar en dos secciones, superior e inferior, conforme se avance en la sección superior, se podrá excavar la sección inferior y acceder a la superior por medio de una rampa dependiendo la logística del contratista o del proyecto. Figura 4.1.4a y b.

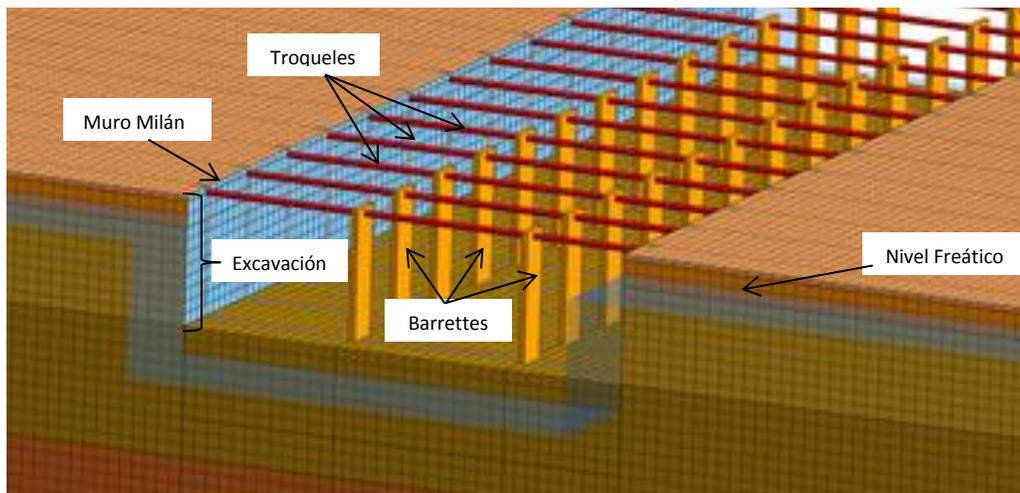


Figura 4.1.4a Nivel de Excavación Máximo

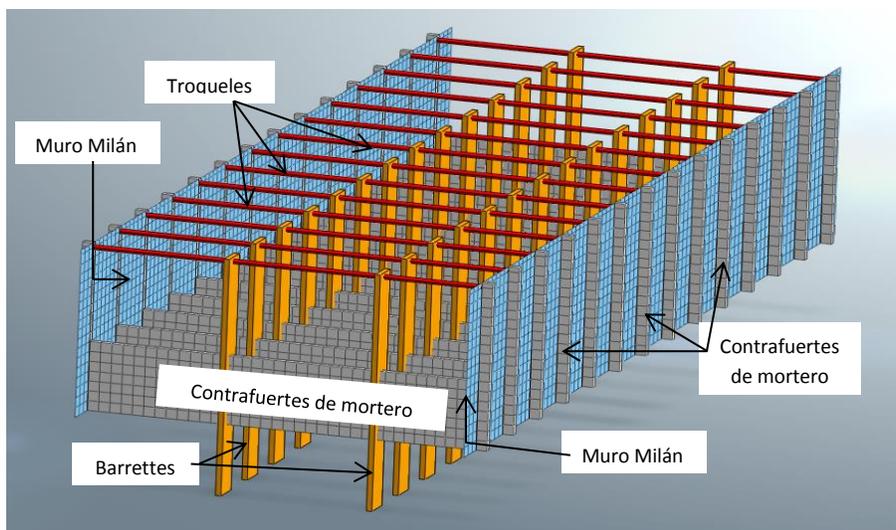


Figura 4.1.4b Arreglo tridimensional al Nivel Máximo de Excavación.

4.1.5 Nivel máximo de excavación - Colocación de lastre, losa de fondo y relleno fluido

Una vez excavada la sección completa hasta el nivel máximo de excavación, se procede a la nivelación del fondo, posteriormente se coloca un material lastre, con espesor de 1.0 m nivelando y compactando, en seguida se procede a construir la losa de fondo de concreto, con un espesor de 1.50 m (dejando las reservaciones y preparaciones para la construcción de muros divisorios) y por encima de ella se coloca un relleno fluido como parte de la construcción de la calzada con un espesor aproximado de 1.0 m con terminación asfáltica. Figura 4.1.5a, b y c.

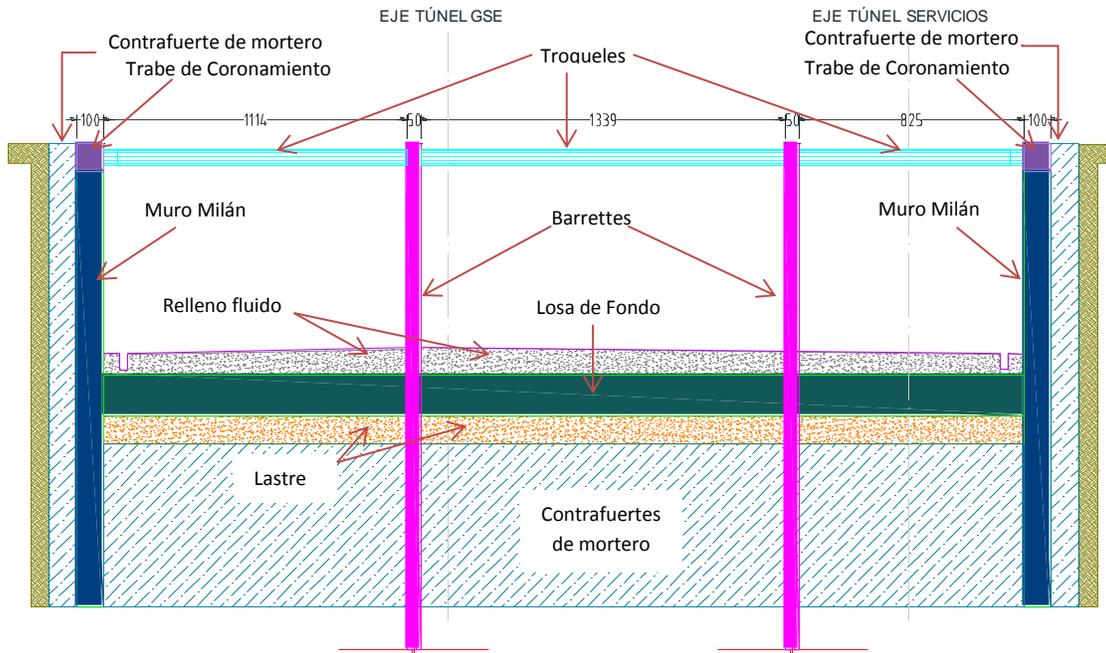


Figura 4.1.5a Nivel Máximo de Excavación – Colocación de lastre, losa de fondo y relleno fluido.

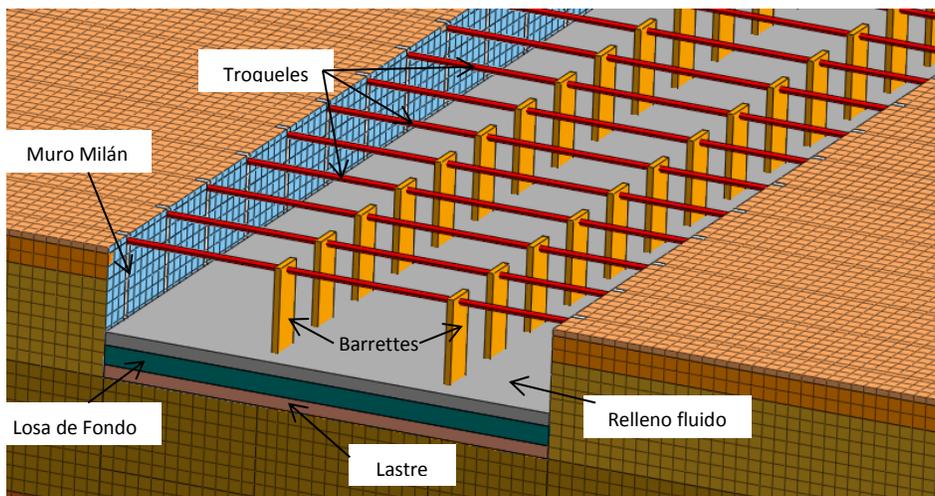


Figura 4.1.5b Colocación de lastre, construcción de losa de fondo y relleno fluido.

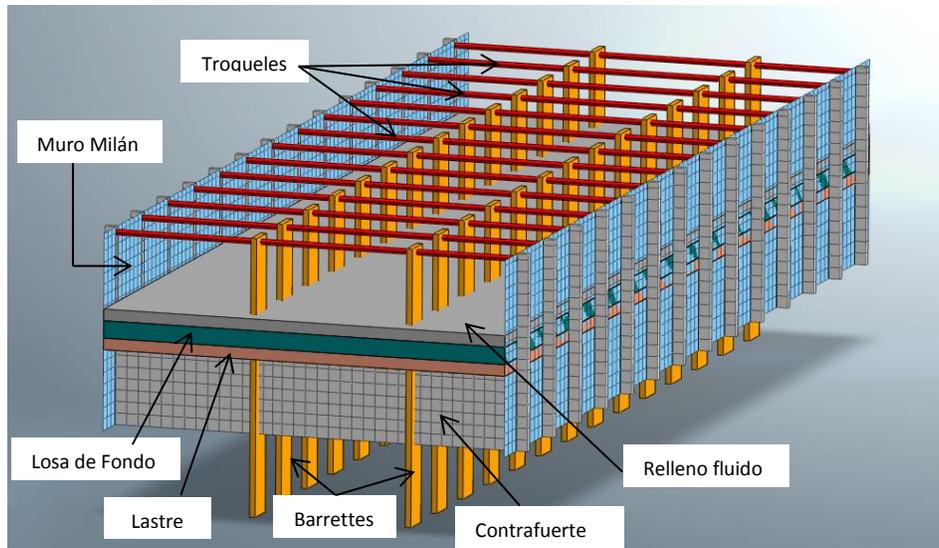


Figura 4.1.5c Arreglo tridimensional del Nivel Máximo de Excavación – Colocación de lastre, losa de fondo y relleno fluido.

4.1.6 Construcción de muros Intermedios

Durante el colado de la losa de fondo, se dejaron las reservaciones y preparaciones para construir los muros intermedios o divisorios, los cuales se construyen a todo lo largo del túnel, posteriormente, se construye la calzada de rodamiento con estructura de pavimento. Figura 4.1.6a, b y c.

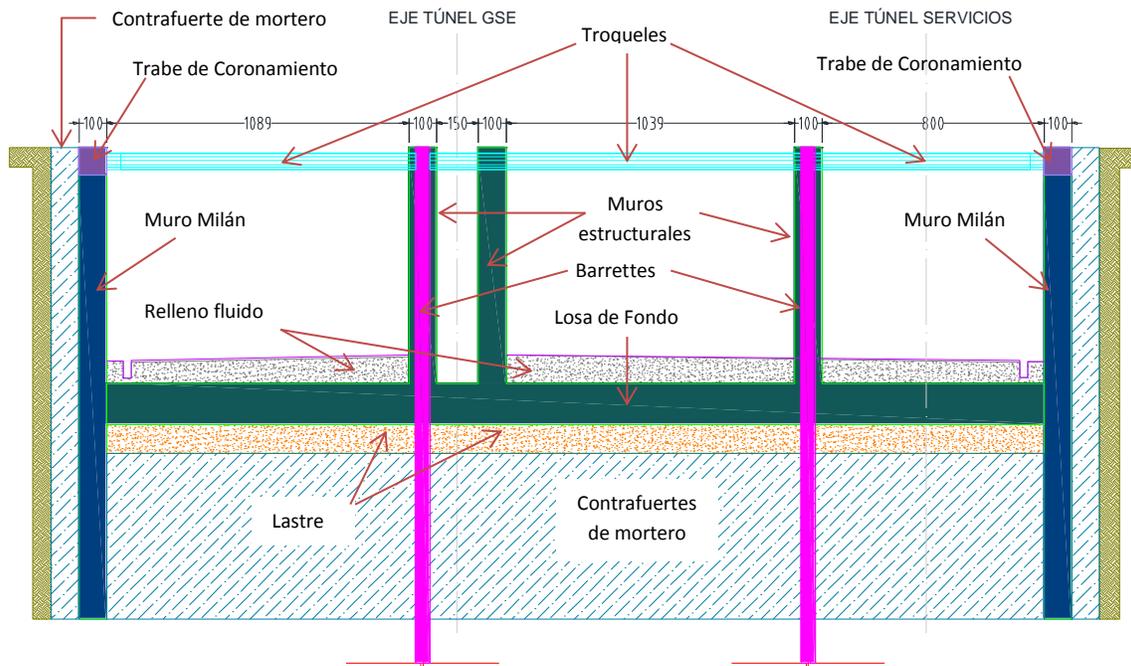


Figura 4.1.6a Construcción de muros intermedios.

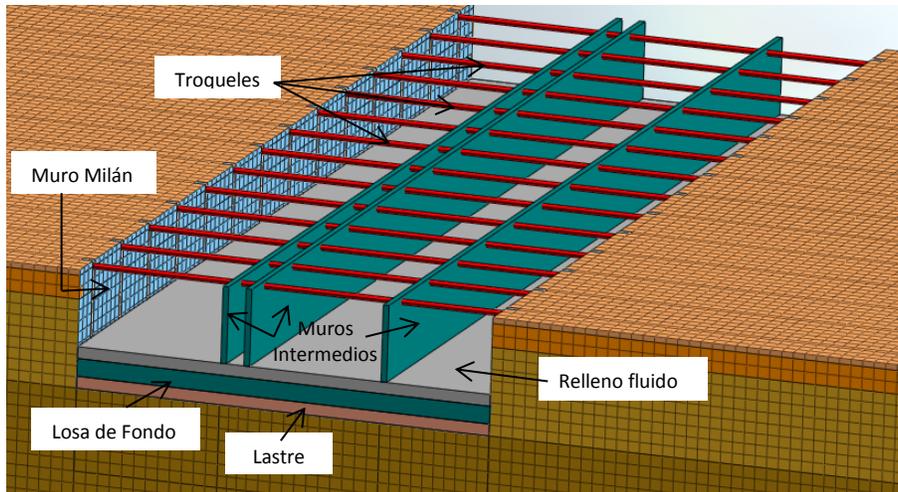


Figura 4.1.6b Construcción de muros intermedios - 3D.

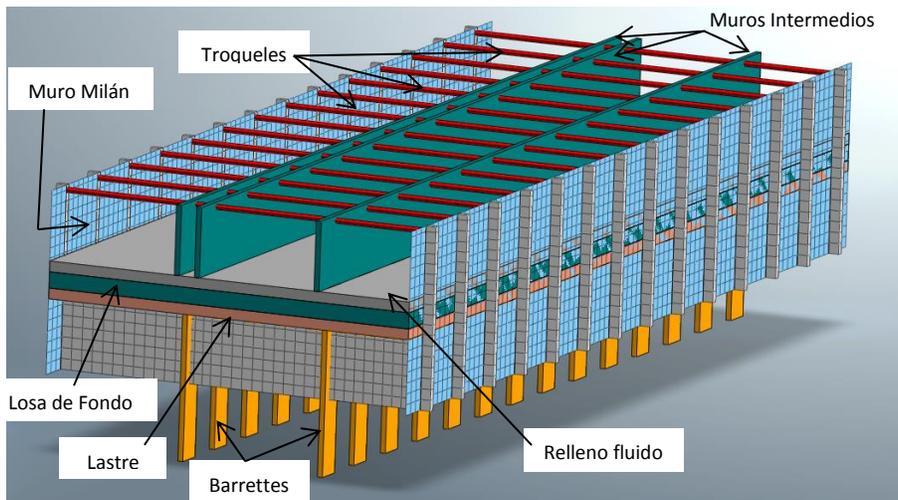


Figura 4.1.6c Arreglo tridimensional de la construcción de muros intermedios.

4.1.7 Construcción de losa tapa

Existe una zona del túnel donde es necesaria la construcción de una losa tapa que permita la construcción de una pista con características especiales encima del túnel. Por tal motivo como última etapa constructiva se debe de construir una losa tapa con espesor de 1.0 m, dejando embebidos en la losa los troqueles en dicha zona. Figura 4.1.7a y b.

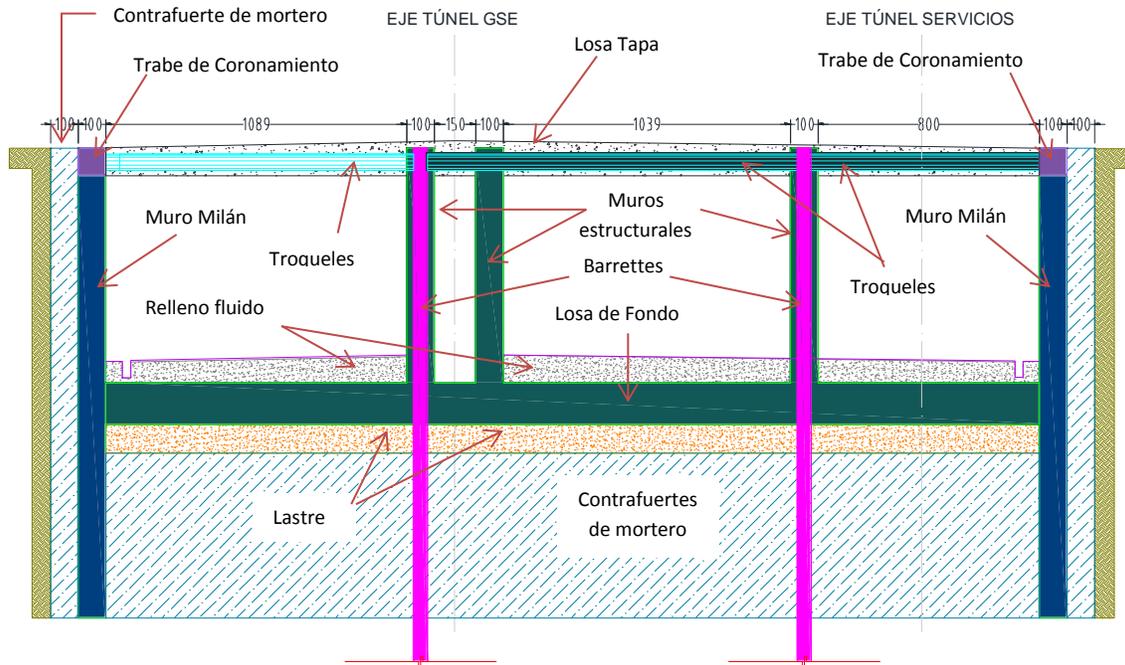


Figura 4.1.7a Construcción de Losa Tapa.

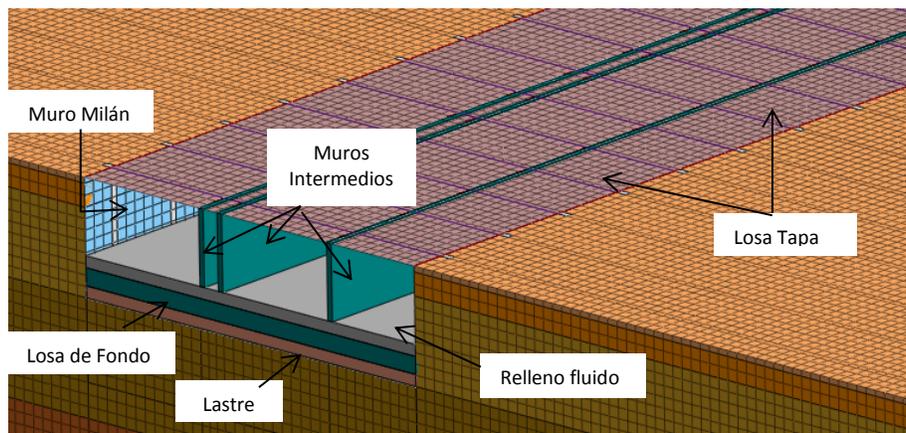


Figura 4.1.7b Construcción de Losa Tapa - 3D.

4.2 Abatimiento del nivel freático - Sistema de puntas eectoras

Ante las peculiaridades del suelo, se realizó una excavación de prueba donde se implementó el sistema de abatimiento del Nivel Freático por medio de bombeo con un sistema de puntas eectoras. La excavación de prueba fue instrumentada por medio de topografía automatizada con puntos superficiales, extensómetros magnéticos y extensómetros de barra referenciados a un Banco de Nivel Profundo alejado de la zona de prueba para el monitoreo de los desplazamientos

verticales, de igual manera se implementaron inclinómetros automatizados para el monitoreo de desplazamientos horizontales y piezómetros de cuerda vibrante para el monitoreo del abatimiento del Nivel Freático, cabe mencionar que toda la instrumentación fue automatizada y se tomaba lectura en periodos muy cortos.

4.2.1 Sistema de puntas eyectoras

El sistema de puntas eyectoras es un dispositivo de bombeo que utiliza puntas eyectoras o eductoras que se basan en el principio de Bernoulli con energía constante a lo largo de una línea de corriente en régimen permanente y en la reducción que experimenta la carga a presión cuando se hace que el fluido circulante adquiera una alta velocidad. En las siguiente figura se puede observar el funcionamiento de las puntas eyectoras. Figura 4.2.1a.

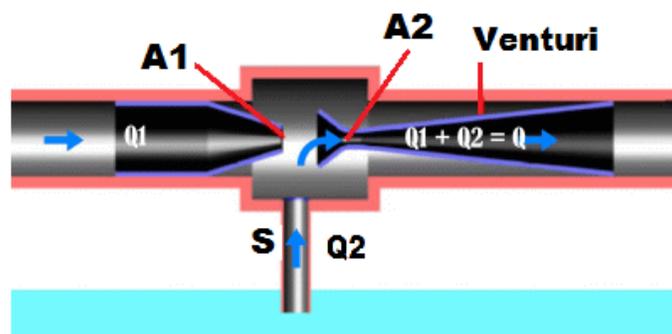


Figura 4.2.1a. Esquema del principio de una Punta Eyectora

Referencia: Página web de la empresa galeón - Dr. Diosdado Pérez Franco. <http://galeon.com/elregante/eyector.html>

Cierto gasto o caudal de agua, Q_1 , se hace circular a través de la tobera A_1 , donde adquiere gran velocidad, originando un cierto grado de vacío que induce a la succión o entrada de un caudal de agua, Q_2 , a través de la tubería de succión S , por tanto, la suma de ambos gastos ($Q_1 + Q_2$) sale a través de la garganta A_2 por el Venturi de salida que no es más que un cono de recuperación en el que la carga a velocidad se transforma en carga a presión.

La energía del flujo antes de la garganta A_2 debe ser igual a la energía del flujo a través de la garganta A_2 , por estar en un sistema de régimen constante y cerrado. Por tanto:

$$Q_1 V_1 + Q_2 V_2 = (Q_1 + Q_2) V_g$$

Donde V_1 es la velocidad del caudal Q_1 y V_2 es la velocidad que lleva el caudal Q_2 antes de la garganta A_2 y V_g es la velocidad del caudal Q en la garganta o Venturi.

Podemos decir que la velocidad de Q_2 es cero, o sea que $V_2 = 0$ ya que el agua en el suelo se encuentra de forma estática. Por tanto:

$$Q_1 V_1 = (Q_1 + Q_2) V_g$$

Se observa que la energía del flujo a través de la tobera **A1**, es igual a la energía del flujo a través de la garganta o Venturi. Esta expresión puede definirse de igual forma como:

$$Q_1(V_1 - V_g) = Q_2V_g$$

Dicha expresión nos indica que la carga de velocidad pérdida por el flujo de agua entrante, se transforma en flujo de bombeo.

4.2.1.1 Características de las bombas horizontales con eyector.

Se han desarrollado equipos combinados de bombas centrifugas con eyectores que se usan mucho para el bombeo de pequeñas cantidades de agua y para extraerla hasta profundidades de 45 m.

En el caso de profundidades mayores a 8.0 metros la bomba centrifuga se coloca en la superficie del terreno y el eyector sumergido en el agua del pozo, conectando ambos elementos por una tubería, de modo tal, que la bomba centrifuga suministra el gasto motriz y la carga para el funcionamiento del eyector.

Indudablemente es una solución aceptable para pozos medianamente profundos pero a medida que aumenta la profundidad de succión, aumenta el caudal de agua de la descarga que debe inyectarse a la succión; por tanto, tiene un límite la profundidad a la cual sirve esta adaptación.

En la excavación de prueba se implementaron electrobombas de centrifuga de alta presión:

MOTOBOMBA CENTRIFUGA ALTA PRESION /ELECTRICA

Marca Barnes, Modelo IA2-15-2, Succion 2-1/2" (Rosca), Descarga 2" (Rosca), acoplada directamente a Motor eléctrico horizontal Totalmente Cerrado (TCCVE), 15 Hp, 3500 rpm, 3 Fases, 60 Hz, 220-440 Volts.



Referencia: Página web de la empresa Barnes
<http://www.barnes.com.mx/productos/centrifugas-alta.html>

Cada bomba de circulación será conectada mediante:

- Tubería principal de HDPE de 4"
- Manguera de inyección de 1"
- Manguera de succión de 1.25"

4.2.1.2 Punta eyectora

En las figuras 1, 2, 3 y 4 se muestran los componentes de una punta eyectora la cual consiste de tres orificios, uno de ellos de inyección de 1" de diámetro y dos orificios de 1.25" de diámetro para la succión en la parte inferior donde se coloca una pichancha para evitar la entrada de impurezas y de igual forma uno donde se coloca la tobera y el Venturi.

Las puntas Inyectoras (4) constan de:

1. Tobera
2. Pichancha
3. Venturi



Existieron problemas con el material de sus componentes por la alta salinidad que presenta el agua del subsuelo, por tal motivo se recurrió a fabricar toberas con polímero de alta resistencia a la salinidad y se realizó un mantenimiento exhaustivo de las puntas de inyectoras, del sistema de tuberías así como de las bombas implementadas.

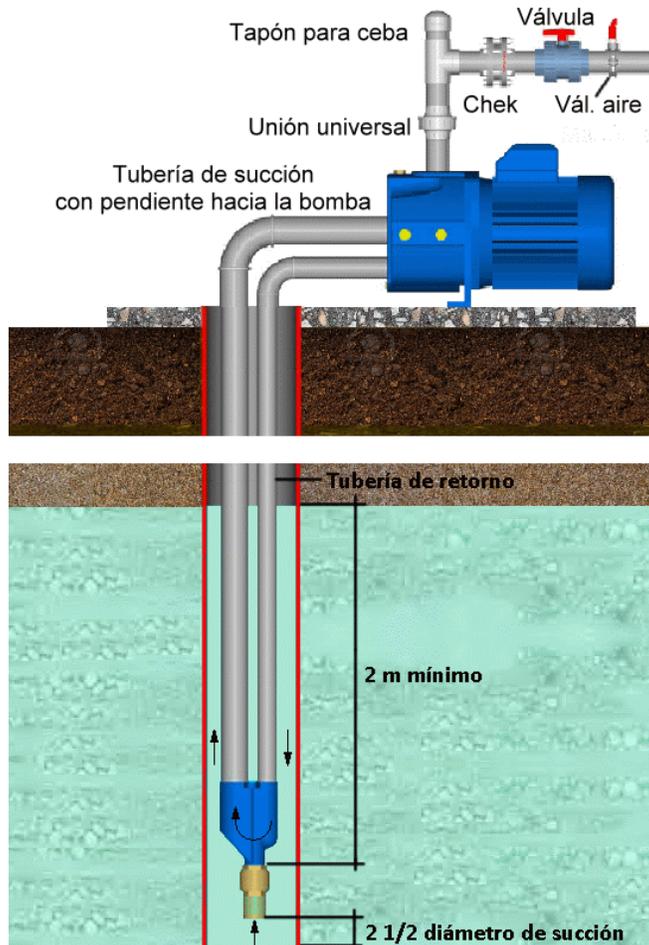
4.2.1.3 Esquema del sistema de puntas eyectoras

En la boca de la punta eyectora debe colocarse una válvula de retención o pichancha, en la boca de impulsión de la bomba se aconseja instalar una válvula que asegure una presión adecuada durante su funcionamiento, además es recomendable la colocación de una unión universal para facilitar las reparaciones y mantenimiento así como la instalación de un manómetro para garantizar el buen funcionamiento del sistema.

El sistema de tuberías puede ser remplazado por manguera de alta presión respetando los diámetros.

Debe garantizarse una profundidad mínima de 2.0 m por debajo del nivel freático, y una distancia mínima del fondo del pozo igual a 2.5 diámetros de la succión.

Los tubos o mangueras de conexión con el inyector y la bomba deben llenarse antes del arranque.



Referencia: Página web de la empresa galeón - Dr.
Diosdado Pérez Franco.
<http://galeon.com/elregante/evector.html>

4.2.1.4 Conclusión del sistema de abatimiento del nivel freático

Durante la excavación de prueba el sistema de abatimiento no tuvo la eficiencia esperada, no por ser un mal sistema, sino por las propiedades del suelo, por el alto contenido de agua y salinidad de esta, pues aun que el sistema de abatimiento extraía agua los piezómetros no marcaban un abatimiento importante durante la excavación de prueba.

Se realizaron pozos de bombeo abiertos en donde se notaba la extracción de agua, sin embargo, si el sistema se interrumpía el nivel freático sufría una recuperación en cuestión de horas, por tal motivo se concluyó que era prácticamente imposible abatir el nivel freático a corto plazo con algún sistema, por tanto se decidió seguir con la excavación partiendo que el abatimiento del nivel freático se realizaría con la extracción de material, al proseguir con la excavación se notó que al excavar emergía a la superficie el nivel freático y solo basto con realizar pozos de achique para extraer el agua en la superficie manteniendo la zona de excavación en condiciones deseables para seguir realizando el monitoreo.

4.3 Modelos bidimensionales

Actualmente los análisis geotécnicos requieren avanzados modelos constitutivos para la simulación del comportamiento lineal y no-lineal de un suelo en función del tiempo. Dado que el suelo es un material muy complejo, se requieren procedimientos especiales para recrear y analizar las presiones hidrostáticas y no hidrostáticas en el suelo. Aunque el modelado del propio suelo es un tema importante, muchos proyectos de ingeniería geotécnica implican el modelado de estructuras y la interacción entre las estructuras y el suelo.

Los programas de elementos finitos bidimensionales para aplicaciones de suelo y roca, se pueden utilizar para una amplia gama de proyectos de ingeniería incluyendo modelos complejos, de múltiples etapas que pueden ser fácilmente creados y analizados de forma rápida. Se puede realizar el análisis de excavaciones a cielo abierto, estabilidad de taludes, filtración de aguas subterráneas, análisis probabilístico, consolidación, análisis dinámicos, túneles en roca con juntas, cavernas subterráneas, fallo progresivo y una variedad de otros problemas que pueden ser abordados.

4.3.1 Modelización 2D

4.3.1.1 Geometría

Con base a las características geométricas del túnel e información del modelo geotécnico descrito en el Capítulo 2, se realizó la modelización en un plano, creando la serie estratigráfica con un sólido de dimensiones 150 m x 50 m, el cual se dividió por medio de líneas a diferentes niveles para crear la estratigrafía correspondiente.

Para la creación de los elementos como; muro Milán, barrettes, muros divisorios y losa de fondo, se recurrió a trazarlos mediante elementos tipo línea.

Para la representación del contrafuerte, se realizó una hipótesis, la cual consiste en sustituir el suelo donde reside este elemento por un material equivalente con propiedades ponderadas entre el ancho del suelo y el ancho del contrafuerte de mortero respecto a una longitud igual a 7.0 m que corresponde a la separación entre ellos, dicha hipótesis se abordara más adelante.

4.3.1.2 Asignación de propiedades

Una vez realizada la geometría, se introdujeron las diferentes propiedades de los distintos materiales geotécnicos, los cuales fueron modelizados bajo el criterio de Mohr – Coulomb. Los materiales geotécnicos están definidos junto con sus propiedades en el modelo geotécnico presentado anteriormente y están definidos como materiales drenados e isotrópicos en el caso de Plaxis e isotrópicos con comportamiento plástico en Phase².

Para una mejor idealización del comportamiento del suelo se recurrió a realizar un aumento del módulo de elasticidad en los materiales únicamente en la zona de excavación, este aumento está en función del comportamiento que presentan las arcillas típicas del Valle de México fundamentado en ensayos de esfuerzo-deformación ante ciclos de carga, descarga y recarga, como ensayos triaxiales o de consolidación, donde se guarda una relación entre el comportamiento a compresión y expansión del suelo ante un alivio de esfuerzos, el cual corresponde a una relación entre el módulo de elasticidad a compresión (carga) y a expansión (descarga) igual a $E_{descarga} = 3E_{50}$. (ANEXO A y B)

Se crearon elementos unidimensionales para representar elementos estructurales, como el muro Milán, los barretes, troqueles, losa de fondo, muros divisorios y losa tapa, los cuales están definidos como elementos elásticos e isotrópicos, introduciendo propiedades como es el módulo de rigidez, así como su peso por metro y su relación de Poisson, para el caso de elementos no continuos, fue necesario dividir su módulo de rigidez así como su peso por metro entre la separación de elementos para el caso de Plaxis y se tuvo que dividir el área y momento de inercia de dichos elementos entre su separación para el caso de Phase² para los barretes y troqueles.

Los materiales estructurales que se emplearon en el modelo se definen a continuación junto con sus propiedades:

Acero estructural: Material elástico-estructural, módulo de elasticidad (E)= 2.1×10^7 ton/m², relación de Poisson (ν)= 0.2 y peso volumétrico (γ)= 7.86 ton/m³.

Mortero f'c = 30 kg/cm²: Material elástico-estructural, módulo de elasticidad (E)= 438,178 ton/m², relación de Poisson (ν)= 0.2 y peso volumétrico (γ)= 2.2 ton/m³.

Concreto f'c = 350 kg/cm²: Material elástico-estructural, módulo de elasticidad (E)= 2,619,160 ton/m², relación de Poisson (ν)= 0.2 y peso volumétrico (γ)= 2.4 ton/m³.

Lastre: peso volumétrico (γ)= 2.2 ton/m³.

Relleno fluido: peso volumétrico (γ)= 2.2 ton/m³.

Las secciones de los diferentes elementos empleados en el modelo se definirán a continuación junto con su material:

Muro Milán – Elemento unidimensional, con espesor de 1.0 m. – Concreto f'c=350 kg/cm².

Losa de fondo - Elemento unidimensional, con espesor de 1.50 m - Concreto f'c=350 kg/cm².

Losa Tapa - Elemento unidimensional, con espesor de 1.0 m - Concreto f'c=350 kg/cm².

Troqueles – Elemento unidimensional, de sección circular con diámetro de 0.457 m y espesor de 0.011 m, Área = 0.01559 m²– Acero estructural.

Barrettes – Elementos unidimensional, con espesor de 0.5 m. – Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Muros divisorios – Elemento unidimensional, con espesor de 1.0 m. – Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Capa de Lastre – Espesor de 1.0 m - Material lastre.

Capa de Relleno fluido – Espesor de 1.0 m – Material relleno fluido.

4.3.1.2.1 Obtención de las propiedades del material equivalente en representación del contrafuerte

Para la representación de este elemento, se realizó una sustitución de material, como se comentó anteriormente, utilizando las propiedades del estrato donde se ubica el contrafuerte bajo el nivel máximo de excavación y las propiedades del mortero, se realizó una ponderación del peso volumétrico, modulo de elasticidad y relación de poisson de dichos materiales para la creación de un material equivalente, considerando una longitud igual a 7.0 m que corresponde a la separación entre estos elementos y espesor de 0.60 m. Bajo el nivel máximo de excavación el contrafuerte esta desplantado a una profundidad de -17.0 m, en el material **U – 2c**. En la Tabla 2.2.1a.

Unidad	Prof. i (m)	Prof.f (m)	Espesor (m)	Descripción	γ (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ°	E (t/m ²)	ν
U-1	0.00	-0.50	0.50	Costra Superficial	1.60	3.00	15	1500	0.30
U-2a	-0.50	-2.50	2.00	Formación Arcillosa Superior	1.60	1.00	0	78	0.49
U-2b	-2.50	-10.00	7.50	Formación Arcillosa Superior	1.20	1.00	0	78	0.49
U-2c	-10.00	-20.00	10.00	Formación Arcillosa Superior	1.25	1.90	0	188	0.49

Referencia: Tabla 2.2.1a Modelo Geotécnico Local

4.3.1.2.1a Peso volumétrico del material equivalente.

$$\gamma_{Meq} = \frac{(\gamma_{U-2c} * l_{U-2c}) + (\gamma_{mortero} * l_{mortero})}{l_{Total}}$$

$$\gamma_{Meq} = \frac{\left(1.25 \frac{t}{m^3} * 6.4m\right) + \left(2.2 \frac{t}{m^3} * 0.6 m\right)}{7.0 m}$$

$$\gamma_{Meq} = 1.3 \frac{t}{m^3}$$

4.3.1.2.1b Modulo de elasticidad del material equivalente.

$$E_{Meq} = \frac{(E_{U-2c} * l_{U-2c}) + (E_{mortero} * l_{mortero})}{l_{Total}}$$

$$E_{Meq} = \frac{\left(188 \frac{t}{m^2} * 6.4 m\right) + \left(438,178 \frac{t}{m^2} * 0.6 m\right)}{7.0 m}$$

$$E_{Meq} = 37730 \frac{t}{m^2}$$

4.3.1.2.1c Relación de Poisson del material equivalente.

$$v_{Meq} = \frac{(v_{U-2c} * l_{U-2c}) + (v_{mortero} * l_{mortero})}{l_{Total}}$$

$$v_{Meq} = \frac{(0.49 * 6.4 m) + (0.2 * 0.6 m)}{7.0 m}$$

$$v_{Meq} = 0.47$$

4.3.1.2.1d Ángulo de fricción y cohesión de material equivalente.

Se realizaron análisis de sensibilidad para corroborar el comportamiento del modelo en función de los valores de cohesión y ángulo de fricción y se pudo apreciar que su impacto es mínimo, tanto que se pueden despreciar dichos valores. Realizando análisis de sensibilidad con valores bajos para el ángulo de fricción igual a 0° hasta valores altos con valor igual a 40° se obtuvieron resultados similares para el análisis en el software Phase².

Para el caso de cohesión se realizaron análisis de sensibilidad con valores bajos desde 4 t/m², hasta valores altos del orden de 200 t/m², observando que los resultados no presentaban variaciones se concluyó que dichos parámetros no realizaban aportaciones para el comportamiento del contrafuerte. Se apreció, mediante análisis de sensibilidad, que el comportamiento del contrafuerte únicamente variaba en función del módulo de elasticidad y peso volumétrico.

Asignación de propiedades Plaxis

Plaxis tiene la opción de representar un material bajo un comportamiento geotécnico, esto es de gran ayuda ya que el material equivalente fue definido bajo un comportamiento elástico, únicamente se le asignaron propiedades como; peso volumétrico (γ_{MEq}), módulo elástico (E_{MEq}) y relación de Poisson (v_{MEq}). El material equivalente se definió como no poroso e isotrópico.

Asignación de propiedades Phase²

Phase² no tiene la opción de definir un material tipo suelo con un modelo constitutivo puramente estructural, ya que dentro de su repertorio únicamente para modelar suelos utiliza modelos constitutivos geotécnicos, por tal motivo fue necesario definir el contrafuerte como un material tipo suelo bajo el criterio de Mohr-Coulomb, se definió un comportamiento puramente elástico, se le asignaron propiedades como; peso volumétrico (γ_{MEq}), módulo elástico (E_{MEq}) y relación de Poisson (v_{MEq}) y un ángulo de fricción (ϕ_{MEq}).

4.3.1.3 Mallado y Discretización

Una vez definidos los distintos materiales, sus propiedades y elementos estructurales así como sus secciones, se realizó el mallado y discretización de los diferentes elementos, el cual se realiza de forma automática sin necesidad de revisar la interconexión entre elementos. La densidad del mallado se densificó en la zona de la excavación y barretes. Se recurrió a elementos tipo “*triangular*” para la discretización y mallado.

4.3.1.4 Condiciones de contorno, nivel freático y fuerzas.

Al finalizar el mallado y discretización, es necesario asignar las condiciones de contorno, las cuales definen las restricciones de desplazamiento en los límites del modelo. En la parte inferior se restringieron los desplazamientos en 2 planos (X y Y), en la parte superior del modelo no hubo restricción alguna, finalmente en las caras laterales del modelo, únicamente se restringieron los desplazamientos Horizontales (eje X) con la finalidad de poder existir desplazamientos verticales.

Posteriormente se asignaron las sobrecargas, las cuales corresponden, como se mencionó anteriormente, a los elementos; lastre y relleno fluido. Las cuales fueron definidas tomando en cuenta el espesor de cada elemento y su peso volumétrico, resultando las siguientes sobrecargas:

$$\text{Sobrecarga} \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = \text{Espesor} [\text{m}] \times \text{Peso volumétrico} \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$$

$$\text{Capa de Lastre} - 1.0 \text{ m} \times 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Capa de Relleno fluido} - 1.0 \text{ m} \times 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto, la fuerza aplicada sobre la losa de fondo fue de $4.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

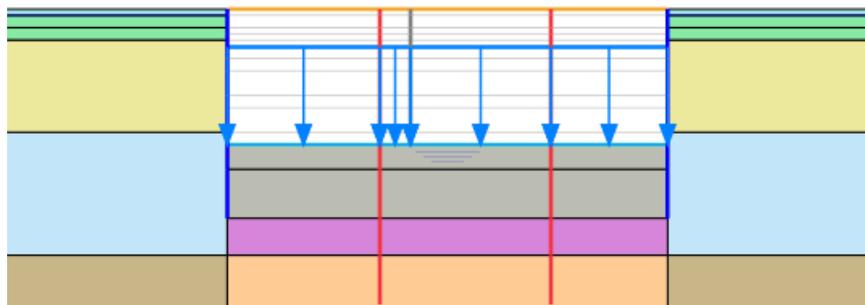


Figura 4.3.1.4a Colocación de sobrecarga en la superficie de la losa de fondo. Plaxis.

Por último se definieron los distintos niveles freáticos partiendo de la condición inicial, abatiendo el nivel hasta definir el nivel freático de nivel máximo de excavación. Fue necesario asignar los distintos niveles por etapa constructiva. El nivel freático fue abatido de manera superficial en cada nivel de excavación.

4.4 Análisis 2D – Plaxis y Phase²

Una vez definida la secuencia constructiva, se procedió al análisis del modelo construido. A continuación se muestran los resultados obtenidos para las etapas críticas las cuales consisten en la Excavación a Nivel Máximo y la realización del túnel por completo hasta la colocación de la losa tapa, comprendiendo los desplazamientos verticales, horizontales y totales, de igual forma se presentan los esfuerzos efectivos y totales en la dirección – Y (Esfuerzos Verticales respecto al modelo), así como la generación de la superficie de falla en el caso de que esta existiera.

Ambos modelos bidimensionales resultaron semejantes en el comportamiento del suelo y distribución de esfuerzos ante la excavación, la magnitud de los resultados serán expresados de la siguiente manera (**Plaxis / Phase²**) para fines prácticos.

4.4.1 Nivel máximo de excavación, -11.0 m.

Desplazamientos Verticales

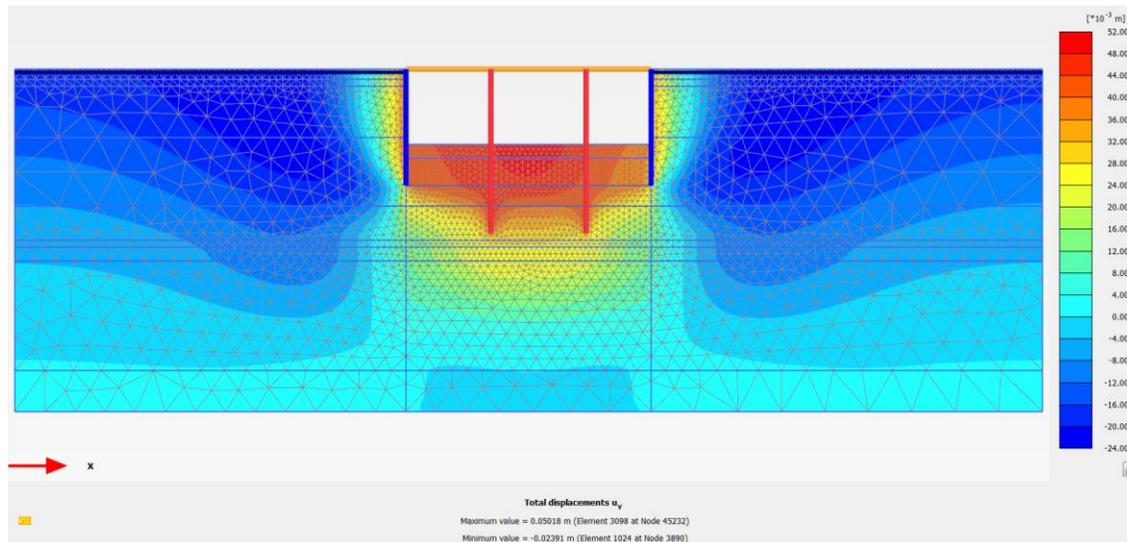


Figura 4.4.1a Desplazamientos Verticales, excavación -11.0 m – Plaxis 2D

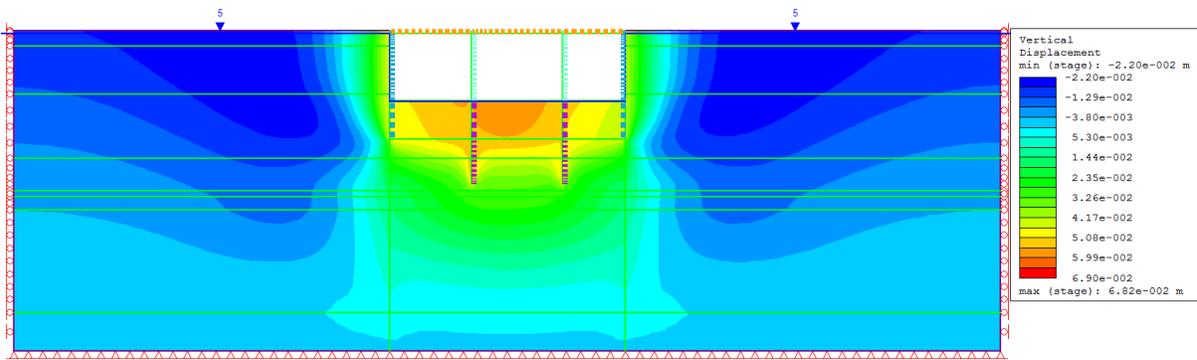


Figura 4.4.1b Desplazamientos Verticales, excavación -11.0 m – Phase² 2D

En la figura 4.4.1a y b se observa que el comportamiento de los desplazamientos verticales en ambos modelos son muy semejantes, la diferencia en magnitud es mínima, se puede observar un comportamiento simétrico donde existe un asentamiento en la superficie del suelo del orden de 2.4 / 2.2 cm, en la excavación se observa una emersión del orden de 5.0 / 6.0 cm, en la zona del Muro Milán existe una emersión del orden de 3.9 / 4.63 cm.

Desplazamientos Horizontales

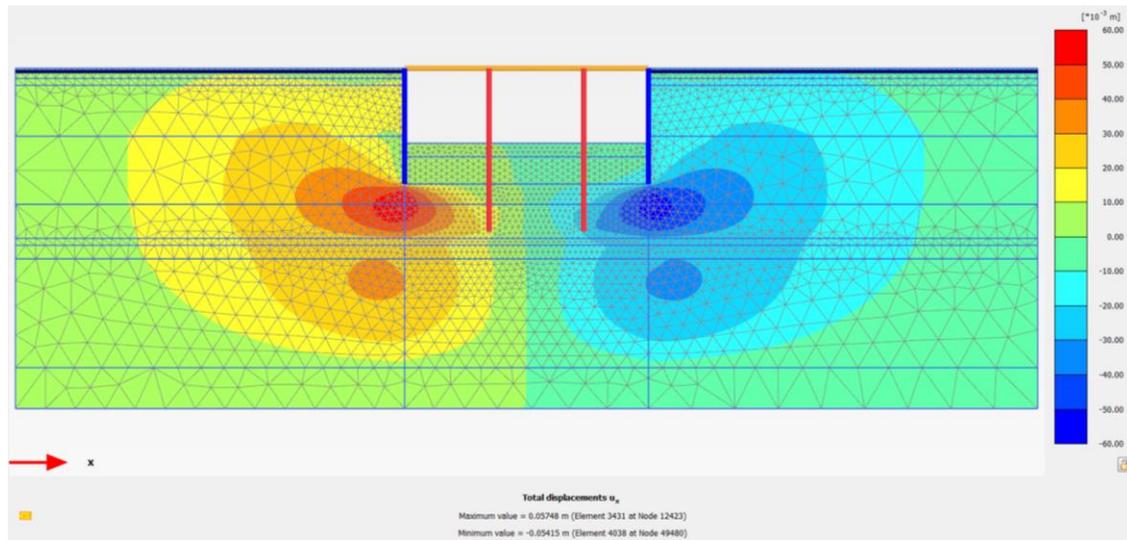


Figura 4.4.1c Desplazamientos Horizontales, excavación -11.0 m - Plaxis 2D

En la figura 4.4.1c y s se observa que ambos modelos presentan simetría y un comportamiento semejante, se observar que en la superficie en la zona del muro Milán existe un desplazamiento hacia el interior de la excavación del orden de 0.68 / 0.86 cm, en la zona de desplante del muro existe un desplazamiento hacia el interior de la excavación de la masa de suelo del orden de 5.7 / 5.2 cm. El suelo presenta un desplazamiento al interior de la excavación del orden de 1.35 / 1.36 cm a una profundidad de 5.5 cm.

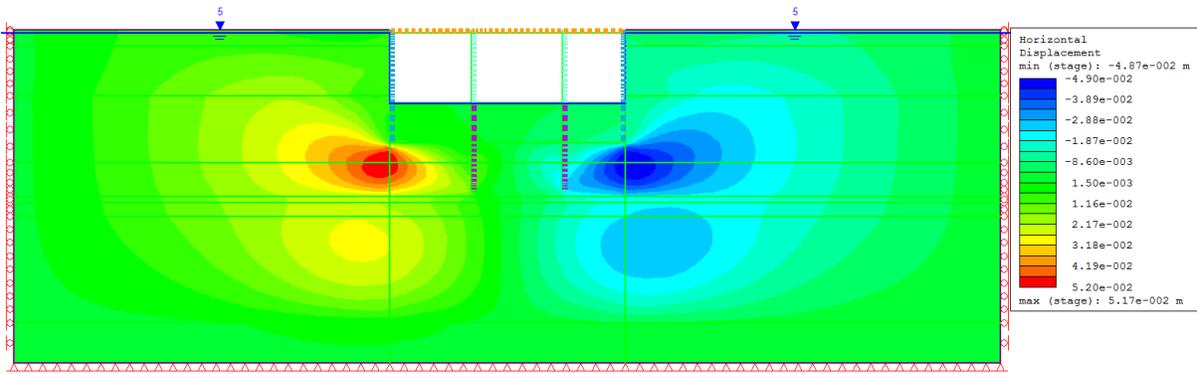


Figura 4.4.1d Desplazamientos Horizontales, excavación -11.0 m – Phase² 2D

Desplazamientos Totales

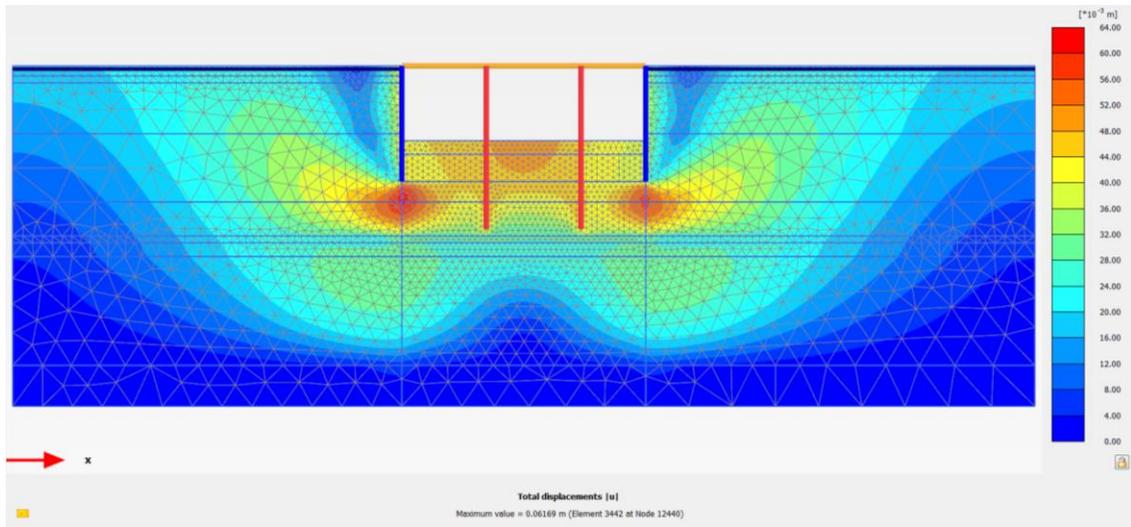


Figura 4.4.1e Desplazamientos Totales, excavación -11.0 m - Plaxis 2D

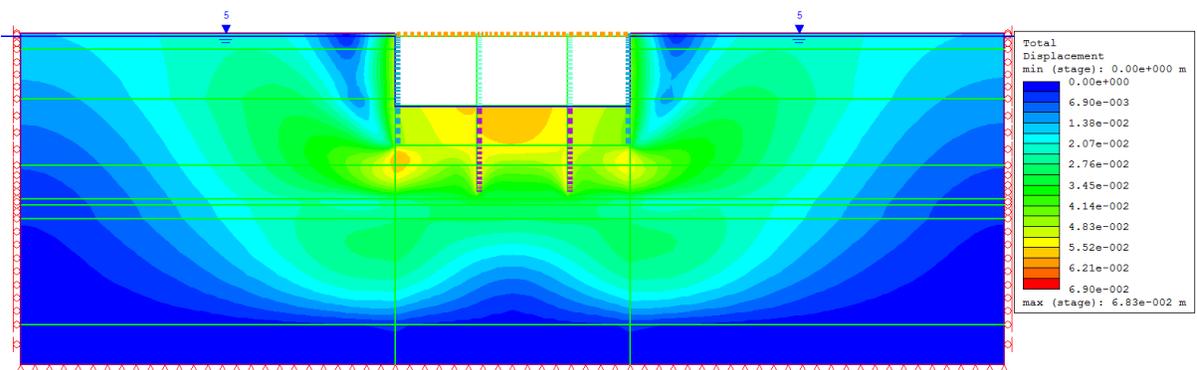


Figura 4.4.1f Desplazamientos Totales, excavación -11.0 m – Phase² 2D

En la figura 4.4.1e y f la semejanza entre resultados es notoria, en la superficie del suelo se presenta un desplazamiento máximo del orden de 2.5 / 2.42 cm, en la excavación un desplazamiento máximo del orden de 5.0 / 6.0 cm, en la superficie en la zona del muro Milán se observa un desplazamiento máximo del orden de 4.0 / 4.5 cm, en la zona de desplante del muro un desplazamiento máximo del orden de 6.2 / 5.9 cm y el suelo presenta un desplazamiento máximo del orden de 4.0 / 4.8 cm a una profundidad de 5.5 cm.

Deformación del modelo bidimensional - Desplazamientos Totales

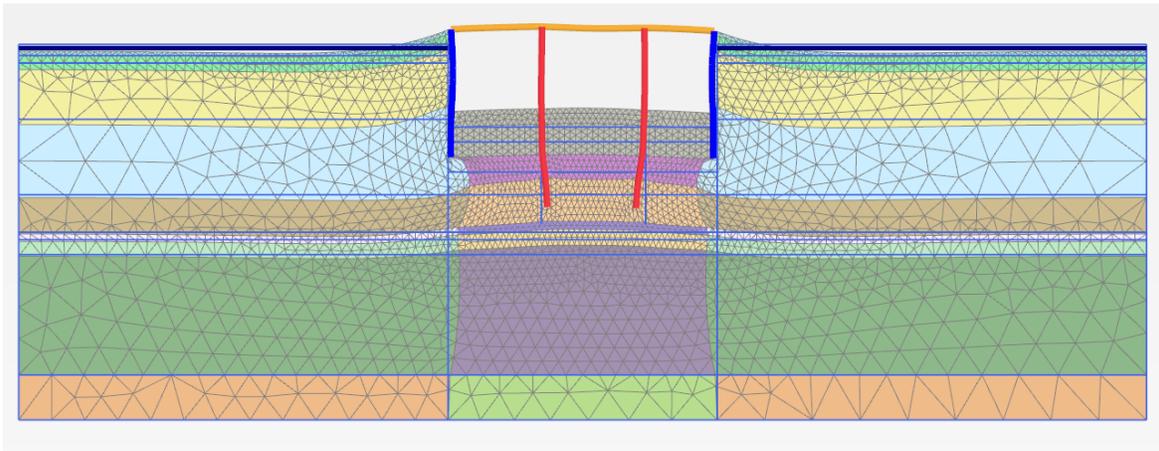


Figura 4.4.1g Deformación del modelo 2D - Desplazamientos Totales, excavación -11.0 m – Plaxis 2D

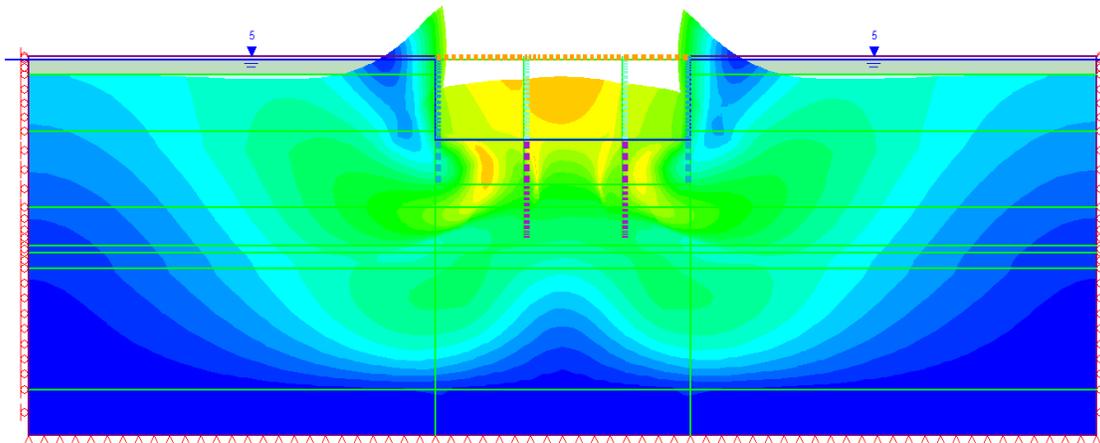


Figura 4.4.1h Deformación del modelo 2D - Desplazamientos Totales, excavación -11.0 m – Phase² 2D

En la figura 4.4.1g y h se observa que en ambos modelos existe semejanza en comportamiento, donde se perciben los mayores desplazamientos en la superficie de excavación ante la expansión del suelo y un desplazamiento hacia el interior de la excavación de la masa de suelo bajo el muro Milán, de igual manera se puede notar desplazamientos en la capa dura ante el efecto de la excavación.

Esfuerzos Efectivos - Verticales

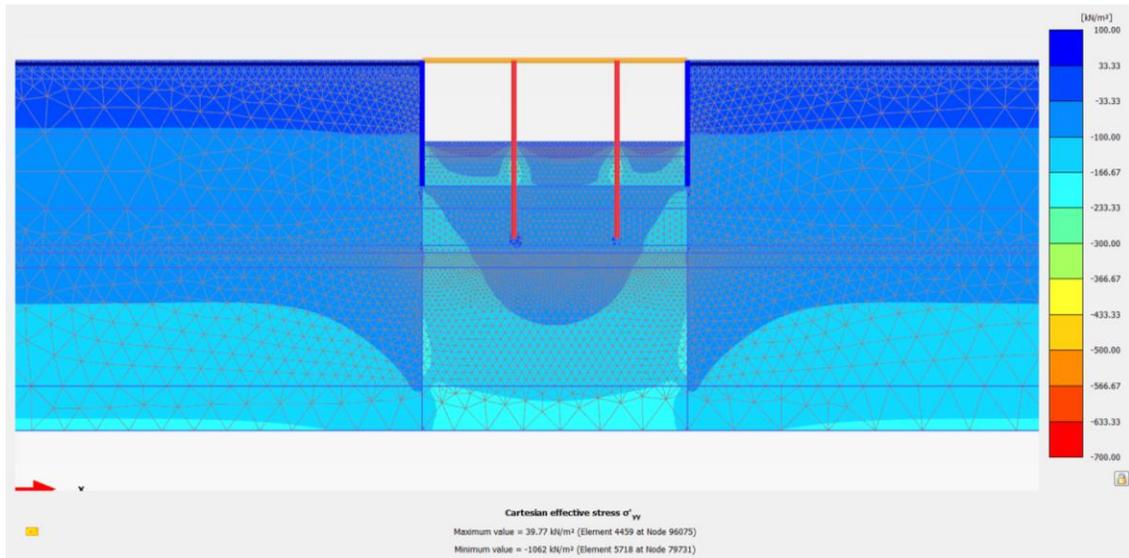


Figura 4.4.1i Esfuerzos Efectivos Verticales, excavación -11.0 m – Plaxis 2D

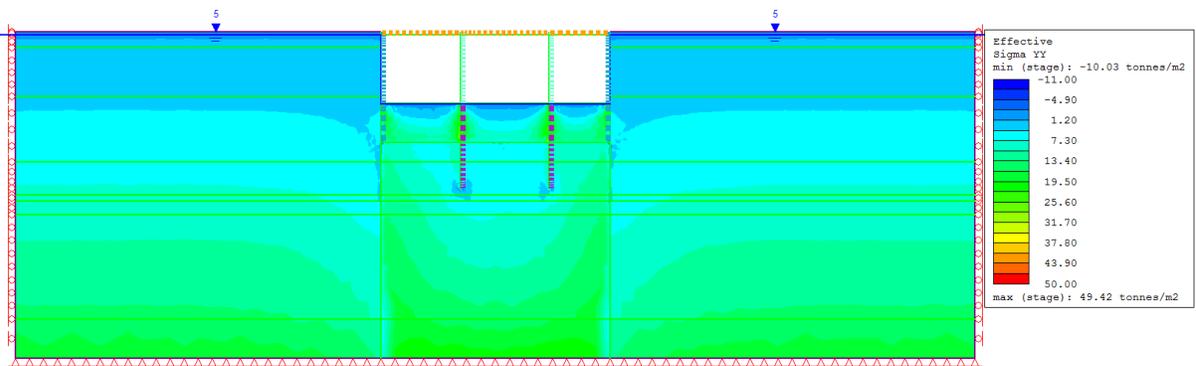


Figura 4.4.1j Esfuerzos Efectivos Verticales, excavación -11.0 m – Phase² 2D

En la figura 4.4.1i y j se puede apreciar un esfuerzo a compresión en general en la superficie del suelo del orden de 0.5 / 1.2 ton/m², en la superficie de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 0.5 / 1.2 ton/m², en la parte inferior del modelo un esfuerzo a compresión del orden de 18.80 / 19.50 ton/m², en la parte inferior de la zona de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 22.5 / 22.65 ton/m² y en la zona inferior del contrafuerte un esfuerzo a compresión del orden de 10.0 / 10.30 ton/m².

Existe la presencia de zonas donde el suelo sufre esfuerzos a tensión, en especial en las superficies cercanas al muro Milán, de igual modo en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los barrettes y al muro el suelo tiende a un comportamiento a tensión por efecto de las expansiones del suelo al centro de la excavación.

Esfuerzos Totales - Verticales

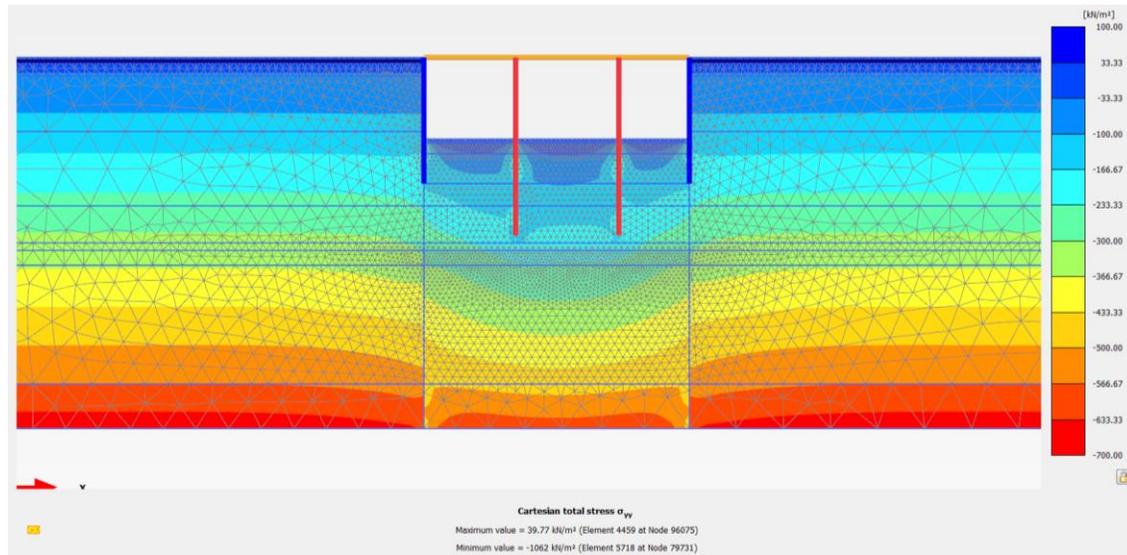


Figura 4.4.1k Esfuerzos Totales Verticales, excavación -11.0 m – Plaxis 2D

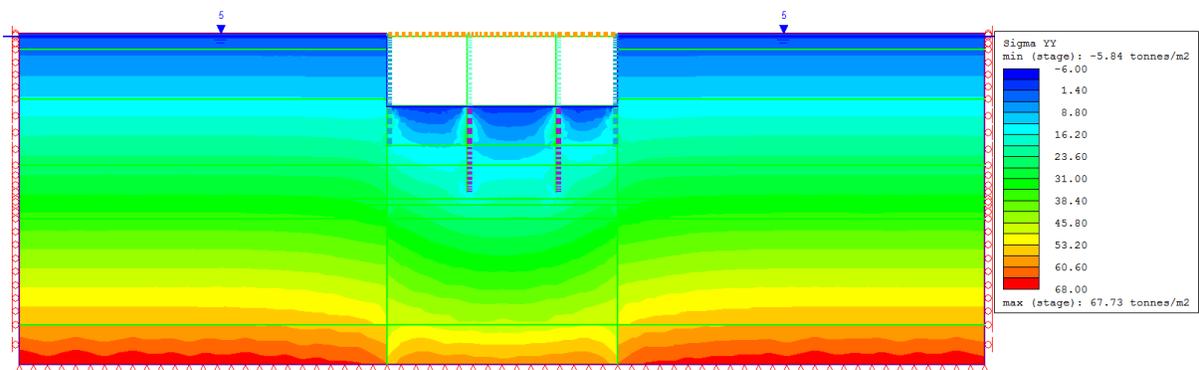


Figura 4.4.1l Esfuerzos Totales Verticales, excavación -11.0 m – Phase² 2D

En la figura 4.4.1k y l se puede apreciar un esfuerzo a compresión de forma general en la superficie del suelo del orden de 0.5 / 1.40 ton/m², en la superficie de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 0.5 / 1.40 ton/m², en la parte inferior del modelo un esfuerzo a compresión del orden de 67.80 / 68.0 ton/m², en la parte inferior de la zona de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 60.7 / 60.60 ton/m² y en la zona inferior del contrafuerte un esfuerzo a compresión del orden de 10.0 / 12.50 ton/m².

Existe la presencia de zonas donde el suelo sufre esfuerzos a tensión, en especial en las superficies cercanas al muro Milán, de igual modo en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los barrettes y al muro el suelo tiende a un comportamiento a tensión por efecto de las expansiones del suelo al centro de la excavación.

Superficie de falla

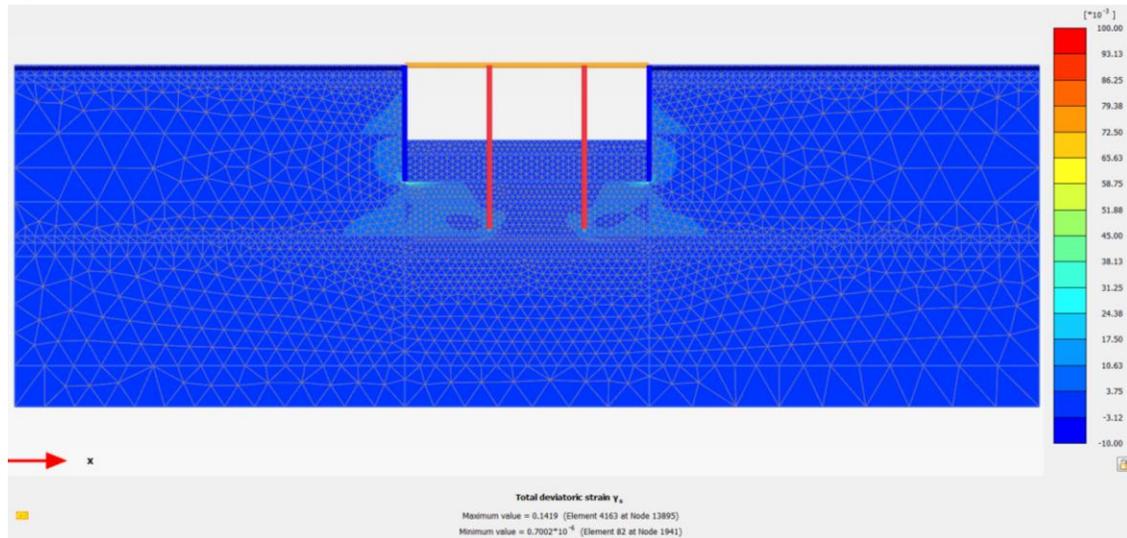


Figura 4.4.1m Incremental Deviatoric Strain (superficie de falla), excavación -11.0 m – Plaxis 2D

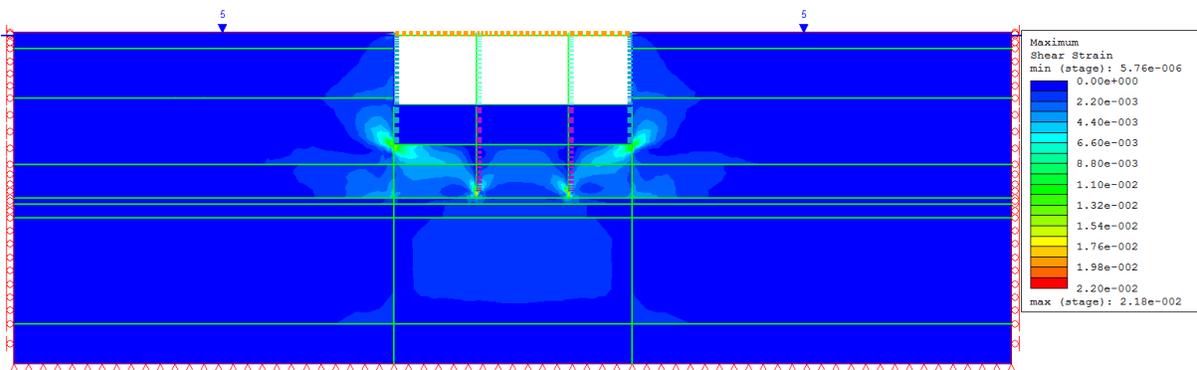


Figura 4.4.1n Maximun Shear Strain (superficie de falla), excavación -11.0 m – Phase² 2D

En la figura 4.4.1m y n se observan pequeñas diferencias en la distribución de deformaciones por cortante, estas se disipan en la masa de suelo por la presencia de los contrafuertes y las pequeñas tendencias hacia la superficie de falla son interrumpidas por los barrettes, ubicándose únicamente al fondo de la excavación sin llegar a la superficie del suelo o de la excavación.

Se puede concluir que no se forma una superficie de falla, por tanto, la excavación es estable hasta su nivel máximo, haciendo valida la hipótesis anteriormente descrita, validando la función de los elementos propuestos para solventar la problemática expuesta.

4.4.2 Obtención de un factor de seguridad al nivel máximo de excavación

Se obtuvo un factor de seguridad en el programa Plaxis en la etapa del nivel máximo de excavación a un nivel de -11.0 m, obteniendo: **FS=2.79**

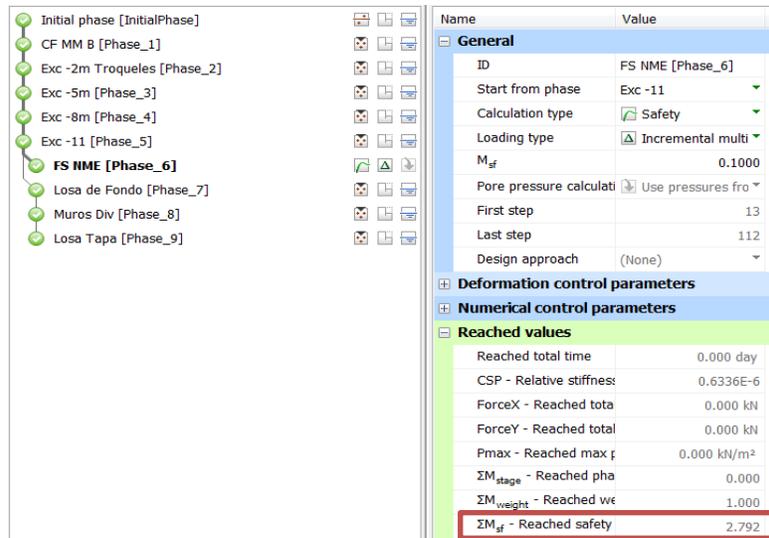


Figura 4.4.1.1a Factor de Seguridad obtenido en el Nivel Máximo de Excavación. Plaxis.

4.4.3 Construcción de losa tapa

Como se observó en la etapa anterior, existe similitud entre desplazamientos y distribución de esfuerzos por tanto para esta etapa únicamente se mostrar el análisis del modelo realizado en Plaxis pero ambos resultados como en el análisis anterior. (Plaxis / Phase²)

Desplazamientos Verticales

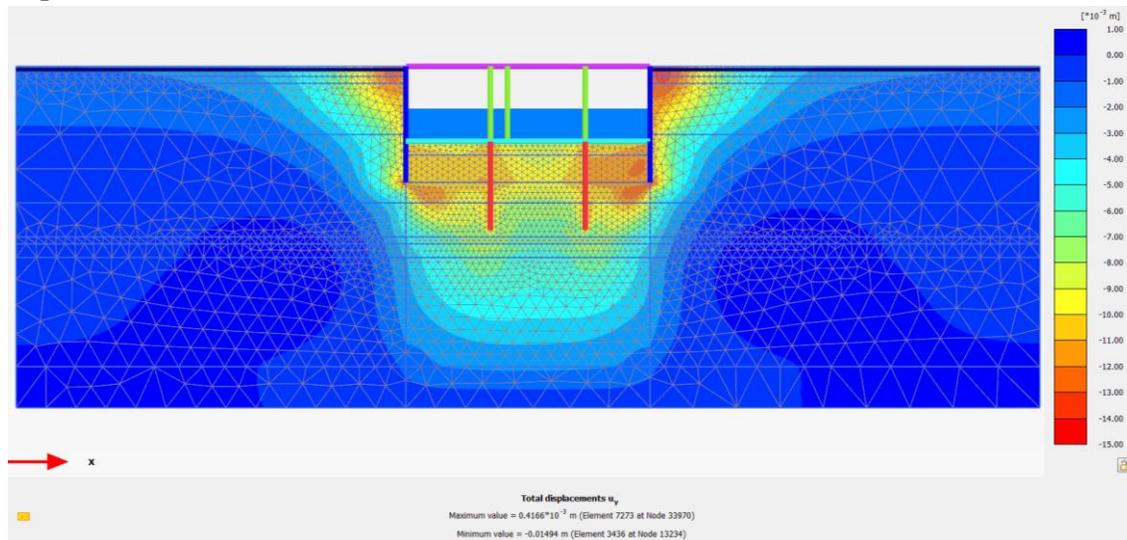


Figura 4.4.3a Desplazamientos Verticales, Losa Tapa – Plaxis 2D

En la figura 4.4.3a se observa que en el análisis realizado, al construir la losa tapa se puede observar un asentamiento general en la superficie del suelo del orden de 0.90 / 1.10 cm, en la zona del muro Milán se observa un asentamiento del orden de 1.2 / 0.7 cm y en la superficie de excavación se observa un asentamiento del orden de 0.9 / 0.08 cm. Este cambio de desplazamientos partiendo de la excavación a su nivel máximo se debe a la alta sobre carga que

ejerce la losa tapa, sin embargo se observa a detalle que el Túnel no sufre mayores asentamientos debido al desplante del muro Milán así como a la aportación de los barretes al fungir como pilas.

Desplazamientos Horizontales

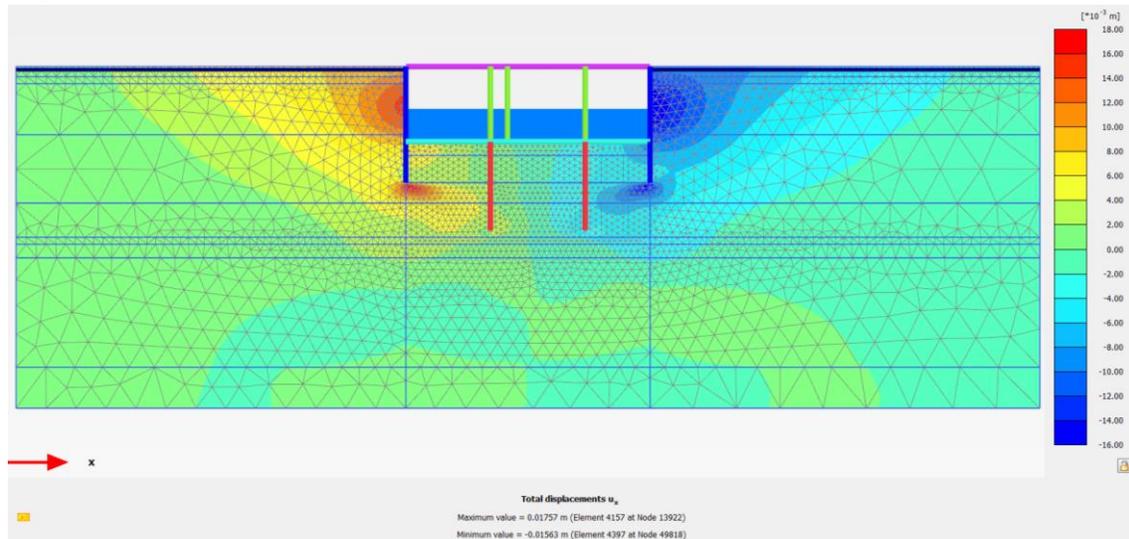


Figura 4.4.3b Desplazamientos Horizontales, Losa Tapa – Plaxis 2D

En la figura 4.4.3b se observa que en la superficie en la zona del muro Milán se puede observar un desplazamiento hacia el interior de la excavación del orden de 0.91 / 1.10 cm, en la zona de desplante del Muro Milán se observa un desplazamiento hacia el interior de la excavación de la masa de suelo del orden de 1.8 / 1.10 cm. El suelo presenta un desplazamiento al interior de la excavación del orden de 1.55 / 1.50 cm a una profundidad de 5.5 cm. Dichos desplazamientos de deben a la sobrecarga que ejerce la Losa Tapa, aumentando ligeramente los desplazamientos al interior de la excavación de la masa de suelo.

Desplazamientos Totales

En la figura 4.4.3b se observa que en la superficie del suelo se presenta un desplazamiento máximo del orden de 1.66 / 0.70 cm, en la superficie de excavación un desplazamiento máximo del orden de 0.9 / 0.9 cm, en la superficie en la zona del muro Milán se observa un desplazamiento máximo del orden de 1.40/ 0.90 cm, en la zona de desplante del muro Milán existe un desplazamiento máximo de la masa de suelo del orden de 2.15 / 1.10 cm y en el suelo presenta un desplazamiento máximo del orden de 2.0 / 1.43 cm a una profundidad de 5.5 cm.

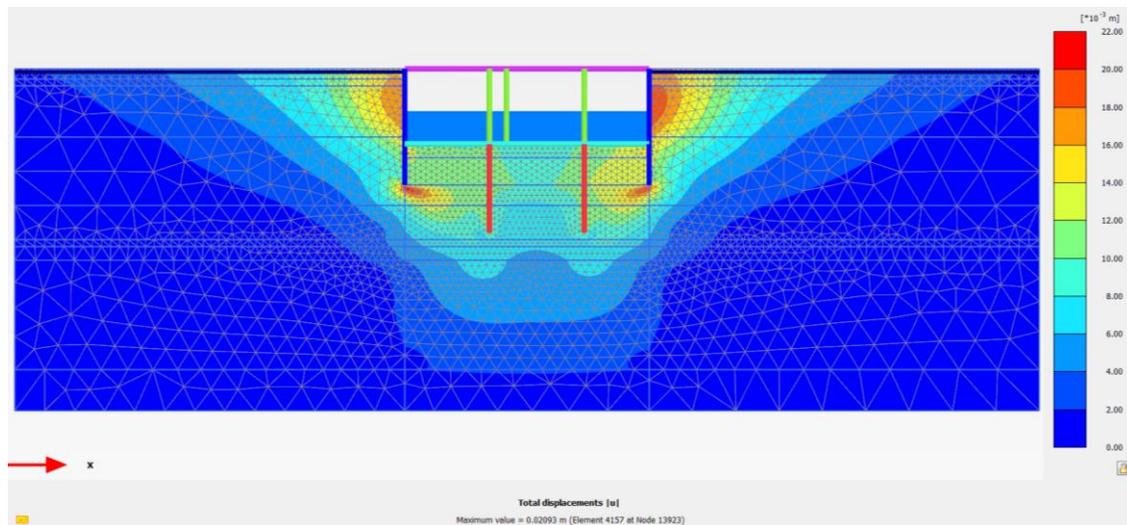


Figura 4.4.3c Desplazamientos Totales, Losa Tapa – Plaxis 2D

Deformación del modelo bidimensional - Desplazamientos Totales

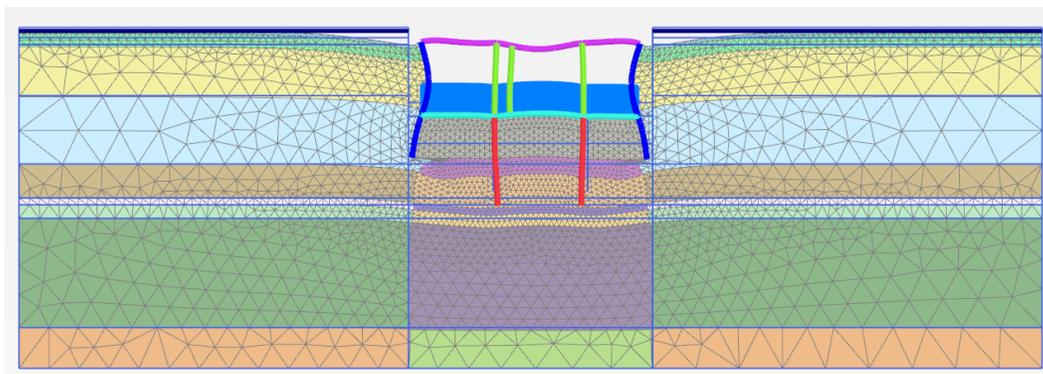


Figura 4.4.3d Deformación del modelo 2D - Desplazamientos Totales, Losa Tapa – Plaxis 2D

En la figura 4.4.3d se observa la deformación de la malla para los desplazamientos totales en la última etapa.

Esfuerzos Efectivos - Verticales

En la figura 4.4.3e se puede apreciar un esfuerzo a compresión en la superficie del suelo del orden de $0.5 / 1.40 \text{ ton/m}^2$ en la superficie de excavación un esfuerzo a compresión del orden de $11.2 / 9.50 \text{ ton/m}^2$, en la parte inferior del modelo un esfuerzo a compresión del orden de $18.40 / 17.60 \text{ ton/m}^2$, en la parte inferior de la zona de excavación un esfuerzo a compresión del orden de $30.60 / 29.70 \text{ ton/m}^2$ y en la zona inferior del contrafuerte un esfuerzo a compresión del orden de $22.1 / 21.60 \text{ ton/m}^2$.

Existe la presencia de zonas donde el suelo sufre esfuerzos a tensión, en especial en las superficies cercanas al muro Milán, de igual modo en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los

barretes y al muro el suelo tiende a un comportamiento a tensión por efecto de los asentamientos provocados por la construcción de la losa tapa.

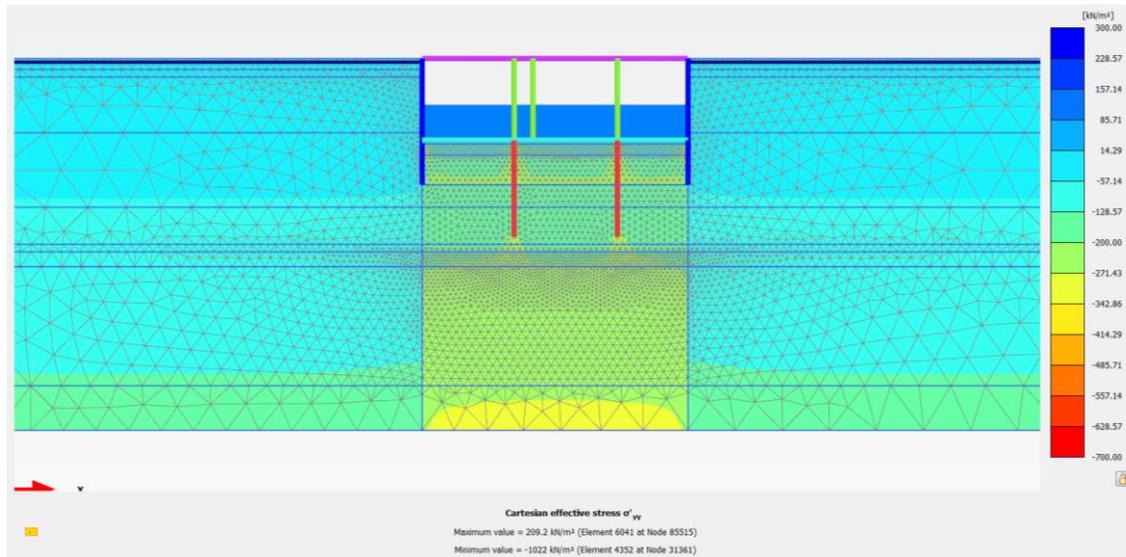


Figura 4.4.3e Esfuerzos Efectivos Verticales, Losa Tapa – Plaxis 2D

Esfuerzos Totales - Verticales

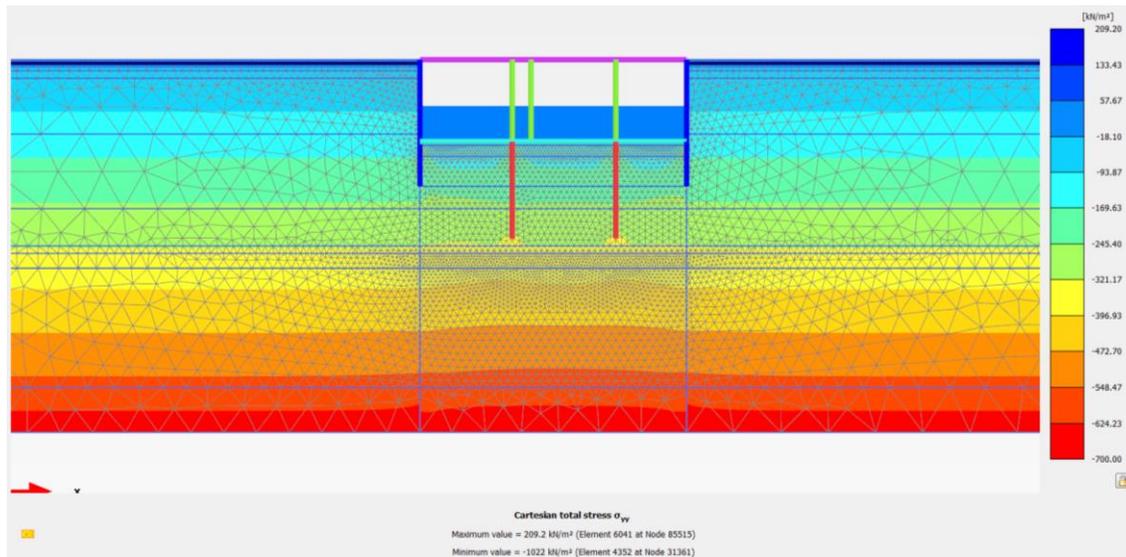


Figura 4.4.3f Esfuerzos Totales Verticales, Losa Tapa – Plaxis 2D

En la figura 4.4.3f se puede apreciar un esfuerzo a compresión en la superficie del suelo del orden de $0.5 / 1.40 \text{ ton/m}^2$, en la superficie de excavación un esfuerzo a compresión del orden de $11.2 / 9.80 \text{ ton/m}^2$, en la parte inferior del modelo un esfuerzo a compresión del orden de $68.80 / 67.90 \text{ ton/m}^2$, en la parte inferior de la zona de excavación un esfuerzo a compresión del orden de $70.0 / 67.90 \text{ ton/m}^2$ y en la zona inferior del contrafuerte un esfuerzo a compresión del orden de $22.1 / 22.2 \text{ ton/m}^2$.

Existe la presencia de zonas donde el suelo sufre esfuerzos a tensión, en especial en las superficies cercanas al muro Milán, de igual modo en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los barretes y al muro el suelo tiende a un comportamiento a tensión por efecto de los asentamientos a causa de la construcción de la losa tapa.

Superficie de falla

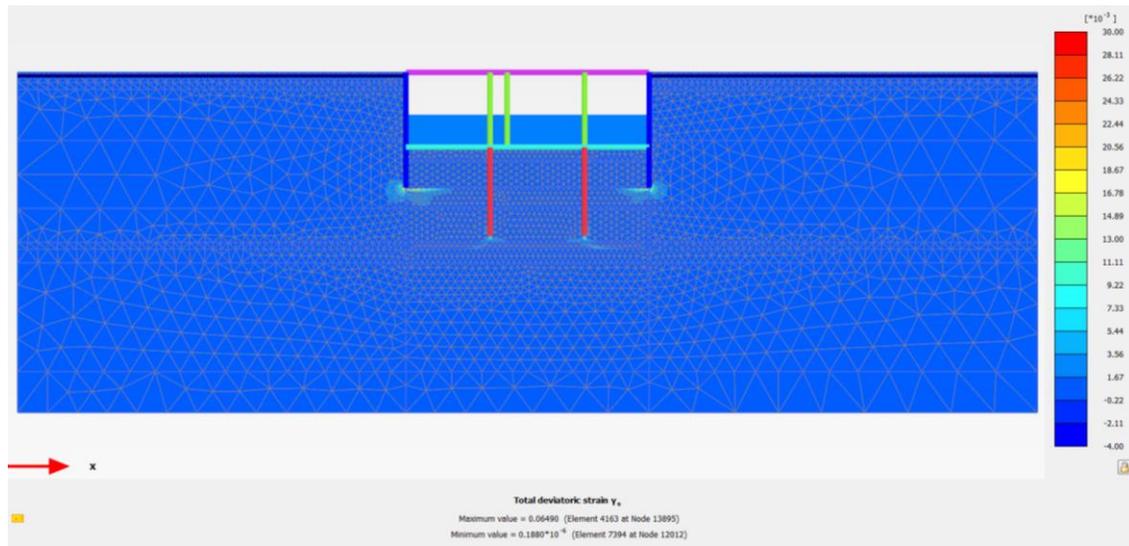


Figura 4.4.3g Incremental Deviatoric Strain (superficie de falla), Losa Tapa – Plaxis 2D

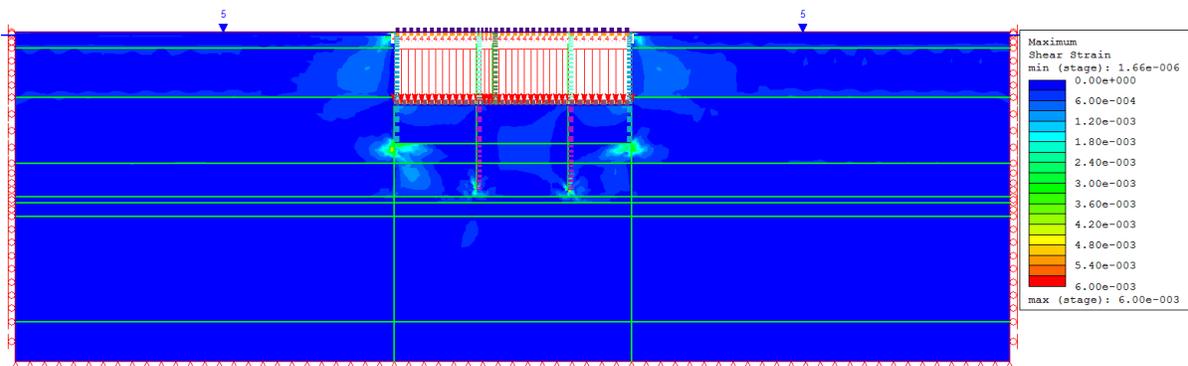


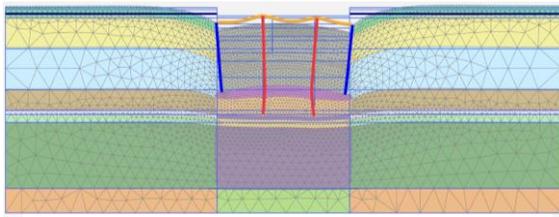
Figura 4.4.3h Maximun Shear Strain (superficie de falla), Losa Tapa – Phase² 2D

En la figura 4.4.3g y h se puede observar pequeñas diferencias en la distribución de deformaciones por cortante, donde se observa que dichas deformaciones se disipan en la masa de suelo por la presencia de los contrafuertes y las pequeñas tendencias hacia la superficie de falla son interrumpidas por los barretes, ubicándose únicamente al fondo de la excavación sin llegar a la superficie del suelo o de la excavación.

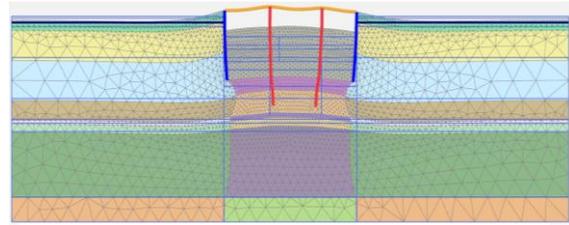
Se puede concluir que no se forma una superficie de falla, por tanto, la excavación es estable hasta su nivel máximo, haciendo valida la hipótesis anteriormente descrita, validando la función de los elementos propuestos para solventar la problemática expuesta.

4.4.4 Desplazamientos Totales (Plaxis) – Proceso Constructivo

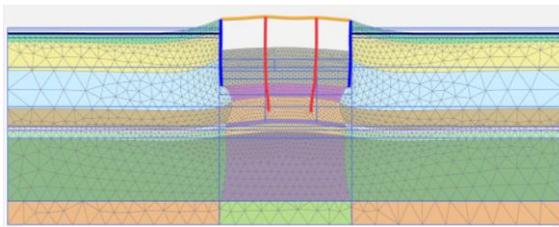
En las siguientes imágenes se puede observar la deformación de la malla para los desplazamientos totales en las diferentes etapas de excavación, colocación de lastre, construcción de losa de fondo, colocación de relleno, construcción de muros divisorios y losa tapa, esto ayuda a comprender mejor el comportamiento de la masa de suelo.



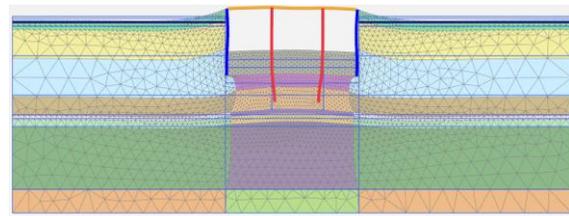
Excavación a -2.0 m



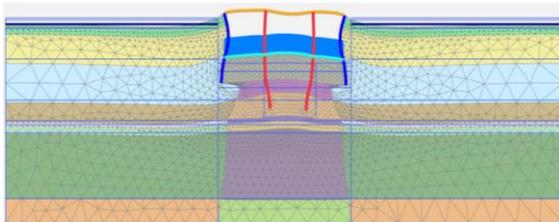
Excavación a -5.0 m



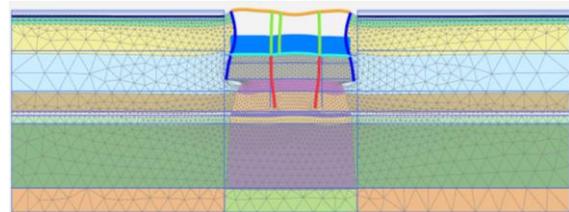
Excavación a -8.0 m



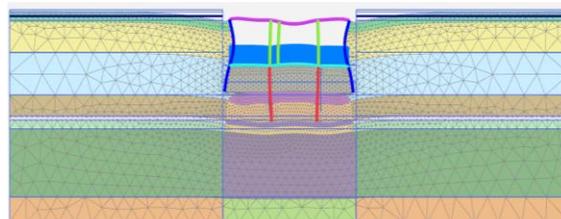
Excavación a -11.0 m - NME



Colocación de lastre, construcción de losa de fondo y colocación de relleno



Construcción de muros divisorios



Construcción de losa tapa

4.5 Modelo Tridimensional

Ante la problemática anteriormente señalada, se requiere conocer la interacción entre el suelo y estructuras como los contrafuertes, barretes y muro Milán, por tal motivo es necesario realizar un modelo tridimensional para poder tener una mejor perspectiva del comportamiento del suelo en tres direcciones. El modelo tridimensional fue realizado mediante el programa Midas GTS NX, la estratigrafía, propiedades de los materiales y geometría de los elementos es la misma que en los modelos bidimensionales, de igual manera se modelizó la capa de lastre y relleno fluido como sobrecarga, incluso se realizó la misma relación entre el modulo de elasticidad a carga y descarga en la masa de suelo bajo la excavación.

La plataforma de dicho programa está basada en coordenadas cartesianas (X, Y, Z), por lo tanto, la geometría a realizar esta en función de tres planos así como el análisis de sus resultados.

4.5.1 Modelización 3D

4.5.1.1 Geometría

Con base a las características geométricas del túnel e información del modelo geotécnico descrito en el Capítulo 2, se realizó la modelización creando la serie estratigráfica con un sólido de dimensiones igual a 150 x 10 x 50, el cual fue dividido por una serie de planos a diferentes alturas, según los distintos niveles de los estratos como se definió en el modelo geotécnico, definiendo los estratos por medio de solidos independientes. Figura 4.5.1.1a.

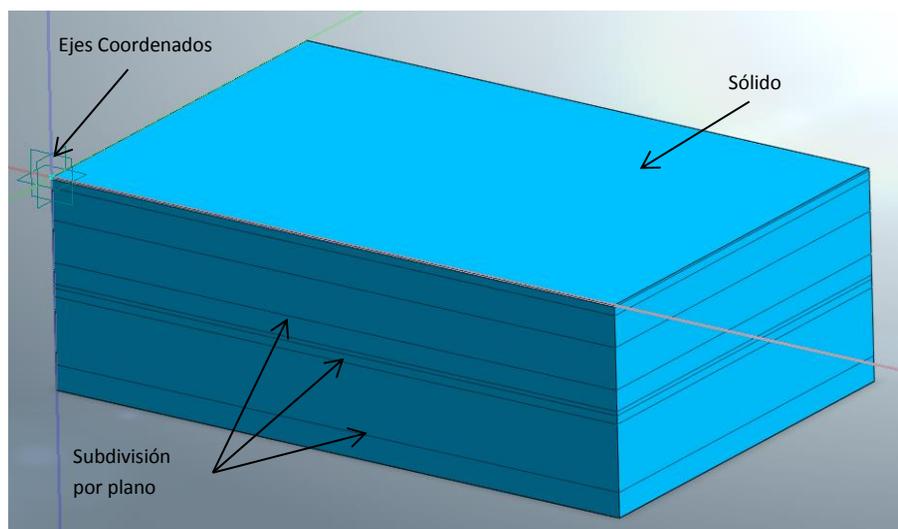


Figura 4.5.1.1a Modelización de la estratigrafía por medio de un sólido dividido por diferentes planos. Midas GTS NX.

Posteriormente se recortó con otro sólido, por medio de operaciones booleanas, la zona de excavación, así como las zonas donde están ubicados los contrafuertes de mortero, ya que estos elementos se modelizaron volumétricamente. Fue necesario respetar los espesores de los diferentes estratos en elementos como contrafuertes ya que posteriormente se realizó un cambio

de material, de suelo a mortero, fue necesario subdividir los elementos que conforman los contrafuertes según el avance de la excavación así como los sólidos que conforman la excavación. Figura 4.5.1.1b - c.

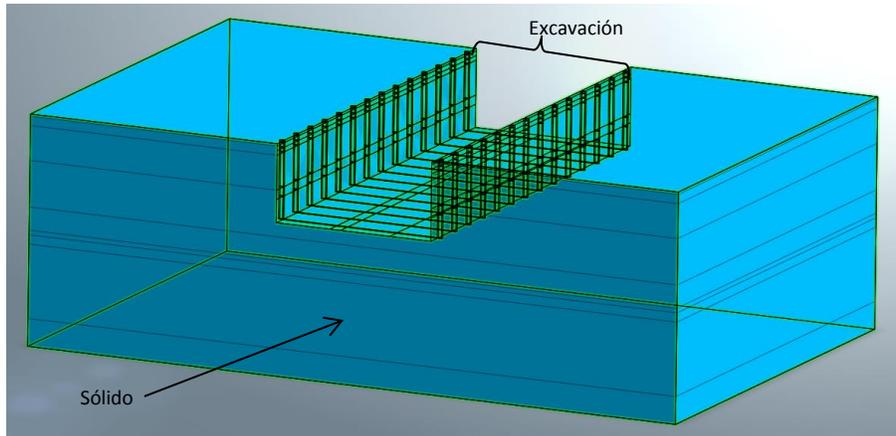


Figura 4.5.1.1b Extracción de la zona excavada y zona de contrafuertes. Midas GTS NX.

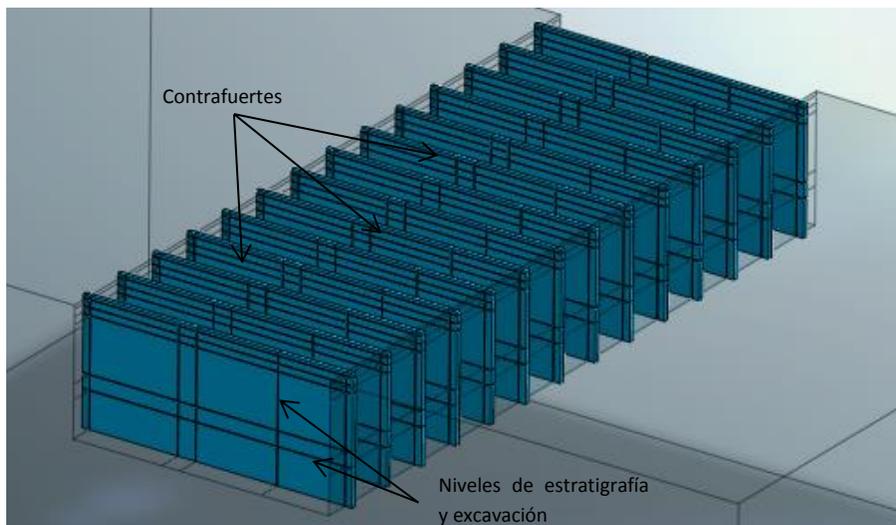


Figura 4.5.1.1c Elementos de los contrafuertes subdivididos por los niveles de estratificación y excavación. Midas GTS NX.

Una vez definida la secuencia de excavación y sus niveles, se procede a modelar el elemento muro Milán de forma bidimensional por medio de un plano el cual debe de ser marcado por los distintos niveles de la estratigrafía y de excavación. Es necesario dividir todo aquel elemento que interseque con el muro Milán, de preferencia en su totalidad para evitar problemas con el mallado posteriormente. Figura 4.5.1.1d.

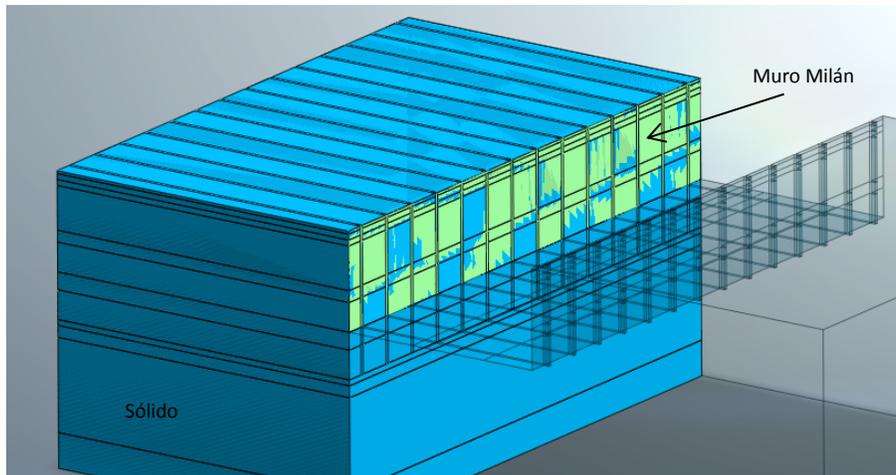


Figura 4.5.1.1d Creación de los Muro Milán dividiendo los sólidos que intersequen con él. Midas GTS NX.

La siguiente acción fue modelizar los barretes de forma bidimensional ubicándolos dentro de la excavación para posteriormente subdividir todo aquel elemento que intersecara con estos, de tal forma que, de cualquier manera se pudieran apreciar los barretes en toda su longitud sin que estén embebidos en algún sólido. Fue necesario subdividir los barretes en dos, la parte de la excavación que será descubierta y la parte inferior, aquella que está por debajo del nivel máximo de excavación. Figura 4.5.1.1e.

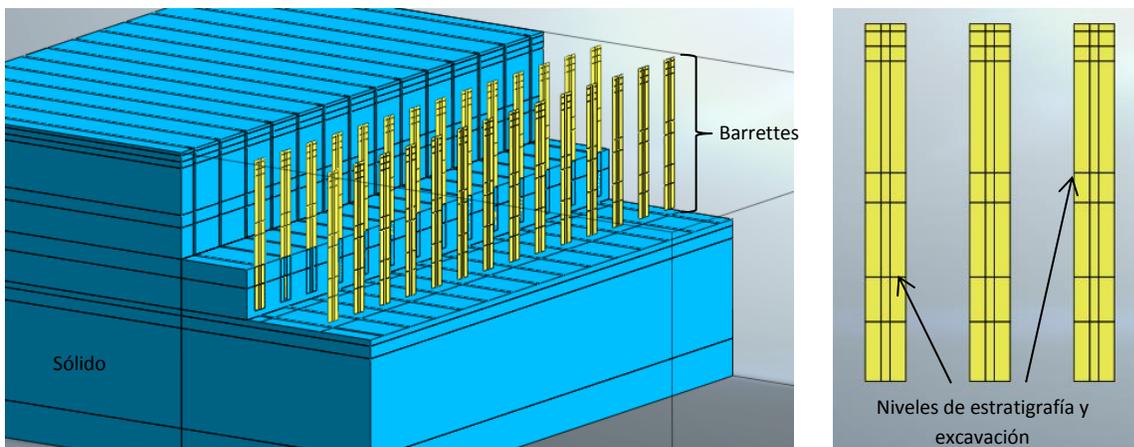


Figura 4.5.1.1e Creación de barretes, subdividiendo los sólidos que intersequen con ellos. Respetando los niveles de los estratos y etapas de excavación, así como la ubicación de contrafuertes. Midas GTS NX.

Posteriormente fue necesario crear elementos que representen el lastre, losa de fondo y el relleno fluido, la losa de fondo se creó con un elemento bidimensional sobre el nivel máximo de excavación, el lastre y relleno fluido fueron sustituidos por cargas, para no aumentar la complejidad de modelo creando nuevos modelos vinculados al muro Milán y barretes. Dicha carga fue aplicada en toda la superficie de la losa de fondo. Figura 4.5.1.1f.

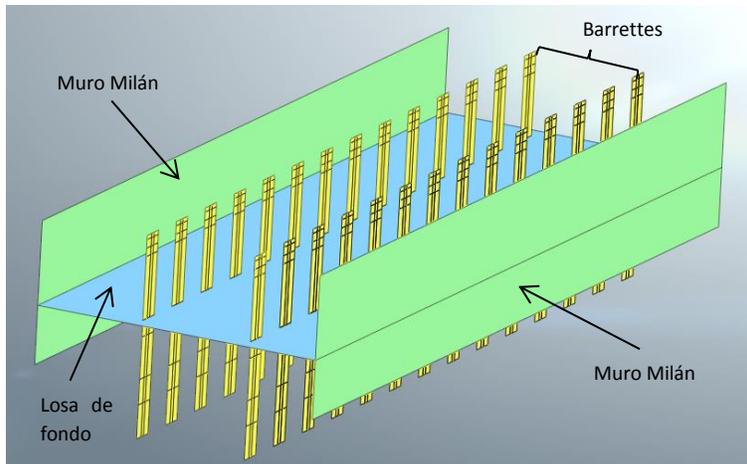


Figura 4.5.1.1f Creación de losa de fondo sobre el nivel máximo de excavación. Midas GTS NX.

Una vez definidas las fuerzas de los elementos anteriores, se procede a la creación de los muros divisorios de forma bidimensional. Ya que se subdividieron los elementos de los barretes, basto con intercambiar la parte superior de los barretes por el muro divisorio conformado por un elemento continuo a todo lo largo del túnel sobre la losa de fondo. Figura 4.5.1.1g.

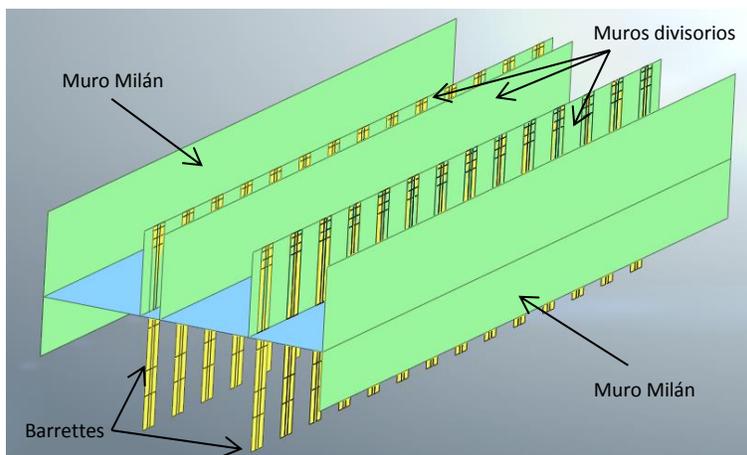


Figura 4.5.1.1g Creación de muros divisorios entre barretes y sobre la losa de fondo. Midas GTS NX.

Finalmente se modelizó la trabe de coronamiento y los troqueles con elementos unidimensionales, fue necesario crear los elementos de forma independiente, de tal manera que en vez de crear un solo elemento a lo largo del túnel, en el caso de la trabe de coronamiento, se tuvo que seccionar entre cada contrafuerte, así como los troqueles, el cual se tuvo que dividir en tres secciones según la ubicación de los barretes y los muros divisorios. Figura 4.5.1.1h.

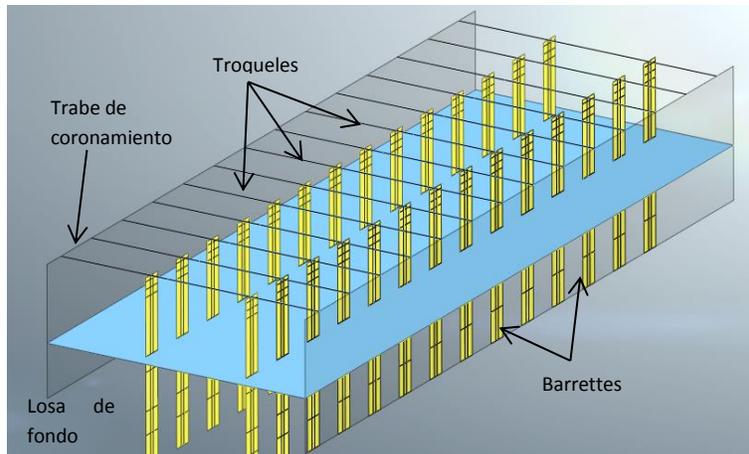


Figura 4.5.1.1h Creación de traveses de coronamiento y troqueles. Midas GTS NX.

4.5.1.2 Asignación de propiedades

Una vez realizada la geometría del modelo, se introdujeron las diferentes propiedades de los distintos materiales geotécnicos y estructurales, así como las diferentes secciones de los elementos bidimensionales y unidimensionales.

Los materiales geotécnicos fueron modelizados bajo el criterio de Mohr – Coulomb, los materiales geotécnicos están definidos junto con sus propiedades en el modelo geotécnico presentado anteriormente en la Tabla 2.2.1a y están definidos como materiales isotrópicos. Dichos elementos fueron modelizados tridimensionalmente, conformados por sólidos así como los contrafuertes de mortero.

Tal como se menciona anteriormente, para una mejor idealización del comportamiento del suelo se recurrió a realizar un aumento del modulo de elasticidad en los materiales únicamente en la zona de excavación, este aumento está en función del comportamiento que presentan las arcillas típicas del Valle de México fundamentado en ensayos de esfuerzo-deformación ante ciclos de carga, descarga y recarga, como ensayos triaxiales o de consolidación, donde se guarda una relación entre el comportamiento a compresión y expansión del suelo ante un alivio de esfuerzos, el cual corresponde a una relación entre el modulo de elasticidad a compresión (carga) y a expansión (descarga) igual a $E_{descarga} = 3E_{50}$. (ANEXOS A y B)

Los materiales estructurales que se emplearon en el modelo se definirán a continuación junto con sus propiedades:

Acero estructural: Material elástico-estructural, modulo de elasticidad $(E) = 2.1 \times 10^7$ ton/m², relación de Poisson $(\nu) = 0.2$ y peso volumétrico $(\gamma) = 7.86$ ton/m³.

Mortero f'c = 30 kg/cm2: Material elástico-estructural, modulo de elasticidad $(E) = 438,178$ ton/m², relación de Poisson $(\nu) = 0.2$ y peso volumétrico $(\gamma) = 2.2$ ton/m³.

Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$: Material elástico-estructural, modulo de elasticidad (E)= 2,619,160 ton/m², relación de Poisson (ν)= 0.2 y peso volumétrico (γ)= 2.4 ton/m³.

Lastre: peso volumétrico (γ)= 2.2 ton/m³.

Relleno fluido: peso volumétrico (γ)= 2.2 ton/m³.

Las secciones de los diferentes elementos empleados en el modelo se definirán a continuación junto con su material:

Muro Milán – Elemento bidimensional (Shell), espesor de 1.0 m. – Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Barrettes – Elementos bidimensional (Shell), espesor de 0.5 m. – Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Muros divisorios – Elemento bidimensional (Shell), espesor de 1.0 m. – Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Losa de fondo - Elemento bidimensional (Shell), espesor de 1.50 m - Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Losa tapa - Elemento unidimensional (Liner), espesor de 1.0 m - Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Trabe de coronamiento – Elemento unidimensional (beam), de sección cuadrada de 1.0 m x 1.0 m – Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Troqueles – Elemento unidimensional (beam), de sección circular con diámetro de 0.457 m y espesor de 0.011 m – Acero estructural.

Capa de lastre – Espesor de 1.0 m - Material lastre.

Capa de relleno fluido – Espesor de 1.0 m – Material relleno fluido.

4.5.1.3 Mallado y Discretización

Una vez definidos los distintos materiales así como propiedades y elementos estructurales así como sus secciones, se realizó el mallado y discretización de los diferentes elementos, asignando a cada uno de ellos sus diferentes materiales, propiedades y secciones, cuidando de manera estricta la interconexión entre elementos discretizados.

Se recurrió a elementos tipo “*hybrid Mesher*” para la discretización y mallado por la regularidad de estos elementos y su facilidad de interconexión.

La discretización fue mayor en la zona del túnel con elementos de hasta 0.6m x 0.6m x 0.5m, de tal manera que la discretización fue disminuyendo hacia los límites del modelo con elementos de hasta 3.0m x 3.0m x 3.0m. Figura 4.5.1.3a - b.

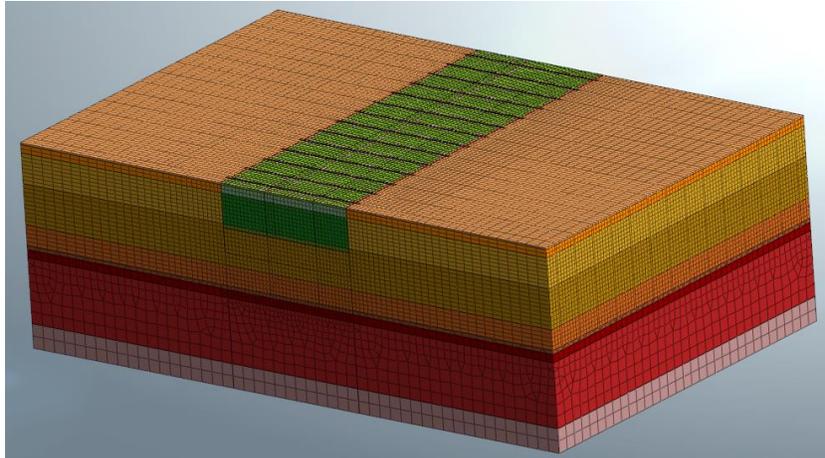


Figura 4.5.1.3a Mallado y desratización de elementos finitos de un modelo 3D en Midas GTS NX.

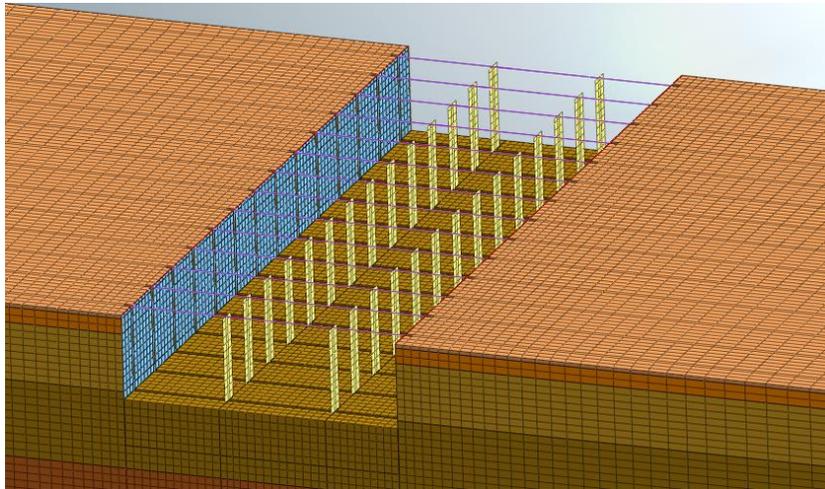


Figura 4.5.1.3b Mallado y desratización al interior de la excavación. Midas GTS NX.

4.5.1.4 Condiciones de contorno, nivel freático y fuerzas.

Al finalizar el mallado y discretización, fue necesario asignar las condiciones de contorno, las cuales definen las restricciones de desplazamiento en los límites del modelo. En la parte inferior se restringieron los desplazamientos en los tres planos (X,Y,Z), en la parte superior del modelo no hubo restricción alguna, finalmente en las caras posterior y anterior del modelo, únicamente se restringieron los desplazamientos perpendiculares al plano (Restricción en Y) de cada cara con la finalidad de poder existir desplazamientos en los otros dos planos y en las caras laterales del modelo, únicamente se restringieron los desplazamientos perpendiculares al plano (Restricción en X) de cada cara con la finalidad de poder existir desplazamientos en los otros dos planos.

Posteriormente se asignaron las sobrecargas, las cuales corresponden, como se mencionó anteriormente, a los elementos; lastre y relleno fluido, las cuales fueron definidas tomando en cuenta el espesor de cada elemento y su peso volumétrico, resultando las siguientes sobrecargas:

$$\text{Sobrecarga} \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right] = \text{Espesor} [\text{m}] \times \text{Peso volumétrico} \left[\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right]$$

$$\text{Capa de Lastre} - 1.0 \text{ m} \times 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Capa de Relleno fluido} - 1.0 \text{ m} \times 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto, la fuerza aplicada sobre la losa de fondo fue de $4.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

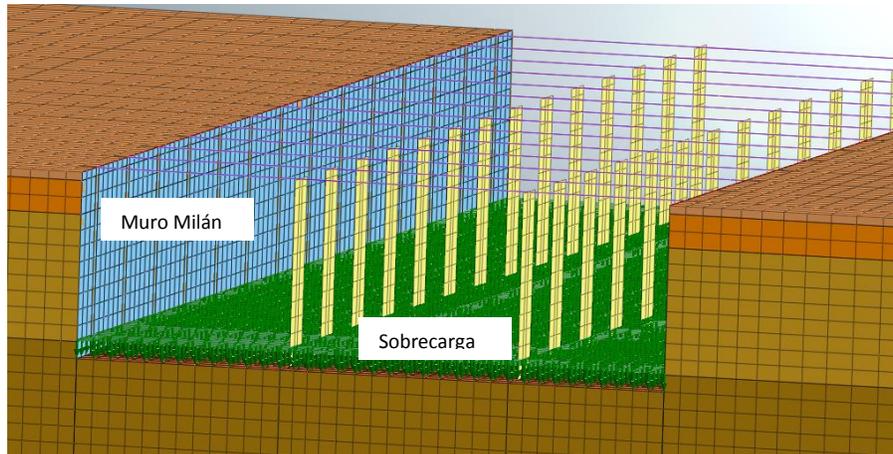


Figura 4.5.1.4a Colocación de sobrecarga en la superficie de la losa de fondo. Midas GTS NX.

Es necesario aplicar una fuerza representando la aceleración gravitacional, la cual se aplica en su totalidad a todo el modelo.

Por último se definieron los distintos niveles freáticos partiendo de la condición inicial, abatiendo el nivel -2.0 m por debajo de cada nivel de excavación hasta definir el nivel freático de nivel máximo de excavación. Figura 4.5.1.4b.

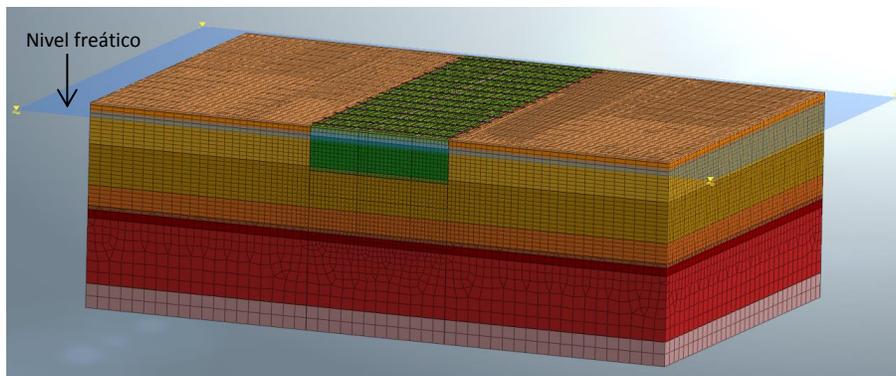


Figura 4.5.1.4b Nivel freático condición inicial a -1.50 m. Midas GTS NX.

4.6 Análisis 3D – Midas GTS NX

Una vez definida la secuencia constructiva, se procedió al análisis del modelo construido. A continuación se muestran los resultados obtenidos para las etapas críticas las cuales consisten en la Excavación a Nivel Máximo y la realización del túnel por completo hasta la colocación de la Losa Tapa, comprendiendo los desplazamientos verticales, horizontales y totales, de igual forma se presentan los esfuerzos efectivos y totales en la dirección – Z (Esfuerzos Verticales respecto al modelo), así como la generación de la superficie de falla en el caso de que esta existiera.

Para este modelo en especial, el tiempo de cálculo resulto de 22 horas aproximadamente, debido a la extensa discretización y al tamaño del modelo. Los resultados expuestos corresponden a la sección entre contrafuertes.

4.6.1 Nivel máximo de excavación, -11.0 m.

Desplazamientos Verticales

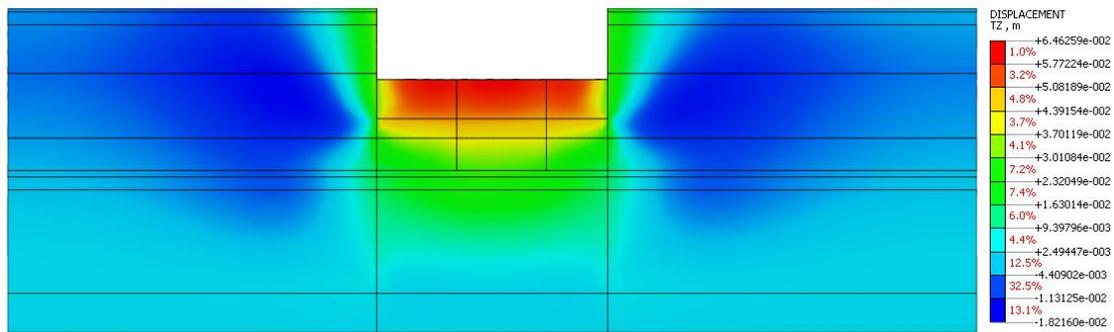


Figura 4.6.1a Desplazamientos Verticales, excavación -11.0 m – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.1a se puede observar un asentamiento general en la superficie del suelo del orden de 1.70 cm, en la superficie de excavación se observa una emersión del orden de 6.46 cm y en la superficie en la zona del muro Milán se observa una emersión del orden de 3.40 cm. Dicho comportamiento es general en toda la longitud del modelo, por tanto se observa una gran semejanza en los desplazamientos con los modelos bidimensionales e incluso en el comportamiento del modelo en general al guardar cierta simetría.

Desplazamientos Horizontales

En la figura 4.6.1b se observa que el modelo presenta simetría y un comportamiento semejante, donde se puede observar que en la superficie en la zona del muro Milán existe un desplazamiento hacia el interior de la excavación del orden de 1.10 cm, en la zona de desplante del muro se observa un desplazamiento hacia el interior de la excavación de la masa de suelo del orden de 6.64 cm. El suelo presenta un desplazamiento al interior de la excavación del orden de 1.50 cm a una profundidad de 5.5 cm. Dicho comportamiento es general en toda la longitud del modelo.

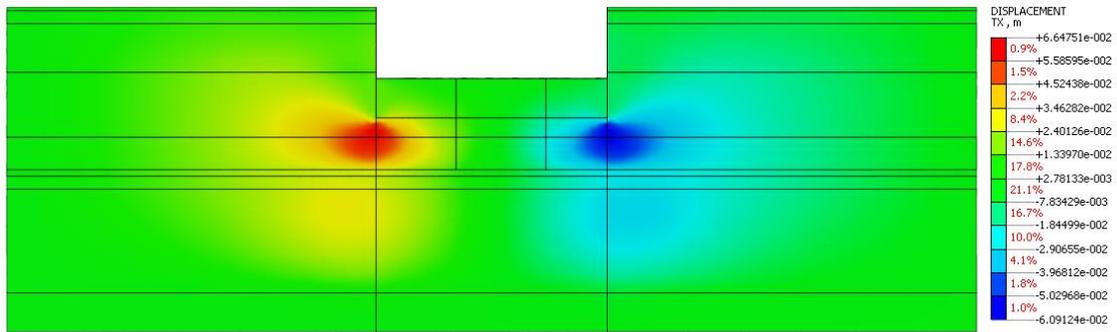


Figura 4.6.1b Desplazamientos Horizontales, excavación -11.0 m – Midad GTS NX 3D

Desplazamientos Totales

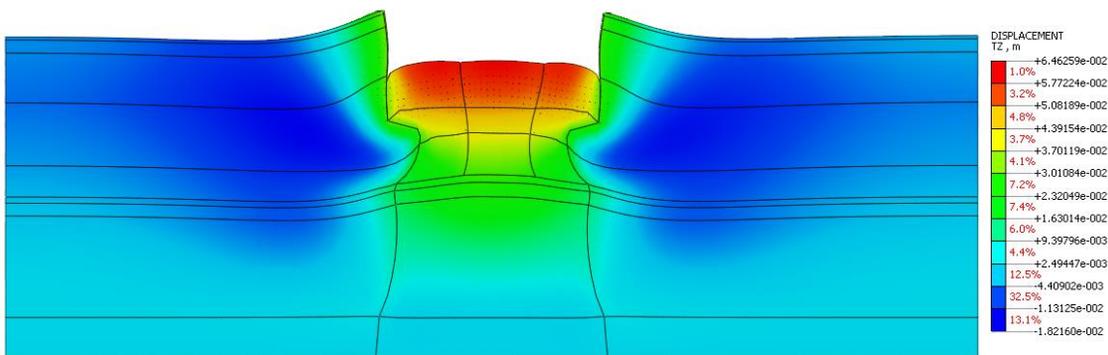


Figura 4.6.1c Deformación del modelo 3D - Desplazamientos Totales, excavación -11.0 m – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.1c - d se observa que en la superficie del suelo se presenta un desplazamiento máximo del orden de 1.70 cm, en la superficie de excavación un desplazamiento máximo del orden de 6.46 cm, en la superficie en la zona del muro Milán se observa un desplazamiento máximo del orden de 3.40 cm, en la zona de desplante del muro un desplazamiento máximo del orden de 7.25 cm y en el suelo presenta un desplazamiento máximo del orden de 3.70 cm a una profundidad de 5.5 cm. Dicho comportamiento es general en toda la longitud del modelo

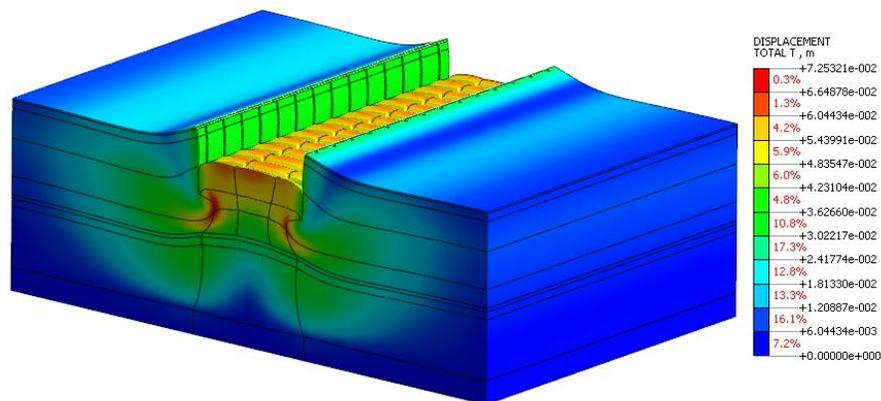


Figura 4.6.1d Desplazamientos Totales (Modelo Deformado) – Nivel Máximo de Excavación, -11.0 m. 3D

Como se mencionó anteriormente, es importante observar la interacción entre suelo y contrafuertes, la cual se puede observar en la siguiente imagen, donde se presenta un comportamiento tipo arco del suelo ante la presencia de los contrafuertes. Figura 4.6.1e.

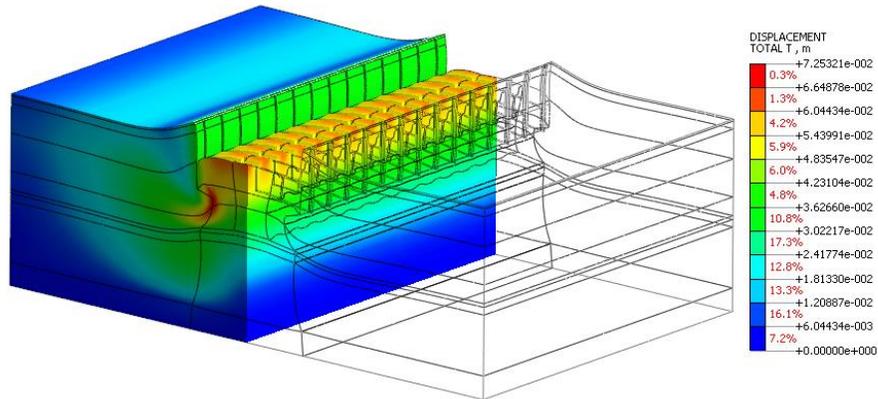


Figura 4.6.1e Desplazamientos Totales (Corte)- Midas GTS NX.

Ante el comportamiento de tipo arco del suelo, se puede observar los valores de desplazamiento; en el pico del arco ubicando al centro entre contrafuertes, se observa una expansión del orden de 6.0 cm, la expansión del suelo va disminuyendo a medida que se acerca al contrafuerte hasta llegar a este donde existe un desplazamiento ascendente del orden de 4.7 cm.

De igual forma se observa que los barretes contribuyen al minimizar las expansiones, ya que en la zona donde se ubican dichos elementos las expansiones son mínimas y se percibe la interacción entre ello y la masa de suelo como se observa en la Figura 4.6.1f.

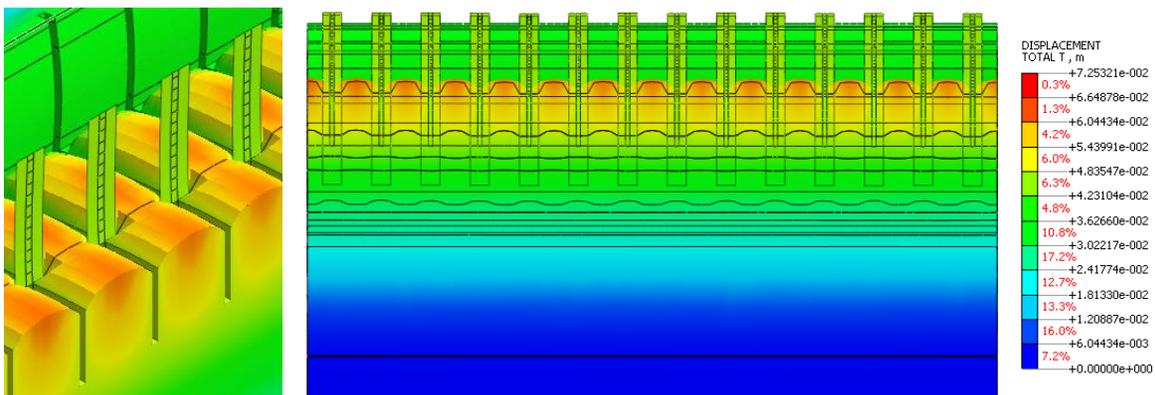


Figura 4.6.1f Desplazamientos Totales (Corte-Sección)- Midas GTS NX.

Esfuerzos Efectivos – Verticales

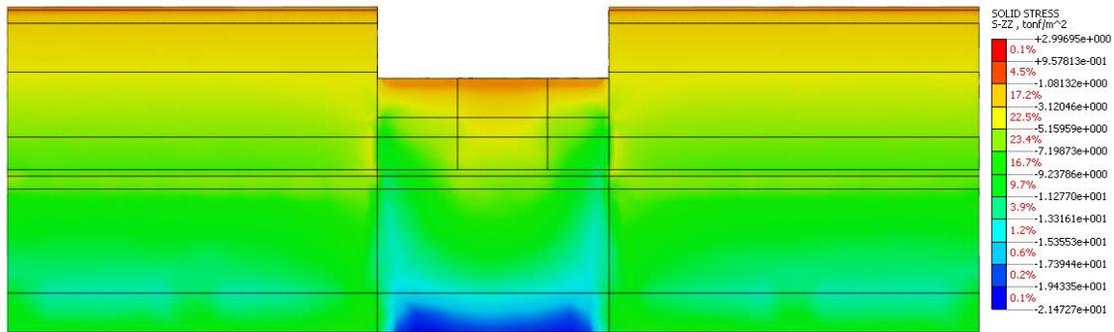


Figura 4.6.1g Esfuerzos Efectivos Verticales, excavación -11.0 m – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.1g se puede apreciar un esfuerzo a compresión en general en la superficie del suelo del orden de 0.4 ton/m^2 , en la superficie de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 1.2 ton/m^2 , en la parte inferior del modelo un esfuerzo a compresión del orden de 17.50 ton/m^2 , en la parte inferior de la zona de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 22.0 ton/m^2 y en la zona inferior del contrafuerte un esfuerzo a compresión del orden de 9.40 ton/m^2 .

Existe la presencia de zonas donde el suelo sufre esfuerzos a tensión, en especial en las superficies cercanas al muro Milán, de igual modo en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los barretes y al muro el suelo tiende a un comportamiento a tensión por efecto de las expansiones del suelo al centro de la excavación. Dicho comportamiento es general en toda la longitud del modelo.

Esfuerzos Totales – Verticales

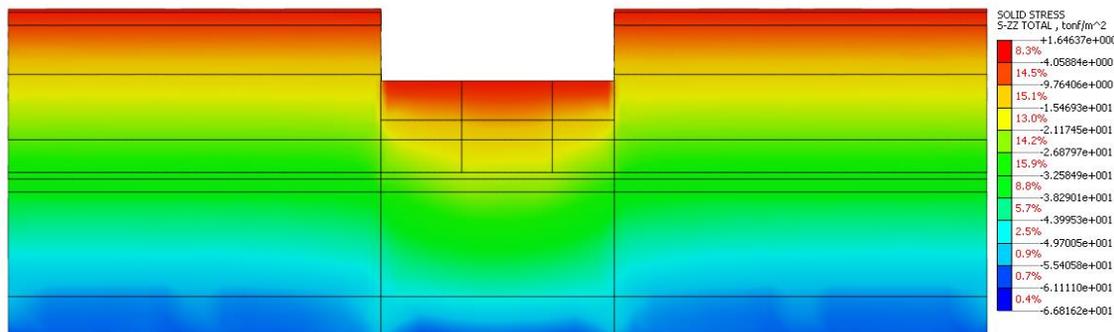


Figura 4.6.1h Esfuerzos Totales Verticales, excavación -11.0 m – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.1h se puede apreciar un esfuerzo a compresión de forma general en la superficie del suelo del orden de 0.40 ton/m^2 , en la superficie de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 1.20 ton/m^2 , en la parte inferior del modelo un esfuerzo a compresión del orden de 66.0

ton/m², en la parte inferior de la zona de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 60.0 ton/m² y en la zona inferior del contrafuerte un esfuerzo a compresión del orden de 9.40 ton/m². Dicho comportamiento es general en toda la longitud del modelo

Existe la presencia de zonas donde el suelo sufre esfuerzos a tensión, en especial en las superficies cercanas al muro Milán, de igual modo en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los barretes y al muro el suelo tiende a un comportamiento a tensión por efecto de las expansiones del suelo al centro de la excavación.

Superficie de falla

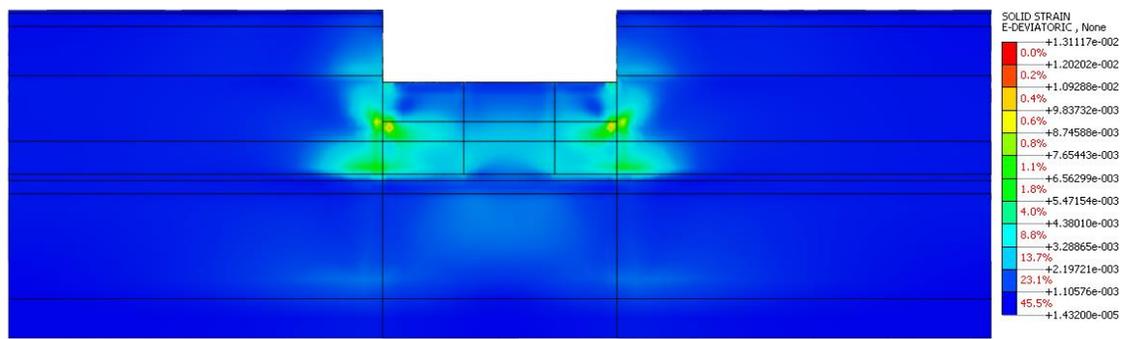


Figura 4.6.1i Incremental Deviatoric Strain (superficie de falla), excavación -11.0 m – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.1i se puede observar que la distribución de las deformaciones se disipan en la masa de suelo por la presencia de los contrafuertes y las pequeñas tendencias hacia la superficie de falla son interrumpidas por los barretes, ubicándose únicamente al fondo de la excavación sin llegar a la superficie del suelo o de la excavación.

Concluyendo que no se genera una superficie de falla, por tanto, la excavación es estable hasta su nivel máximo.

4.6.2 Desplazamientos y máximo esfuerzos cortantes en contrafuertes

Desplazamientos Verticales

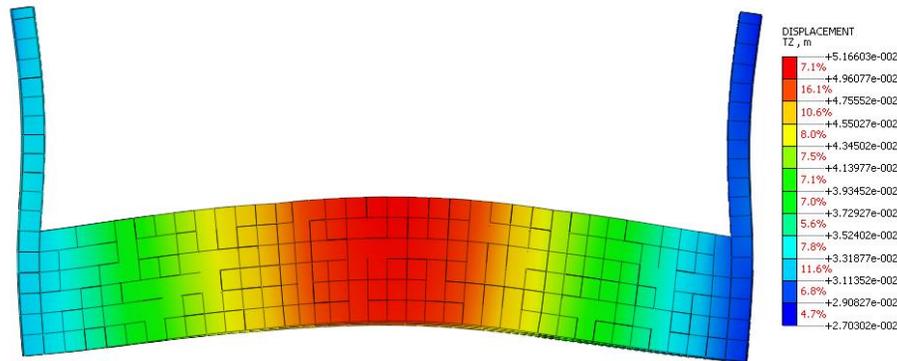


Figura 4.6.2a Desplazamientos Verticales en Contrafuertes (Modelo deformado) – Midas GTS NX

En la figura 4.6.2a se observa un desplazamiento ascendente de 5.0 cm en la parte central del elemento donde va descendiendo gradualmente hasta el desplante del muro donde se observan desplazamientos del orden de 2.7 cm, dicho desplazamiento es general en todos los contrafuertes, por tanto se puede decir que el túnel en general asciende 2.7 cm en su totalidad. Con base a estos resultados, se concluye que el contrafuerte contribuye a la mitigación de la falla de fondo por resistencia al corte al minimizar las altas expansiones y disipar las deformación por cortante de la masa de suelo.

Desplazamientos Horizontales

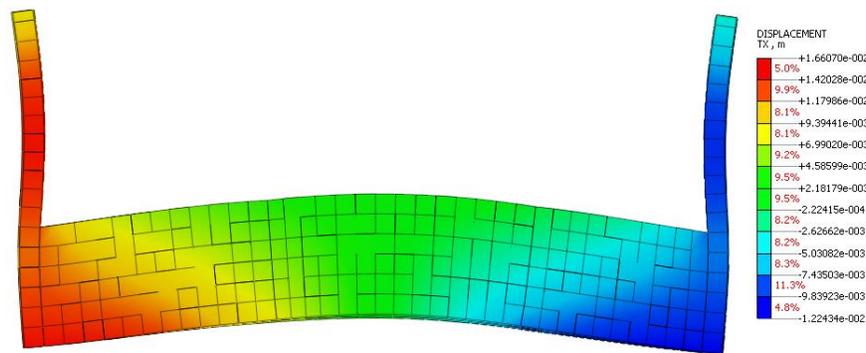


Figura 4.6.2b Desplazamientos Horizontales en Contrafuertes (Modelo deformado) – Midas GTS NX

En la figura 4.6.2b se observa un desplazamiento horizontal en la parte inferior del elemento hacia el interior de la excavación del orden de 1.65 cm en ambos lados, con dicho resultado se concluye que el contrafuerte también trabaja a compresión mitigando el pateo del muro Milán hacia el interior de la excavación, de tal manera que se puede realizar la excavación de manera estable hasta su nivel máximo.

Desplazamientos Totales

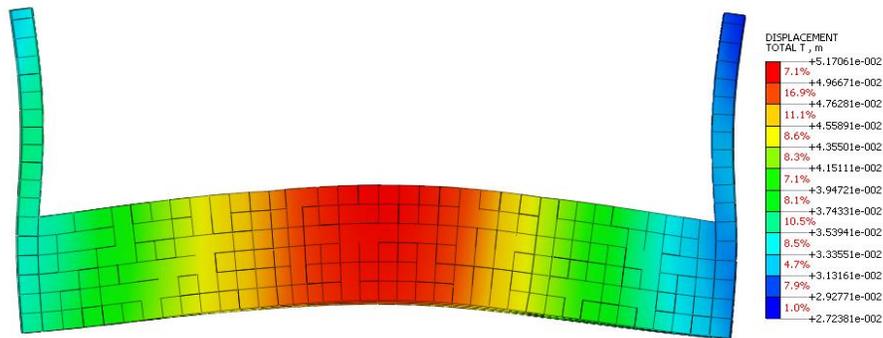


Figura 4.6.2c Desplazamientos Totales en Contrafuertes (Modelo deformado) – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.2c se observa una emersión máxima de 5.1 cm en la parte central del elemento donde va descendiendo gradualmente hasta el desplante del muro donde se observan desplazamientos del orden de 3.5 cm, como se dijo anteriormente es notable un ascenso del túnel en general del orden de 2.7 cm.

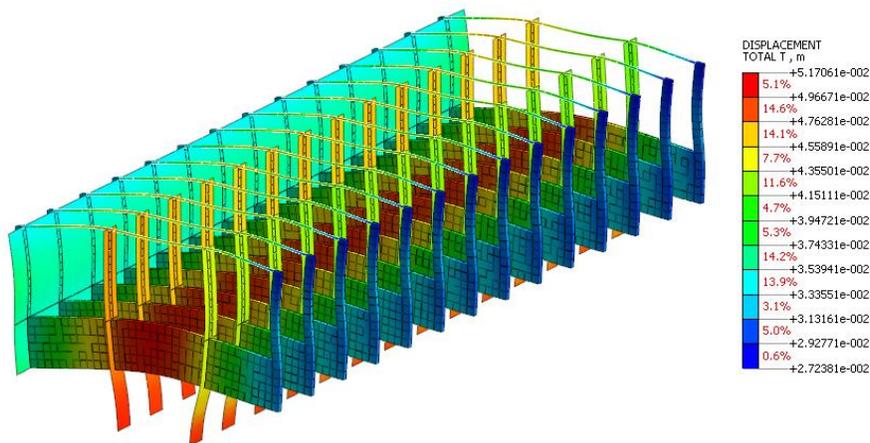


Figura 4.6.2d Desplazamientos Totales en Contrafuertes (Modelo deformado) – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.2d se puede observar una emersión regular en todos los contrafuertes del orden de 5.1 cm y de igual forma se observa el desplazamiento hacia el interior de los barrettes, en su máxima profundidad del orden de 1.7 cm, lo cual indica que oponen resistencia a la falla por cortante del suelo.

Se puede concluir que la ubicación de los barrettes sobre los contrafuertes es indispensable ya que el contrafuerte de igual manera aporta una restricción a los desplazamientos de los barrettes trabajando en conjunto para mitigar la falla de fondo por resistencia al corte del suelo manteniendo la excavación estable hasta su nivel máximo.

Máximo Esfuerzo Cortante

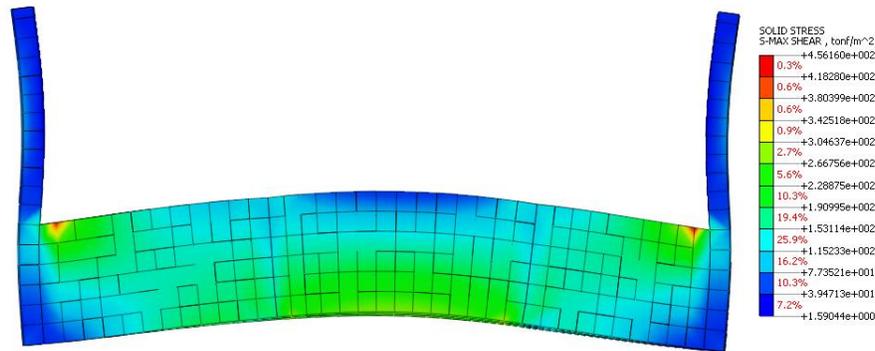


Figura 4.6.2e Máximo Esfuerzo Cortante en Contrafuerte (Modelo deformado)- Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.2e se puede apreciar un esfuerzo a cortante al centro del elemento en parte superior del orden de 29.3 ton/m², en la parte inferior un esfuerzo a cortante del orden de 288.0 ton/m². En el vértice interior del contrafuerte, se observa un esfuerzo máximo a cortante del orden de 456.5 ton/m² en la zona donde existe el muro Milán, con estos resultados podemos concluir que el contrafuerte únicamente trabaja a compresión, por tanto se puede sugerir la resistencia del mortero del contrafuerte el cual debe ser mayor o igual a 30 kg/cm² que corresponde a una resistencia de 300 ton /m².

4.6.3 Colocación de losa tapa

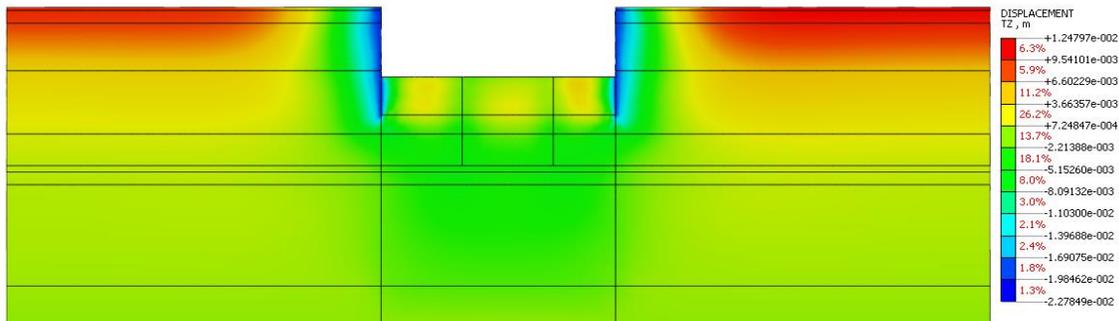


Figura 4.6.3a Desplazamientos Verticales, Losa Tapa – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.3a se puede observar una emersión general en la superficie del suelo del orden de 1.24 cm, en la zona del muro Milán se observa un asentamiento del orden de 2.0 cm y en la superficie de excavación se observa un asentamiento del orden 0.03 cm. Este cambio de desplazamientos partiendo de la excavación a su nivel máximo se debe a la alta sobre carga que ejerce la losa tapa, sin embargo se observa a detalle que el túnel no sufre mayores asentamientos debido al desplante del muro Milán así como a la aportación de los barretes al fungir como pilas.

Desplazamientos Horizontales

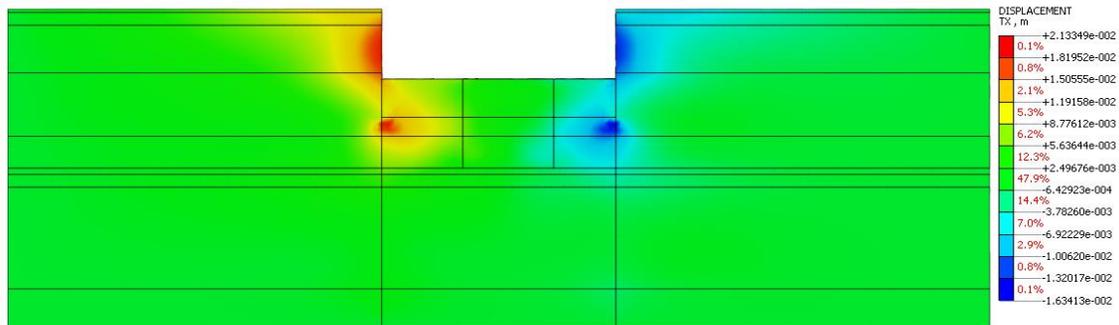


Figura 4.6.3b Desplazamientos Horizontales, Losa Tapa – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.3b se puede observar que en la superficie en la zona del muro Milán existe un desplazamiento hacia el interior de la excavación del orden de 1.30 cm, en la zona de desplante del muro se observa un desplazamiento hacia el interior de la excavación de la masa de suelo del orden de 1.60 cm. El suelo presenta un desplazamiento al interior de la excavación del orden de 2.13 cm a una profundidad de 5.5 cm. Dichos desplazamientos de deben a la sobrecarga que ejerce la losa tapa, aumentando ligeramente los desplazamientos al interior de la excavación de la masa de suelo.

Desplazamientos Totales

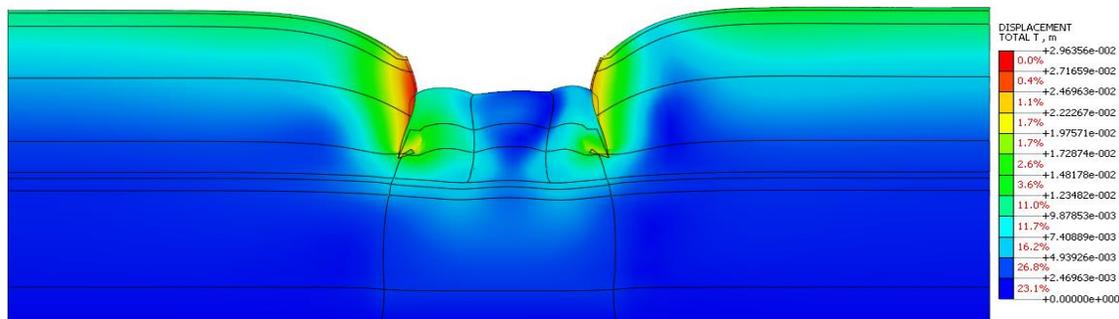


Figura 4.6.3c Desplazamientos Totales, Modelo deformado, Losa Tapa – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.3c se observa que en la superficie del suelo se presenta un desplazamiento máximo del orden de 1.8 cm, en la superficie de excavación un desplazamiento máximo del orden de 0.86 cm, en la superficie en la zona del muro Milán se observa un desplazamiento máximo del orden de 2.35 cm, en la zona de desplante del muro existe un desplazamiento máximo de la masa de suelo del orden de 2.30 cm y en el suelo presenta un desplazamiento máximo del orden de 2.96 cm a una profundidad de 5.5 cm.

Esfuerzos Efectivos – Verticales

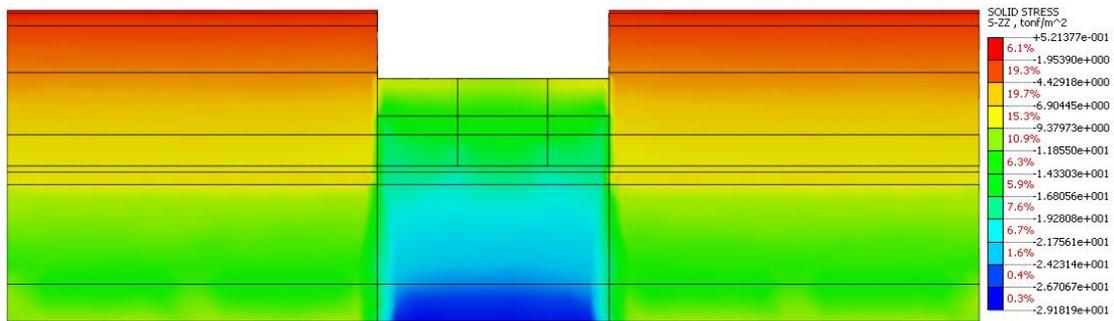


Figura 4.6.3d Esfuerzos Efectivos Verticales, Losa Tapa – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.3d se puede apreciar un esfuerzo a compresión en la superficie del suelo del orden de 0.4 ton/m² en la superficie de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 10.0 ton/m², en la parte inferior del modelo un esfuerzo a compresión del orden de 18.0 ton/m², en la parte inferior de la zona de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 28.8 ton/m² y en la zona inferior del contrafuerte un esfuerzo a compresión del orden de 21.0 ton/m².

Existe la presencia de zonas donde el suelo sufre esfuerzos a tensión, en especial en las superficies cercanas al muro Milán, de igual modo en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los barretes y al muro el suelo tiende a un comportamiento a tensión por efecto de los asentamientos provocados por la construcción de la losa tapa.

Esfuerzos Totales - Verticales

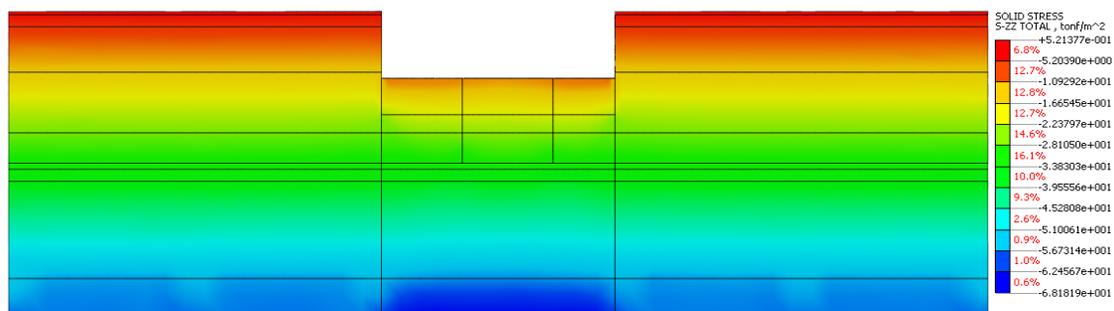


Figura 4.6.3e Esfuerzos Totales Verticales, Losa Tapa – Midas GTS NX

En la figura 4.6.3e se puede apreciar un esfuerzo a compresión en la superficie del suelo del orden de 0.4 ton/m², en la superficie de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 10.0 ton/m², en la parte inferior del modelo un esfuerzo a compresión del orden de 66.8 ton/m², en la parte inferior de la zona de excavación un esfuerzo a compresión del orden de 67.7 ton/m² y en la zona inferior del contrafuerte un esfuerzo a compresión del orden de 21.0 ton/m².

Existe la presencia de zonas donde el suelo sufre esfuerzos a tensión, en especial en las superficies cercanas al muro Milán, de igual modo en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los barretes y al muro el suelo tiende a un comportamiento a tensión por efecto de los asentamientos a causa de la construcción de la losa tapa.

Superficie de falla

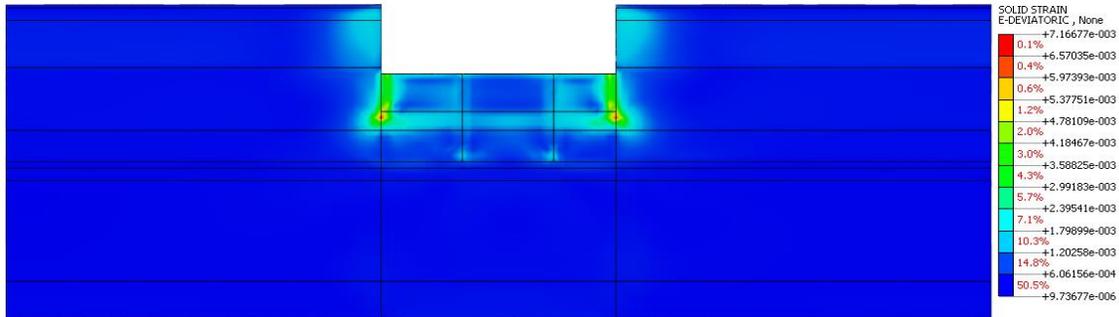


Figura 4.6.3f Incremental Deviatoric Strain (superficie de falla), Losa Tapa – Midas GTS NX 3D

En la figura 4.6.3f se puede apreciar que existen pequeñas diferencias entre los modelos bidimensionales y el tridimensional en la distribución de deformaciones por cortante, donde se observa que estas se disipan en la masa de suelo por la presencia de los contrafuertes y las pequeñas tendencias hacia la superficie de falla son interrumpidas por los barretes y el muro Milán, en el modelo tridimensional se observa que la concentración de las deformaciones por cortante se ubican en el desplante del muro, sin embargo estas no son suficientes para generar una superficie de falla.

Se concluye que no se forma una superficie de falla, por tanto, la excavación es estable hasta su nivel máximo.

4.7 Comparación y análisis de resultados

Como se observó en los análisis anteriores, la excavación es estable hasta su nivel máximo, se presenta a continuación una comparación de forma práctica de los resultados obtenidos en los diferentes modelos tanto bidimensionales como en el tridimensional

4.7.1 Nivel máximo de excavación a -11.0 de profundidad

En las Tablas 4.7.1a, b y c se encuentran los resultados de forma resumida los desplazamientos de la masa de suelo en los diferentes programas para la excavación máxima.

Desplazamientos Verticales			
Etapa - Nivel Máximo de Excavación a -11.0 m.			
Zona de interés	Plaxis [cm]	Phase2 [cm]	Midas GTS NX [cm]
Superficie del suelo fuera de la excavación (izq)	-2.40	-2.20	-1.20
Superficie del suelo fuera de la excavación (der)	-2.30	-2.20	0.90
Superficie del suelo en zona de la excavación	5.00	6.00	6.46
Zona superficial del Muro Milán (izq)	3.90	4.63	3.23
Zona superficial del Muro Milán (der)	3.54	4.17	2.95

(-) Asentamientos
(+) Emersiones

Tabla 4.7.1a Desplazamientos Verticales

Desplazamientos Horizontales			
Etapa - Nivel Máximo de Excavación a -11.0 m.			
Zona de interés	Plaxis [cm]	Phase2 [cm]	Midas GTS NX [cm]
Superficie del Muro Milán (izq)	0.68	0.66	1.10
Superficie del Muro Milán (der)	-0.68	-0.86	-0.50
Zona inferior del Muro Milán (izq)	5.70	5.20	6.64
Zona inferior del Muro Milán (der)	-5.40	-4.90	-6.10
Zona central del Muro Milán (izq/der)	-1.26	-1.36	1.50

(-) Izquierda
(+) Derecha

Tabla 4.7.1b Desplazamientos Horizontales

Desplazamientos Totales			
Etapa - Nivel Máximo de Excavación a -11.0 m.			
Zona de interés (Mayor desplazamiento)	Plaxis [cm]	Phase2 [cm]	Midas GTS NX [cm]
Superficie del suelo fuera de la excavación (izq/der)	2.50	2.42	1.70
Superficie del suelo en zona de la excavación	5.00	6.00	6.46
Zona superficial del Muro Milán (izq/der)	4.00	4.50	3.40
Zona inferior del Muro Milán (izq/der)	6.20	5.90	7.25
Zona central del Muro Milán (izq/der)	4.00	4.80	3.70

Tabla 4.7.1c Desplazamientos Horizontales

Se puede observar similitud en el comportamiento entre los tres diferentes modelos, sin embargo existe una ligera diferencia de magnitud, siendo menores los desplazamientos verticales en el modelo tridimensional excepto en las expansiones máximas en la superficie de la excavación y resultan mayores los desplazamientos horizontales en el modelo tridimensional, esto seguramente a la idealización ya que en el modelo tridimensional los contrafuertes se representaron como elementos solidos por lo cual los desplazamientos máximos se encuentran entre dichos elementos en la masa d suelo.

En las tablas 4.7.1d y e se puede apreciar el resumen de resultados de los esfuerzos efectivos y totales de los diferentes programas para la excavación máxima.

Esfuerzos Efectivos Verticales			
Etapa - Nivel Máximo de Excavación a -11.0 m.			
Zona de interés	Plaxis [t/m2]	Phase2 [t/m2]	Midas GTS NX [t/m2]
Superficie del suelo fuera de la excavación	-0.50	-1.20	-0.40
Superficie del suelo en zona de la excavación	-0.50	-1.20	-1.20
Zona inferior del contrafuerte	-10.00	-10.30	-9.40
Zona inferior del modelo fuera de la excavación	-18.80	-19.50	-17.50
Zona inferior del modelo en la zona de la excavación	-22.50	-22.65	-22.00

(-) Esfuerzo a Compresión
(+) Esfuerzo a Tensión

Tabla 4.7.1d Esfuerzos Efectivos

Esfuerzos Totales Verticales			
Etapa - Nivel Máximo de Excavación a -11.0 m.			
Zona de interés	Plaxis [t/m2]	Phase2 [t/m2]	Midas GTS NX [t/m2]
Superficie del suelo fuera de la excavación	-0.50	-1.40	-0.40
Superficie del suelo en zona de la excavación	-0.50	-1.40	-1.20
Zona inferior del contrafuerte	-10.00	-12.50	-9.40
Zona inferior del modelo fuera de la excavación	-67.80	-68.00	-66.00
Zona inferior del modelo en la zona de la excavación	-60.70	-60.60	-60.00

(-) Esfuerzo a Compresión
(+) Esfuerzo a Tensión

Tabla 4.7.1e Esfuerzos Totales

Se puede apreciar en general una similitud en la distribución de esfuerzos en los tres modelos, sin embargo las mayores variaciones se observan en la superficie de la masa de suelo así como en la superficie de la excavación. Como se dijo anteriormente en los modelos bidimensionales se idealizo el contrafuerte como un suelo equivalente, por tanto la distribución de esfuerzos es general bajo la idealización de estos elementos, sin embargo en el modelo tridimensional se observa una distribución irregular entre los contrafuertes y en la zona de estos elementos existe una mayor concentración que en la masa de suelo entre ellos.

4.7.2 Construcción de losa tapa

En las Tablas 4.7.2a, b y c se encuentran los resultados de forma resumida los desplazamientos de la masa de suelo en los diferentes programas para la etapa de construcción de losa tapa.

Desplazamientos Verticales			
Etapa - Construcción de Losa Tapa			
Zona de interés	Plaxis [cm]	Phase2 [cm]	Midas GTS NX [cm]
Superficie del suelo fuera de la excavación (izq)	-0.85	-1.10	1.00
Superficie del suelo fuera de la excavación (der)	-0.90	-1.10	1.24
Superficie del suelo en zona de la excavación	-0.90	-0.08	-0.03
Zona superficial del Muro Milán (izq)	-1.00	-0.70	-2.00
Zona superficial del Muro Milán (der)	-1.20	-0.11	-2.00

(-) Asentamientos
(+) Emersiones

Desplazamientos Horizontales			
Etapa - Construcción de Losa Tapa			
Zona de interés	Plaxis [cm]	Phase2 [cm]	Midas GTS NX [cm]
Superficie del Muro Milán (izq)	0.89	0.66	1.30
Superficie del Muro Milán (der)	-0.91	-1.10	-0.79
Zona inferior del Muro Milán (izq)	1.80	1.07	1.50
Zona inferior del Muro Milán (der)	-1.60	-1.10	-1.60
Zona central del Muro Milán (izq/der)	-1.55	-1.50	-2.13

(-) Izquierda
(+) Derecha

Tabla 4.7.2a Desplazamientos Verticales

Tabla 4.7.2b Desplazamientos Horizontales

En esta última etapa se puede apreciar una notable diferencia ya que en los análisis bidimensionales existe un asentamiento vertical en la superficie del suelo en cambio en el análisis tridimensional existe una emersión, de igual forma en la zona del muro Milán existen mayores desplazamientos así como desplazamientos de la masa del suelo hacia el interior de la excavación a comparación de los desplazamientos resultantes de los modelos bidimensionales, estos resultados se atribuyen a la idealización de los contrafuertes ya que los desplazamientos de la masa del suelo entre ellos es mayor y se comporta de forma irregular, presentando un comportamiento tipo arqueado debido a los contrafuertes de mayor resistencia.

Desplazamientos Totales			
Etapa - Construcción de Losa Tapa			
Zona de interés (Mayor desplazamiento)	Plaxis [cm]	Phase2 [cm]	Midas GTS NX [cm]
Superficie del suelo fuera de la excavación (izq/der)	1.66	0.70	1.28
Superficie del suelo en zona de la excavación	0.90	0.90	0.86
Zona superficial del Muro Milán (izq/der)	1.40	0.90	2.35
Zona inferior del Muro Milán (izq/der)	2.15	1.10	2.30
Zona central del Muro Milán (izq/der)	2.00	1.43	2.96

Tabla 4.7.2c Desplazamientos Totales

En las tablas 4.7.2d y e se puede apreciar el resumen de resultados de los esfuerzos efectivos y totales de los diferentes programas para la etapa de construcción de losa tapa.

Esfuerzos Efectivos Verticales			
Etapa - Construcción de Losa Tapa			
Zona de interés	Plaxis [t/m2]	Phase2 [t/m2]	Midas GTS NX [t/m2]
Superficie del suelo fuera de la excavación	-0.50	-1.40	-0.40
Superficie del suelo en zona de la excavación	-11.20	-9.50	-10.00
Zona inferior del contrafuerte	-22.10	-21.60	-21.00
Zona inferior del modelo fuera de la excavación	-18.40	-17.60	-18.00
Zona inferior del modelo en la zona de la excavación	-30.60	-29.70	-28.80

(-) Esfuerzo a Compresión
(+) Esfuerzo a Tensión

Tabla 4.7.2d Esfuerzos Efectivos

Esfuerzos Totales Verticales			
Etapa - Construcción de Losa Tapa			
Zona de interés	Plaxis [t/m2]	Phase2 [t/m2]	Midas GTS NX [t/m2]
Superficie del suelo fuera de la excavación	-0.50	-1.40	-0.40
Superficie del suelo en zona de la excavación	-11.20	-9.80	-10.00
Zona inferior del contrafuerte	-22.10	-22.20	-21.00
Zona inferior del modelo fuera de la excavación	-68.80	-67.90	-66.80
Zona inferior del modelo en la zona de la excavación	-70.00	-67.90	-67.70

(-) Esfuerzo a Compresión
(+) Esfuerzo a Tensión

Tabla 4.7.2e Esfuerzos Totales

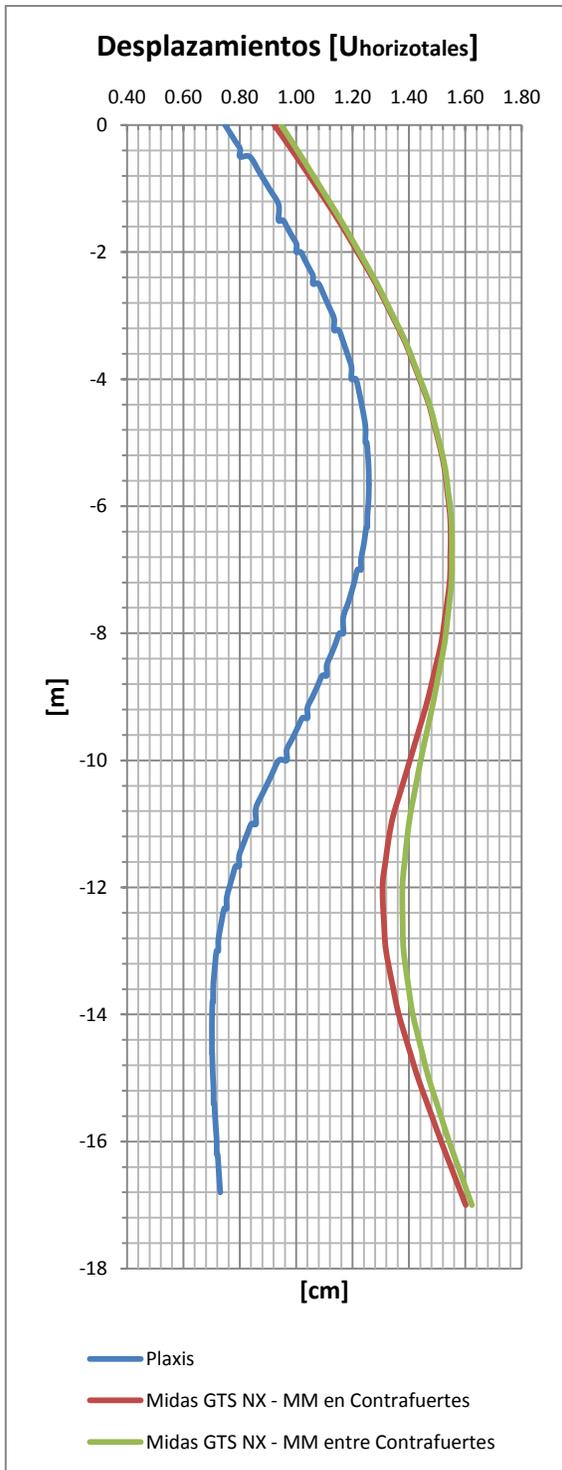
Se puede apreciar en general una similitud en la distribución de esfuerzos en los tres modelos, sin embargo las mayores variaciones se observan en la superficie de la masa de suelo así como en la superficie de la excavación. Como se dijo anteriormente en los modelos bidimensionales se idealizó el contrafuerte como un suelo equivalente, por tanto la distribución de esfuerzos es general bajo la idealización de estos elementos, sin embargo en el modelo tridimensional se observa una distribución irregular entre los contrafuertes y en la zona de estos elementos existe una mayor concentración que en la masa de suelo entre ellos.

4.7.3 Desplazamientos en el muro Milán

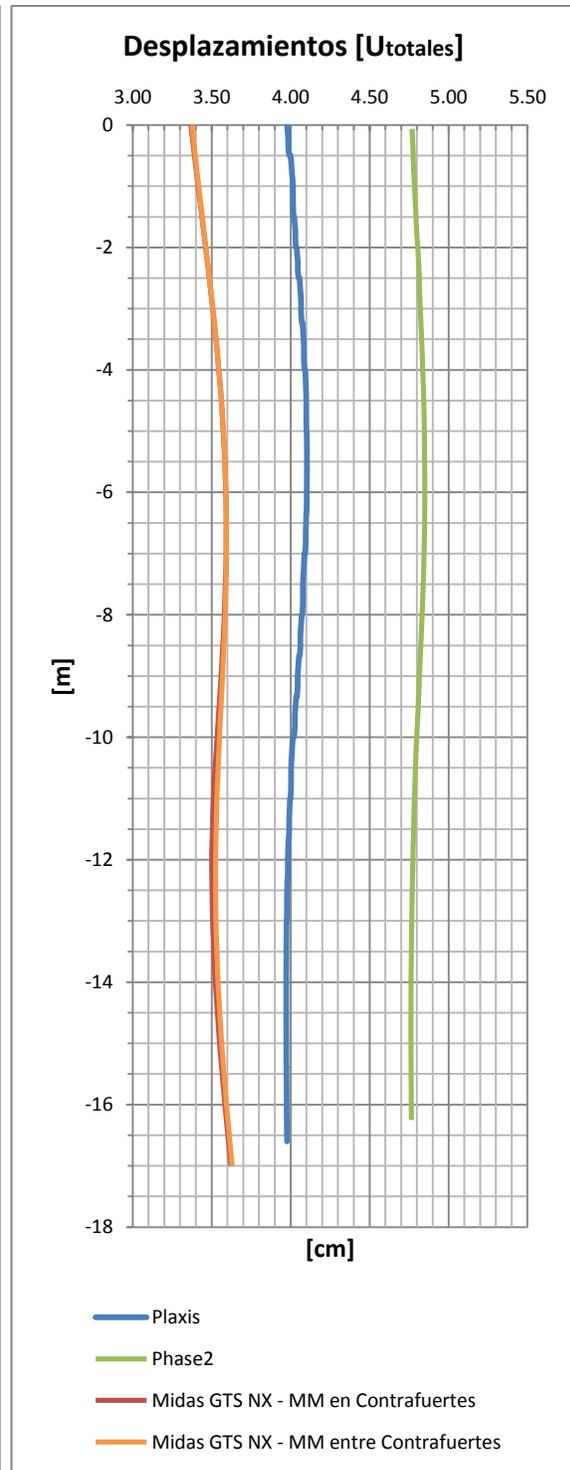
Dentro del análisis realizado se decidió verificar los desplazamientos del muro Milán obteniendo una similitud en el comportamiento de este, sin embargo en los análisis bidimensionales se observa que la magnitud de los desplazamientos es menor, obteniendo un desplazamiento máximo hacia el interior de la excavación del orden de 1.26 – 1.36 cm a una profundidad de 6.0 m, en el desplante del muro existe un desplazamiento del orden de 0.73 cm hacia el interior de la excavación. En cambio en el análisis tridimensional se observa que la magnitud de los desplazamientos es mayor, obteniendo desplazamientos mayores entre contrafuertes, donde se observa un desplazamiento hacia el interior de la excavación del orden de 1.55 cm a una profundidad de 6.0 m, en el desplante del muro existe un desplazamiento máximo del orden de 1.62 cm hacia el interior de la excavación.

Esta variación se debe a que en el análisis bidimensional, el contrafuerte se idealizó como un material equivalente de manera homogénea siendo un elemento continuo, esto no es del todo cierto, por tanto pareciera que esto influye en el comportamiento general del muro Milán, en cambio en el análisis tridimensional donde se idealizó el contrafuerte como elemento de mayor rigidez, de espesor igual a 0.6 m separado a cada 7.0 m, se observa la influencia de este elemento en el comportamiento del muro, donde existe un comportamiento mínimo tipo arqueado en el muro, es mínimo ya que recordemos que el muro es de 1.0 m de espesor por tanto presenta una alta rigidez, por tanto el muro sufre desplazamientos hacia el interior de la excavación de forma irregular, existe una diferencia mínima en desplazamientos entre la zona del contrafuerte y entre estos elementos debido a su alta rigidez que generaliza el comportamiento, sin embargo se observa que el pateo del muro es mayor provocando mayores elementos mecánicos en el muro en la zona del desplante del contrafuerte, esto se verá más adelante. Se percibe una diferencia en la parte superficial del muro, donde en los análisis planos el desplazamiento es del orden de 70 a 80 mm, mientras que en el análisis tridimensional el desplazamiento en superficie es del orden de 90 a 95 mm, aun que a escala no pareciera haber gran diferencia, esto repercute en la elección del perfil a utilizar para estabilizar la excavación. Dicho comportamiento así como desplazamientos se observan en la Gráfica 4.7.3a.

En cuanto a los desplazamientos totales, se observa que los desplazamientos son mayores en los análisis bidimensionales, esto se debe a que los desplazamientos verticales en la masa de suelo, son mayores que en el análisis tridimensional, debido a la idealización del contrafuerte, sin embargo la tendencia del comportamiento es la misma, concluyendo que el análisis bidimensional es representativo únicamente para la obtención de desplazamientos y esfuerzos en la zona entre contrafuertes. Gráfica 4.7.3b. Cabe mencionar que en el software Phase², no se pueden obtener desplazamientos horizontales de forma directa en los elementos tipo "Liner" (muro Milán), únicamente se pueden obtener desplazamientos totales.



Gráfica 4.7.3a Desplazamientos Horizontales en el muro Milán



Gráfica 4.7.3b Desplazamientos Totales en el muro Milán

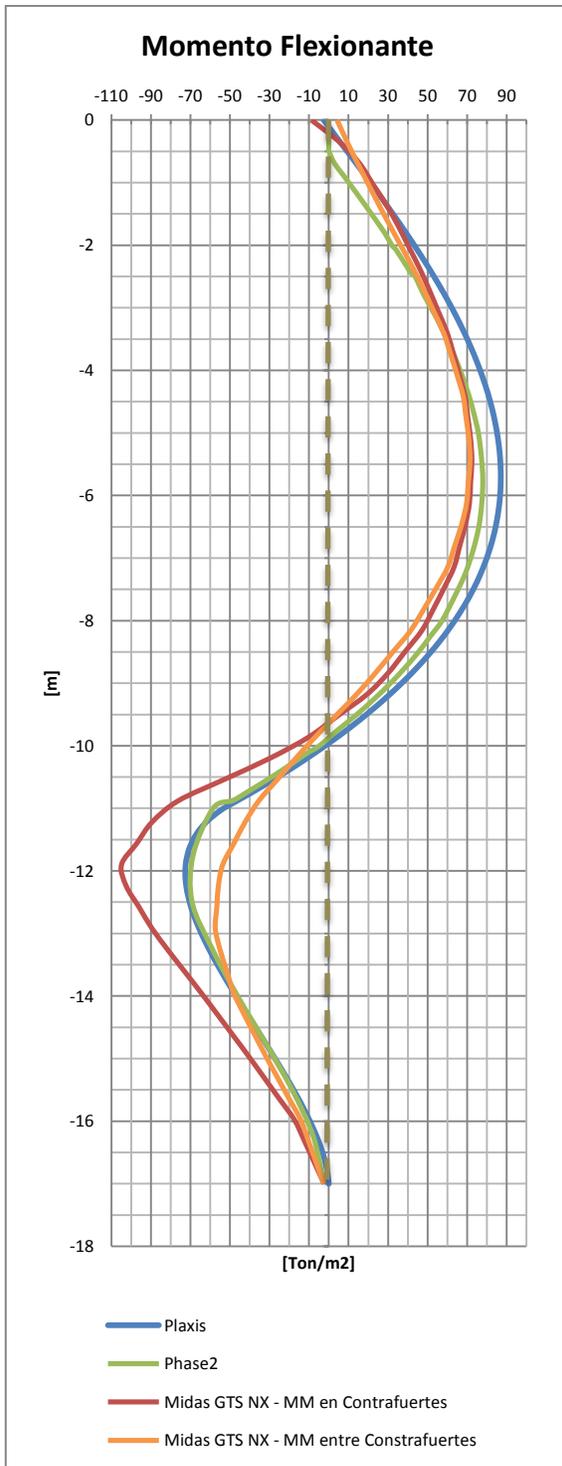
4.7.4 Elementos mecánicos en el muro Milán

Dentro del análisis realizado se decidió obtener los elementos mecánicos del muro Milán obteniendo una similitud en la tendencia de estos, sin embargo en los análisis bidimensionales se observa que la magnitud del momento flexionante es ligeramente mayor hasta la profundidad de -10.0 m aproximadamente, obteniendo un valor máximo del orden de (+) 87.0 t/m² a una profundidad de 6.0 m, a una profundidad aproximada de -12.0 m se observa un valor de (-) 72.6 t/m². En cambio en el análisis tridimensional se observa que la magnitud del momento flexionante sobre el muro varía respecto a la ubicación de los contrafuertes, obteniendo entre contrafuertes un valor máximo de (+) 71.5 t/m² a una profundidad de 5.5 m y a una profundidad de -13.0 m un valor de (-) 57.4 t/m², en cambio en la zona donde están los contrafuertes se observa un valor máximo de (+) 71.8 t/m² a una profundidad de 5.8 m y a una profundidad de -12.0 m se observa un valor de (-) 105.0 t/m². Gráfica 4.7.4a.

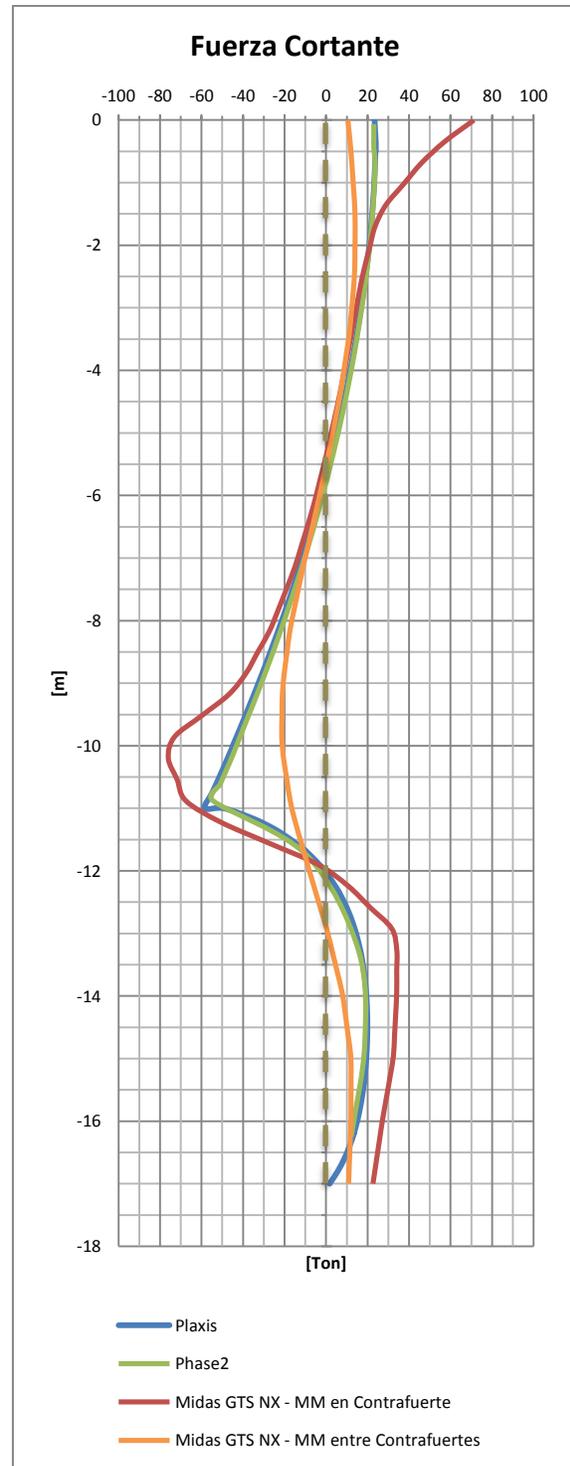
En cuanto a fuerza cortante, en los análisis bidimensionales se observa que la magnitud es mayor obteniendo un valor máximo del orden de (-) 54.6 ton a una profundidad de 11.0 m. En cambio en el análisis tridimensional se observa que la fuerza cortante sobre el muro varía respecto a la ubicación de los contrafuertes, obteniendo entre contrafuertes un valor máximo de (-) 21.4 ton a una profundidad de 10.0 m, en cambio en la zona donde están los contrafuertes se observa un valor máximo de (-) 76.0 ton a una profundidad de 10.2 m. Gráfica 4.7.4b.

Esta variación se atribuye a que en los análisis bidimensionales el contrafuerte se idealizó como un material equivalente, homogéneo y continuo, esto no es del todo cierto, en realidad el contrafuerte está distribuido de forma discontinua interactuando con el suelo de manera indirecta como se observó en el análisis tridimensional donde se observa que el suelo tiene un comportamiento diferente entre contrafuertes. Los resultados obtenidos en el análisis tridimensional son coherentes ya que en la zona del contrafuerte tanto en momento flexionante como en fuerza cortante los valores son mayores ya que se tiene un elemento de mayor rigidez que influye en el comportamiento del muro Milán, en cambio en las zonas entre contrafuertes el comportamiento del suelo no está restringido o influenciado de forma directa por los contrafuertes, por tanto es razonable que el momento flexionante así como la fuerza cortante disminuyan.

Ante un análisis de estabilidad y comportamiento de la masa de suelo, la sección idealizada en los análisis bidimensionales es correcta, sin embargo se observa que los elementos mecánicos del muro Milán así como sus desplazamientos se ven afectados respecto a la idealización del contrafuerte, tomando como un criterio conservador el análisis bidimensional únicamente en la zona entre contrafuertes para la obtención de elementos mecánicos.



Gráfica 4.7.4a Momento Flexionante en el muro Milán



Gráfica 4.7.4b Fuerza Cortante en el muro Milán

CAPÍTULO 5 – TECNICAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CONTRAFUERTES

Como en cualquier obra de ingeniería, existen diversas técnicas para construir los elementos que integran una obra, las cuales se deben de seleccionar en función de las especificaciones, logística y presupuesto de la obra.

Para la construcción de contrafuertes de mortero, en este trabajo, se darán a conocer tres técnicas de excavación, que se expondrán más adelante. Al tratarse de suelos altamente deformables y con un nivel freático importante, es necesario contener el empuje de tierras durante la excavación, resguardar su verticalidad y mantener estable la excavación durante el proceso de colado, ya que un derrumbe podría ocasionar la contaminación del mortero afectando sus características.

El lodo bentonítico es un elemento generalmente utilizado para cumplir esta función, la de ademar la zanja durante la excavación, estabilizándola, haciéndola más segura evitando los caídos e impidiendo el flujo de agua a través de ella, antes y durante el colado.

La elaboración del lodo bentonítico o polimérico, así como su manejo en obra para el proceso de excavación y colado debe de ser controlado mediante ciertas propiedades que se expondrán más adelante, puesto que un mal manejo de lodos repercute en parámetros de calidad, resistencia, integridad, continuidad entre otros. Por esta razón es importante conocer las propiedades y evaluarlas en las diferentes etapas de su uso.

5.1 Lodo de perforación –Lodo Bentonítico

Son suspensiones coloidales de arcilla en agua que tienen un comportamiento de fluido tixotrópico que implica que se asemejen a los líquidos cuando están en movimiento y que adquieren cierta resistencia al corte en condición estática comportándose como geles.

5.1.1 Objetivo del lodo bentonítico.

- Ademar las paredes de perforación, gracias a la formación del cake en las mismas paredes mediante la aplicación de la presión hidrostática del lodo sobre estas.
- Remontar el producto de la perforación, manteniendo en suspensión las partículas más finas del terreno reduciendo su sedimentación.
- Equilibrar el empuje horizontal del suelo.
- Actuar como una barrera impermeable para prevenir el flujo de agua o mantener su nivel en los suelos excavados.
- Soportar al menos una parte de la carga vertical que puede ser originada por la maquinaria o por construcciones cercanas.
- Enfriamiento y lubricación de la herramienta.

5.1.2 Propiedades fundamentales de los lodos bentoníticos y su control.

Como se mencionó anteriormente, el lodo bentonítico es un elemento muy importante durante la estabilización de la excavación de una zanja, por tanto es de suma importancia llevar el control de sus propiedades físicas y químicas, de manera que el lodo tenga un buen comportamiento durante la perforación y colado del muro. Las propiedades principales de un lodo bentonítico son:

5.1.2.1 Densidad.

Expresa el peso por unidad de volumen de los lodos. Es la propiedad a la que se deberá tener mayor control, ya que es la que define la magnitud de la presión horizontal que se podrá ejercer en la pared de la zanja. Para determinar la densidad, se emplea una balanza de lodos (Balanza Baroid), la cual consiste en un depósito cilíndrico de 150 cm³ de capacidad donde se vacía una muestra de lodo, cuyo equilibrio marca la densidad. ([UNE-EN 1538:2000: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros-pantalla.](#))



Figura 5.1.2.1 Balanza Baroid para medir la densidad

5.1.2.2 Viscosidad.

Es una medida de resistencia interna que presentan los lodos, a mayor viscosidad, mayor resistencia. Los lodos bentoníticos tienen características de flujos no lineales (tixotrópicos) y requieren de más de un comportamiento de viscosidad durante su uso. Se requiere de una baja viscosidad para que el lodo desprenda el material de rezaga al llegar a la superficie también debe tener suficiente consistencia (viscosidad) para mantener el material en suspensión cuando el fluido no esté en movimiento.

La viscosidad se acostumbra definirla con el cono de Marsh como el tiempo en segundos que transcurre durante el escurrimiento de 946 cm³ (un cuarto de galón) de lodo, a través de un orificio calibrado ubicado en el extremo inferior del cono Marsh. ([UNE-EN 1538:2000: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros-pantalla.](#)) (Ministerio de Fomento. PG-3. Art. 672. Pantallas continuas de hormigón armado moldeadas "in situ". Orden FOM/1382/02)



Figura 5.1.2.2 Cono de Marsh para realizar la prueba de viscosidad.

5.1.2.3 Costra o *cake*.

Es una capa o película delgada de lodo la cual se forma adherida a las paredes de la excavación con espesor de unos milímetros y produce un efecto de una pantalla flexible e impermeable, impidiendo el flujo de agua hacia el interior de la excavación.

Existe una prueba de filtración, que permite conocer la capacidad que tiene un lodo para formar una película impermeable (*cake*). Al final del ensaye se mide el volumen de agua filtrada en mL y se mide el espesor de *cake* en mm que ha quedado en el papel filtro. (UNE-EN 1538:2000: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros-pantalla.)



Figura 5.1.2.3 Prueba de película impermeable (*cake*).
Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Figura 5.1.2.3 Medición de película impermeable sobre un papel filtro (espesor).
Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

5.1.2.4 Potencial de Hidrógeno (pH).

Es el grado de acidez o de alcalinidad en el lodo. Se define como el logaritmo negativo de la concentración de iones o cationes de hidrógeno $[H^+]$. Los valores bajos de pH corresponden a una acidez creciente y los altos valores de pH a una alta basicidad.

Se determina a partir del color que adquiere el papel indicador al entrar en contacto con el agua y el lodo. Si el agua no es neutra ($PH=7$), tendremos una sobre consumo de bentonita para alcanzar la viscosidad deseada, por lo tanto se debe de rechazar. Siempre en un rango de 7-10. (UNE-EN 1538:2000: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros-pantalla.) (Ministerio de Fomento. PG-3. Art. 672. Pantallas continuas de hormigón armado moldeadas "in situ". Orden FOM/1382/02).

5.1.2.5 Contenido de arenas.

Un lodo de bentonítico en buenas condiciones debe presentar un contenido de arenas prácticamente nulo (inferior al 2-3%). Durante la perforación es inevitable que el lodo se vaya contaminado, empeorando sus condiciones y aumentando el contenido de arenas, por tal motivo es necesario realizar un desarenado para que este en óptimas condiciones.

Contenidos de arena superiores al 15%, incrementan la densidad, repercutiendo en la viscosidad y la tixotropía, formando una costra o cake de mayor espesor lo que la hace quebradiza. Además, el contenido en arena resulta nocivo para su bombeo.

El contenido de arena de un lodo se determina observando el volumen de arena que se deposita en un tubo de precipitados de 500 cm³. Es el porcentaje en volumen de arena mayor a 75 μm , con respecto al volumen de la bentonita, no se admite tener un contenido mayor al 3% antes del colado. (UNE-EN 1538:2000: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Muros-pantalla.) (Ministerio de Fomento. PG-3. Art. 672. Pantallas continuas de hormigón armado moldeadas "in situ". Orden FOM/1382/02).



Figura 5.1.2.5a Prueba de contenido de arenas.
Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Figura 5.1.2.5b Desarenador tipo Caviem y tubería para la extracción de lodo para su desarenado.
Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

5.1.2.6 Lodo bentonítico posterior a la etapa de colado.

Como se mencionó anteriormente, el lodo de perforación tiene suma importancia durante la excavación de una zanja y anterior a la etapa de colado ya que la calidad del muro está en función de los parámetros anteriormente mencionados del lodo de perforación. Es muy importante la regeneración del lodo antes del colado ya que una mala o nula regeneración puede provocar:

- Concreto contaminado y no continuo
- Bolsas de arena las cuales se acuñan en los nodos del acero de refuerzo
- Depósitos de lodo rígido en las juntas entre paneles

Es necesario que el lodo no obstruya de ninguna manera la colocación del concreto en la zanja, por tal motivo debe tener las características correspondientes para su correcto bombeo, ya que un desarenado incorrecto puede provocar una deficiencia del bombeo, provocando la interrupción del vaciado del concreto para dar tratamiento al lodo cayendo en la posibilidad de generar juntas frías en el concreto haciendo de este un elemento discontinuo.

5.1.2.7 Tabla de parámetros de las propiedades fundamentales de los lodos bentoníticos.

Parámetros	Lodo Bentonítico nuevo	Lodo Bentonítico antes del colado
Densidad (g/cm ³)	1.02 - 1.05	< 1.15
Viscosidad (seg)	33 -40	33 - 50
pH	7 – 10	7 - 11
Contenido de Arenas (%)	0	< 3
Filtrado (mL)	< 25	< 45
Cake (mm)	< 1	< 4

Tabla 5.1.2.7 Parámetros de las propiedades del lodo bentonítico

5.1.2.8 Aditivos para el lodo bentonítico.

Es necesaria la adición de algunos aditivos en caso que el lodo bentonítico no cumpla con las especificaciones o parámetros indicados anteriormente. En la siguiente tabla se muestran los aditivos más comunes a utilizar como una pequeña descripción de estos.

Aditivo	Descripción
Bicarbonato Sódico	Indicado para subir el pH del lodo, principalmente cuando se ha contaminado por cemento.
Carboximetil-Celulosa (CMC)	Es un coloide orgánico (almidón sódico), que contribuye a mantener una costra fina y reduce el agua de filtrado. Los hay de alta y baja viscosidad, que transmiten estas propiedades al lodo tratado.
Quebracho / Lignosulfonato	Sirve para fluidificar el lodo, mejorando las condiciones de bombeo, sin que disminuya notablemente su capacidad de suspensión de sólidos. Tiene muy buen comportamiento frente a contaminaciones salinas. Aligeran la viscosidad del lodo y reduciendo su agua de filtrado.
Sosa cáustica	Se utiliza para evitar fermentaciones y para corregir el pH cuando está bajo. Frecuentemente se asocia al quebracho. Es preciso tomar precauciones para la preparación y manipulación de lodos con sosa, protegiéndose con guantes y equipo adecuado.
Polifosfatos	Son sales sódicas que actúan enérgicamente como fluidificantes o dispersantes. Más que en la preparación o corrección de lodos, se utilizan principalmente en la limpieza y desarrollo de pozos, cuyos horizontes permeables hayan podido ser invadidos por el lodo al hacer la perforación, y en la destrucción de la costra.

Tabla 5.1.2.8 Aditivos más comunes a emplear en lodos bentoníticos

5.2 Trazo y construcción de brocales

Es necesario realizar el trazo con topografía de los contrafuertes de mortero, tomando en cuenta una guía para su excavación y construcción realizando una ranura en la superficie del terreno de ancho igual al contrafuerte más la tolerancia que permita el paso de la herramienta de excavación.

Esta zanja se protege con un revestimiento de concreto que se le conoce como brocal, reforzando la parte superior de la excavación; las funciones de la zanja guía con brocal para la construcción de contrafuertes son:

- Precisar la posición topográfica de los contrafuertes.
- Controlar la operación de excavación obligando a que la herramienta entre en la posición correcta.
- Estabilizar la parte superior de la excavación y evitar caídos locales.
- Confinar el lodo y facilitar el control de su nivel durante la excavación.

En ocasiones la estabilidad de los brocales antes de la excavación se refuerza con puntales de madera para evitar su desplazamiento horizontal si la zanja se deja abierta, de lo contrario se rellena la zanja con algún material, los puntales o material de relleno se retira durante la excavación y de ser necesario se vuelven a colocar los puntales hasta que se inicie el vaciado del concreto.

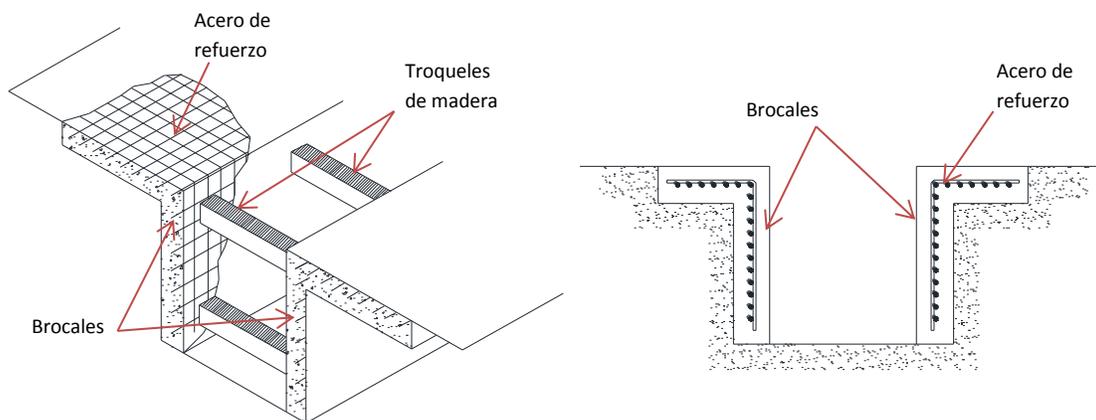


Figura 5.2a Brocal de concreto reforzado y puntales de madera.

5.3 Excavación por medio de Almeja Hidráulica.

Para la excavación de zanjas se debe emplear un equipo guiado especializado, comúnmente se utiliza una almeja hidráulica con Kelly montada en una grúa sobre orugas. El Kelly es una barra vertical de acero que permite alinear la almeja al inicio de su caída para penetrar en la zanja con precisión y después opera con mayor velocidad, tanto en el descenso como en la extracción. El

centrado de la almeja, al interior de la zanja, se logra con los largos esquíes laterales, además el Kelly es giratorio, lo cual facilita la instalación de la máquina, que puede estar en cualquier ángulo con respecto a la dirección de la zanja. Figura 5.3a.

La central de potencia se ubica en la grúa, el aceite a presión se conduce con largas mangueras hasta las mandíbulas de la almeja. Las dimensiones de la almeja con la mandíbula abierta es generalmente de 2.70 m de longitud y un ancho que varía entre 0.60 m, 0.80 m, 1.0 m ó 1.20 m.

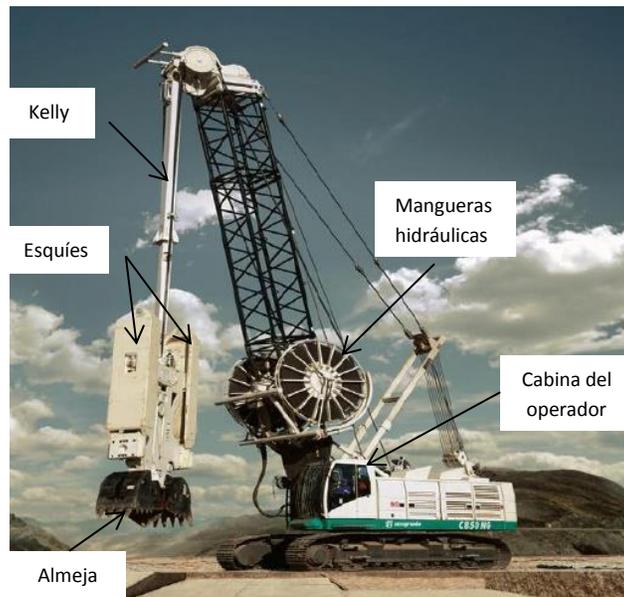


Figura 5.3a Almeja Hidráulica con Kelly

Estas excavadoras son ahora las más eficientes ya que se han desarrollado accesorios electrónicos de control, así el operador desde su cabina puede verificar la verticalidad de la almeja y con toda precisión la profundidad a la que está operando. Actualmente, las almejas, tienen cilindros hidráulicos que corrigen su posición, controlados con sensores electrónicos, giroscopios, acelerómetros e inclinómetros, así la almeja puede dar automáticamente giros correctivos en sus ejes vertical y horizontal; el sistema le permite alcanzar las siguientes precisiones:

- Medición de la profundidad de operación ± 10 cm
- Precisión de la desviación de la vertical ± 2 cm
- Precisión de la desviación transversal ± 2 cm
- Precisión de la desviación azimutal $\pm 0.3^\circ$

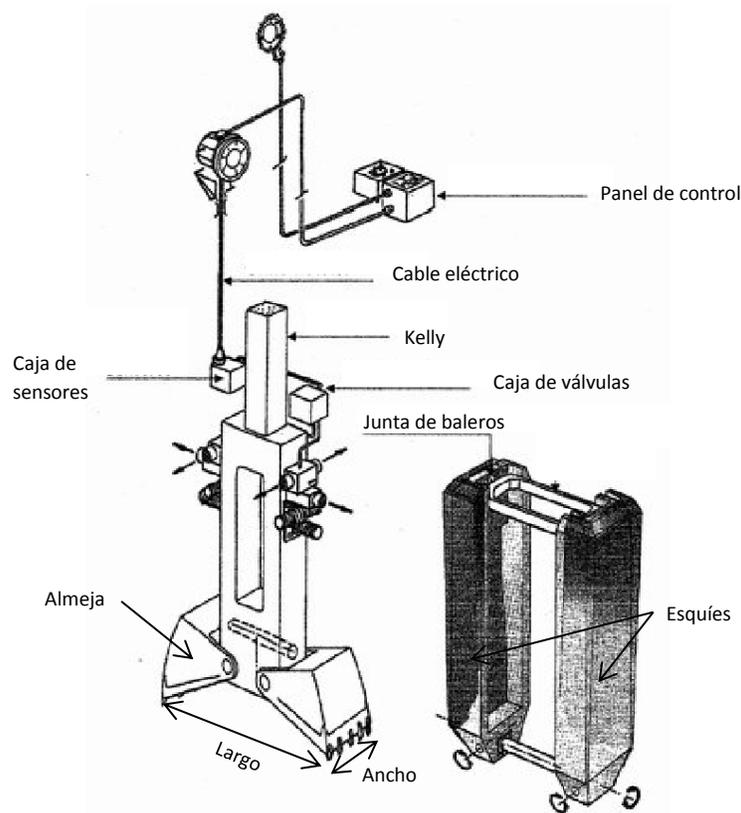


Figura 5.3b Elementos el sistema de una Almeja Hidráulica
Referencia: Manual de Construcción Geotécnica Vol. I

Este sistema tiene su mayor importancia en suelos duros y heterogéneos que tienden a desviar a las almejas, en cambio en los suelos blandos las almejas pesadas tienen sólo pequeñas desviaciones.

Aunque los equipos de control de la almeja hidráulica indiquen la profundidad de excavación y verticalidad, esta debe de ser verificada con plomada, nivel y cabetas, esto para estar completamente seguros de la profundidad excavada y verticalidad. Durante el proceso de perforación el nivel de lodo bentonítico nunca deberá estar a menos de 0.50 m debajo del nivel de superficie o plataforma de trabajo ya que si esto no es así, existe la posibilidad de un derrumbe o desplazamiento de material.

5.3.1 Control de verticalidad

En excavaciones profundas es importante guardar la verticalidad ya que parte del comportamiento del elemento está en función de su posición y orientación, por tal motivo aunque la construcción de los contrafuertes de mortero van desplantados a una profundidad de 17.0 m, es importante que estos se construyan de forma perpendicular y recta al muro de contención.

5.3.1.1 SAKSO 3

Es un software instalado en el equipo de excavación el cual permite al operador verificar la profundidad de excavación, la verticalidad (Desviación: izquierda/derecha y atrás /adelante) y el ángulo de torsión y corregir si es necesario. Dicha información se observa gráficamente en una pantalla donde se puede realizar las correcciones necesarias para que la excavación se mantenga dentro de los límites de verticalidad.

Durante la excavación el operador debe de verificar en cada mordida de la almeja las desviaciones izquierda/derecha, atrás/adelante y la torsión, el operador puede utilizar las aletas de rectificación ubicadas en los esquíes de la almeja para garantizar que la excavación esté dentro de la tolerancia permitida.

Al llegar el nivel máximo de excavación, se debe de realizar un control de verticalidad con la almeja abierta, esto para verificar que la excavación se encuentra dentro de los límites.

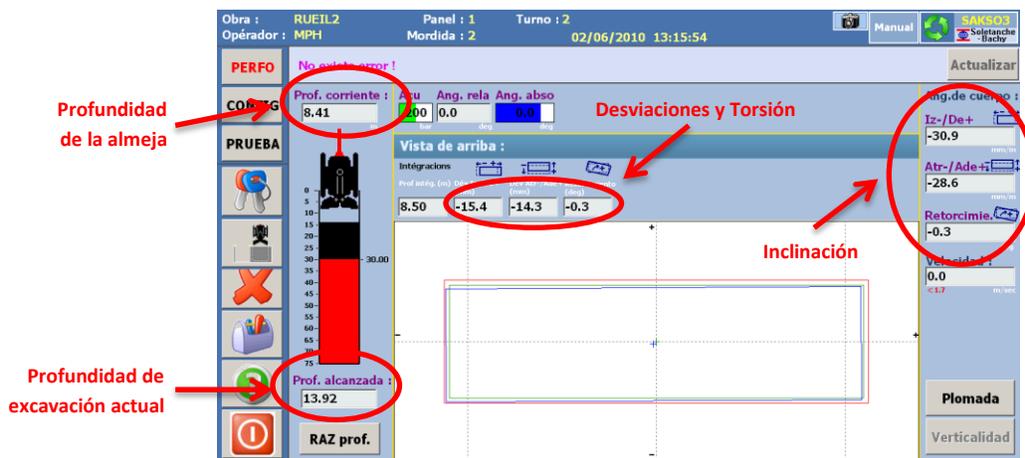


Figura 5.3.1.1a Pantalla del Software SAKSO 3 presentando características de la excavación. Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

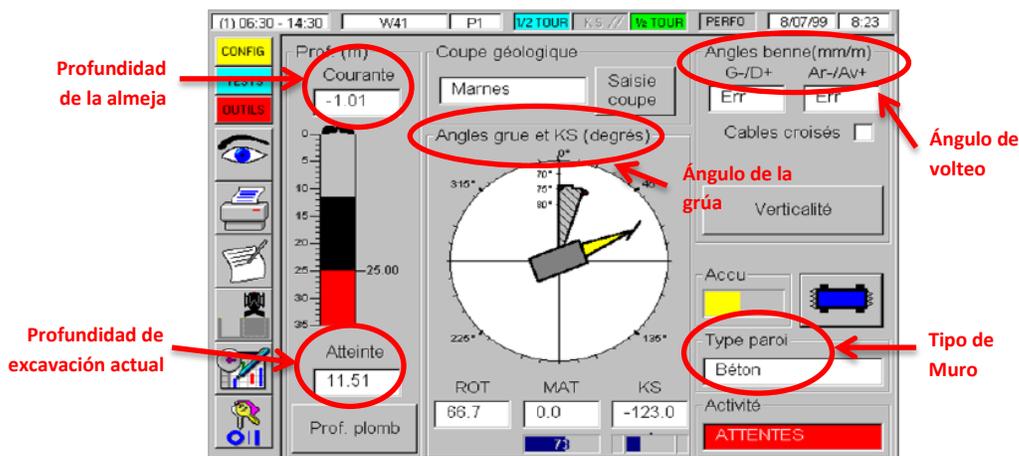


Figura 5.3.1.1b Pantalla del Software SAKSO 2 presentando características de la excavación. Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

5.3.1.2 Cabletas Manuales

Esta herramienta permite conocer la desviación izquierda/derecha, atrás/adelante y la torsión en la parte superior de almeja, por medio de operaciones geométricas se puede conocer la desviación en la parte inferior de la almeja que es la que tiene mayor interés. Figura 5.3.1.2a.

Para realizar las mediciones con las Cabletas, se debe de tomar en cuenta los siguientes parámetros:

- Ancho de la herramienta (almeja abierta)
- Altura de la herramienta
- Distancia entre ejes de la herramienta y cabletas

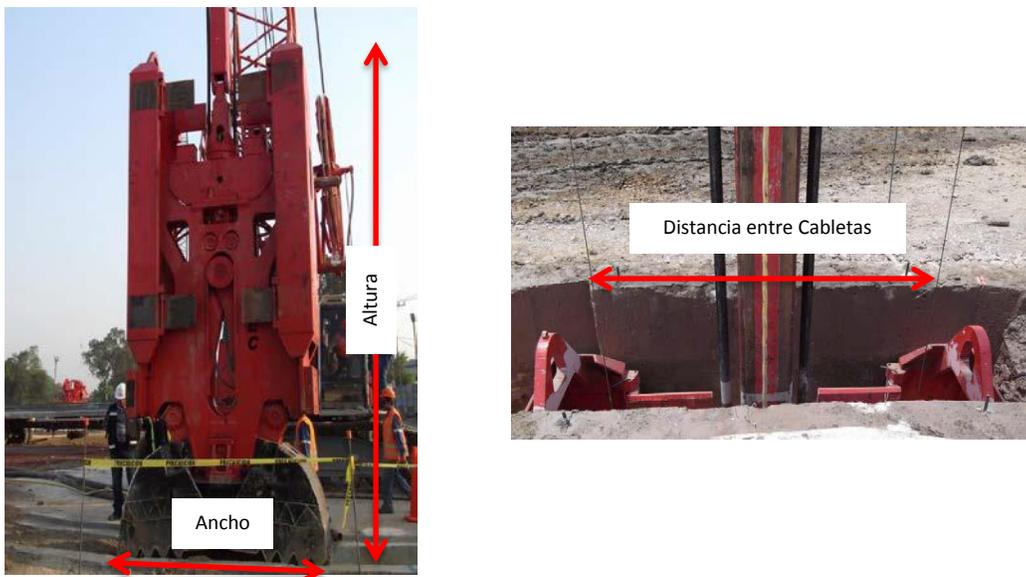


Figura 5.3.1.2a Parámetros que se deben tomar en cuenta para utilizar las cabletas.
Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Definidos los datos anteriores, se deben de colocar las regletas de forma trasversal al brocal, de tal forma que el cero de la regleta debe de coincidir con el eje longitudinal del panel, dichas regletas se fijan al brocal mediante una varilla para que esta no se mueva durante el proceso de medición.

Para realizar la medición de la verticalidad, la almeja debe de entrar completamente dentro de la zanja, en este momento se realiza la colocación de regletas ya que las guías se encuentran totalmente dentro de la excavación permitiendo un mejor control de la verticalidad.

Para cada una de las cabletas se fija un nivel sobre el cable, buscando que la burbuja del nivel este al centro. Se registra la desviación At/Ad y la desviación Iz/Dr. Dichas mediciones se realizan cada 5 m. Figura 5.3.1.2b.



Figura 5.3.1.2b Regletas en forma transversal al brocal con nivel de burbuja en ambos sentidos.
Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

5.3.2 Secuencia de excavación

La secuencia de excavación de la zanja es por medio de tramos, donde la almeja hidráulica se ubicara en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal generalmente de 6.0 m y la profundidad requerida, el espesor dependerá de las especificaciones del proyecto.

En la Figura 5.3.2a se muestra la secuencia de excavación de las dos posiciones laterales (A, B) y finalmente la central (C), con el propósito de lograr simetría en la operación de excavación de la almeja y con ello conservar su verticalidad, ya que es necesario que exista material en cada mandíbula de la almeja para que descienda uniformemente, otra opción es el de no existir material en los extremos de la mandíbula de este modo solo se excavara una franja de material. La zanja se estabiliza con lodo bentonítico.

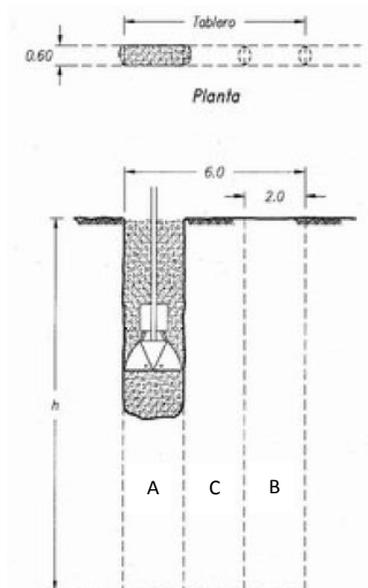


Figura 5.3.2a Secuencia de excavación de un panel en la zanja del contrafuerte de mortero.
Referencia: Manual de Construcción Geotécnica Vol. I

Al excavar una zanja, para la construcción del contrafuerte de mortero, de longitud igual a 37.78 m, es necesario subdividir en paneles o tramos de 6.30 m para su excavación y colado.

Para el suministro de mortero de un panel se presenta alguna de las siguientes tres condiciones de confinamiento en sus extremos, Figura 5.3.2:

- Panel independiente que se colará confinado por suelo en ambos lados; esto es, que ni el panel anterior o el posterior han sido colados.
- Panel unitario, en donde ambos extremos estén construidos los paneles y el mortero tenga la resistencia mínima necesaria para soportar el siguiente ciclo de excavación.
- Panel mixto, en uno de los extremos existe un panel previamente colado y el otro esté confinado por suelo.

Nota: Es necesario realizar un traslape entre paneles para garantizar la continuidad del contrafuerte.

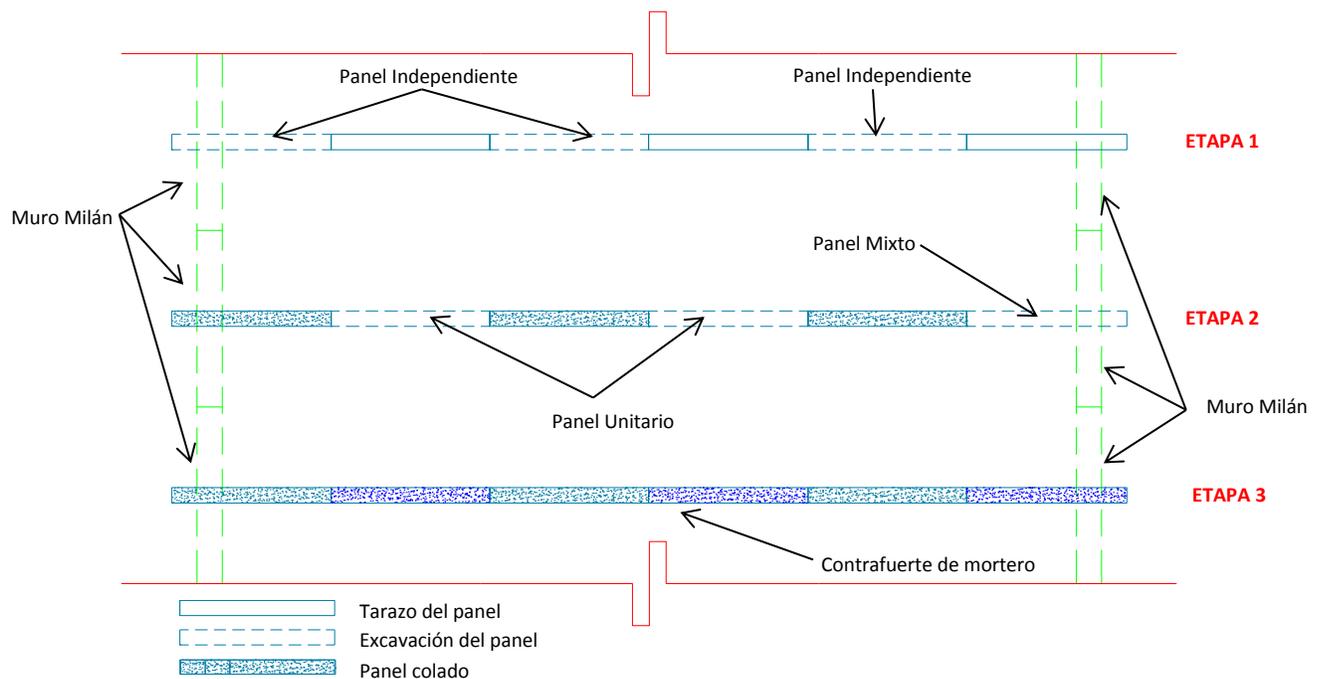


Figura 5.3.2b Secuencia de excavación y colado de un panel en la zanja del contrafuerte con Almeja Hidráulica. - Planta

5.4 Excavación por medio de una Excavadora Hidráulica.

Otra forma de realizar la excavación de la zanja para la construcción de contrafuertes es por medio de una excavadora hidráulica. Es necesario que la excavadora se posicione de forma paralela al trazo del contrafuerte ya que no cuenta con un dispositivo que oriente el cucharón de forma paralela a la zanja. Al contrario que la almeja hidráulica, no es necesario excavar por medio de paneles, la excavación se puede realizar en su totalidad donde es necesario posicionar la excavadora al pie del Muro Milán para que al momento de excavar el cucharón de la excavadora

raspe la superficie del muro garantizando el contacto entre contrafuerte y muro Milán, la profundidad del panel está en función del largo del brazo de la excavadora a utilizar y la longitud puede extenderse a conveniencia del proyecto. Es necesario mantener la estabilidad de la zanja por medio de lodo bentonítico. Figura 5.4a

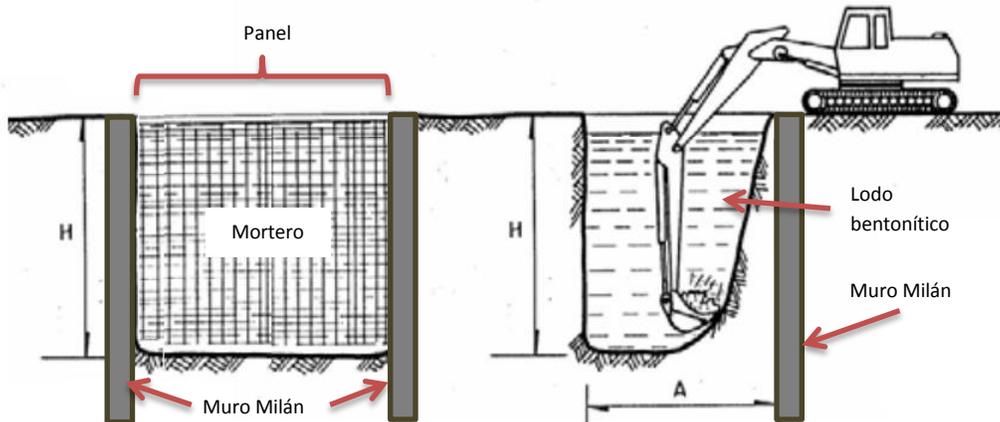


Figura 5.4a Construcción de contrafuerte por medio de paneles con una excavadora

Es importante recalcar que existe la posibilidad de excavar la zanja en su totalidad, sin embargo esto puede ser perjudicial para su estabilidad ya que una mayor área de excavación tiende a ser más inestable por lo cual se necesitaría de un mayor volumen de lodo bentonítico que estabilice la zanja en su totalidad, esto conllevaría a equipos de mayor capacidad para la producción, almacenamiento y desarenado del lodo bentonítico, de igual manera se necesitaría de un mayor suministro de mortero de forma consecutiva, corriendo el riesgo de generar juntas frías por el extraordinario volumen de mortero a la hora de ser vaciado.

Un mayor volumen de concreto fresco sobre un área mayor en las paredes de excavación, podría causar una deformación del suelo creando bolsas de mortero en las paredes de la excavación recurriendo a un mayor suministro de mortero.

La verticalidad de la excavación está en función de la rigidez del brazo de la excavadora, de la articulación existente entre el brazo y el cucharón así como del suelo, por tanto al ser un suelo altamente deformable únicamente se tendría que revisar que la articulación tenga un comportamiento correcto ya que el brazo de la excavadora es de acero de gran resistencia y con una rigidez alta.

No es necesario construir el contrafuerte hasta la superficie, el nivel de mortero puede ser el nivel máximo de excavación y el resto puede ser relleno por medio de tezontle o grava.

5.4.1 Propuesta de Excavadora Hidráulica

5.4.1.1 CATERPILLAR – Excavadora Hidráulica 320 C L

Como se mencionó anteriormente, la profundidad del contrafuerte está en función de la excavadora a utilizar. El análisis posterior se realizará en base a un manual y ficha técnica de CATERPILLAR – Excavadora Hidráulica 320C / 320 C L, donde se analizarán las características y alcances del equipo, como es; su longitud o alcance del brazo, volumen y dimensiones del cucharón a emplear junto con sus accesorios.

La excavadora hidráulica 320C L, cuenta con un brazo largo cuyo alcance se puede mostrar en la Figura 5.4.1.1a y Tabla 5.4.1.1a, en seis distintas posiciones, de las cuales tienen mayor importancia: la profundidad máxima de excavación, alcance máximo al nivel del suelo y pared vertical máxima.

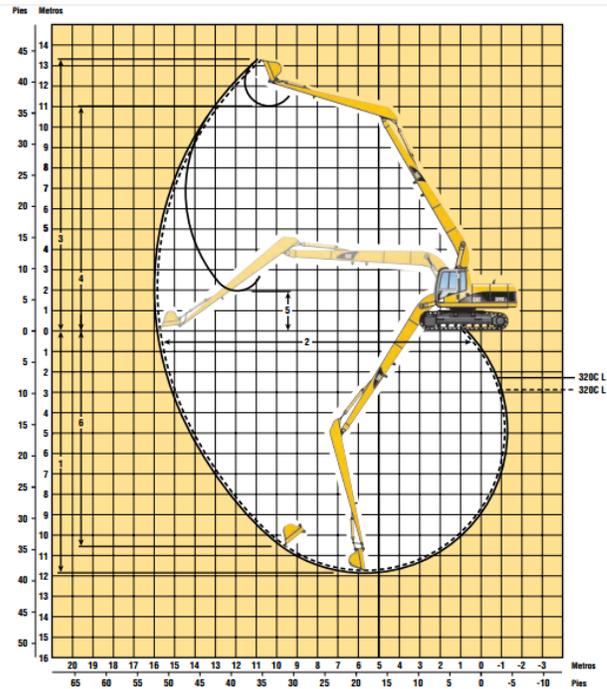


Figura 5.4.1.1a Posiciones de excavación que ofrece la Excavadora Hidráulica 320C L
Referencia: Manual y Ficha Técnica de Excavadora 320C L

Configuraciones	320C L SLR 0,45 m ³ (0,60 yd ³) Excavación	320C L SLR 0,60 m ³ (0,80 yd ³) Zanja
★ 1 Profundidad máxima de excavación	11,88 m (39'0")	11,75 m (38'7")
★ 2 Alcance máximo a nivel del suelo	15,72 m (51'7")	15,59 m (51'2")
3 Altura máxima de corte	13,29 m (43'7")	13,23 m (43'5")
4 Altura máxima de carga	11,01 m (36'1")	11,14 m (36'6")
5 Altura mínima de carga	1,97 m (6'6")	2,09 m (6'10")
★ 6 Pared vertical máxima		
Profundidad de excavación	10,7 m (35'1")	11,31 m (37'1")
Fuerza de excavación del cucharón (ISO)	60 kN (13.500 lb)	60 kN (13.500 lb)
Fuerza de excavación del brazo (ISO)	46 kN (10.300 lb)	46 kN (10.300 lb)
Fuerza de excavación del cucharón (SAE)	54 kN (12.100 lb)	60 kN (13.500 lb)
Fuerza de excavación del brazo (SAE)	46 kN (10.300 lb)	46 kN (10.300 lb)

Tabla 5.4.1.1a Longitud de las distintas posiciones y fuerza de excavación que ofrece la Excavadora Hidráulica 320C L
Referencia: Manual y Ficha Técnica de Excavadora 320C L

5.4.1.1.1 Herramienta a utilizar para la excavación

Es necesario definir el cucharón a emplear, ya que el contrafuerte tiene un espesor de 0.60 m, siguiendo las especificaciones encontradas en el Manual de CATERPILLAR 320C L, el cucharón adecuado es el de Servicio Pesado (HD) con capacidad de 0.45 m³ y ancho de 0.625 m, capaz de excavar un material con densidad máxima de 2.1 kg/m³, aunque los suelos a excavar son muy blando y con densidades bajas, el único interés por este cucharón es la geometría. Tabla 5.4.1.1.1a.

Especificaciones del cucharón 320C (Tren de rodaje estándar) y 320C L (Tren de rodaje largo)

Pregunte a su distribuidor Caterpillar acerca de los requisitos para cucharones especiales.

Cucharones B para Varillaje de alcance	Capacidad*		Ancho		Radio de plegado		Peso (sin puntas)		Dientes Cant.	320C – Brazo de la pluma de alcance			320C L – Brazo de la pluma de alcance		
	m ³	yd ³	mm	pulg	mm	pulg	kg	lb		R3.9B (12'8")	R2.9B (9'7")	R2.5B (8'2")	R3.9B (12'8")	R2.9B (9'7")	R2.5B (8'2")
General Uso (GP)	0.70	0.88	775	30	1.626	64.0	665	1.463	4	●	●	●	●	●	●
	0.90	1.12	932	36	1.626	64.0	741	1.630	5	○	●	●	●	●	●
	1.10	1.50	1.082	42	1.626	64.0	777	1.710	5	∴	○	○	○	●	●
	1.30	1.75	1.230	48	1.626	64.0	907	1.995	6	–	∴	○	∴	○	○
Servicio Pesado (HD)	0.45	0.62	625	24	1.563	61.5	639	1.405	3	●	●	●	●	●	●
	0.60	0.75	775	30	1.563	61.5	691	1.520	4	●	●	●	●	●	●
	0.80	1.00	932	36	1.563	61.5	765	1.683	5	○	●	●	●	●	●
	1.00	1.25	1.082	42	1.563	61.5	814	1.790	5	∴	○	○	○	●	●
	1.10	1.50	1.230	48	1.563	61.5	942	2.072	6	–	○	○	∴	○	●
	1.10	1.50	1.230	48	1.563	61.5	912	2.007	6	–	○	○	∴	○	●
	1.30	1.75	1.377	54	1.563	61.5	1.003	2.206	7	–	∴	∴	∴	○	○
	1.30	1.75	1.377	54	1.563	61.5	968	2.130	7	–	∴	∴	∴	○	○
Cucharón de potencia (PB)	0.83	1.09	932	36	1.406	55	797	1.757	5	○	●	●	○	●	●
	1.0	1.31	1.082	42	1.406	55	863	1.903	5	∴	○	○	○	●	●
	1.17	1.53	1.230	48	1.406	55	936	2.064	6	–	○	○	∴	○	○
Servicio Pesado Para rocas (HDR)	0.45	0.62	625	24	1.563	61.5	727	1.600	3	●	●	●	●	●	●
	0.60	0.75	775	30	1.563	61.5	845	1.860	4	●	●	●	●	●	●
	0.80	1.00	932	36	1.563	61.5	864	1.900	5	○	●	●	●	●	●

- densidad máxima del material 2.100 kg/m³ (3.500 lbs/yd³)
- ◐ densidad máxima del material 1.800 kg/m³ (3.000 lbs/yd³)
- densidad máxima del material 1.500 kg/m³ (2.500 lbs/yd³)
- ∴ densidad máxima del material 1.200 kg/m³ (2.000 lbs/yd³)

Tabla 5.4.1.1.1a Dimensiones de los distintos cucharones para la Excavadora Hidráulica 320C L
Referencia: Manual y Ficha Técnica de Excavadora 320C L

Al tratarse de suelos blandos y muy deformables conviene seleccionar puntas planas y anchas con el fin de no desgarrar el material simplemente cortarlo. Para esto se seleccionan puntas anchas (Punta 9) como se muestra en la Figura 5.4.1.1.1b

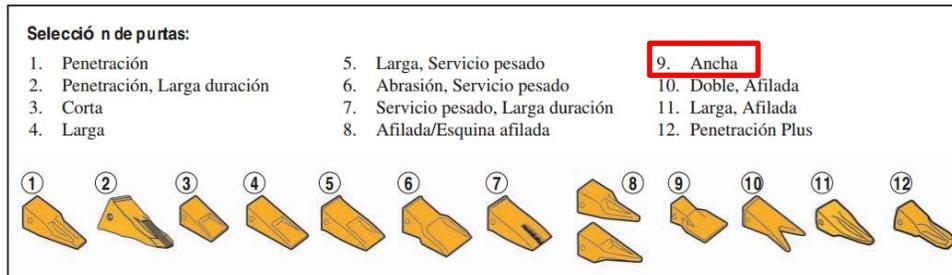


Figura 5.4.1.1.1b Selección de puntas para la Excavadora Hidráulica 320C L
Referencia: Manual y Ficha Técnica de Excavadora 320C L

5.4.1.2 DOOSAN/DAEWOO – Excavadora Hidráulica Doosan DX300LC

Como se mencionó anteriormente, la profundidad del contrafuerte está en función de la excavadora a utilizar. El análisis posterior se realizará en base a un manual y ficha técnica de Doosan – Excavadora Hidráulica DX300LC, donde se analizarán las características y alcances del equipo, como es; su longitud o alcance del brazo, volumen y dimensiones del cucharón a emplear.

La excavadora hidráulica DX300LC, cuenta con un brazo largo cuyo alcance se puede mostrar en la Figura 5.4.1.2a y Tabla 5.4.1.2a, en distintas posiciones, de las cuales tienen mayor importancia: la profundidad máxima de excavación, alcance máximo al nivel del suelo y pared vertical máxima.

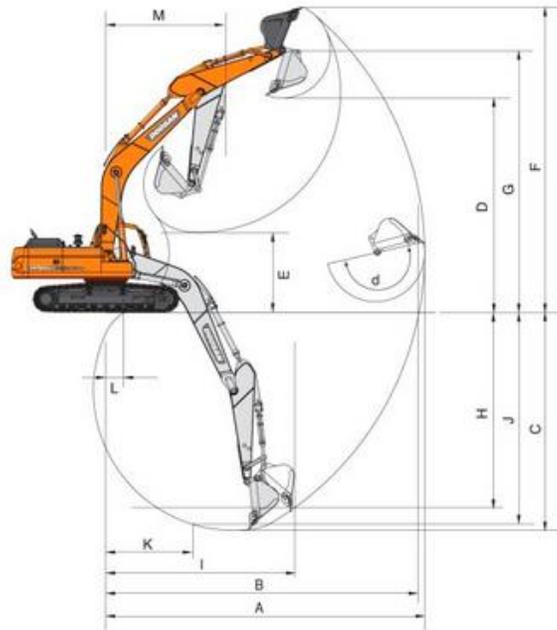


Figura 5.4.1.2a Posiciones de excavación que ofrece la Excavadora Hidráulica DX300LC
Referencia: Manual y Ficha Técnica de Excavadora Doosan DX300LC

WORKING RANGE		DX300LC con brazo largo de 10.0 m		
Boom length		Std.J 6,245mm(20'6")		10,000mm(32'10")
Arm type		2,500mm (8'2")	(Std.)3,100mm (10'2")	3,750mm (12'4")
Bucket type (pcsa)		1,5m ³	(Std.)1,27m ³	1,05m ³
★ A. Max. digging reach		10,170 (33'4")	10,745 (35'3")	11,270 (36'11")
B. Max. digging reach at ground level		9,965 (32'8")	10,550 (34'7")	11,085 (36'4")
★ C. Max. digging depth		6,760 (22'2")	7,360 (24'2")	8,010 (26'3")
D. Max. dumping height		6,930 (22'9")	7,260 (23'10")	7,365 (24'2")
E. Min. dumping height		3,325 (10'11")	2,720 (8'11")	2,070 (6'10")
F. Max. digging height		9,970 (32'8")	10,330 (33'11")	10,410 (34'2")
G. Max. bucket pin height		8,545 (28')	8,875 (29'1")	8,980 (29'6")
★ H. Max. vertical wall depth		5,405 (17'9")	6,190 (20'4")	6,670 (21'11")
I. Max. radius vertical		6,870 (22'7")	6,810 (22'4")	7,045 (23'1")
J. Max. digging depth(8'level)		6,615 (21'8")	7,180 (23'6")	7,895 (25'11")

Tabla 5.4.1.2a Longitud de las distintas posiciones que ofrece la Excavadora Hidráulica DX300LC
Referencia: Manual y Ficha Técnica de Excavadora Doosan DX300LC

5.4.1.2.1 Herramienta a utilizar para la excavación

Es necesario definir el cucharón a emplear, ya que el contrafuerte tiene un espesor de 0.60 m, siguiendo las especificaciones encontradas en el Manual de Doosan DX300LC, el cucharón que se asemeja más tiene una capacidad de 0.80 m³ y ancho de 0.962 m, capaz de excavar un material con densidad máxima de 2.0 kg/m³. Tabla 5.4.1.2.1a.

* BUCKET

Capacity		Width		Weight	Recommendation		
PCSA, heaped	CECE heaped	Without side cutters	With side cutters		2,500mm (8'2")Arm	3,100mm (10'2")Arm(Std.)	3,750mm (12'4")Arm
0.80m ³ (1.05yd ³)	0.7m ³ (0.92yd ³)	962mm (3'9")	1,037mm (3'5")	874kg (1,927lb)	A	A	A
1.05m ³ (1.37yd ³)	0.9m ³ (1.18yd ³)	1,172mm (3'10")	1,247mm (4'1")	1,001kg (2,207lb)	A	A	B
1.27m ³ Std.(1.66yd ³)	1.1m ³ (1.44yd ³)	1,376mm (4'6")	1,445mm (4'9")	1,101kg (2,427lb)	A	A	B
1.51m ³ (1.96yd ³)	1.3m ³ (1.70yd ³)	1,582mm (5'2")	1,657mm (5'5")	1,232kg (2,716lb)	A	B	C
1.75m ³ (2.29yd ³)	1.5m ³ (1.96yd ³)	1,792mm (5'11")	1,867mm (6'2")	1,336kg (2,945lb)	B	C	-

A. Suitable for materials with density of 2,000 kg/m³ (3,370 lb/CU·yd) or less
 B. Suitable for materials with density of 1,600 kg/m³ (2,700 lb/CU·yd) or less
 C. Suitable for materials with density of 1,100 kg/m³ (1,850 lb/CU·yd) or less

Tabla 5.4.1.2.1a Dimensiones de los distintos cucharones para la Excavadora Hidráulica DX300LC
 Referencia: Manual y Ficha Técnica de Excavadora Doosan DX300LC

5.4.1.3 CATERPILLAR 385 HD – Excavadora Hidráulica CATERPILLAR 385 HD D85152 – SNIJDER

Actualmente existe maquinaria no convencional para trabajos especializados, entre ellas se encuentra una excavadora tipo CATERPILLAR 385 HD de la empresa SNIJDER B. V., la cual tiene como característica especial ser de largo alcance, con un alcance máximo al nivel del suelo de 25.0 m, dado su largo alcance y otras características se convierte en una maquinaria muy robusta con un peso aproximado de 115.0 ton.

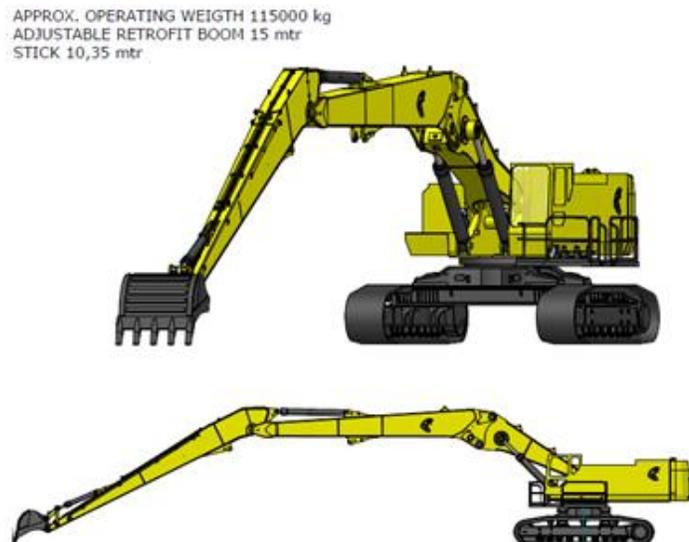


Figura 5.4.1.3a Excavadora Hidráulica CATERPILLAR 385 HD
 Referencia: Imágenes, Ficha Técnica SNIJDER B. V.

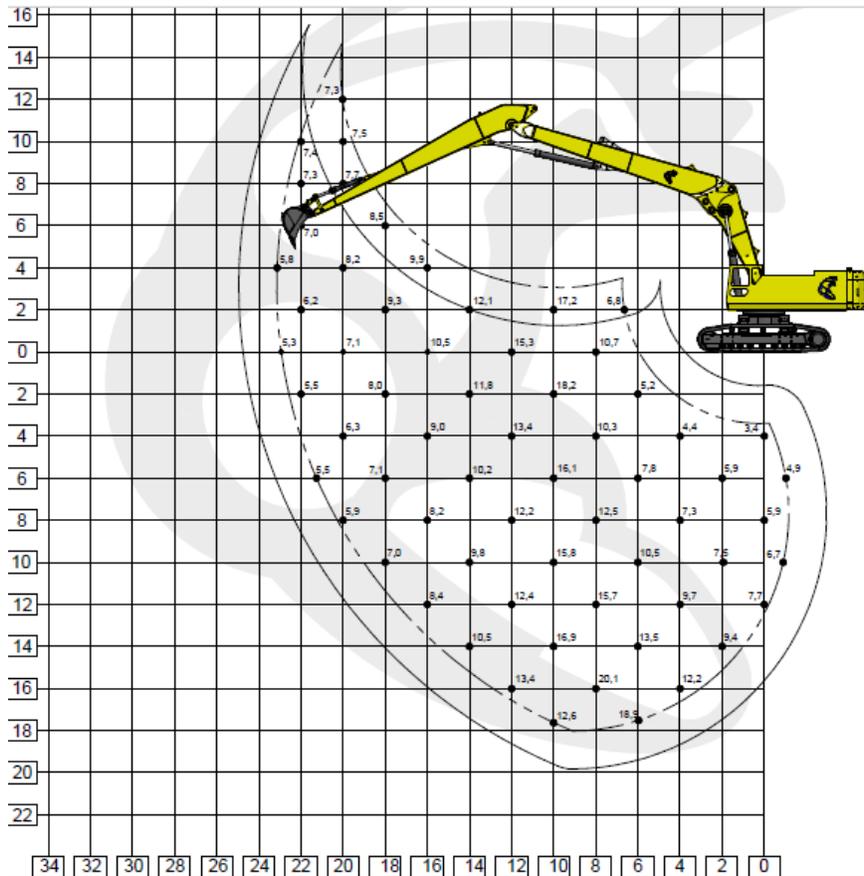


Figura 5.4.1.3b Posiciones de excavación que ofrece la Excavadora Hidráulica CATERPILLAR 385 HD
Referencia: Imágenes, Ficha Técnica SNIJDER B. V.

La excavadora hidráulica CATERPILLAR 385 HD, cuenta con un brazo largo cuyo alcance se puede mostrar en la Figura 5.4.1.3a, en distintas posiciones, de las cuales tienen mayor importancia: la profundidad máxima de excavación (20.0 m), alcance máximo al nivel del suelo (25.0 m) y pared vertical máxima (18.0 m).

Se puede concluir que esta excavadora cumple con las características para construir los contrafuertes, ya que es la única que puede llegar a excavar hasta los 17.0 m de profundidad desde la superficie del suelo, por tanto se convierte en la única opción si se decide realizar la construcción de contrafuertes por medio de excavadoras hidráulicas. En cuanto a herramientas y cucharones, es necesario adecuar un cucharón capaz de realizar únicamente la excavación igual al espesor de los contrafuertes anteriormente definido ya que actualmente los cucharones disponibles para este equipo superan dicho espesor.

Si se decide por esta opción se debe realizar una revisión involucrando el peso del equipo durante las etapas constructivas y si es necesario colocar una plantilla de trabajo para garantizar la estabilidad del equipo evitando hundimientos de este por las características de las arcillas tan blandas.

5.5 Excavación por medio de la técnica Trench-Mix®.

En países como Canadá, Francia y Suiza se ha recurrido a esta técnica para la creación de pantallas impermeables, por medio de una mezcla suelo-cemento.

La técnica Trenchmix®, ha sido desarrollada en Francia por la Constructora Internacional Soletanche – Bachy, la cual consiste en emplear un equipo, montado en orugas, con un brazo rígido en forma de cierra, el cual cuenta con una cadena especial que cubre las funciones de cortar (excavar) y mezclar el suelo. Este equipo únicamente puede ser empleado en suelos blandos. Figura 5.5a.



Figura 5.5a Equipo para el corte y mezclado de suelo – cemento que emplea la técnica Trench – Mix.

Dicha técnica se emplea para la construcción subterránea de pantallas por medio del equipo anteriormente mencionado con el fin de:

- Romper el suelo y mezclar sin la necesidad de una excavación convencional donde existe una rezaga total del material.
- Incorporación el cementante al mismo tiempo que se va cortando el suelo.
- Mezclar el suelo y el cementante in situ.

El cementante puede ser introducido en forma de polvo (vía seca) o en forma de una lechada (vía húmeda).

Esta técnica tiene un gran desarrollo no solo en los equipos especializados a emplear, también se ha desarrollado complejos análisis con softwares y procedimientos rigurosos para garantizar el éxito de la técnica, como son:

- Métodos de diseño específicos respaldados por análisis de elementos finitos.
- Determinación de la dosificación del cementante en función de las propiedades del suelo y los requisitos específicos del proyecto.
- Procesos controlados por registros de los diversos parámetros de ejecución.
- El control de muestras del cementante y el mezclado validados por parte de un laboratorio y del ingeniero supervisor.

5.5.1 Procedimiento Constructivo

Es necesario retirar la capa superior del suelo, posteriormente se construye una plataforma de trabajo de espesor igual a 0.4 m aproximadamente por medio de una mezcla de suelo con cal, para evitar que la plataforma se humedezca y presente encharcamientos a causa de los residuos que va generando la herramienta, manteniendo un área de trabajo limpia y uniforme para el transporte del cementante hasta el sitio requerido.

Es necesario la construcción de una zanja guía a poca profundidad a lo largo del trazo por medio de una retroexcavadora o maquinaria semejante, Figura 5.5.1a, posteriormente se debe de verter cementante dentro de la zanja, Figuran5.5.1b. Para esta técnica no es necesaria la construcción de brocales como los mencionados anteriormente.

Se debe de ubicar la maquinaria y su brazo extendido de forma horizontal paralelamente al trazo del contrafuerte, Figura 5.5.1c, el corte de inicio se realizara paulatinamente como se muestra en la Figura 5.5.1d, la cuchilla o cierra del equipo vaya penetrando, de tal manera que se va efectuando el mezclado del suelo con el cementante, realizando la pantalla a lo largo del trazo.



Figura 5.5.a Excavación de zanja guía con excavadora



Figura 5.5.b Vertido del cementante en forma líquida en la zanja guía



Figura 5.5.c Alineación de la maquinaria en el trazo de la zanja



Figura 5.5.d Realización del primer corte de la zanja – Etapa 1

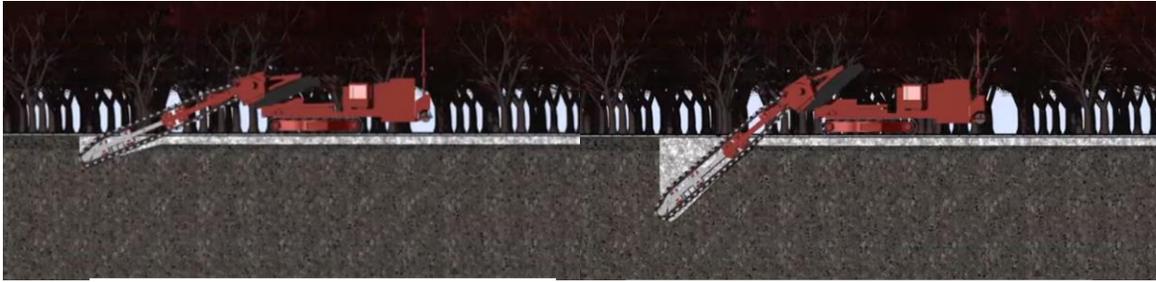


Figura 5.5.d Realización del primer corte de la zanja – Etapa 1 -Corte

Figura 5.5.d Realización del corte y mezclado del suelo y cemento– Etapa 2 -Corte



Figura 5.5.d Realización del corte y mezclado del suelo y cemento– Etapa 3 -Corte



Figura 5.5.d Realización del corte y mezclado del suelo y cemento– Etapa 4 -Corte

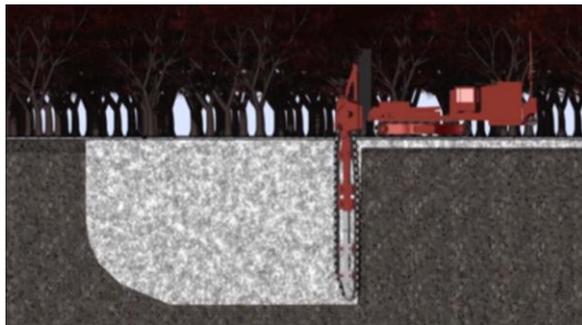


Figura 5.5.d Realización del corte y mezclado del suelo y cemento– Etapa 5 -Corte



Figura 5.5.d Realización del corte y mezclado del suelo y cemento– Superficie



Figura 5.5e Herramienta Trench – Mix® realizando una pantalla impermeable a la orilla de un cuerpo de agua.
Referencia: Obras – SOLETANCHE BACHY

5.5.2 Áreas de aplicación.



Mejoramiento de suelos compresibles en áreas con una carga extraordinaria, por medio de la construcción de muros de forma paralela o en cuadrícula: unidades industriales y almacenes, áreas de almacén de materiales, carreteras y terraplenes ferroviarios. Referencia: Guía Técnica Soletanche - Bachy

Construcción de pantallas impermeables para contener fluidos de depósitos con desechos tóxicos como: rellenos sanitarios. Control del agua subterránea, por ejemplo en muelles, lagos, ataguías en presas etc. Referencia: Guía Técnica Soletanche - Bachy



Construcción temporal de un sistema de contención de tierras en combinación con elementos de refuerzo verticales (vigas de acero, tubos, pilotes). Elementos de contención en excavaciones a cielo abierto para la construcción de sótanos, tanques almacenamiento, estacionamientos subterráneos etc. Referencia: Guía Técnica Soletanche - Bachy



Incrementar la estabilidad en taludes mediante la construcción de muros transversales de alta resistencia: Cortes carreteros en materiales blandos, excavaciones a cielo abierto con reforzamiento de taludes, etc. Referencia: Guía Técnica Soletanche - Bachy



CAPÍTULO 6 - CONCLUSIONES

Una vez realizado el análisis así como la comparación de resultados entre los distintos softwares, se demuestra que la idealización de los contrafuertes, en los análisis bidimensionales, por medio de un material equivalente es correcta, ya que el comportamiento del suelo tanto en sus desplazamientos como en sus esfuerzos se asemejan a los resultados obtenidos en el análisis tridimensional en la zona entre contrafuertes, la cual es la zona más desfavorable al ser la más alejada de la ubicación de los elementos implementados.

Como resultado de los análisis realizados, se demuestra que la etapa crítica es al excavar al nivel máximo, ya que existen expansiones máximas en la superficie de excavación del orden de 5.0 a 6.5 cm entre contrafuertes, dicha expansión disminuye a medida que se acerca a la ubicación del contrafuerte del orden de 5.0 cm, los desplazamientos máximos en la masa de suelo hacia el interior de la excavación bajo el desplante del muro Milán son del orden de 5.0 a 6.7 cm, sufriendo un asentamiento máximo en la superficie del suelo del orden de 1.2 a 2.4 cm, cabe mencionar que se presenta una emersión máxima en la zona del muro Milán del orden de 3.0 a 4.63 cm.

Dicho comportamiento se atribuye al implemento de contrafuertes actuando como mejoramiento del suelo disminuyendo de manera importante los desplazamientos, de tal manera que existe estabilidad al realizar la excavación, es importante mencionar que el implemento de barrettes tiene, de igual forma, gran aportación para mantener estable la excavación ya que las deformaciones por cortante generadas en el subsuelo bajo el nivel máximo de excavación, se disipan en la masa de suelo, debido a la construcción de contrafuertes y barrettes, dicho en otras palabras no se generan superficies de fallas y la tendencia de estas se disipan o son interrumpidas por los barrettes. Se observa que los barrettes sufren un desplazamiento al interior de la excavación del orden de 1.7 a 2.5 cm y una emersión máxima del orden 4.7 cm, por tanto se puede decir que su aportación es importante para mitigar de igual manera la falla de fondo así como minimizar las expansiones de la masa del suelo en la superficie de excavación.

Se puede concluir que se cumple con la mitigación de la problemática anteriormente descrita, puesto que la falla por resistencia al corte del suelo no se presenta y disminuyen las expansiones, por tanto la excavación se mantiene estable hasta su nivel máximo hasta concluir el túnel mediante la implementación de contrafuertes y barrettes (pilas rectangulares).

Es importante mencionar que en la superficie del suelo, en las zonas cercanas al muro Milán, se presenta una tendencia a un comportamiento a tensión debido a las emersiones durante las etapas de excavación así como a los asentamientos en esta misma zona posterior a la construcción de la losa de fondo y la losa tapa, ya que se observa en los análisis bidimensionales un asentamiento máximo en la zona del muro Milán el cual va disminuyendo al alejarse de dicha zona, en cambio en el análisis tridimensional se observa del mismo modo un asentamiento en la zona del muro Milán pero al alejarse de dicha zona los asentamientos se convierten en emersiones presentando zonas a tensión en ambos casos. Esta misma tendencia de un comportamiento a tensión se presenta en la superficie de excavación en las zonas cercanas a los barrettes debido a la

expansión del suelo. Por tanto es necesario prestar atención en estas zonas manteniendo un monitoreo durante la realización de la obra y comunicar cualquier comportamiento extraño para realizar un retro análisis con el fin de evitar alguna falla.

Por tal motivo se concluye que la idealización realizada en los análisis bidimensionales solo es aplicable en la zona entre contrafuertes para obtener resultados representativos del comportamiento de la masa del suelo.

En cuanto a desplazamientos y elementos mecánicos generados en el muro Milán existen algunas variaciones en magnitud entre los análisis bidimensionales y el análisis tridimensional, se observa que las variaciones corresponden a la zona inferior del muro Milán, bajo el nivel máximo de excavación aproximadamente, esto se debe que en el análisis tridimensional se obtiene la interacción real que ejercen los contrafuertes, de espesor igual a 0.6 m, sobre la masa de suelo, en cambio el análisis bidimensional se idealiza el contrafuerte como elemento continuo, por medio de un material equivalente homogéneo, lo cual no es cierto, repercutiendo esta idealización en el comportamiento del muro Milán y por tanto en los elementos mecánicos que se generan.

Se observa que los desplazamientos máximos del muro Milán hacia el interior de la excavación se presentan al excavar hasta el nivel máximo, en la parte inferior del muro, del orden de 1.58 cm en la zona de contrafuertes y al centro de ellos del orden de 1.62 cm en el análisis tridimensional y en el análisis bidimensional estos son menores, del orden de 0.73 cm. Esta variación se debe a que en el análisis bidimensional, el contrafuerte se idealizo como un material equivalente de manera homogénea siendo un elemento continuo, esto no es del todo cierto, por tanto pareciera que esto influye en el comportamiento general del muro Milán, en cambio en el análisis tridimensional donde se idealizo el contrafuerte de manera discontinua como elemento físico con cierto espesor y separación, se observa la influencia que genera en el comportamiento del muro, donde se observa un comportamiento mínimo, tipo arqueado en el muro, el cual sufre un desplazamiento máximo en la parte inferior, debido al implemento de contrafuertes de un material con mayor rigidez que el suelo, de forma discontinua, provocando que el desplazamiento se generalice a lo largo del muro debido a la rigidez del muro.

Con dichos resultados se concluye que el contrafuerte tiene una aportación importante ante el pateo del muro, mitigando de esta manera la problemática anteriormente descrita.

Como se observa en el análisis tridimensional, los elementos mecánicos en el muro Milán son mayores en las zonas donde se encuentre el contrafuerte al presentarse este elemento con mayor rigidez, en cambio en las zonas entre contrafuertes los elementos mecánicos son menores al no interactuar de manera directa con estos elementos, los elementos mecánicos obtenidos en los análisis bidimensionales se encuentran dentro de este rango.

Por tanto se concluye que el análisis de desplazamientos y elementos mecánicos en el muro Milán en función de la idealización del contrafuerte es representativo únicamente en la zona entre contrafuertes bajo un criterio conservador al obtener valores ligeramente mayores a los obtenidos en el análisis tridimensional en dicha zona, no obstante se debe tener presente el comportamiento

y los elementos mecánicos que se generan en la zona de los contrafuertes al realizar el diseño estructural del muro Milán.

Analizando las distintas técnicas para construir el contrafuerte, se elimina la posibilidad de construirlo con la técnica Trenchmix®, ya que actualmente no existe una herramienta que pueda llegar hasta la profundidad de desplante del contrafuerte. Construir el contrafuerte por medio de una almeja hidráulica implica realizarlo por medio de paneles, por tal motivo se deben construir algunos paneles del contrafuerte hasta la superficie, ya que al excavar los paneles intermedios si estos tienen rellenos, la excavación se vuelve inestable, es necesario mencionar que el empleo de esta técnica implica un mayor tiempo de ejecución y costo a comparación de las otras, sin embargo es una opción para la construcción de los contrafuertes. El uso de excavadoras hidráulicas pareciera ser la mejor opción para la construcción de estos elementos, ya que se podría excavar la totalidad del contrafuerte en una sola etapa y dejar el nivel del mortero hasta el nivel máximo de excavación, rellenando la parte superior de la zanja con tezontle o grava, los tiempos de construcción y costos son menores a las técnicas anteriores el único inconveniente posible sería la limitación del alcance del brazo de la excavadora. Ya que se trata de una obra de gran importancia y dimensiones la modificación de herramientas no debe ser problema, mitigando la limitación de alcance.

Como conclusión general se afirma que mediante la implementación de contrafuertes de mortero y barretes es posible realizar la excavación y construcción del túnel, garantizando su estabilidad, proponiendo de esta manera una solución para el proyecto en estudio que se abordó en este trabajo. El uso de contrafuertes en suelos deformables conlleva a grandes beneficios, como se observó en este trabajo así como en los proyectos del túnel sumergido Coatzacoalcos y el centro comercial Oceanía, haciendo de estos elementos una herramienta eficaz para solucionar problemas de estabilidad en excavaciones donde se presentan desplazamientos hacia el interior de la excavación por parte de la masa de suelo evitando el pateo del elemento de contención al ser una restricción física de mayor resistencia que el suelo y como mejoramiento del suelo al realizar aportaciones importantes al minimizar las expansiones en suelos blandos.

El propósito de este trabajo es servir como antecedente para futuros proyectos que presenten una problemática similar, haciendo énfasis en realizar una variedad de análisis para tener mejor perspectiva del comportamiento del suelo, es necesario realizar un análisis tridimensional ante la incertidumbre del comportamiento del suelo así como del comportamiento del elemento de contención a implementar entre los contrafuertes, observando la variación de los desplazamientos y elementos mecánicos generados en diferentes zonas.

REFERENCIAS

- Programa Hídrico Región XIII, Valle de México y Sistema Cutzamala. Visión 2030. <http://cuencavalledemexico.com/planeacion/cuenca-del-valle-de-mexico/>
- Carballal, M. y Flores, M., (julio-agosto, 2004). "Elementos hidráulicos en el lago de México-Texcoco en el Posclásico". Arqueología Mexicana, Lagos del Valle de México, XII (68).
- Apuntes del Ing. Fermín Sánchez Reyes. Capítulo IX
- Apuntes del Ing. Fermín Sánchez Reyes. Capítulo VIII
- Modelos Constitutivos Utilizados en Geotecnia – Eduardo Rojas González / Miguel P Romo Organista – Instituto de Ingeniería UNAM pp 1- 11
- Tesis Doctoral - MODELADO DEL COMPORTAMIENTO DE PILOTES E INCLUSIONES SOMETIDOS A CONSOLIDACIÓN REGIONAL, EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO, Juan Félix Rodríguez Rebolledo. Pp 69 y Anexo II
- Finite Element analysis in Geotechnical Engineering Vol I. Theory, David M Potts and Lidija Zdravkovic, Tomas Telford. Pp 114-131 y 147 -155.
- Geotechnical Modelling, David Muir Wood Version 2.2 April 2004 , Numerical modelling. Pp 181 -199.
- Plaxis 2D (2015) Reference Manual- Material Models Manual. Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands.
- Deep Excavations: a practical manual, 2nd Edition, Malco Pulle, CEng, DIC, FICE, FISTRUC Editorial Thomas Tejford, London. Pp 390 – 448
- Manual de construcción geotécnica I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.
- Mecánica de suelos, Tomo 2 Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, Juárez Badillo Rico Rodríguez
- Marsal, R. y Mazari, M. (1959), "El subsuelo de la Ciudad de México". Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M Das
- Braja, M. (1997). "Advanced Soil Mechanics". Sacramento, California. Taylor y Francis, pp. 237-267.
- Mecánica de suelos y cimentaciones, Crespo Villalaz
- Ingeniería de cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica Enrique Tamez González tgc geotecnia
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Volumen 1, Rico Rodríguez Alfonso, México Limusa 2005, Mecánica de suelos
- E Tamez, E Santoyo, F. Mooser – "Manual de Diseño Geotécnico para el Metro";
- Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, DDF, 1987.
- Memoria, Metro de la ciudad de México. México, D.F. Agosto de 1977.
- Manual de Diseño Geotécnico para el Metro (1987)
- Manual de diseño geotécnico, Volumen 1, Estudios geotécnicos y Diseño del Metro en cajón. Departamento del Distrito Federal, Secretaria general de obras,

- Comisión de vialidad y transporte urbano, Covitur, México agosto de 1987
- Dodel E., et al (2002) "Active and passive earth pressure: A new approach for an old concept", Soletanche-Bachy, Paris. Fifth European Conference on "Numerical
- Methods in Geotechnical Engineering" - NUMGE, Paris, France, 4-6 september.
- Guía Técnica Soletanche – Bachy, pp 33.
- NTC- para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2004). "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras del Reglamento de Construcción del Distrito Federal". Gobierno del Distrito Federal (GDF).
- Luciano Rubio (1986)
- Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), (1988)
- Santoyo y Cuevas, (1992)
- Santoyo y Rubio (1988)
- Manual CATERPILLAR, Excavadora Hidráulica 320C y 320C L, pp 7- 24
<http://www.unimaq.com.pe/IMG/producto/file/320C.pdf>
- Marsal R.J. y Mazari M., " El subsuelo de la Ciudad de México", Facultad de Ingeniería,
 - UNAM, México, D.F. (1969)
- Peck R. B., "Deep excavations and tunneling soft ground". State of the art report volume, Proceedings VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, México, D.F. (1969)
- Zeevaart L. Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions., Van Nostrand Reinhold. Co., (1973)
- M. P. Romo, R. Rodríguez, R. Magaña "Procedimiento para el cálculo de movimientos en el terreno inducidos por excavaciones apuntaladas". Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F. (1992)
- Tamez E., Santoyo E., Mooser F. y Gutierrez C.E., Manual de Diseño Geotécnico Vol. I, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. Secretaria General de Obras. Departamento del Distrito Federal (1987)
- Peck R.B., W.E. Hanson, T.H. Thornburn, Ingeniería de Cimentaciones. Edit. Limusa. México, D.F. (1995)
- Juárez Badillo E., A Rico Rodriguez. Mecánica de Suelos; Tomo II. Edit. Limusa. México, (1974)

ANEXO A

Relación entre el módulo de elasticidad en carga y a descarga

Tesis de Grado: Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado

Facultad de Ingeniería – Universidad de Buenos Aires

Autor: Patricia Sagüés

Buenos Aires, Abril 2008

Con base a pruebas realizadas en suelos con estratos conformados por limos y arcillas, donde se realizaron ensayos Triaxiales tipo CD (Consolidados – Drenados) con variación en los esfuerzos de confinamiento durante el ensayo, se definió una relación entre el Módulo de Elasticidad inicial y el Módulo de Elasticidad a descarga en función del incremento del esfuerzo de confinamiento.

3.4 Ejecución de los ensayos

Cada muestra fue ensayada con distintas variaciones del esfuerzo de confinamiento en las cámaras Triaxiales realizando el monitoreo y control de la carga axial y deformaciones de la muestra durante el ensayo. La velocidad de ensayo fue de 0.04 mm/h.

En una primera etapa se saturó la muestra completamente de agua, en una segunda la muestra se consolidó bajo el esfuerzo isotrópico de confinamiento en la cámara y en una tercera etapa se aplicó el esfuerzo desviador el cual se fue incrementando de forma paulatina para que no se presentara un incremento en la presión de poros.

El drenaje se permitió en las dos últimas etapas, provocando una consolidación bajo el esfuerzo de confinamiento y posteriormente el exceso de presión de poro se disipó durante la aplicación lenta del esfuerzo desviador.

Cuando la presión de cámara llegó aproximadamente a 2/3 del esfuerzo efectivo se comenzó la descarga.

Posteriormente se incrementó el esfuerzo de confinamiento y se recargó nuevamente. Esto se realizó para tres incrementos del esfuerzo de confinamiento en las diferentes muestras, en algunas se realizó un cuarto incremento. Obteniendo una relación entre el incremento del esfuerzo desviador con las deformaciones axiales, recordando que después de cada descarga se realizó un incremento del esfuerzo de confinamiento.

En la Tabla V.3 se presentan los incrementos realizados en el Ensayo N1 y en la Figura V.11 se presenta la curva esfuerzo desviador – deformación axial obtenida.

Ensayo 1	σ_3 kPa	u kPa	σ_3' kPa
Escalón 1	82.7	62.1	20.7
Escalón 2	206.8	68.9	137.9
Escalón 3	344.7	75.8	268.9

Tabla V.3 Incrementos del esfuerzo de confinamiento en la muestra 1. Referencia: Tesis de Grado- Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado.

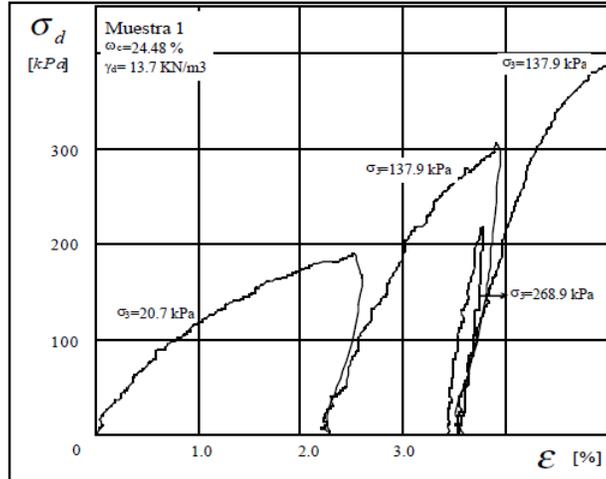


Figura V.11 Relación entre el esfuerzo desviador y deformaciones axiales en la muestra 1.
 Referencia: Tesis de Grado- Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado.

VI. RESULTADOS

1 MÓDULOS DE ELASTICIDAD INFORMADOS

El Módulo en la descarga es la secante de la curva de descarga para todos los incrementos de esfuerzo de confinamiento.

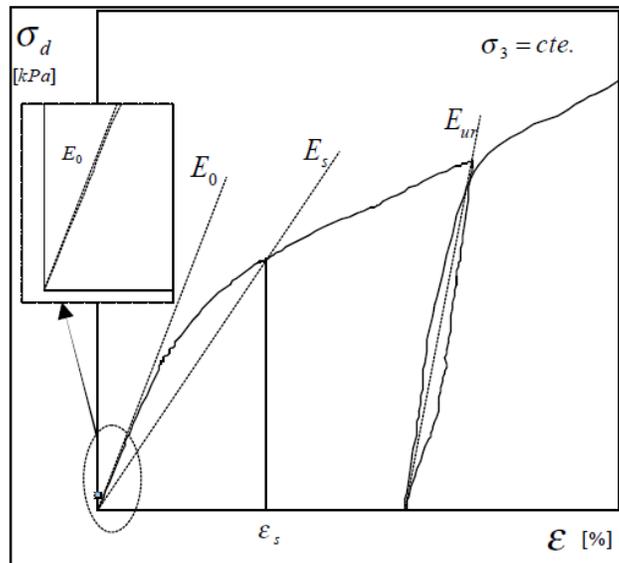


Figura VI.1 Módulos de Elasticidad inicial E_0 , secante E_s y de descarga E_{ur} . Referencia: Tesis de Grado- Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado.

2 MÓDULO DE YOUNG INICIAL

En la figura VI.5 se presenta la determinación del Módulo de Elasticidad inicial para la muestra 1. En este caso el modelo hiperbólico se aproximó bien a la curva completa.

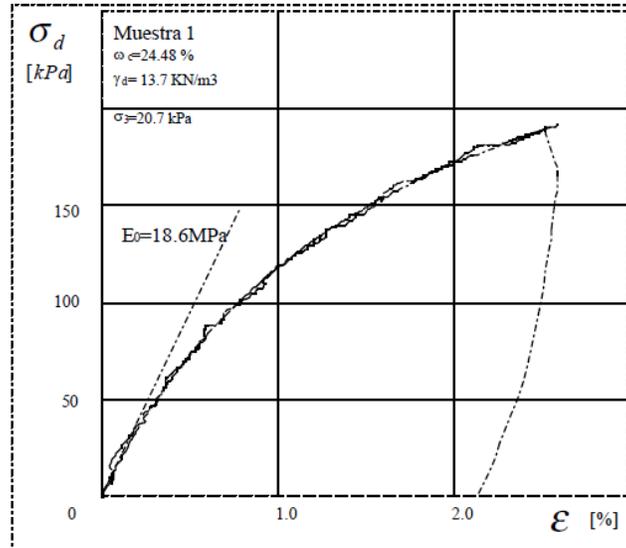


Figura VI.5 Módulo de Elasticidad inicial E_0 , muestra 1. Referencia: Tesis de Grado- Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado.

3 MÓDULO DE ELASTICIDAD DE DESCARGA / RECARGA

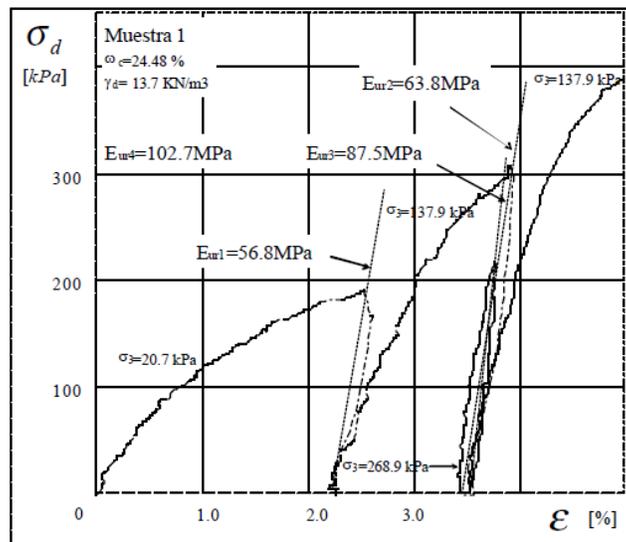


Figura VI.10. E_{ur} para el ensayo 1.

Figura VI.10 Módulo de Elasticidad a descarga E_{ur} muestra 1. Referencia: Tesis de Grado- Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado.

En la Tabla VI.1 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para todos los ensayos triaxiales.

	E_0	E_{ur1}	E_{ur2}	E_{ur3}	E_{ur4}
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
	(σ_3)				
	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
T1	18.63 (20.70)	56.77 (20.70)	63.85 (137.90)	87.51 (268.90)	
T2	34.24 (103.40)	86.70 (103.40)	137.65 (206.80)	192.20 (310.30)	295.14 (344.70)
T3	136.76 (103.40)	165.50 (103.40)	172.90 (206.80)	223.21 (310.30)	287.98 (344.70)
T4	92.2 (103.40)	144.50 (103.40)	113.92 (206.80)	131.17 (310.30)	267.43 (344.70)
T5	45.9 (103.40)	108.14 (103.40)	137.08 (206.80)	154.37 (310.30)	270.59 (344.70)

Tabla VI.1 Módulo de Elasticidad inicial y en descarga y recarga para los ensayos efectuados de las distintas muestras. Referencia: Tesis de Grado- Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado.

Nota: Se puede apreciar una relación del orden de $E_{descarga} 2.5 - 3.0 E_0$

Dicha relación asemeja de igual manera el comportamiento de los suelos del Valle de México del cual se tiene un extenso conocimiento que se ha adquirido a través del tiempo por los distintos estudios que se han efectuado.

4 DEPENDENCIA DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD CON EL ESFUERZO DE CONFINAMIENTO

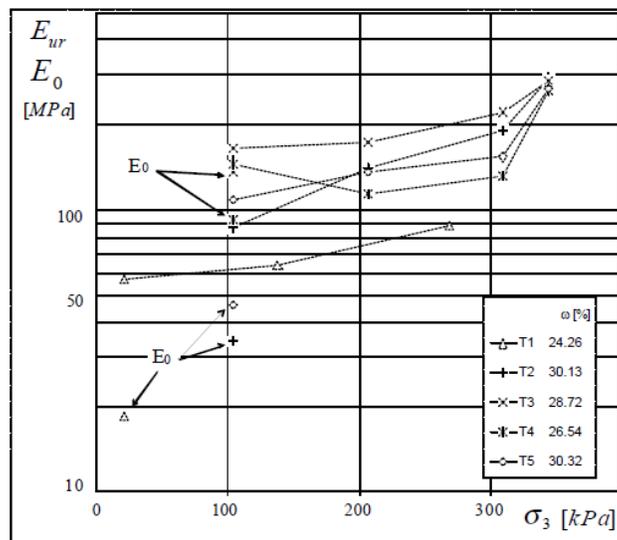


Figura VI.16. E_0 y E_{ur} en función de la presión de confinamiento.

Figura VI.16 Módulo de Elasticidad inicial y a descarga en función del esfuerzo de confinamiento. Referencia: Tesis de Grado- Rigidez a baja deformación en el Pampeano compactado.

ANEXO B

Relación entre el módulo de elasticidad en carga y a descarga

Manual de Plaxis - 2016

Manual de Modelos de Materiales

6 - The Hardening Soil Models (Isotropic Hardening)

6.1 - Relación hiperbólica para ensayos triaxiales estándar, tipo drenado

Relación hiperbólica para ensayos triaxiales estándar, tipo drenado

Los modelos hiperbólicos utilizan en primera instancia la teoría de la plasticidad en vez de la teoría de la elasticidad, incluyendo la dilatación del suelo, esto debido a que toman en cuenta dentro del análisis las expansiones de los suelos, caso contrario del criterio de Mohr – Coulomb donde busca describir la respuesta de un material sometido a esfuerzos cortantes y normales únicamente.

Algunas características básicas del modelo son:

- Esfuerzo en función de la rigidez del suelo, ley de potencia $[m]$
- Deformación plástica por la carga desviadora primaria $[E_{50}^{ref}]$
- Deformación plástica por compresión primaria $[E_{oed}^{ref}]$
- Carga / recarga tipo elástica $[E_{ur}^{ref}, \nu_{ur}]$
- Falla según el criterio de falla de Mohr-Coulomb $[c, \varphi \text{ y } \psi]$

Para las condiciones edométricas de esfuerzo y deformación, el modelo implica una relación igual a $E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma}{p^{ref}} \right)^m$. En el caso de suelos blandos se utiliza $m=1$.

Dicha relación se muestra en la Figura 6.1, el parámetro E_{50} es el esfuerzo de confinamiento en función de la rigidez del la primera carga y está dada por la ecuación:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

Donde E_{ur}^{ref} es la referencia para el Modulo de Elasticidad para la descarga y recarga, correspondiente a la presión de referencia p^{ref} . Para casos prácticos, PLAXIS recomienda $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ para analizar el comportamiento de suelos blandos ante el alivio de esfuerzos del material.

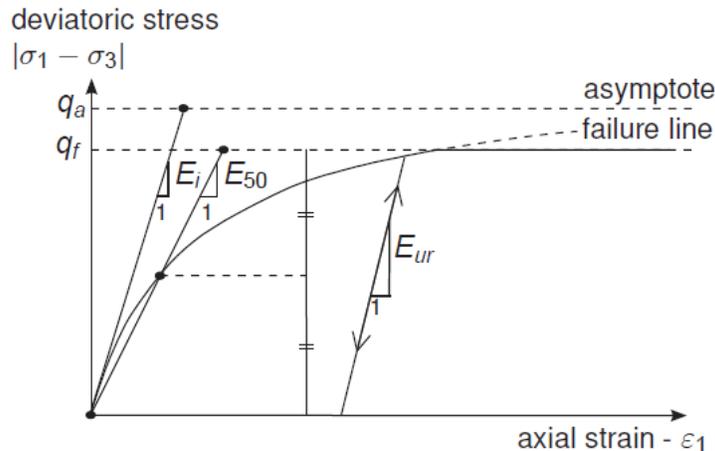


Figura 6.1 Relación hiperbólica de esfuerzo – deformación ante la primer carga para ensayos triaxiales estándar de tipo drenado.