

MODELAMIENTO NUMERICO DEL COMPORTAMIENTO DE SUELOS BLANDOS EN  
BOGOTA, APLICADO A LA EXCAVACION DEL METRO

ANDRES FELIPE BERNAL VILLATE

UNIVERSIDAD PEDAGOGICA Y TECNOLOGICA DE COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERIA

MAESTRIA EN GEOTECNIA

TUNJA

2019

MODELAMIENTO NUMERICO DEL COMPORTAMIENTO DE SUELOS BLANDOS EN  
BOGOTA, APLICADO A LA EXCAVACION DEL METRO

ANDRES FELIPE BERNAL VILLATE

Trabajo final de Maestría presentado como requisito parcial para optar al título de:

Magister en Geotecnia

Director.

Ing. MSc OSCAR RAMIREZ

UNIVERSIDAD PEDAGOGICA Y TECNOLOGICA DE COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERIA

MAESTRIA EN GEOTECNIA

TUNJA

2019



Nota de aceptación

---

---

---

---

---

---

---

Presidente del Jurado

---

Jurado 1

---

Jurado 2

Tunja \_\_\_\_\_ de 2019



## **Dedicatoria..**

*A Dios, por darme la posibilidad de terminar con esta etapa en mi formación profesional, a mis padres y mis hermanos, que con su apoyo me acompañan en todo momento,*

*A mi esposa, y a mi pequeño hijo Juan Pablo, que son mi motor para seguir día a día, luchando por un futuro mejor...*



## RESUMEN

Ante el continuo crecimiento poblacional de la capital de la república de Colombia, se están plantando diversas obras de infraestructura, para con esto, permitir una óptima movilidad a los transeúntes, es por este motivo que se plantea la construcción del sistema metro de forma subterránea, para no generar un impacto visual mayor al que se tiene en la actualidad.

debido a la posibilidad de implementación de esta opción constructiva, se tienen una serie de dificultades, en donde una de las principales, es la presencia de un gran manto de suelos blandos en toda la ciudad, materiales pertenecientes a depósitos cuaternarios, y por consiguiente en estado de consolidación, es por este motivo que son suelos propensos a sufrir deformaciones volumétricas ante la aplicación de cargas o descargas, o también ante la presencia de altos contenidos de agua.

Es por esta razón, que se plantea realizar la modelación numérica de un sector de la primera fase del sistema metro, para establecer mediante sistemas de ecuaciones constitutivas, el comportamiento de estos suelos blandos, los niveles de asentamientos que se pueden llegar a presentar, y con esto, establecer un pre dimensionamiento preliminar de algunas medidas de estabilización a emplear en el proceso de construcción y puesta en marcha.

Para la realización de lo anteriormente mencionado, se plantea inicialmente, una etapa de recolección de la información existente, en la que se encuentra documentación de caracterización geotécnica del corredor en cuestión, luego de esto, se realiza el análisis de esta documentación, estableciendo los perfiles estratigráficos respectivos, y asignando a cada nivel sus respectivos parámetros, físicos, básicos, mecánicos, de deformabilidad, y demás características que se consideren necesarias.

Luego de esta etapa de recolección y análisis, se plantea la realización de la caracterización de las curvas de esfuerzo – deformación de cada uno de los materiales, para establecer que tan compresibles pueden llegar a ser estos materiales ante la construcción del sistema metro, y que comportamientos especiales pueden llegar a presentar. Además de esto, se realizará una calibración de los parámetros, utilizando el modelo Cam Clay, para validar los resultados anteriormente obtenidos con modelos ya realizados para zonas similares dentro de la ciudad.

Finalmente, con los resultados de la modelación numérica del sector, se realiza los diseños preliminares de un sistema de estabilización, para la excavación, de tal forma que esta pueda ser empleada, cuando se inicie la construcción del sistema de estudio.

Palabras clave: **Excavación, Caracterización Geotécnica, Modelamiento numérico, Suelos blandos, deformación, Asentamiento.**

## ABSTRACT

Given the continued population growth of the capital of the Republic of Colombia, various infrastructure works are being planned, in order to allow optimum mobility to passers-by, this is why the construction of the underground system is planned underground, so as not to generate a visual impact greater than it is currently.

Due to the possibility of multiplying this construction option, there are a number of difficulties, where one of the main ones is the presence of a large blanket of soft soils throughout the city, materials belonging to quaternary deposits, and therefore in consolidation status, it is for this reason that they are prone to volumetric deformations due to the application of loads or discharges, or also in the presence of high water contents.

It is for this reason, that the numerical modeling of a sector of the first phase of the metro system is proposed, to establish by means of constitutive equation systems, the behavior of these soft soils, the levels of settlements that can be presented, and With this, establish a preliminary pre-sizing of some stabilization measures to be used in the construction and commissioning process.

For the realization of the aforementioned, initially, a stage of collection of the existing information is proposed, in which is found documentation of geotechnical characterization of the corridor in question, after this, the analysis of this documentation is performed, establishing the profiles stratigraphic respective, and assigning to each level their respective parameters, physical, basic, mechanical, deformability, and other characteristics that are considered necessary.

After this stage of collection and analysis, the characterization of the stress-strain curves of each of the materials is proposed, to establish how compressible these materials can become before the construction of the metro system, and that Special behaviors may come to present. In addition to this, a calibration of the parameters will be carried out, using the Cam Clay model, to validate the results previously obtained with models already made for similar areas within the city.

Finally, with the results of the numerical modeling of the sector, preliminary designs of a stabilization system for excavation are carried out, so that it can be used, when construction of the study system begins.

**Keywords:** Excavation, Geotechnical Characterization, Numerical Modeling, Soft Soils, deformation, Settlement.

## TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION.....	18
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	19
1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	19
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	20
1.3. DELIMITACIÓN DEL PROYECTO. ....	20
2. OBJETIVOS.....	22
2.1. OBJETIVO GENERAL.....	22
2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	22
3. MARCO REFERENCIAL.....	23
3.1. IMPLEMENTACIÓN DE MODELACIÓN NUMÉRICA CON MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (FEM). ....	23
3.2. TIPOS DE MODELOS CONSTITUTIVOS.....	25
3.3. DETERMINACIÓN DE CONDICIONES DE APLICACIÓN DEL MODELO. ....	30
3.4. ESTADO DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA.....	30
4. PROCESO METODOLOGICO .....	32
5. INFORMACION BASE DEL SECTOR DE ESTUDIO.....	35
5.1. GENERALIDADES DEL PROYECTO. ....	35
5.2. DESCRIPCIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO.....	38
5.3. RECOPIACION DE INFORMACION EXISTENTE.....	41
5.4. CARACTERIZACIÓN DINAMICA DE LA ZONA SEGÚN MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	41
5.5. CARACTERIZACIÓN GEOTECNIA PARA EL SECTOR DE ESTUDIO.....	46
5.5.1. Exploración geotécnica directa.....	46
5.5.2. Determinación de nivel freático y ensayo de CPTU .....	48
5.5.3. Clasificación geomecánica de los materiales presentes.....	50
5.5.4. Caracterización resumen para los materiales presentes. ....	58
6. MODELACIÓN NUMÉRICA PARA DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ANÁLISIS.....	64
6.1. MODELO CONSTITUTIVO CAM CLAY MODIFICADO .....	64
6.2. EVALUACION DEL METODO CAM CLAY PARA EL MATERIAL DEL SITIO DE ESTUDIO. ....	68

6.2.1.	Determinación de coeficientes de rigidez del material $\lambda$ y $\kappa$ .....	68
6.2.2.	Parámetro de resistencia del material (M) .....	74
6.3.	VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS. ....	80
7.	APLICACIÓN DEL MODELO AJUSTADO AL METODO SOFT SOIL.....	98
7.1.	CONDICION RESULTANTE DEL MODELO .....	109
8.	CONCLUSIONES .....	113
9.	RECOMENDACIONES .....	116
10.	BIBLIOGRAFIA .....	118
	ANEXO A. PERFILES ESTRATIGRAFICOS PERFORACIONES EXISTENTES.....	121
	ANEXO B. REGISTROS GENERALES DE LABORATORIO .....	122
	ANEXO C. MEMORIAS DE CALCULO MODELACION NUMÉRICA MÉTODO CAM CLAY.....	123
	ANEXO D. INFORMACION ESTUDIOS EXISTENTES. (DIGITAL). ....	124

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Delimitación de la zona de estudio .....	21
Figura 2. Contorno de falla de los modelos Drucker-Prager y Mohr-Coulomb y deformaciones generadas por el cambio en los esfuerzos .....	27
Figura 3. Superficie de fluencia del modelo Cam-Clay modificado.....	28
Figura 4. Trazado general de la Primera Línea del Metro de Bogotá (PLMB) .....	36
Figura 5. Intercambio entre sistemas de transporte masivo.....	37
Figura 6. identificación y delimitación del sector de estudio.....	38
Figura 7. Sección de túnel en tramo 4.....	40
Figura 8. Geología del alineamiento de estudio.....	42
Figura 9. Determinación de zona geotécnica para el alineamiento de estudio .....	43
Figura 10. Determinación de zona de respuesta sísmica para el alineamiento de estudio .....	44
Figura 11. Perfil estratigráfico de perforación N 33 .....	47
Figura 12. Variación del nivel freático en las diferentes perforaciones. ....	49
Figura 13. Representación general de ensayos de laboratorio.....	51
Figura 14. Variación humedad natural con límites de consistencia para alineamiento de estudio .....	53
Figura 15. Variación de los módulos elásticos en diferentes condiciones para el sector de estudio. ....	57
Figura 16. Sección de análisis para determinación del comportamiento del material ...	61
Figura 17. Estado de equilibrio sin presencia de cargas .....	62
Figura 18. Condiciones actuales de cargas vehiculares, y cargas de estructuras aledañas .....	62
Figura 19. Generación de excavación mediante métodos mecánicos,.....	63
Figura 20. proceso de consolidación o cambios volumétricos del material e instalación de elementos de soporte.....	63
Figura 21. Línea de estado límite Cam Clay y Cam Clay Modificado (Modificado de Rocíense, Phase2®). ....	66
Figura 22. Hardening and Softening Behaviour (Modificado de Rocscience, Phase2®). ....	67
Figura 23. Curva de Consolidación (Modificado de Wood, 1990). ....	69
Figura 24. Línea de compresión isotrópica (LCI) y descarga-recarga (LDR) (Adaptado de Wood, 1990). ....	69
Figura 25. Cura de consolidación material Capa 1 (0.0m-10.0m).....	70
Figura 26. Curva de consolidación material Capa 2 (10.0m – 20.0m).....	71
Figura 27. Curva de consolidación material capas 3 a 5.....	72
Figura 28. Variación de Relación de sobre consolidación.....	73

Figura 29. Criterio de resistencia Mohr-Coulomb (Modificado de Wood, 1990).....	75
Figura 30. Condición resultante del esfuerzo para el material .....	77
Figura 31. Integración del modelo cam clay modificado, diagramas $v - \ln(p')$ (líneas de estado crítico y compresión isotrópica .....	79
Figura 32. Estado de deformación por expansión del suelo en condiciones normales ...	81
Figura 33. Estado de esfuerzos totales para el sector ante la no presencia de cargas en superficie. ....	82
Figura 34. Estado de deformación debido a la presencia de cargas externas .....	83
Figura 35. Estado de esfuerzos totales debido a la presencia de cargas externas .....	84
Figura 36. Estado de deformación debido a la construcción del túnel bajo la vía.....	85
Figura 37. Estado de esfuerzos totales debido a la construcción del túnel bajo la vía. .	86
Figura 38. Nivel puntual de deformaciones para la parte superior de la excavación .....	87
Figura 39 Nivel de deformaciones generado por la excavación .....	88
Figura 40 Variación de las deformaciones totales en la parte superior del túnel. ....	88
Figura 41 deformaciones diferenciales presentadas en la zona de la bóveda de la excavación.....	90
Figura 42. Delimitación del perfil B-B' de análisis .....	91
Figura 43. Nivel de deformación del costado de la excavación .....	93
Figura 44. Variaciones de deformación a lo largo del costado de la excavación .....	94
Figura 45. Variación de los esfuerzos de corte debido a la construcción del túnel. Mediante el método Cam Clay.....	94
Figura 46. Nivel de deformación en la superficie y sección de análisis. ....	95
Figura 47. Nivel de deformaciones generadas en la superficie del terreno mediante el método Cam clay.....	96
Figura 48. Análisis numérico mediante método Soft Soil. ....	98
Figura 49. Estado de deformación vertical debido a la construcción del túnel bajo la vía mediante el método Soft Soil .....	99
Figura 50 Variación de las deformaciones totales en la parte superior del túnel mediante método de Soft Soil.....	101
Figura 51 deformaciones diferenciales presentadas en la zona de la bóveda de la excavación mediante el método Soft Soil. ....	102
Figura 52. Nivel de deformación en la superficie y sección de análisis mediante el método de Soft Soil. ....	102
Figura 53. Nivel de deformaciones generadas en la superficie del terreno mediante el método Soft Soil .....	103
Figura 54. Estado de deformación horizontales debido a la construcción del túnel bajo la vía mediante el método Soft Soil .....	104
Figura 55. Estado de esfuerzos totales. debido a la construcción del túnel bajo la vía mediante el método Soft Soil .....	105

Figura 56. Estado de esfuerzos efectivos. debido a la construcción del túnel bajo la vía mediante el método Soft Soil .....	107
Figura 57. Variación de los esfuerzos de corte debido a la construcción del túnel. Mediante el método Cam Clay.....	108
Figura 58. Relación entre las deformaciones obtenidas por los dos métodos numéricos seleccionados .....	110
Figura 59. Relación entre las deformaciones obtenidas por los dos métodos numéricos seleccionados (Derecha Cam Clay, Izquierda Soft Soil) .....	111
Figura 60. Relación entre las deformaciones obtenidas a nivel superficial por los dos métodos numéricos seleccionados.....	112

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Aplicación de los modelos constitutivos.....	29
Tabla 2. Parámetros espectrales para el sitio de estudio.....	45
Tabla 3. Localización de perforaciones existentes. ....	48
Tabla 4. Profundidad de nivel freático .....	48
Tabla 5. Localización de Ensayos de CPTU .....	50
Tabla 6. Valores promedios de humedad para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB.....	52
Tabla 7. Valores promedios de Limite líquido para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB.....	52
Tabla 8. Valores promedios de Limite plástico para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB.....	53
Tabla 9. Valores promedios de pesos unitarios para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB .....	54
Tabla 10. Valores promedios Resistencia al corte no drenado del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB .....	54
Tabla 11. Valores promedios $C_c$ del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB.....	55
Tabla 12. Valores promedios $\sigma_p$ del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB.....	56
Tabla 13. Valores promedios del módulo oedométrico $E_o$ del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB .....	56
Tabla 14. Valores promedios del módulo no drenado $E_u$ del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB .....	57
Tabla 15. Valores promedios del módulo drenado $E'$ del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB .....	57
Tabla 16. Parámetros Geomecánicos del material presente a lo largo del corredor. ....	60
Tabla 17. Curvas De Compresibilidad Para Ensayos De Consolidación Obtenidos para el material presente en el alineamiento de estudio.....	70
Tabla 18. Curvas De Compresibilidad Para Ensayos De Consolidación Obtenidos para el material presente en el alineamiento de estudio.....	71
Tabla 19. Cálculo de coeficientes $\lambda$ y $\kappa$ .....	73
Tabla 20. Resultados ensayos de Compresión Triaxial-CU.....	76
Tabla 21. Determinación de parámetro resistente del suelo. ....	77
Tabla 22. integración del modelo cam clay modificado, diagramas $v - \ln(p')$ (líneas de estado crítico y compresión isotrópica .....	78
Tabla 23. Parámetros de entrada del material para el modelo Cam Clay. ....	80

Tabla 24. Variación de las deformaciones obtenidas por la excavación del túnel .....	89
Tabla 25. Diferenciales de deformación en la periferia del túnel. ....	91
Tabla 26. Deformaciones totales en los costados del túnel. ....	92
Tabla 27. Nivel de deformaciones generadas en la superficie del terreno mediante el método Soft Soil .....	96
Tabla 28. Parámetros de entrada del material para el modelo Soft Soil. ....	98
Tabla 29. Variación en la deformación de la parte superior de la excavación mediante método de Soft Soil .....	100
Tabla 30. Variación en la deformación horizontal superior de la excavación mediante método de Soft Soil .....	104
Tabla 31. Variación en el esfuerzos total en la parte superior de la excavación mediante método de Soft Soil .....	106
Tabla 32. Relación en la deformación obtenida mediante los dos métodos de análisis .....	109

## INTRODUCCION

Debido al continuo crecimiento poblacional de la capital de la república de Colombia, las entidades gubernamentales locales, se en la necesidad de implementar diferentes alternativas que permitan una fácil adaptación de los ciudadanos a las condiciones y cambios que se han experimentado a través del tiempo, en donde uno de los factores más relevantes, es el tema de movilidad, del cual, sin importar las medidas que se tomen, se ha evidenciado como día a día se genera más problemáticas sin contar con alternativas de solución que garanticen una mejoría en la calidad de vida de la ciudadanía. Ante esta condición, se propone como una medida de mejoramiento permanente la construcción del sistema metro, con el cual, se generen la incursión en la ciudad de un nuevo sistema de transporte, con el cual al construirlo, no solamente garantice una solución de gran impacto en cuanto a la movilidad, sino que con sus técnicas de construcción, permitan una buena integración de esta estructura al entorno en la cual se va a construir que en este caso será en suelos de composición principalmente fina, y que debido a sus condiciones son de predominio fino, Además de que a nivel constructivo, en algunos sectores de la primare fase de este sistema de transporte, se tiene planteado la construcción del sistema metro de forma subterránea, para no generar un impacto visual mayor al que se tiene en la actualidad.

Ante esta opción constructiva, se tienen una serie de dificultades, en donde una de las principales, es la presencia de un gran manto de suelos blandos en toda la ciudad, materiales pertenecientes a depósitos cuaternarios, y por consiguiente en estado de consolidación, es por este motivo que son suelos propensos a sufrir deformaciones volumétricas ante la aplicación de cargas o descargas, como también ante la presencia de altos contenidos de agua.

Es por esta razón, que se plantea realizar la modelación numérica de un sector de la primera fase del sistema metro, para establecer mediante sistemas de ecuaciones constitutivas, el comportamiento de estos suelos blandos, los niveles de asentamientos que se pueden llegar a presentar, y con esto, establecer el comportamiento en general de los materiales, presentes en el sitio.

## 1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la ciudad de Bogotá, se plantea la construcción del sistema metro de tipo subterráneo, con una longitud inicial de 26.5Km, en los cuales, la mayor parte de los materiales encontrados, corresponden a suelos blandos, propios de depósitos cuaternarios de tipo lacustre, materiales que pueden llegar a presentar grandes deformaciones ante la realización de una excavación de las dimensiones que se requieren para la puesta en marcha del sistema metro.

### 1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

En la ciudad de Bogotá, se plantea la construcción del sistema metro de tipo subterráneo, con una longitud inicial de 26.5Km, en los cuales, la mayor parte de los materiales encontrados, corresponden a suelos blandos, propios de depósitos cuaternarios de tipo lacustre, materiales que pueden llegar a presentar grandes deformaciones ante la realización de una excavación de las dimensiones que se requieren para la puesta en marcha del sistema metro. Además de la generación de grandes deformaciones debido a la composición fina del suelo, también se presenta una redistribución de los esfuerzos, que deben ser controlados, ya que se pueden llegar a generar falla súbita del material, y por consiguiente daños significativos en las estructuras cercanas, que pueden llegar a provocar el colapso y la no factibilidad del proyecto.

Es por esta razón que se plantea realizar el modelamiento numérico del comportamiento presentado por estos materiales blandos de la ciudad del Bogotá en un sector de la línea del metro (**TRAMO 4:** el cual inicia en la carrera 11 con calle 63, continua por la carrera 9 y finaliza en la calle 127),, para con esto, establecer un pre dimensionamiento de las estructuras que puedan ser empleadas para estabilizar las excavaciones a realizar, y disminuir significativamente las deformaciones que se puedan llegar a presentar en los niveles superiores a la excavación.

Dentro de las razones que originan la pregunta están:

- El conocimiento del comportamiento que se puede presentar en los suelos blandos de Bogotá, debido a la realización de una excavación a profundidades importantes, y las implicaciones que esto tiene en las construcciones cercanas al sitio del proyecto.
- No se cuenta con un estudio del comportamiento de los materiales a nivel local, que involucre todas las condiciones del material, que se pueden obtener mediante

ensayos de laboratorio, y que permitan confrontar la validez de dichas variables obtenidas a partir de correlaciones empíricas desarrolladas con suelos foráneos.

- La necesidad de establecer variaciones geotécnicas para la zona, con las cuales se ayude a sectorizar de forma estática más detallada el sector que comprende la investigación, ya que algunos estudios de caracterización geotécnica estática realizados en la zona, no cumplen con un estudio minucioso de las características de los materiales.

## **1.2. JUSTIFICACIÓN**

Teniendo en cuenta que el comportamiento del suelo no es constante debido a diversos factores como su génesis, sus propiedades físicas y químicas, es necesario establecer experimental, cualitativa y cuantitativamente estos cambios que se pueden llegar a presentar en los materiales, al ser sometidos a procesos de carga o descarga, en los cuales se pueden generar asentamientos o deformaciones volumétricas que pueden ocasionar daños a estructuras cercanas.

Esta condición es de gran importancia a nivel nacional, como también a nivel mundial, ya que existen grandes regiones, en donde se presentan comportamientos especiales en los suelos principalmente finos, los cuales debido a su composición mineralógica, son capaces de experimentar altos cambios tanto volumétricos, como morfo métricos, para los cuales se han desarrollado gran variedad de investigaciones, buscando generar modelos numéricos que asemejen las condiciones presentadas en la realidad, a través de ecuaciones constitutivas, que buscan relacionar tanto deformaciones, con esfuerzos, y demás características intrínsecas de los suelos blandos.

Enfocando esta condición a escala nacional, se tiene una condición especial en los suelos encontrados en la ciudad de Bogotá. En donde al presentarse grandes niveles de suelos blandos, se tienen una variación en su comportamiento, dependiendo del tipo de construcción a realizar, ya que es diferente en la interacción del suelo, con la construcción de una cimentación superficial, o esta misma interacción del suelo, pero con la realización de una excavación del tamaño en el que se proyecta la realización de la primera fase del sistema metro.

## **1.3. DELIMITACIÓN DEL PROYECTO.**

De acuerdo con el problema planteado, y teniendo en cuenta las condiciones geológicas, geotécnicas del proyecto, así como las limitaciones del tiempo, recursos, y recolección de información, se plantea desarrollar el trabajo para un sector representativo de la primera fase que se encuentra en excavación, localizada entre la calle 63 con carrera 11, y la carrera 9 con calle 127, alineamiento denominado como **TRAMO 4**, como se presenta en la figura 1. Esta delimitación se realiza dependiendo de la información

recolectada para este sector, y para la cual se tenga toda la información necesaria para una óptima caracterización geotécnica, en donde se deben poseer condiciones mecánicas, propiedades básicas, indica, compresibilidad, condiciones de esfuerzos, ya sean efectivos, o totales, y demás características, que permitan caracterizar minuciosamente cada uno de los niveles de suelo presentes en el sitio.



**Figura 1.** Delimitación de la zona de estudio

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GENERAL**

Realizar el modelamiento numérico del comportamiento de los suelos blandos que se encuentran en un tramo del alineamiento de la primera fase del metro en la ciudad de Bogotá.

### **2.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Realizar la recolección de la información geotécnica que comprenden ensayos de laboratorio, y levantamientos topográficos del corredor en donde se va a realizar la primera fase del sistema metro.
- Realizar los perfiles geotécnicos que se requieran para obtener un sistema aproximado a las condiciones naturales del terreno.
- Realizar la caracterización y análisis de las curvas de esfuerzo – deformación de cada uno de los materiales y demás condiciones geotécnicas de los suelos presentes en el sitio de estudio.
- Realizar la calibración de los suelos, mediante sistemas de ecuaciones constitutivas, empleando el modelamiento numérico de Cam Clay o Duncan, para establecer la veracidad de los datos asociados a cada uno de los materiales.
- Realizar el modelamiento numérico del tramo de estudio, empleando modelos numéricos constitutivos, mediante el software plaxis, de acuerdo a la información analizada.
- Analizar los resultados obtenidos de las modelaciones numéricas, establecido las diferencias existentes en el modelo ajustado, y la aplicación con el modelo Soft Soil
- Identificar las situaciones más relevantes, que resultan de la modelación geotécnica, para establecer la confiabilidad de llevar a cabo un tipo de proyecto con estas consideraciones constructivas.

### **3. MARCO REFERENCIAL**

La determinación de las características geomecánicas de los materiales de una forma mucho más exacta y precisa al estado natural en el que estos se encuentra en el campo, ha generado un avance tecnológico y científico, aumentando de una forma exponencial el uso de diferentes técnicas de análisis entre las que se encuentran los modelos constitutivos, con los que se representa numéricamente el estado actual del material, y el comportamiento que este tiene ante la generación de una situación antrópica debido a la construcción de diferentes tipos de estructuras ya sea a nivel superficial, como a nivel subsuperficial, como lo es el caso de estudio.

Una condición que resulta importante mencionar, es que debido a lo anteriormente mencionado, en la actualidad se cuenta con gran número de modelos matemáticos que permiten simular las diferentes condiciones del material, pero no todos son de fácil aplicación, esto debido a que entre mayor complejidad tenga el modelo, mayor cantidad de parámetros geotécnicos se requieren para alimentar la base establecida dentro del modelo matemático seleccionado, por lo tanto una de las limitantes más significativa para un análisis a profundidad, es inicialmente la exploración geotécnica ejecutada, y los ensayos de laboratorio realizados, para caracterizar a un cierto nivel de detalle el material.

#### **3.1. IMPLEMENTACIÓN DE MODELACIÓN NUMÉRICA CON MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (FEM).**

Inicialmente, para la determinación de las condiciones de esfuerzo – deformación y la identificación del comportamiento del suelo se han venido desarrollando diferentes teorías y modelos entre los cuales se encuentran el lineal – elástico o conocida como la ley de Hooke, (Duncan & Chang, 1970), la Teoría del Estado Crítico (Schofield & Roth, 1968), y la Hypoplasticidad (Kolymbas, 1985); sin embargo, su aplicación fue limitada durante mucho tiempo por efecto de su complejidad, y reducida al análisis de problemas sencillos (Brinkgreve, 2005).

Con el desarrollo tecnológico, se han venido produciendo nuevos y más precisos sistemas de análisis entre los cuales se encuentran los métodos de elementos Finitos, que han permitido simular, de una mejor forma un comportamiento más real de los materiales al ser sometidos a diferentes niveles de esfuerzo, en donde se evidencia que la tendencia de la deformación que experimenta el suelo no es lineal, sino que dependiendo de su composición granulométrica, su origen, y sus diferentes procesos de formación, experimentan diferentes deformaciones, con diversas tendencias, que pueden llegar a ser en gran parte simuladas mediante estas técnicas computacionales.

Con la implementación de estos modelos de elementos finitos (FEM), que parten de la base de la generación de modelos reológicos y matemáticos capaces de simplificar el comportamiento real del suelo ante diferentes panoramas, mediante el uso de ecuaciones constitutivas en donde se genera una compatibilidad de esfuerzos aplicados con las deformaciones generadas, ha ocasionado una mejoría significativa en los planteamientos de alternativas de diseño, puesto que se conoce mucho mejor el material, como también se genera un proceso de optimización a posibles obras a implementar para un óptimo comportamiento Geomecánico del material, aunque en sus inicios, su aplicación fue limitada dada la dificultad de implementar modelos no lineales, situación que fue solucionada mediante el desarrollo de procedimientos numéricos (Brinkgreve, 2005), al punto de que hoy en día los programas basados en FEM son los más comunes en el diseño geotécnico.

A través del uso de herramientas tecnológicas que tienen una base en métodos de elementos finitos, se tiene una facilidad importante, ya que se puede llevar a cabo un análisis multitemporal de la variación en los esfuerzos y por lo tanto en las deformaciones que experimenta el material en las diferentes etapas de construcción de un proyecto, en donde en el caso de la realización de excavaciones, el material sufre un proceso de subsidencia o asentamiento, pero a su vez se puede llegar a presentar fenómenos de expansión de los materiales debido al proceso de desconfinamiento al que son sometidos en las etapas de corte. De acuerdo con Duncan (1994), las aplicaciones geotécnicas típicas que pueden ser analizadas mediante FEM y modelos constitutivos avanzados corresponden a interacción suelo-estructura, refuerzo y anclaje de suelos, presas, terraplenes, asentamientos generados por extracción de fluido, túneles y taludes. De forma adicional permiten evaluar el comportamiento del suelo ante procesos de carga tales como fundaciones y excavaciones, y análisis dinámico (Brinkgreve, 2005).

Este hecho, sumado a la facilidad actual en el manejo de programas de cómputo gracias a interfaces amigables con el usuario, ha incrementado el uso de FEM en análisis geotécnicos. Por lo anterior es indispensable conocer las ventajas y limitaciones que ofrece el método, y de la misma forma, las deficiencias y capacidades de los modelos constitutivos, de forma tal que se obtengan los mejores resultados. A continuación, se describen las principales ventajas y desventajas que presenta el Método de Elementos Finitos para análisis geotécnico, de acuerdo con Carter et al. (2000):

- **Ventajas**

- ✓ Permite considerar el comportamiento no lineal del material, lo cual representa de una forma más precisa el comportamiento del suelo.

- ✓ Permite generar un análisis de esfuerzo – deformación de forma multitemporal, simulando las diferentes etapas de construcción del proyecto, además de los diferentes cambios que va experimentando el suelo.
- ✓ Permite la generación del comportamiento de los materiales, a partir de diferentes parámetros Geomecánicos del material involucrado en el modelo.
- ✓ Permite la modelación de situaciones poco comunes como construcción de presas, evaluación de procesos de consolidación en diferentes etapas, flujo de agua subsuperficial entre otros.
- ✓ Debido a su amplio uso, mucha de la experiencia que se ha conseguido está disponible para su consulta.

- **Desventajas**

- ✓ Se requiere discretizar el análisis a efectuar, lo cual implica grandes esfuerzos de pre y post-procesamiento.
- ✓ El tiempo que toma correr el programa y los requisitos de almacenamiento en disco pueden ser excesivos debido a los sistemas de ecuaciones empleados. Esto dependerá de la estructura general y los algoritmos implementados.
- ✓ Se requiere de algoritmos complejos para implementar deformaciones por endurecimiento o ablandamiento del material en los modelos constitutivos.
- ✓ Se requiere de gran cantidad de información para la alimentación de algunos modelos matemáticos.

### **3.2. TIPOS DE MODELOS CONSTITUTIVOS**

Los modelos constitutivos han sido desarrollados para simular y cuantificar el comportamiento del suelo observado cualitativamente (Brinkgreve, 2005). A través de programas que emplean el Método de Elementos Finitos, estos modelos han sido implementados en la práctica geotécnica común, para lo cual se hace fundamental que el analista sea consciente de las características del modelo, de las condiciones para las cuales fue desarrollado, y de las ventajas y limitaciones que éste ofrece. El desconocimiento de estos aspectos puede conducir al analista a interpretaciones erradas

de los resultados obtenidos o incluso, a afrontar de forma errada el problema geotécnico al cual se enfrenta.

Los principales modelos constitutivos con los cuales cuentan los programas comerciales que emplean FEM, corresponden a Mohr-Coulomb, Duncan-Chang (Modelo Hiperbólico), Drucker-Prager y Cam Clay, entre otros. De acuerdo a Brinkgreve (2005) sus principales ventajas y limitaciones son:

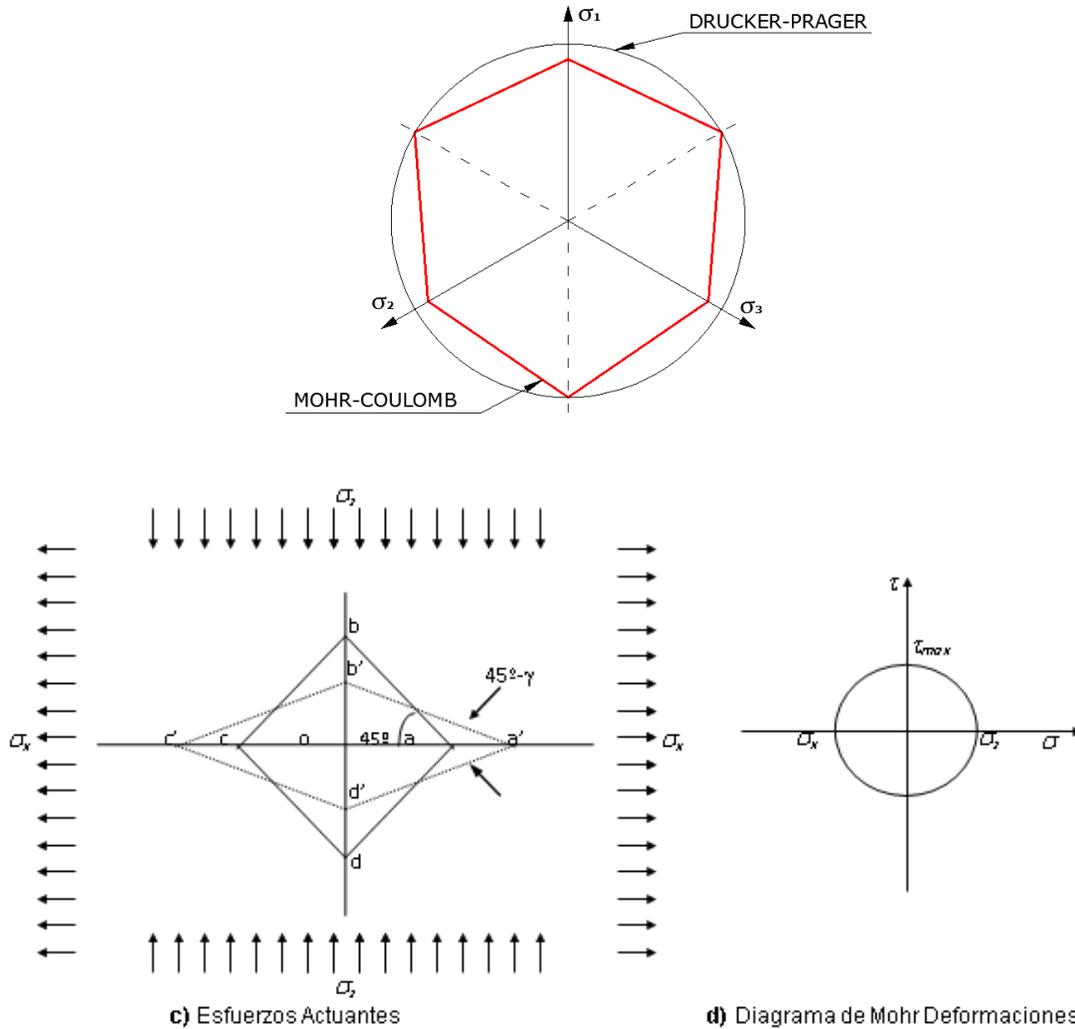
### **Mohr-Coulomb**

Este corresponde a un modelo Elasto-plástico perfecto empleado para simular el comportamiento del suelo en general. Se debe tener en cuenta que este modelo es de primer orden, el cual representa la condición de falla de forma muy aproximada en condiciones drenadas, pero no la rigidez del suelo antes de alcanzar la resistencia al corte, debido a que este comportamiento es asumido como lineal elástico de acuerdo con la ley de Hooke.

El modelo Mohr-Coulomb presenta limitaciones para modelar comportamientos de tipo deformacional antes de falla. En la simulación de excavaciones, conduce a obtener un rebote en el fondo de éstas con valores que sobre pasan la realidad, generando deformaciones excesivas de las estructuras de contención. De forma similar, en la simulación de túneles, el modelo Mohr-Coulomb genera asentamientos demasiado amplios.

### **Drucker-Prager**

El modelo desarrollado por Drucker & Prager (1952), simplifica el modelo Mohr-Coulomb al pasar de un contorno hexagonal de falla en el espacio de esfuerzos principales, a un contorno circular (cónico), tal como se observa en la Figura 2



**Figura 2.** Contorno de falla de los modelos Drucker-Prager y Mohr-Coulomb y deformaciones generadas por el cambio en los esfuerzos

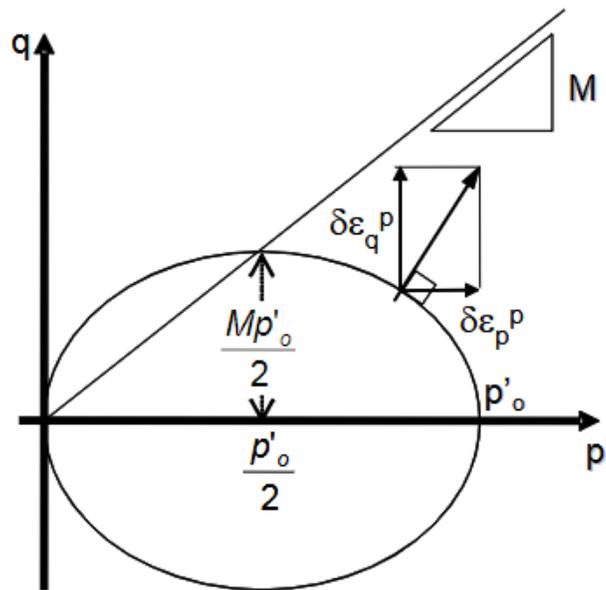
Fuente: Apuntes de Geotecnia Básica (Ramírez. Oscar. 2014)

Si se trabajan problemas que involucren trayectorias de esfuerzo de tipo compresión o extensión triaxial, la selección del ángulo de fricción en este modelo es sencilla, de forma que el comportamiento en la falla es similar al presentado en el modelo Mohr-Coulomb; sin embargo, si el problema implica múltiples trayectorias de esfuerzo, no es posible establecer este parámetro, de forma que el comportamiento de falla sea correcto para todas la trayectorias.

Dado que este modelo corresponde a una simplificación del modelo Mohr-Coulomb, los problemas para simular el comportamiento deformacional del suelo (rigidez) son los mismos.

## Cam Clay Modificado

Este modelo, desarrollado en la Universidad de Cambridge por Schofield & Wroth (1963) y modificado por Roscoe & Burland (1968), se basa en la Teoría del estado Crítico. Su desarrollo fue concebido para simular el comportamiento de arcillas normalmente consolidadas a ligeramente sobre consolidadas bajo las condiciones de ensayos de compresión triaxial. Este corresponde a un modelo no lineal cuyo comportamiento se modela mediante endurecimiento plástico (hardening).



**Figura 3.** Superficie de fluencia del modelo Cam-Clay modificado

Fuente: Camacho, Javier; reyes, oscar. utilización del modelo cam-clay modificado en suelos cohesivos de la sabana de bogotá

La falla del material se asocia al Estado Crítico, el cual se representa a partir de la Línea de Estado Crítico y es comparable con el contorno de falla en el modelo Drucker-Prager. Así las cosas, las falencias descritas para el comportamiento en la falla de este último, aplican al modelo Cam Clay Modificado. Por otra parte, este modelo describe mucho mejor el comportamiento no linealidad y la dependencia de la trayectoria de esfuerzos antes de la falla, especialmente en suelos arcillosos, por lo cual describe el comportamiento deformacional antes de falla con mayor precisión que los modelos descritos con anterioridad.

A pesar de lo anterior, este modelo no se considera adecuado para suelos fuertemente sobre consolidados. Para este tipo de suelos el modelo involucra la ley de Hooke para elasticidad isotrópica. Ante cargas aplicadas, el modelo predice un amplio rango elástico

el cual no es realista y conlleva a obtener una deformación pico elevada (softening, ablandamiento por deformación), comportamiento que es más favorable que aquel que el suelo tiende a presentar. Este comportamiento genera problemas para su implementación en programas de elementos finitos, dado que tiene una dependencia de la malla.

### **Modelo para Suelo Blando (Soft Soil model)**

Se trata de un modelo tipo Cam Clay que puede ser utilizado para simular el comportamiento de suelos blandos como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo proporciona buenos resultados en las situaciones de compresión primaria.

A continuación, se presenta la condición más representativa de cada uno de los modelos de análisis que pueden ser considerados para el análisis geotécnico en materiales de condición fina.

### **Modelo Hiperbólico**

Este modelo desarrollado por Duncan & Chang (1970), simula un comportamiento no lineal del suelo. El modelo se desarrolla bajo la idea de que la curva esfuerzo-deformación, obtenida de ensayos de compresión triaxial drenados, se aproxima a una hipérbola (Kondner, 1963), y que la rigidez puede ser formulada como un parámetro dependiente del esfuerzo empleando una formulación de ley de poder (Ohde, 1939).

Este modelo, comparado con Mohr-Coulomb, presenta un mejor desarrollo del comportamiento de la rigidez (no linealidad y dependencia de la trayectoria de esfuerzos) antes de la falla. El Modelo Hiperbólico basa su criterio de falla en el de Mohr-Coulomb, pero no formulado en el marco de la plasticidad. En función de lo anterior, el modelo no puede representar dilatación dado que requeriría una relación de Poisson mayor a 0.5.

*Tabla 1. Aplicación de los modelos constitutivos.*

<b>Tipo de Modelo</b>	<b>Modelo</b>	<b>Referencia</b>	<b>Tipo de material</b>
<i>Elástico</i>	<i>Hiperbólico</i>	<i>Duncan &amp; Chang (1970)</i>	<i>Finos y granulares</i>
<i>Elasto-Plástico Simple</i>	<i>Mohr-Coulomb</i>	<i>Smith &amp; Griffiths (1982) Brinkgreve &amp; Vermeer (1997)</i>	<i>Finos y granulares</i>
	<i>Drucker &amp; Prager</i>	<i>Drucker &amp; Prager (1952)</i>	<i>Finos y granulares</i>
<i>Estado Crítico</i>	<i>Cam Clay Modificado</i>	<i>Roscoe &amp; Burland (1968)</i>	<i>finos</i>

Fuente: Modificado de Lade.2005

### **3.3. DETERMINACIÓN DE CONDICIONES DE APLICACIÓN DEL MODELO.<sup>1</sup>**

Es importante tener en cuenta que la correcta selección de un modelo constitutivo para el análisis geotécnico (incluyendo sus parámetros) no garantiza la obtención de resultados confiables, dado que se requiere contar con experiencia en casos similares para validar los resultados obtenidos. Esta experiencia se puede obtener a partir de la revisión y análisis de casos reportados en la literatura sobre validación y fiabilidad de modelos numéricos y programas de análisis (Schweiger, 2002); sin embargo, esto no corresponde a una práctica común.

De acuerdo con Schweiger (2002), la evaluación comparativa (Benchmarking) es de gran importancia en la geotecnia, debido a lo siguiente:

- ✓ El dominio de análisis generalmente no está claramente definido para la estructura.
- ✓ No siempre es claro si son más apropiados los modelos continuos o discontinuos para el problema a analizar.
- ✓ Existe una amplia variedad de modelos constitutivos, pero no existe un modelo "aprobado" para cada tipo de suelo.
- ✓ En la mayoría de los casos los detalles de construcción no pueden ser modelados con gran precisión en el tiempo y en el espacio (por ejemplo, simulación 2D de la secuencia de excavación, anclajes, etc.), dada las limitaciones económicas y de tiempo que se presentan en la práctica.
- ✓ La interacción suelo-estructura es a menudo importante y puede conducir a problemas numéricos (por ejemplo, ciertos tipos de elementos de la interfaz).
- ✓ La implementación de detalles y procedimientos de solución pueden tener una influencia significativa en los resultados de ciertos problemas, pero pueden no ser importantes para otros.

### **3.4. ESTADO DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA**

Una de las condiciones que genera una variabilidad significativa en el proceso de modelación numérica es la identificación del nivel de interacción que se presenta entre el suelo presente en el sitio, y la estructura proyectada, en este caso las obras a desarrollar debido a la excavación para la construcción de parte del alineamiento subterráneo del metro de la ciudad de Bogotá. Al respecto, durante cualquier situación

---

<sup>1</sup> Olaya, diego Armando. Criterios Geotécnicos Para El Diseño De Excavaciones En Suelos Blandos Mediante El Método De Elementos Finitos. 2015.

de interacción pueden ocurrir movimientos relativos de la estructura con respecto al suelo, por lo cual el uso de elementos continuos con compatibilidad de desplazamientos, en un análisis FEM, genera una restricción al movimiento relativo (Potts & Zdravkovic, 1999).

Según Potts & Zdravkovic (1999), algunos métodos propuestos para simular el comportamiento discontinuo de la interfaz suelo-estructura son:

- ✓ Elementos delgados continuos con leyes constitutivas estándar (Pande & Sharma, 1979. Griffiths, 1985).
- ✓ Elementos vinculantes en los que solo la conexión entre nodos opuestos es considerada. Generalmente esta conexión se realiza mediante resortes discretos (Hermann, 1978. Frank et al., 1982).
- ✓ Interfaz con espesor cero o finito (Goodman et al., 1968. Ghaboussi et al., 1973. Carol y Alonso, 1983. Wilson, 1977. Desai et al., 1984. Beer, 1985).
- ✓ Métodos híbridos en los cuales se modela el suelo y la estructura por separado y se unen mediante ecuaciones de restricción para mantener la compatibilidad de fuerzas y desplazamientos en la interfaz (Francavilla and Zienkiewicz, 1975. Sachdeva and Ramakrishnan, 1981. Katona, 1983. Lai and Booker, 1989).

De acuerdo con las consideraciones anteriormente planteadas por el autor, se considera que las condiciones óptimas para llevar a cabo un análisis de la interacción suelo estructura, es la evaluación de interfaz con un espesor cero, en donde esta interacción puede considerarse como una relación de bajo impacto, o la suposición de un elemento continuo con un espesor infinito, suponiendo un estado plano de deformaciones.

Teniendo en cuenta estas condiciones anteriormente mencionadas, se llevará a cabo la evaluación geotécnica de los parámetros Geomecánicos de los materiales presentes en el sector, para con estos, generar un modelo lo más ajustado posible, que satisfaga las diferentes ecuaciones constitutivas, para el tipo de materiales presentes en el sector, mediante el programa plaxis ®, determinando las variaciones de esfuerzo – deformación a medida de que se lleva a cabo la excavación para una parte del tramo subterráneo de la fase 1 del metro en la ciudad de Bogota.

#### 4. PROCESO METODOLOGICO

Las actividades y etapas de trabajo requeridas para la ejecución del presente trabajo de grado, están estrictamente ligadas a la metodología que se propone; la cual corresponde en primer lugar a la consulta de documentación preliminar y recolección de información existente, referente a ensayos de laboratorio, planos topográficos y demás documentos correspondientes a los estudios preliminares de la primera fase del metro (Documentos de ingeniería Básica). Posteriormente se realizará una clasificación de la información obtenida, de acuerdo a las condiciones del sector de estudio, a nivel geotécnico, para luego realizar el procesamiento y análisis numérico de las condiciones del sector.

A continuación, se describen las actividades principales que se desarrollarán para cumplir con el objeto.

##### ✓ **Información teórica**

Esta etapa corresponde a la documentación teórica y técnica de la temática de estudio, la cual comprende revisión de documentación sobre mecánica de suelos avanzada documentos de modelación geotécnica, para con esto identificar las condiciones con las cuales se realizan este tipo de modelaciones. Adicional a esto, se realiza una identificación preliminar de los posibles métodos a emplear para el análisis y ejecución del proyecto. En esta etapa se debe realizar una documentación minuciosa, ya que comprende una parte fundamental para el desarrollo de la investigación.

##### ✓ **Información detallada**

Esta etapa comprende la recolección de la información principal, la cual comprende la recolección de documentos correspondientes a los ensayos de laboratorio, realizados a las muestras extraídas por medio de sondeos mecánicos ejecutados a lo largo del sector en donde se plantea la construcción del sistema metro. Además de esto, se realizará la recolección de planos topográficos y estudios de suelos cercanos, para aumentar el volumen de información geotécnica a utilizar.

##### ✓ **Análisis y clasificación**

Con la información recolectada, correspondiente a documentos topográficos, geotécnicos y demás, se realiza el análisis de esta información, llevando a cabo una discretización, e identificación de los parámetros asociados a cada uno de los estratos o niveles del suelo. Además de esto, se realiza la identificación de la zona de estudio, de acuerdo al volumen y localización de la información obtenida, y análisis de las etapas anteriores.

### ✓ **Método de modelación**

Teniendo en cuenta la etapa de información teórica, y junto a la clasificación y análisis de la información detallada, se procede a establecer el método de modelación numérica preliminar, y la selección de los posibles métodos de modelación general del sistema.

### ✓ **Análisis cualitativo y cuantitativo**

Seleccionados los posibles métodos de análisis numérico a utilizar, y realizada ya la caracterización geotécnica de suelo, e identificada la información disponible, se realiza un análisis de las condiciones de esfuerzo – deformación del suelo. Además de esto, se determina en esta etapa el modelo numérico definitivo a implementar en las diferentes etapas de realización del proyecto de investigación.

### ✓ **Modelación y validación**

Esta etapa comprende la modelación numérica preliminar, mediante el modelo Cam Clay, de los cortes geotécnicos realizados, estableciendo un comportamiento preliminar del suelo, para una validación con estudios ya realizados con objetivos similares, esto se realiza a manera de identificar si los parámetros utilizados, son los adecuados, o si por el contrario se deben realizar modificaciones. Si es necesario, se realiza una etapa de calibración de parámetros, esto con la finalidad de obtener resultados confiables en el modelamiento final.

### ✓ **Modelación definitiva**

Realizada la calibración y validación de los parámetros del suelo, se realiza el modelamiento numérico final de los perfiles geotécnicos realizados, ejecutado mediante el método seleccionado previamente. En esta etapa se establece el comportamiento que se va a presentar en el suelo, por los efectos de realización de la excavación, a nivel de deformaciones, esfuerzos, entre otros.

### ✓ **Resultados y conclusiones**

Como resultados de la investigación se tiene la obtención de los niveles de deformaciones del suelo, y el comportamiento que este tiene, por efecto de la excavación en el material blando, para la construcción de la primera fase del sistema metro.

Es importante mencionar que los análisis realizados en el presente trabajo de grado, presentan algunas limitaciones, esto debido a que las evaluaciones de las características geotécnicas que son determinadas mediante los ensayos de laboratorio, fueron identificadas y analizadas a partir de información existente en las dependencias del estado, los cuales hacen referencia a información de exploración geotécnica y ensayos de laboratorio, además de esto, la evaluación de las condiciones de deformación del material se realiza a partir de un modelo en dos dimensiones suponiendo un estado plano de deformaciones. Además de esto, debido a las características del material, se considera la presencia de altas cantidades de agua, teniendo principalmente suelos blandos en un estado de saturación casi total.

## **5. INFORMACION BASE DEL SECTOR DE ESTUDIO**

A continuación, se presenta la información base para la determinación del modelo constitutivo a implementar en la determinación del comportamiento que puede llegar a presentar el material fino ante la realización de la excavación para la parte subterránea dentro de la fase 1 del metro de la ciudad de Bogotá (TRAMO 4: el cual inicia en la carrera 11 con calle 63, continua por la carrera 9 y finaliza en la calle 127), dando a conocer los aspectos más representativos de la zona de estudio, y teniendo en cuenta también la información geotécnica existente.

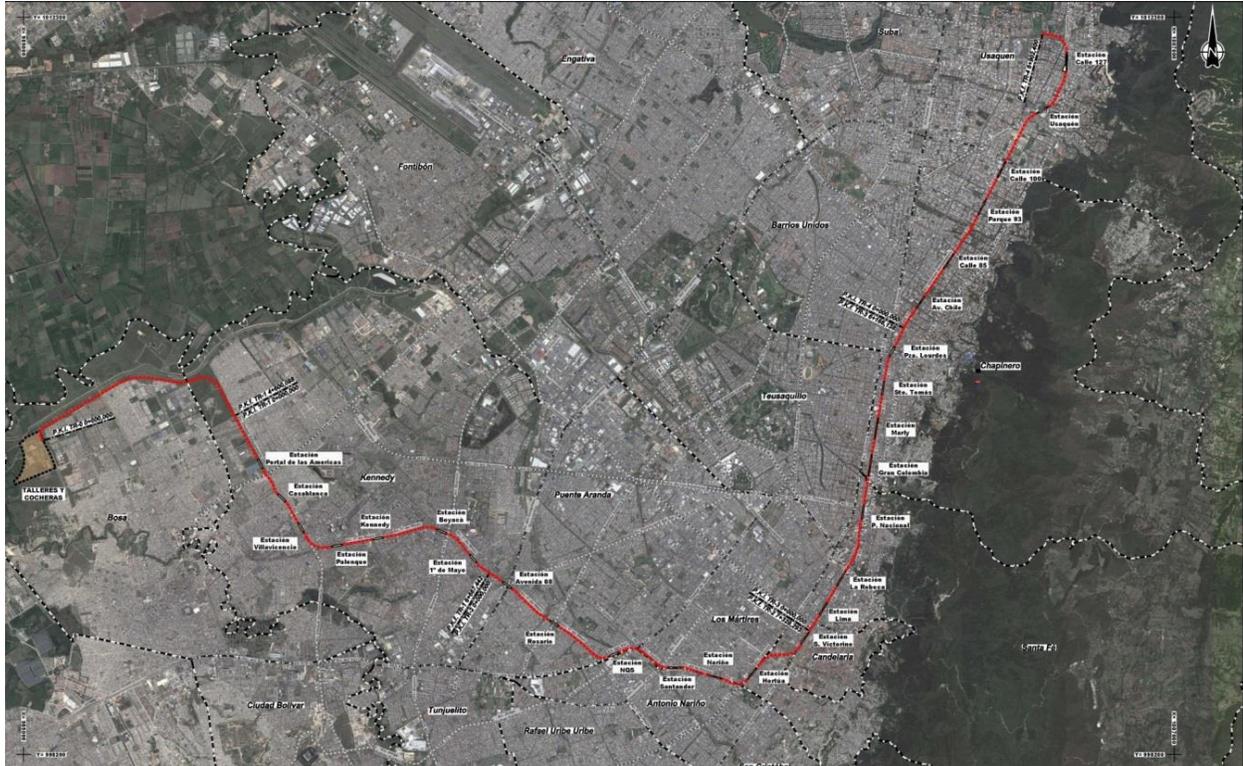
### **5.1. GENERALIDADES DEL PROYECTO.**

El diseño conceptual de la PLM de Santa Fe de Bogotá se desarrollaba en una primera parte aérea, esencialmente a lo largo de la calle 72 de la ciudad, para luego iniciar un tramo subterráneo a lo largo de la carrera séptima. Posteriormente salía a la superficie e iniciaba una nueva componente aérea que se desarrollaba inicialmente a lo largo de la calle 13, tomando después la avenida del Ferrocarril del Sur (transversales 40 a 48) y finalmente la avenida Primero de Mayo y otras vías del occidente de la ciudad. Mediante contrato suscrito entre el Instituto de Desarrollo Urbano IDU y el Consorcio conformado por las firmas PSI y AIM, se adelantaron una serie de estudios específicos de mayor detalle según lo indicado por Ingetec -Beche - Systra.

El trazado se inicia en el suroccidente, cerca de la Av. del Tintal, en la estación del Portal de Las Américas y sigue por la Av. Ciudad de Villavicencio. Gira por la Av. 1º de Mayo y avanza hasta la altura de la NQS, para girar al norte, cruzar bajo el río Fucha por la Av. Del Sur y llegar a la Av. Fucha donde gira al Este. Sigue avanzando hacia el Este por la Av. Fucha, por la Av. de la Hortúa y por la Calle 1ª, llega hasta la Av. Caracas en la que gira hacia el Norte hasta el Parque del Tercer Milenio. Cruza por debajo del parque y sigue avanzando al Norte por la Carrera 10. A partir de aquí y hasta el final, la línea discurre por el borde oriental de la ciudad, pegada a los cerros de Bogotá. Cruza por debajo de la Calle 26 y más adelante toma la Carrera 13, en pleno centro de Bogotá, ya siempre avanzando hacia el norte. A la altura de la Calle 63 cruza por debajo de la Plaza de Lourdes para pasar a la Carrera 11. Sigue hacia el norte por la Carrera 11 hasta la Calle 100, pasa por debajo de la zona militar del Cantón Norte y toma la Carrera 9 hasta el final del trazado, en la Calle 127.

Se proyectan un total de 27 estaciones, de las cuales 11 son de tipo intermodal o especiales, por tener conexiones con otros sistemas de transporte masivo como Transmilenio, Metro Ligero o Tranvía, Trenes de Cercanías, futuras Líneas de Metro o

estaciones de autobuses. Además, en todas las Estaciones se producirá intercambio con otros modos de transporte: Bicicleta, Taxi, buses del SITP.



**Figura 4.** Trazado general de la Primera Línea del Metro de Bogotá (PLMB)

En la siguiente figura se muestra una relación de intercambios en las estaciones en las que coinciden modos de transporte masivo. En ella se observan algunos casos en los que se produce duplicidad de medios de transporte masivo, por lo que se hacen las siguientes consideraciones en los intercambios:

- La Línea Azul de Metro y la Troncal de Transmilenio de la Boyacá tienen el mismo desarrollo en planta. Parece poco probable que se dé realmente esta duplicidad de medios de transporte masivo por lo que se propone la consideración única del intercambio de la Estación de la Boyacá entre la Línea 1 de Metro y la Troncal de Transmilenio de la Boyacá.



**Figura 5.** Intercambio entre sistemas de transporte masivo

La Línea Verde de Metro y la Troncal Transmilenio Av. 68 comparten desarrollo en planta hasta la Av. Ferrocarril de Occidente. A partir de ese punto la Línea Verde de Metro comparte trazado en planta con el Tranvía Central y a partir de la Estación Calle 127 con el Tren de Cercanías por lo que se propone la no consideración de la Línea Verde de Metro, así se reduce el intercambio de modos de la Estación Av. 68 a la Línea 1 de Metro, el Tranvía Central y la Troncal de Transmilenio de Av. 68, ya que se proyectan más avanzadas en su estructuración

## 5.2. DESCRIPCIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO

La Primera Línea del Metro de Bogotá (PLMB) definida en el presente proyecto tiene una longitud total de 27.0 km, de los cuales 25,19 km corresponden a la distancia entre estaciones terminales, 0,83 km son la longitud del fondo de maniobras situado detrás de la última estación. Cruza la ciudad de Bogotá desde el Portal de las Américas, en el suroccidente, pasa por el centro y avanza hasta la calle 127 en la parte nororiental de la ciudad. La totalidad de la línea entre estaciones discurre enterrada.



**Figura 6.** identificación y delimitación del sector de estudio

*FUENTE: Autor (modificada de Google Earth.2019)*

El proyecto propuesto por el Consorcio L1 se integra por una línea de 27 km completamente subterránea con 27 estaciones. Dispone de 4 tramos con una longitud total de 6.667, 7.329, 6.166 y 6.902 metros respectivamente.

- ✓ Tramo 1: Empieza en el Portal de las Américas y llega a la Avenida Primera de Mayo con Avenida 68.
- ✓ Tramo 2: Continúa por la Avenida Norte Quito Sur y finaliza en la carrera 10 entre las calles 12 y 13.
- ✓ Tramo 3: Sigue por la carrera 13, llega a la Plaza Lourdes y finaliza en la carrera 11.

- ✓ Tramo 4: Inicia en la carrera 11 y continua por la carrera 9 hasta llegar a la Estación de la calle 127 donde finaliza el trazado.

Teniendo en cuenta la distribución arquitectónica del proyecto, y de acuerdo a las condiciones que se tienen en la zona norte de la ciudad, en donde se encuentra el alineamiento en túnel más representativo del proyecto, se delimita el sector de estudio para la zona norte, la cual es denominada como el **TRAMO 4** el cual inicia en la carrera 11 con calle 63, continua por la carrera 9 y finaliza en la calle 127, para una longitud de aproximadamente 6.90Km.

A nivel geométrico, y de capacidad para la óptima circulación de los trenes, se establece que estos estarán formados por 6 coches con una longitud total de 141-143m contando cada uno con un ancho de 3.20m. Su capacidad es de 2.000 pasajeros cada uno (suponiendo una ocupación de 6 pasajeros/m<sup>2</sup>) y operarán en modo de conducción automático sin conductor a bordo (modo GoA4), siendo dirigidos desde un puesto de Control Central (PCC). Como se tiene que, por la sección a excavar, circularan dos trenes, uno en cada una de las direcciones, se considera un túnel unió para doble vía de forma circular de 10.04m de diámetro interior.

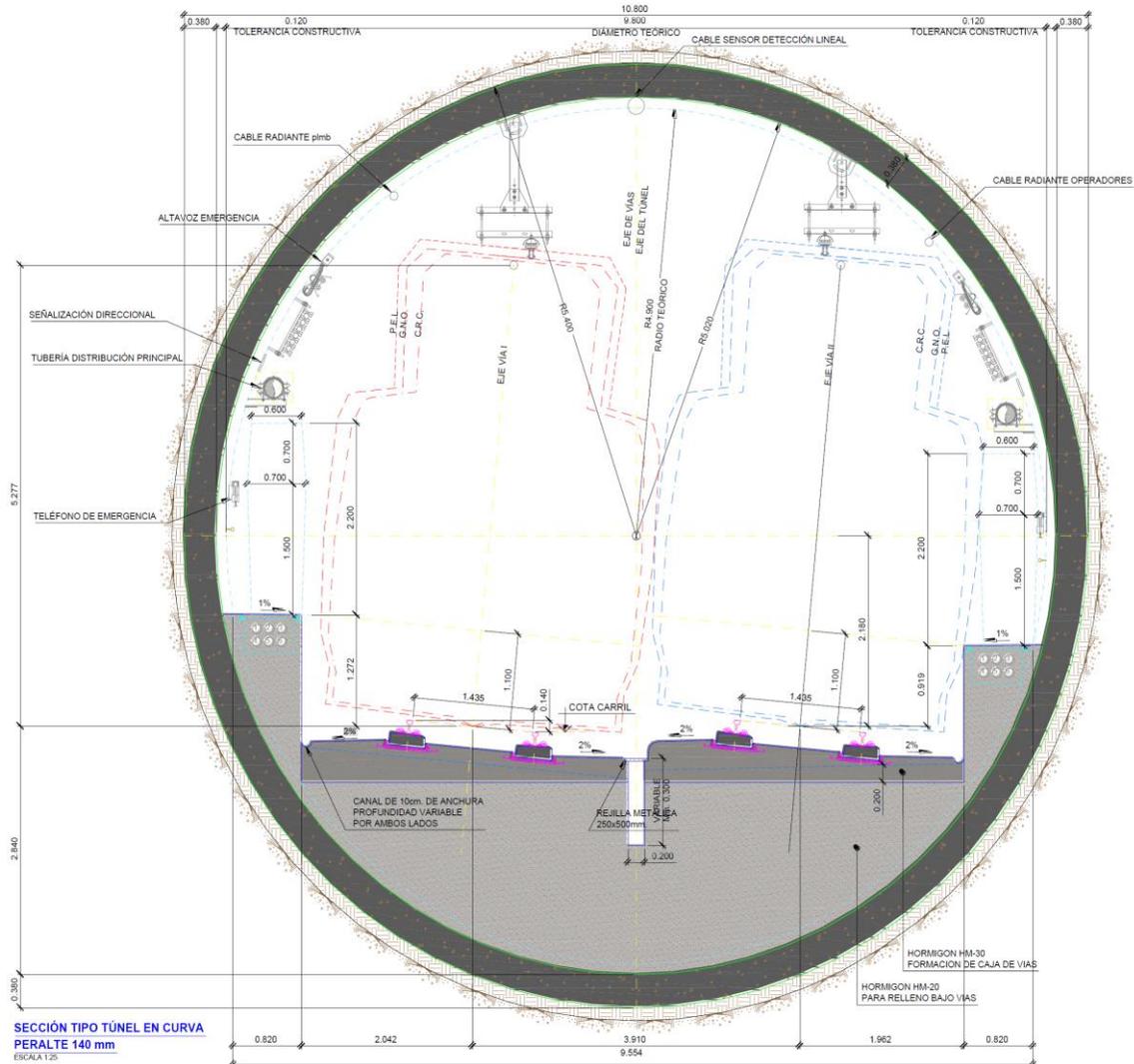


Figura 7. Sección de túnel en tramo 4

El túnel está dotado de todas las instalaciones necesarias para su buen funcionamiento, instalaciones para evacuación y protección contra incendios, ventilación, instalación eléctrica, alumbrado. Se construirán 12 salidas de emergencia entre las estaciones a lo largo de toda la línea para conseguir una correcta y segura evacuación de las personas en caso de incendio.

Para el drenaje del túnel se proyecta un canal longitudinal que recibirá los aportes de los drenajes transversales. En las estaciones y salidas de emergencia se disponen sistemas de bombeo para evacuar los caudales al sistema de alcantarillado existente en la ciudad.

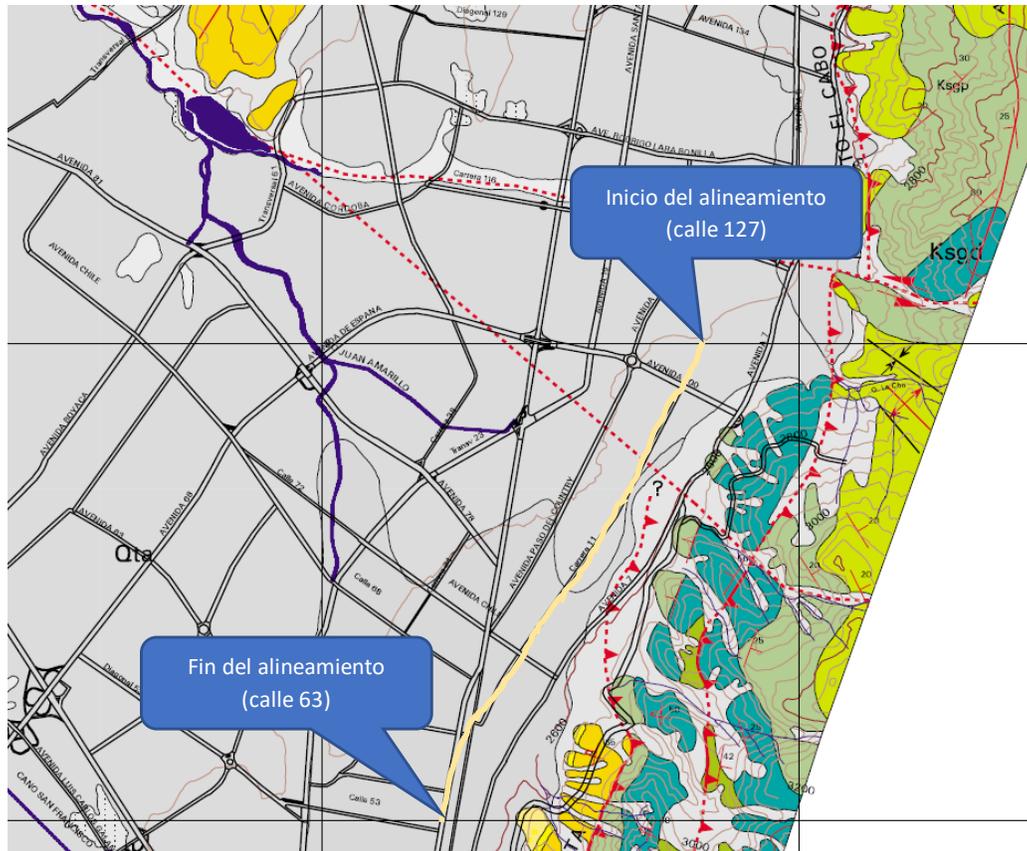
A partir de la consideración anterior, se llega a cabo la identificación de la información existente para este sector

### **5.3. RECOPIACION DE INFORMACION EXISTENTE**

En este numeral, se da a conocer el proceso, desarrollo y resultados de las actividades realizadas, para poder establecer la identificación de las condiciones físicas mecánicas y rango de variación de los parámetros necesarios para la modelación del comportamiento de los materiales ante la construcción del tramo túnel de la primera fase del metro en la ciudad de Bogotá, además de establecer el tipo de materiales presentes y sus características Geomecánicas en la zona y los posibles comportamientos o respuestas que pueden llegar a presentar ante las condiciones también identificadas para el sitio.

### **5.4. CARACTERIZACIÓN DINAMICA DE LA ZONA SEGÚN MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA.**

A continuación, Se presenta la clasificación sísmica que se tiene para el corredor de estudio, teniendo en cuenta la normativa que reglamenta la utilización de parámetros dinámicos para la ciudad de Bogotá, en donde se aprecia que la totalidad del alineamiento se encuentra implantado sobre materiales propios de depósitos cuaternarios de tipo fluvio lacustre (Qta), de terrazas altas, los cuales se caracterizan por presentar unas intercalaciones de arcillas con bancos de arenas y gravas, además de algunos niveles de cenizas volcánicas y turbas, situación que puede llegar generar la aparición de condiciones poco favorables en el momento de la excavación, pues durante la actividad, se deberá llevar un control muy estricto de las deformaciones debido a la presencia de materiales de composición orgánico, con espesores variables.

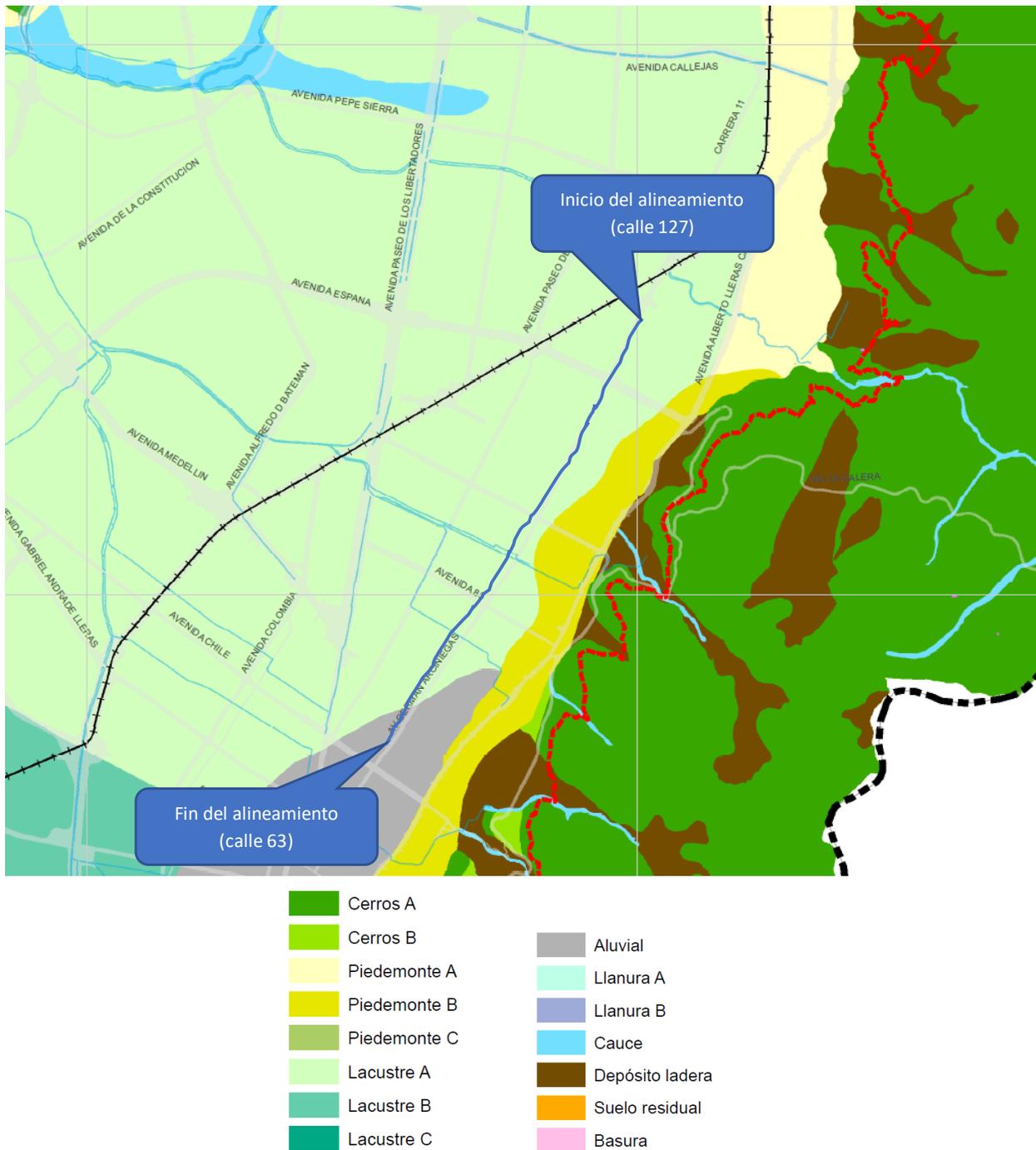


Qdp	<b>COLUVION</b> Materiales producto del fracturamiento de las rocas y degradación de las laderas, de composición heterogénea.	Ktg	<b>FORMACION GUADUAS</b> En la parte superior predominio de arcillolitas, con esporádicas intercalaciones de arenisca; intermedia, areniscas con intercalaciones de arcillolitas; en la base arcillolitas con intercalaciones delgadas de arenisca e importantes mantos de carbón.
Qtb	<b>DEPOSITOS FLUVIO-LACUSTRES (TERRAZA BAJA)</b> Depósitos de los ríos Bogotá, Tunjuelto y afluentes, con geomorfos planas a ligeramente onduladas, de composición limo-arcillosa.	Ksglt	<b>FORMACION LABOR - TIERNA</b> Areniscas de color gris claro, grano fino a grueso, con esporádicas intercalaciones de arcillolitas y limolitas silíceas.
Qta	<b>DEPOSITOS FLUVIO-LACUSTRES (TERRAZA ALTA)</b> Depósito de arcillas, con intercalaciones importantes de bancos de arena y grava, ocasionalmente delgadas capas de ceniza volcánica y turbas.	Ksgp	<b>FORMACION PLAENERS</b> En la parte superior predominio de limolitas y arcillolitas silíceas; parte intermedia, alternancia de arcillolitas, limolitas y areniscas; en la base arcillolitas, arcillolitas silíceas y limolitas.
Qcc	<b>COMPLEJO DE CONOS</b> Depósitos de flujos torrenciales del piedemonte oriental y conos del río Tunjuelto y de Terreros.	Ksgd	<b>FORMACION ARENISCA DURA</b> Areniscas de color gris claro a blanco, grano muy fino a fino, con delgadas intercalaciones de limolitas y arcillolitas silíceas.

**Figura 8. Geología del alineamiento de estudio**

Fuente. Microzonificación Sísmica de Bogotá. Servicio Geológico colombiano. 2010

A demás de esto, a nivel geotécnico, se tiene que el sector en donde se encuentra implantado el alineamiento, se encuentra en una zona en donde geotécnicamente corresponde a un depósito lacustre A, el cual se encuentra conformado por depósitos de suelos blandos, principalmente arcillas con algunos limos, lo que indica que el nivel de soporte que pueden llegar a presentar estos niveles blandos tendrá una magnitud baja a media, por lo que debe tenerse en cuenta en el momento del planteamiento de alguna obra de control de contención para la conformación del túnel.

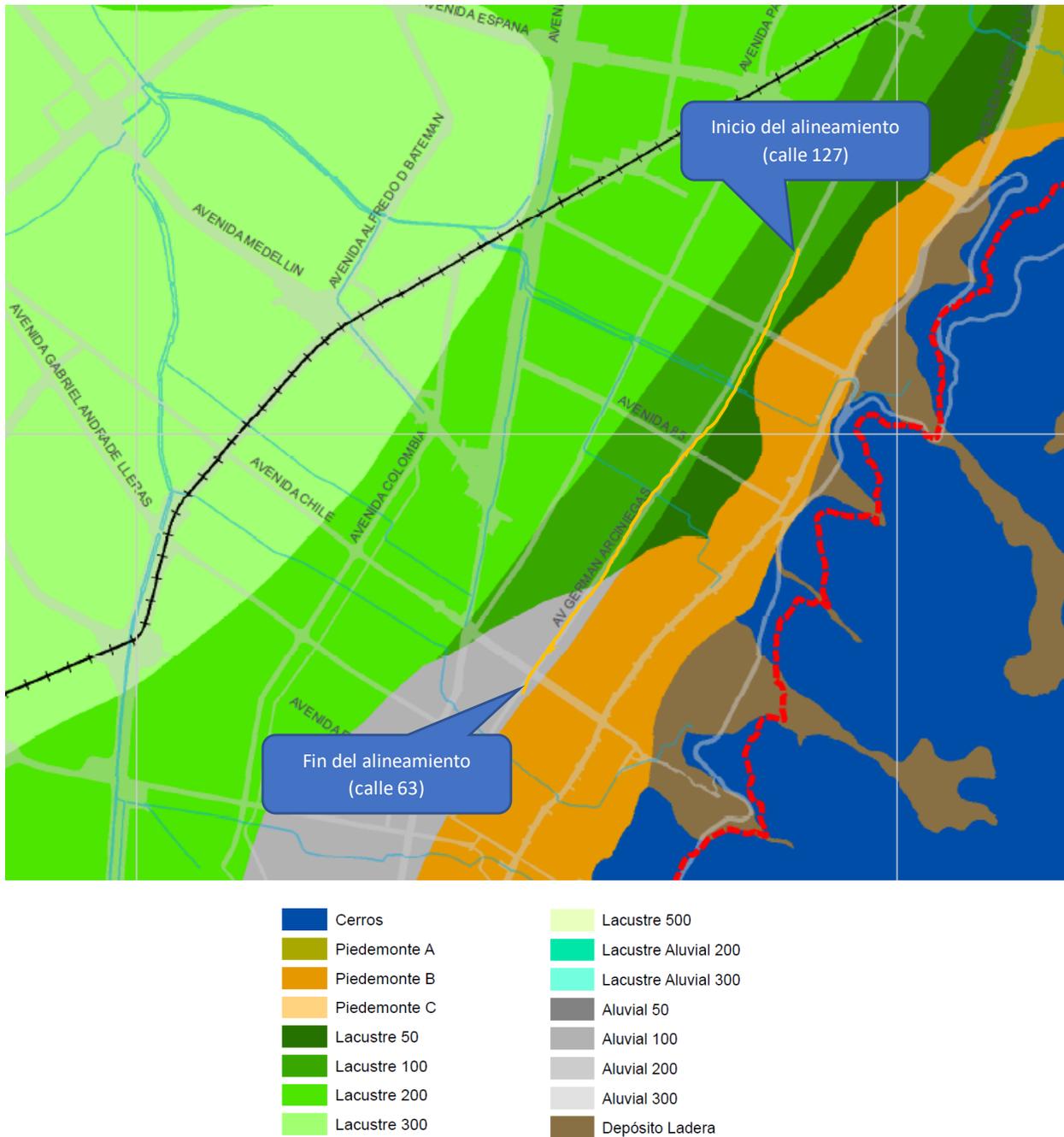


**Figura 9.** Determinación de zona geotécnica para el alineamiento de estudio

Fuente. Autor. Modificado de *Microzonificación Sísmica de Bogotá*. Servicio Geológico colombiano. 2010

Además de esto, como se puede observar en la figura 10, a nivel de determinación de la zona de respuestas sísmica, se tiene que el sector de este alineamiento subterráneo de la primera fase del metro en la ciudad de Bogotá, se encuentra catalogado como un

sector lacustre 100, lo cual indica que son depósitos con un espesor que oscila entre los 50m y 100m estos medidos desde la superficie del terreno, un material que sigue siendo de predominio fino, representado por unas arcillas limosas, o limosa arcillosos con lentes de turbas, por lo que se espera que ante la modificación en las condiciones de equilibrio, el material presente una respuesta poco favorable.



**Figura 10.** Determinación de zona de respuesta sísmica para el alineamiento de estudio  
 Fuente. Autor. Modificado de Microzonificación Sísmica de Bogotá. Servicio Geológico colombiano. 2010

Además de esto, para este sector en donde se tiene el alineamiento, la velocidad promedio de la onda Vs se encuentra es menor a 175m/s, lo cual indica que si se llegasen a presentar unas condiciones de vibraciones continuas, o en su defecto la generación de un evento sísmico, con unos coeficientes propios del sector, el material no solamente presentara una reducción en su capacidad de carga, sino que con facilidad se pueden llegar a generar algunos procesos de ablandamiento ciclico, por lo que debe considerarse la posibilidad de ocurrencia de estos fenómenos, para el modelamiento, o el dimensionamiento de los elementos de soporte y fundación para los rieles de los vagones del metro. Además de esto, debido a que son materiales con unos altos contenidos de partículas finas entre arcillas, limos y material orgánico, también a nivel de clasificación por método de la microzonificación sísmica, se tiene que el material puede llegar a contar con una humedad natural promedio superior al 80%, lo cual indica que estos suelos tendrán una muy alta probabilidad a encontrarse saturados, por lo que se corrobora aún más la posibilidad de presencia de cambios de forma y de volumen a manera de contracción cuando se adelanten las actividades de excavación.

Finalmente, se tiene que los efectos del sitio debido a la clasificación por microzonificación, es de amplificación, lo cual indica que ante la ocurrencia de algún efecto que genere vibraciones, se va a presentar un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas, pudiendo llegar a afectar significativamente la estabilidad de la obra, si no se consideran estos efectos, aun mas cuando por este corredor se tiene el flujo de vehículos de diferentes cargas, lo cual va a generar unas variaciones en las vibraciones que estos vehículos le generan al suelo en el cual se va a llevar a cabo la excavación para el sistema metro.

Teniendo en cuenta esta clasificación, a continuación, se presentan los parámetros dinámicos o espectrales del material presenta a lo largo del alineamiento de estudio, que deberán tenerse en cuenta en la aplicación de los modelos seleccionados, para la determinación del comportamiento de estos materiales en el momento de que se esté adelantando algún proceso constructivo de este tipo.

**Tabla 2.** Parámetros espectrales para el sitio de estudio.

Zona sísmica	Fa (475)	Fv (475)	Tc (s)	T <sub>L</sub> (s)	A <sub>0</sub> (475)
LACUSTRE 100	1.30	3.20	1.58	4	0.20

Fuente: Autor

Para la elaboración del proyecto de Microzonificación Sísmica de Bogotá se efectuaron una serie de ensayos para la obtención de parámetros importantes (Consolidación isotrópica, unidimensional y compresión triaxial CU); sin embargo, las memorias de ensayos de campo y laboratorio a las que se tuvo acceso no permiten analizar los

resultados obtenidos, ya que se limitan a presentar algunos ejemplos que no corresponden a la zona de estudio.

## **5.5. CARACTERIZACIÓN GEOTECNIA PARA EL SECTOR DE ESTUDIO.**

El conocimiento de las características geotécnicas de los materiales que componen la superficie del terreno y parte del subsuelo, es una de las condiciones que resultan más relevantes para la determinación de los comportamientos que los materiales pueden llegar a experimentar ante la modificación en la condición de esfuerzos, es por tal motivo que la sección analizada involucra las condiciones geotécnicas realizadas en campo para la definición de estas características de los materiales. Mediante la exploración superficial y su superficial, la recuperación de muestras alteradas e inalteradas, ejecución de ensayos de laboratorio y de campo para establecer parámetros representativos del suelo para los análisis posteriores y diseños geotécnicos requeridos. A continuación, se presenta la caracterización geotécnica realizada para este tramo de la primera fase del metro de Bogotá. Es importante mencionar que la información de ensayos de laboratorio, y exploración geotécnica presentada, corresponde a información existente y disponible en las entidades gubernamentales y públicas, por lo que, para el presente trabajo, no se llevaron a cabo exploraciones adicionales, ni ensayos complementarios a los presentados en este documento.

### **5.5.1. Exploración geotécnica directa.**

Para el tramo de estudio que corresponde al tramo 4, se llevaron a cabo diferentes exploraciones utilizando técnicas directas, con la utilización de equipos mecánicos, en donde se llevó a cabo, además de la perforación para la determinación del perfil estratigráfico, la obtención de muestras tanto alteradas como inalteradas, para la clasificación geotécnica y la determinación de los parámetros de deformación y mecánicos, esto con la finalidad de establecer geo mecánicamente como se van a comportar los materiales inicialmente ante la realización de la excavación y segundo, ante la aplicación de cargas propias de las estructuras a construir a lo largo del alineamiento.

Para la ejecución de las campañas de exploración y determinación de los resultados, el sector de estudio se encuentra dentro de la campaña geotécnica realizada a la zona Norte, cuyas perforaciones se encuentran denotadas como PA1 a la PA21, en donde las más representativas corresponden a las denominadas como N14, N51, N33, cuyas profundidades son de 246m, 250m y 100m respectivamente. A continuación, se relaciona la localización en coordenadas de cada una de las perforaciones realizadas para el sector norte, en donde se encuentra el tramo de estudio.

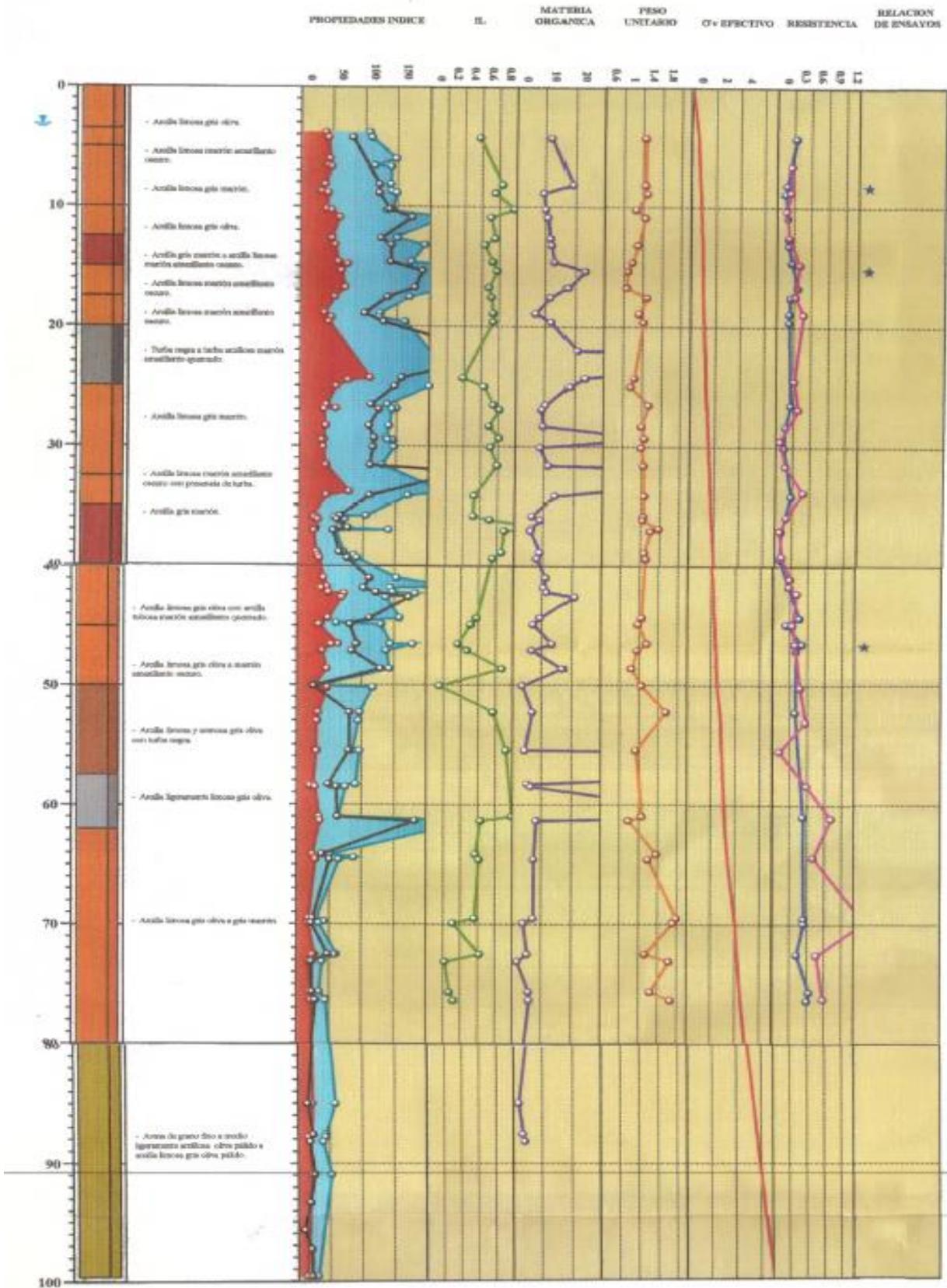


Figura 11. Perfil estratigráfico de perforación N 33

Fuente: Alcaldía Mayor de Santa fe de Bogota. Estudios de aspectos técnicos para el diseño construcción de la primera línea del metro.

**Tabla 3.** Localización de perforaciones existentes.

PERFORACION	NORTE	ESTE	LOCALIZACION	PROFUNDIDAD (m)
PA1	94737.58	112627.00	Av. Calle 68 Carrera 110	102
PA2	95161.00	112309.00	Av. Calle 68 Carrera 105 F	50
PA3	95511.98	112028.00	Av. Calle 68 Carrera 102	50
PA4	95825.51	111761.00	Av. Calle 68 Carrera 98	50
PA5	96330.4	111406.00	Av. Calle 68 Carrera 92	50
PA6	96805.17	111038.00	Av. Calle 68 Carrera 86	50
PA7	97057.51	110883.00	Av. Calle 68 Carrera 83	51
PA8	97568.35	110452.00	Av. Calle 68 Carrera 77	50
PA9	97758.81	110287.00	Av. Calle 68 Carrera 74A	51
PA10	97953.34	110133.00	Av. Calle 68 Av Boyacá.	50
PA11	98588.87	109602.00	Av. Calle 68 Carrera 66	50
PA12	98780.30	109342.00	Av. Calle 68 Carrera 61	50
PA13	99108.01	109002.00	Av. Calle 72 Carrera 50	60
PA15	99896.54	108327.00	Av. Calle 72 Carrera 45A	50
PA19	101090.59	107441.00	Av. Calle 72 Carrera 24	50
PA20	101384.09	107234.00	Av. Calle 72 Carrera 20	50
PA21	101551.34	107117.00	Av. Calle 72 Carrera 17	50
N14				246
N33				100
N51				250

Fuente: Autor

### 5.5.2. Determinación de nivel freático y ensayo de CPTU

Además de la ejecución de cada una de las perforaciones, se llevaron a cabo lecturas de nivel freático para evidenciar si se presenta una lámina de agua que ocasiona unas presiones hidrostáticas desde el inicio de las actividades de excavación, o si se pueden llegar a presentar unas condiciones favorables que contempla un bajo nivel de aguas en el suelo.

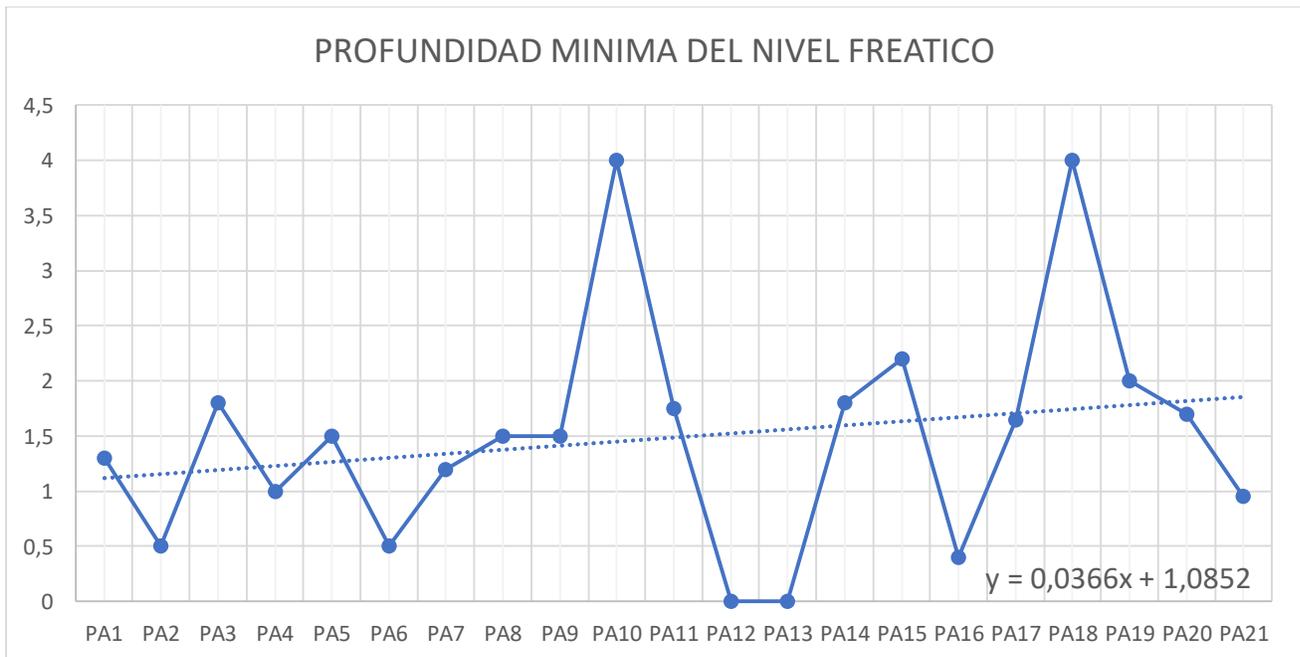
**Tabla 4.** Profundidad de nivel freático

PERFORACION	Fecha	Profundidad mínima de nivel freático
PA1	abr-22	1.3
PA2	may-03	0.5
PA3	may-06	1.8
PA4	abr-19	1
PA5	abr-26	1.5
PA6	may-02	0.5
PA7	abr-21	1.2
PA8	abr-26	1.5
PA9	may-03	1.5
PA10	abr-30	4
PA11	may-06	1.75

PERFORACION	Fecha	Profundidad mínima de nivel freático
PA12	abr-30	0
PA13	abr-13	0
PA14	Abril 22	1.8
PA15	Abrir 27	2.2
PA16	abr-08	0.4
PA17	abr-22	1.65
PA18	abr-26	4
PA19	abr-30	2
PA20	may-05	1.7
PA21	may-05	0.95
N14		
N33		
N51		

Fuente: Autor

Teniendo esta condición, se puede establecer con los resultados presentados en la tabla 4, que para la totalidad del corredor, desde el punto de inicio que es la carrera 11 con calle 127, hasta el punto de finalización del tramo que es en cercanías a la calle 63, se espera que el nivel freático se encuentre muy cerca de la superficie, pues la tendencia es a mantenerse en un rango entre los 0.50m, y los 1.50, como se presenta en la figura 12. , por lo que si se tiene que el material en condición des de servicio va a trabajar totalmente saturado por lo que las deformaciones que se generen van a ser mucho mayores a que si se tuvieran unas condiciones drenadas del material.



**Figura 12.** Variación del nivel freático en las diferentes perforaciones.

Fuente: Autor.

Además de la presencia del nivel freático en la totalidad de las perforaciones, se llevó a cabo la determinación de los parámetros como la variación de la presión de poros, fricción del material ante la penetración en campo mediante la ejecución de ensayos de cono dinámico o sísmica, cuya localización a nivel de coordenadas se presenta en la siguiente tabla.

**Tabla 5. Localización de Ensayos de CPTU**

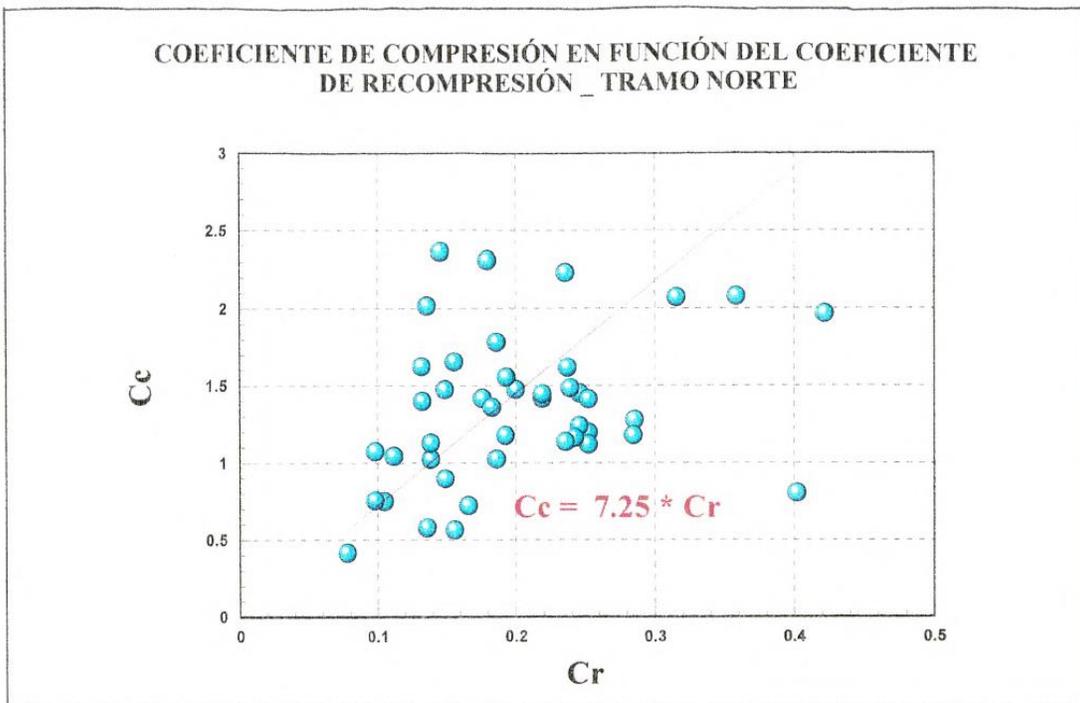
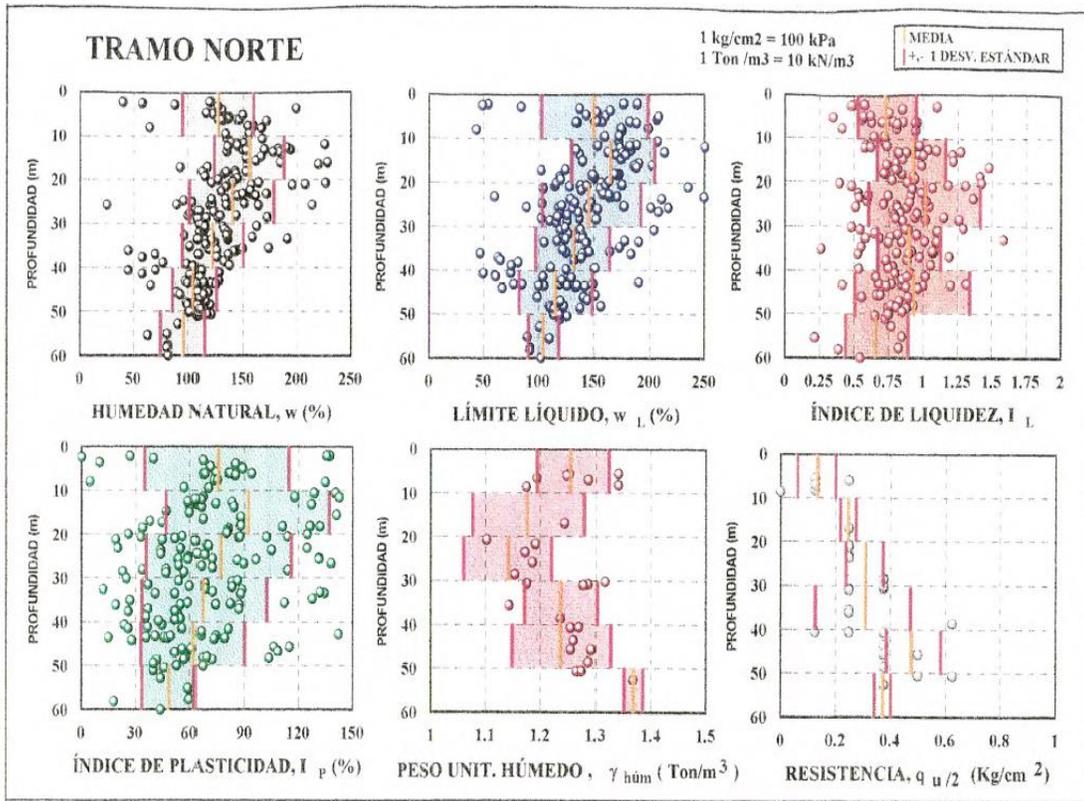
LOCALIZACION	PERFORACION CERCANA	PROFUNDIDAD (m)
Carrera 110	PA1	47
Carrera 110G	PA2	49
Carrera 101	PA4	47
Carrera 84	PA7	18
Carrera74	PA10	47
Carrera 66	PA11	51
Carrera 56	PA13	51
Carrera 30	PA16	38
Carrera 25	PA19	31

*Fuente. Autor.*

Para las diferentes perforaciones realizadas, se llevaron a cabo diferentes ensayos de laboratorio, en donde se encuentran tabulados los resultados valores obtenidos en cada uno de los parámetros, tanto numéricamente, como gráficamente, lo cual permite establecer qué tipo de materiales se tienen a medida de que se profundiza, y correlacionarlos con los perfiles estratigráficos de las perforaciones más representativas del corredor, que como ya se mencionaron se realizaron a profundidades entre los 100m y los 250m, con respecto al nivel actual del terreno.

### **5.5.3. Clasificación geomecánica de los materiales presentes.**

Identificadas las diferentes perforaciones, ejecutadas a lo largo del alineamiento de estudio que corresponde al tramo 4 del sector norte de la PLMB comprendida entre el K0+000 que se localiza en la carrera 11 con calle 127, y el K9+400, que se encuentra cerca de la carrera 11 con calle 63, se procede a llevar a cabo el análisis de los resultados de laboratorio realizados para este sector; los resultados y registros se presentan en los anexos A: perfiles estratigráficos, y Anexo B. Ensayos de laboratorio.



**Figura 13.** Representación general de ensayos de laboratorio

Fuente: Alcaldía Mayor de Santa fe de Bogota. Estudios de aspectos técnicos para el diseño construcción de la primera línea del metro.

- **Humedad natural y limites**

Como se puede apreciar en la tabla 6, se tiene que efectivamente debido a la presencia de materiales de composición fina y hasta ahora en proceso de consolidación y compactación, se presenta un alto contenido de agua en su estructura, situación que resulta ser muy desfavorable, puesto que se tienen humedades naturales significativamente altas, registrándose los valores más altos a una profundidad entre los 10m y 20m, lo cual indica que en el momento de llevar a cabo las actividades de excavación, no solamente se deberá llevar a cabo u proceso de monitoreo e instrumentación por la tipología del material, sino que también se deberá ejecutar un control de los altos volúmenes de agua que puedan llegar a aflorar, puesto que si estos no se controlan, se puede llegar a ocasionar unas afectaciones subsidencia de las estructuras vecinas al eje principal del proyecto, debido a la salida del agua, que al disiparse, va a ocasionar un cambio importante en el comportamiento del suelo.

**Tabla 6.** Valores promedios de humedad para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

Profundidad (m)	Media (%)	Desviación (%)
10	129.60	35.20
20	155.30	31.00
30	139.20	37.00
40	121.0	29.00
50	104.40	19.00
60	94.40	18.00

Fuente. Autor

Además de esto, mediante el ensayo de límites de consistencia realizado al material a diferentes profundidades, se tiene que el suelo presente en esta parte del alineamiento, poseen una tendencia muy similar a lo que se evidencia en cuanto al contenido de agua en el material, puesto que el valor de este rango se encuentra oscilando entre 149.70% y el 105%, el cual a disminuyendo a medida de que se profundiza en el terreno, por lo que se puede establecer que el comportamiento de estos materiales en la actualidad, o bajo condiciones normales, es de tipo plástico, pues a ninguna profundidad la humedad natural supera el límite líquido, teniendo así que la condición no se vuelve critica pero si es importante tener cierta precaución con los comportamientos que puede llegar a presentar el material durante las actividades constructivas.

**Tabla 7.** Valores promedios de Limite líquido para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

Profundidad (m)	Media (%)	Desviación (%)
10	149.70	46.40
20	169.50	36.80
30	146.00	39.60
40	130.00	34.38
50	116.00	31.20
60	105.80	13.50

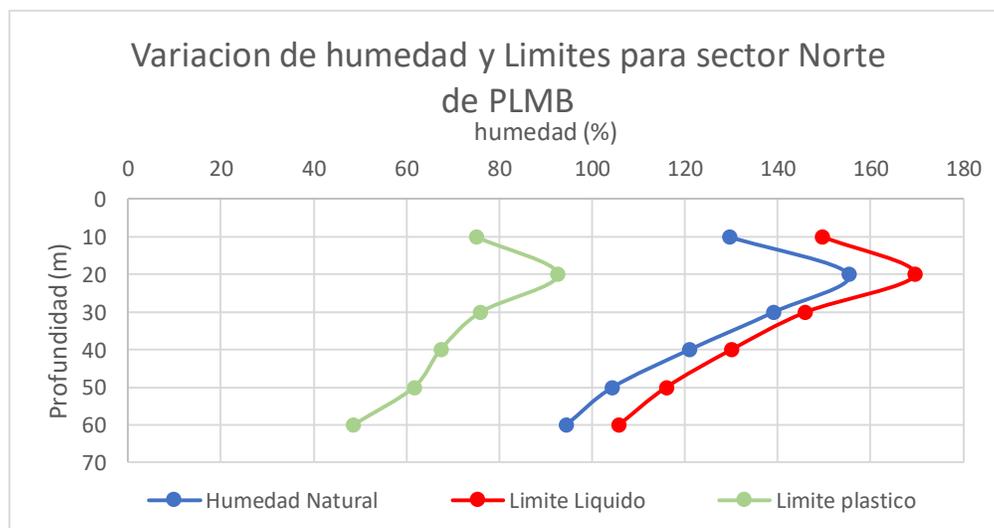
Fuente. Autor

Finalmente, se tiene que mediante el ensayo de determinación del límite plástico, se tiene como resultado que el material que hace referencia a unos suelos de composición fina de alta plasticidad, cuentan con un límite plástico oscilando entre 95.60% entre los 10 y 20m, y desciende a un 48.60% a los 60m de profundidad, teniendo una condición u poco cambiante, pues la tendencia de este rango no es de forma lineal como se presenta en la humedad natural y el límite líquido, sino que a medida de que se profundiza en el terreno, se van presentado aumentos y reducciones, teniendo como finalidad, que efectivamente se corrobora que la totalidad del material presente a lo largo del tramo 4 de la PLMB se encuentra en un estado plástico, lo que indica que ante la aplicación de cargas propias de los elementos que conforman el sistema de transporte subterráneo, se tiene una alta posibilidad de generación de altas deformaciones, pero antes de esto, durante el proceso de excavación, también se pueden llegar a presentar unas afectaciones significativas por cambio de volumen del material o generación de procesos de subsidencia, que deben ser muy bien analizados, para evitar afectaciones a la estructura del pavimento que se encuentra en la parte superior del terreno, al igual que a las estructuras vecinas y aledañas al proyecto.

**Tabla 8.** Valores promedios de Limite plástico para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

Profundidad (m)	Media (%)	Desviación (%)
10	75.00	40.10
20	92.60	44.80
30	76.00	39.30
40	67.40	34.40
50	61.60	28.10
60	48.60	14.80

Fuente. Autor



**Figura 14.** Variación humedad natural con límites de consistencia para alineamiento de estudio  
Fuente: Autor.

- **Pesos unitarios**

Por otra parte, se tiene que para los materiales y muestras traídas en los diferentes sondeos se llevó a cabo el ensayo de pesos unitarios, para establecer si se presenta una variación significativa en este parámetro debido a la gran cantidad de agua presente en el material, evidenciando que efectivamente, se tiene una magnitud baja, pues a nivel general, este parámetro en condición húmeda, posee un valor máximo de 13.70KN/m<sup>3</sup>, pero a una profundidad de 60m, en donde la variación de los esfuerzos no será tan significativa como en las capas superiores, en donde se tiene un peso unitario oscilando entre 11.40KN/m<sup>3</sup> y 12.60KN/m<sup>3</sup>, presentado ascensos y descensos a medida de que se profundiza en el terreno, condición característica de materiales de esta tipología, pues al presentarse una variación tanto en la humedad como en los límites, indirectamente se genera una variación en los parámetros básicos del suelo presente.

**Tabla 9.** Valores promedios de pesos unitarios para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

Profundidad (m)	Media (KN/m <sup>3</sup> )	Desviación (%)
10	12.60	0.65
20	11.70	1.00
30	11.40	0.80
40	12.40	0.65
50	12.40	0.90
60	13.70	0.00

Fuente. Autor

- **Resistencia al corte del suelo**

Finalmente, Debido a los porcentajes de materiales se establece que para los niveles donde se tiene un predominio de material fino, las condiciones que rigen son consolidadas no drenadas ya que la permeabilidad del material no permite que el agua se disipe a una alta velocidad de aplicación de la carga, por lo cual se debe tener en cuenta en la condición de análisis, por lo tanto, para la determinación de las características mecánicas del corredor, se utilizaron los ensayos de corte directo y ensayos triaxiales no consolidados – no drenados, realizados para el sector norte, cuyos valores se relacionan en la **Tabla 10**

**Tabla 10.** Valores promedios Resistencia al corte no drenado del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

Profundidad (m)	Media (Kpa)	Desviación (%)
10	15.00	5.60
20	25.00	0.00
30	30.50	6.60
40	30.40	16.00
50	46.00	10.00

Fuente. Autor

Como se puede evidenciar en la tabla anterior, debido a lo ya mencionado, el estado de resistencia del material resulta ser muy bajo, corroborando las características mencionadas en el análisis del sector por médiante el estudio de microzonificación sísmica, en donde se debe llevar acabo un planteamiento minucioso de los elementos que se van a diseñar, esto debido a que son materiales que cuentan con una baja capacidad de soporte para resistir las cargas a las que van a estar sometidos de forma permanente, por lo que se debe plantear la posibilidad de un sistema de apoyo profundo, para generar un aumento significativo en la capacidad portante del suelo, y por lo tanto aumentar la garantía de que los asentamientos y deformaciones que se presente producto de la construcción de todos los sistemas necesarios pueda llegar a ser controlables y admisibles.

- **Parámetros de deformación.**

La compresibilidad del subsuelo del tramo norte de la PLM se estudió fundamentalmente base en ensayos de consolidación unidimensional

en la **Tabla 11**, se observa la variación del coeficiente de compresibilidad  $C_c$ , Sin embargo, se observa una alta dispersión que indica que esta relación sólo puede utilizarse para propósitos de prediseño, Cabe anotar que el coeficiente de compresibilidad en el tramo norte de la PLM puede superar el valor de 2, lo cual indica que los suelos de este tramo presentan una compresibilidad muy alta. Esta característica puede conducir asentamientos de grandes magnitudes, si no se prevén cimentaciones adecuadas para las estructuras. Al igual que en el caso de las propiedades geomecánicas básicas, se trató de

**Tabla 11.** Valores promedios  $C_c$  del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

<b>Profundidad (m)</b>	<b><math>C_c</math></b>	<b>Desviación (%)</b>
10	1.65	0.00
20	1.44	0.65
30	1.26	0.25
40	1.52	0.69
50	1.13	0.38

*Fuente. Autor*

Aunque se observa una alta dispersión de' valor de  $C_c$  con la profundidad, los valores promedio de este parámetro se encuentran entre 1.2 y 1.6, sin que se observe una clara variación de  $S_u$  valor con la profundidad. Al Igual que para las variables tratadas anteriormente, del análisis se concluye que los suelos del tramo norte de la PLMB pueden considerarse homogéneos con respecto a las características de recompresión del suelo.

Respecto a la variación del esfuerzo de Preconsolidación  $\sigma_p$  con la profundidad se observa que los valores promedios de  $\sigma_p$  presentan una clara tendencia de aumento en función de la profundidad, no obstante, los suelos no consolidados no han sido precargados, razón por la cual no es un parámetro representativo. En efecto, el valor del esfuerzo de Preconsolidación pasa de un valor de 180 kN/m<sup>2</sup> en superficie a un valor cercano a 250 kN/m<sup>2</sup> a 50 m de profundidad. Valores altos en las capas superficiales del subsuelo son debidos al fenómeno de desecación, el cual se manifiesta también al analizar los valores de la humedad natural.

**Tabla 12.** Valores promedios  $\sigma_p$  del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

Profundidad (m)	$\sigma_p$ (Kpa)	Desviación (%)
10	180	0
20	182	36
30	198	29
40	244	38
50	242	19

*Fuente. Autor*

Con base en los resultados de compresión oedométrica es posible calcular el módulo oedométrico  $E_o$ , el módulo no drenado  $E_u$  y el módulo drenado  $E$ . Estos valores se presentan en las tablas 13, 14 y 15. De acuerdo con esas gráficas los valores promedios de los módulos aumentan hasta los 30 m y permanecen más o menos constante entre los 30 y los 50 m de profundidad. Es importante destacar los bajos valores obtenidos del módulo oedométrico, lo cual confirma la alta compresibilidad del suelo y los potenciales problemas de asentamientos.

**Tabla 13.** Valores promedios del módulo oedométrico  $E_o$  del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

Profundidad (m)	$E_o$ (Kpa)
10	3350
20	3643
30	5790
40	4271

*Fuente. Autor*

**Tabla 14.** Valores promedios del módulo no drenado  $E_u$  del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

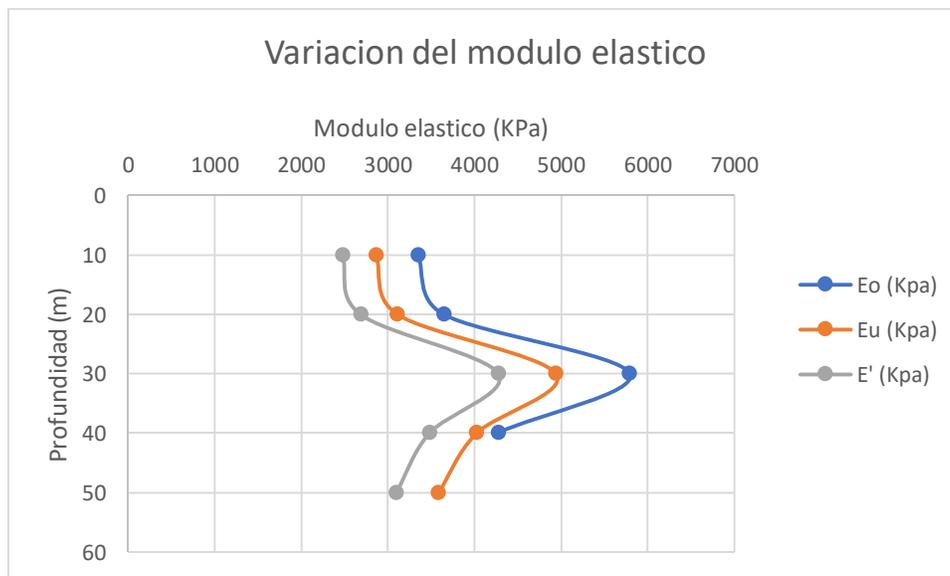
Profundidad (m)	$E_u$ (Kpa)
10	2860
20	3110
30	4940
40	4020
50	3582

Fuente. Autor

**Tabla 15.** Valores promedios del módulo drenado  $E'$  del suelo para los materiales presentes en el tramo norte de la PLMB

Profundidad (m)	$E'$ (Kpa)
10	2480
20	2690
30	4280
40	3480
50	3100

Fuente. Autor



**Figura 15.** Variación de los módulos elásticos en diferentes condiciones para el sector de estudio.  
Fuente: Autor.

Como se presenta en la figura anterior, se tiene que el módulo elástico para el material, presenta unos valores medios a bajos en superficie, los cuales van mejorando a medida de que se profundiza en el terreno, esto debido a que se tiene un incremento en el

esfuerzo vertical, este sumado a la sobrecarga que generan las diferentes estructuras que se tienen en cercanías al sector, pues al llegar a una profundidad de cerca de 30m, este valor aumenta casi un 70%, mostrando con esto una alta mejoría, pero se sigue manteniendo en un rango bajo para el nivel de cargas al que va a estar sometido cuando se finalice el proceso constructivo de la obra, por lo que se pueden esperar unas deformaciones significativas durante la excavación, y durante la operación de sistema de transporte.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriormente mencionadas y cuanto a la caracterización geomecánica del material, se procede a la realización general de la caracterización geotécnicas para establecer los insumos o parámetros disponibles para la alimentación de los modelos. Constitutivos.

#### **5.5.4. Caracterización resumen para los materiales presentes.**

Teniendo en cuenta lo anterior, y debido a que geológicamente y geotécnicamente el alineamiento de estudio que corresponde al tramo 4 o sector Norte, tiene un predominio claramente arcado por la fracción fina está representada por arcillas de alta plasticidad con contenidos variables de material orgánico y una alta humedad natural, y debido a que todos los parámetros analizados siguen una misma tendencia, se puede establecer que el material presente a lo largo del corredor se puede agrupar como una sola zona geotécnica, por lo que no resulta necesario dividir el alineamiento en dos o más sectores, sino que las condiciones que se adopten se consideran representativas para el tipo de material presenta, como también para la condición a la cual va a funcionar el terreno y la estructura. A partir del análisis realizado, se puede establecer que el material a pesar de que se divide en diferentes capas, presenta unas características comunes, entre las cuales se encuentra:

Los suelos son clasificados como arcillas limosas de alta plasticidad, dado que presentan valores de límite líquido entre 100% y 170%, e índices de plasticidad entre 50% y 750%. La humedad natural se encuentra cercana al límite líquido, lo cual es característico de suelos sumamente blandos.

El peso unitario del suelo se reduce a profundidad, pasando de valores cercanos a 1.26 ton/m<sup>3</sup> en superficie a 1.3 ton/m<sup>3</sup> a profundidades mayores de 30.0 m.

La alta relación de vacíos ( $e_0 > 2.5$ ) y la elevada pendiente de la línea de consolidación virgen ( $C_c > 1.4$ ), implica la presencia de suelos altamente compresibles, cuya respuesta ante cargas impuestas se presenta en términos de grandes deformaciones.

A nivel superficial el esfuerzo de Preconsolidación es alto, lo cual permite establecer la presencia de suelos sobre consolidados en los primeros metros del perfil estratigráfico.

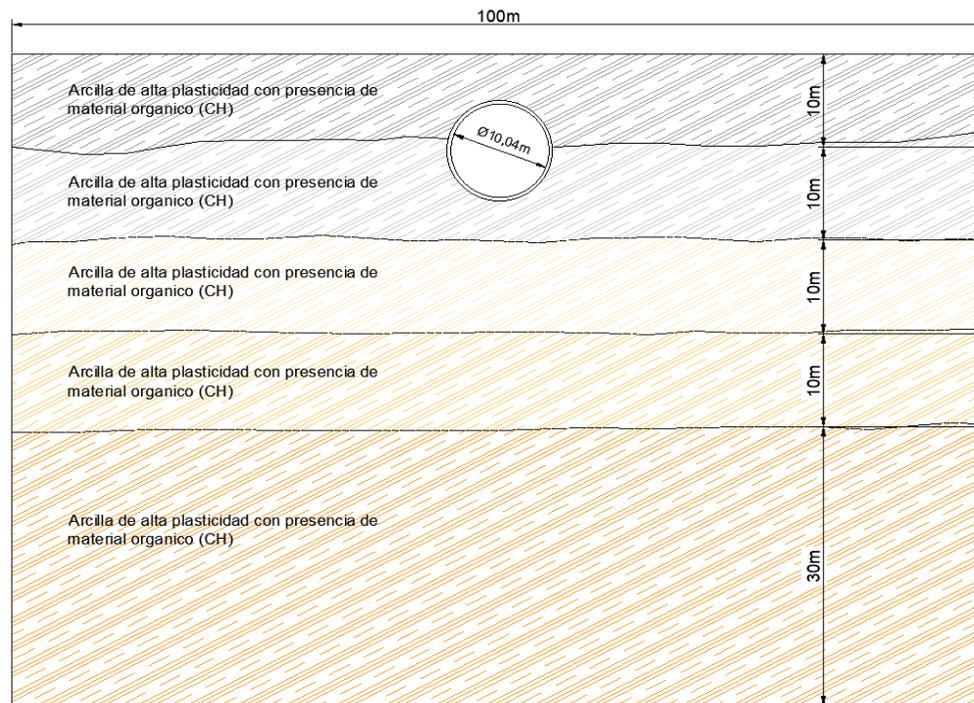
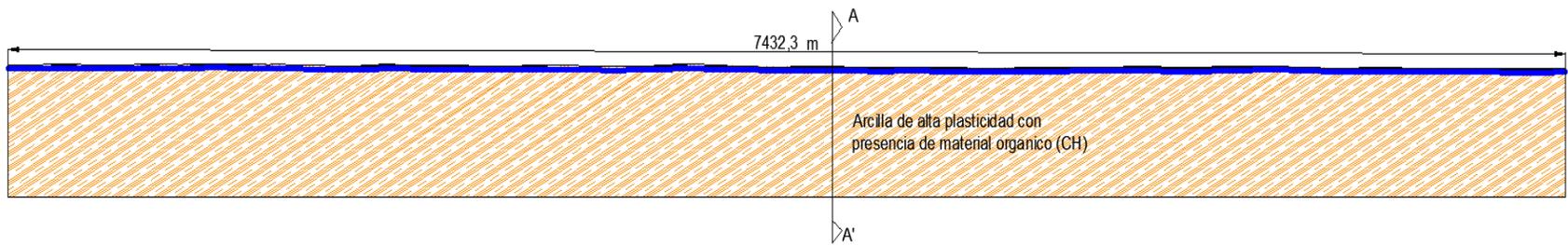
A partir de esta discretización, y mediante las condiciones geomecánicas de los materiales, se lleva a cabo la compilación en tabla resumen para las diferentes zonas homogéneas que conforman el corredor de estudio, la cual se relaciona a continuación:

**Tabla 16.** Parámetros Geomecánicos del material presente a lo largo del corredor.

Parte del alineamiento	PROFUNDIDAD (z)	MATERIAL	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Peso unitario (KN/m <sup>3</sup> )	COHESION NO DRENADA (KPa)	Cc	Cr	Eo (KPa)	Eu (KPa)	Eu'(KPa)	$\nu$
Tramo 4 (Sector Norte)	0.0m – 10.0m	Arcilla de alta plasticidad con presencia de materia orgánica,	129.6	149.7	75	74.7	12.60	15.00	1.65	0.23	3350	2860	2480	0.30
	10.0m – 20.0m		155.3	169.5	92.6	76.9	11.70	25.00	1.44	0.20	3643	3110	2690	0.30
	20.0m – 30.0m		139.2	146	76	70	11.40	30.50	1.26	0.17	5790	4940	4280	0.30
	30.0m – 40.0m		121	130	67.4	62.6	12.40	30.40	1.52	0.21	4271	4020	3480	0.30
	40.0m – 50.0m		104.4	116	61.6	54.4	12.40	46.00	1.13	0.16	-	3582	3100	0.30

Fuente. Autor

A continuación, se presenta el perfil estratigráfico resultante para la evaluación del comportamiento Geomecánico del material ate la construcción de la excavación para el tramo 4 de la primera línea del metro en la ciudad de Bogota a niel puntual entre las Calles 63 y la calle 127 en la carrera 11.



**Figura 16.** Sección de análisis para determinación del comportamiento del material

Fuente: Autor.

A continuación, se presentan las etapas constructivas del tramo 4 o alineamiento de la primera fase del metro que plantea la construcción a nivel subsuperficial.

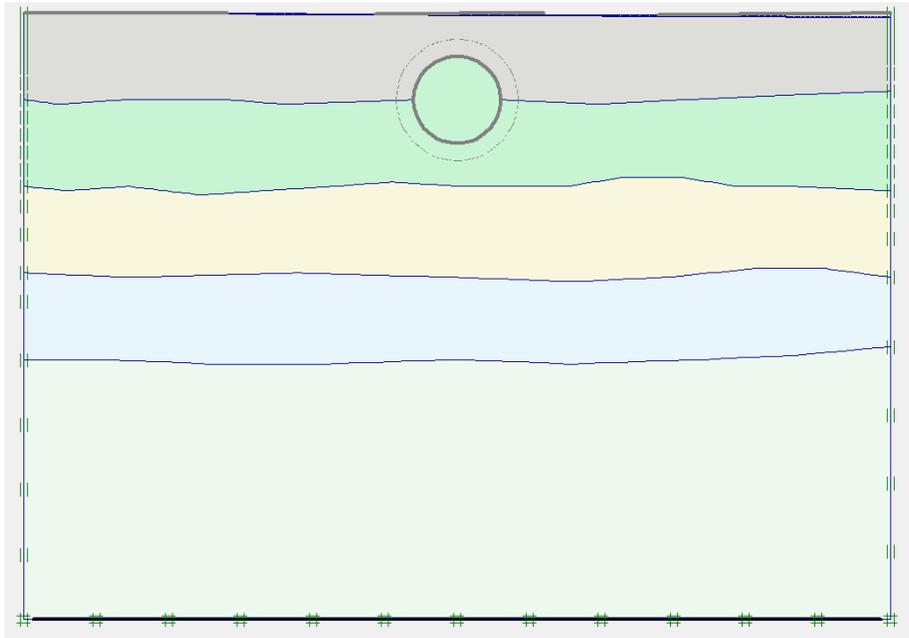


Figura 17. Estado de equilibrio sin presencia de cargas

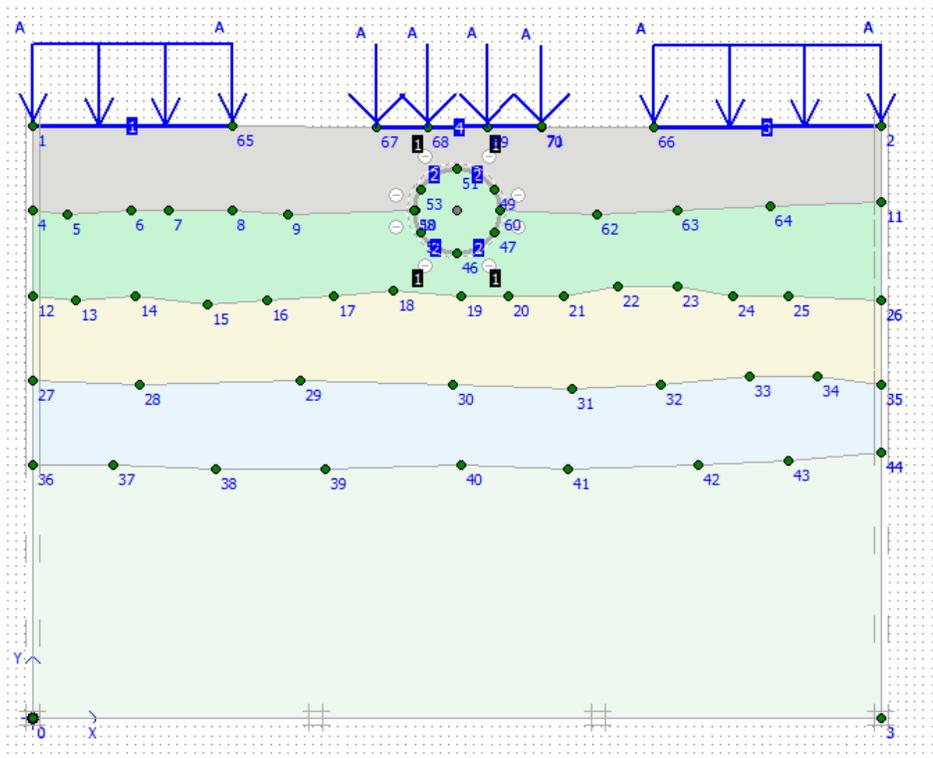


Figura 18. Condiciones actuales de cargas vehiculares, y cargas de estructuras aledañas

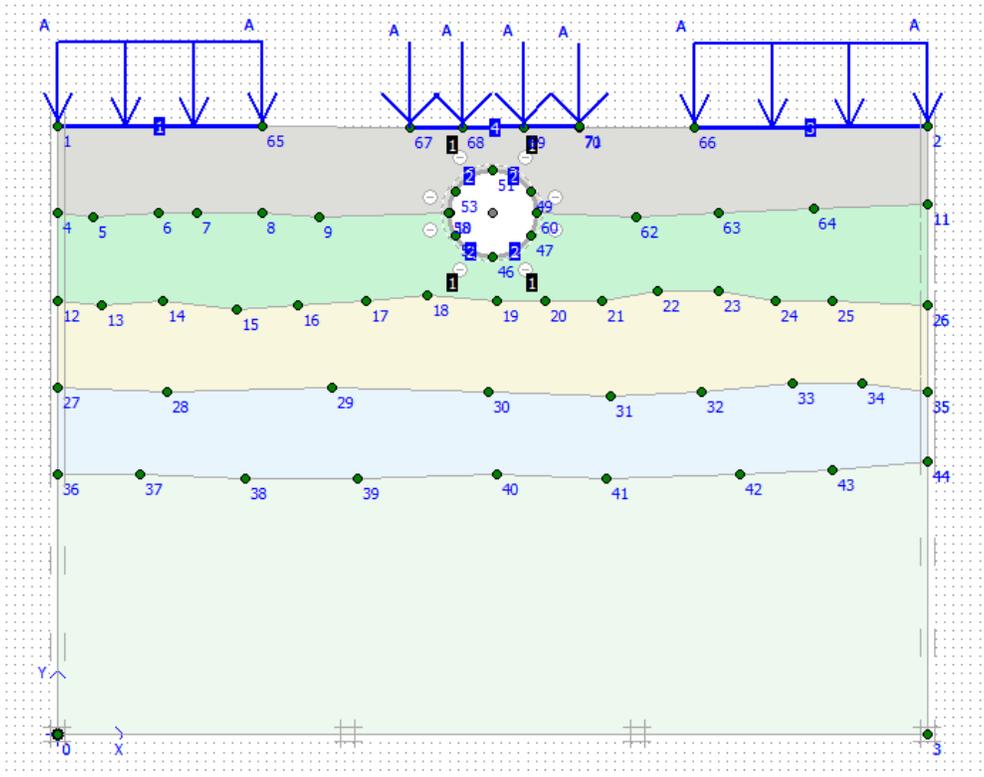


Figura 19. Generación de excavación mediante métodos mecánicos,

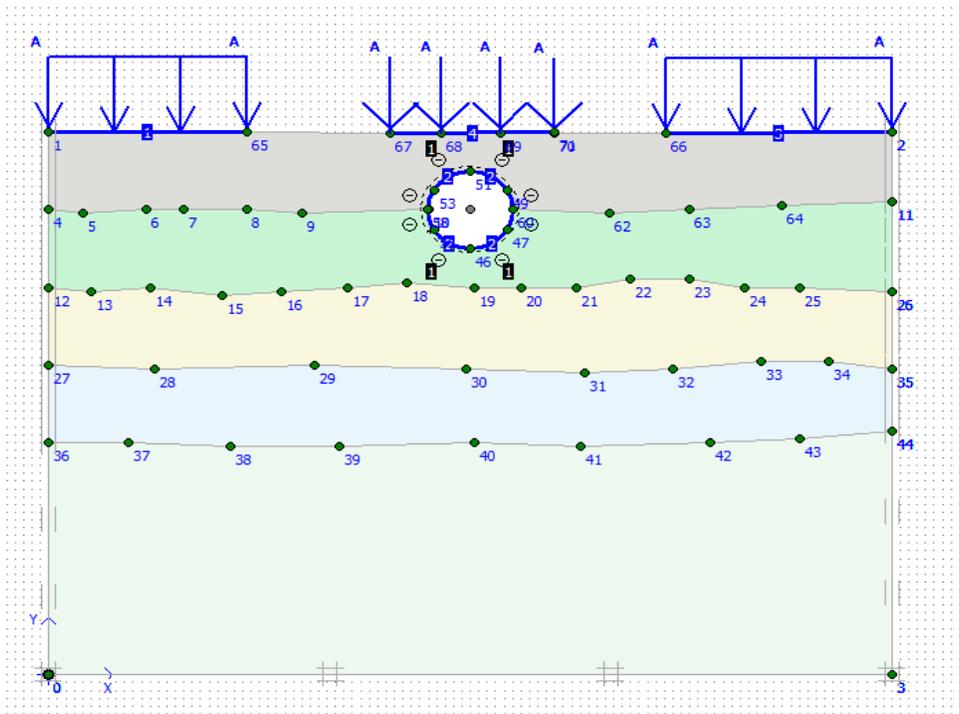


Figura 20. proceso de consolidación o cambios volumétricos del material e instalación de elementos de soporte.

## 6. MODELACIÓN NUMÉRICA PARA DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ANÁLISIS

Una vez establecida las diferentes condiciones mecánicas que presenta el material en condiciones actuales, y en donde se establece que el suelo predominante corresponde a nivel general a un nivel total de arcillas de alta plasticidad con contenidos significativos de material orgánico, y altos niveles de humedad, se procede a la evaluación de los parámetros requeridos para la determinación del comportamiento que puede llegar a experimentar ante la modificaciones la condición de esfuerzos generados por la construcción del túnel en la primera fase del sistema metro en la ciudad de Bogotá, para lo cual, dependiendo del tipo de material se adopta el modelo constitutivo de Cam Clay, el cual representa de forma detallada el comportamiento que estos suelos pueden llegar a experimentar a nivel de esfuerzos y deformaciones.

### 6.1. MODELO CONSTITUTIVO CAM CLAY MODIFICADO

La simulación numérica de procesos de carga comunes en geotecnia (Compresión - Extensión) depende del conocimiento que se tenga del material térreo que se pretende analizar. Al respecto, es importante conocer el comportamiento mecánico, y de esfuerzo-deformación, de forma tal que se logre representar la respuesta del material ante la carga aplicada.

El comportamiento mecánico permite establecer los límites admisibles de carga que se pueden aplicar al material, mientras que el comportamiento esfuerzo-deformación permite establecer la respuesta del material en términos de deformación ante el tipo de carga impuesta. Es importante tener en cuenta que en suelos la respuesta se presenta en términos elasto-plásticos, para lo cual, bajo ciertas limitaciones, es posible establecer su comportamiento elástico:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^e \\ \delta \varepsilon_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/K' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix}, K' = \nu p'/k \quad (E.1)$$

Donde:

$\delta \varepsilon_p^e$  y  $\delta \varepsilon_q^e$ : Incremento en la deformación elástica volumétrica y cortante respectivamente.

$K'$ : Módulo Bulk.

$p'$ : Esfuerzo normal efectivo equivalente.

$q$ : Esfuerzo cortante equivalente.

$u$ : Volumen específico ( $u=1+e$ ,  $e$ : Relación de Vacíos).

$k$ : Pendiente Línea de Expansión (Línea de Descarga Recarga), en una curva de compresión - deformación en el plano  $p' - u$

$G'$ : Módulo cortante.

Sin embargo, establecer la frontera que separa el comportamiento elástico del plástico no es fácil, por lo que se hace necesario emplear modelos de comportamiento que permitan caracterizar el comportamiento del material. Para el caso del suelo, cuyo comportamiento elástico o plástico depende de las condiciones bajo las cuales se encuentre, los modelos Elasto-plásticos se conocen como Modelos de Estado Crítico, los cuales permiten relacionar esfuerzos y deformaciones tanto en el estado elástico como en el Elasto-plástico (dentro y fuera de la frontera elástica del suelo).

Una vez establecidas cada una de las características de los materiales que se encuentran en el subsuelo del área de estudio a nivel perpendicular de la excavación, como también a nivel longitudinal, e indicados en el capítulo 5, en donde se conoce también que el suelo en su totalidad corresponde a unas arcillas de alta plasticidad con contenidos variables de material orgánico (Turbas), se establece que el método de análisis más adecuado y favorable para llenar a cabo la calibración y ajuste de los parámetros es el **modelo Cam Clay** modificado, e donde se establece un proceso de deformación progresiva a medida de que se genera un cambio en la condición de esfuerzos actuantes, debido a la aplicación de la carga.

El modelo original denominado Cam Clay (CC) fue desarrollado en la Universidad de Cambridge por Roscoe & Schofield (1963), y modificado por Roscoe & Burland (1968) (Cam Clay Modificado). Estos modelos representan con éxito los problemas de carga en arcillas y sus patrones de respuesta pueden ser aplicados a otros tipos de suelo. El modelo presenta un desarrollo matemático sencillo, cuyas propiedades mecánicas pueden ser obtenidas a partir de ensayos de laboratorio convencionales empleados con frecuencia en la práctica profesional, pero sin rotación de los esfuerzos principales.

El modelo CCM considera tres aspectos fundamentales del comportamiento del suelo: resistencia, compresión o dilatancia (cambios de volumen con el corte), y estado crítico (deformación cortante ilimitada sin cambios en los esfuerzos efectivos). Al respecto, los modelos elasto-plásticos como el Cam Clay Modificado consideran que el incremento en las deformaciones plásticas del suelo se presenta de forma ortogonal a la Línea del Estado Límite (LEL), lo cual implica que las mismas coinciden con el potencial plástico. De forma adicional, si la LEL coincide con el potencial plástico, se cumple un criterio de normalidad y se puede considerar que el suelo sigue una ley de flujo asociado.

En el modelo CCM la Línea del Estado Límite (LEL) se encuentra representada por una elipse cuya ecuación puede escribirse de la siguiente forma:

$$\frac{p'}{p'_o} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (E.2)$$

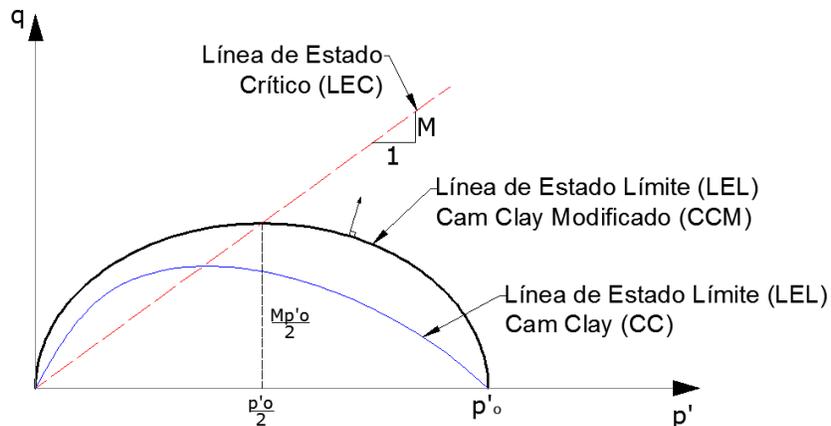
Donde:

$p'_o$ : Esfuerzo de cedencia (define una pared elástica).

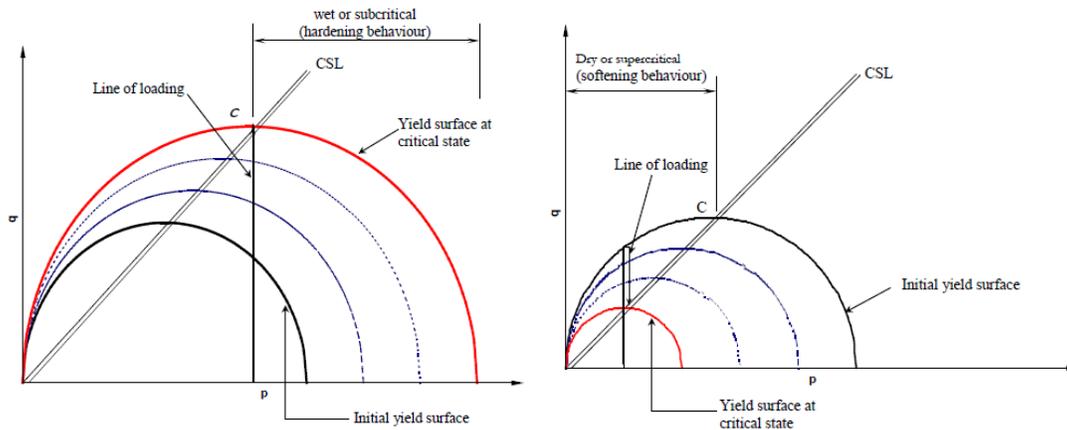
M: Pendiente de la Línea de Estado Crítico.

$\eta$ :  $q/p'$

Dependiendo de la dirección en la cual el suelo alcance el estado de fluencia, este puede exhibir dos comportamientos denominados “Hardening” y “Softening”, o endurecimiento y ablandamiento por deformación. El primero se presenta cuando se alcanza el estado crítico (LEC) por la derecha o “lado húmedo”, a partir de un aumento progresivo de la LEL de Roscoe (Schofield & Wroth, 1968), generando una reducción de volumen y endurecimiento por deformación (Expansión de la superficie de fluencia). Por su parte, si se alcanza el estado crítico (LEC) por la izquierda o “lado seco”, a partir de una reducción progresiva de la LEL de Hvorslev (Atkinson & Bransby, 1978), el suelo presentará un aumento de volumen (dilatancia) y ablandamiento por deformación (Reducción de la superficie de fluencia).



**Figura 21.** Línea de estado límite Cam Clay y Cam Clay Modificado (Modificado de Rocíense, Phase2®).



**Figura 22.** Hardening and Softening Behaviour (Modificado de Rocscience, Phase2®).

La expresión E.1 describe la respuesta elástica del suelo mediante la relación esfuerzo-deformación, en la cual los incrementos en la deformación volumétrica y cortante corresponden a  $\delta\epsilon_p$  y  $\delta\epsilon_q$  respectivamente. Por su parte, la respuesta plástica del suelo puede representarse mediante la siguiente relación esfuerzo-deformación:

$$\begin{bmatrix} \delta\epsilon_p^p \\ \delta\epsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda-k)}{vp'(M^2-\eta^2)} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & 4\eta^2 / (M^2 - \eta^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (E.3)$$

Donde:

$\lambda$ : Pendiente Línea de Consolidación Isotrópica (LCI), en una curva de compresión - deformación en el plano  $p' - u$

Las ecuaciones (E.1) y (E.3) permiten predecir la respuesta elasto-plástica del suelo ante el tipo de carga impuesta, cuyos incrementos pueden llevar a un estado de deformación cortante plástica indefinida sin cambios en el volumen o en los esfuerzos efectivos, condición de plasticidad perfecta denominada Estado crítico:

$$\frac{\delta p'}{\delta\epsilon_q} = \frac{\delta q}{\delta\epsilon_q} = \frac{\delta v}{\delta\epsilon_q} = 0 \quad (E.4)$$

## 6.2. EVALUACION DEL METODO CAM CLAY PARA EL MATERIAL DEL SITIO DE ESTUDIO.

Debido a que el modelo de Cam Clay modificado, genera una representación más precisa de las deformaciones que experimenta suelo en su estado plástico, estas ocasionadas por la presencia de un vector de esfuerzos tensional, se deben establecer parámetros diferentes al modelo de falla lineal elástico, e donde la línea de estado crítico o envolvente de falla dependía de los parámetros mecánicos del suelo, en este caso, no solamente van a depender de la resistencia del material, sino que también varían, dependiendo de las diferentes etapas de deformaciones que experimenta el suelo al sufrir una variación de esfuerzos.

A partir de la modelación de esta condición de estado crítico mediante el modelo constitutivo de Cam Clay modificado, se establecen como parámetros de entrada lo siguiente:

$\lambda$  = Lamda=Pendiente Línea de Consolidación Isotrópica (LCI)

$\kappa$  =Kappa= Pendiente Línea de Expansión (LDR)

$\nu$  =Relación de Poisson

M= resistencia del suelo en función de la Línea de Estado Crítico

RSC: Relación de Sobre consolidación

Teniendo en cuenta los parámetros requeridos, se procede al cálculo de los coeficientes  $\lambda$  y  $\kappa$ , los cuales define en mayor aporte el comportamiento esfuerzo – deformación del material ante la ejecución de la excavación.

### 6.2.1. Determinación de coeficientes de rigidez del material $\lambda$ y $\kappa$

El tamaño, posición y forma de la superficie de fluencia depende de la historia de esfuerzos del suelo (Wood, 1990), historia que puede ser representada mediante una curva de compresión - deformación en el plano  $p' - v$ , como la presentada en la siguiente figura. Así mismo, El comportamiento elástico y plástico del suelo puede ser observado mediante esta representación, en función de los cambios de volumen que se presentan en el proceso de compresión.

$$\begin{aligned}v &= N - \lambda \cdot \ln p' \\v &= v_k - k \cdot \ln p'\end{aligned}\tag{E.5}$$

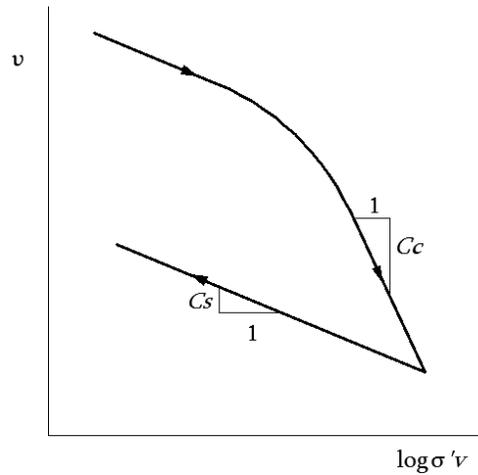
Donde:

$u$ : Volumen específico ( $u=1+e$ ).

$N$ : Intersección de LCI con la línea de presión unitaria.

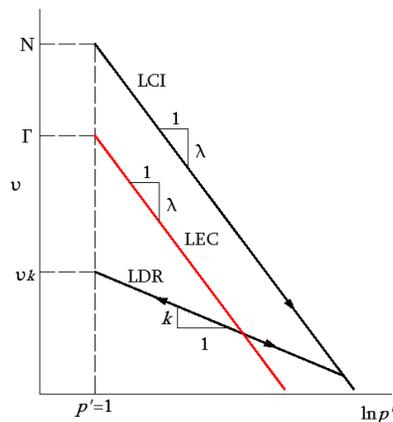
$u_k$ : Intersección de LDR con la línea de presión unitaria.

$\lambda$ ,  $\kappa$ : Pendientes de LCI y LDR.



**Figura 23.** Curva de Consolidación (Modificado de Wood, 1990).

Con base en lo anterior, los parámetros de rigidez que caracterizan el perfil de suelo para el sector en estudio fueron obtenidos en función de la similitud que se tiene entre la representación de la deformación en el plano  $p' - u$ , y la curva de consolidación obtenida a partir de ensayos edométricos. Al respecto,  $\lambda$  se encuentra directamente relacionado con el índice de compresión,  $C_c$ , mientras que  $k$  y el índice de recomprensión,  $C_s$ , se relacionan de forma aproximada dado que "en la curva de descarga - recarga de un ensayo edométrico el coeficiente de presión de tierras en reposo,  $K_0$ , no es constante" (Medina & Melis, 2003).

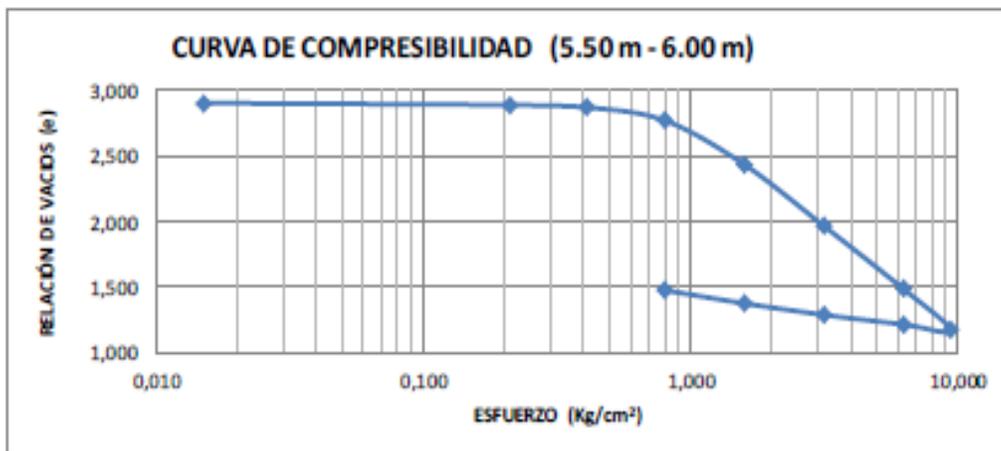


**Figura 24.** Línea de compresión isotrópica (LCI) y descarga-recarga (LDR) (Adaptado de Wood, 1990).

Como se presenta en la figura 24, la tendencia de deformación del material identifica el comportamiento que este tienen ante la generación de una alteración propia en su naturaleza, como también las variaciones en su comportamiento cuando se presenta alguna modificación en la condición de esfuerzos, situación que se va a presentar en el caso de construcción de este alineamiento subsuperficial en el desarrollo de la construcción de la primera línea del metro, para esto a continuación se presenta las curvas de variación de la relación de vacíos con respecto a la variación del esfuerzo, que determinan el proceso de consolidación del material.

**Tabla 17.** Curvas De Compresibilidad Para Ensayos De Consolidación Obtenidos para el material presente en el alineamiento de estudio.

	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Relación de Vacíos (e)	Esfuerzo h (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo p' (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo p' (kPa)	log (p)	ln (p)
1	0,012	2,480	0,012	0,012	1,200	0,079	0,182
2	0,214	2,476	0,214	0,214	21,400	1,330	3,063
3	0,415	2,471	0,415	0,415	41,500	1,618	3,726
4	0,818	2,458	0,818	0,818	81,800	1,913	4,404
5	1,624	2,422	1,624	1,624	162,400	2,211	5,090
6	3,235	2,318	3,235	3,235	323,500	2,510	5,779
7	6,458	2,075	6,458	6,458	645,800	2,810	6,470
8	12,904	1,619	12,904	12,904	1290,400	3,111	7,163
9	26,199	1,202	26,199	26,199	2619,900	3,418	7,871
10	12,904	1,235	12,904	12,904	1290,400	3,111	7,163
11	6,458	1,287	6,458	6,458	645,800	2,810	6,470
12	3,235	1,340	3,235	3,235	323,500	2,510	5,779
13	1,624	1,398	1,624	1,624	162,400	2,211	5,090
14	0,180	1,462	0,180	0,180	18,000	1,255	2,890



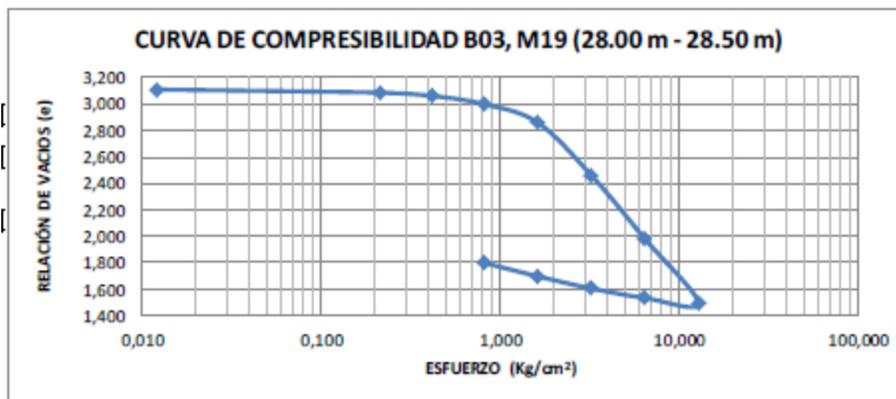
Cc	1.650
Cr	0.230
Pc (kg/cm <sup>2</sup> )	4.1
Po (kg/cm <sup>2</sup> )	0.73
γ (T/m <sup>3</sup> )	1.81
Observación:	
Normalmente Consolidado	
RSC	1.50

**Figura 25.** Cura de consolidación material Capa 1 (0.0m-10.0m)

Fuente: Autor.

**Tabla 18.** Curvas De Compresibilidad Para Ensayos De Consolidación Obtenidos para el material presente en el alineamiento de estudio.

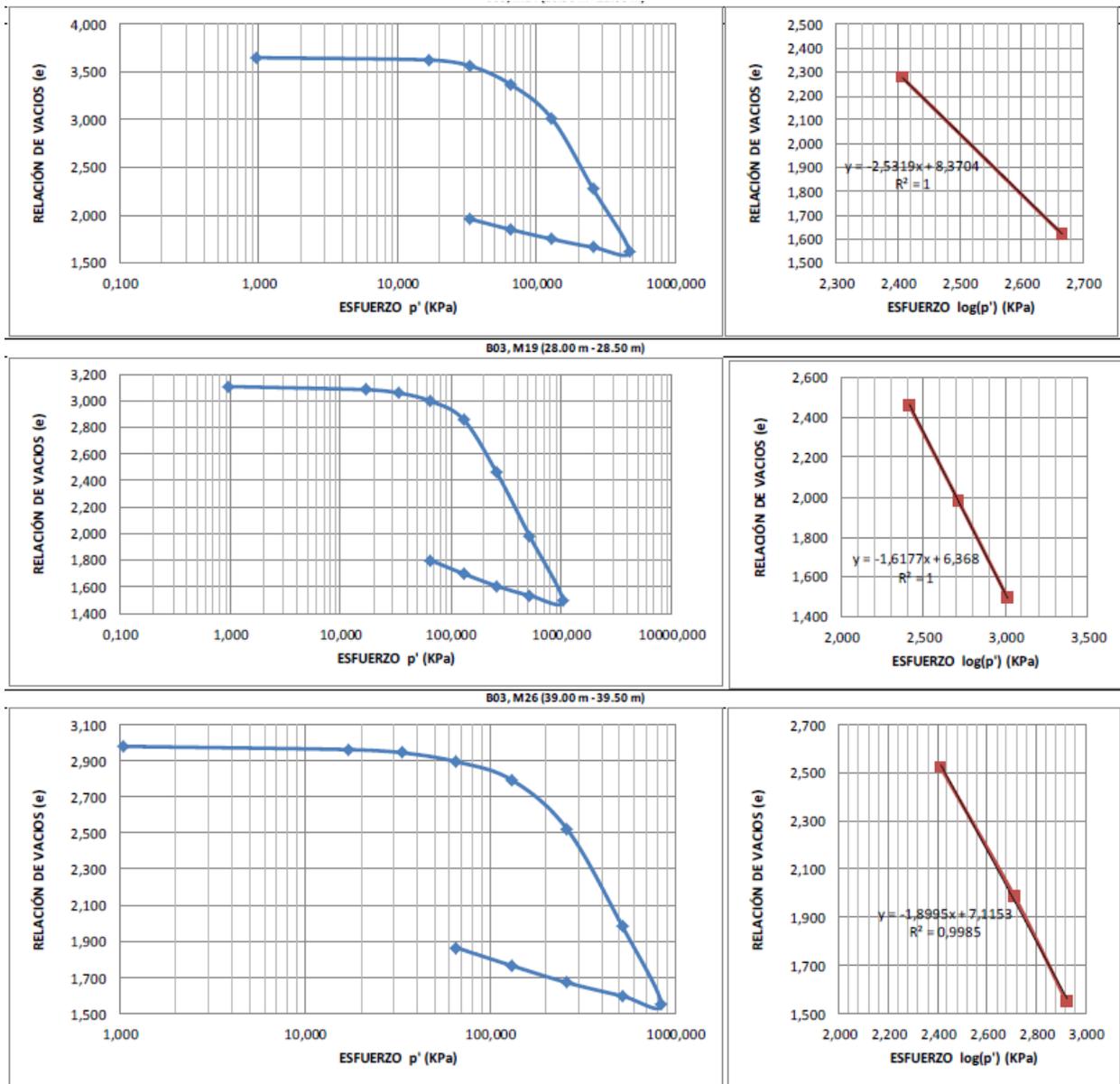
	Esfuerzo (kg/cm2)	Relación de Vacíos (e)	Esfuerzo h (kg/cm2)	Esfuerzo p' (kg/cm2)	Esfuerzo p' (kPa)	log (p)	ln (p)
1	0,015	2,905	0,015	0,015	1,500	0,176	0,405
2	0,211	2,890	0,211	0,211	21,100	1,324	3,049
3	0,408	2,872	0,408	0,408	40,800	1,611	3,709
4	0,801	2,772	0,801	0,801	80,100	1,904	4,383
5	1,586	2,438	1,586	1,586	158,600	2,200	5,066
6	3,157	1,968	3,157	3,157	315,700	2,499	5,755
7	6,299	1,483	6,299	6,299	629,900	2,799	6,446
8	9,442	1,168	9,442	9,442	944,200	2,975	6,850
9	6,299	1,213	6,299	6,299	629,900	2,799	6,446
10	3,157	1,287	3,157	3,157	315,700	2,499	5,755
11	1,586	1,375	1,586	1,586	158,600	2,200	5,066
12	0,801	1,475	0,801	0,801	80,100	1,904	4,383



Cc	1.44
Cr	0.203
Pc (kg/cm²)	1.80
Po (kg/cm²)	0.73
$\gamma$ (T/m³)	1.81
Observación:	
Normalmente Consolidado	
RSC	2.45

**Figura 26.** Curva de consolidación material Capa 2 (10.0m – 20.0m)

Fuente: Autor.



**Figura 27.** Curva de consolidación material capas 3 a 5

Fuente: Autor.

Teniendo en cuenta estas condiciones de deformación tanto para el tramo de compresibilidad, como para la zona de recompresión del material, se presenta a continuación, la evaluación de los parámetros requeridos para la determinación del modelo Cam Clay. De acuerdo con las ecuaciones que relacionan a  $\lambda$  con  $C_c$ , y  $k$  con  $C_s$ , se presentan a continuación:

$$C_c = \lambda \cdot \ln 10 \quad (E.6)$$

$$C_s = k \cdot \ln 10 \quad (E.7)$$

Teniendo en cuenta esta situación, y partiendo de la determinación de las características geomecánicas de los materiales en el numeral 5, se determinan los valores de las constantes  $\lambda$  y  $\kappa$ , a partir de los ensayos de consolidación.

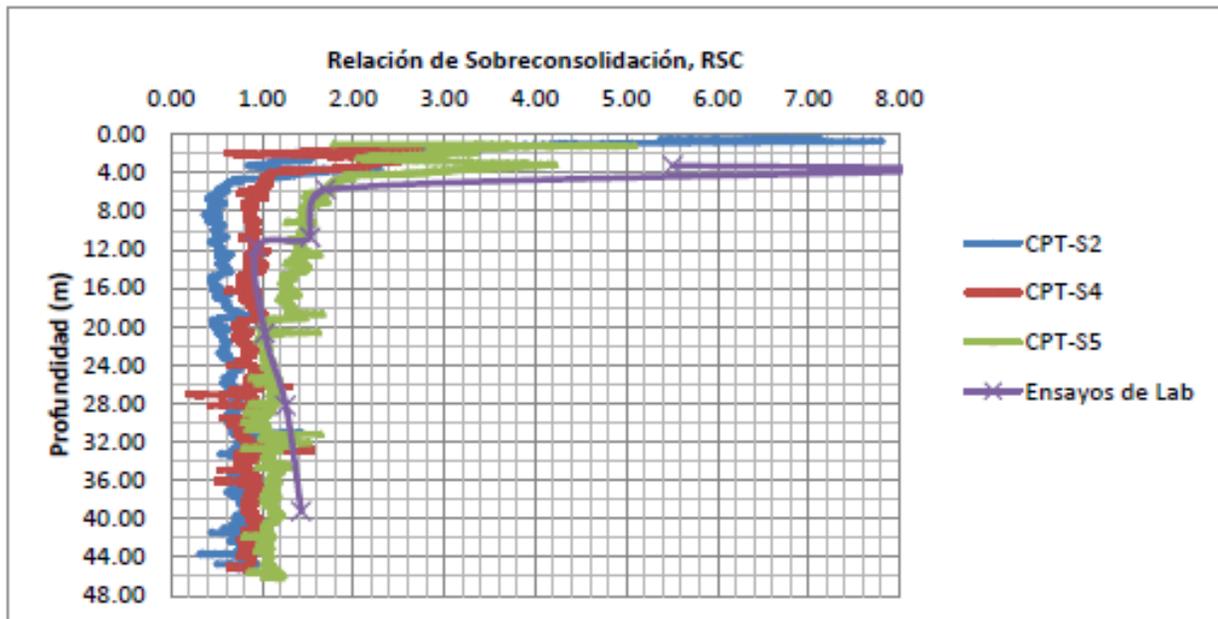
**Tabla 19. Cálculo de coeficientes  $\lambda$  y  $\kappa$**

profundidad	Cc	$\lambda$	Cr	k
1.65	1.65	0.72	0.23	0.10
1.44	1.44	0.63	0.20	0.09
1.26	1.26	0.55	0.17	0.08
1.52	1.52	0.66	0.21	0.09
1.13	1.13	0.49	0.16	0.07

Fuente: Autor

Como se puede apreciar anteriormente, se tiene que a pesar que el material presente en el sitio corresponde un espesor considerable de suelos blandos con un estado de plasticidad significativamente alto en los primeros metros de esta capa, pues aproximadamente los primeros tres, cuentan con una relación de sobre consolidación importante, llegando a tener valores de cerca de 8.0, esto debido al nivel de compactación que gana el material con la construcción de las diferentes estructuras que se encuentran en el sector, además de la sobrecarga cíclica que se presenta por el paso de los vehículos.

A continuación, se presenta la figura en donde se aprecia la variación de los la relación de sobre consolidación de los materiales a medida que se profundiza en el terreno.



**Figura 28.** Variación de Relación de sobre consolidación.

Fuente: Autor.

Es claro que el material al presentar una condición de alta relación de sobre consolidación indica que este ha sido sometido a un cambio en la condición de esfuerzos generados en el cual como ya se mencionó, se extiende hasta los casi 3.50m, para luego tener unas condiciones un poco más desfavorables, pues esta relación desciende hasta un valor cercano a 1.50, el cual se mantiene constante, mostrando de esta forma, que las deformación que puede llegar a experimentar el material ante la modificación en la condición de esfuerzos es mucho mayor que la que se va a presentar en los primeros metros, aunque en este caso, la deformación que se presente producto de la excavación, que va desde cerca de los 5.0m, y hasta una profundidad de cerca de 1.50m, abarca todos los materiales de las primeras capas, generados así una deformación secuencia, que puede llegar a ser mayor en la periferia de la excavación, y menor pero de magnitud significativa en la zona de la cúpula, y en si en la superficie del terreno.

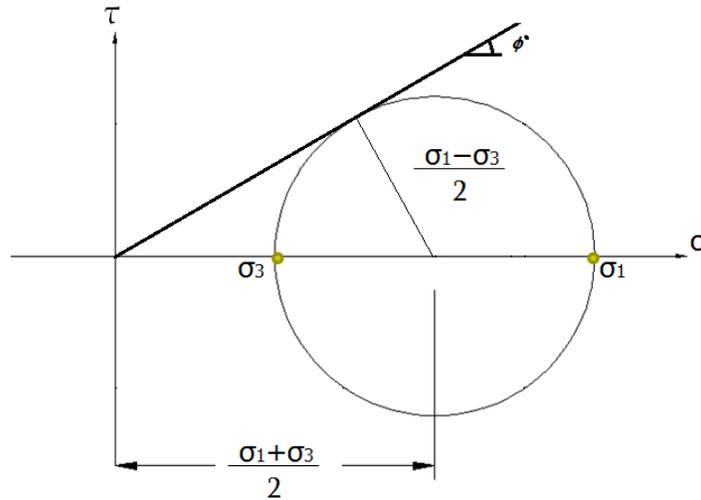
### **6.2.2. Parámetro de resistencia del material (M)**

En el modelo Cam Clay Modificado, la resistencia del material se encuentra gobernada por el estado crítico (deformación ilimitada sin cambios en el estado de esfuerzos y sin cambio de volumen), y se caracteriza por la línea de estado crítico LEC, la cual en el plano  $p'$ - $q$  inicia desde el origen con pendiente  $M$  (Figura 29) y corresponde a una característica propia del material.

$$M = \frac{q_{EC}}{p'_{EC}} \quad (E.7)$$

Para establecer los valores de  $M$  para los estratos presentes en bajo la superficie del terreno, se empleó la equivalencia que se puede establecer con el criterio de falla de Mohr-Coulomb, y se efectuó el análisis de los resultados de ensayos de compresión triaxial consolidado no drenado (CT-CU).

Si se visualiza el criterio de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos principales, la equivalencia con un ensayo de compresión triaxial es fácilmente deducible. De este ensayo se tiene que:



**Figura 29.** Criterio de resistencia Mohr-Coulomb (Modificado de Wood, 1990).

Teniendo en cuenta el criterio de resistencia de Mohr Coulomb, y para conocer cuál es la resistencia máxima del material presente se establece que:

$$p' = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}; \quad (\text{E.8})$$

en donde debido al estado plano de deformaciones se conoce que:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{E.9})$$

Por lo tanto, al determinar los vectores resultantes de la resistencia del material se tiene que:

$$p' = \sigma_3 + \frac{q}{3} \quad (\text{E.10})$$

$$3p' = \sigma_1 + 2\sigma_3 \quad (\text{E.11})$$

Luego de esto, se tiene que a partir de las relaciones de p y q se puede establecer la trayectoria de los esfuerzos para lograr determinar la resistencia final del material la cual está dada por:

$$\text{Partiendo de (E.11)} \quad 3p' - \sigma_3 = \sigma_1 + \sigma_3 \quad (\text{E.12})$$

Para luego tener que de E10 y E12 se tiene que:

$$\sigma_1 + \sigma_3 = 3p' - p' + \frac{q}{3} = 2p' + \frac{q}{3} \quad (\text{E.13})$$

$$\sigma_1 + \sigma_3 = \frac{(6p' + q)}{3} \quad (\text{E.14})$$

Para finalmente tener que:

$$\sin \emptyset = \frac{\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}}{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}} = \frac{3q}{6p' + q}$$

$$\sin \emptyset = \frac{3q/p'}{6 + q/p'}$$

$$\sin \emptyset = \frac{3M}{6 + M} \quad (\text{E.15})$$

Obteniendo que el valor de resistencia M es igual a:

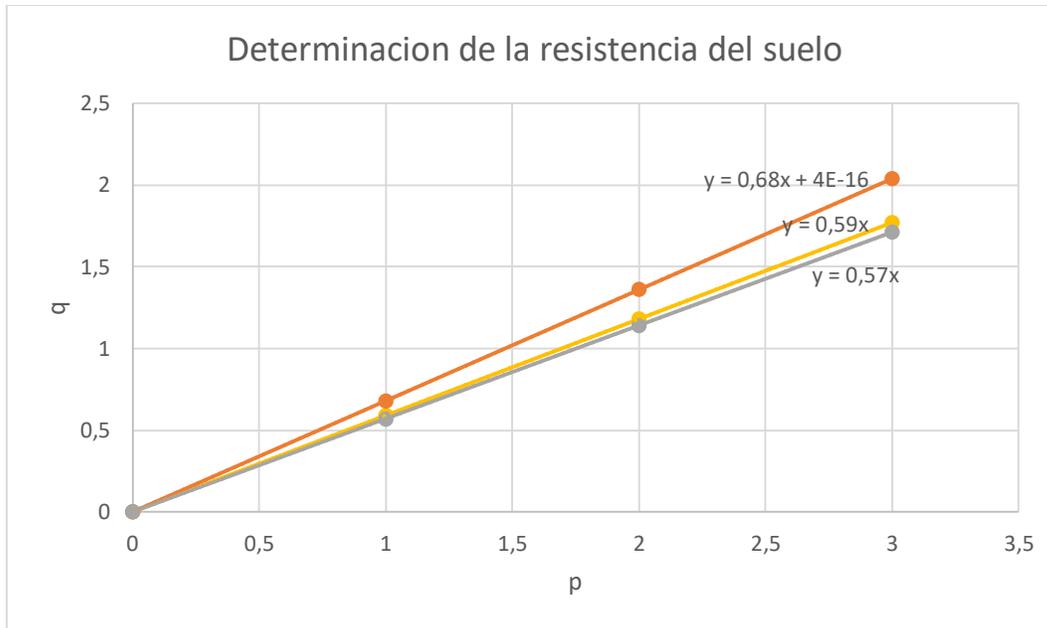
$$M = \frac{6 \sin \emptyset}{3 - \sin \emptyset} \quad (\text{E.16})$$

A partir de los diferentes ensayos de laboratorio (Ensayos triaxiales consolidados -no drenados) se obtienen los valores del ángulo de fricción, necesario para la determinación de M, obteniendo los resultados presentados en la tabla 20. Los ensayos se pueden apreciar en el anexo B.

**Tabla 20.** Resultados ensayos de Compresión Triaxial-CU

Perforación	Ensayo	Profundidad (m)	$\emptyset'$ (°)	c (kN/m <sup>2</sup> )	KONC
N14	CT-CU	7.25	15.5	20	0.733
N33	CT-CU	17.75	15.7	24	0.729
N51	CT-CU	29.75	17.7	45	0.696
N51	CT-CU	39.25	15.2	40	0.738

Fuente: Autor



**Figura 30.** Condición resultante del esfuerzo para el material

Fuente: Autor.

Teniendo en cuenta la condición anteriormente presentada, se establecen con base a las condiciones resistentes del material, los valores de los parámetros M, teniendo en cuenta las condiciones mecánicas de los suelos presentes en el sitio de estudio.

**Tabla 21. Determinación de parámetro resistente del suelo.**

Perforación	Profundidad (m)	$\phi'$ (°)	M
N14	7.25	15.5	0.59
N33	17.75	15.7	0.59
N51	29.75	17.7	0.68
N51	39.25	15.2	0.57

Fuente: Autor

Tenido en cuenta esta condición, se establece que los parámetros para la evaluación del modelo Cam Clay, se encuentran establecidos para la determinación y generación de modelo el cual establece el comportamiento Geomecánico del material presente en el sector en donde se plantea la ejecución de las actividades de excavación. A continuación, se presenta la integración del modelo Cam Clay a las condiciones actuales del terreno, para establecer la concordancia de estas con las condiciones presentes en el sitio.

**Tabla 22.** integración del modelo cam clay modificado, diagramas  $v - \ln(p')$  (líneas de estado crítico y compresión isotrópica)

INTEGRACIÓN DEL MODELO CAM CLAY MODIFICADO, DIAGRAMAS $p'-q$ (LÍNEAS DE ESTADO LÍMITE - ROSCOE)																	
Muestra	Profundidad (m)	eo		Cc	Cs	$\sigma'_p$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\gamma_t$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma_t$ (ton/m <sup>3</sup> )	Ko	$\sigma'_h$ (ton/m <sup>2</sup> )	$p'$ (ton/m <sup>2</sup> )	q (ton/m <sup>2</sup> )	Mc	$p'_o$ (ton/m <sup>2</sup> )			
PT, S11-M3	3,25	2,17	2,77	1,11	0,09	26,00	1,52	1,44	1,00	26,00	26,00	0,00	0,58	9,56	1,00		
A, B1-M3	3,75	2,48		1,36	0,17	41,00	1,46			41,00	41,00	0,00		15,08	1,00		
A, B3-M4	5,75	2,91		1,59	0,29	10,00	1,42			10,00	10,00	0,00		3,68	1,00		
PT, S11-M8	10,75	3,52	4,36	2,49	0,20	12,50	1,35	1,35	0,70	12,50	12,50	0,00	0,63	4,60	1,00		
A, B3-M8	11,75	4,36		2,52	0,41	8,00	1,28			5,60	6,40	2,40		4,29	1,00		
A, B3-M14	20,75	3,65		2,47	0,31	12,00	1,36			8,40	9,60	3,60		6,43	1,00		
A, B3-M19	28,25	3,11		1,60	0,27	18,00	1,37			12,60	14,40	5,40		9,65	1,00		
A, B3-M26	39,25	2,98		1,91	0,28	26,00	1,40			18,20	20,80	7,80		13,94	1,00		
A, B1-M3			A, B3-M4			A, B3-M8			A, B3-M14			A, B3-M19			A, B3-M26		
$p'_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$p'$ (ton/m <sup>2</sup> )	q (ton/m <sup>2</sup> )	$p'_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$p'$ (ton/m <sup>2</sup> )	q (ton/m <sup>2</sup> )	$p'_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$p'$ (ton/m <sup>2</sup> )	q (ton/m <sup>2</sup> )	$p'_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$p'$ (ton/m <sup>2</sup> )	q (ton/m <sup>2</sup> )	$p'_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$p'$ (ton/m <sup>2</sup> )	q (ton/m <sup>2</sup> )	$p'_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$p'$ (ton/m <sup>2</sup> )	q (ton/m <sup>2</sup> )
15,08		8,73	3,68		2,13	4,29		2,68	6,43		4,02	9,65		6,03	13,94		8,71
		8,71			2,12			2,65			4,01			6,02			8,37
		8,58			2,00			2,49			3,91			5,86			7,48
		8,31			1,77			2,23			3,49			5,49			6,85
		7,44			1,44			1,88			2,83			4,23			6,12
		6,18			1,03			1,46			1,95			2,41			4,38
		4,58			0,54			0,96			0,89			0,14			2,30
		2,70			-0,01			0,40			0,00			0,00			0,00
		1,66						0,00									
		0,56															
	-0,01																

**Arcilla Limosa SC**

$y = 0,579x$

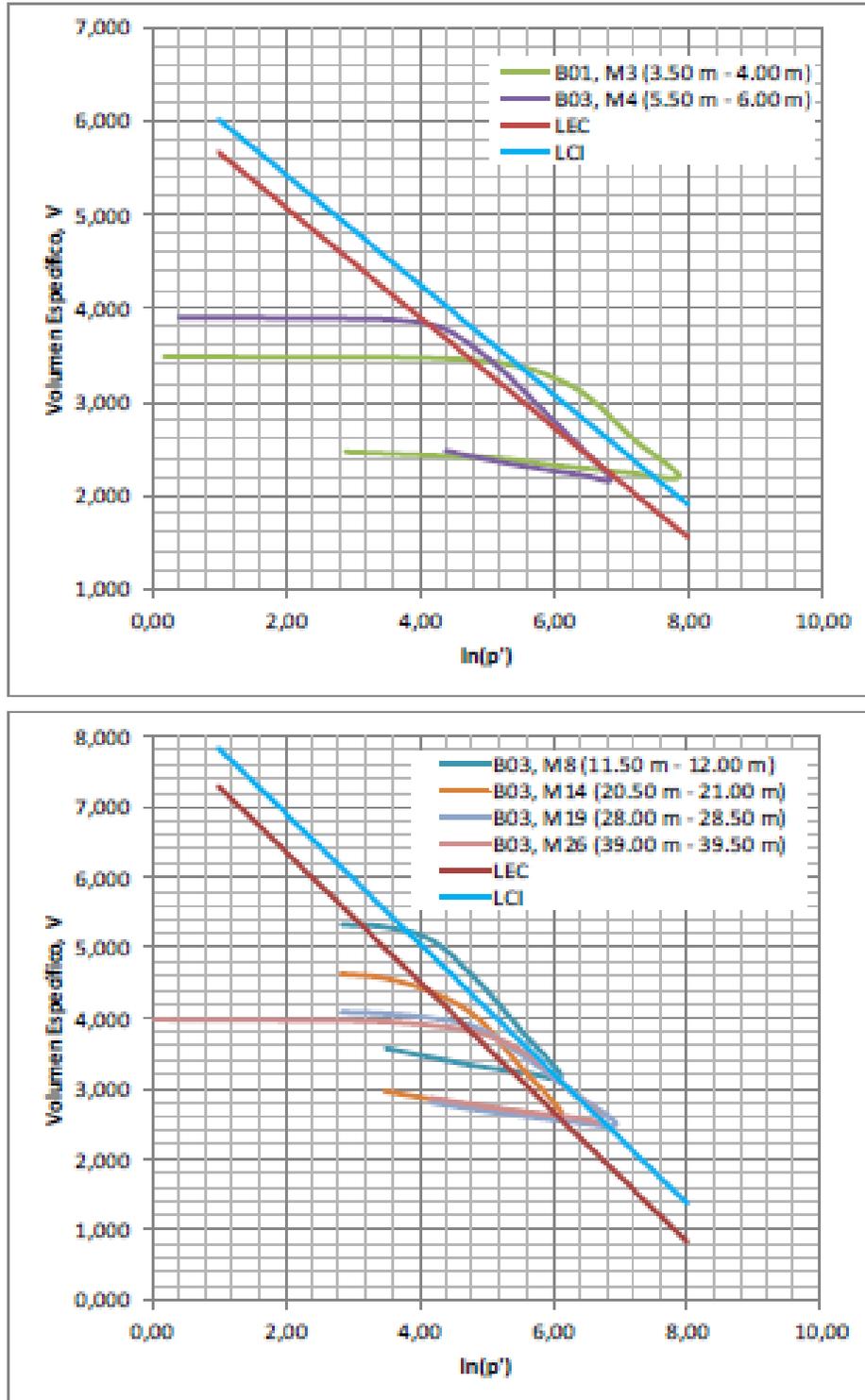
◆ LEC    ▲ A, B1-M3    ■ A, B3-M4    — Lineal (LEC)

**Arcilla Limosa NC**

$y = 0,625x$

◆ LEC    ▲ A, B3-M8    ■ A, B3-M14    ● A, B3-M19    ● A, B3-M26    — Lineal (LEC)

Fuente: Autor



**Figura 31.** integración del modelo cam clay modificado, diagramas  $v - \ln(p')$  (líneas de estado crítico y compresión isotrópica)

Fuente: Autor

### 6.3. VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS.

Una vez, establecidos los parámetros requeridos para llevar a cabo la modelación numérica para la sección del tramo 4 de la primera línea del metro para la ciudad de Bogota, se procede a genera el modelo bidimensional en el software Plaxis 2D, bajo los criterios del modelo de Cam Clay, en donde se presenta a continuación las consideraciones para cada uno de los materiales presentes en el subsuelo, y que van a sufrir la incidencia de la construcción del túnel por el cual circularán los trenes.

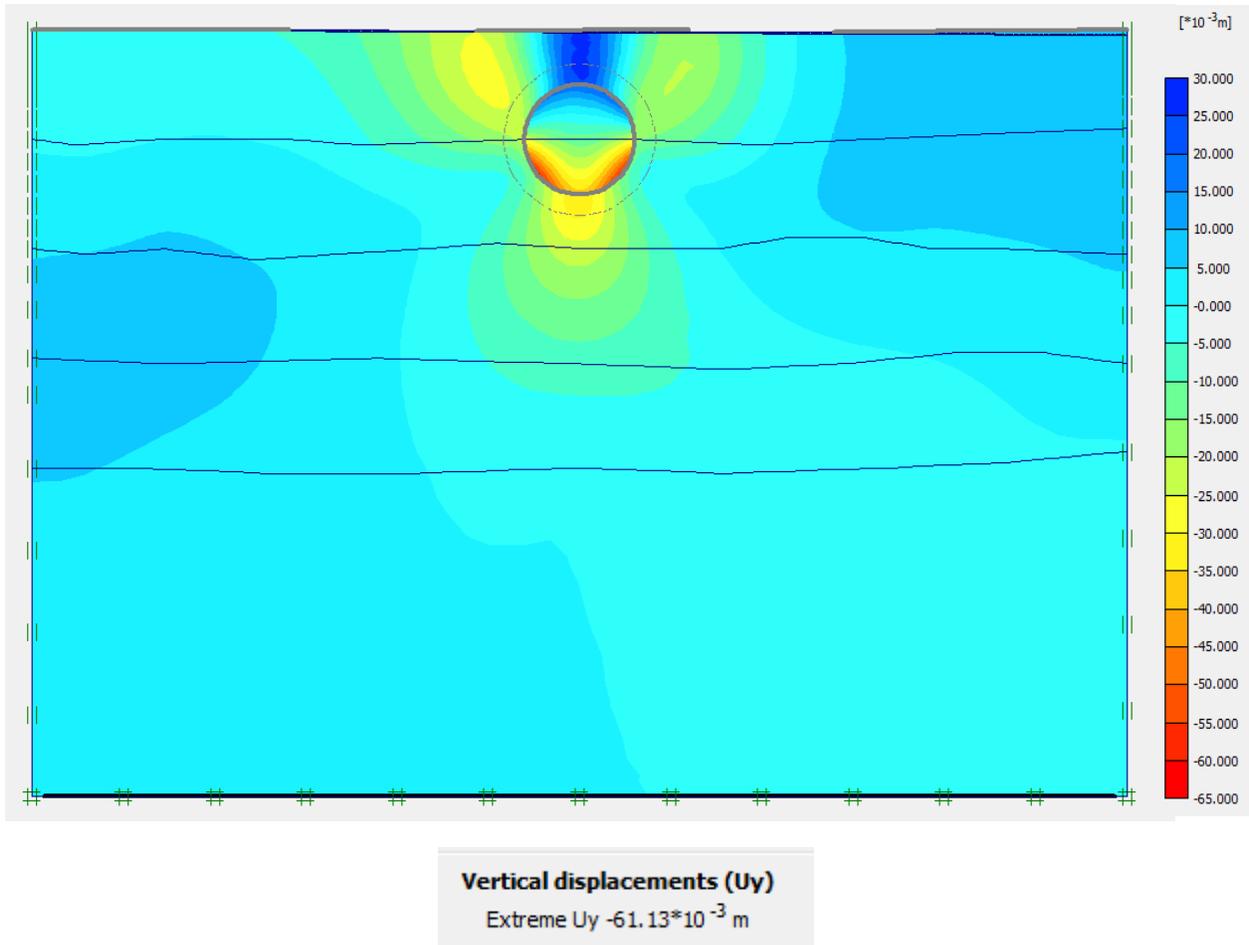
**Tabla 23.** *Parámetros de entrada del material para el modelo Cam Clay.*

Parte del alineamiento	PROFUNDIDAD (z)	MATERIAL	Peso unitario (KN/m3)	K	$\lambda$	M	$\nu$
Tramo 4 (Sector Norte)	0.0m – 10.0m	Arcilla de alta plasticidad con presencia de materia orgánica,	12.60	0.10	0.72	0.59	0.30
	10.0m – 20.0m		11.70	0.09	0.63	0.59	0.30
	20.0m – 30.0m		11.40	0.08	0.55	0.68	0.30
	30.0m – 40.0m		12.40	0.09	0.66	0.57	0.30
	40.0m – 50.0m		12.40	0.07	0.49	0.57	0.30

Fuente: Autor

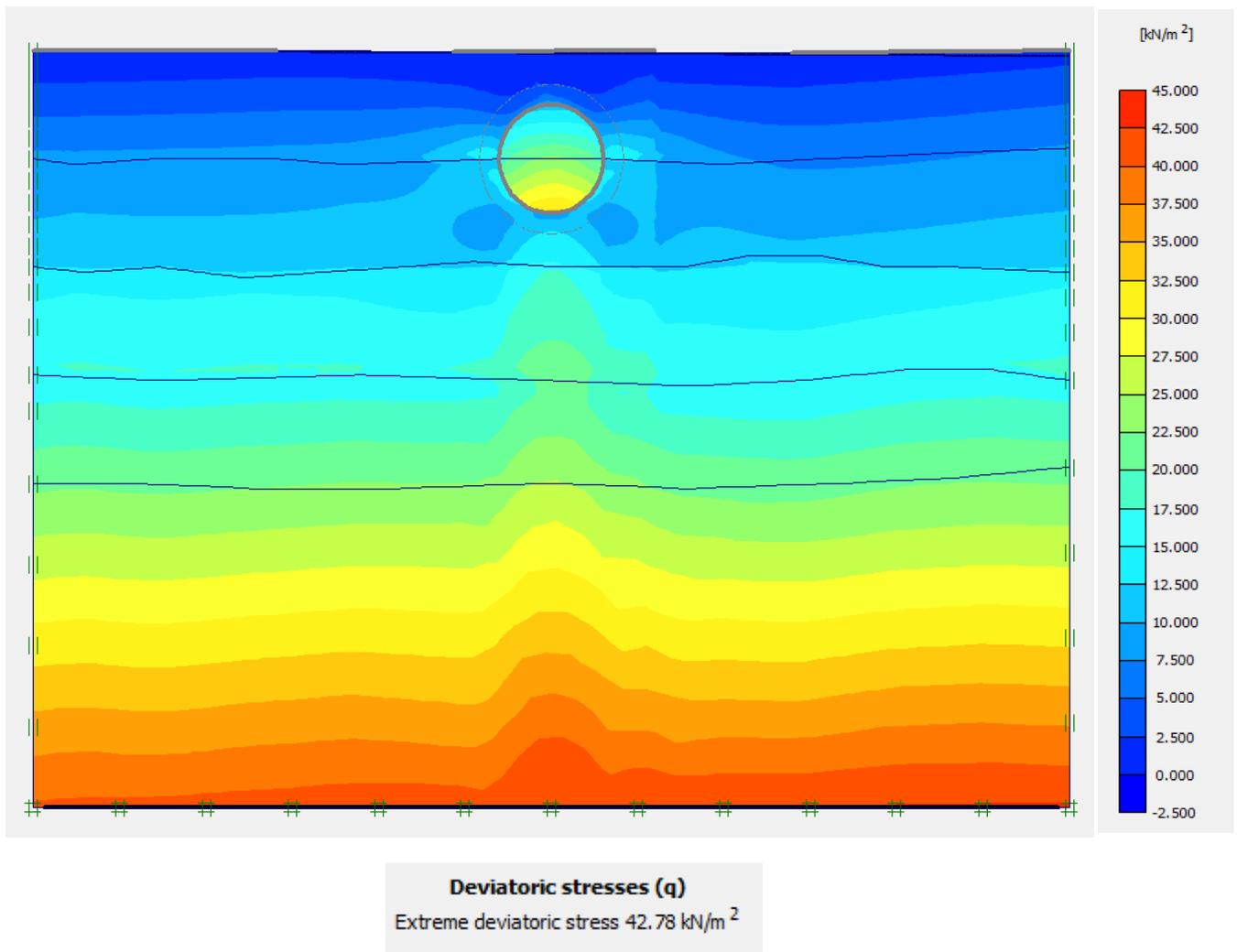
Luego de esto, se presenta en las siguientes figuras, las variaciones en las condiciones de equilibrio de los materiales, teniendo como referencia las diferentes etapas constructivas del proyecto.

De forma inicial se tiene que ante antes de la construcción, y en os sectores en donde no se cuentan con edificaciones cercanas, el material al estar con un bajo nivel de cargas, está sufriendo unos procesos de cambios de volumen, ya que el suelo al encontrarse en un estado plástico, y totalmente saturado, se pueden llegar a presentar procesos tanto de expansión, como de confinamiento, pero es importante mencionar que esta deformación que experimenta el material de forma normal, es muy baja pues es menor a los 6mm, pero que si se presenta de forma súbita, puede llegar a generar afectaciones a la estructura del pavimento del corredor de la carrera 11 entre las calles de estudio.



**Figura 32.** Estado de deformación por expansión del suelo en condiciones normales

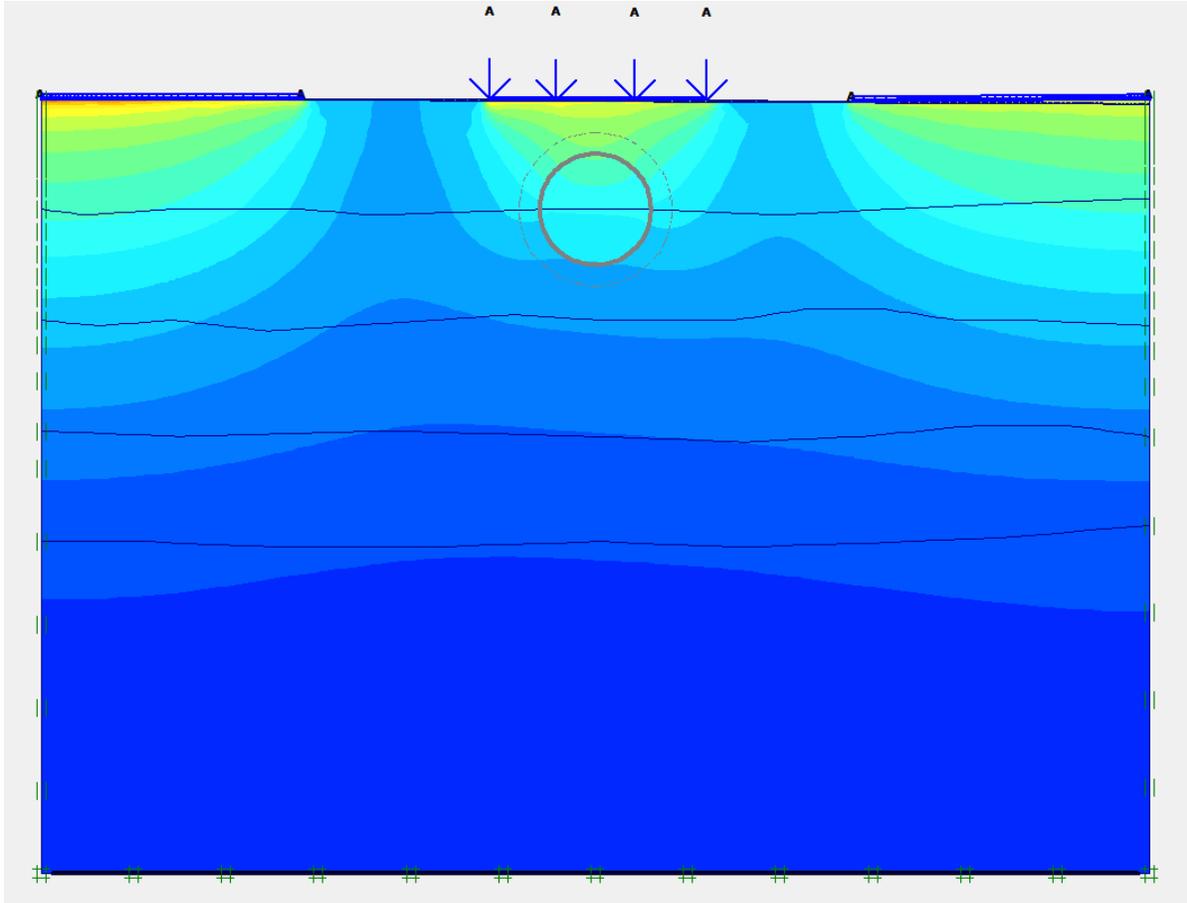
Por otra parte, a nivel de esfuerzos generados por la saturación del material, ocasiona que ante condiciones normales, se presente efectivamente un proceso de expansión en el suelo, con una presión de expansión de cerca de  $4 \text{ t/m}^2$ , situación que debe evaluarse, en este caso, puesto que en el momento de llevar a cabo la excavación para la línea del metro, se pueden llegar a generar unos procesos de levantamiento del fondo de la excavación, ocasionando unas sobrepresiones por el cambio volumétrico del material.



**Figura 33.** Estado de esfuerzos totales para el sector ante la no presencia de cargas en superficie.

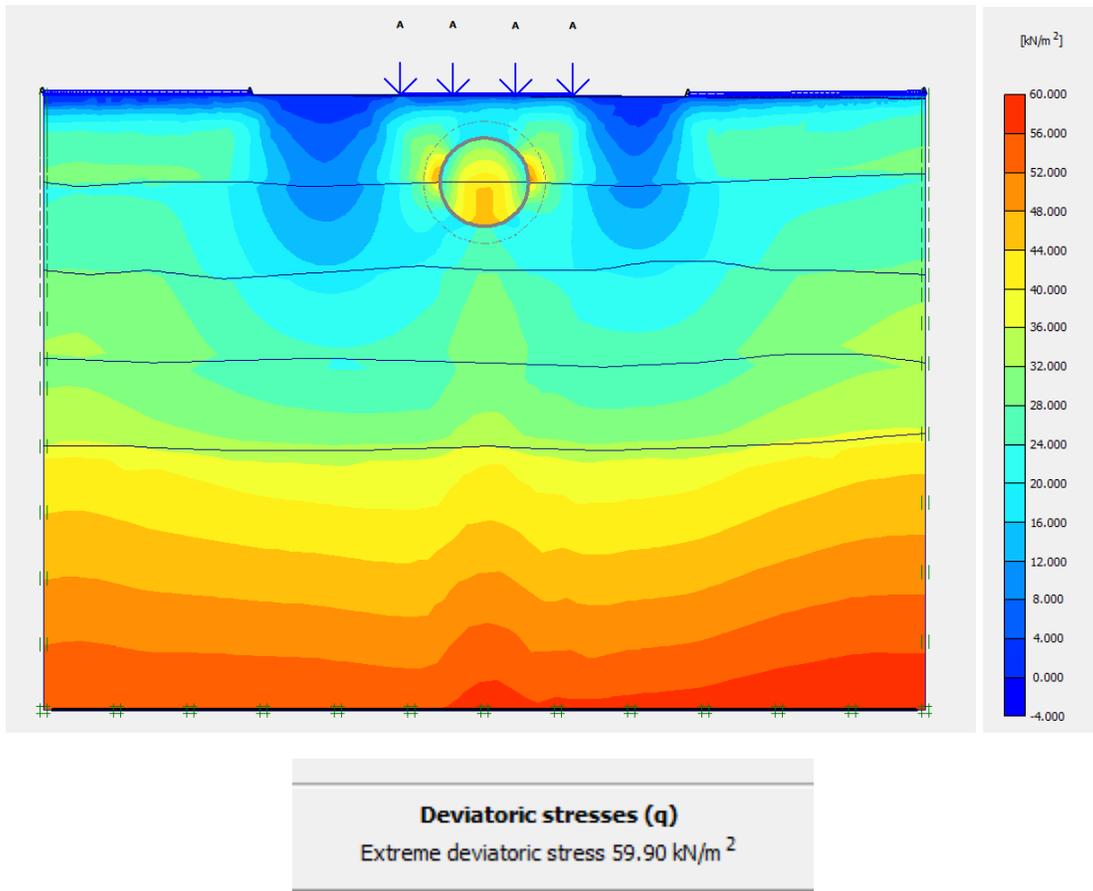
Analizadas esta situación, se lleva a cabo la evaluación del comportamiento que experimenta el material ante la aplicación de cargas en la superficie del terreno, esto debido a que con la construcción del sistema de transporte Metro, no se producirá el desvío de los vehículos que circulan por este corredor, sino que, al contrario, se deberá generar una articulación lo más óptima posible, que garantice un óptimo funcionamiento de todos los sistemas de transporte. Ante este panorama, se presenta la figura 34, e donde se lleva a cabo la evaluación del material ante esta situación de presencia de cargas permanentes, referentes a las estructuras vecinas, y cargas transitorias como lo son los vehículos, se presenta inicialmente un comportamiento plástico del suelo debido a su consistencia, y en donde se tiene que la deformación del material tanto a nivel vertical, como a nivel horizontal es de cerca de 2.0cm cm, lo cual está garantizando que

este asentamiento, y este vector de deformación horizontal se está eliminando y no se presentara en el momento de la construcción del túnel, situación que resulta ser muy favorable, pues se puede establecer que este proceso en la mayor parte del corredor, ya se ha generado.



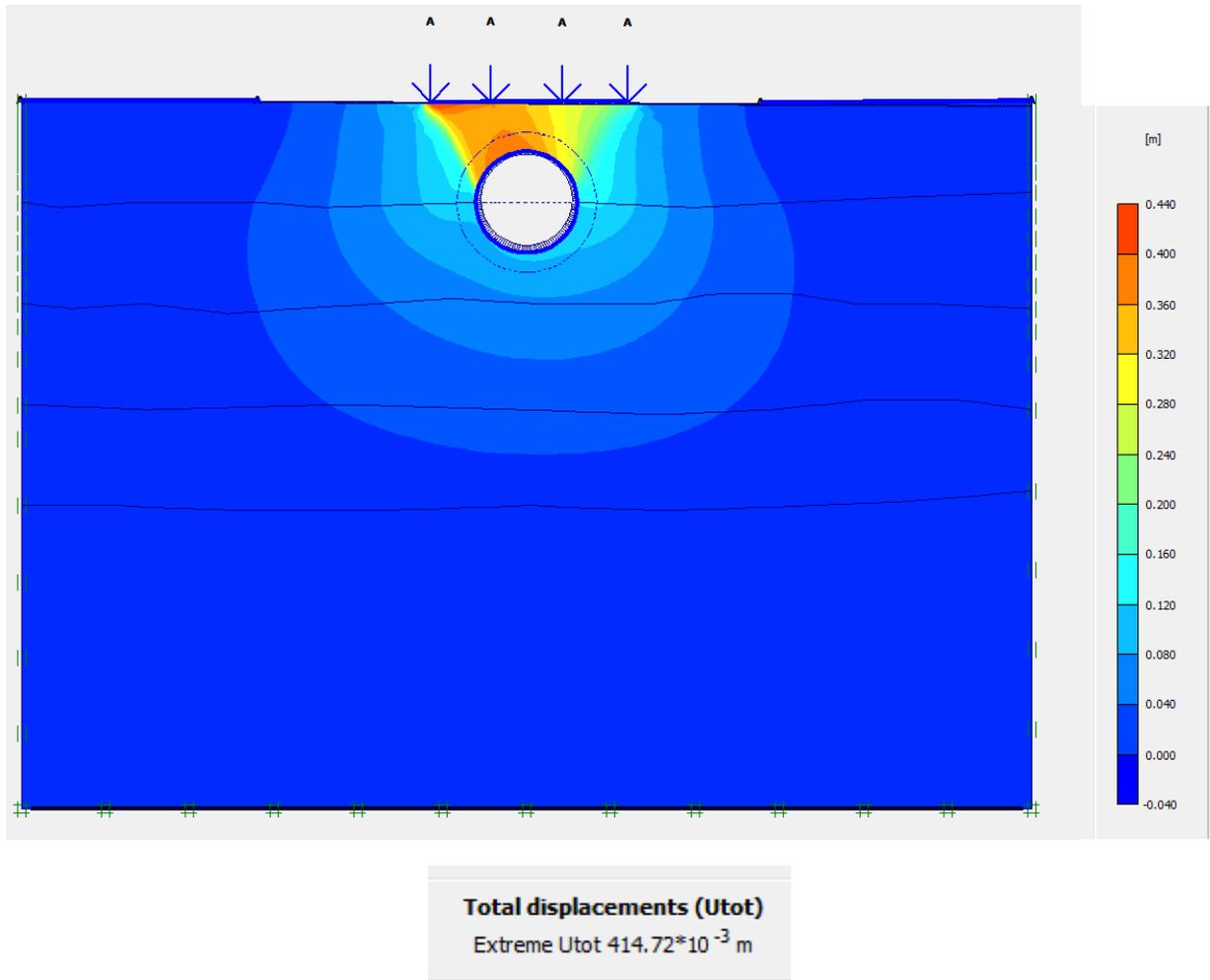
**Figura 34.** Estado de deformación debido a la presencia de cargas externas

A diferencia de la primera condición, al tener cargas en la superficie del terreno, se genera una variación significativa a nivel de los esfuerzos totales, puesto que como las cargas no son uniformes, se presenta una variabilidad en el terreno, pues va encontrarse mucho más esforzado el material sobre el cual se encuentra la estructura del pavimento, como también los materiales que se encuentran a los lados de la vía, en donde en cercanías a esta ya se cuenta con edificaciones de altura variable, y por lo tanto carga variable, pero a nivel general, la magnitud de las cargas se consideran para una estructura entre 4 y 5 niveles.



**Figura 35.** Estado de esfuerzos totales debido a la presencia de cargas externas

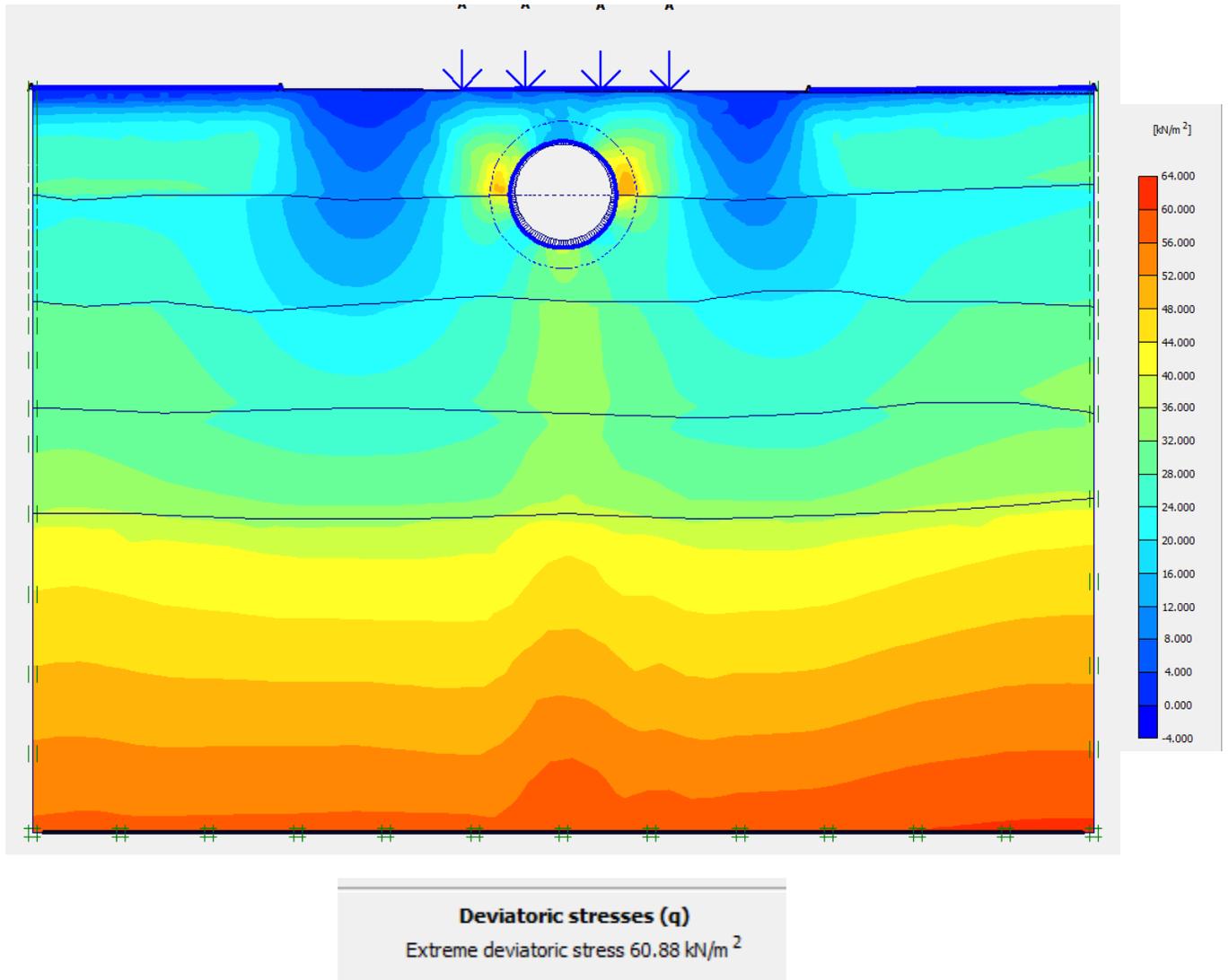
Finalmente, se tiene la etapa de construcción del túnel, a lo largo del corredor de estudio, en donde debido a las condiciones estratigráficas y geotecnicas del material, se plantea su ejecución mediante un equipo TBM o tipo tuneladora, el cual genera una excavación a frente completo, retirando la totalidad de la sección, y al mismo tiempo instalando elementos de soporte, que permita generen un estado de equilibrio mediamente favorable. Esta actividad de construcción del túnel, genera en el material una variación significativa en su comportamiento, que debe ser tomada en cuenta para el diseño del elemento de sostenimiento, ya que este no solamente deberá garantizar un óptimo funcionamiento, sino que no se vaya a generar un proceso de asentamiento debido al incremento en la magnitud que este elemento pueda llegar a tener, pues como se presenta en la figura 36, se aprecia la deformación que se puede llegar a presentar una vez se lleve a cabo la ejecución del túnel, en donde se puede llegar a generar un asentamiento que generara una afectación casi inmediata a la superficie, por donde se encuentran pasando los vehículos, llegado a presentarse un asentamiento de casi 35cm contemplando un elemento superficial solamente recubriendo la periferia de la excavación.



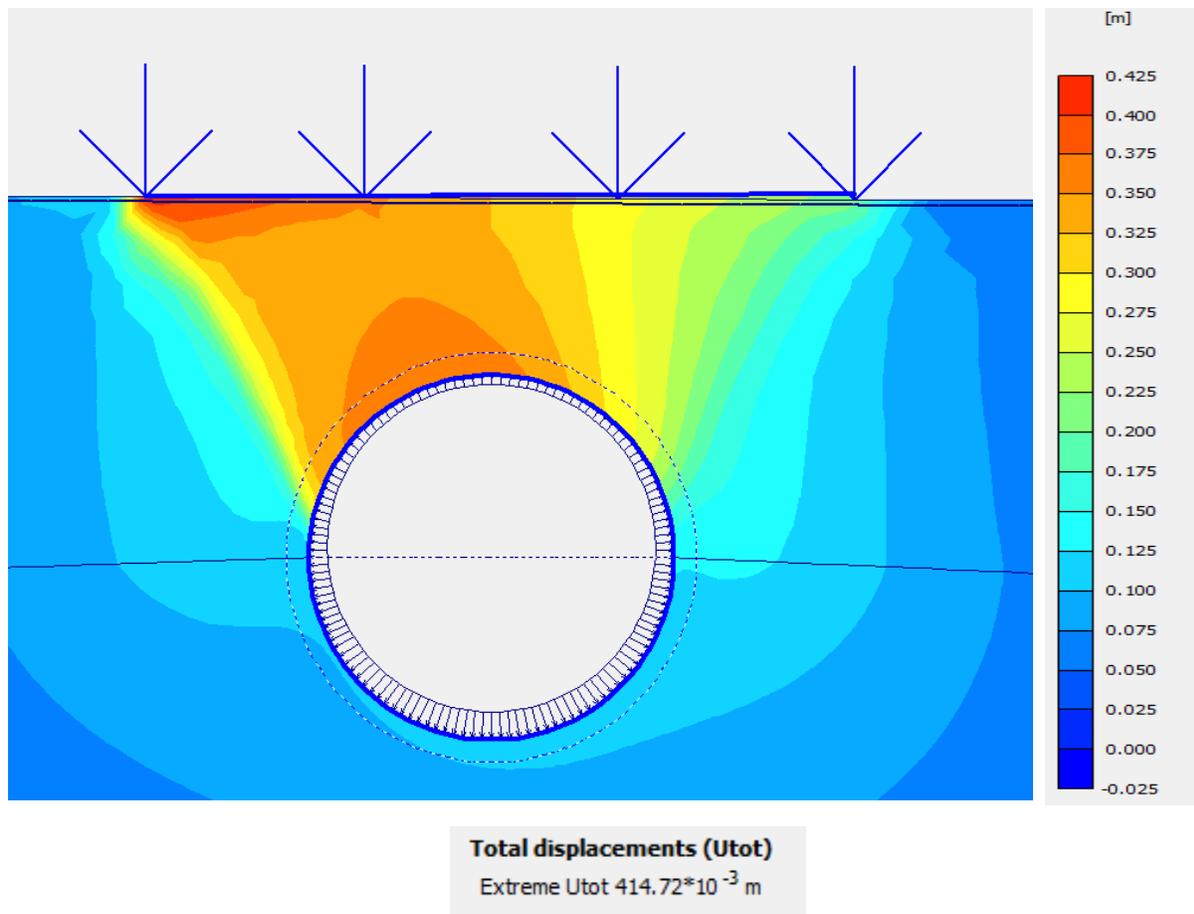
**Figura 36.** Estado de deformación debido a la construcción del túnel bajo la vía

Una condición que resulta ser importante, es que la condición de deformación máxima que se puede llegar a presentar, se presenta no justamente en la parte superior de la cúpula de la sección, sino que se presenta en uno de sus costados, más exactamente en el costado izquierdo en sentido de avance del alineamiento, teniendo una concentración en cerca del 50% de la parte superior, por lo que es impórtate definir un elemento capa de soportar las cargas que se pueden llegar a presentar en el sector, y más aún, pensar en generar un proceso de control en este sector en el momento que se esté llevando a cabo las actividades de excavación, pues corresponde a la parte más susceptible y propensa a generar desconfinamientos del suelo, y por lo tanto, deslizamientos locales.

Además de esto, a nivel de la variación de esfuerzos generados por la excavación para la construcción de la estructura, se aprecia, que al igual que las deformaciones, esta también presenta una variación significativa, pues debido a que la misma deformación puede llegar a presentarse en la parte alta u la cúpula de la excavación los hastiales o laterales son los encargados de empezar a resistir todo el peso generado por el asentamiento del material, teniendo que los puntos de mayor concentración de los esfuerzos generados por la actividad se van a concentrar en estos puntos laterales, alcanzando una magnitud de cerca de  $7T/m^2$ , y que puede llegar a incrementarse



**Figura 37.** Estado de esfuerzos totales debido a la construcción del túnel bajo la vía.



**Figura 38.** Nivel puntual de deformaciones para la parte superior de la excavación

Además de esto, es importante establecer que debido a que se puede llegar a presentar un fenómeno de caída del material por pérdida de estabilidad de la parte superior de la excavación, la parte central y los costados de esta, tienen la posibilidad de generación de desarrollar un movimiento lateral positivo, por lo que tendera a ampliarse esta perforación horizontal, lo cual puede ser altamente posible, ya que el material al presentar un módulo elástico no drenado tan bajo, además de que el suelo se encuentra totalmente saturado, este puede deformarse libremente en cualquiera de los sentidos, sin generar restricción mayor, por lo que no solamente deberá pensarse en un sistema de contención para la parte superior, sino de un elemento integral, que resista los posibles cambios que se puedan experimentar en la parte superior, y a su vez que mitigue y controle las deformaciones laterales que se puedan llegar a presentar.

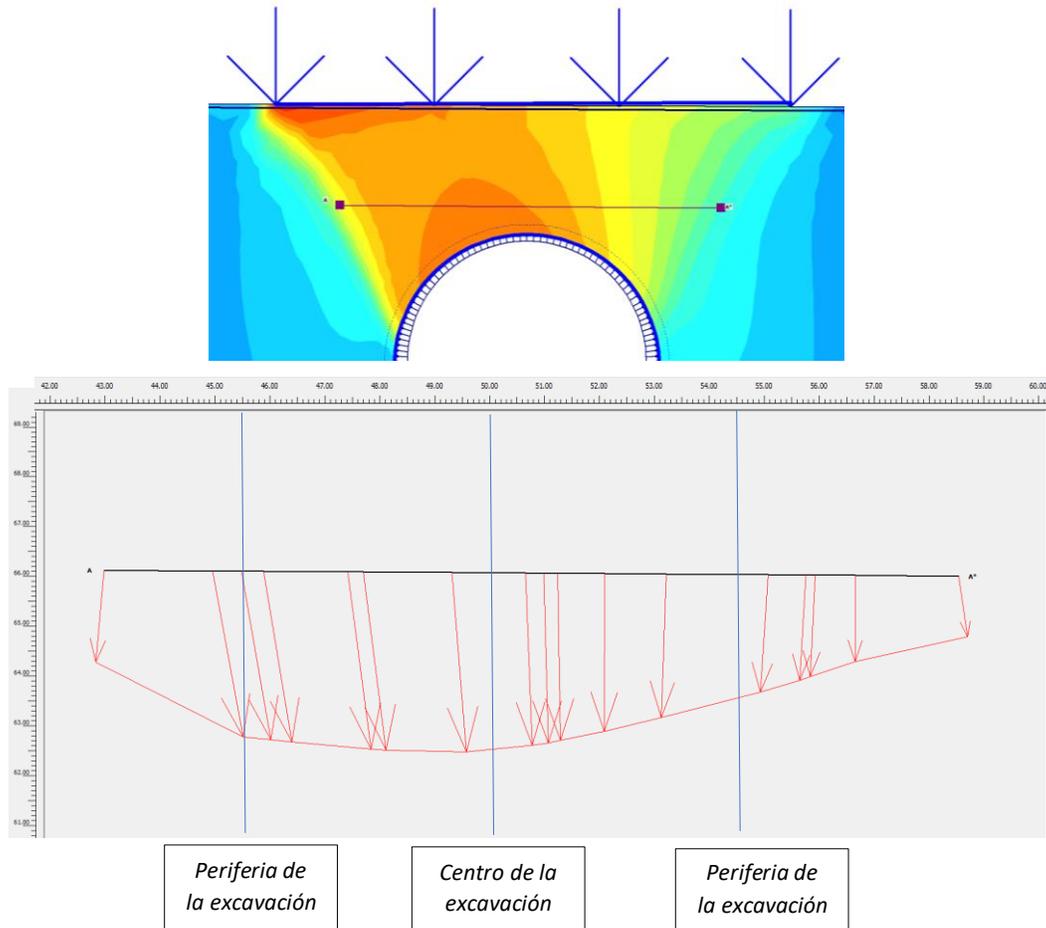


Figura 39 Nivel de deformaciones generado por la excavación

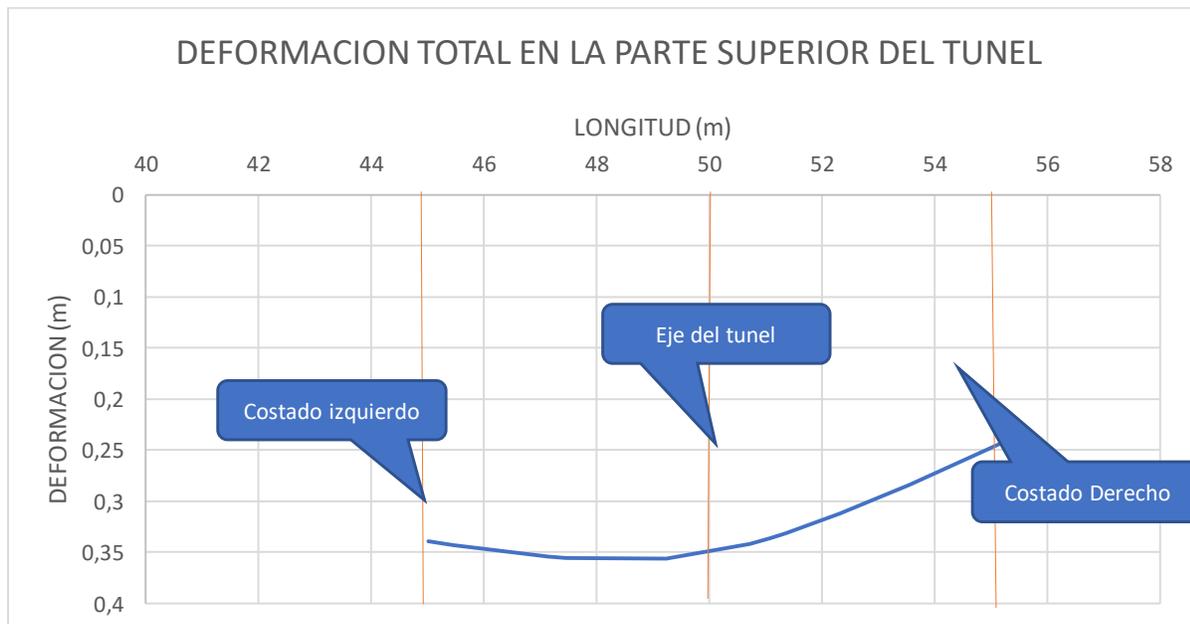


Figura 40 Variación de las deformaciones totales en la parte superior del túnel.

Como se presenta en la figura anterior, se tiene que efectivamente el máximo nivel de deformaciones que puede llegar a generarse producto de la excavación y construcción del túnel, se presenta a cerca de 2.0m, de distancia del eje de la sección, esta inclinada hacia la izquierda, lo que traduce en que si se llegasen a presentar estas condiciones en el momento de la realización de las actividades, se puede llegar a ocasionar un movimiento ciclico, que iniciaría en este punto, pero ocasionaría la falla del material en sentido inverso a las manecillas del reloj, haya llegar a él hastial izquierdo y generar no el desprendimiento del suelo, sino una compactación, y ampliación de la sección en este punto, debido a que como ya se mencionó anteriormente, el suelo se encuentra altamente saturado y muy propenso a cambios volumétricos.

Además de esto, en la tabla 24 , se presenta la variación de deformación, a medida que se profundiza en el terreno, estableciendo cual es la variación del desplazamiento que puede llegar a presentarse entre puntos de interés.

**Tabla 24.** Variación de las deformaciones obtenidas por la excavación del túnel

X	Y	U	\Delta U	Deformación diferencial a lo largo de la bóveda del túnel
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
45.016129	66.111471	0.33911608	0.00484548	0.15682277
45.016129	66.111471	0.33911608	0	0.15682277
45.455807	66.108495	0.34286947	0.00375339	0.16057616
45.455807	66.108495	0.34286947	0	0.16057616
47.146444	66.097052	0.35404175	0.01117228	0.17174844
47.146444	66.097052	0.35404175	0	0.17174844
47.462737	66.094911	0.35543455	0.0013928	0.17314124
47.462737	66.094911	0.35543455	0	0.17314124
49.238446	66.082891	0.35601693	0.00058238	0.17372362
49.238446	66.082891	0.35601693	0	0.17372362
50.724542	66.072832	0.34170581	-0.01431112	0.1594125
50.724542	66.072832	0.34170581	0	0.1594125
51.086948	66.070379	0.33608319	-0.00562262	0.15378988
51.086948	66.070379	0.33608319	0	0.15378988
51.364285	66.068502	0.33126981	-0.00481338	0.1489765
51.364285	66.068502	0.33126981	0	0.1489765
52.319511	66.062036	0.31209801	-0.0191718	0.1298047
52.319511	66.062036	0.31209801	0	0.1298047
53.554154	66.053679	0.28415368	-0.02794433	0.10186037
53.554154	66.053679	0.28415368	0	0.10186037
55.598947	66.039838	0.23321332	-0.05094036	0.05092001
55.598947	66.039838	0.23321332	0	0.05092001

Por otra parte, para evaluar u corroborar la dirección del movimiento que puede llegar a presentarse en la parte superior, se muestra tanto en la tabla anterior, como en la figura 41, la variación de la deformación diferencial que se puede llegar a presentar a lo largo de la periferia de la excavación, notando una tendencia totalmente diferente a los dos lados de la sección, siendo más crítica en el costado derecho, pues se encuentra un diferencial de deformación mucho mayor, lo cual indica que al presentarse la falla, el material no se deformara en este sector como un bloque rígido, sino que al tener un alto contenido de agua y una condición altamente plástica, el suelo por su misma situación de casi flujo se desplazará en las diferentes direcciones, ocasionando con esto una mayor separación de las partículas, pues se presenta un diferencial de deformación máximo de 5cm en la parte las alejada del eje del túnel, y entre el elemento, se presenta una variación diferencial del orden de 5mm, estado que resulta ser diferente al flanco izquierdo, en donde se tiene que al concentrarse la mayor parte de las deformaciones, esta zona si actual como un bloque y tiende a desplazarse casi uniforme, pues se presenta unos diferenciales de desplazamientos máximos de 1cm, solo en una parte, y a nivel general, esta tendencia es de 3 mm.

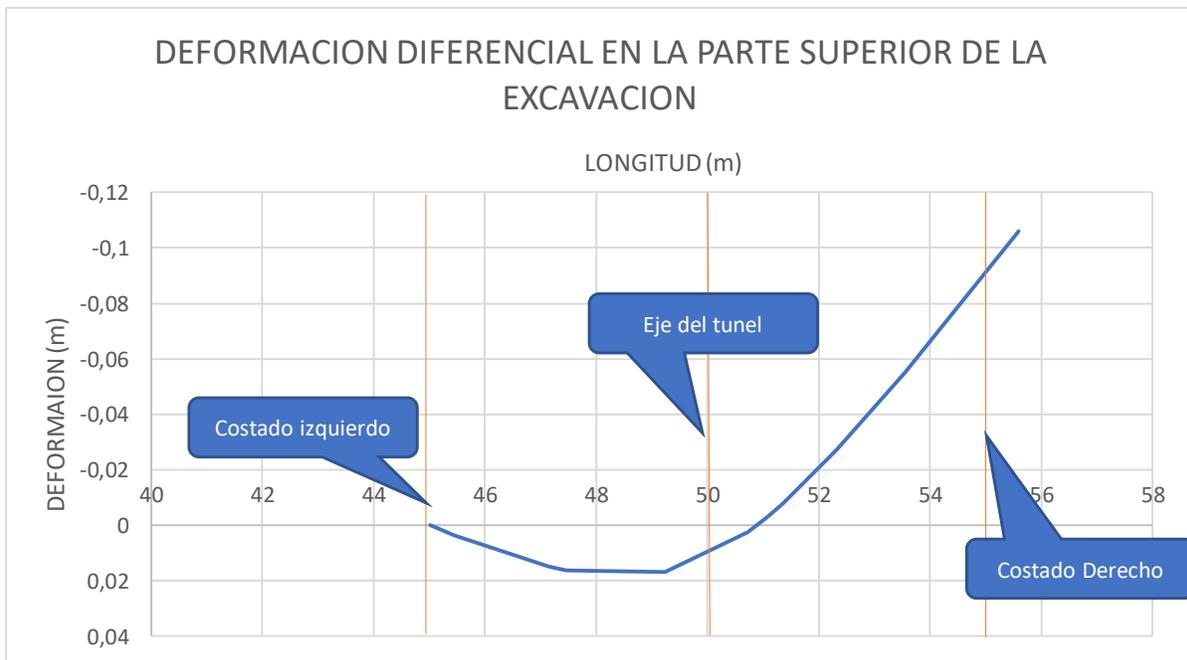
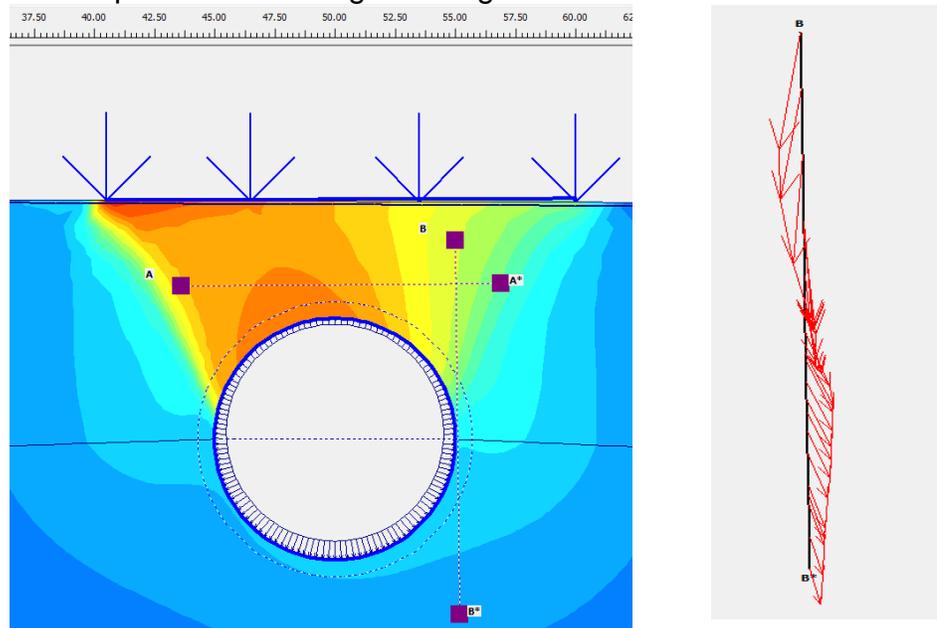


Figura 41 deformaciones diferenciales presentadas en la zona de la bóveda de la excavación.

**Tabla 25.** Diferenciales de deformación en la periferia del túnel.

X	Y	INCREMENTO DE DEFORMACION	DIFERENCIALES DE DEFORMACIONES EN LA PERIFERIA DE LA EXCAVACION.
[m]	[m]	[m]	[mm]
45.016129	66.111471	0	0
45.016129	66.111471	0	0
45.455807	66.108495	0.00375339	-3.75339
45.455807	66.108495	0.00375339	0
47.146444	66.097052	0.01492567	-11.17228
47.146444	66.097052	0.01492567	0
47.462737	66.094911	0.01631847	-1.3928
47.462737	66.094911	0.01631847	0
49.238446	66.082891	0.01690085	-0.58238
49.238446	66.082891	0.01690085	0
50.724542	66.072832	0.00258973	14.31112
50.724542	66.072832	0.00258973	0
51.086948	66.070379	-0.00303289	5.62262
51.086948	66.070379	-0.00303289	0
51.364285	66.068502	-0.00784627	4.81338
51.364285	66.068502	-0.00784627	0
52.319511	66.062036	-0.02701807	19.1718
52.319511	66.062036	-0.02701807	0
53.554154	66.053679	-0.0549624	27.94433
53.554154	66.053679	-0.0549624	0
55.598947	66.039838	-0.10590276	50.94036
55.598947	66.039838	-0.10590276	0

Adema de la evaluación de las condiciones de la parte superior de la excavación, se presenta el nivel de deformaciones que se pueden llegar a presentar en los costados de la sesión, en donde como se presenta en la siguiente figura



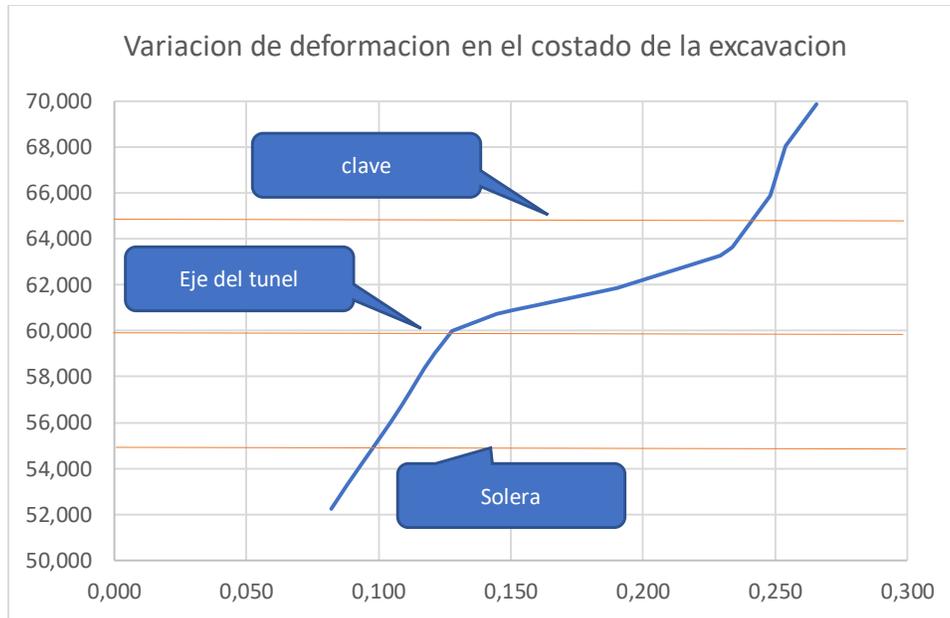
**Figura 42.** Delimitación del perfil B-B' de análisis

Como se puede apreciar, la condición de deformaciones presenta una variación significativa a nivel horizontal, pero se tiene que el sector que mayor desplazamiento tendrá, corresponde al sector derecho de la excavación, esto debido al vector de movimiento que presenta una tendencia diagonal, generando así un movimiento no normal a las cargas aplicadas y existentes, sino un vector diferencial que aumenta as las condiciones de esfuerzo cortante del suelo.

**Tabla 26.** Deformaciones totales en los costados del túnel.

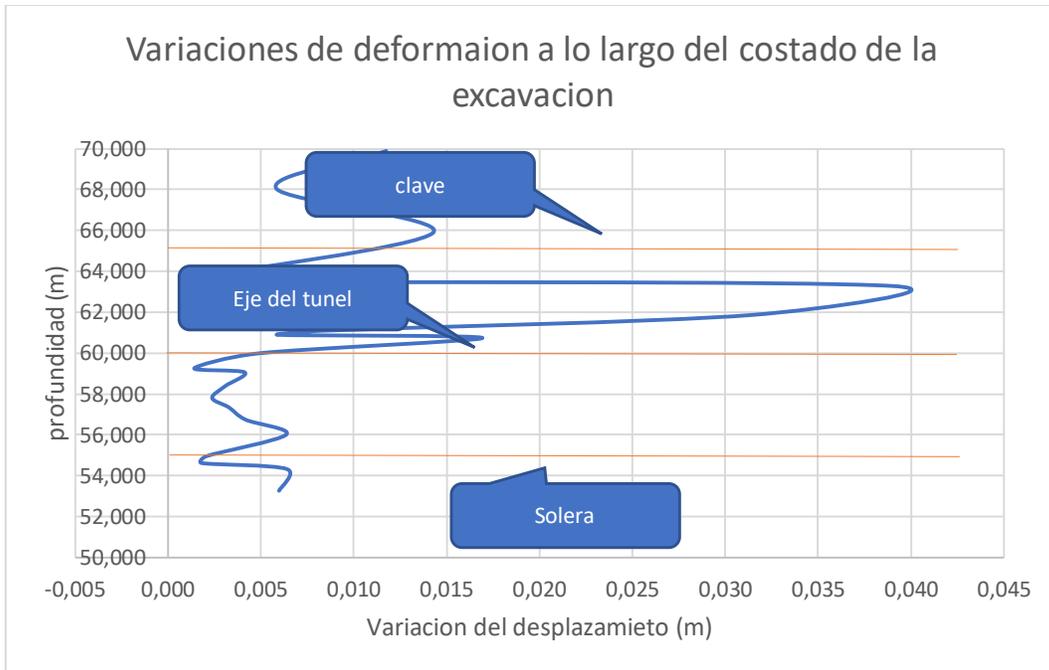
X	Y	U
[m]	[m]	[m]
54.988	69.871	0.266
55.010	68.047	0.254
55.010	68.047	0.254
55.037	65.885	0.248
55.037	65.885	0.248
55.064	63.652	0.234
55.064	63.652	0.234
55.066	63.556	0.233
55.066	63.556	0.233
55.067	63.475	0.232
55.067	63.475	0.232
55.069	63.275	0.229
55.069	63.275	0.229
55.086	61.864	0.190
55.086	61.864	0.190
55.096	61.093	0.159
55.096	61.093	0.159
55.098	60.895	0.151
55.098	60.895	0.151
55.100	60.737	0.145
55.100	60.737	0.145
55.109	59.996	0.128
55.109	59.996	0.128

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
55.118	59.264	0.123
55.118	59.264	0.123
55.121	59.066	0.121
55.121	59.066	0.121
55.129	58.381	0.117
55.129	58.381	0.117
55.136	57.808	0.114
55.136	57.808	0.114
55.142	57.356	0.112
55.142	57.356	0.112
55.149	56.753	0.109
55.149	56.753	0.109
55.158	56.025	0.104
55.158	56.025	0.104
55.171	54.969	0.098
55.171	54.969	0.098
55.175	54.635	0.096
55.175	54.635	0.096
55.179	54.342	0.094
55.179	54.342	0.094
55.192	53.282	0.088
55.192	53.282	0.088
55.204	52.247	0.082



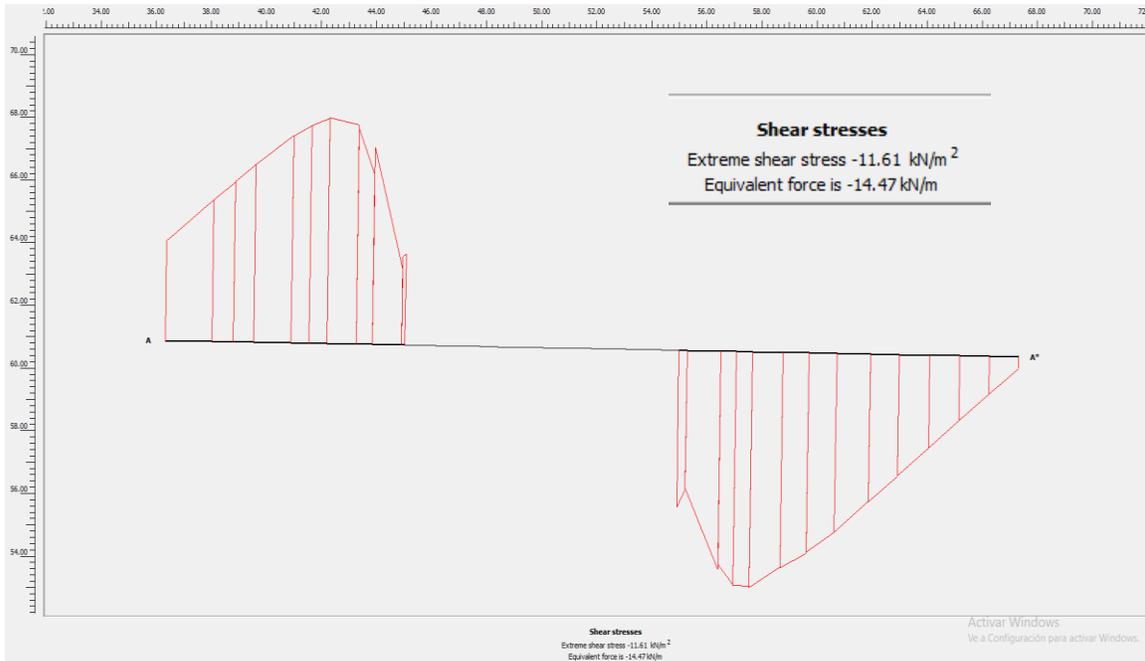
**Figura 43.** Nivel de deformación del costado de la excavación

Como se presenta en la figura 43, la deformación que experimenta la sección horizontal de la excavación va presentando una reducción significativa a medida de que se profundiza en el terreno, por lo cual resulta ser favorable, pues el material en la parte baja de la excavación tiene una baja susceptibilidad a desarrollar cambios de volumen o de forma una vez se retire el material para la construcción de la línea del metro, sino que solamente se tendrá una deformación significativa de la zona central hacia arriba, sectores que deberán ser estabilizados o controlados, pues la deformación que puede experimentar el material a ambos costados del túnel puede ser de cerca de 20cm, lo cual resultaría muy desfavorable en el caso de que sucedieran, ya que no solamente afectaría a la excavación, sino que los movimientos del material en este punto al producir un confinamiento del suelo en la pared del talud, pueden llegar a generar un cambio superficial que podría traducirse en deformaciones de la estructura del pavimento, y por lo tanto pérdida en la funcionalidad de este.



**Figura 44.** Variaciones de deformación a lo largo del costado de la excavación

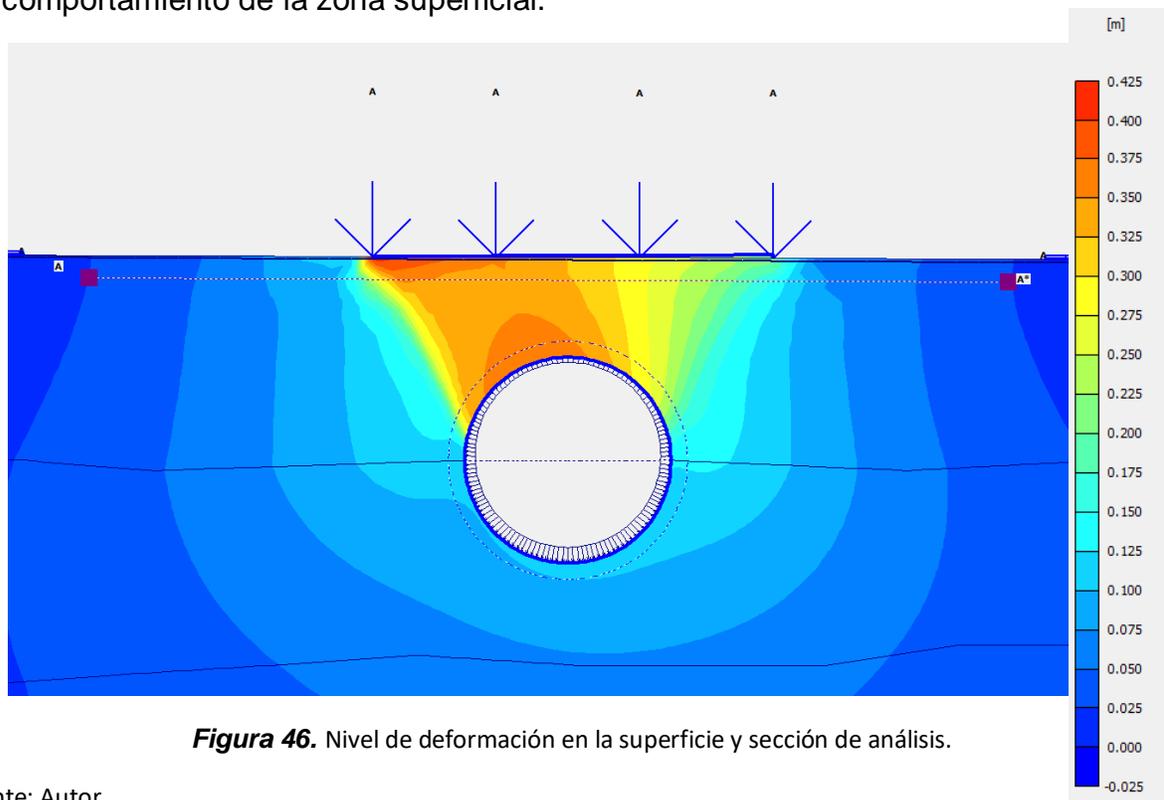
Debido a que esta condición es el estado más crítico que se puede llegar a presentar en el sector, se presenta en la figura 45, la variación de los esfuerzos de corte a los dos lados de la sección, con lo cual se puede establecer a nivel estructural cual puede llegar a ser el diseño el elemento para garantizar una correcta interacción entre el suelo y la estructura.



**Figura 45.** Variación de los esfuerzos de corte debido a la construcción del túnel. Mediante el método Cam Clay

Como se puede apreciar en la evaluación geotécnica del comportamiento del material el proceso constructivo del túnel correspondiente al tramo 4 de la primera línea del metro de la ciudad de Bogotá, en caso de no implementarse algunas medidas de instrumentación y monitoreos de desplazamiento y asentamientos en la etapa constructiva, se pueden llegar a presentar importantes afectaciones, esto debido a que la condición del material hace que sea un suelo de tipo complejo, el cual ante cualquier variación de la presión de poros, o ante cualquier cambio en su estado de equilibrio, tiende a reaccionar con un estado muy poco favorable, además de que se debe articular la obra principal de sostenimiento a una serie de obras de contención y mejoramiento del suelo, con los cuales se pueda llegar a generar un óptimo comportamiento de la obra una vez esta se ponga en funcionamiento.

Además de la evaluación de las condiciones que se presentan en el modelo de análisis a nivel de las deformaciones que se pueden llegar a presentar en la estructura producto de las actividades de excavación del material para la conformación de la sección del túnel, se lleva a cabo en análisis a nivel superficial del nivel de deformaciones que pueden llegar a presentar en la superficie del terreno producto de estas actividades subterráneas, con la finalidad de establecer si se llega a presentar una afectación significativa a nivel de movilidad vehicular. A continuación, se presenta el perfil de análisis para la determinación del comportamiento de la zona superficial.



**Figura 46.** Nivel de deformación en la superficie y sección de análisis.

Fuente: Autor.

Como se aprecia en la figura anterior, se tiene que en una parte de la superficie del terreno, se pueden llegar a presentar unas altas deformaciones en la superficie del terreno, las cuales tienen una magnitud de cerca de 30cm, situación que puede comprometer la estabilidad de la vía y la servicialidad de esta, pues una deformación tan alta, generaría una afectación importante en la movilidad, pues dejaría inhabilitado parte de la calzada izquierda por lo que debe tenerse en cuenta este sector para la ejecución de un sistema de mejoramiento, como también la implementación de un sistema de monitoreo para evitar que se llegue a presentar ese asentamiento tan excesivo en horas de alto flujo vehicular.



**Figura 47.** Nivel de deformaciones generadas en la superficie del terreno mediante el método Cam clay  
Fuente: Autor

**Tabla 27.** Nivel de deformaciones generadas en la superficie del terreno mediante el método Soft Soil

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
24.28	68.90	0.02
27.33	68.88	0.03
27.33	68.88	0.03
28.91	68.88	0.03
28.91	68.88	0.03
31.98	68.86	0.05
31.98	68.86	0.05
35.05	68.85	0.07
35.05	68.85	0.07
36.48	68.84	0.08

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
36.48	68.84	0.08
39.60	68.83	0.15
39.60	68.83	0.15
40.42	68.83	0.23
40.42	68.83	0.23
41.01	68.82	0.30
41.01	68.82	0.30
41.98	68.82	0.35
41.98	68.82	0.35
43.97	68.81	0.34

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
45.97	68.80	0.34
45.97	68.80	0.34
46.78	68.80	0.34
46.78	68.80	0.34
47.30	68.79	0.34
47.30	68.79	0.34
48.07	68.79	0.34
48.07	68.79	0.34
50.38	68.78	0.32
52.68	68.77	0.29
52.68	68.77	0.29
53.52	68.77	0.28
53.52	68.77	0.28
54.42	68.76	0.26
54.42	68.76	0.26
56.66	68.75	0.23

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
58.90	68.74	0.18
58.90	68.74	0.18
59.83	68.74	0.15
59.83	68.74	0.15
60.79	68.73	0.12
60.79	68.73	0.12
62.96	68.72	0.07
65.14	68.71	0.07
67.31	68.70	0.05
67.31	68.70	0.05
68.39	68.70	0.04
68.39	68.70	0.04
69.30	68.69	0.04
69.30	68.69	0.04
72.50	68.68	0.02

Como se puede apreciar, tanto a nivel superficial, como a nivel subsuperficial en cercanías a la periferia de la excavación, la deformación que se presenta en esta sección producto de la remoción del material, influye significativamente en la estabilidad de la superficie del terreno, en donde se evidencia que el vector de deformaciones efectivamente posee una tendencia diagonal en dirección al costado derecho, por lo cual el área más afectada de la superficie producto de las actividades, corresponde a la calada izquierda de la vía, por lo que resulta vital implementar un sistema de control a deformaciones, y en caso de ser necesario, en el momento de la ejecución de las actividades, se lleve a cabo un mantenimiento y seguimiento continuo a este sector para evitar afectaciones importantes.

Teniendo en cuenta los resultados anteriormente obtenidos, se procede a llevar a cabo la evaluación geotécnica mediante un modelo similar, para establecer la veracidad de los resultados obtenidos mediante el modelo constitutivo de Cam Clay.

## 7. APLICACIÓN DEL MODELO AJUSTADO AL METODO SOFT SOIL

Una vez ajustados los parámetros de entrada de cada una de las capas del material presente en el sitio, se lleva a cabo la verificación del modelo utilizado y aplicado a suelos blandos, mediante método de elementos finitos, pero empleando las ecuaciones constitutivas del método de **Soft Soil**, que contempla la deformación progresiva del material, a medida de que se ha generado la alteración del suelo producto de una excavación, además de que al igual que el anterior, se lleva a cabo la representación de las diferentes etapas constructivas para determinar cómo es el comportamiento del suelo ante la variación de esfuerzos y generación de deformaciones.

Es importante mencionar que, para este caso, solamente se lleva a cabo la evaluación para la construcción del túnel, para determinar la veracidad y concordancia tanto de los modelos, como de los parámetros.

**Tabla 28.** Parámetros de entrada del material para el modelo Soft Soil.

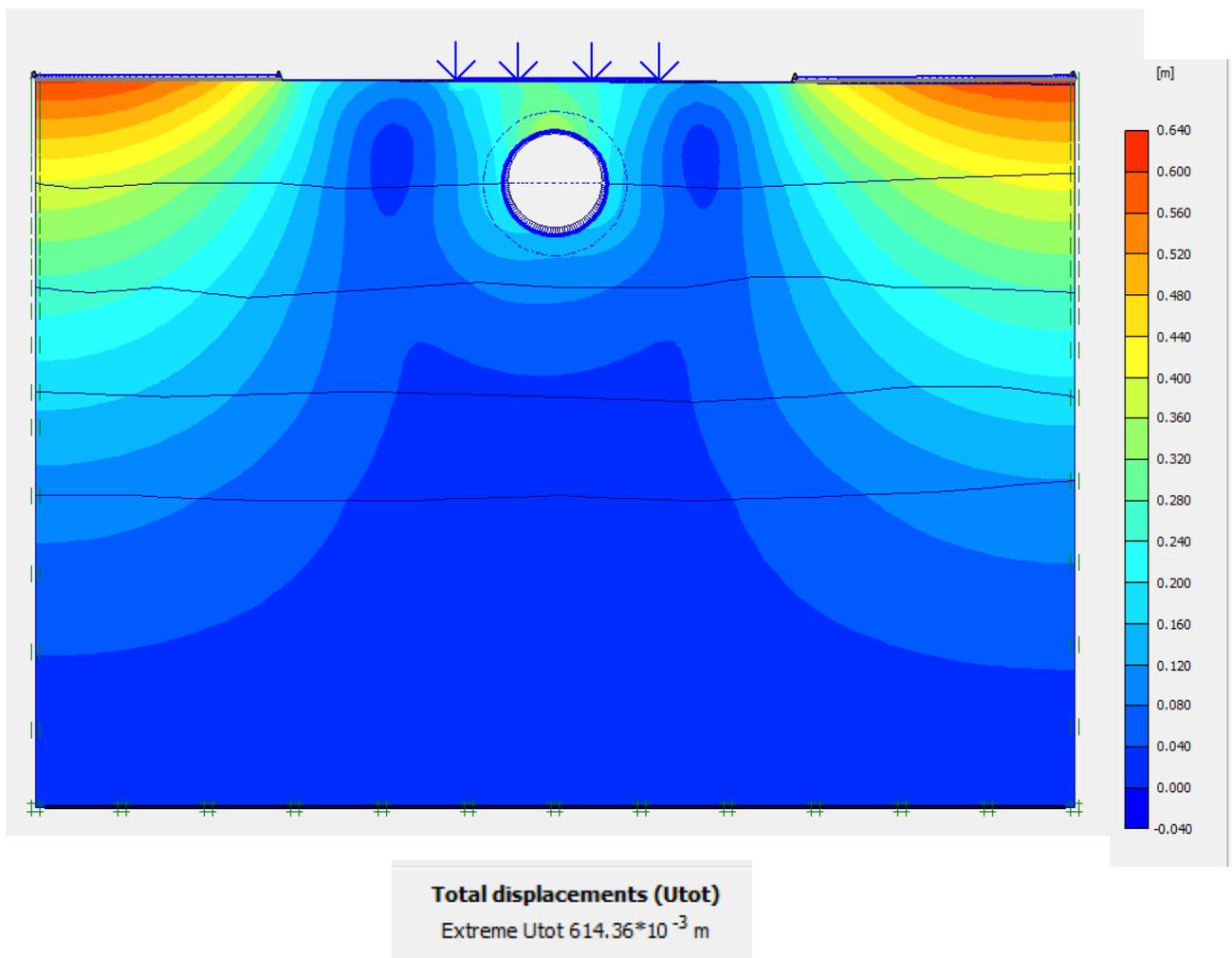
Parte del alineamiento	PROFUNDIDAD (z)	MATERIAL	Peso unitario (KN/m <sup>3</sup> )	COHESION NO DRENADA (KPa)	Ø (°)	K	λ	M	ν
Tramo 4 (Sector Norte)	0.0m – 10.0m	Arcilla de alta plasticidad con presencia de materia orgánica,	12.60	15.00	15.5	0.10	0.72	0.59	0.30
	10.0m – 20.0m		11.70	25.00	15.7	0.09	0.63	0.59	0.30
	20.0m – 30.0m		11.40	30.50	17.7	0.08	0.55	0.68	0.30
	30.0m – 40.0m		12.40	30.40	15.2	0.09	0.66	0.57	0.30
	40.0m – 50.0m	12.40	46.00	15.2	0.07	0.49	0.57	0.30	

Fuente: Autor

**Figura 48.** Análisis numérico mediante método Soft Soil.

Fuente: Autor.

Como se puede observar para el sector de estudio, durante la etapa de realización de la excavación y revestimiento del túnel para puesta en marcha en funcionamiento del tramo 4 de la primera línea del sistema metro, se presenta una condición similar a la obtenida mediante el método de Cam Clay, evidenciando que debido a que se tiene presencia de un material altamente fino, en condición no drenada, y con unas características mecánicas un poco deficientes, se tiene la posibilidad de generación de procesos de subsidencia de gran magnitud que de no monitorearse ni controlarse a medida de que se van presentando, se pueden llegar a generar afectaciones importantes en la superficie del terreno., pues al igual que en el método anterior, en la parte superior de la excavación, se va presentar un asentamiento de cerca de 35cm, y el mayor asentamiento se va a generar en el sector de las estructuras, pero es una deformación debida a la carga que se genera producto de la construcción de estas zonas.



**Figura 49.** Estado de deformación vertical debido a la construcción del túnel bajo la vía mediante el método Soft Soil

Fuente: Autor.

En la tabla 29 se presenta la variación de la deformación que experimenta la excavación de la sesión del túnel, teniendo en cuenta el modelo Soft Soil, en donde se aprecia una tendencia similar a la que se tiene mediante el método Cam Clay, pues el material experimenta una deformación máxima cerca a la solera del túnel, con una magnitud cercana a los 35cm, estado que es muy pero muy similar a los resultados obtenidos con el método calibrado, por lo que se corrobora la información obtenida por los dos métodos de análisis.

**Tabla 29.** Variación en la deformación de la parte superior de la excavación mediante método de Soft Soil

X	Y	U	\Delta U	INCREMENTO DE DEFORMACION
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
45.069878	65.860359	0.24232465	0.000	0.000
45.721345	65.864406	0.25954726	0.017	0.017
45.721345	65.864406	0.25954726	0.000	0.017
47.338737	65.874455	0.30162	0.042	0.059
47.338737	65.874455	0.30162	0.000	0.059
47.529644	65.875641	0.30607331	0.004	0.064
47.529644	65.875641	0.30607331	0.000	0.064
47.672373	65.876528	0.30927218	0.003	0.067
47.672373	65.876528	0.30927218	0.000	0.067
47.840457	65.877572	0.31288589	0.004	0.071
47.840457	65.877572	0.31288589	0.000	0.071
49.378708	65.887129	0.33352238	0.021	0.091
49.378708	65.887129	0.33352238	0.000	0.091
50.601975	65.894729	0.33012205	-0.003	0.088
50.601975	65.894729	0.33012205	0.000	0.088
51.080513	65.897702	0.3237654	-0.006	0.081
51.080513	65.897702	0.3237654	0.000	0.081
51.441319	65.899944	0.31732948	-0.006	0.075
51.441319	65.899944	0.31732948	0.000	0.075
52.649465	65.90745	0.288331	-0.029	0.046
52.649465	65.90745	0.288331	0.000	0.046
53.556164	65.913084	0.26271872	-0.026	0.020
53.556164	65.913084	0.26271872	0.000	0.020
55.174604	65.923139	0.21773109	-0.045	-0.025
55.174604	65.923139	0.21773109	0.000	-0.025

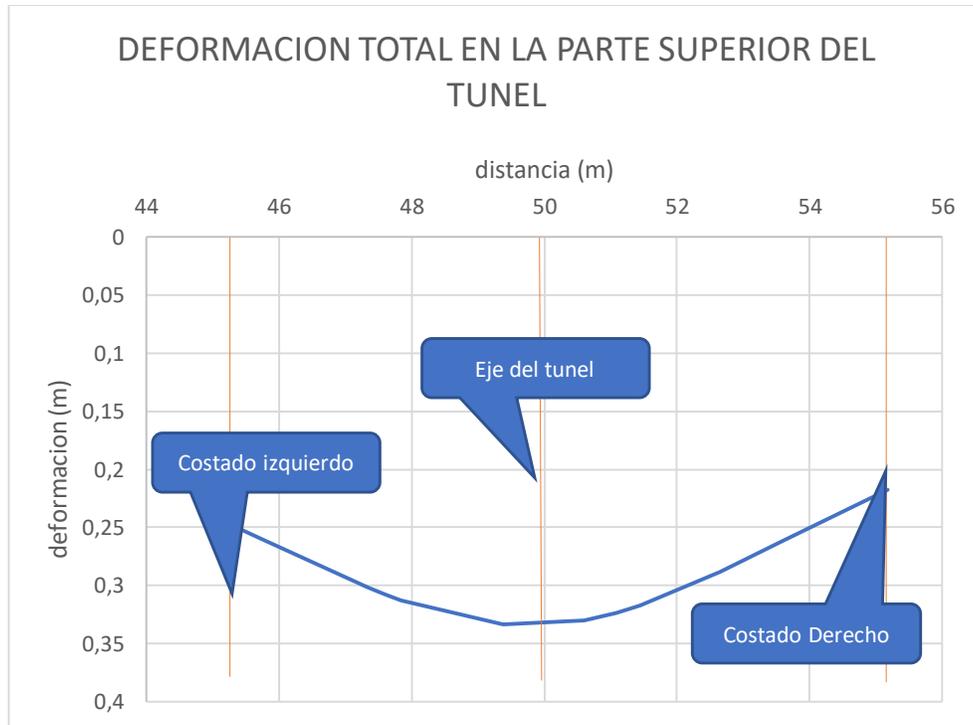
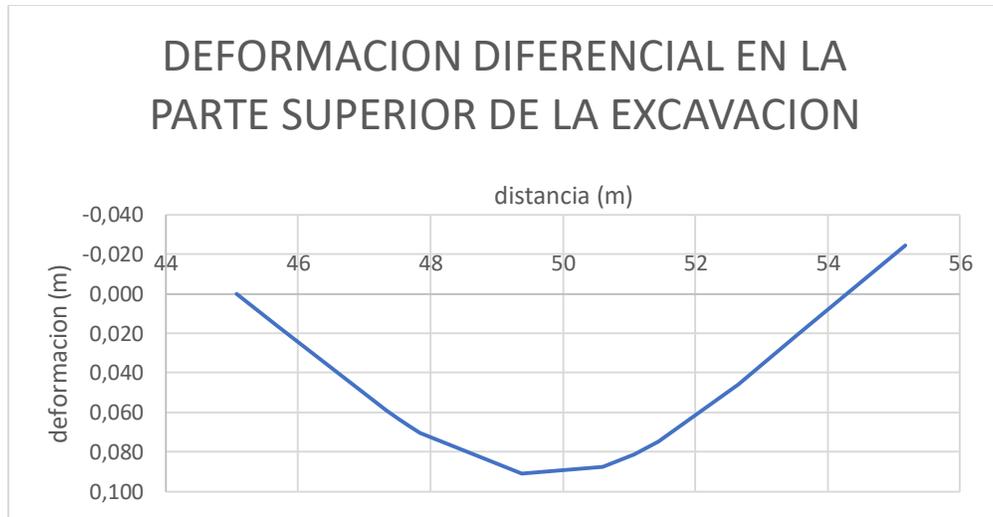


Figura 50 Variación de las deformaciones totales en la parte superior del túnel mediante método de Soft Soil

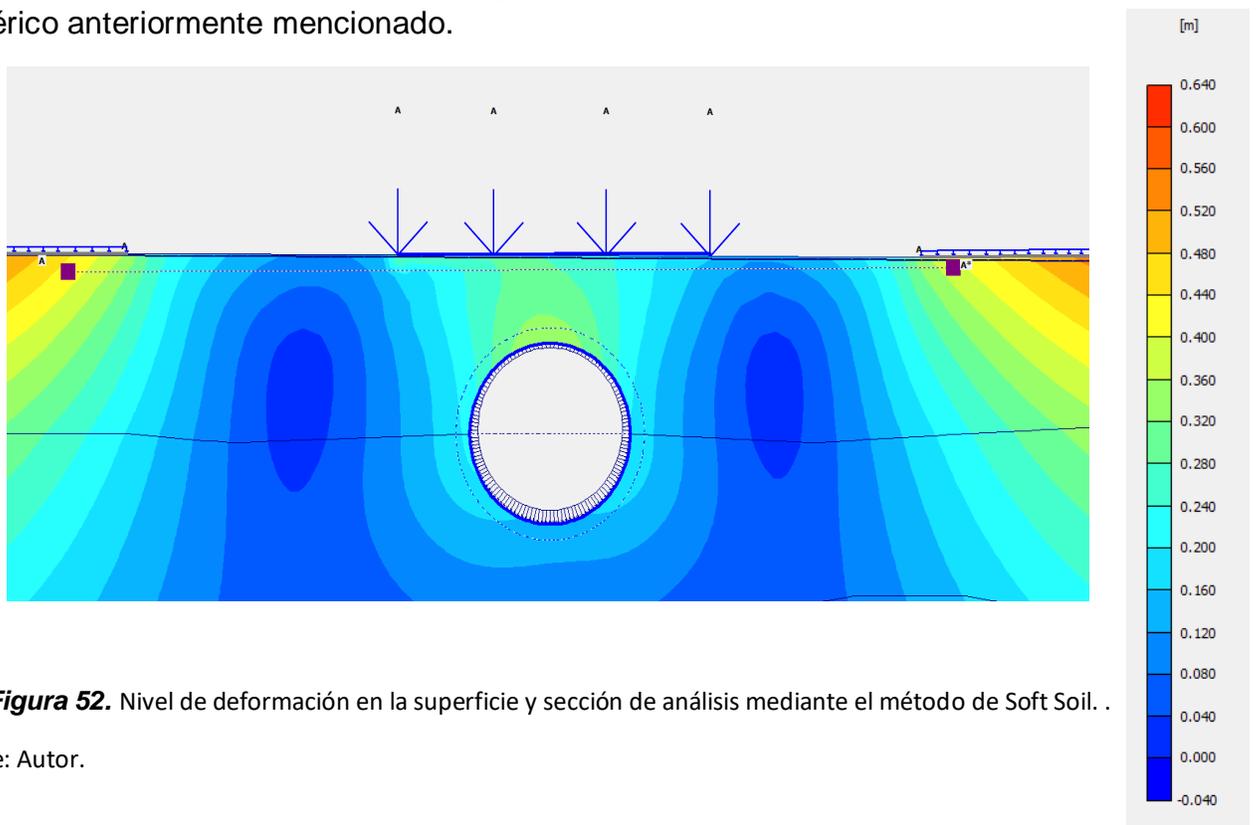
Una condición que resulta ser un poco diferente en el método de Soft Soil, con respecto al método anterior, es la tendencia del vector de deformación, el cual en este caso no se encuentra a un costado de la sesión, sino que en esta se presenta en la zona central, por lo que se espera que se corrobora que el máximo nivel de deformación que puede experimentar el suelo, se produzca en este sitio.

Además de esto, se evidencia que, en este caso, la tendencia de deformación presenta una variación muy constante, por lo que el material en este caso tiende a deformarse casi de forma simétrica, esto debido al punto en donde se encuentran concentrados los esfuerzos y por lo tanto las deformaciones.



*Figura 51 deformaciones diferenciales presentadas en la zona de la bóveda de la excavación mediante el método Soft Soil.*

Debido a que producto de la excavación, en superficie se presenta una condición poco favorable, en donde se tiene una deformación de cerca de 35cm, al igual que en la periferia del túnel, empleando el método de análisis de Cam Clay, se lleva a cabo el análisis de deformación del suelo a nivel superficial mediante el método de Soft Soil, para identificar cual es la condición resultante y si se mantiene una relación cercana al método numérico anteriormente mencionado.



**Figura 52.** Nivel de deformación en la superficie y sección de análisis mediante el método de Soft Soil. .

Fuente: Autor.

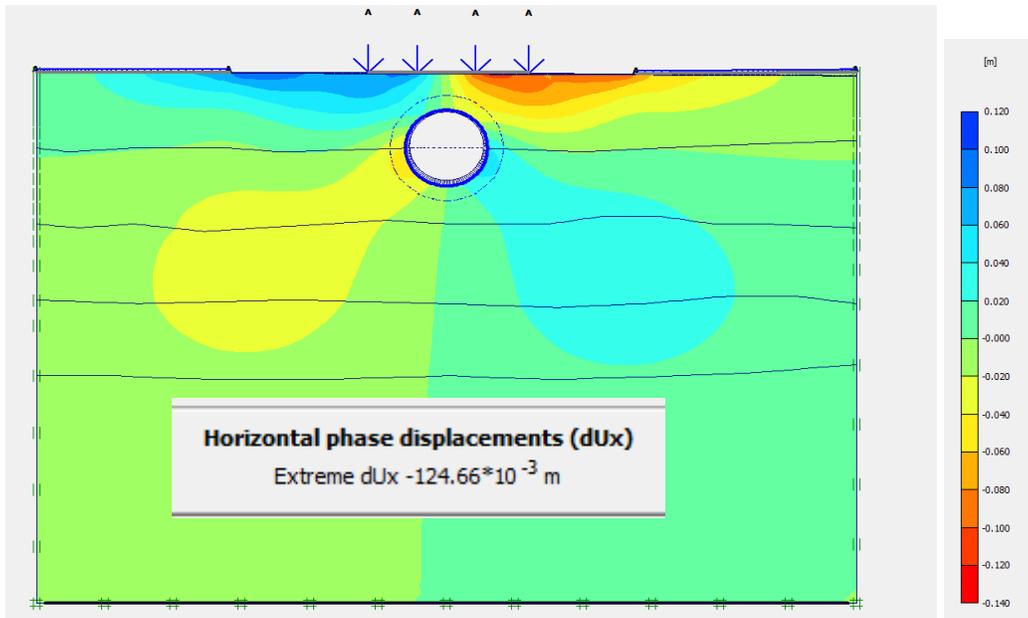
Como se presenta en la figura anterior, la deformación a partir del método de Soft Soil presenta una variación significativa respecto a las condiciones obtenidas con el método de Cam Clay, en donde se tenía que el máximo asentamiento se presenta en uno de los costados de la vía; en este caso, el vector de deformación al ser casi simétrico, se genera un máximo asentamiento en la parte central, bajo la clave del túnel, este con un valor cercano a los 36cm, mostrado que aunque el sector de deformación cambia, la magnitud de los asentamientos totales son muy similares llevando a cabo la comparación de los dos métodos.



**Figura 53.** Nivel de deformaciones generadas en la superficie del terreno mediante el método Soft Soil  
Fuente: Autor

Además de la condición de deformación que se experimenta a nivel compresional en la parte central de la excavación, una condición que resulta importante tener en cuenta es que a los costados de la vía, en la zona en donde se tiene la presencia de estructuras, pero a nivel adyacente se tiene presencia de andenes, ese tiene la posibilidad de que el material experimente algunos procesos expansivos, esto debido a que la cobertura del material que en la actualidad resiste el esfuerzo generado por el paso de los vehículos, y que posee un espesor constante, se altera y se vuelve un espesor de cerca de 5.0m, por lo tanto, el esfuerzo que ocasiona el flujo vehicular, tiende a aumentar los esfuerzos horizontales, y esto suado a las condiciones estratigráficas y geotécnicas del suelo, este fenómeno se puede presentar con mucha facilidad.

Una condición que resulta impórtate mencionar, es que al cambiar la dirección y los vectores de deformación, se presenta un cambio significativo a nivel de las deformaciones que se van a experimentar a nivel lateral, en donde como se aprecia en la figura 54, se puede llegar a genera un fenómeno de movimiento lateral de la excavación que deberá controlarse no solamente con el elemento de revestimiento, sino que deberá evaluarse el nivel de esfuerzos generados lateralmente, para establecer cual puede llegar a ser la estructura más óptima a diseñar.



**Figura 54.** Estado de deformación horizontales debido a la construcción del túnel bajo la vía mediante el método Soft Soil

Fuente: Autor.

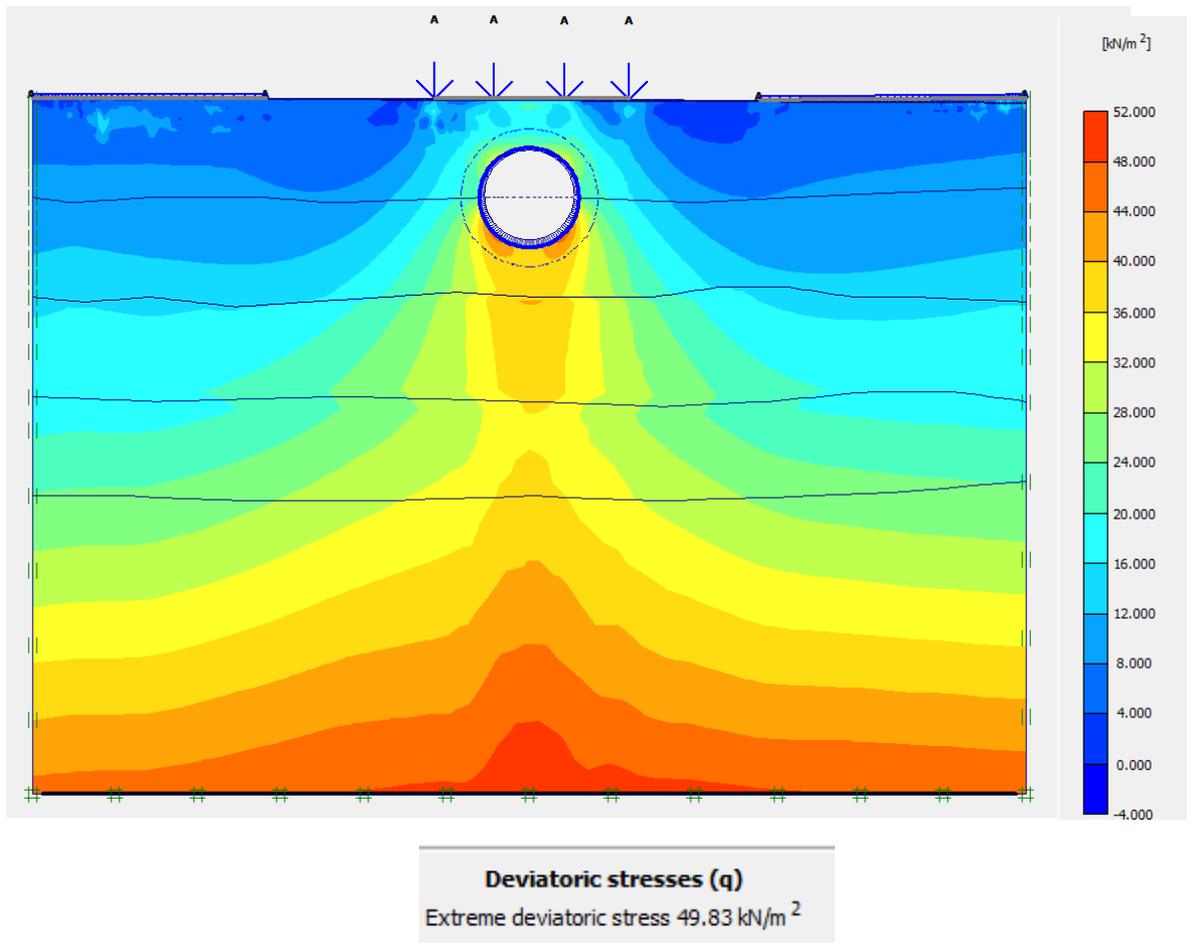
**Tabla 30.** Variación en la deformación horizontal superior de la excavación mediante método de Soft Soil

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
54.958	68.111	0.226
55.068	65.894	0.220
55.068	65.894	0.220
55.179	63.655	0.207
55.179	63.655	0.207
55.183	63.564	0.206
55.183	63.564	0.206
55.188	63.457	0.206
55.188	63.457	0.206
55.264	61.935	0.197
55.264	61.935	0.197

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
55.291	61.378	0.195
55.291	61.378	0.195
55.314	60.927	0.193
55.314	60.927	0.193
55.333	60.537	0.191
55.333	60.537	0.191
55.360	59.985	0.188
55.360	59.985	0.188
55.386	59.472	0.186
55.386	59.472	0.186
55.411	58.963	0.183

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
55.411	58.963	0.183
55.436	58.454	0.180
55.436	58.454	0.180
55.488	57.410	0.169
55.488	57.410	0.169
55.494	57.297	0.167

X	Y	U
[m]	[m]	[m]
55.494	57.297	0.167
55.501	57.159	0.165
55.501	57.159	0.165
55.559	55.977	0.149
55.559	55.977	0.149
55.611	54.924	0.134



**Figura 55.** Estado de esfuerzos totales. debido a la construcción del túnel bajo la vía mediante el método Soft Soil

Fuente: Autor.

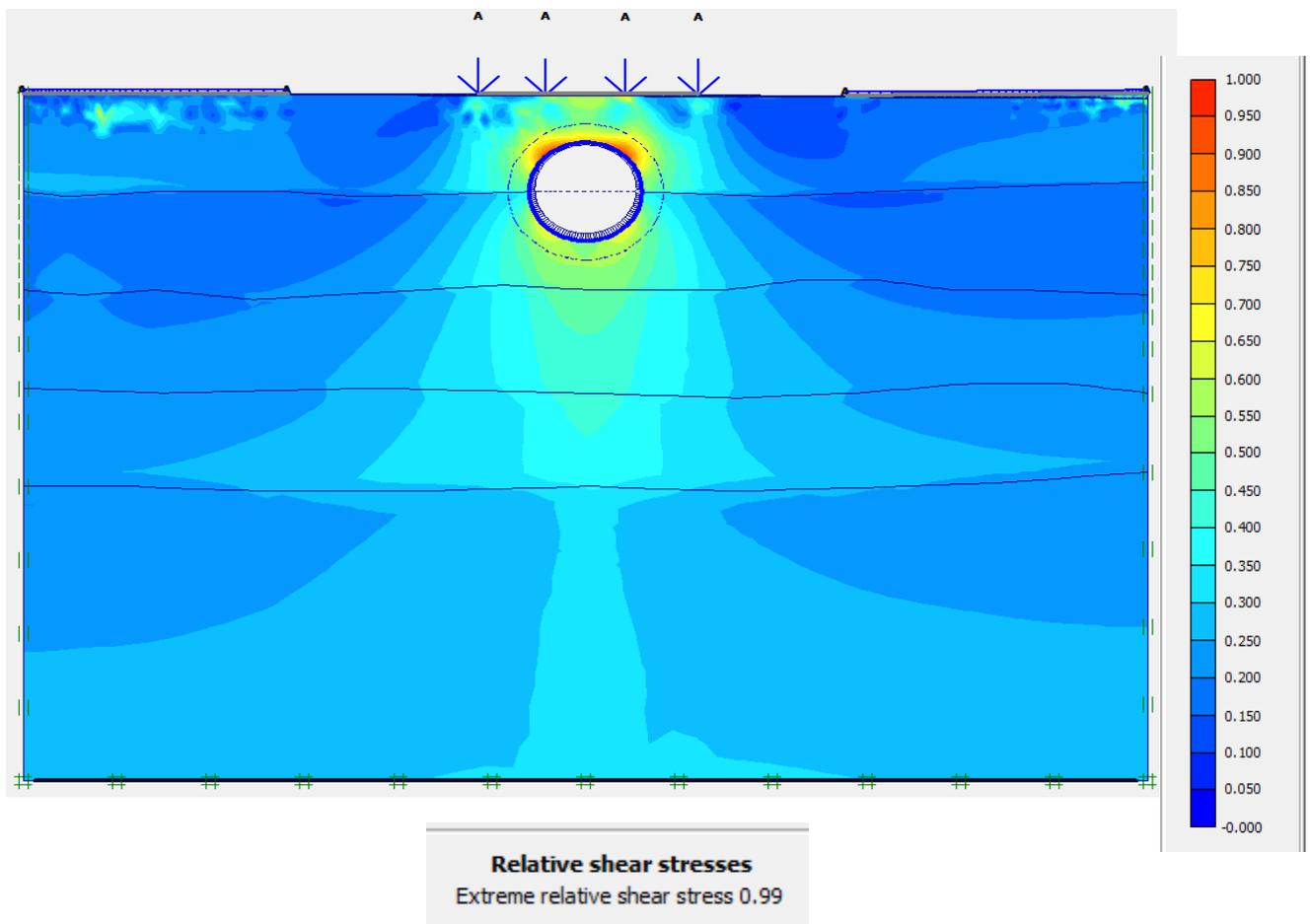
Además de esto, a nivel de la variación de esfuerzos generados por la excavación para la construcción de la estructura, se aprecia, que al igual que las deformaciones, esta también presenta una variación significativa, pues debido a que la misma deformación

puede llegar a presentarse en la parte alta u la cúpula de la excavación los hastiales o laterales son los encargados de empezar a resistir todo el peso generado por el asentamiento del material, teniendo que los puntos de mayor concentración de los esfuerzos generados por la actividad se van a concentrar en estos puntos laterales, alcanzando una magnitud de cerca de  $5T/m^2$ , y que puede llegar a incrementarse

**Tabla 31.** Variación en el esfuerzos total en la parte superior de la excavación mediante método de Soft Soil

X	Y	s_N
[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
40.217217	65.830209	-71.936335
42.383439	65.843668	-82.903279
42.383439	65.843668	-83.082032
44.194915	65.854922	-77.372962
44.194915	65.854922	-81.923919
45.069878	65.860359	-82.877858
45.069878	65.860359	-82.206735
45.721345	65.864406	-76.779978
45.721345	65.864406	-76.685159
47.338737	65.874455	-66.535629
47.338737	65.874455	-66.640675
47.529644	65.875641	-65.168329
47.529644	65.875641	-65.162699
47.672373	65.876528	-64.089413
47.672373	65.876528	-64.134743
47.840457	65.877572	-62.908909
47.840457	65.877572	-63.448156
49.378708	65.887129	-53.929446
49.378708	65.887129	-54.023974

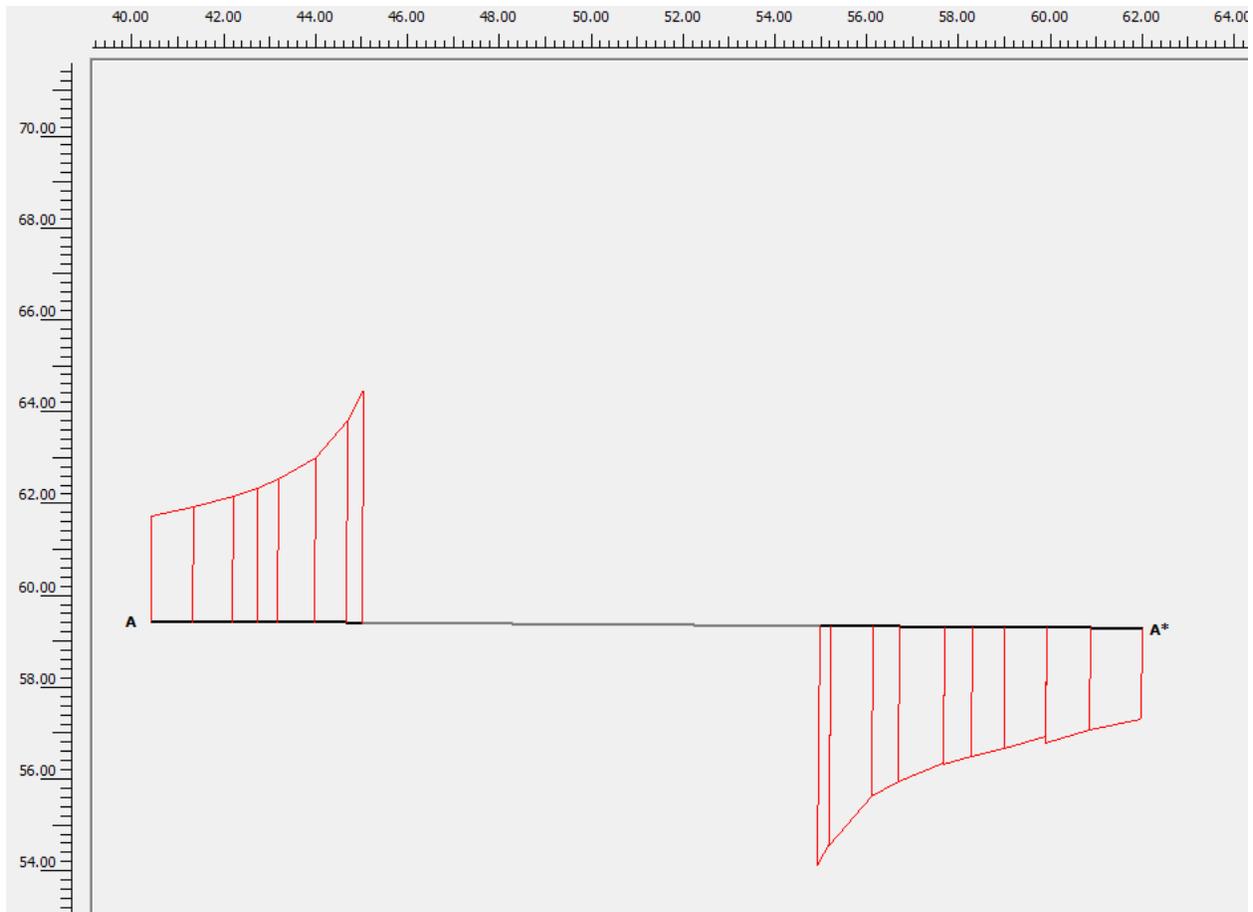
X	Y	s_N
[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
50.601975	65.894729	-52.680297
50.601975	65.894729	-53.263661
51.080513	65.897702	-54.757113
51.080513	65.897702	-54.732407
51.441319	65.899944	-56.543529
51.441319	65.899944	-56.518721
52.649465	65.90745	-64.388868
52.649465	65.90745	-64.07497
53.556164	65.913084	-70.765885
53.556164	65.913084	-70.825725
55.174604	65.923139	-77.515939
55.174604	65.923139	-77.976497
56.298624	65.930123	-81.691534
56.298624	65.930123	-81.857596
56.571339	65.931817	-82.35169
56.571339	65.931817	-82.214859
57.647565	65.938503	-82.294196
57.647565	65.938503	-81.326438
59.415132	65.949485	-79.634307



**Figura 56.** Estado de esfuerzos efectivos. debido a la construcción del túnel bajo la vía mediante el método Soft Soil

Fuente: Autor.

Finalmente se presenta la condición resultante de esfuerzos cortantes en los costados de la excavación para la determinación de las condiciones estructurales que debe tener la obra para garantizar la no generación de deformaciones.



**Shear stresses**  
 Extreme shear stress  $-13.37 \text{ kN/m}^2$   
 Equivalent force is  $-16.39 \text{ kN/m}$

**Figura 57.** Variación de los esfuerzos de corte debido a la construcción del túnel. Mediante el método Cam Clay

Finalmente, como se puede apreciar tanto para el método de Cam Clay, como para el modelo de análisis Soft Soil, se presenta una coherencia con los resultados obtenidos a nivel tanto de deformaciones como a nivel de esfuerzos y fuerzas cortantes actuantes en el elemento de revestimiento de la excavación, por lo que se puede establecer, que la construcción del tramo número 4, implementando un sistema de metro subterráneo, puede llegar a realizarse, pero se debe tener mucho cuidado en los sectores en donde el material presente una consistencia muy plástica o casi flujo, ya que son esos puntos en donde el material va a experimentar grandes cambios tanto de forma como de volumen, debido a su potencial altamente expansivo, además de su baja capacidad de carga.

## 7.1. CONDICION RESULTANTE DEL MODELO

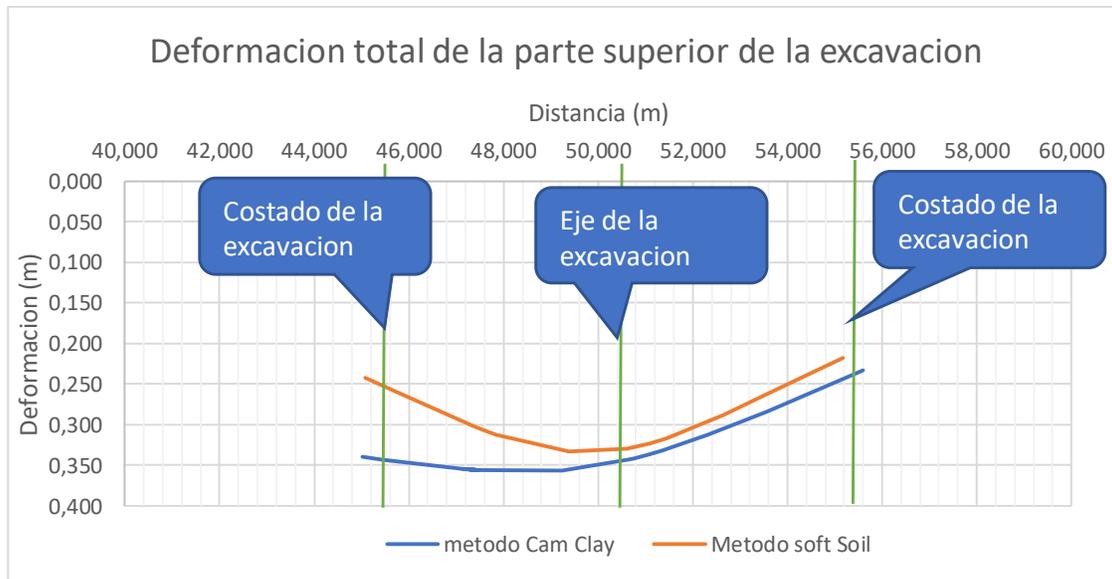
Una vez determinados los parámetros y calibrados para la evaluación del comportamiento del material ante las obras de construcción de la primera línea del metro en la ciudad de Bogota, en donde se determinaron los niveles de asentamiento y deformación que puede llegar a experimentar el material al ser sometido a una remoción de suelo bajo la superficie del terreno, y por lo tanto la modificación en la condición de esfuerzos, se tiene una gran concordancia entre los resultados obtenidos mediante el método Cam Clay, utilizado como base en donde se tiene que para la etapa más representativa del proyecto, se pueden llegar a presentar unas deformaciones máximas cercanas a los 40cm, estas localizadas en la parte superior pero con una tendencia a un costado izquierdo, en donde se genera con esto un efecto de corte en el material, y por consiguiente la aparición de deformaciones por expansión lateral en los costados, las cuales se magnifican debido a la condición actual del terreno.

De la misma forma, para el método Soft Soil, se presenta una condición muy similar a la ya mencionada, pues se tiene que en la etapa de construcción o excavación de la sección a frente completo, se pueden llegar a generar unas deformaciones máximas de 33cm, pero con un vector de dirección casi vertical, lo que indica que la deformación bajo las consideraciones de este modelo serán simétricas a los dos costados, situación que puede llegar a ser más representativa, aun mas cuando se presentan las mismas proporciones de deformación teniendo en cuenta los dos métodos seleccionados para la determinación de las condiciones que experimenta el material en las diferentes etapas.

**Tabla 32.** *Relación en la deformación obtenida mediante los dos métodos de análisis*

deformación por método de Cam Clay		deformación por método de Soft Soil		Variación de la deformación
X	U	X	U	\Delta U
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
45.016	0.339	45.070	0.242	0.097
45.016	0.339	45.721	0.260	0.080
45.456	0.343	45.721	0.260	0.083
45.456	0.343	47.339	0.302	0.041
47.146	0.354	47.339	0.302	0.052
47.146	0.354	47.530	0.306	0.048
47.463	0.355	47.530	0.306	0.049
47.146	0.354	47.672	0.309	0.045
47.146	0.354	47.672	0.309	0.045
47.463	0.355	47.840	0.313	0.043
47.463	0.355	47.840	0.313	0.043
49.238	0.356	49.379	0.334	0.022
49.238	0.356	49.379	0.334	0.022

deformación por método de Cam Clay		deformación por método de Soft Soil		Variación de la deformación
X	U	X	U	$ \Delta U $
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.725	0.342	50.602	0.330	0.012
50.725	0.342	50.602	0.330	0.012
51.087	0.336	51.081	0.324	0.012
51.087	0.336	51.081	0.324	0.012
51.364	0.331	51.441	0.317	0.014
51.364	0.331	51.441	0.317	0.014
52.320	0.312	52.649	0.288	0.024
52.320	0.312	52.649	0.288	0.024
53.554	0.284	53.556	0.263	0.021
53.554	0.284	53.556	0.263	0.021
55.599	0.233	55.175	0.218	0.015
55.599	0.233	55.175	0.218	0.015



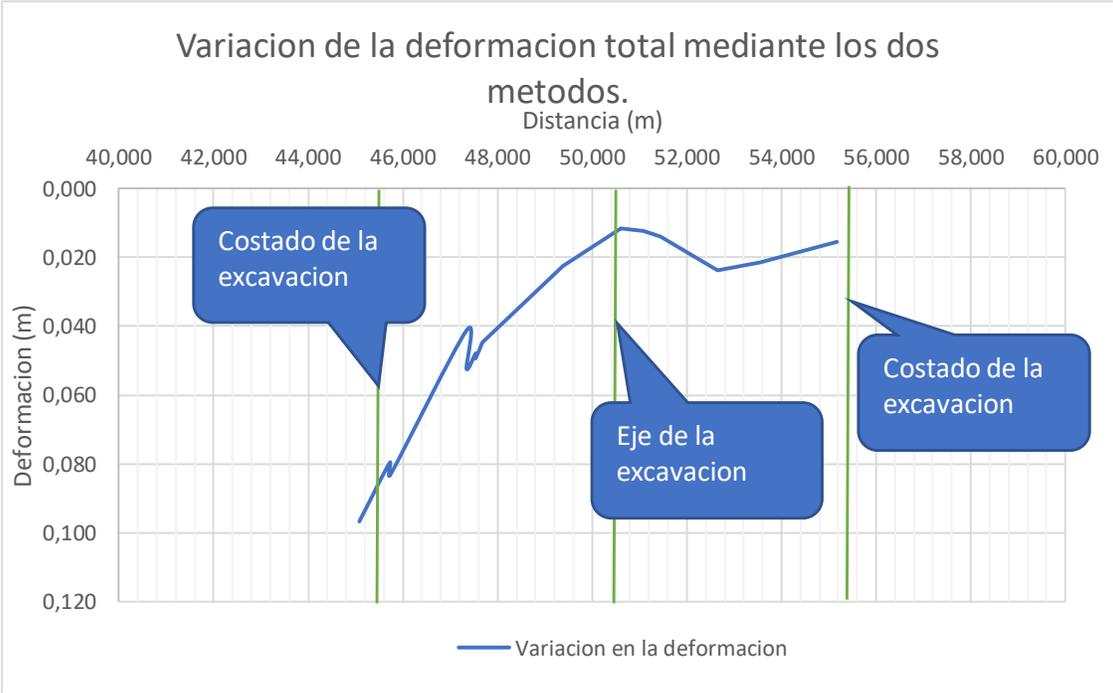
Deformación resultante total mediante Cam Clay (cm)	Deformación resultante total mediante Soft Soil (cm)
35.81	33.50

**Figura 58.** Relación entre las deformaciones obtenidas por los dos métodos numéricos seleccionados

Fuente: Autor.

Además de esto, para establecer en que parte de la periferia de la excavación se presenta una mayor diferencia en las deformaciones obtenidas por los dos métodos, se presenta en

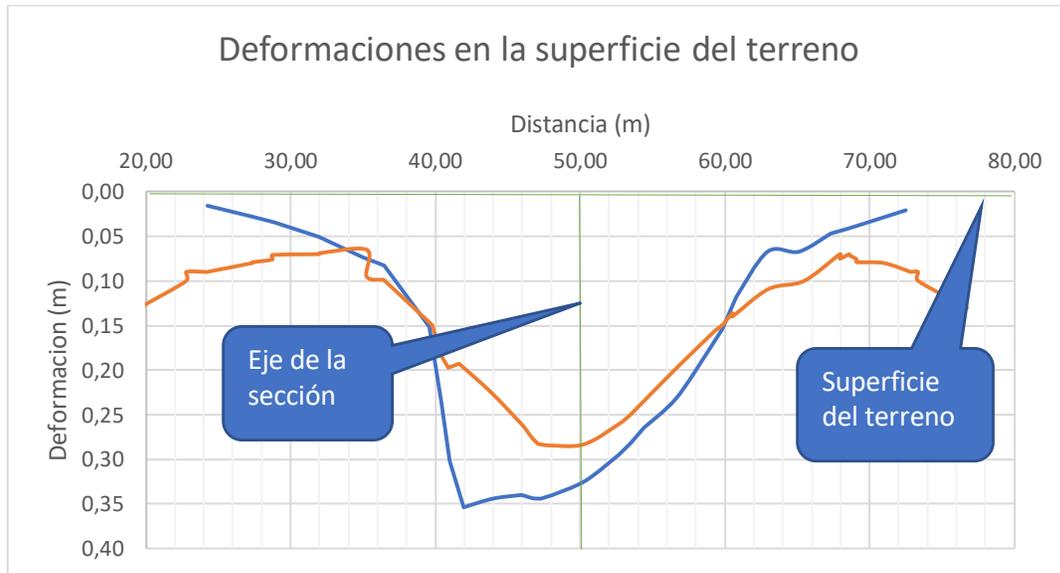
la figura 59 cual es el resultante, en donde se aprecia que el mayor diferencial se presenta en el costado izquierdo, y exactamente en el costado izquierdo, pues se presenta una diferencia de cerca de 9 cm e los dos métodos, situación que se va reduciendo significativamente, pues en el centro de la sección del túnel, la diferencia en la deformación total, resulta ser de 1.20cm, situación que muestra seriamente la relación entre los resultados obtenidos entre el método Cam clay, y el Método final de Soft Soil.



**Figura 59.** Relación entre las deformaciones obtenidas por los dos métodos numéricos seleccionados (Derecha Cam Clay, Izquierda Soft Soil)

Fuente: Autor.

Al igual que la deformación en la periferia de la excavación, se presenta la variabilidad que se presenta en la determinación de la deformación que experimenta el material en superficie producto de la ejecución de las actividades de excavación, en donde como ya se mencionó anteriormente a nivel general se presenta una magnitud similar, pero se tiene la diferencia en la dirección del vector máximo de desplazamiento, como también en las deformaciones por expansión del suelo que se presenta en el segundo modelo, estado que se considera coherente, debido a la modificación en la condición del material que se realiza, producto de la construcción de la sección subterránea del alineamiento de la primera fase del metro.



**Figura 60.** Relación entre las deformaciones obtenidas a nivel superficial por los dos métodos numéricos seleccionados

Fuente: Autor.

Finalmente, como se puede apreciar tanto para el método de Cam Clay, como para el modelo de análisis Soft Soil, se presenta una coherencia con los resultados obtenidos a nivel tanto de deformaciones como a nivel de esfuerzos y fuerzas cortantes actuantes en el elemento de revestimiento de la excavación, por lo que se puede establecer, que la construcción del tramo número 4, implementando un sistema de metro subterráneo, puede llegar a realizarse, pero se debe tener mucho cuidado en los sectores en donde el material presente una consistencia muy plástica o casi flujo, ya que son esos putos en donde el material va a experimentar grandes cambios tanto de forma como de volumen, debido a su potencial altamente expansivo, además de su baja capacidad de carga.

## 8. CONCLUSIONES

Una vez establecidas las condiciones del comportamiento del suelo blando de la ciudad de Bogotá sobre el cual se tiene planteada la construcción de un tramo de la primera línea del metro de forma subterránea para la ciudad de Bogotá a nivel puntual el corredor comprendido de la carrera 11 entre calles 63 y 127 , empleando el método de elementos finitos, se presenta a continuación una serie de comentarios finales y recomendaciones que permitirán generar un mayor conocimiento sobre esta temática que en la actualidad se encuentra en gran auge:

- El sector de estudio, en general se encuentra localizado en una zona en donde convergen a cercanía dos tipos de materiales a nivel geológico, el primero con formación labor y tierna que aflora en el sector de los cerros orientales, y el segundo, con presencia de materiales de depósitos fluviolacustres, que hoy en día se encuentran en proceso de sedimentación y consolidación, razón por la que sísmicamente se cataloga como zona **LACUSTRE 100**, en donde se observa presencia de suelos arcillo- limosos con altas plasticidades, además de poseer contenidos de agua superiores al 100%, estado que genera reducción importante de la resistencia del suelo, como también aumenta la posibilidad de generación de cambios volumétricos ante cualquier situación natural o antrópica que les ocurra.
- Para la realización del proceso de modelamiento numérico cuya finalidad fue establecer el comportamiento que estos materiales presentan ante la construcción de la línea del metro subterráneo, se utilizó el software PLAXIS 2D, que se fundamenta en el método de elementos finitos (FEM) y permite evaluar de forma mucho más detallada los diferentes comportamientos que puedan llegar a experimentar los materiales al ser modificados en su condición de equilibrio o en su estado de esfuerzos.
- Para la ejecución de los modelos fue necesaria la recopilación de información de la totalidad del corredor, evidenciando que la primera fase del metro se encuentra dividida en cuatro sectores; el primero en el sector norte de la ciudad, y a medida que avanza hacia el portal de las Américas este va cambiando su denominación en cuanto al tramo. Esto se realizó con el fin de establecer en que sectores se tiene la alternativa de hacerlo bajo superficie, en cuales puede hacerse elevado, o en su defecto, en que puntos debe construirse sobre el terreno.
- Una vez clasificada e identificada la información existente, se llevó a cabo la selección del primer modelo de análisis, que corresponde al modelo **Cam Clay**, el cual permite simular el estado de sobrecarga – ablandamiento y dilatación del

material, siendo este el que ofrece un estado más real al que es sometido el suelo y representa de forma más precisa la condición de deformación en este tipo de materiales de predominio totalmente fino y bajo saturación total.

- Como factor importante, se tiene que la selección del método matemático y modelo constitutivo de Cam Clay, resulta ser positiva debido al tipo de material presente en el sector, pues se evidencia una condición poco favorable como la generación de grandes niveles de deformación durante las diferentes etapas de construcción del túnel.
- La generación de la condición descrita anteriormente, se debe a que el material no cuenta con las características suficientes y adecuadas para soportar grandes variaciones de esfuerzos, por lo que no solo genera un proceso de asentamiento durante la etapa constructiva, sino que en esta misma actividad se pueden llegar a dar algunos procesos de expansión comúnmente denominados levantamiento del fondo.
- Debido a la alta plasticidad del material, geotécnicamente se tiene gran probabilidad de desarrollar un comportamiento expansivo, que sumado a las grandes cantidades de agua con las que cuenta pues superan el 80%, se llegan a ocasionar comportamientos poco favorables.
- Además de lo anterior, en la etapa de construcción del túnel a lo largo del corredor de estudio y debido a las condiciones estratigráficas y geotecnia del material, se plantea su ejecución mediante un equipo TBM o tipo tuneladora, que genera una excavación a frente completo, retirando la totalidad de la sección y al mismo tiempo instalando elementos de soporte que permiten que se genere un estado de equilibrio mediamente favorable.
- Esta actividad de construcción del túnel, genera en el material una variación significativa en su comportamiento, que debe ser tenida en cuenta para el diseño del elemento de sostenimiento, ya que este no solamente deberá garantizar un óptimo funcionamiento sino además que no se vaya a generar un proceso de asentamiento ocasionado por el incremento en la magnitud que este elemento pueda llegar a tener, pues tal y como se presenta en la evaluación del comportamiento (numeral 6), la posible deformación a presentarse una vez se lleve a cabo la ejecución del túnel puede causar una afectación casi inmediata a la superficie por la que transitan los vehículos, llegado así a ocurrir un asentamiento de casi 40 cm; contemplando solamente un elemento superficial de recubrimiento a la periferia de la excavación.
- Como se puede observar para el sector de estudio, durante la etapa de realización de la excavación y revestimiento del túnel para la puesta en marcha y funcionamiento

del tramo 4 de la primera línea del sistema metro, se presenta una condición similar a la obtenida mediante el método de Cam Clay, evidenciando que debido a que se tiene presencia de un material altamente fino, en condición no drenada y con unas características mecánicas un poco deficientes, existe la posibilidad que se generen procesos de subsidencia de gran magnitud que de no monitorearse ni controlarse en la medida de su ocurrencia, se pueden llegar a presentar afectaciones importantes en la superficie del terreno, pues al igual que en el método anterior, en la parte superior de la excavación, se va a presentar un asentamiento de cerca de 35 cm y el mayor asentamiento será en el sector de las estructuras, pero esta deformación, se deberá a la carga que se genera producto de la construcción de estas zonas.

- Puede apreciarse, que la deformación que se puede llegar a esperar una vez se dé inicio a las actividades de construcción de la sección subterránea del túnel es considerablemente alta, pues llega a ser de casi 35 cm, cuya presencia será tanto en la parte perimetral de la sección a excavar, como también en la superficie del terreno. Por lo anterior, en caso de que no se realizase un control definitivo del posible asentamiento, se deberá llevar a cabo el cierre de la calzada izquierda, pues es en este punto de la superficie del terreno en donde se espera la producción de un mayor impacto, situación que debe adecuarse a las condiciones actuales de la vía una vez se finalice la construcción y se disponga su reapertura y puesta en servicio.
- Finalmente, se puede apreciar tanto para el método de Cam Clay como para el modelo de análisis Soft Soil, una coherencia con los resultados obtenidos a nivel tanto de deformaciones como de esfuerzos y fuerzas cortantes actuantes en el elemento de revestimiento de la excavación, por lo que se puede establecer, que la construcción del tramo número 4 implementando un sistema de metro subterráneo se puede realizar, pero teniendo mucho cuidado en los sectores en donde el material presenta consistencia muy plástica o casi flujo, pues es en estos puntos donde el material por su potencial altamente expansivo y su baja capacidad de carga va a experimentar grandes cambios de forma y volumen

## 9. RECOMENDACIONES

A demás de las consideraciones finales, se presentan a continuación una serie de recomendaciones que se deben tener en cuenta producto del análisis presentado en este trabajo, como también en la etapa de desarrollo del proyecto en caso de su ejecución.

- Al momento de la construcción y puntualmente cuando se estén realizando las actividades de excavación, se debe llevar a cabo la validación geotécnica de los materiales encostrados y registrados mediante la caracterización geotécnica presentada, ya que si en algún sector se llegase a tener la presencia de un materia que estratigráficamente cambie su configuración, generará una variación en el nivel de esfuerzos y deformaciones, llevando a que deban realizarse nuevas evaluaciones del comportamiento del material para complementar lo presentado en este documento.
- Además de esto, es indispensable que en el momento de la excavación se lleve a cabo un control muy riguroso de las aguas, las cuales deberán ser encauzadas pero no retiradas totalmente del material, pues a pesar de que en cierto modo pueden llegar a mejorar las características mecánicas del suelo, al encontrarlas en grandes cantidades se puede llegar a producir un aumento significativo en los posibles asentamientos, no solamente en el sector en donde se realice la excavación sino también en toda la zona, afectando así en un alto nivel las estructuras que se encuentran ya construidas a lo largo del alineamiento.
- Otra de las situaciones que se recomienda llevar a cabo, es la instalación de un sistema integral de monitoreo e instrumentación en los puntos en donde se estén llevando a cabo las actividades de excavación de la sección del túnel, para establecer si el nivel de deformaciones establecido e identificado numéricamente, efectivamente se encuentra en el rango obtenido, pues se espera que este sea el comportamiento más aproximado que puede llegar a experimentar el material ante el desarrollo de las diferentes actividades.
- Al igual que el sistema de monitoreo, es recomendable que en todo momento se disponga de un equipo de mantenimiento a la estructura del pavimento, ya que como se mencionó en los diferentes análisis, esta capa también se encuentra susceptible a la generación de deformaciones de gran magnitud, lo que puede llegar a afectar significativamente la movilidad en caso de que no se realicen actividades de reconfiguración del nivel de la vía, o en su defecto de la señalización y demarcación de zonas críticas determinadas mediante el sistema

de monitoreo e instrumentación, esto con el fin de no ocasionar traumatismos a la movilidad del sector de estudio y en donde el sistema metro se construirá de forma subterránea.

## 10. BIBLIOGRAFIA

- Alcaldía Mayor de Bogotá D.C. - FOPAE. Decreto 523 del 16 de diciembre de 2010, por medio del cual se reglamenta microzonificación sísmica para la ciudad de Bogotá D.C.
- Alcaldía Mayor de Santa fe de Bogotá. Instituto de desarrollo Urbano. Estudios de aspectos técnicos para el diseño y construcción de la primera línea del metro. Informe final. Bogota. D.C. 2006.
- Alpan, I. The empirical evaluation of the coefficient  $K_0$  and  $K_{0R}$ . Soil and Foundations. Tokyo, Vol. 7, N° 1, Jan, 31-40. 1967.
- Atkinson, J.H. and Bransby, P.L. The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics. McGraw-Hill. 1978.
- Brinkgreve R.B.J. Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application. Proceeding of soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration. GeoFrontiers 2005. ASCE Geotechnical Special Publication 128. Edited by Jerry A. Yamamuro, P.E.; and Victor N. Kaliakin. 2005.
- Das, B.M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta Edición. México. Thomson Learning. 1999.
- Desai C.S., Zaman M.M., Lightner J.G. and Siriwardane H.J. Thin-layer element for interfaces and joints, Int. Jni. Num. Anal. Meth. Geomech., Vol. 8, pp 19-43. 1984.
- Drucker, D.C. and Prager, W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quart. Appl. Math. Vol 10, No. 2, 157-165.1952.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE J. of Soil Mech. And Found. Dice., Vol 96, 1629-1653. 1970.
- Frank R., Guenot A. & Humbert P. Numerical analysis of contacts in geomechanics, Proc. 4th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Rotterdam. 1982.
- Griffiths D.V. Numerical modelling of interfaces using conventional finite elements, Proc. 5th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Nagoya, pp 837-844. 1985.
- Hermann L.R. Finite element analysis of contact problems", ASCE, EM5, Vol. 104, pp 1043-1057. 1978.

- Informe del estado actual de los Estudios y Diseños de Factibilidad. *Estudio y diseños de factibilidad del tramo 1 de la primera línea del metro de Bogotá*
- INGEOMINAS - Universidad de Los Andes. Convenio 01-93. Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá. 1997.
- Katona M.G. A simple contact-friction interface element with application to buried culverts, *Int. Jnl. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 7, pp 371 - 384. 1983.
- Kolymbas, D. A generalized hypoplastic constitutive law. *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech: and Found. Eng. Balkema, Rotterdam.* 1985.
- Lade, P.V. Overview of Constitutive Models for Soils. *Proceeding of Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration. GeoFrontiers 2005.* ASCE Geotechnical Special Publication 128. Edited by Jerry A. Yamamuro, P.E.; and Victor N. Kaliakin. 2005.
- Lai J.Y. & Booker J.R. (1989), A residual force finite element approach to soilstructure interaction analysis, *Research Report No. 604, University of Sidney.* 1989.
- Mayne, P.W. and Kulhawy, F .H. K<sub>0</sub>-OCR relationship in soil. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 108, N° 6. 1982.
- Medina, R. and Melis, M. Determinación de los Parámetros del Modelo de Estado Crítico Cam Clay para los Suelos de Madrid. *Revista de Obras Públicas* No. 3432, 29-45. 2003.
- Meissner, H. Tunnelbau unter Tage ð Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 ÒNumerik in der GeotechnikÓ, Abschnitt 2. *Geotechnik*, Vol. 19, pp. 99-108, (in German). 1996.
- Melo Duque, Orlando Andrés. *Estudio teórico del mecanismo tridimensional de falla del frente en túneles poco profundos en suelo*
- Mindlin, R.D. Influence of Rotary Inertia and Shear on Flexural Motion of Isotropic Elastic Plates. *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 18, pp 31-38. 1951.
- Olaya, D. A. (2015). *Criterios geotécnicos para el diseño de excavaciones en suelos blandos mediante el método de elementos finitos* Retrieved from

- Olieria, Xavier; Saracibar Bosch, Carlos. Mecánica de medios continuos para Ingenieros. Barcelona España. Ediciones UPC. 2000.
- Peck, R.B. Deep Excavation and tunneling in Soft Ground. Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mechanincs and Foundation Engineering, Mexico City, International Society for Soil Mechanincs and Foundation Engineering, 225-290. 1969.
- Potts DM, Zdravkovic L. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory. London, Publisher: Thomas Telford. 1999.
- PLAXIS (Version 8). Finite element code for soil and rock analysis. Delft, Netherlands: Delft University of Technology. 2006.
- Ramirez, Oscar. Apuntes de Geotecnia Básica. Colombia, UPTC. 2014
- Rocscience. Phase2 ® Finite Element Analysis for Excavations and Slopes. Description of Cam-Clay and Modified-Cam-Clay Critical State Strength Models. Version 8.0.
- Rodríguez, K. J. (2014). *Subsidencia por la construcción de túneles en suelos blandos saturados* Retrieved from <https://www.openaire.eu/search?q=&Search=>
- Roscoe, K.H., and Burland, J.B. On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay. Engineering Plasticity, Eds. Heyman, J. and Leckie, F.A., Cambridge University Press, 535-609. 1968.
- Sachdeva T.D. & Ramakrishnan C.V. A finite element solution for the two dimensional elastic contact problem, Int. Jnl. Num. Meth. Eng., Vol. 17, pp 1257-1271. 1981.
- Schofield, A.N. and Wroth, C.P. Critical state soil mechanics. McGraw-Hill. 1968.
- Trujillo Amaya, J. M. (2011). *Evaluación de recomendaciones de diseño para túneles excavados en materiales volcánicos y suelos residuales*. Retrieved from <http://hdl.handle.net/10554/1784>
- Wood, D.M. Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press. 1990.

# **ANEXO A. PERFILES ESTRATIGRAFICOS PERFORACIONES EXISTENTES**

## **ANEXO B. REGISTROS GENERALES DE LABORATORIO**

**ANEXO C. MEMORIAS DE CALCULO MODELACION  
NUMÉRICA MÉTODO CAM CLAY**

**ANEXO D. INFORMACION ESTUDIOS EXISTENTES.  
(DIGITAL).**