



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA**

**CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL**

**MODELO GEOLÓGICO-GEOFÍSICO-GEOTÉCNICO, PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE UN TALUD DE 10 M DE ALTURA UBICADO EN UNA ZONA URBANA.**

**T E S I N A**

**PARA OPTAR EL GRADO DE:  
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA**

**PRESENTA:**

**ING. DANIELA FERNÁNDEZ CARRILLO**

**DIRECTOR DE TESINA: ING. BARDOMIANO SORIA CASTAÑEDA**



**Ciudad Universitaria, Cd. Mx., Octubre, 2020**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## *AGRADECIMIENTOS*

*Al programa de apoyo CONACYT para alcanzar los objetivos profesionales establecidos y de esta manera contribuir al desarrollo de la comunidad científica y tecnológica del país .*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindarme lo mas valioso de este mundo, el conocimiento, mediante cada uno de mis profesores, durante toda mi trayectoria académica, con valores y ética profesional; A mi tutor de tesis y sinodales por sus consejos, sabuduría y paciencia.*

*A mis padres: Antonia Carrillo Codallos y Pedro Fernández Morales, y a mis hermanos, sin su valioso apoyo no lo habría logrado, especialmente a mi madre a quien admiro infinitamente por su valentía y fortaleza ante la vida, eres la que ilumina mi camino , gracias.*

*A mi esposo Ruben, a quien debo mi mayor admiración por su alto desempeño académico, responsabilidad y compromiso profesional, por su pasión ante la geotecnia, por su valor humano, ético, y su fortaleza ante la vida, eres mi guía, gracias por apoyarme en los momentos más difíciles.*

*A mis amigas, quienes fueron compañeras de la carrera y ahora son mis compañeros de vida, Nancy, Diana, Corolina, Ilce, y Maricela, gracias por estar cuando más lo necesitaba.*

*La mayor gloria no es no caer nunca, sino levantarse siempre.*

*Nelson Mandela*

# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>i</b>
<b>MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>ii</b>
Geología .....	iii
Investigación geotécnica .....	iv
Trabajos de campo .....	v
Métodos geofísicos indirectos.....	v
Refracción sísmica .....	v
Resistividad eléctrica.....	vi
Exploración directa .....	viii
Prueba de penetración estándar .....	viii
Phicometro .....	ix
Trabajos de laboratorio .....	xi
Pruebas mecánicas .....	xi
Resistencia al esfuerzo cortante.....	xi
Pruebas índice .....	xiii
Peso volumétrico.....	xiii
Densidad relativa de sólidos.....	xiii
Humedad .....	xiii
Granulometría .....	xiii
Límites de consistencia .....	xiii
Estabilidad de taludes .....	xiv

## ÍNDICE.

---

Definición .....	xiv
Mecanismos de falla .....	xiv
Mecanismos de falla para taludes en suelos .....	xv
Mecanismos de falla para taludes en macizos rocosos .....	xv
Métodos de análisis .....	xvii
<b>I. INFORMACIÓN DE PROYECTO .....</b>	<b>1</b>
<b>II. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA .....</b>	<b>5</b>
II.1 Recopilación bibliográfica del sitio .....	5
II.1.1 Fisiografía .....	5
II.1.2 Geomorfología .....	6
II.1.3 Geología regional del valle de México .....	8
II.1.4 Geología local .....	10
II.1.5 Zonificación geotécnica .....	12
II.1.6 Riesgos geológicos .....	14
II.1.6.1 Presencia de oquedades y rellenos con controlados .....	14
II.1.6.1.1 Fotointerpretación .....	15
II.1.6.2 Sismicidad .....	17
II.1.6.3 Condiciones hidrológicas .....	18
II.1.7 Anticipación de las condiciones del sitio .....	19
II.2 Investigación del sitio .....	20
II.2.1 Estudio topográfico .....	20
II.2.2 Trabajos de campo .....	22
II.2.2.1 Exploración indirecta .....	22
II.2.2.1.1 Refracción sísmica .....	22

II.2.2.1.1.1	Ubicación del sondeo .....	22
II.2.2.1.1.2	Resultados .....	23
II.2.2.1.2	Tomografías eléctricas .....	26
II.2.2.1.2.1	Ubicación .....	26
II.2.2.1.2.2	Resultados .....	27
II.2.2.2	Exploración directa .....	28
II.2.2.2.1	Sondeo de penetración estándar .....	28
II.2.2.2.1.1	Ubicación del sondeo SPT .....	28
II.2.2.2.1.2	Resultados .....	29
II.2.2.2.2	Sondeo con phicómetro.....	33
II.2.2.2.2.1	Ubicación del sondeo .....	33
II.2.2.2.2.2	Resultados .....	34
II.2.2.2.3	Pozo a cielo abierto.....	35
II.2.2.2.3.1	Ubicación .....	35
II.2.2.2.3.2	Resultados .....	36
II.2.3	Trabajos de laboratorio .....	38
II.2.3.1	Pruebas índice.....	38
II.3	Modelo geológico-geofísico-geotécnico .....	45
II.4	Análisis del comportamiento del sitio.....	49
<b>III.</b>	<b>ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD .....</b>	<b>50</b>
III.1	Factor de seguridad .....	50
III.2	Revisión del talud por las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones .....	51
III.3	Falla circular por análisis de equilibrio límite .....	51

## ÍNDICE.

---

III.3.1 Método ordinario de dovelas de Fellenius .....	54
III.3.1.1 Condición estática .....	54
III.3.1.2 Condición sísmica.....	58
III.4 Análisis geotécnico .....	60
<b>IV. Solución geotécnica para la estabilidad del talud .....</b>	<b>64</b>
IV.1 Obras de renaje .....	64
IV.1.1 Drenes de penetración transversal .....	65
IV.1.2 Contracuneta y cuneta.....	66
IV.2 Mejoramiento de la estabilidad .....	67
IV.2.1 Abatimiento del talud .....	68
<b>V. Conclusiones .....</b>	<b>70</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>72</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1 Ubicación del área de estudio, Google Earth (2020). .....	1
Figura I.2 Vista del talud hacia el lado NE, donde se señala el predio en la cima del talud .....	2
Figura I.3 Vista del talud hacia el lado SW, donde se señala la grieta. ....	2
Figura I.4 Vista frontal del talud donde se observa el agrietamiento sobre la pendiente del talud. ....	3
Figura I.5 Viviendas en la corona del talud .....	3
Figura I.6 Viviendas al pie del talud. ....	4
Figura II.1 Mapa de provincias fisiográficas de la república mexicana, <a href="https://www.inegi.org.mx/temas/fisiografia/">https://www.inegi.org.mx/temas/fisiografia/</a> .....	6
Figura II.2 Geomorfología del valle de México, (Santoyo V., Ovando S., Mooser, & León P, 2005) .....	7
Figura II.3 Carta geológica modificada, (SGM, 2002). ....	8
Figura II.4 Estratigrafía de la formación Tarango (Alanis, 2011). ....	10
Figura II.5 Planta geológica, ampliación de la línea 12 del metro CDMX (Mooser, 2017). ....	11
Figura II.6 Sección geológica local (Mooser, 2017). ....	11
Figura II.7 Mapa de zonificación geotécnica para la ciudad de México, según según las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones (2017). ....	12
Figura II.8 Ubicación de la zona de estudio con respecto a la zonificación geotécnica de la ciudad de México. (Imagen propia) .....	13



## ÍNDICE.

---

Figura II.9 Los lotes marcados con amarillo representan zona de riesgo por fracturamiento en Minas de Cristo (Atlas de peligros y riesgos de la Ciudad de México, 2014).....	14
Figura II.10 Condiciones antiguas (1970) del sitio de estudio, se demuestra la presencia de una antigua mina.....	16
Figura II.11 Condiciones actuales (1920) del sitio de estudio, se demuestra la posible presencia de rellenos no controlados que deberán verificarse en la etapa de investigación. ....	16
Figura II.12 Zonificación sísmica para la república mexicana, según Mena et al., (2015). .....	17
Figura II.13 Espectro transparente para el sitio de estudios para considerar el efecto de las fuerzas sísmicas. ....	18
Figura II.14 Planta topográfica de la zona de estudio. ....	20
Figura II.15 Cortes que muestran la variación de condiciones topográficas del talud. Se destaca la condición más crítica en la estación 0+070.00 .....	21
Figura II.16.....	21
Figura II.17 Planta topográfica realizada en SIG .....	21
Figura II.18 Ubicación del sondeo de refracción sísmica.....	22
Figura II.19 Tendido de refracción sísmica, resultados en: a) El hombro del talud, b) Un metro arriba del pie del talud, c) Al pie del talud. ....	23
Figura II.20 Ubicación de secciones sísmicas .....	25
Figura II.21 Secciones del talud .....	26
Figura II.22 Ubicación del sondeo de tomografía eléctrica .....	27
Figura II.23 Resultados del sondeo de resistividad eléctrica .....	27
Figura II.24 Ubicación de los sondeos de penetración estándar.....	28

---

Figura II.25 Resultados del sondeo de penetración estándar ubicado al hombro del talud (SPT1).....	29
Figura II.26 Resultados del sondeo de penetración estándar ubicado al pie del talud (SPT2).....	31
Figura II.27 Ubicación del sondeo con phicómetro .....	33
Figura II.28 Resultados del phicómetro .....	34
Figura II.29 Ubicación del pozo a cielo abierto .....	35
Figura II.30 Resultados del pozo a cielo abierto .....	36
Figura II.31 Trabajos de laboratorio SPT1 .....	38
Figura II.32 Trabajos de laboratorio SPT2.....	39
Figura II.33 Carta de plasticidad para la unidad 1. ....	42
Figura II.34 Carta de plasticidad para la unidad 2 .....	42
Figura II.35 Carta de plasticidad para la unidad 3 .....	43
Figura II.36 Carta de plasticidad para la unidad 4 .....	43
Figura II.37 Carta de plasticidad para la unidad 1 .....	43
Figura II.38 Carta de plasticidad para la unidad 2 .....	44
Figura II.39 Modelo geológico-geofísico-geotécnico sobre perfil más crítico (0+070.00). .....	47
Figura III.1 Ejemplo de falla circular en un talud carretero (Dominguez, 2018). ....	52
Figura III.2 Diferentes criterios para variar la posición de la superficie de falla (Suárez, 2013): a) radio constante, b) punto fijo, c) frontera de mayor rigidez. ....	53
Figura III.3 Superficie circular de falla y el volumen de suelo deslizante dividido en dovelas verticales (Duncan & Wright, 2005). ....	55
Figura III.4 Fuerzas que intervienen en el equilibrio de la dovela en condición estática y sin subpresión. ....	56
Figura III.5 Fuerzas que intervienen en el equilibrio de la dovela en condición sísmica. ....	59

## ÍNDICE.

---

Figura III.6 Modelo de análisis del talud mediante la herramienta Slide (Rocscience)...	60
Figura III.7 Resultados del análisis de la estabilidad del talud en condición estática. ....	61
Figura III.8 Resultados del análisis de la estabilidad del talud en condición sísmica. ....	62
Figura IV.1 Ejemplo de la falla de un muro de contención debido a la falta de drenaje (Rico & del Castillo, 1974).....	64
Figura IV.2 Ejemplo de la falla de un talud debido a la falta de drenaje (Dominguez, 2018). .....	64
Figura IV.3 Funcionamiento de drenes de penetración transversal para drenaje del talud (Rico & del Castillo, 1974). ....	65
Figura IV.4 Ubicación de contracuneta y cuneta como obras complementarias de drenaje del talud (Rico & del Castillo, 1974). ....	66
Figura IV.5 ubicación de la contracuneta y cuneta en el talud .....	67
Figura IV.6 Control de escurrimientos al interior del talud mediante drenes .....	67
Figura IV.7 Abatimiento del talud a 60° .....	68
Figura IV.9 Factor de seguridad del talud abatido .....	69

---

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1 Eventos geológicos que se llevaron a cabo en la Ciudad de México. (Aguayo Camargo, 1989). .....	9
Tabla III.1 Recomendación de factores de seguridad según Duncan y Wright (2005)...	50
Tabla III.2 Resumen de resultados de la estabilidad de talud. ¡Error! Marcador no definido.	



## **INTRODUCCIÓN**

El estudio de taludes es uno de los temas de mayor interés dentro del campo de conocimiento de la geotécnica. Su importancia es vital para brindar la confianza en la seguridad y condiciones de servicio en la obra donde se encuentran inmersas. Pueden encontrarse como elementos naturales formados por los procesos geológicos o pueden encontrarse como elementos artificiales inducidos por el hombre; por lo tanto, pueden clasificarse también como elementos temporales o permanentes. Podemos encontrar ejemplos de taludes en cortes carreteros, como parte del cuerpo de una presa hidráulica, como una barranca en la cual se desplanta un puente, como los cortes que se realizan durante la excavación de la cimentación de un edificio de grandes dimensiones, como los portales de entrada de un túnel. Aunque difieren en su clasificación y condiciones, todos conllevan a un mismo desenlace catastrófico si no se realiza un análisis de su estabilidad.

En algunas zonas del poniente de la ciudad de México existieron varias minas tanto a cielo abierto como subterráneas, que después de su explotación fueron abandonadas y rellenadas con materiales antrópicos; posteriormente el incremento poblacional de la ciudad exige sitios donde habitar, por lo que en dicha zona se establecieron edificaciones de autoconstrucción las cuales no cumplen con el reglamento de construcción, que hoy en día se clasifican como zonas de riesgo.

## **MARCO TEÓRICO**

El grado de incertidumbre al comienzo de cualquier proyecto, previo a cualquier tipo de análisis de diseño, es sin duda elevado. En este contexto el trabajo del geotecnista consiste en tratar de dar claridad y manejo adecuado de las incógnitas, por medio de hipótesis y suposiciones válidas, usando como base un modelo geotécnico que resulte de una interpretación integral de los estudios in-situ, investigación en laboratorio y de la información bibliográfica que se encuentre disponible. Es importante reconocer que la ejecución de los trabajos de campo y laboratorio tienen una importancia vital, pues si estas no se ejecutan conforme a las normas aplicables, da como resultado un aumento de datos no congruentes que conllevan a una incorrecta interpretación. Por lo tanto, es necesario realizar dichos procedimientos con base a la normativa existente.

Conforme se va desarrollando la investigación del sitio, se obtienen datos que se complementan entre sí para lograr una interpretación del sitio, obteniendo como producto el modelo geológico-geofísico-geotécnico del sitio, el cual, es una representación cualitativa y cuantitativa de las condiciones reales del sitio que funciona como modelo base de análisis y diseño geotécnico.

Para definir el modelo geológico-geofísico-geotécnico, los datos deberán obtenerse mediante la siguiente secuencia:

- 1) Recopilación de la información bibliográfica existente para anticipar los tipos de suelos y rocas existentes, así como de los riesgos geológicos en los que se ve inmerso el proyecto.
- 2) Una vez anticipado las condiciones del sitio se seleccionan y planea los métodos de investigación de campo y laboratorio más factibles.
- 3) Para los trabajos de campo, inicialmente deberán ejecutarse los sondeos geofísicos indirectos, ya que éstos permiten mayores dimensiones de estudio comparados con los sondeos directos. Lo anterior tienen la ventaja que permite inferir las condiciones reales y detectar anomalías que sirvan para definir la ubicación de los sondeos directos. Por su parte, los sondeos directos permiten medir el comportamiento real del sitio, así

mismo, seleccionar las profundidades de las cuales extraer muestras (alteradas e inalteradas) que serán usadas para los trabajos de laboratorio.

4) Con referencia a los trabajos de laboratorio, de las muestras alteradas se observan sus propiedades físicas y se realizan pruebas índice que permitan la clasificación de los suelos y rocas. Mientras que de las muestras inalteradas se realizan pruebas mecánicas de las que se obtienen los parámetros cuantitativos de diseño.

A continuación, se abordaran los conceptos principales para situarnos en el contexto del proyecto.

## **Geología**

Las investigaciones geológicas y geotécnicas están íntimamente relacionadas para el diseño y construcción de cualquier proyecto, el cual, puede variar ampliamente dependiendo de su importancia, necesidades de seguridad considerando la magnitud de las consecuencias de su falla, el tipo de servicio para el que esta destinado a brindar, la ubicación, así como sus recursos económicos. Lo anterior remarca la necesidad de una adecuada investigación geológica, como una de las ingenierías básicas de todo proyecto.

Se comienza realizando una recopilación bibliográfica disponible de la geología del sitio, es decir, cartas geológicas, cartas topográficas, mapas de riesgos geológicos, mapas de geohidrología, fotografías aéreas antiguas de la zona. La información recopilada permitirá anticipar el escenario geológico del sitio.

Posteriormente, se realiza una visita al sitio para ejecutar un reconocimiento de la superficie con la finalidad de obtener un panorama general de la geología y la confirmación de riesgos geológicos previamente consultados. Cabe mencionar que debido a la actividad tectónica a la que se encuentra inmerso México, habrá que considerar los efectos sísmicos del sitio.

Como resultado, al tener en mente todo el panorama general, se registran las características las fallas, grietas, pliegues, diaclasas y superficies expuestas de los



afloramientos de roca, con la finalidad de evaluar cuantitativamente los rasgos geológicos estructurales del sitio.

Toda la información geológica recabada servirá para orientar y definir la exploración indirecta mediante métodos geofísico, así como la exploración directa con las diversas técnicas geotécnicas existentes.

### ***Investigación geotécnica***

Los trabajos de investigación nos ayudará a conocer la estratigrafía y litología, así como sus parámetros mecánicos de diseño, los cuales, definirán el comportamiento del sitio ante la influencia de la obra

Santoyo (2010) menciona que los cinco objetivos específicos de una exploración geotécnica son:

- 1) Especificar el marco geológico, para tener una idea de los tipos de suelo que se puede encontrar en el sitio. Dicha labor puede ser realizada por un geólogo que entienda de mecánica de suelos.
- 2) Se planteará la campaña de sondeos, donde se deberá obtener muestras alteradas e inalteradas para poder reconocer los tipos de suelo o roca por su profundidad.
- 3) De acuerdo con la clasificación preliminar, detallar en campo la estratigrafía del sitio.
- 4) Averiguar si existe alteración antropogénica, como extracción de materiales térreos, que posteriormente hayan sido rellenado por otros materiales ajenos al terreno natural.
- 5) Ejecutar las pruebas de campo para medir algunas propiedades de los suelos, como la posición del nivel freático, para saber si hay alguna condición hidrostática o que las presiones se encuentren a diferentes profundidades.

Dichos objetivos se pueden llevar a cabo mediante la selección adecuada de los métodos de exploración, los cuales, se pueden clasificar en dos tipos: métodos directos e indirecta. La única diferencia es que los métodos indirectos no alteran el terreno, no se obtienen muestras representativas y solo miden propiedades físicas, por otra parte,

los métodos directos permiten la recuperación de muestra debido a que requieren perforar el terreno.

### Trabajos de campo

### Métodos geofísicos indirectos

### Refracción sísmica

La refracción sísmica consiste en analizar los tiempos de arribo de las ondas refractadas en los materiales del subsuelo, al analizar estos tiempos se podrá correlacionar la densidad del material, a mayor tiempo de arribo, se interpretan materiales altamente densos, a menor tiempo menos densos; con esta información se podrán interpretar los límites litológicos y tipo de material de un sitio. Para la aplicación de este método se requiere que se presente un aumento en la rigidez de los materiales conforme incrementa la profundidad. En la ilustración I se muestra un esquema básico de la sismica de refracción, la cual, se debe realizar conforme a la norma ASTM D 5777 (2000).

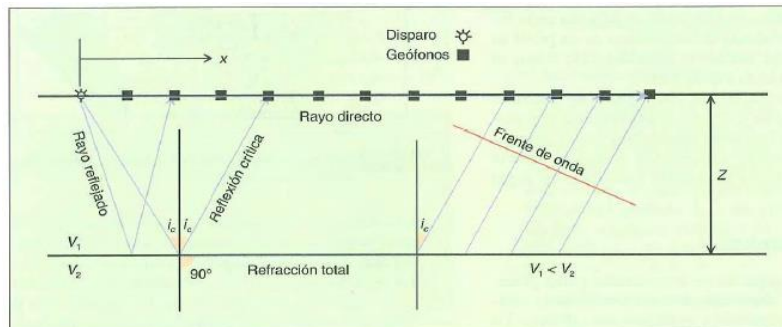


Ilustración I Fundamento de la prospección por medio de sismica de refracción (González , 2002)

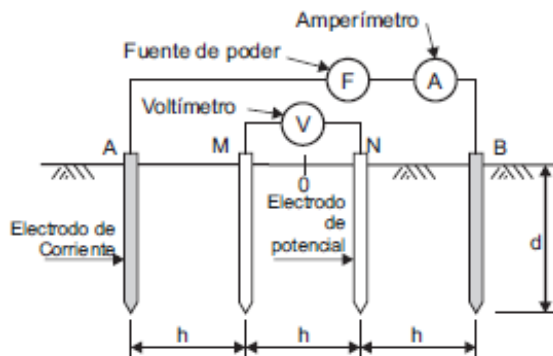
A continuación, se presenta una tabla de correlaciones de acuerdo a la velocidad de ondas P en km/s en diferentes materiales tomado de González (2002).

Tabla 0.1 Velocidad de ondas sísmicas longitudinales P en distintos materiales

Velocidad de ondas P en km/s							
	0	1	2	3	4	5	6
Aire	■						
Agua		■					
Hielo			■				
Suelo	■						
Arenas		■					
Arcillas		■	■				
Esquistos			■	■			
Areniscas			■	■	■		
Calizas				■	■	■	
Dolomías				■	■	■	
Sal					■	■	
Yeso				■	■	■	
Anhidrita					■	■	■
Granito					■	■	■
Gneiss					■	■	■
Basalto						■	■

**Resistividad eléctrica**

El método de resistividad eléctrica se utiliza para definir la profundidad del nivel freático, así como la humedad de los suelos por medio de electrodos hincados en el suelo en los cuales se mide la intensidad de corriente eléctrica a través del subsuelo. La prueba debe realizarse conforme a la norma ASTM D 6431 (1999). Si los electrodos se acomodan de manera equidistante se tratará de un arreglo de Wenner (ver ilustración II), por otro lado, si los electrodos internos están a una distancia menor y los otros electrodos a una distancia variable estamos hablando de un arreglo Schlumberger.



**Ilustración II Arreglo Wenner (Santoyo V., Vigésima conferencia Nabor Carrillo: Exploración de suelos: métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo, 2010).**

Si el arreglo se realiza desde un punto central y los demás electrodos se colocan de manera que hacia los extremos la distancia  $h$  se va incrementando equidistantemente, se trata de un sondeo eléctrico vertical (SEV), tal como el mostrado en la ilustración III.

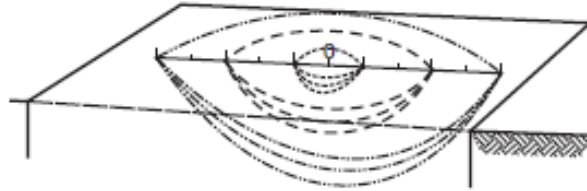


Ilustración III Arreglo SEV (Santoyo V., 2010).

A continuación, se presenta una tabla de correlaciones de acuerdo a la resistividad de las formaciones geológicas más comunes en ohm-metro.

Tabla 0.2 Valores de resistividad de las formaciones geológicas más comunes (González , 2002)

Valores de resistividad de las formaciones geológicas más comunes	
Materiales	Resistividad $\rho$ ( $\Omega$ m)
Margas	50-5.000
Calizas	300-10.000
Pizarras	100-1.000
Granito	300-10.000
Arcillas	1-20
Arenas	50-500
Conglomerados	1.000-10.000
Areniscas	50-5.000
Aluviones	50-800

## Exploración directa

### Prueba de penetración estándar

El objetivo de la prueba es recuperar muestras representativas alteradas del subsuelo con fines de identificación, además, de la determinación de la resistencia del suelo a la penetración del tubo partido. La prueba se ejecuta en el fondo de una perforación en donde un muestreador de tubo partido de 38.1mm o 34.9 mm de diámetro es hincado en tres tramos de 15 cm cada uno. Lo anterior se realiza aplicando la acción dinámica de un martillo con un peso aproximado de 63.5 kg y que se permite caer libremente a partir de una altura de 76 cm +/- 2.54 cm. La ilustración IV muestra un esquema básico del método.

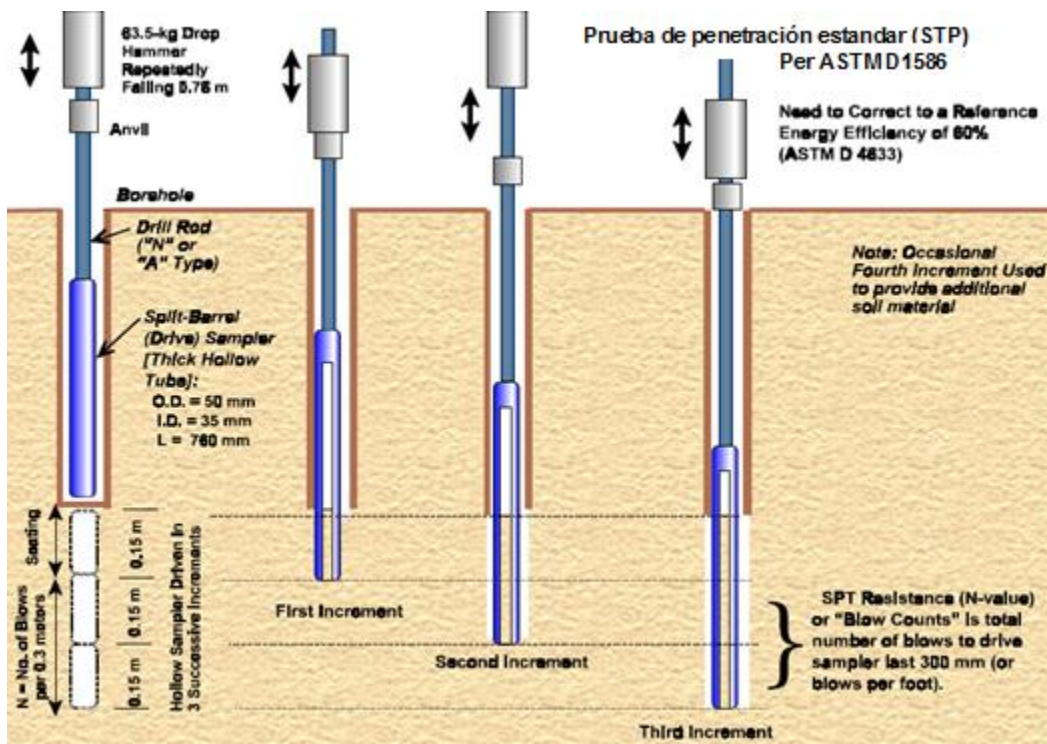


Ilustración IV Esquema básico de la prueba de penetración estándar, SPT, por sus siglas en inglés (Mayne, Christopher, & DeJong, 2002). Reproducido de ASTM1586

La resistencia a la penetración del suelo N, se considera como la suma de número de golpes para hincar el muestreador en el segundo y tercer intervalo de 15cm. El número de golpes correspondientes del primer intervalo, según la norma ASTM D 1586 (2011) se considera como una unidad de asiento, es decir, que se considera que el suelo ha

sufrido una posible alteración por el proceso de perforación. Por dicha razón el primer tramo de 15cm se omite para evaluar N.

Para la ejecución de la prueba, una vez que se ha alcanzado la profundidad de muestreo y se ha eliminado el azolve restante, se conecta el muestreador en la parte inferior del conjunto de barras de perforación y se ingresa hasta el fondo del barreno. Posteriormente se une el cabezal de golpeo con la parte superior del conjunto de barras, además, desde el nivel de brocal se procede a marcar tres tramos de 15m en las barras de perforación con la finalidad de ayudar a visualizar el avance del muestreador durante la prueba. Seguidamente, se deja descansar de forma estática el peso del martillo sobre el cabezal; a continuación, se levanta el martillo hasta una altura de 76+-cm (30"+-1") y se deja caer libremente el martillo para golpear el cabezal de forma alineada.

Durante la ejecución de la prueba deben de considerarse los siguientes criterios de paro según la norma ASTM D 1586 (2000):

- ❖ Caso A: Si un total de 50 golpes han sido aplicados a cualquiera de los tres intervalos de 15cm.
- ❖ Caso B: Si un total de 100 golpes han sido aplicados.
- ❖ Caso C: Si no se observa un avance de hincado durante 10 golpes sucesivos.
- ❖ Caso D: Si el muestreador ha sido hincado logrando un avance igual a los tres intervalos de 15 cm y no ha ocurrido cualquiera de los casos A, B o C.

Se registrará el número de golpes necesarios para hincar cada uno de los tres intervalos de 15 cm del muestreador hasta que suceda primeramente cualquiera de los criterios de paro. Si el muestreador es hincado a una profundidad menor a la suma de los tres intervalos de 15 cm debido a los criterios de paro A, B o C, se registrará el número de golpes para cada intervalo completado y parcialmente completado. Se registrará si el muestreador avanza con el peso propio estático de la herramienta.

### **Phicometro**

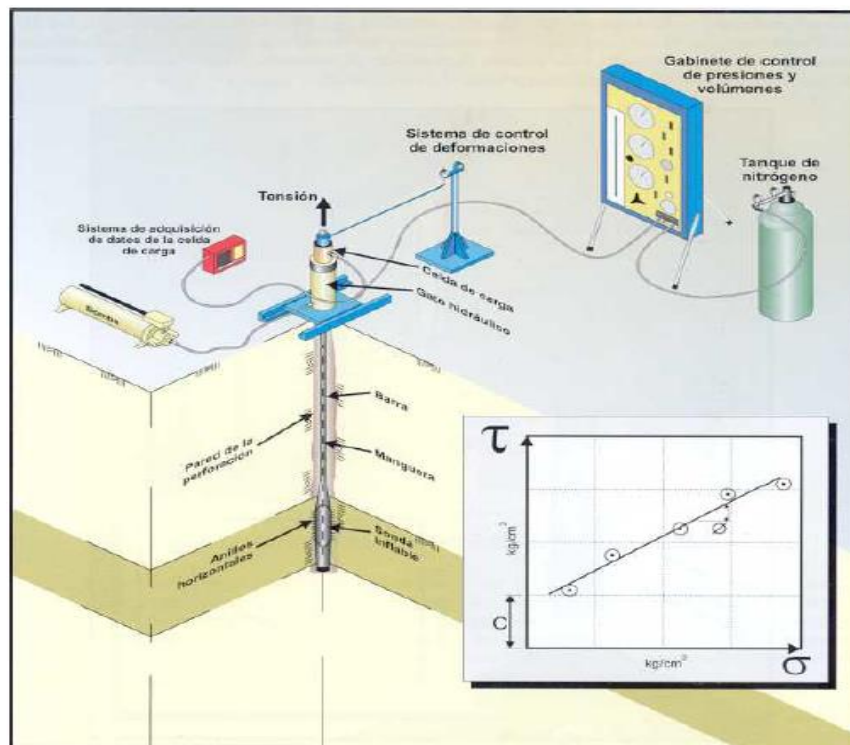
El objetivo de la prueba es medir in-situ los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb: cohesión y ángulo de fricción. Este tipo de prueba se torna



en una opción viable en caso de que no pueda realizarse un muestreo inalterado, tal como en el caso de suelos arenosos y gravas con compacidad suficiente para impedir el hincado de un muestreador.

La prueba consiste básicamente en realizar previamente un barreno, en el cual, el fluido de perforación no deberá de incidir directamente en las paredes para reducir su alteración, dentro del barreno se introduce una sonda que presenta una serie de estrias que se incrustan contra las paredes una vez que la sonda se expande mediante la inyección interna de un fluido. A continuación, mediante una fuerza vertical se procede a extraer la sonda hasta que se desarrolle la máxima resistencia del suelo en un plano vertical, bajo este contexto, la superficie de falla son las paredes del barreno y la fuerza tangencial es la fuerza vertical de arrancamiento; mientras que la fuerza radial con la que se expande la sonda es la fuerza normal a la superficie de falla. Esta prueba se repite aplicando distintos valores de fuerza normal.

Por cada uno de los ensayos realizados, se obtienen las coordenadas (esfuerzo normal, esfuerzo tangencial) de cada uno de los puntos que definen la envolvente de falla en un plano de Mohr. La ilustración muestra un esquema general de la prueba del picómetro.



**Ilustración V Picómetro para prueba de corte in-situ (Santoyo V., Vigésima conferencia Nabor Carrillo: Exploración de suelos: métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo, 2010).**

## Trabajos de laboratorio

### Pruebas mecánicas

#### Resistencia al esfuerzo cortante

La ley fenomenológica de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es una propiedad fundamental que es usada en la etapa de diseño para determinar la estabilidad de cualquier tipo de obra que se analiza en la ingeniería geotécnica: cimentaciones, taludes, muros de retención, túneles, presas, etc. El modelo constitutivo más famoso es el definido por Mohr-Columb, en donde la resistencia es la oposición del suelo a presentar un deslizamiento entre los granos del mismo asociado a un plano donde actúa una combinación de esfuerzos normales y esfuerzos cortantes, la resistencia es debida a una aportación de fuerzas cohesivas (cementante) y de fuerzas de fricción. ilustración VII. La ilustración VIIa muestra un esquema equivalente de un bloque y su representación en el plano de Mohr donde la oposición a la fuerza tangencial  $S$  es la debida la fuerza de fricción, en la ilustración VIIb se muestra el mismo ejemplo pero considerando únicamente la aportación de fuerzas cohesivas; en la ilustración VIIc se muestra la representación y envolvente de falla en el plano de Mohr del caso general de los suelos donde la resistencia es la aportación de cohesión y fricción.

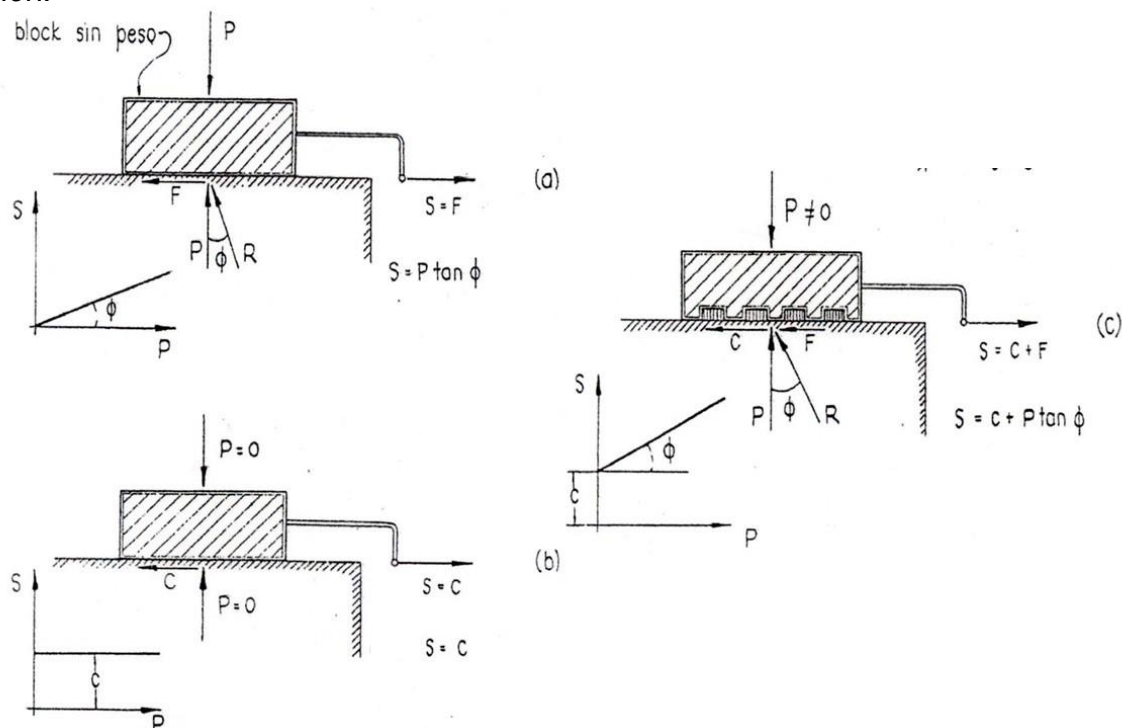


Ilustración VI Esquemas representativos de resistencia al esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb (Zeevaert, 1998).



La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no es un parámetro constante, debido a que depende al estado de esfuerzos iniciales, velocidad de aplicación de la sobrecarga, condiciones hidráulicas y de drenado para la disipación del incremento en la presión de poro, así como el tiempo en la vida útil de la estructura en la cual se analiza la estabilidad, entre otras variables propias del suelo: compacidad o consistencia, grado de saturación, forma y rugosidad en el caso de suelos granulares, así como la proporción de suelos gruesos y finos (Zeevaert, 1998).

Debido a lo anterior existen diversos tipos de pruebas en laboratorio que varían en las condiciones iniciales en la cual se somete a la prueba, no obstante, en todas las pruebas se busca someter la probeta al estado de esfuerzos que tiene en condiciones de campo y posteriormente aplicar un diferencial de dicho estado de esfuerzos simulando las condiciones en sitio hasta lograr la falla de la probeta. En la lista I se indican los diferentes tipos de pruebas de laboratorio existentes. Debido a que una incorrecta evaluación de las propiedades del suelo en laboratorio repercute en la calidad de resultados de un estudio geotécnico, en este tipo de pruebas mecánicas es de requisito principal que las muestras usadas sean del tipo inalteradas.

**Lista 1 Métodos de laboratorio y campo para determinar la resistencia de los suelos.**

<b>MÉTODO DE LABORATORIO</b>
Prueba de corte directo
Prueba de compresión simple
Prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada (TXUU)
Prueba de compresión triaxial consolidada no drenada (TXCU)
Prueba de compresión triaxial consolidada y drenada (TXCD)

## **Pruebas índice**

### **Peso volumétrico**

Representa el peso contenido por volumen de suelo de roca, esta propiedad considera tanto la fracción sólida, líquida y gaseosa. Se realiza mediante la norma M-MMP-08 (2003). Su determinación es vital para estimar el peso del volumen de suelo que tiene componentes de deslizamiento y normales a la superficie de falla para activar la resistencia.

### **Densidad relativa de sólidos**

Representa el peso de la fracción sólida contenida en una unidad de volumen de suelo y normalizado respectivamente al agua de laboratorio. Se realiza mediante la norma M-MMP-1-05 (2018). Su valor permitirá identificar los tipos de minerales contenidos en el suelo y discretizar las unidades estratigráficas.

### **Humedad**

Representa en forma porcentual el peso del agua con respecto al peso de los sólidos en los suelos y rocas. Se realiza mediante la norma ASTM D 2216 (1998). Su valor es representativo de las condiciones hidráulicas y permite interir contraste de resistencia cuando se interpreta junto los límites de consistencia.

### **Granulometría**

Consiste en determinar los porcentajes de tamaños de los diferentes granos que conforman un suelo, suele utilizarse el método de los tamices para la fracción gruesa y el método del hidrómetro para la fracción fina. El método de tamices se realiza mediante la norma ASTM D 422 (1998). La información obtenida permitirá clasificar un suelo conforme a los requerimientos establecidos en el sistema unificado de clasificación de suelos, indicados en la norma ASTM D 2487 (2000).

### **Límites de consistencia**

Consiste en determinar la humedad en la cual el suelo fino cambia de consistencia sólido a semi-sólido, semi-sólido a plástico y de plástico a semi-líquido, es decir, determinar los límites de contracción, límite plástico y límite líquido. Se realiza mediante

la norma ASTM D 4318 (ASTM-D4318, 2000). La información obtenida permitirá clasificar un suelo conforme a los requerimientos establecidos en el sistema unificado de clasificación de suelos, indicados en la norma ASTM D 2487 (2000).

## ***Estabilidad de taludes***

### ***Definición***

Suarez (2013) define a un talud como una superficie irregular configurada por una pendiente o cambios significativos en su altura, la ilustración VIII muestra las componentes principales de un talud. A su vez, Suárez clasifica al talud en tres categorías: laderas naturales, terraplenes y los muros de contención.

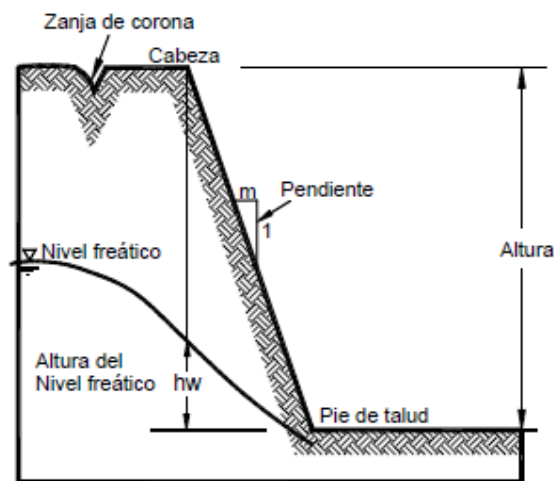


Ilustración VII Partes de un talud Suarez (2001).

González (2002) señala que el diseño de taludes depende de su importancia y vida útil, es decir, si se trata de taludes permanentes o temporales, así como análisis a corto, mediano o largo plazo. Una vez establecido el factor de seguridad en condiciones iniciales y afectadas por efectos de subpresión y sismicidad, se determina la necesidad de acciones preventivas y mantenimiento rutinario o de aplicación de sistemas de estabilización y de drenaje.

### ***Mecanismos de falla***

Para analizar la estabilidad del talud, inicialmente deberá de diferenciarse el mecanismo de falla cuando se trata de suelos o de macizos rocosos.

### **Mecanismos de falla para taludes en suelos**

Considerando lo indicado por González (2002), se puede afirmar que las condiciones estratigráficas y la morfología determinarán el mecanismo más crítico que provoque la falla del talud. En la mayoría de los casos la falla sucede a lo largo de una superficie circular, la cual puede intersectar el pie del talud (taludes con grandes pendientes) o bien, cruzar por la base del talud (taludes de reducida pendiente). Además la presencia de estratos sueltos o blandos inducen una superficie de menor resistencia que podría generar fallas planas o de configuración mixta. Solo en casos particulares como cuando un estrato de suelo cubre un afloramiento de roca podría favorecer una falla totalmente plana y paralela al talud, siendo factible el denominado método de talud infinito. La ilustración IX muestra de forma esquemática los diferentes mecanismos de falla de taludes en suelos.

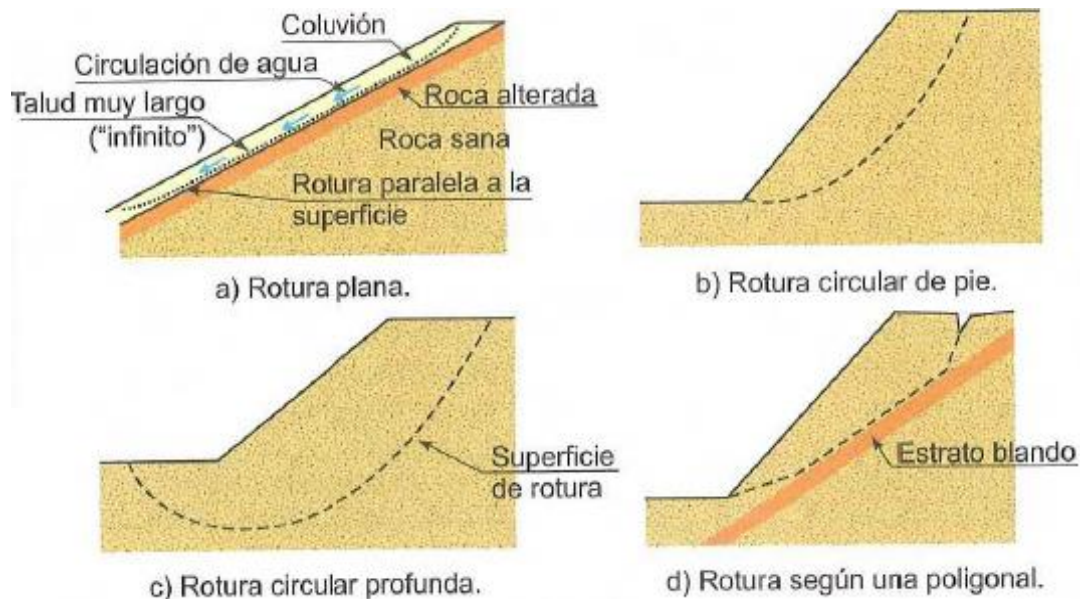


Ilustración VIII Tipos de rotura en suelos (González, 2002).

### **Mecanismos de falla para taludes en macizos rocosos**

Para el caso de taludes en macizos rocosos, conforme a lo indicado por Hoek y Bray (1981), se les conoce como fallas estructuralmente controladas debido a que los mecanismos de falla están definidos por la geología estructural, así como las características de la roca intacta y de las discontinuidades (separación, persistencia, abertura, rugosidad, tipo de relleno, alteración).

En la ilustración X se muestra los mecanismos más comunes de falla en roca asociada a la interpretación de la geología estructural y los datos del talud (rumbo y echado): a) falla plana, favorable cuando se identifica una familia de discontinuidades con echado menor a la inclinación del talud y ambos con el mismo sentido de deslizamiento, b) falla en cuña, formada por la intersección de dos familias de discontinuidades y cuya línea de intersección tiene un echado menor a la inclinación del talud, ambos con el mismo sentido de deslizamiento, c) Falla por volcamiento, en este caso la dirección del echado de la discontinuidad es contrario al sentido del talud, en este caso, cinemáticamente se trata de columnas de roca sometidas a flexión por peso propio en lugar de un deslizamiento de masas, d) . Falla circular, asociada a macizos rocosos altamente fracturados con una dispersión importante de ápices que no permite identificar un patrón de familia de discontinuidades, en esta condición, la gran cantidad de planos de discontinuidad favorece a una superficie de falla que se aproxima a una forma circular.

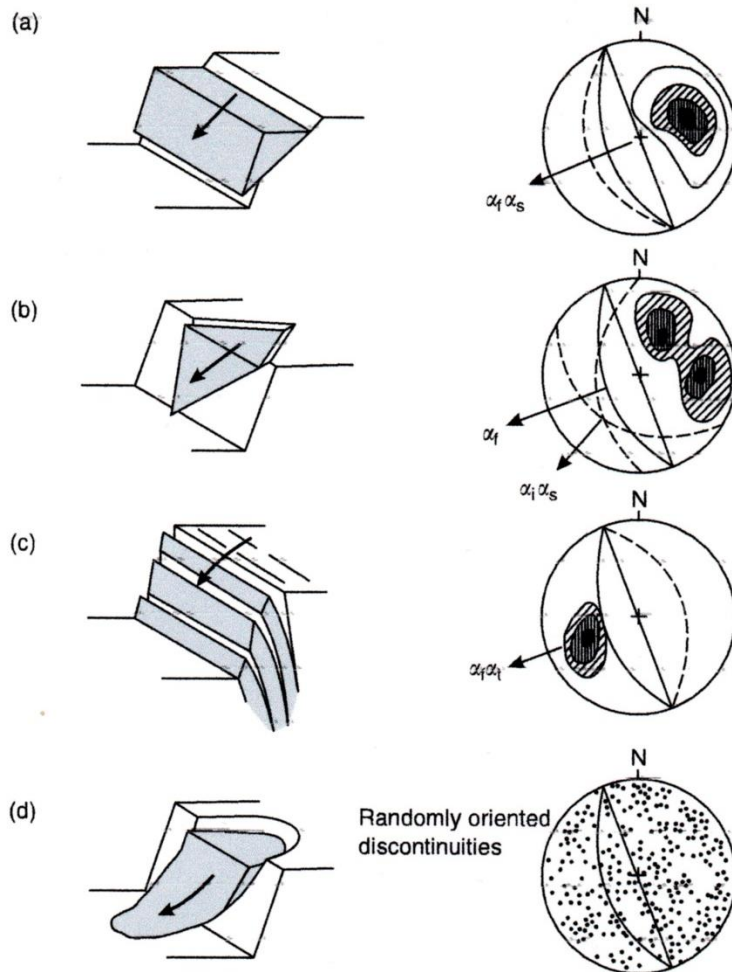


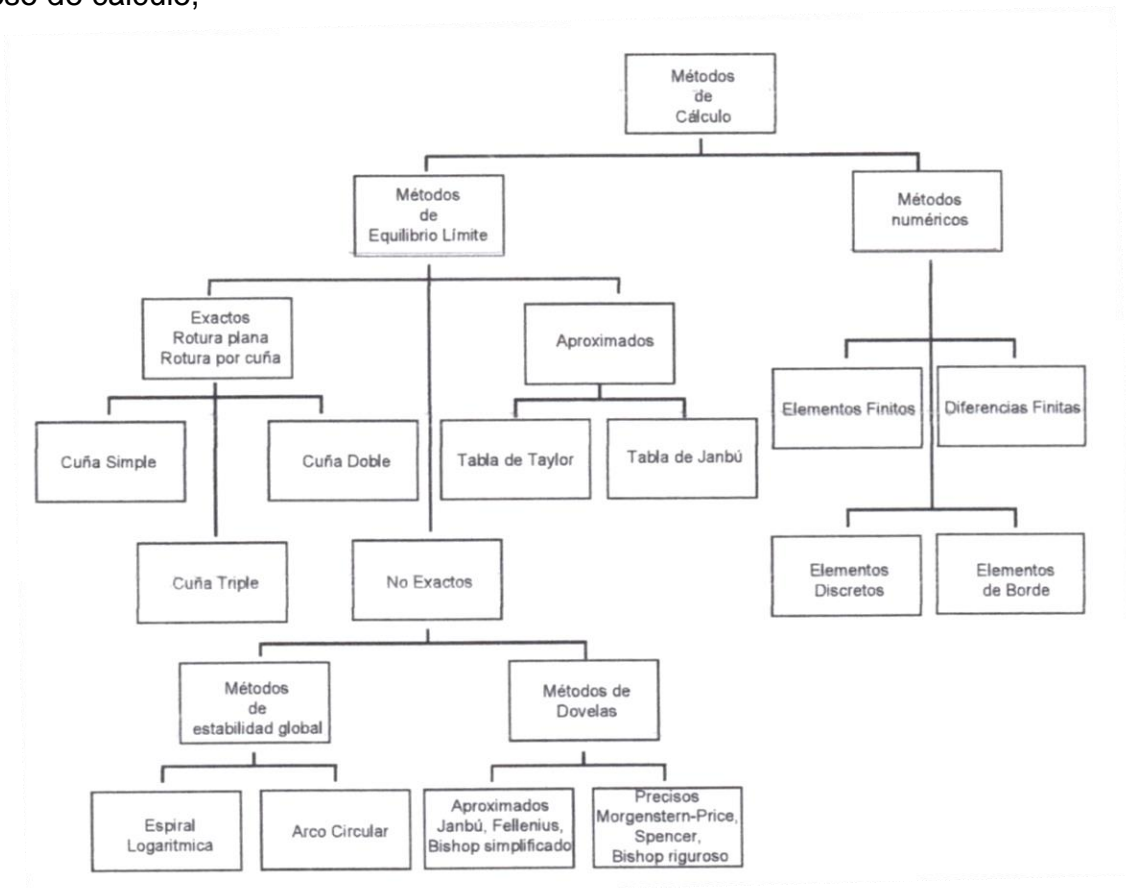
Ilustración IX Mecanismos de falla para taludes en roca (Duncan & Mah, 2004).

## Métodos de análisis

Con respecto a las metodologías para el análisis de la estabilidad de taludes, Suárez (2013) los clasifica en los siguientes dos rubros (ver esquema I):

Los métodos numéricos, basados en análisis esfuerzo-deformación, tienen la ventaja de que permiten evaluar condiciones de deformación además de determinar el factor de seguridad del talud, además, permiten analizar problemas de geometrías y condiciones geotécnicas demasiado complejas. No obstante, al tratarse de métodos numéricos, la aproximación depende de la malla de elementos y una mayor aproximación requiere mayor tiempo de análisis.

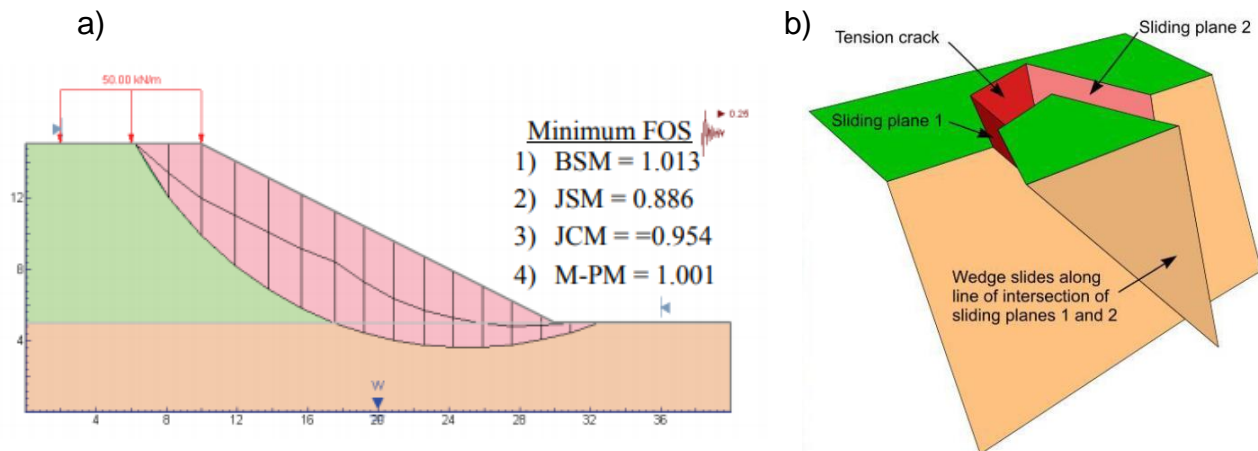
Métodos analíticos basados en el concepto de equilibrio límite, analizan cinemáticamente el equilibrio de la masa de suelo roca que tiende a deslizar a lo largo de superficies críticas de falla; dicho equilibrio consiste en comparar las fuerzas o momentos resistentes contra las fuerzas o momentos actuantes. No obstante, resultan bastantes prácticos cuando se cuentan con herramientas de cálculo que optimicen el proceso de cálculo,



Esquema I Métodos de análisis de estabilidad de taludes (Suárez, 2013).

Para fines del proyecto, se empleará el método de equilibrio límite, considerando las facilidades que permite según Hoek (2009). Los métodos de equilibrio límite han sido desarrollados como herramientas efectivas que permiten incorporar condiciones geológicas e hidráulicas complicadas para un simple cálculo. Un buen programa diseñado de equilibrio límite es probablemente la mejor herramienta para el tipo de análisis sensitivos, es decir, “¿Qué podría ocurrir si...?”, el cual puede aplicar para el análisis conceptual del talud o para investigar las fallas y las posibles acciones de solución/estabilización; por lo tanto, estos programas permiten explorar un amplio rango de opciones. La ventaja de un simple análisis de equilibrio límite es la facilidad y rapidez con la cual el usuario puede investigar la sensibilidad del talud a cambios en su geometría, parámetros de resistencia, condiciones hidráulicas y cargas dinámicas.

En la ilustración XI se muestran ejemplos de aplicación del método de equilibrio límite para un talud en suelo y un talud en roca, el cual, demuestra gráficamente que se trata de un análisis cinemático del deslizamiento de un volumen potencial de falla. La lista 2 muestra las características generales de los métodos clasificados como de equilibrio límite mas comunes de aplicación.



**Ilustración X a) Ejemplo de aplicación del método de equilibrio límite en la falla circular de un talud en suelos (Krishna, 2006), b) Ejemplo de aplicación del método de equilibrio límite en la falla en cuña de un talud en un macizo rocoso (Hoek, 2009).**



Lista 2 Métodos comunes de aplicación para análisis de taludes mediante equilibrio límite, reproducido de Suárez, 2013.

Método	Superficies de falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada una
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Circulo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ( $\phi=0$ )
Ordinario de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Momentos	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas son cero
Jambú Simplificado (Janbú 1955)	Cualquier forma	Fuerzas	Asumenque no hay fuerza de cortante entre dovelas



Sueco Modificado U.S Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Prince (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir falla.

## I. INFORMACIÓN DE PROYECTO

La zona de estudio se localiza en la alcaldía de Álvaro Obregón, en la colonia Minas de Cristo, sus coordenadas correspondientes son:  $19^{\circ}22'37.2''N$  y  $99^{\circ}12'01.3''W$ . Sobre el hombro del talud se ubica la Av. Santa Lucía, y al pie del talud se ubica la calle de Cátodo; la figura I.1 muestra la localización extraída desde Google Earth. Por lo tanto, se trata de un talud urbano que se clasifica como permanente, por su ubicación se deberá de cumplir con los lineamientos establecidos en las normas técnicas para el diseño y construcción de cimentaciones (CDMX, 2017) y las normas técnicas para diseño por sismo (CDMX, 2017).

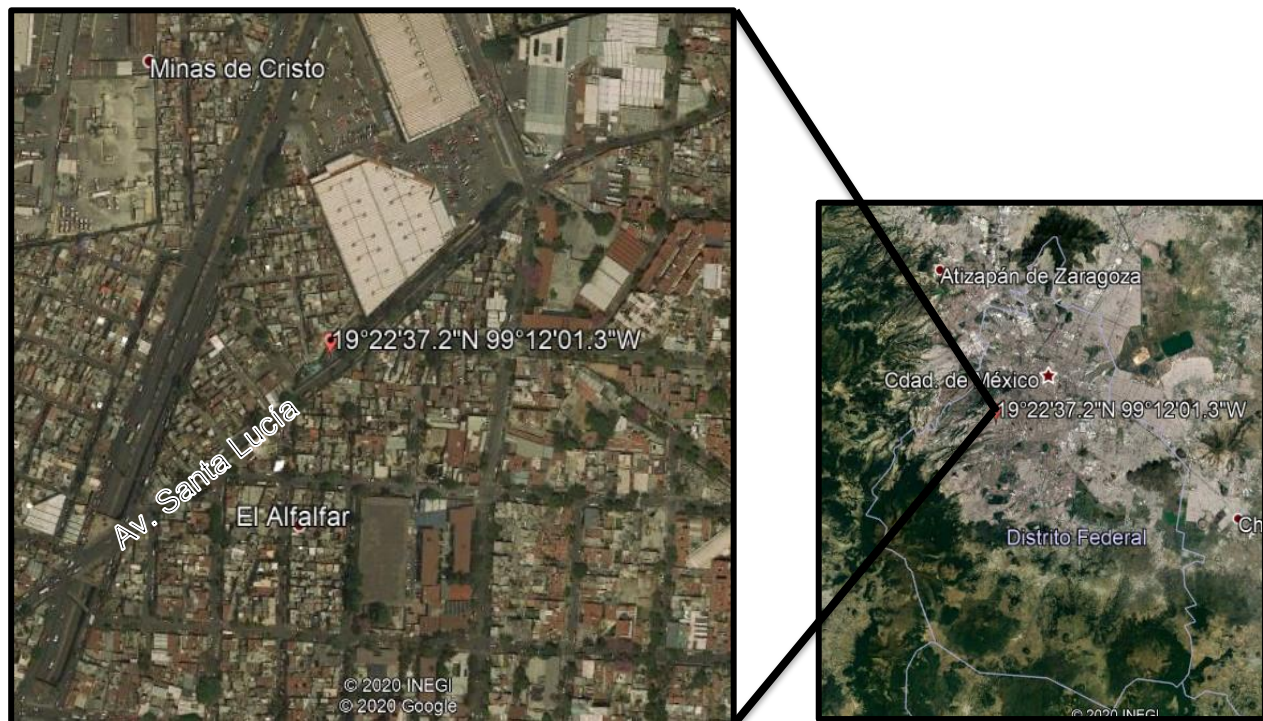


Figura I.1 Ubicación del área de estudio, Google Earth (2020).

El talud a estudiar presenta una dirección de aproximadamente  $50^{\circ}$  hacia el NE, con una longitud de 68.5 m, una altura que va variando de 10 m a 13 m, y una pendiente aproximadamente mayor a los  $45^{\circ}$ .



En las figuras I.2, I.3 y I.4 se observan las vistas frontales hacia el lado NE y SW del talud en estudio, como se puede apreciar en las imágenes, presenta una estabilización previa mediante concreto lanzado y drenes instalados a tres bolillo. Al pie del talud se ubica una canaleta y hacia la dirección SW se aprecia una pequeña fuente y una capilla construidas. Lo que resalta a primera vista es que se observa en la cima del talud un predio instalado de manera irregular (figura I.2), también se observa la reparación de una grieta mediante lechada que se presenta desde la cima hacia el pie del talud (figura I.4), adicionalmente, se observa la presencia de esporádica de vegetación en la pendiente, además de una luminaria a lado de la fuente.

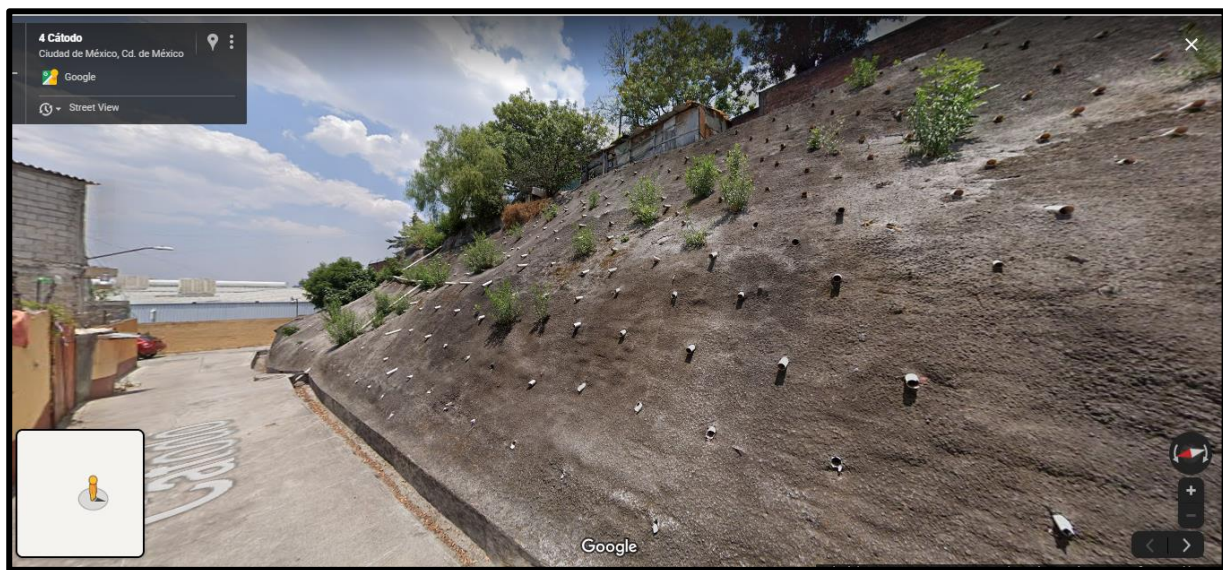


Figura I.2 Vista del talud hacia el lado NE, donde se señala el predio en la cima del talud

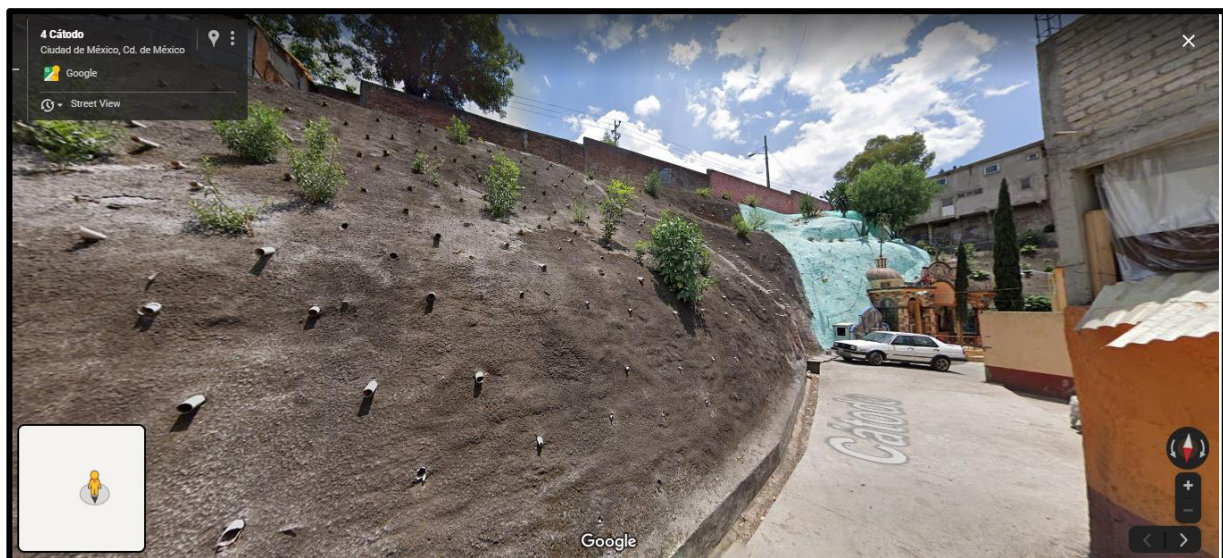


Figura I.3 Vista del talud hacia el lado SW, donde se señala la grieta.





Figura I.4 Vista frontal del talud donde se observa el agrietamiento sobre la pendiente del talud.

En la figura I.5 se pudo observar que en la cima del talud se encuentra la avenida Santa Lucia, y predios habitacionales.



Figura I.5 Viviendas en la corona del talud

La figura I.6 muestra las casas que se encuentra al pie del talud donde algunos de ellos presentan señales de agrietamiento en sus paredes.

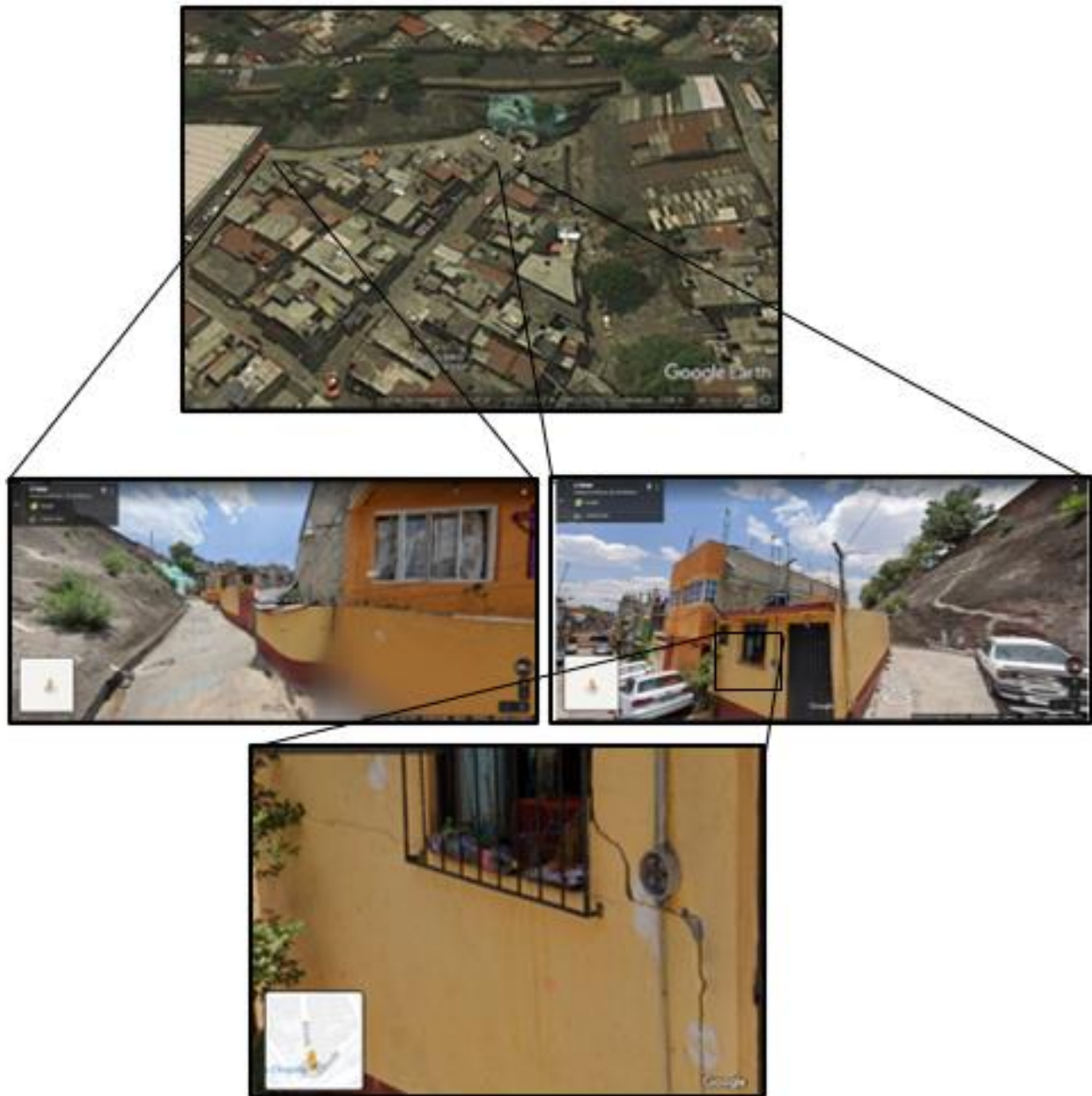


Figura I.6 Viviendas al pie del talud.



## **II. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA**

### **II.1 Recopilación bibliográfica del sitio**

Para poder abordar cualquier proyecto de ingeniería es necesario en un principio apoyarse de estudios previos. La búsqueda bibliográfica es esencial para comprender todos los factores y elementos que pueden llegar a condicionar el proyecto. Para ello se lleva a cabo la consulta de libros, artículos, simposios, revistas de divulgación, etc. Los primeros aspectos a investigar para un buen panorama geológico es el marco geológico regional donde se mencionan las litologías principales que se presentan en la región tanto en la superficie como en profundidad de acuerdo a la evolución tectónica, por consiguiente, se describen los eventos tectónicos y deformaciones que se presentaron a través del tiempo, así como la descripción de los depósitos, fallas, y tipos de roca.

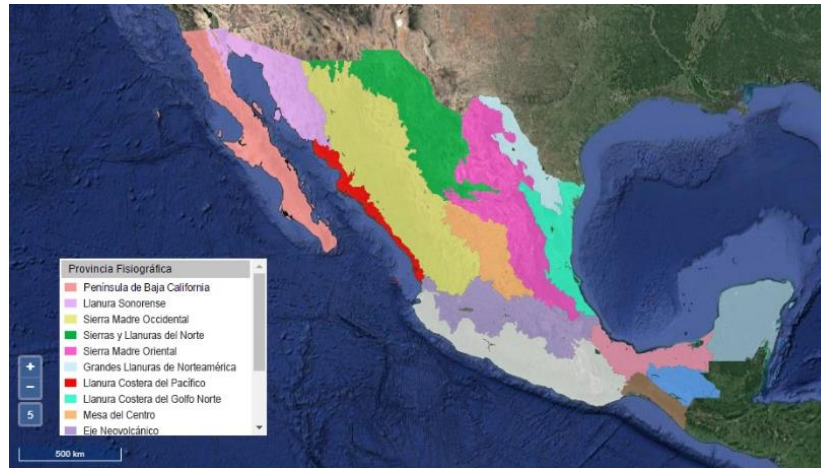
Posteriormente, al entender el marco geológico regional, se procede a la investigación de la geología local mediante cartas topográficas, fotografías aéreas antiguas, cartas geológicas, mapas de riesgos. Las herramientas como los sistemas de información geográfica permite una mejor interpretación de los riesgos del sitio, debido a que el uso de capas transpuestas ayuda a identificar rasgos y anomalías en la zona de estudio, por ejemplo en los mapas de riesgos se identifican y delimitan las zonas de hundimientos, minas, taludes cercanos al sitio de estudio.

Al identificar en el sistema de información los principales rasgos de interés, en campo se realiza el levantamiento de dichas anomalías encontradas, las cuales pueden ser fallas, grietas, discontinuidades, alteraciones y contactos litológicos, esto por medio de fotografías y dibujos de todos los detalles que se observen.. Por último, se recopilan muestras del material representativo para análisis de laboratorio.

#### **II.1.1 Fisiografía**

La zona de estudio ubica en el sector centro - oriental de la provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico, el cual forma parte del área geomorfológica endorreica de la república mexicana. Este sector se caracteriza por la presencia de volcanes de tipo monogenético y escudo, de composición basáltica o basáltico-andesítica (Ferrari, 2000).

El eje neovolcanico o Faja Volcánica Transmexicana (FVT) como se le suele llamar, comprende un área de unos 920 km desde el océano Pacífico hasta el golfo de México y su ancho varía de 50 a 250, afectada por esfuerzos distensivos que forman fosas y pilares formando valles escalonados hacia el centro de la FVT (Aguayo, 1990) en la I.1 se muestran los límites fisiográficos.



**Figura II.1** Mapa de provincias fisiográficas de la república mexicana, <https://www.inegi.org.mx/temas/fisiografia/>

### II.1.2 Geomorfología

Las principales orogenias que presenta la Ciudad de México, mostradas en la figura II.2, se describen a continuación.

Al oriente por la Sierra Nevada, la cual, tiene una longitud de 45 km y una altura máxima de 5454 msnm en el volcán Popocatepetl, sus edades son prácticamente recientes, ya que varían del pleistoceno al actual (Macías, 2012).

Al poniente con la Sierra de las Cruces, la cual, tiene una longitud de 110 km, y un ancho variable entre 47 km en su parte norte y 27 km en su parte sur (García-Palomo, 2008), sus edades varían entre plioceno y el pleistoceno (Mooser, 1975).

Al norte, con la sierra de Guadalupe la cual tiene una altura máxima de 3000 msnm y una anchura que varía de los cientos de metros a los dos kilómetros (Lugo-Hubp, 1996), formado a partir del mioceno (Mooser, 1992).

Finalmente, al sur con el campo volcánico Chichinautzin constituido por más de 8,000 aparatos o centros volcánicos desde el Mioceno al Reciente y ocupa una zona de 20 a 150 km de ancho y alrededor de 1000 km de largo, el cual, fue el último evento que cerró la cuenca, previo a este evento el flujo de agua ocurría

de norte a sur; los centros volcánicos son caracterizados por emplazamientos de derrames basálticos, y por fallamiento normal del cuaternario, que dieron lugar a cambios en la velocidad y dirección de flujo con donde los depósitos aluviales presentan distinta distribución de tamaño de grano (Vázquez-Sánchez, 1989) Ver figura II.2.

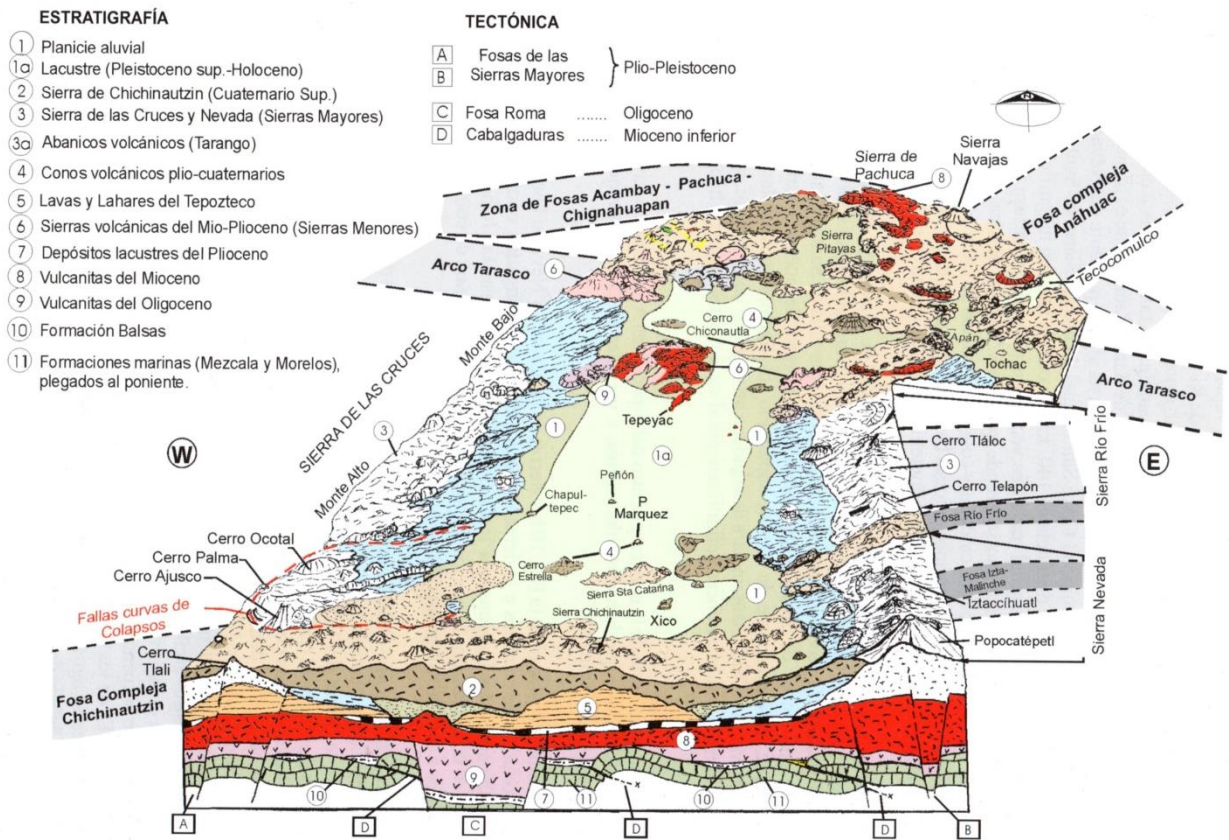


Figura II.2 Geomorfología del valle de México, (Santoyo V., Ovando S., Mooser, & León P, 2005)



**II.1.3 Geología regional del valle de México**

El área de estudio se encuentra en el sector poniente de la Ciudad de México donde predominan depósitos de aluvión del cuaternario y lahares con tobas andesíticas del Neógeno, ver figura II.3.

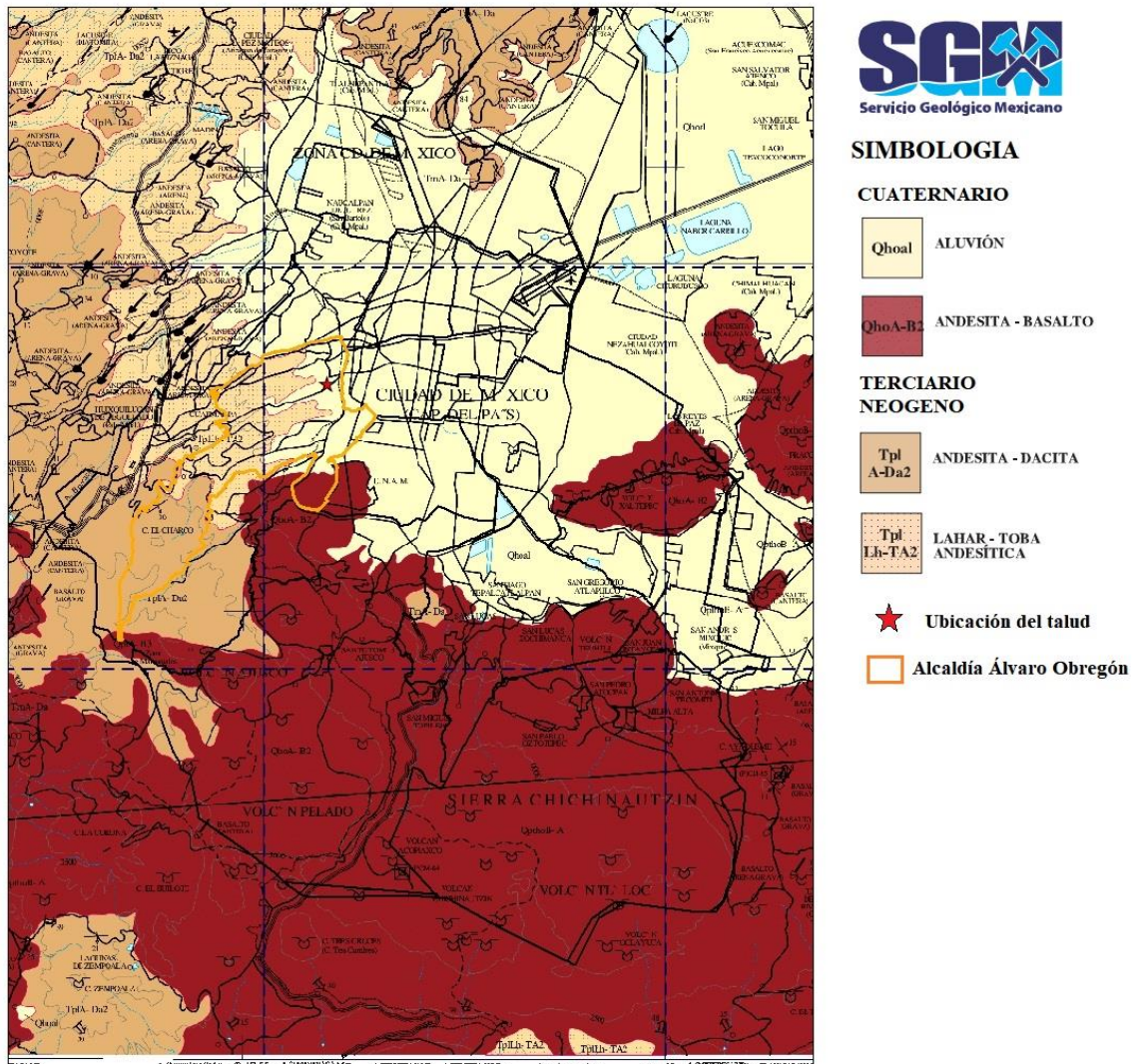


Figura II.3 Carta geológica modificada, (SGM, 2002).

En la tabla I.1 se describen de manera general lo eventos geológicos que se llevaron a cabo con respecto a cada periodo geológico, descritos desde el periodo más antiguo (cretácico superior) al más reciente (Cuaternario).

Tabla II.1 Eventos geológicos que se llevaron a cabo en la Ciudad de México. (Aguayo, 1990)

Periodo	Evento geológico
Cretácico superior	Basamento de la secuencia volcánica y sedimentaria, se encuentra la formación Morelos de calizas arcillosas, producto de ambiente marino.
Mioceno inferior y Medio	Hubo reactivaciones tectónicas que provocaron fracturamientos y fallamientos con dirección SW-NE y SE-NW representada por la formación Xochitepec, formada por una secuencia volcánica desde andesitas y riocitas hasta andesitas básicas y dacitas.
Mioceno Tardío	Los ambientes que se presentaron fueron procesos fluviales y actividad volcánica, formándose la sierra de Guadalupe, Tepoztlán y Tepozán.
Plioceno	Se manifestó una fuerte reactivación tectónica donde se formaron sistemas de fallas y de fracturamiento, formándose la Sierra Nevada y Rio Frío en el oriente, y al poniente la Sierra de las Cruces y Zempoala. Al pie de las sierras se depositaron abanicos aluviales y lahares, a este complejo volcanos sedimentario se le denominó Formación Tarango (Bryan, 1948).
Plioceno tardío y Cuaternario	Continuó la actividad volcánica que dio origen a la sierra de Ajusco, la sierra de Santa Catarina, y sierra de Chichinautzin, donde este último cerró la Cuenca de México.

La estratigrafía del subsuelo de la Ciudad de México se ha conocido gracias a la información de varios pozos profundos que se perforaron en algunos puntos y que han sido estudiados por diferentes autores como (de Cserna, 1988), (Pérez-Cruz, 1988), (Enciso-De la Vega, 1992), etc.

Dichos autores mencionan, en resumen, que la base estratigráfica de la Ciudad de México está constituida por calizas, por encima de las calizas podemos encontrar depósitos de conglomerados calcáreos, anhidritas y, por último, le siguen productos volcánicos y depósitos lacustres en la cima. Los productos volcánicos incluyen derrames de origen basáltico a dacítico, donde predominan las andesitas; también depósitos piroclásticos de tobas e ignimbritas.

**II.1.4 Geología local**

De acuerdo con la tabla II.1, en la sierra de las cruces se depositaron abanicos aluviales y lahares dando lugar a complejos vulcano-sedimentarios, que fue denominado por Bryan (1948), como Formación Tarango. Jerjes, (1991), citado por Alanis, (2011), presenta una columna estratigráfica donde identifica tres horizontes de pómez intercalados por tobas limo arcillosas, así mismo, se identifica dos horizontes de lahar que se presentan a la profundidad de 13 m y 39 m, con espesores de 7 a 12 metros respectivamente. Ver figura II.4.

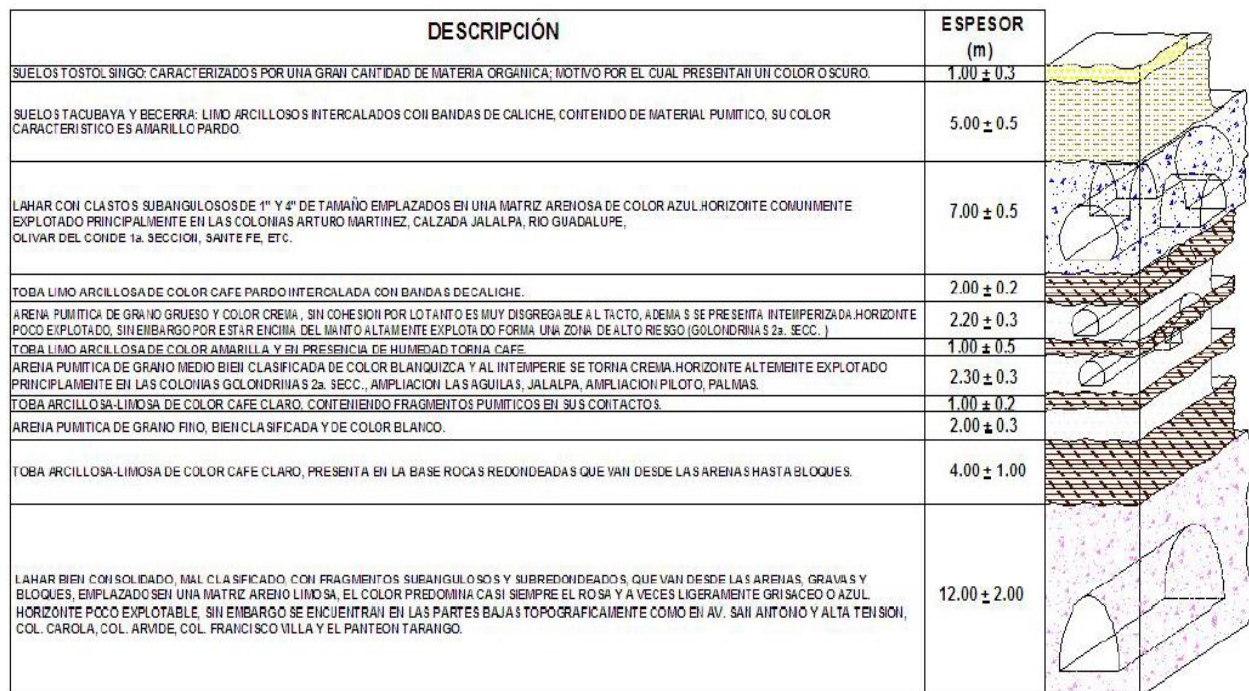


Figura II.4 Estratigrafía de la formación Tarango (Alanis, 2011).



En las figura II.5 y II.6 se muestran una planta y sección geológica elaborada por Mosser (2017) para la ampliación de la línea 12 del metro, en el cual, se proyectaron las coordenadas del talud; identificando que éste se encuentra sobre rellenos artificiales seguido de suelos con arenas gravas y boleos, y piroclastos de la formación Tarango.

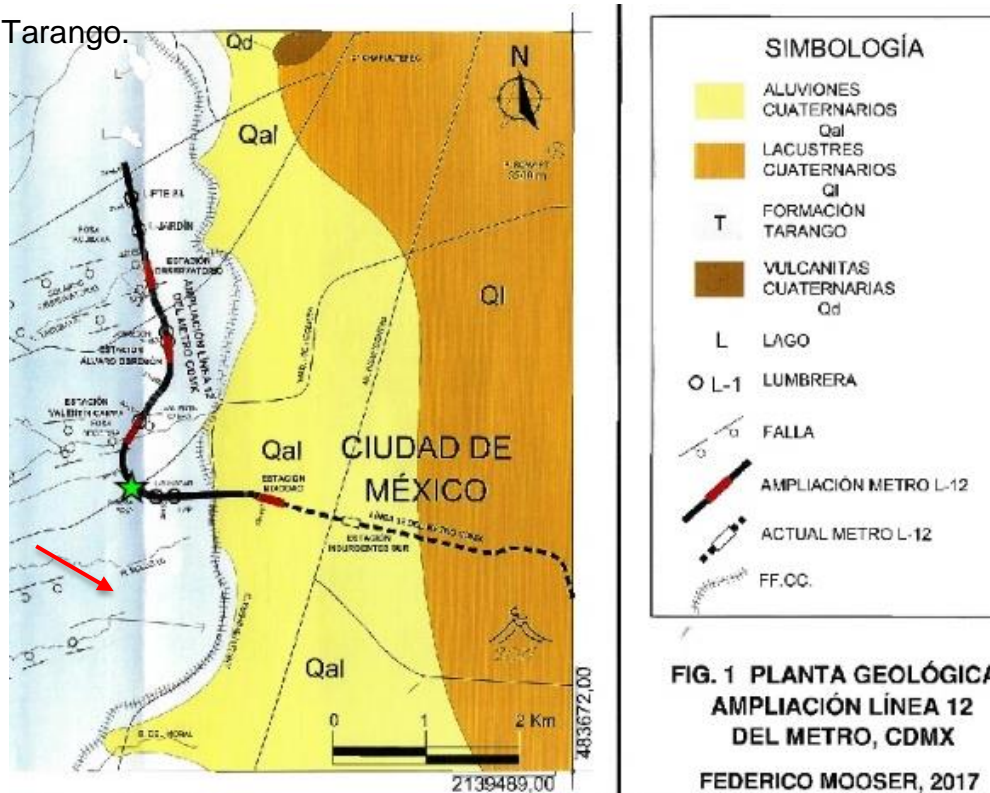
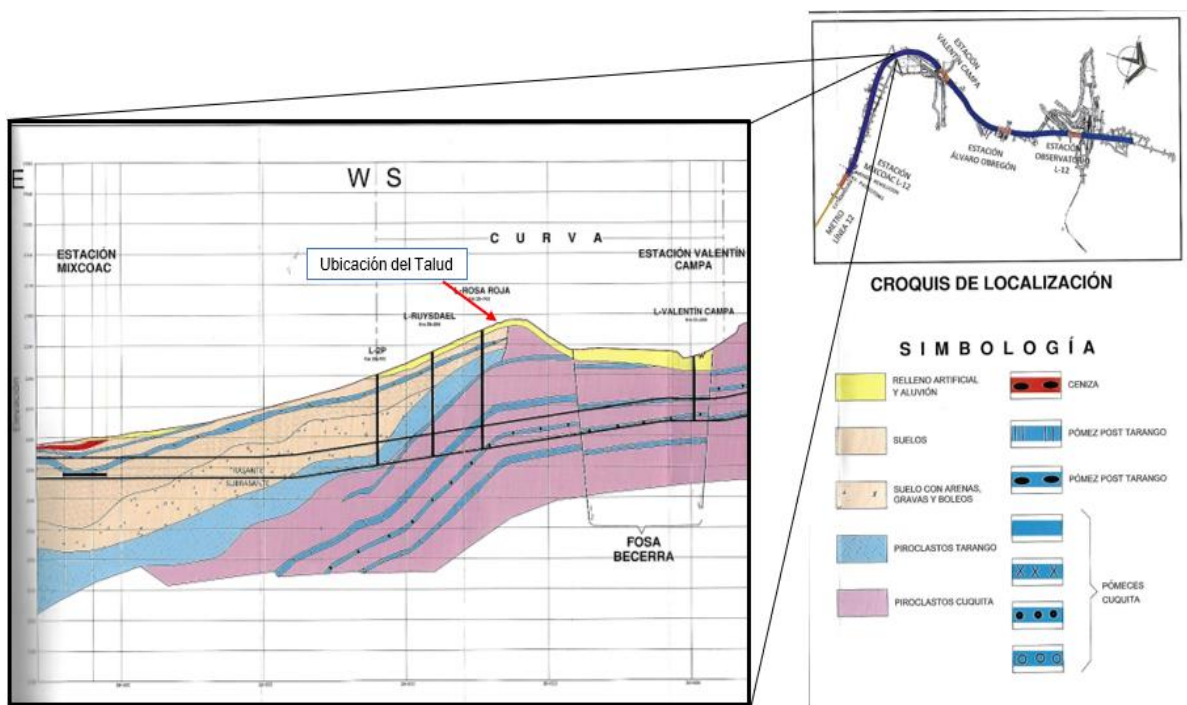


Figura II.5 Planta geológica, ampliación de la línea 12 del metro CDMX (Mooser, 2017).



### II.1.5 Zonificación geotécnica

La zona geotécnica está definida de acuerdo a las características físicas, índices y mecánicas de la litología del subsuelo, ya que de ellas deriva su comportamiento frente a las obras de construcción que se realicen tanto en la superficie como en el subsuelo, ver la figura II.7.

La zona I está definida por rocas o suelos depositados fuera del ambiente lacustre, los cuales se pueden presentar en superficie o de forma intercalada, la litología que se encuentra en esta zona son depósitos de arenas en estado suelto o cohesivos relativamente blandos, por la presencia de depósitos arenosos.

En la zona II existe la presencia de estratos arenosos y limo arenosos, los cuales se encuentran intercalados con capas de arcilla lacustre, por ello es que se le ha denominado zona de transición, dichos depósitos se encuentran a 20 m de profundidad.

Por último, en la zona III se encuentran los depósitos característicos de un ambiente lacustre como grandes depósitos de arcilla intercalados por capas arenosas con contenido de arcillas y limos, donde generalmente las capas de arenas están medianamente compactadas a muy compactadas, y las arcillas son altamente compresibles. En la superficie de estos depósitos encontramos suelos aluviales, así como también materiales desecados y rellenos artificiales.

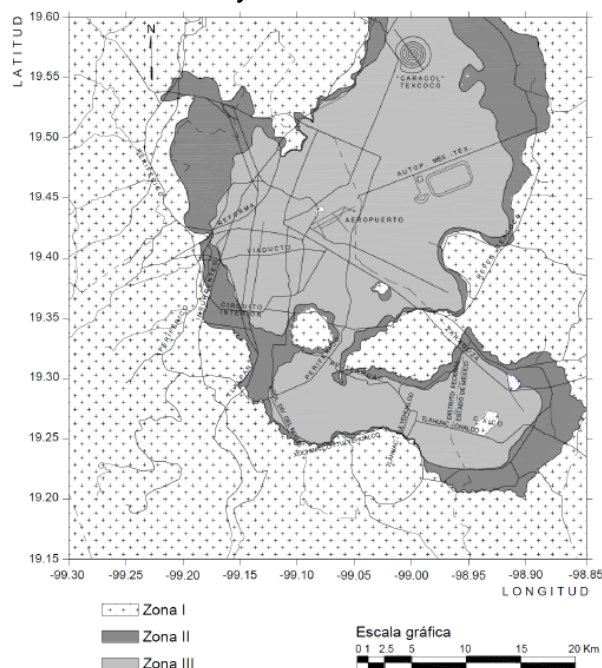
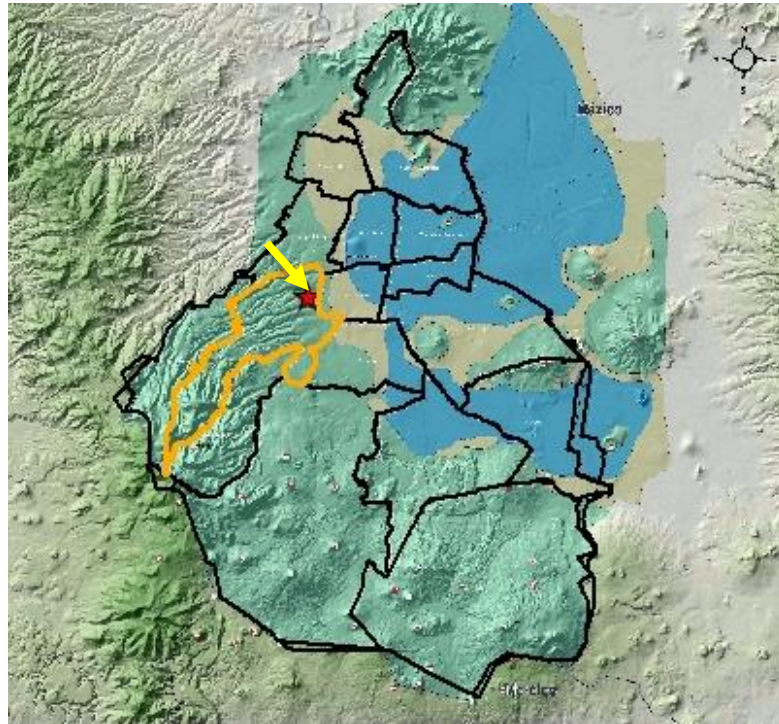


Figura II.7 Mapa de zonificación geotécnica para la ciudad de México, según las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones (2017).

Proyectando las coordenadas de la zona de estudio en al mapa de la zonificación geotécnica, se determina que se trata de la zona geotécnica I (ver figura II.8).



**Figura II.8 Ubicación de la zona de estudio con respecto a la zonificación geotécnica de la ciudad de México. (Imagen propia)**

Debido a las particularidades de esta zona, en el punto 2.2 de las normas técnicas para el diseño y construcción de cimentaciones (2017) se especifica que se deberá investigar si existen materiales sueltos en las aéreas superficiales, grietas y galerías de minas, además de los siguientes casos:

En el caso de sitios sin presencia de derrames basálticos en la superficie se verifica:

- ❖ Identificar suelos granulares sueltos que puedan presentar inestabilidad por la condición de carga y cambios de humedad.
- ❖ Investigar las condiciones en las que se encuentran las laderas naturales o cortes artificiales colindantes.
- ❖ Identificar la presencia de materiales como gravas, arenas y materiales pumíticos, que en el pasado pudieran ser objeto de explotación y en la actualidad se presentan como entradas de mina.
- ❖ Identificar la presencia de rellenos no controlados.

Para el caso de las zonas con derrames basálticos se deberá:



- ❖ Localizar evidencias de oquedades subterráneas dentro o debajo de los derrames basálticos.
- ❖ Ubicar los materiales volcánicos sueltos, y grietas superficiales.
- ❖ Tomar en cuenta que en algunas zonas existen materiales arcillosos compresibles por debajo de los derrames basálticos oquedades naturales, de ser así se procederá a implementar el tratamiento adecuado.

### II.1.6 Riesgos geológicos

#### II.1.6.1 Presencia de oquedades y rellenos con controlados

De acuerdo al atlas de peligros y riesgos de la Ciudad de México (2014) se clasifica al sitio en estudio como zona de peligro alto, asociado a la presencia de explotación de de minas antiguas, las cuales, son sujetas a presentar actualmente rellenos no controlados, ver figura II.9.



Figura II.9 Los lotes marcados con amarillo representan zona de riesgo por fracturamiento en Minas de Cristo (Atlas de peligros y riesgos de la Ciudad de México, 2014).

### II.1.6.1.1 Fotointerpretación

El análisis de fotointerpretación es una herramienta fundamental para localizar los sitios que presentan rellenos no controlados, en los cuales, no debería de cimentarse estructuras según lo indicado en el punto 10 de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones (2017).

Los tonos de una fotografía aérea nos ayudan a identificar rasgos característicos de la superficie, por ejemplo, los tonos muy oscuros nos pueden indicar agua o vegetación muy abundante, los tonos claros la presencia de arena o gravas, y por el contrario, suelo de grano fino tienden a producir tonos más oscuro. Un cambio en la distribución de la vegetación también nos permite inferir el tipo de roca que se puede presentar, así como la presencia de fallas o cambios litológicos, así como conos volcánicos, abanicos aluviales, taludes, deslaves, hundimientos, o cambios abruptos en la superficie, etc.

Para la fotointerpretación se observaron fotos aéreas del año 1970, donde se detectó que en los alrededores del sitio de estudio se encontraban sin estructuras de casas, en lugar de ello, se observa la existencia de obras mineras a cielo abierto. Ver figura II.10.

Las excavaciones se observan a tres diferentes niveles donde el nivel más alto se observa hacia el sur y es menor hacia el norte, por efecto de la extracción de materiales en esta zona se formaron dos taludes uno de los cuales es en efecto, el sitio de estudio. En la figura II.11 se la misma área mostrada en la figura II.10 pero en condiciones actuales, ambas figuras muestran claramente la gran posibilidad de la presencia de rellenos no controlados que tendrán influencia en el talud de estudio.



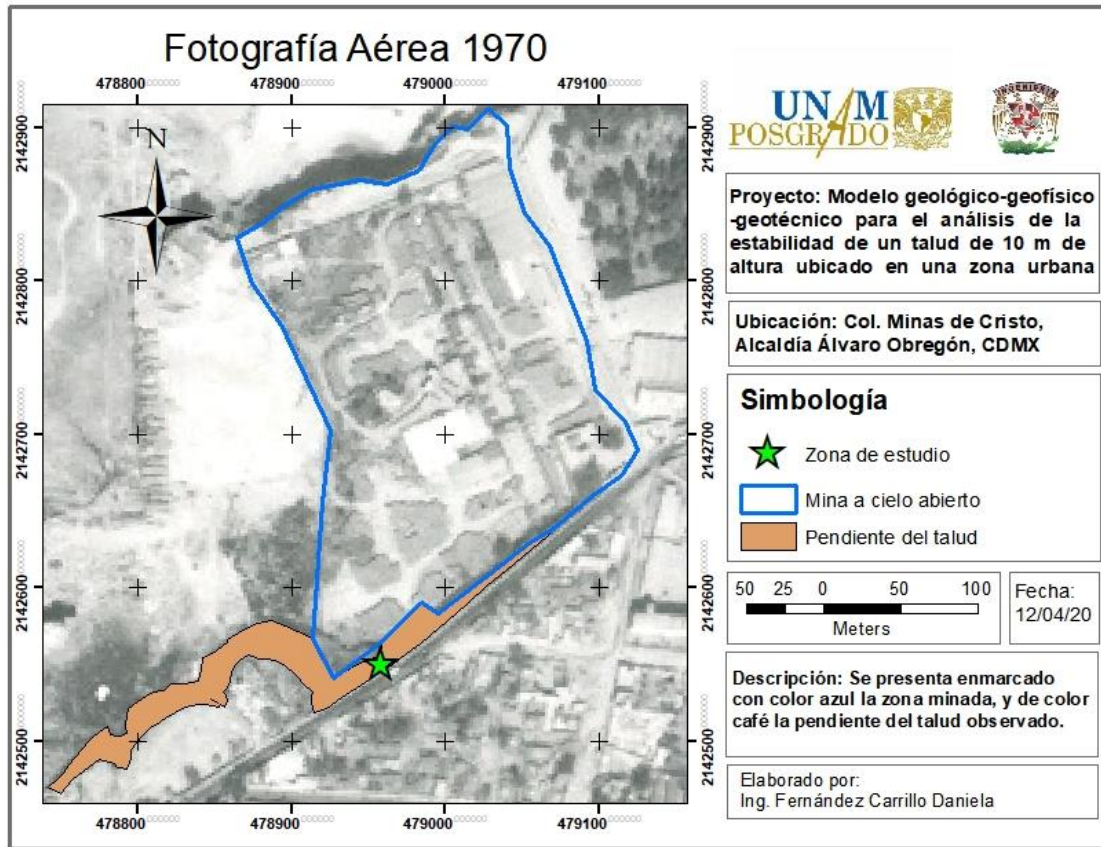


Figura II.10 Condiciones antiguas (1970) del sitio de estudio, se demuestra la presencia de una antigua mina.

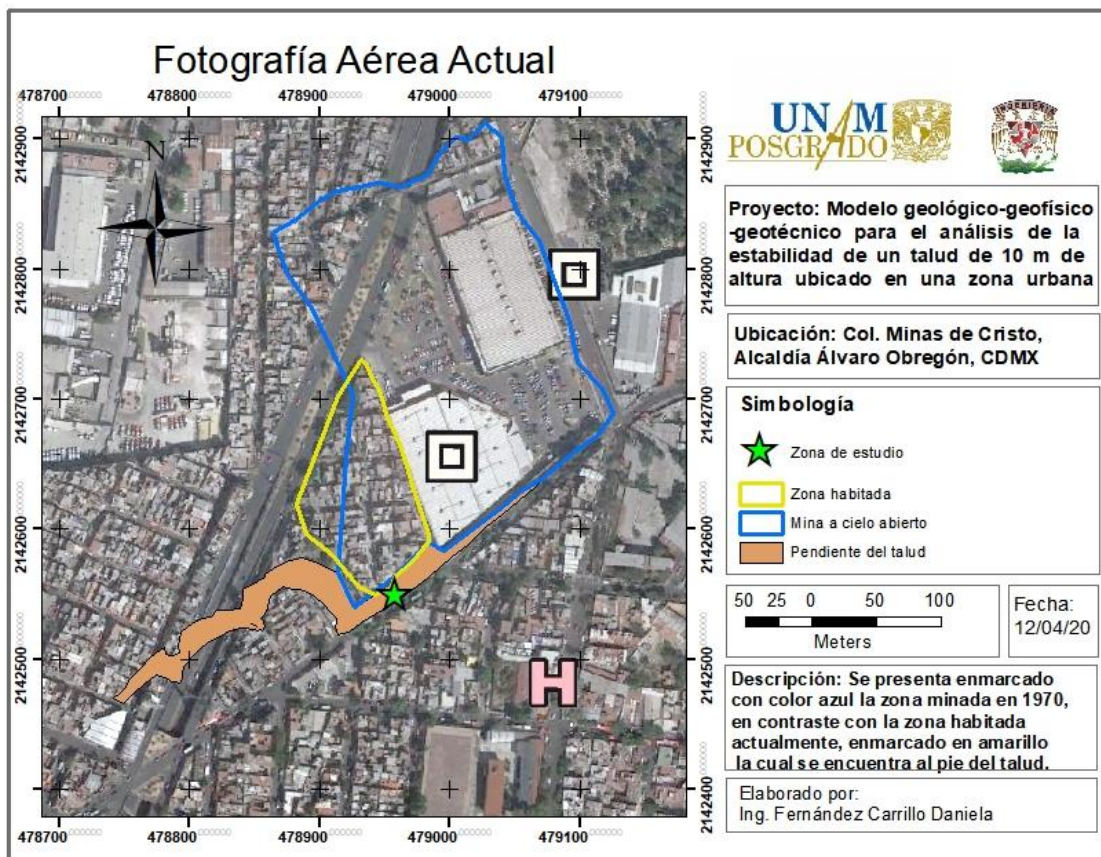


Figura II.11 Condiciones actuales (1920) del sitio de estudio, se demuestra la posible presencia de rellenos no controlados que deberán verificarse en la etapa de investigación.

De acuerdo a lo observado en las fotografías aéreas se puede concluir que el talud se formó debido a las antiguas actividades mineras, donde debido al crecimiento poblacional de la ciudad de México esta zona tuvo que ser ocupada para la construcción de viviendas, las cuales muy probablemente estén sobre rellenos no controlados. Esta observación será uno de los objetivos de estudio a confirmarse en la etapa de estudio.

### II.1.6.2 Sismicidad

La dinámica interna de la tierra genera la interacción de las placas tectónicas, las cuales, en sus límites se acumula la energía, cuando ésta se libera se producen movimientos de forma violenta y repentina. La litosfera terrestre de la república mexicana se encuentra dentro de la interacción de 5 placas tectónicas, por lo tanto, el riesgo de sismicidad es un aspecto que debe considerarse en todo el territorio. En la figura II.12 se muestra una clasificación por regiones sísmicas según lo indicado por Mena et al. (2015). La ciudad de México se encuentra dentro de la zona B, la cual, es una zona intermedia donde los sismos no son tan frecuentes donde no sobre pasa 70% de la aceleración del suelo SGM.

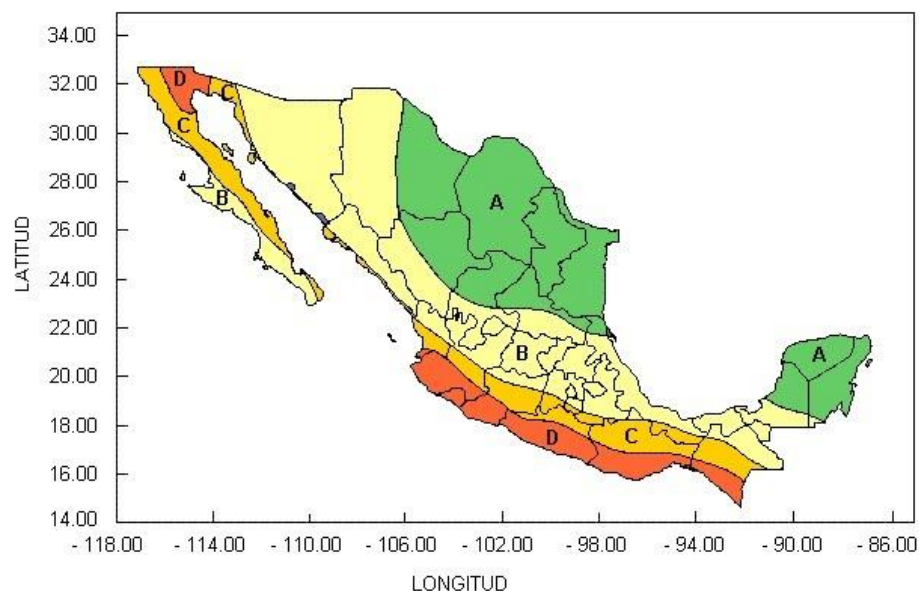


Figura II.12 Zonificación sísmica para la república mexicana, según Mena et al., (2015).

De acuerdo a Santoyo et al. (2005) los movimientos menos intensos han ocurrido en la zona poniente de la ciudad, esto es debido al tipo de material que corresponde a suelos duros, caso contrario, al oriente de la ciudad donde los movimiento se

amplifican por la presencia de grandes espesores de suelos lacustres blandos. Según lo indicado en el punto 3.1.1 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (2017), los espectros elástico y de deiseó podrán obtenerse mediante consulta realizada en el sistema de acciones sísmicas de diseño (SASID). En la figura II.13 se muestran dichos espectros obtenidos mediante el SASID, sin embargo, al tratarse de un talud que no presenta reducciones por sobrerresistencia y ductilidad como en el caso de edificios, se utilizará solamente el espectro elástico con la aceleración inicial  $a_0 = 0.12$  correspondiente a un periodo estructural  $T_e = 0$  s.

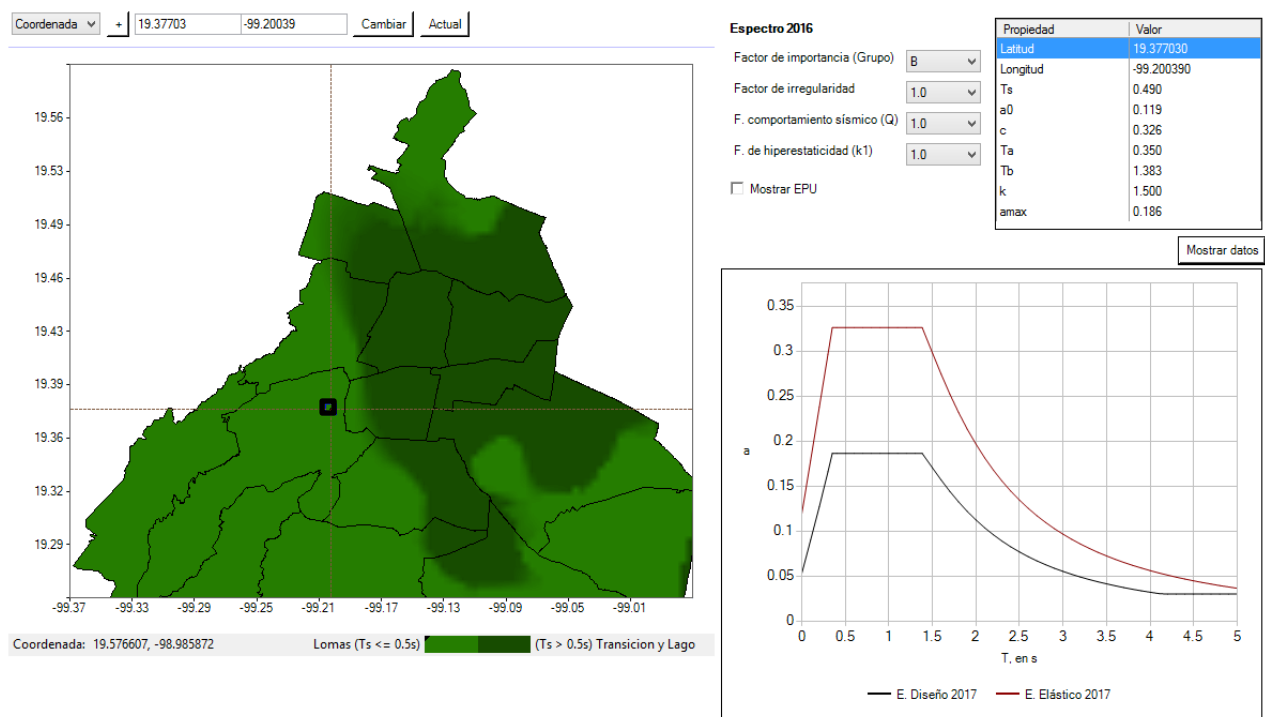


Figura II.13 Espectro transparente para el sitio de estudios para considerar el efecto de las fuerzas sísmicas.

### II.1.6.3 Condiciones hidrológicas

El atlas de peligros y riesgos de la Ciudad de México (2014) describe que delegación Álvaro obregón está dentro una densa red fluvial, que provienen de las zonas más altas, estas generan grandes escurrimientos provenientes de la Sierra de las Cruces, donde encontramos los Rios Tacubaya, Becerra, Mixcoac, Tequilaso, Pilares, San Angel y Rio Magdalena. En el sitio el nivel estático se encuentra a una profundidad que varía de 70 a 170 metros. Por lo tanto, podrá considerarse que en el sitio de estudio se desprecia todo efecto asociado al nivel de aguas freáticas en el comportamiento de resistencia del terreno.

### ***II.1.7 Anticipación de las condiciones del sitio***

De acuerdo con la información preliminar del sitio, se presume que en la zona de estudio se presentarán materiales tobaceos a limo-arcillosos, lahares, arenas pumíticas y materiales de relleno no controlados, sin presencia superficial del nivel de aguas freáticas. Considerando lo indicado en la tabla 2.3.1 y el punto 2.3 de las normas técnicas para el diseño y construcción de cimentaciones (2017), se seleccionan los siguientes métodos para la investigación.

Se debe recurrir a exploración indirecta mediante métodos geofísicos de sísmica de refracción y tomografía eléctrica, con la finalidad de identificar las profundidades a las que se encuentran los diferentes materiales, y principalmente, ubicar la presencia y espesor de rellenos no controlados.

En cuanto a la exploración directa, como se identificó en la geología local, tenemos posible presencia de materiales de relleno en la superficie, suelos de origen aluvial, y sedimentos vulcano-sedimentario, compuesto por arcillas limosas, lahares, arenas pumíticas. Por lo tanto, se requiere sondeos de penetración estándar que permitan medir la resistencia a la penetración del terreno y recuperación de muestras alteradas con fines de identificación y clasificación; así mismo, los materiales del sitio complicarán la recuperación de muestras inalteradas, por lo que se recurrirá al sondeo con phicómetro para estimar in-situ los parámetros de resistencia al corte. Adicionalmente, se recurrirá a pozoso a cielo abierto para identificación y recuperación a profundidades superficiales.



## II.2 Investigación del sitio

### II.2.1 Estudio topográfico

Para el análisis de la estabilidad de un talud es fundamental contar con la topografía detallada del sitio, la cual, permita obtener la geometría de las secciones más críticas que serán usadas en el análisis. La figura II.14 muestra la planta topográfica de la zona de estudio, en el cual, se muestra el eje del talud y las estaciones en las que se divide. En la figura II.14 se muestran las secciones correspondientes de cada estación. La estación 0+070 representa la geometría más crítica debido a su mayor altura e inclinación, en las figuras 11.15 y 11.16 se resalta su ubicación y geometría, por lo tanto, esta sección se considerará para conformar el modelo geológico-geofísico-geotécnico.

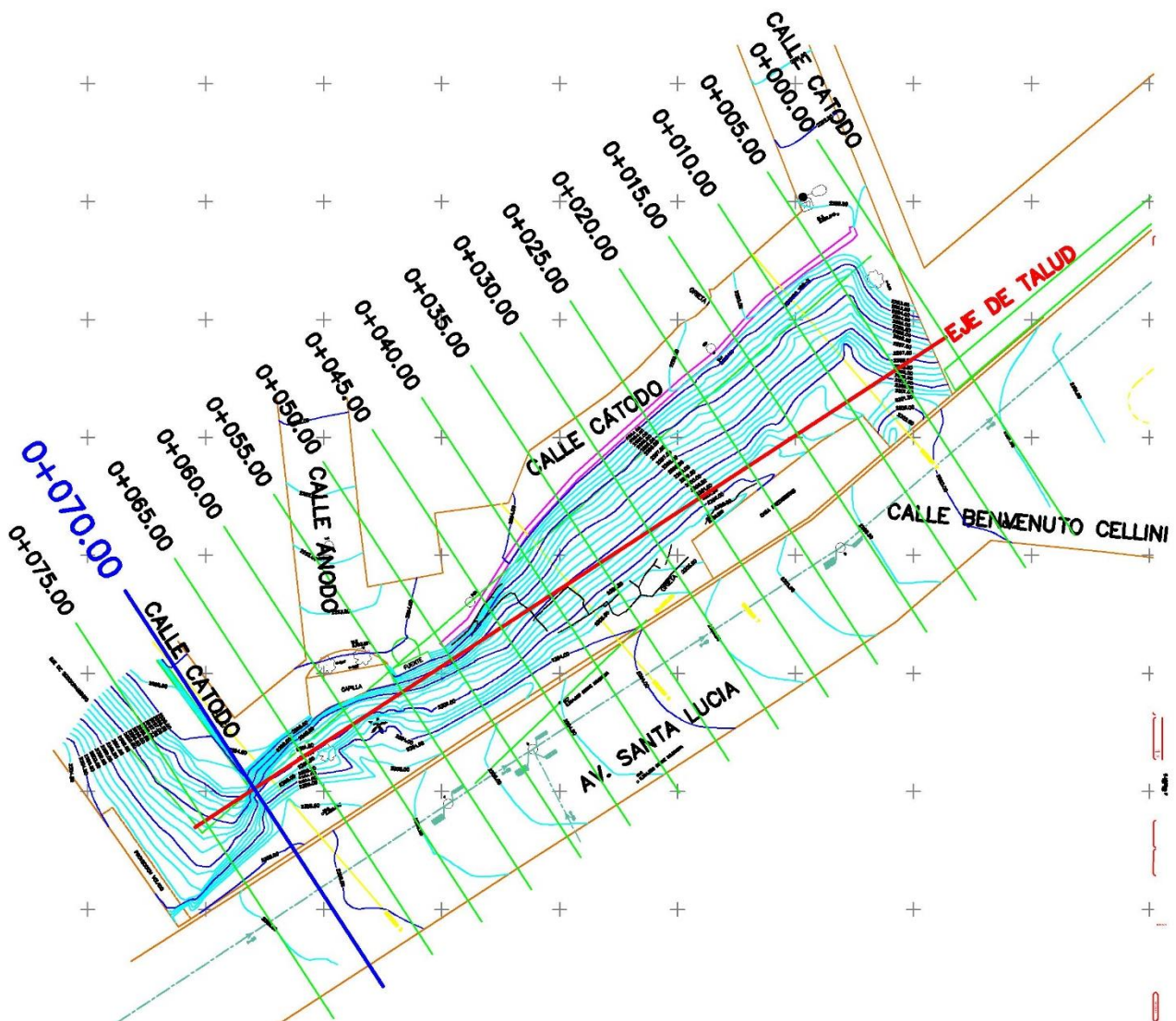


Figura II.14 Planta topográfica de la zona de estudio.

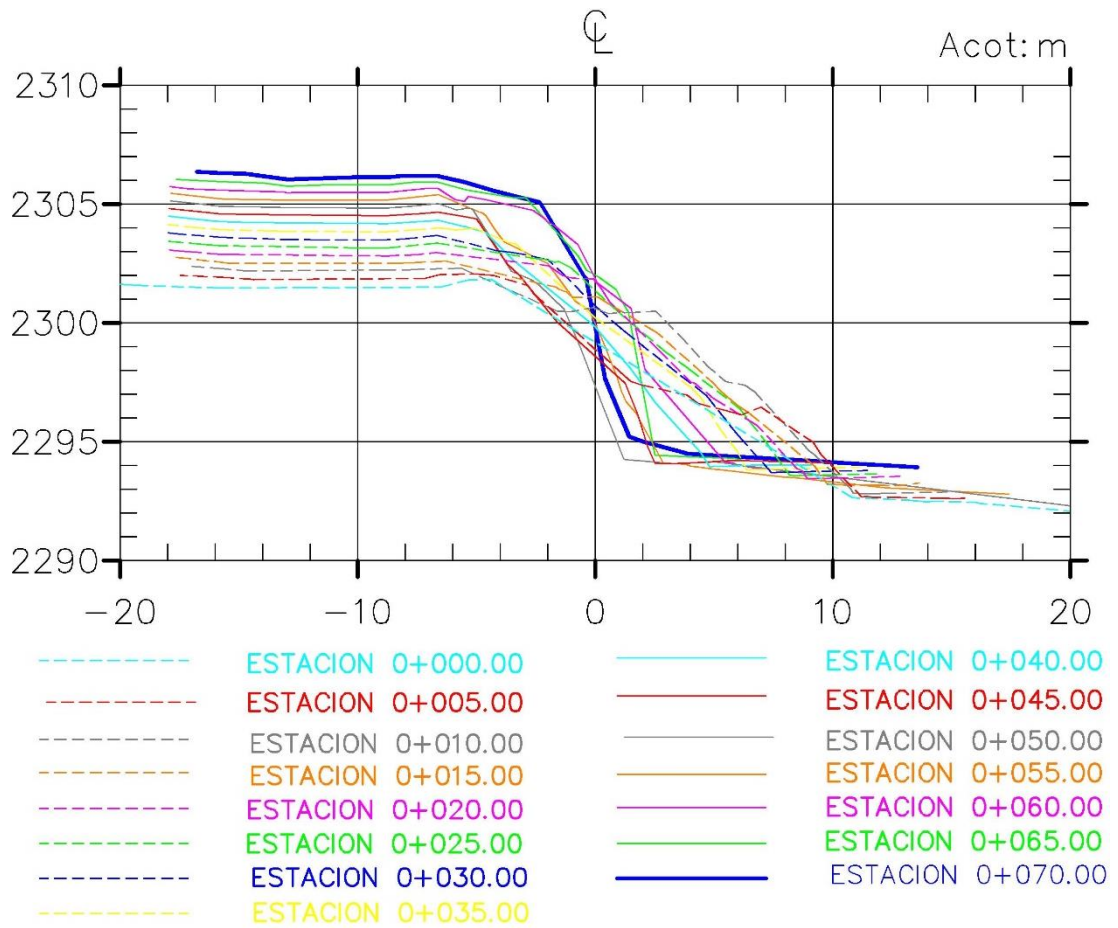


Figura II.15 Cortes que muestran la variación de condiciones topográficas del talud. Se destaca la condición más crítica en la estación 0+070.00

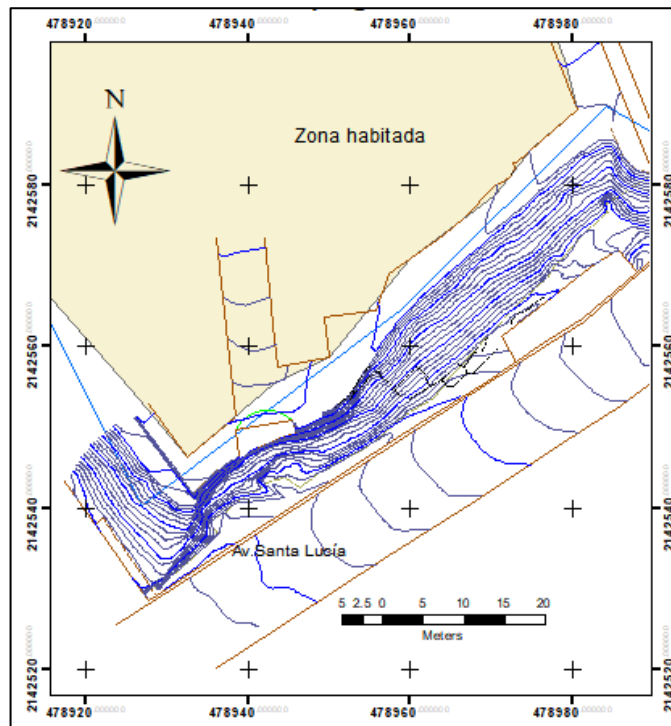


Figura II.17 Planta topográfica realizada en SIG

## II.2.2 Trabajos de campo

### II.2.2.1 Exploración indirecta

#### II.2.2.1.1 Refracción sísmica

Para tener una perspectiva tridimensional de los materiales que conforman el talud, se propone que las líneas de exploración deben estar ubicadas a lo largo de la cima, al pie y sobre la pendiente del talud.

##### II.2.2.1.1.1 Ubicación del sondeo

En la figura II.18 se muestra la configuración de la instalación de los geófonos, con una dirección NE/SW, donde se la colocación de cada una de estos es a una distancia de 5 metros; la línea de color verde representa el sondeo al hombro del talud, la línea color naranja representa el sondeo al pie del talud y la línea color café representa el sondeo sobre la pendiente, ésta se ubica a un metro del pie del talud.

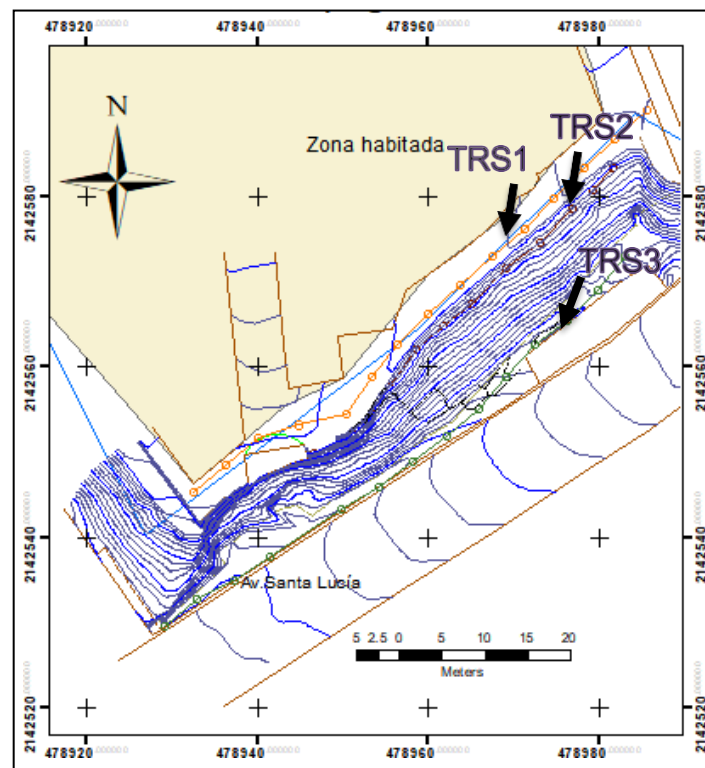


Figura II.18 Ubicación del sondeo de refracción sísmica

II.2.2.1.1.2 Resultados

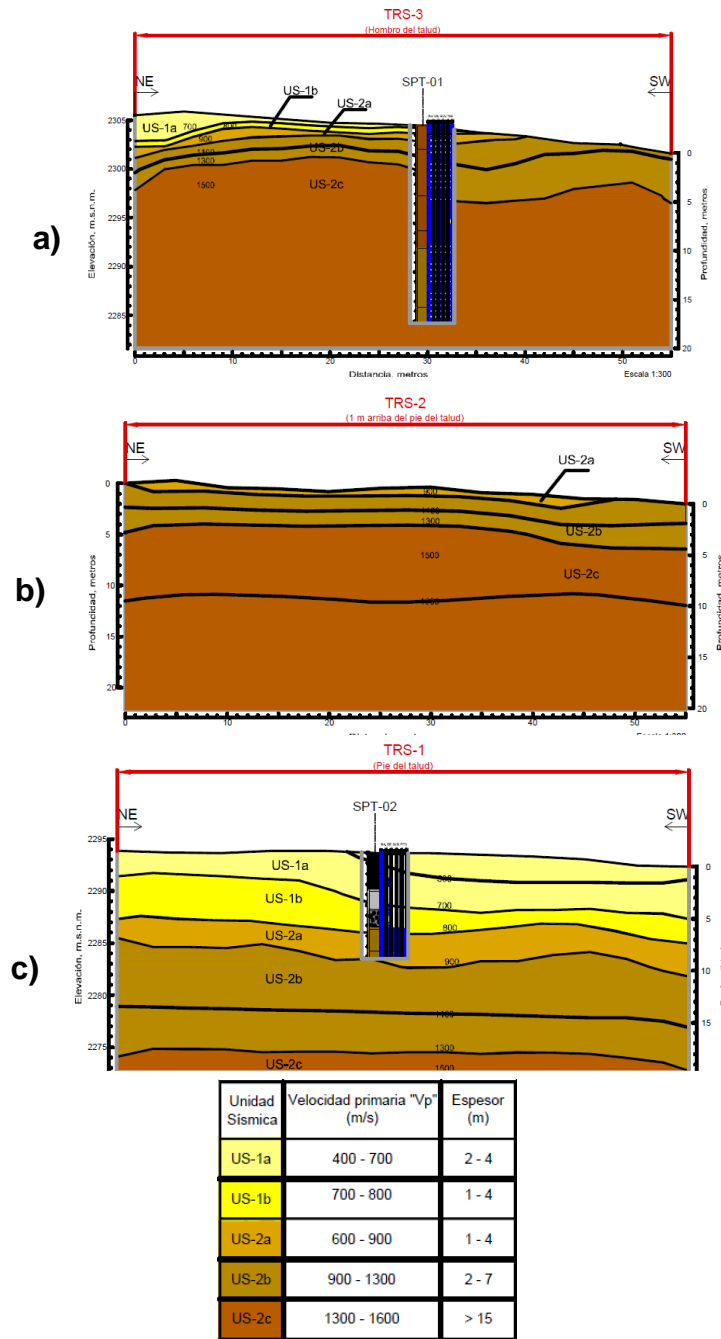


Figura II.19 Tendido de refracción sísmica, resultados en: a) El hombro del talud, b) Un metro arriba del pie del talud, c) Al pie del talud.



Al final de los perfiles se presenta una tabla con cada unidad sísmica identificada, la velocidad primaria asociada y el espesor en el que se identificó.

En los sondeos TRS-3 y TRS-1, se colocaron los resultados de la prueba de SPT que se realizó para el hombro del talud y para el pie del talud, con esto se puede tener una comparación conforme a los resultados de las velocidades registradas por cada una de las unidades identificadas.

A continuación, se describen cada una de las secciones que se obtuvieron.

TRS-3 (Figura II.19 a)) instalado en la cima del talud, en el cual cerca de la superficie se identificaron velocidades de onda de 400 a 800 m/s, estas velocidades se le pueden asociar a materiales de relleno blando (1-3 m de espesor), por debajo de ello se presentan velocidades de onda de 600 a 1300 m/s, que se le puede asociar a horizontes de tobas alteradas a muy alteradas (1-5 m de espesor), en la base se presentan velocidades de onda de 1300 a 1600 m/s que se le puede asociar a materiales más compactos como tobas poco alteradas y duras (15 m de espesor).

TRS-2 (Figura II.19 b)) instalado a un metro arriba del pie talud, se identificaron velocidades de onda correspondientes a 600 a 1300 m/s asociado a horizontes de tobas alteradas a muy alteradas (2-3 m de espesor), por debajo de ello se presentan con velocidades de onda de 1300 a 1600 m/s asociado a tobas poco alteadas y duras (15 m de espesor).

TRS-1 (Figura II.19 c)) instalado al pie del talud, donde se identificó, hasta los 7 m, velocidades de onda bajas, de 400 a 800 m/s, asociado a materiales de relleno blandos a muy blandos, por debajo de los materiales de relleno se presentan velocidades de onda de 600 a 900 m/s, asociado a tobas muy alteradas (2-3 m de espesor) debajo de ello se presentan velocidades de onda de 900 a 1300 m/s asociado a tobas alteradas ( 10 m de espesor), en la base del sondeo se presentan velocidades de onda de 1300 a 1600 m/s asociado a tobas poco alteradas y duras (1-2 m de espesor).

Conforme a los resultados obtenidos se realizaron secciones que permitieron construir varios perfiles perpendiculares al eje del talud, en la figura II.20 se muestra la ubicación de las secciones las cuales están a cada 10 m.

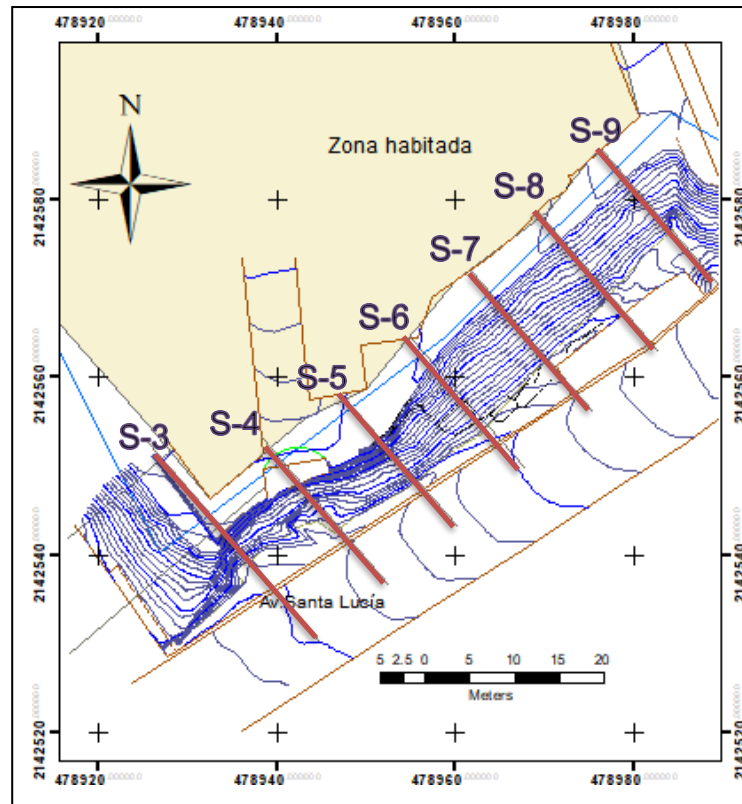


Figura II.20 Ubicación de secciones sísmicas

A partir de las líneas sísmicas se correlacionaron las velocidades de manera transversal, por lo que de este modo, se puede apreciar los espesores que presenta el talud, se puede observar también que la pendiente del talud aumenta a medida, que la altura del talud incrementa de 10m a 13m, se puede apreciar que en la zona más alta del talud los horizontes de alteración de las tobas presentan menores espesores a diferencia del extremo opuesto donde se presenta un espesor de 5 metros para tobas alteradas. Las unidades identificadas como materiales de relleno presenta casi los mismos espesores a lo largo del pie del talud. Figura II.21.

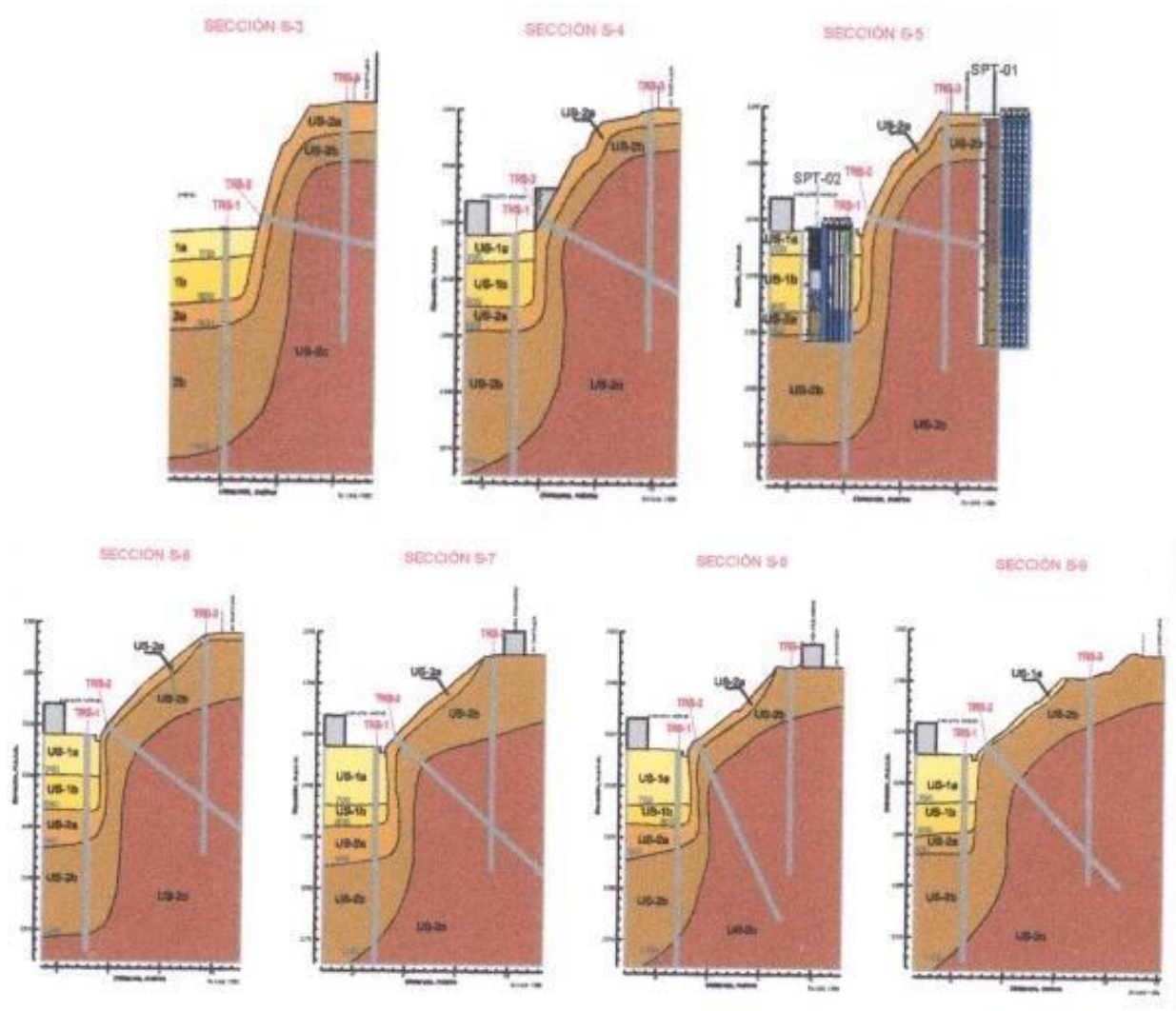


Figura II.21 Secciones del talud

### II.2.2.1.2 Tomografías eléctricas

Se propone un tendido de tomografía eléctrica que de acuerdo a los resultados del sondeo sísmico se podrá corroborar en esta zona las profundidades de los materiales de relleno.

#### II.2.2.1.2.1 Ubicación

La siguiente figura II.22 muestra la ubicación del tendido de la línea de tomografía eléctrica, la cual se ubica al pie del talud, donde los electrodos se colocaron a una distancia de 5 m.

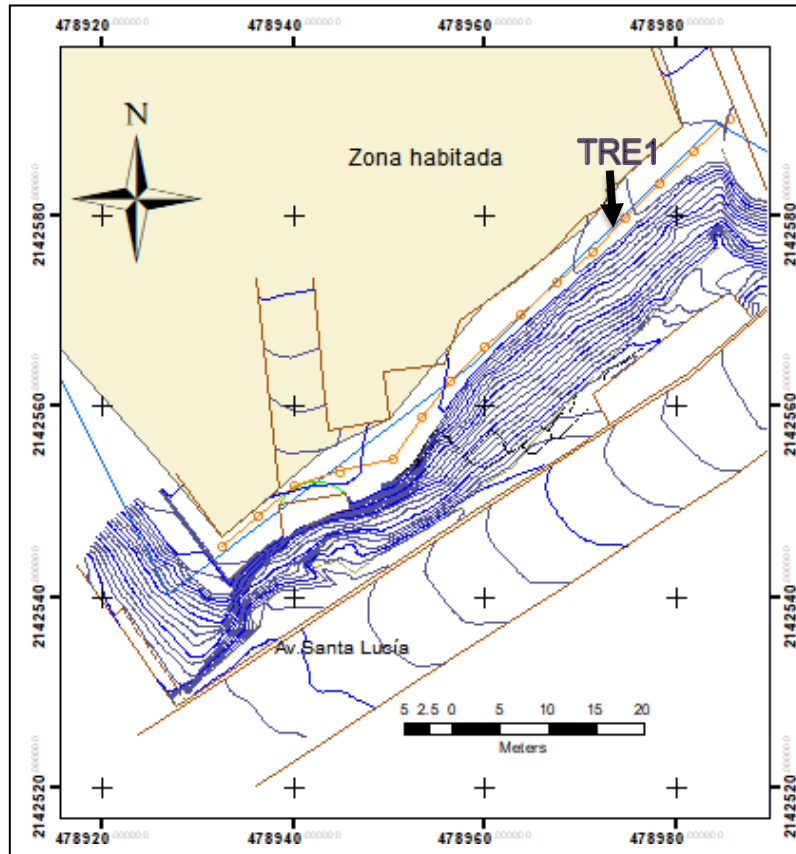


Figura II.22 Ubicación del sondeo de tomografía eléctrica

**II.2.2.1.2.2 Resultados**

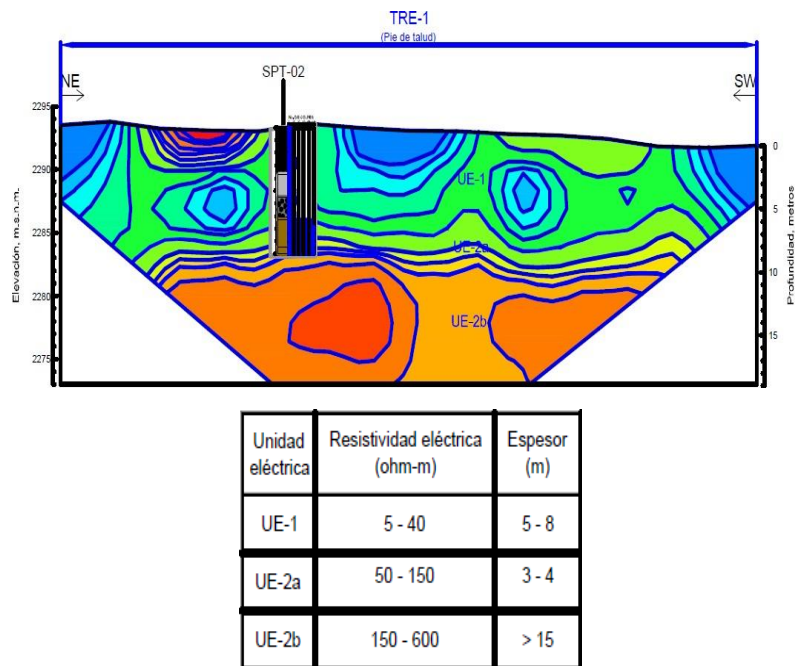


Figura II.23 Resultados del sondeo de resistividad eléctrica

Conforme a los resultados del sondeo sísmico, que se presenta en la figura II.23, se puede apreciar que en el sondeo eléctrico también tenemos diferencia de materiales a los 7 metros de profundidad, donde se identificaron resistividades de 5 a 40 ohm-m, asociadas con materiales de relleno húmedos, por debajo de estos materiales de relleno se presentan resistividades de 50 a 150 ohm-m asociado a tobas húmedas y baja dureza, para la base de este sondeo se presentaron resistividades de 150 a 600 ohm-m asociado a tobas secas y duras.

## II.2.2 Exploración directa

### II.2.2.1 Sondeo de penetración estándar

Como se ha observado en el perfil de los sondeos geofísicos se realizaron dos sondeos de penetración estándar, uno sobre el hombro del talud y otro al pie del talud.

#### II.2.2.1.1 Ubicación del sondeo SPT

La figura II.24 muestra la ubicación del sondeo al hombro del talud tiene la denominado SPT1 y el sondeo al pie del talud denominado SPT2.

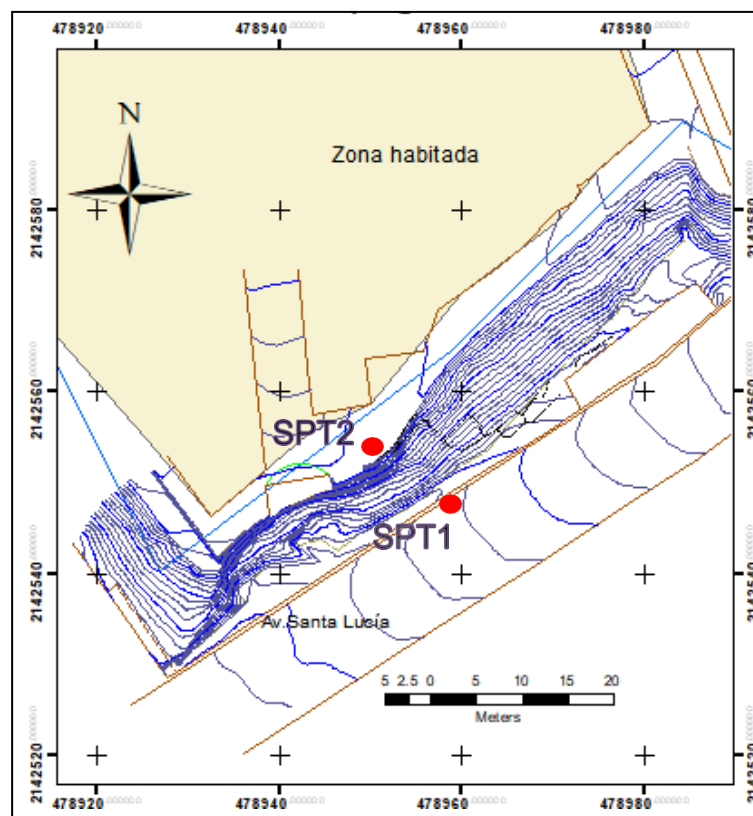
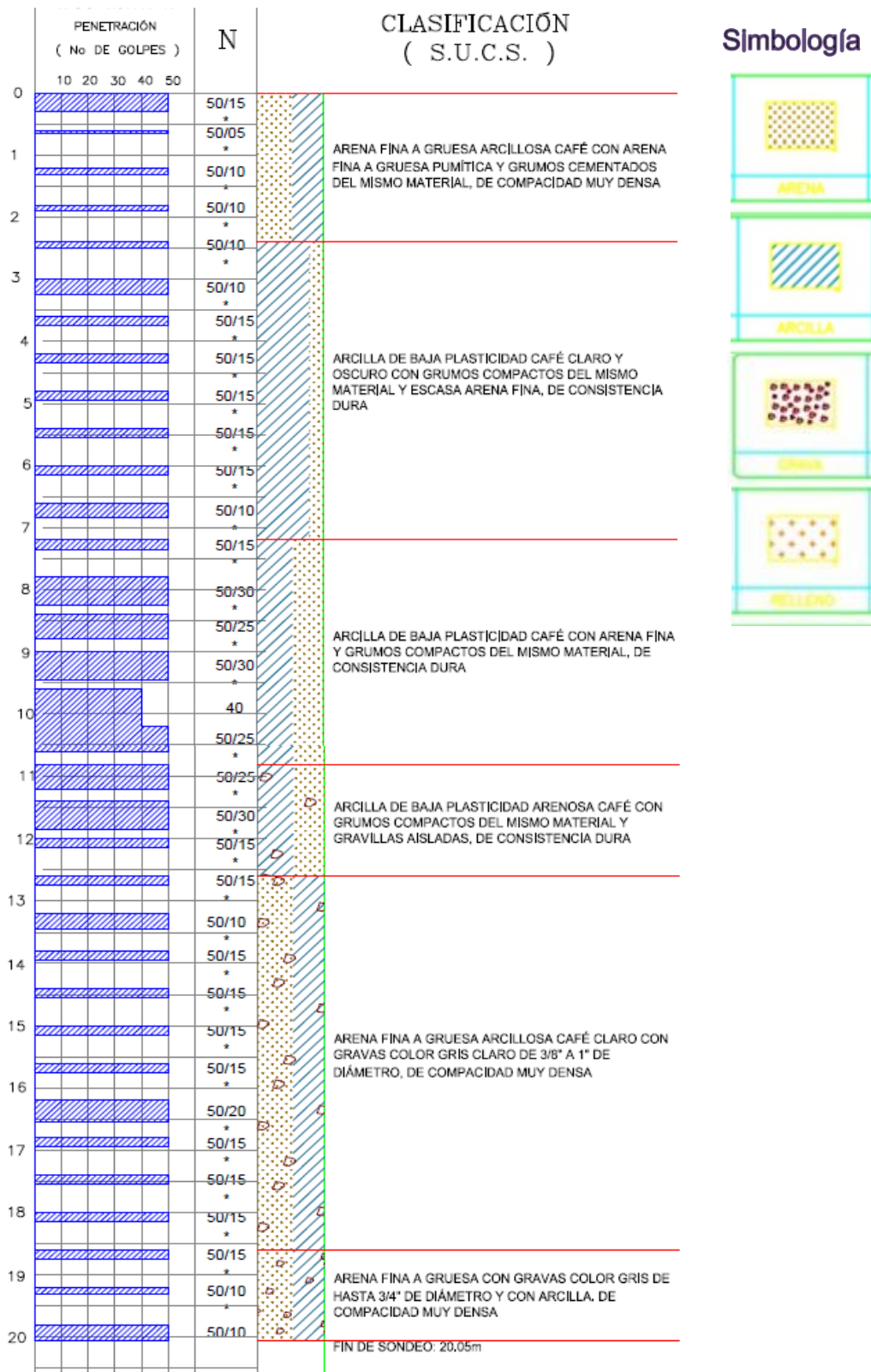


Figura II.24 Ubicación de los sondeos de penetración estándar

**II.2.2.2.1.2 Resultados**



**Figura II.25 Resultados del sondeo de penetración estándar ubicado al hombro del talud (SPT1)**



La figura II.25 muestra los resultados que se obtuvieron a partir del sondeo SPT1, en el cual se observa que el número de golpes (N) siempre fue de 50 golpes (el límite) lo cual nos indica que la resistencia de suelo es alta, por lo que el criterio de paro se tuvo que aplicar, avanzando con broca tricónica.

La primera unidad que se clasificó va de 0 a 2.5 m el tramo se clasificó como arena pumítica y grumos cementados del mismo material, de compactidad muy densa, el avance del sondeo se dio solo a 15, 5 y 10 cm con 50 golpes.

La segunda unidad que se clasificó va de 2.5 a 7.3 m el tramo se clasificó como arcillas de baja plasticidad de color café claro y oscuro con grumos compactos del mismo material y escasa arena fina, de consistencia dura, el avance del sondeo se dio solo a 15 y 10 cm con 50 golpes.

La tercera unidad que se clasificó va de 7.3 a 10.7 m el tramo se clasificó como arcillas de baja plasticidad, color café con arena fina y grumos compactos del mismo material, de consistencia dura, el avance del sondeo se dio solo a 25 y 30 cm con 50 golpes y únicamente a los 10 m de profundidad se dieron 40 golpes para el avance de 30 cm.

La cuarta unidad que se clasificó va de 10.7 a 12.6 m el tramo se clasificó como arcilla de baja plasticidad arenosa de color café con grumos compactos del mismo material y gravillas aisladas, de consistencia dura, el avance del sondeo se dio solo a 25 30 y 15 cm con 50 golpes.

La quinta unidad que se clasificó va de 12.6 a 18.6 m el tramo se clasificó como arena fina a gruesa arcillosa de color café claro con gravas de color gris claro de 3/8" a 1" de diámetro, de compactidad muy densa, el avance del sondeo se dio solo a 15, 10 y 20 cm con 50 golpes.

La sexta unidad que se clasificó va de 18.6 a 20.05 m el tramo se clasificó como arena fina a gruesa con gravas de color gris de hasta 3/4" de diámetro con arcilla, de compactidad muy densa, el avance del sondeo se dio solo a 15 y 10 cm con 50 golpes.

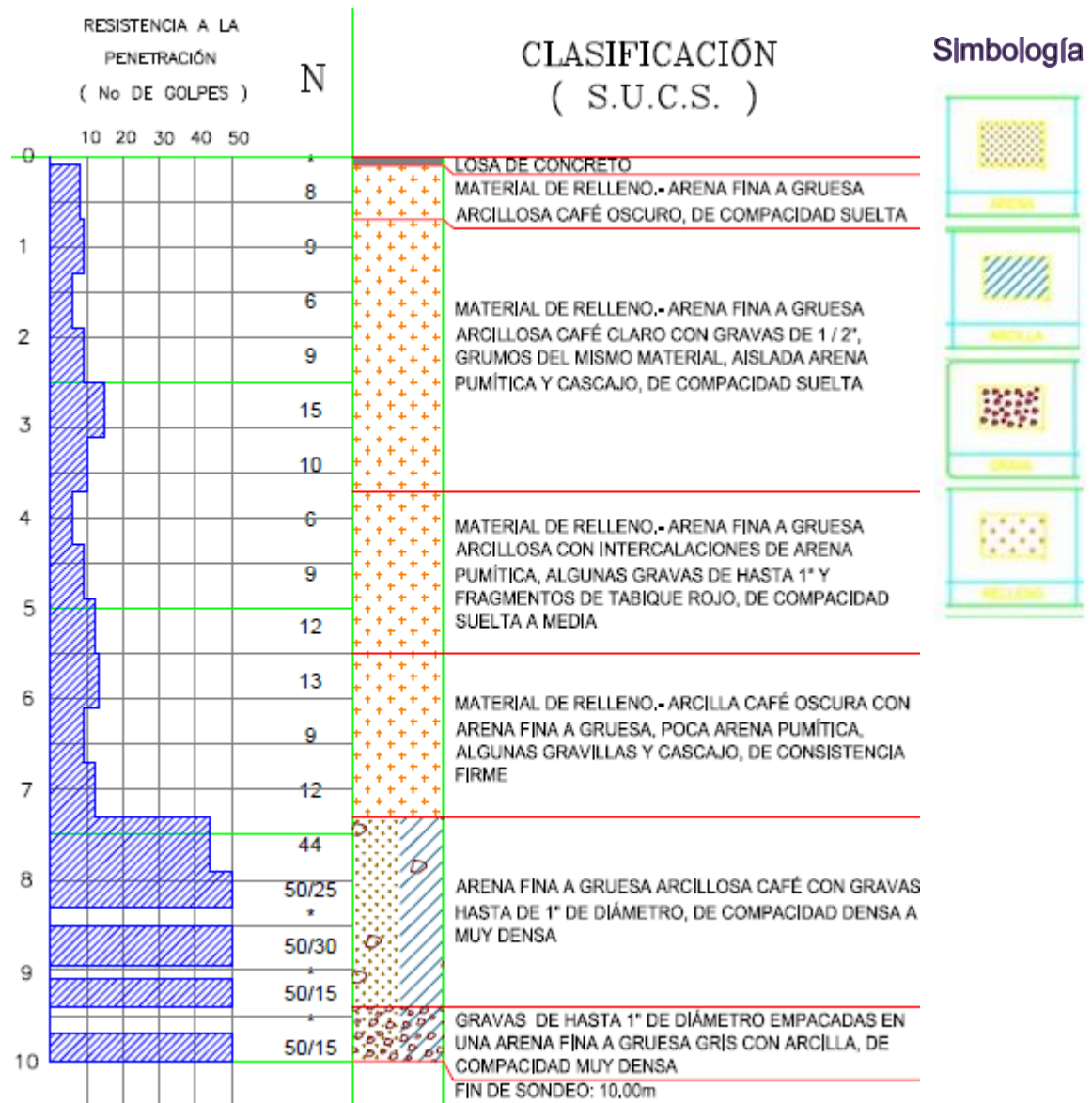


Figura II.26 Resultados del sondeo de penetración estándar ubicado al pie del talud (SPT2)

En contraste con el sondeo realizado al hombro del talud en el que se presentaron materiales con alta resistencia, en este sondeo (Figura II.26) claramente se identificaron materiales de baja resistencia hasta los 7 metros de profundidad, el número de golpes durante el avance fue menor a 15 lo cual nos indica que hay poca resistencia al corte.

A continuación se describe cada una de las unidades identificadas de acuerdo a los resultados obtenidos.

La primera unidad que se clasificó va de 0 a 0.06 m en el que se identificó material de relleno, arena fina a gruesa arcillosa de color café oscuro, de compacidad suelta, el avance del sondeo se dio con 8 golpes para los 30 cm

La segunda unidad que se clasificó va de 0.06 a 3.7 m el tramo se identificó material de relleno, arena fina a gruesa arcillosa de color café claro con gravas de 1/2", grumos del mismo material, aislada arena pumítica y cascajo (residuos de material de construcción), de compacidad suelta, el avance del sondeo se dio con 9, 6, 15 y 10 golpes para los 30 cm.

La tercera unidad que se clasificó va de 3.7 a 5.5 m el tramo se identificó material de relleno, arena fina a gruesa arcillosa con intercalaciones de arena pumítica, con algunas gravas de hasta 1" y fragmentos de tabique rojo, de compacidad suelta a media, el avance del sondeo se dio con 6, 9 y 12 golpes para los 30 cm.

La cuarta unidad que se clasificó va de 5.5 a 7.3 m el tramo se identificó material de relleno, arcilla color café oscuro con arena fina a gruesa, poca arena pumítica, alguna gravillas y cascajo (residuos de material de construcción), de consistencia firme, el avance del sondeo se dio con 13, 9 y 12 golpes para los 30 cm.

La quinta unidad que se clasificó va de 7.3 a 9.4 m el tramo se identificaron gravas de hasta 1" de diámetro empacadas en una arena fina a gruesa con arcilla, de compacidad muy densa, el avance del sondeo se dio con 50 golpes para 25, 30 y 15 cm.

### II.2.2.2.2 Sondeo con picómetro

Para estimar valores de esfuerzo normal y cortante se efectuó el sondeo de picómetro, el cual se realizó a unos metros del sondeo de penetración estándar SPT1 al hombro del talud.

#### II.2.2.2.1 Ubicación del sondeo

La siguiente figura II. 27 muestra la ubicación del sondeo.

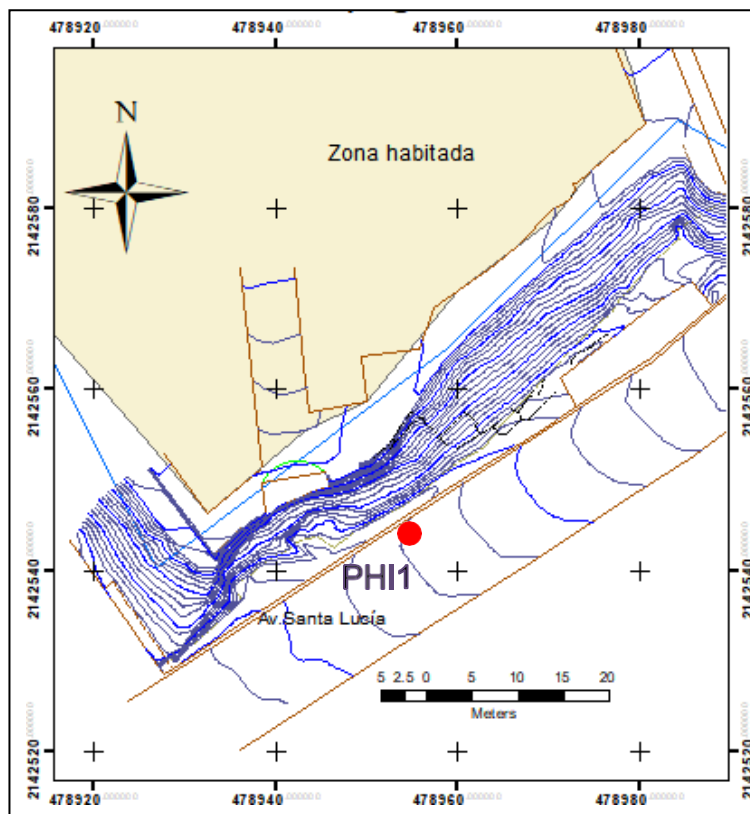


Figura II.27 Ubicación del sondeo con picómetro

## II.2.2.2.2 Resultados

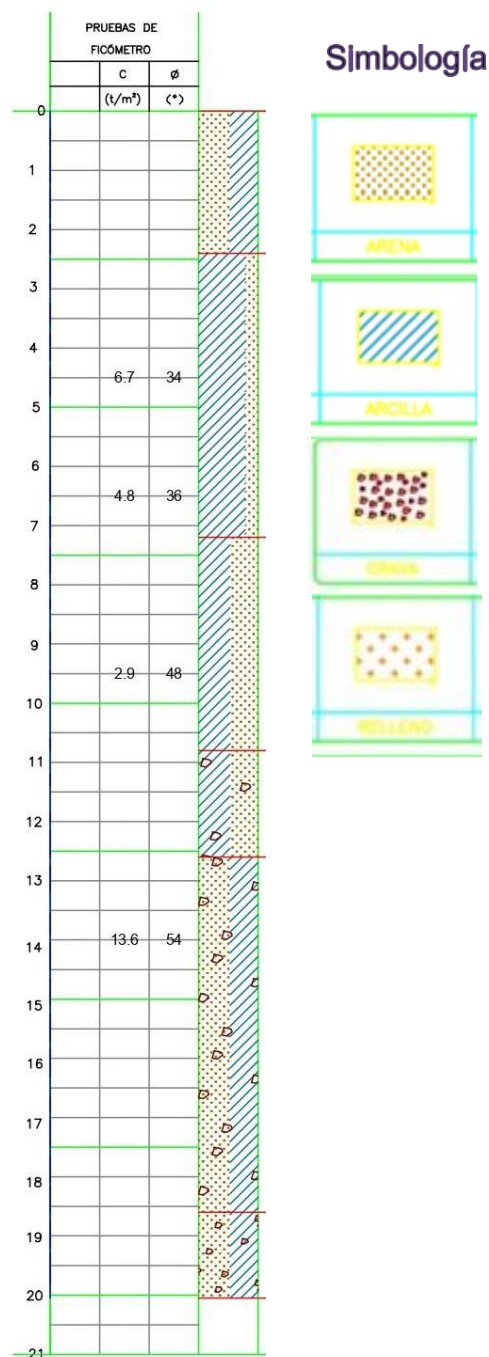


Figura II.28 Resultados del picómetro

La prueba se realizó a cuatro profundidades, a los 4.5, 6.5, 9.5 y a los 14 metros (Figura II.28). Los valores para el ángulo de fricción parecen ser coherentes de acuerdo a su compacidad es de esperar que se obtengan valores altos, aunque para este resultado parecen muy altos, por ejemplo para los 14 metros se obtuvieron 54°,



de acuerdo a Bowles, (1977) para materiales muy densos, asigna valores menores a 50°, por lo que 54° parece ser elevado.

### II.2.2.2.3 Pozo a cielo abierto

Con el fin de corroborar que en la zona de estudio hay presencia de materiales de relleno, se propone la ejecución de un pozo a cielo abierto a una profundidad de 3.10 m, así como también obtener muestras inalteradas de los estratos de especial interés. Esta técnica es recomendable para los suelos secos y duros, (Santoyo V., 2010).

#### II.2.2.2.3.1 Ubicación

En la siguiente figura II.29 se muestra la ubicación del pozo a cielo abierto, al pie del talud, sobre la calle Cátodo.

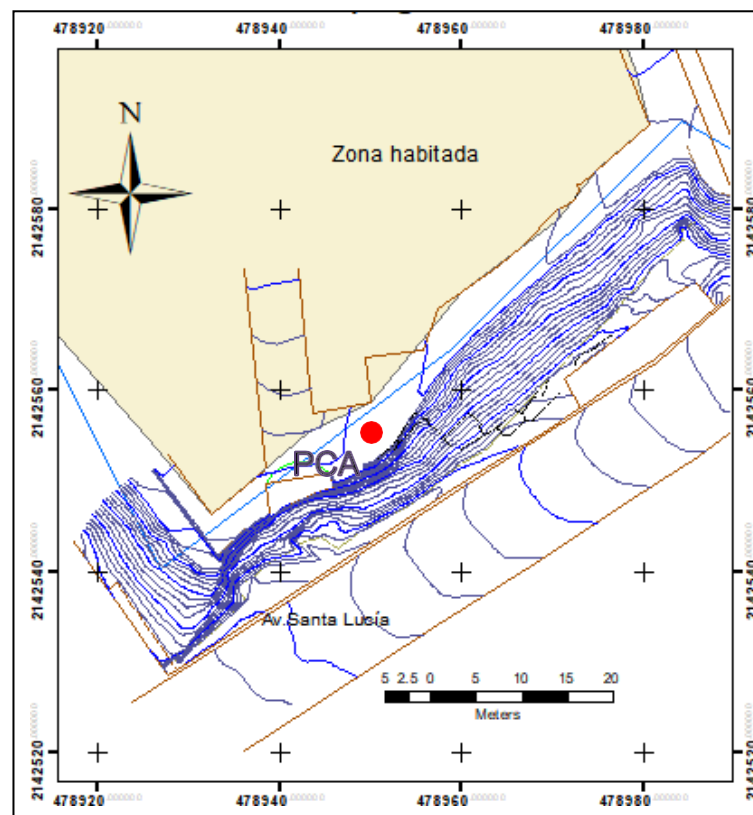


Figura II.29 Ubicación del pozo a cielo abierto



Tabla II.2 Descripción estratigráfica

Unidad	Descripción estratigráfica
Unidad 1	Materiales de relleno que contenía arena fina a gruesa arcillosa de color café a oscuro con gravas con un tamaño de hasta 3", con basura, láminas de fierro, alambre, fragmentos de tabique rojo y concreto.
Unidad 2	Arena fina a gruesa arcillosa de color café claro con gravas con tamaños de hasta 1" y grumos compacidad suelta (material de relleno), contenido de agua 15%, limite plástico 25% y límite líquido 40%.

II.2.3 Trabajos de laboratorio

II.2.3.1 Pruebas índice

En las siguientes figuras II.31 y II.32 se muestran los resultados que se obtuvieron de los trabajos de laboratorio, para pruebas índice, contenido de humedad, densidad de sólidos, peso volumétrico, granulometría y clasificación SUCS.

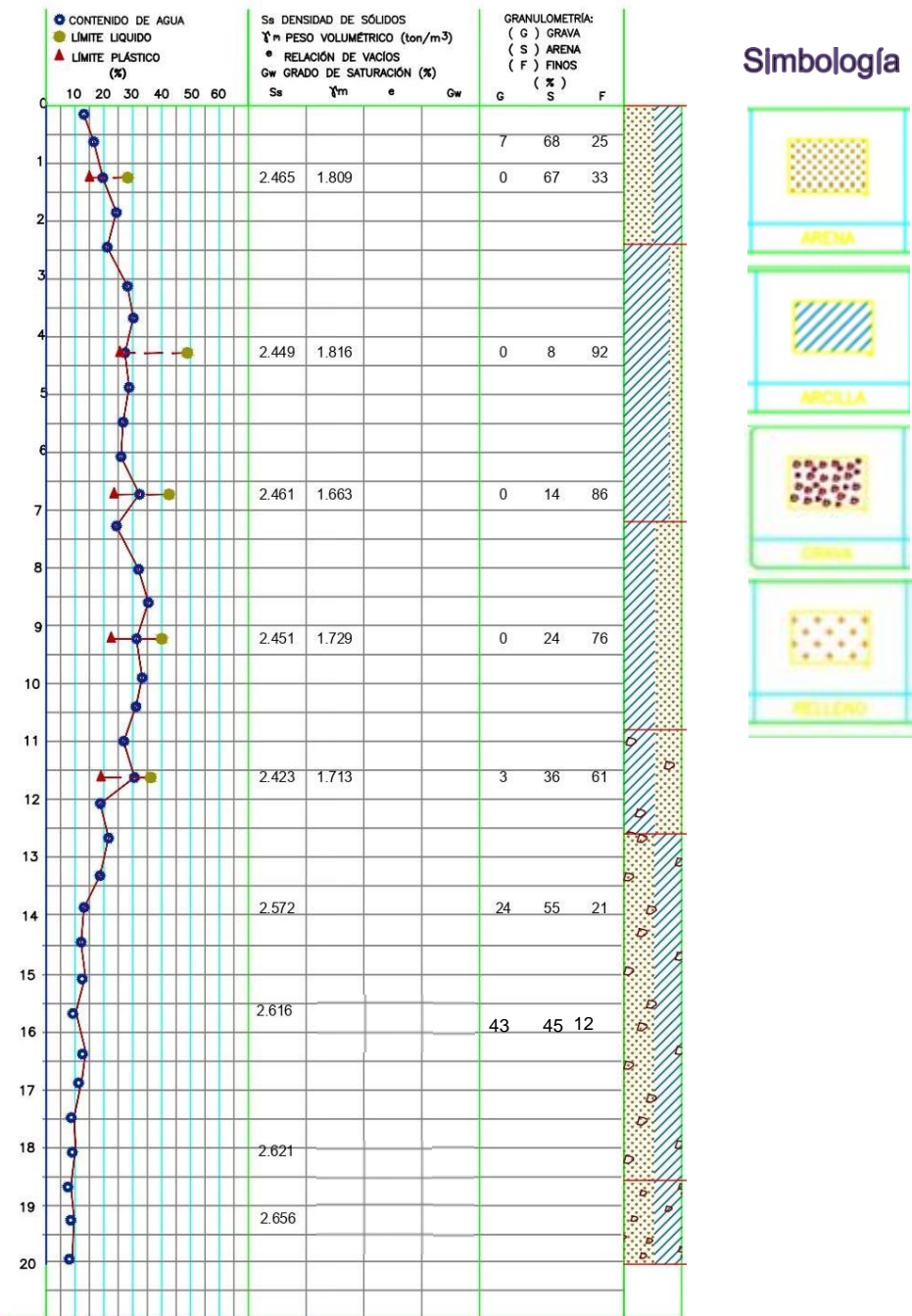


Figura II.31 Trabajos de laboratorio SPT1

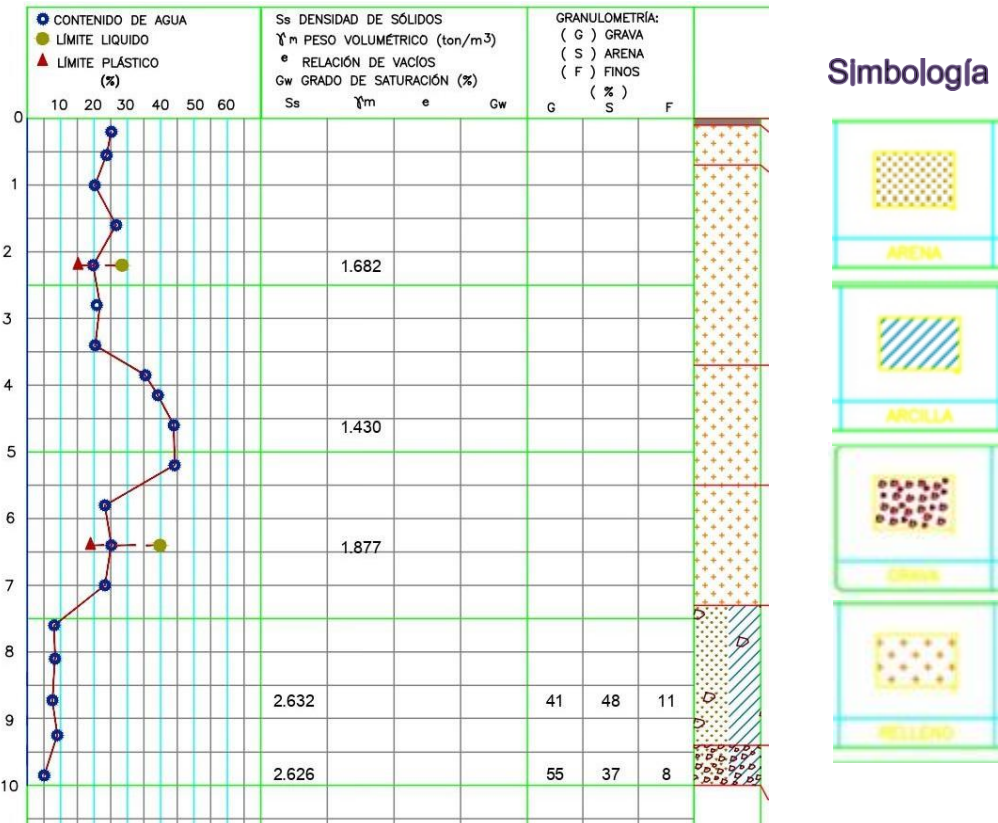


Figura II.32 Trabajos de laboratorio SPT2

A continuación, se presenta cada una de las unidades para STP1 (Tabla II.3) y SPT2 (Tabla II.4) su descripción y clasificación.

Unidades estratigráficas SPT1.

Tabla II.3 Unidades estratigraficas de SPT1

Unidad	Estratigrafía
U-1	Arena fina a gruesa arcillosa de color café con arena fina a gruesa pumítica y grumos de cementados del mismo material, de compacidad muy densa, con 7% de gravas, 68% arena y 25% de finos, limite liquido de 28%, limite plastico de 15%, clasificacion SM de acuerdo con el



	SUCS determinado en función de sus propiedades índice, contenido de agua 20%, peso volumétrico 1.809 (ton/m <sup>3</sup> ), densidad de sólidos de 2.465.
U-2	Arcilla de baja plasticidad de color café claro y oscuro con grumos compactos del mismo material y escasa arena fina, de consistencia dura, con 0% de gravas, 11% de arenas y 90% de finos, límite líquido de 48%, límite plástico de 25%, clasificación CL de acuerdo con el SUCS determinado en función de sus propiedades índice, contenido de agua de 27%, peso volumétrico de 1.74 (ton/m <sup>3</sup> ), densidad de sólidos de 2.45.
U-3	Arcilla de baja plasticidad de color café con arena fina y grumos compactos del mismo material, de consistencia dura, 0% de gravas, 24% de arenas y 76% finos, límite líquido de 40%, límite plástico 23%, clasificación CL de acuerdo con el SUCS terminado en función de sus propiedades índice, contenido de agua 31%, peso volumétrico 1.729 (ton/m <sup>3</sup> ), densidad de sólidos de 2.451.
U-4	Arcilla de baja plasticidad, arenosa de color café con grumos compactos del mismo material y gravillas aisladas, de consistencia dura, 3% de gravas, 36% de arenas y 61% de finos, límite líquido de 36%, límite plástico 19%, clasificación CL de acuerdo con el SUCS determinado en función de sus propiedades índice, contenido de agua de 25%, peso volumétrico de 1.713 (ton/m <sup>3</sup> ), densidad de sólidos 2.423,
U-5	Arena fina gruesa arcillosa de color café claro con gravas color gris claro de 3/8" a 1" de diámetro, de compactación muy densa, con 34% de gravas, 50% de arenas y 16 % de finos, con una clasificación de SC de acuerdo con el SUCS, determinado en función de la granulometría, contenido de agua de 15%, con una densidad de sólidos de 2.6.
U-6	Arena fina a gruesa con gravas color gris de 3/4" de diámetro y con arcilla de compactación muy densa, 44% gravas, 47 % de arenas y 9% finos, con

	10% de contenido de agua, densidad de solidos de 2.656, con una clasificacion de SP-SC de acuerdo con el SUCS, determinado en funcion de su granulometria.
--	--

## Unidades estratigráficas SPT2

Tabla II.4 Unidades estratigraficas de SPT2

Unidad	Estratigrafía
U-1	Material de relleno con arena fina a gruesa arcillosa color café oscuro, de compacidad suelta, con contenido de agua del 25%.
U-2	Material de relleno, con arena fina a gruesa arcillosa de color café claro con gravas de ½" con grumos del mismo material, con arena pumítica aislada y cascajo, de compacidad suelta, con limite liquido del 29%, y limite plástico 15%, contenido de agua 22%, peso volumétrico 1.682 (ton/m3).
U-3	Material de relleno con arena fina a gruesa arcillosa con intercalaciones de arena pumítica, con presencia de algunas gravas de hasta 1" y fragmentos de tabique rojo, de compacidad suelta a media, contenido de agua 41.2% y peso volumétrico de 1.430.
U-4	Material de relleno con arcilla color café oscura con arena fina a gruesa, poca arena pumítica, algunas gravillas y cascajo de consistencia firme, límite liquido 40%, limite plástico 19%, contenido de agua 24%, peso volumétrico de 1.877.
U-5	Arena firme a gruesa arcillosa de color café con gravas de 1" de diámetro, de compacidad densa a muy densa, con 41% de gravas, 48% arenas y 11% finos, clasificación SP-SC determinado en funcion de la granulometria, contenido de agua 9%, densidad de solidos 2.632.

U-6	Gravas de hasta 1" de diámetro empacadas en una arena fina a gruesa de color gris con arcilla de compacidad muy densa, con 55% de gravas, 37% arena y 8% de finos, clasificación GP-GC determinado en función de la granulometría, y densidad de sólidos de 2.626.
-----	--

Para dicha clasificación se muestran en las siguientes figuras II.33, II.34, II.35, II.36, II.37 y II.38, las cartas de plasticidad que se obtuvieron para las unidades que se realizaron pruebas índice en los sondeos de penetración estándar donde se obtuvieron muestras alteradas.

Cartas de plasticidad para el sondeo SPT1

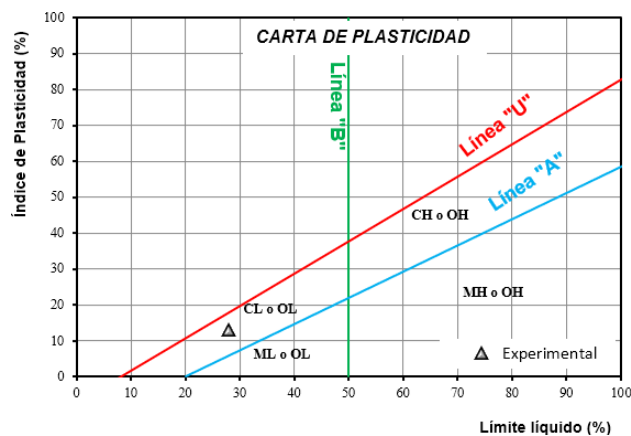


Figura II.33 Carta de plasticidad para la unidad 1.

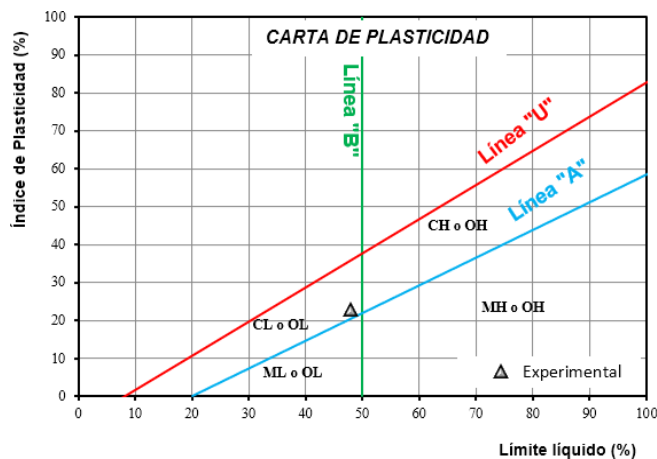


Figura II.34 Carta de plasticidad para la unidad 2

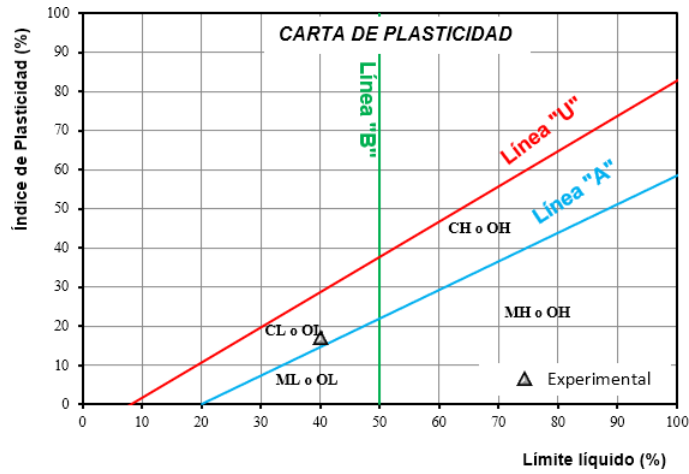


Figura II.35 Carta de plasticidad para la unidad 3

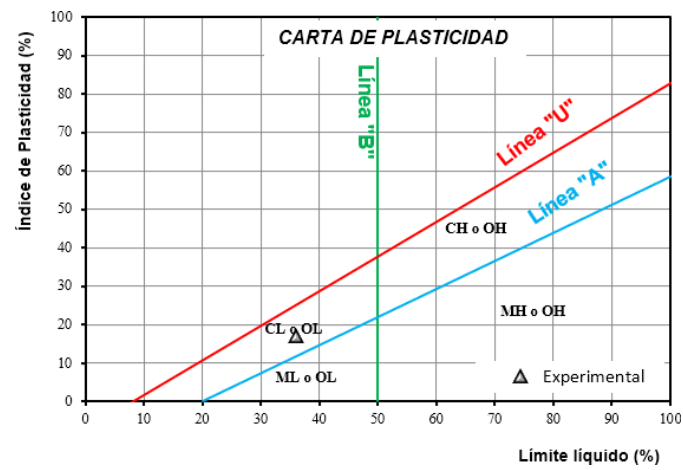


Figura II.36 Carta de plasticidad para la unidad 4

Cartas de plasticidad para el sondeo SPT2

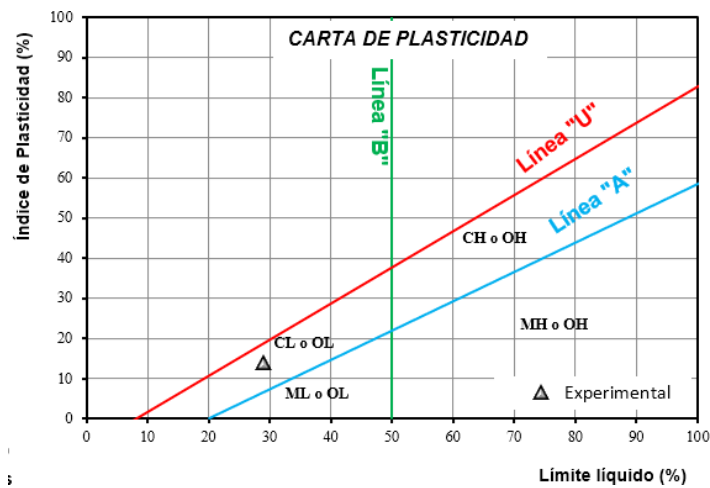


Figura II.37 Carta de plasticidad para la unidad 1

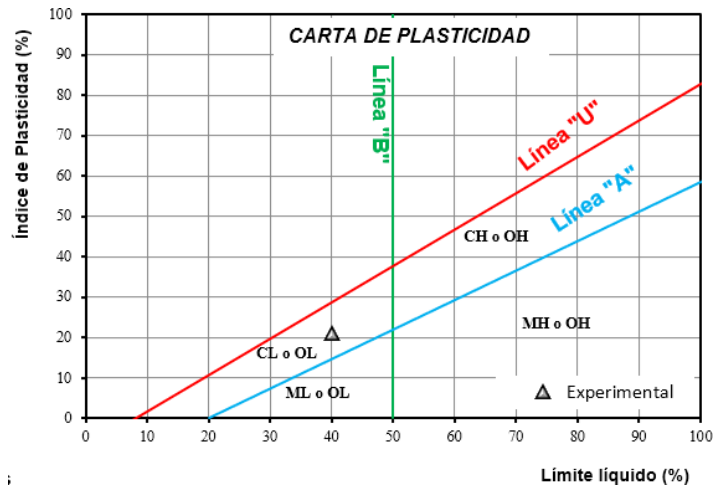


Figura II.38 Carta de plasticidad para la unidad 2

### II.3 Modelo geológico-geofísico-geotécnico

Las unidades geotécnicas se identificaron al conjuntar toda la información recabada, obteniendo 8 unidades geotécnicas, de la unidad 01 a la 06 pertenecen al sondeo realizado al hombro del talud, donde la unidad 06 se correlaciona con el sondeo realizado al pie de talud, la unidad 07 se identificó como la más densa el cual se encuentra en la base del sondeo, por último, se les asignaron a los materiales de relleno como la unidad 05.1. A continuación, se presenta en la tabla II.2 las propiedades mecánicas de resistencia de acuerdo a los resultados obtenidos de los sondeos realizados en el sitio.

Tabla II.5 Propiedades mecánicas de resistencia

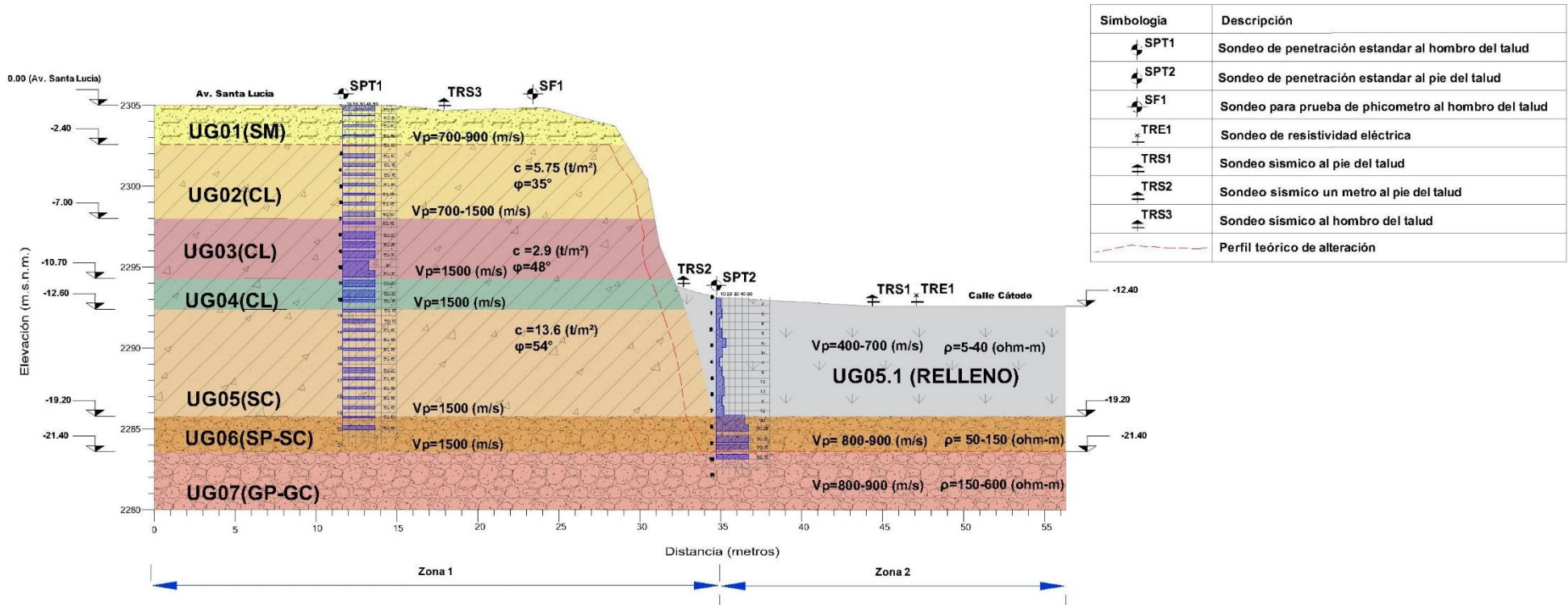
UG	Espesor	SUCS	Propiedades Mecánicas de resistencia				
	m		$\gamma_m$ (t/m <sup>2</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	$\varphi$ (°)	Velocidad primaria VP (m/s)	Resistividad eléctrica (ohm-m)
01	2.4	SM	1.809			700-900	
02	4.6	CL	1.739	5.75	35	700-1500	
03	3.7	CL	1.729	2.9	48	1500	
04	1.9	CL	1.713			1500	
05	5.9	SC		13.6	54	1500	
06	1.5	SP-SC				1500	50-150
07	0.5	GP-GC				1500	150-600
05.1	7.3	Relleno				400-700	5-40



En la siguiente figura II.39 se muestran el modelo geológico-geofísico-geotécnico sobre perfil más crítico que se mencionó anteriormente (0+070.00), en el cual se presentan las propiedades mecánicas de la tabla II.2, el perfil del sondeo SPT, así como la granulometría correspondiente a cada unidad. El modelo se zonificó de acuerdo a sus propiedades, dando como resultado dos zonas la primera comprende la zona del hombro del talud y su pendiente, la segunda comprende la zona del pie del talud en el cual se encuentran materiales de relleno no controlados.

En el modelo también se muestra el perfil teórico de alteración mediante una línea punteada roja, que, de acuerdo a los resultados del sondeo sísmico, en esa zona se presentan bajas velocidades, esto debido a la alteración que presentan los materiales.

En la parte de abajo del modelo se presentan las tablas de propiedades por cada zona, dichas propiedades indican por unidad geológica los resultados obtenidos para el spt, el sondeo sísmico, los valores obtenidos de la prueba del phicometro para  $c$  y  $\phi$ , la granulometría su correspondiente y clasificación del SUCS.



Simbología	Descripción
	Sondeo de penetración estándar al hombro del talud
	Sondeo de penetración estándar al pie del talud
	Sondeo para prueba de picómetro al hombro del talud
	Sondeo de resistividad eléctrica
	Sondeo sísmico al pie del talud
	Sondeo sísmico un metro al pie del talud
	Sondeo sísmico al hombro del talud
	Perfil teórico de alteración

Tabla de propiedades de la zona 1

Unidad geotécnica	SPT (golpes)	Vp (m/s)	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	Granulometría			Clasificación SUCS
					G (%)	S (%)	F (%)	
UG01	50	700-900			7	68	25	SM
UG02	50	700-1500	5.75	35	0	10	90	CL
UG03	40-50	1500	2.9	48	0	24	76	CL
UG04	50	1500			3	36	61	CL
UG05	50	1500	13.6	54	34	50	16	SC
UG06	50	1500			44	47	9	SP-SC

Tabla de propiedades de la zona 2

Unidad geotécnica	SPT (golpes)	Vp (m/s)	$\rho$ (ohm-m)	Granulometría			Clasificación SUCS
				G (%)	S (%)	F (%)	
UG05.1	6-13	700-900	5-40	-	-	-	RELLENO
UG06	50	700-1500	50-150	41	48	11	SP-SC
UG07	50	1500	150-600	55	37	8	GP-GC

Figura II.39 Modelo geológico-geofísico-geotécnico sobre perfil más crítico (0+070.00).

Para definir los parámetros de diseño se consideraron correlaciones disponibles en la literatura y aplicables a las características del suelo de acuerdo a Bowles, (1977), ver Tabla II.7 . Así mismo se consideran los resultados obtenidos de laboratorio para realizar la clasificación SUCS, en lo que respecta a las correlaciones de características geofísicas se asignaron los valores de acuerdo a la correlación de las velocidades primarias que se obtuvieron, ver Tabla II.6.

Tabla II.6 Propiedades mecánicas de resistencia de diseño

UG	Espesor	SUCS	Propiedades Mecánicas de resistencia de diseño				
	m		$\gamma_m$ (t/m <sup>2</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	$\varphi$ (°)	Velocidad primaria VP (m/s)	Resistividad eléctrica (ohm-m)
01	2.4	SM	1.8	2.7	37	700-900	150-600
02	4.6	CL	1.739	5.75	33	700-1500	150-600
03	3.7	CL	1.729	2.9	33	1500	50-150
04	1.9	CL	1.7	4.0	35	1500	50-150
05	5.9	SC	2.20	6	45	1500	50-150
06	1.5	SP-SC	2.3	3	45	1500	50-150
07	0.5	GP-GC	2.3	3	47	1500	150-600
08	7.3	Relleno	1.7	1	24	400-700	5-40

Tabla II.7 Valores empíricos para  $\varphi$ ,  $D_r$ , y peso unitario de suelos granulares basados en SPT a aproximadamente 6 m de profundidad y normalmente consolidados [aproximadamente,  $\varphi = 28^\circ +$

Descripción	Muy suelto	Suelto	Medio	Denso	Muy denso
Densidad relativa $D_r$	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N°70:					
Fino	1-2	3-6	7-15	16-30	?
Medio	2-3	4-7	8-20	21-40	> 40
grueso	3-6	5-9	10-25	26-45	> 45
$\varphi$ :					
Fino	26-28	28-30	30-34	33-38	
Medio	27-28	30-32	32-36	36-42	
grueso	28-30	30-34	33-40	40-50	< 50
$\varphi$ kN/m <sup>3</sup>	11-16	14-18	17-20	17-22	20-30

#### **II.4 Análisis del comportamiento del sitio**

De acuerdo con lo observado modelo geológico-geofísico-geotécnico, los materiales al cuerpo del talud presentan mayor resistencia en contraste con los materiales al pie del talud debido la presencia de los rellenos no controlados, por lo que se podría esperar que estos aporten poca resistencia para el análisis de estabilidad del talud.

Con objeto de determinar las condiciones de estabilidad de equilibrio límite tanto estático como pseudoestático, se propone analizar comportamiento de la estabilidad del talud y con base a ello poder proponer opciones de estabilización.

## III. ESTUDIO DE LA ESTABILIDAD DEL TALUD

### III.1 Factor de seguridad

Según Duncan y Wright (2005), el factor de seguridad representa un factor mediante el cual, las fuerzas resistentes deben ser reducidas para alcanzar un equilibrio con las fuerzas actuantes, si dichas fuerzas se representan en términos de esfuerzos, el factor de seguridad puede expresarse como:

$$F_S = \frac{s}{\tau}$$

Donde:  $s$  es la resistencia al esfuerzo cortante y  $\tau$  es el esfuerzo cortante.

Mediante dicha definición, un factor de seguridad  $F_S = 1$  indica que el talud se encuentra en la frontera entre la condición estable y la condición inminente de falla. Tal como lo indican Duncan y Wright (2005), la selección del factor de seguridad para diseño es función del grado de incertidumbre que existe en los parámetros del modelo geotécnico y de la comprensión adecuada de las condiciones del sitio, así como las consecuencias que ocurrirán en caso de presentarse dicha falla. Como una guía selección, la tabla III.1 muestra una selección recomendable de factores de seguridad.

Tabla III.1 Recomendación de factores de seguridad según Duncan y Wright (2005).

Costo y consecuencias de una falla	Incertidumbres en las condiciones de análisis	
	Pequeña*	Grande**
Costo de reparación comparable con el costo incremental de la construcción de un diseño más conservador de un talud	1.25	1.50
Costo de reparación mayor que el costo incremental de la construcción de un diseño más conservador de un talud	1.50	2 o mayor

\* Cuando la configuración geológica es bien entendida, las condiciones del suelo son uniformes y los resultados de las investigaciones de campo son constantes, completos y lógicos.

\*\* Cuando la configuración geológica es bien compleja y poco comprendida, las condiciones del suelo varían bruscamente de un sitio a otro, y los resultados de las investigaciones de campo no proveen una representación del sitio consistente y de confianza

### **III.2 Revisión del talud por las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones**

De acuerdo las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones (2017) no se especifica un factor de seguridad de diseño en condición estática, salvo en el punto 5.1.1 se indica que para taludes realizados para excavaciones, se aplica un factor de resistencia de 0.60. Usando el concepto de factor de seguridad puede obtenerse el valor equivalente a un factor de resistencia de 0.60, es decir:

$$F_s = \frac{0.60s}{\tau}$$

Análizando en la condición de equilibrio límite y despejando:

$$\frac{1}{0.60} = \frac{s}{\tau}$$

Por lo tanto, el factor de seguridad en condición estática equivalente a un factor de reducción de 0.60, es:

$$F_s = 1.67$$

En cuanto a condiciones sísmicas, las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones (2017) tampoco especifican un factor de seguridad de diseño. Debido a que los factor de seguridad requieren del criterio y experiencia para su aplicación, en nuestro caso se propone usar el menor factor de seguridad indicado en la tabla III.1, es decir, el factor de seguridad en condiciones sísmicas es igual a:

$$F_s = 1.25$$

### **III.3 Falla circular por análisis de equilibrio límite**

El cálculo de la estabilidad del talud por equilibrio límite involucran aplicar el concepto de factor de seguridad, evaluando los esfuerzos actuantes y la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de una superficie crítica de falla. Aplicando la definición de resistencia al esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb, obtiene la expresión general de estabilidad:



$$F_S = \frac{c + \sigma_n \tan \varphi}{\tau}$$

Donde:  $c$  es la cohesión,  $\varphi$  es el ángulo de fricción,  $\tau$  es el esfuerzo cortante.

El problema del análisis de la estabilidad de un talud implica una gran cantidad de superficies de falla que pueden producirse en el suelo, sin embargo, el objetivo del análisis es encontrar la superficie crítica de falla, la cual, se asocia al mínimo factor de seguridad calculado (Suárez, 2013). La figura III.1 muestra un ejemplo de falla circular en un talud carretero.



Figura III.1 Ejemplo de falla circular en un talud carretero (Dominguez, 2018).

La figura III.2 muestra diferentes criterios que pueden adoptarse para variar la posición de la superficie de falla de análisis, en cada una de ellas se asigna una cuadrícula en donde se ubica el centro de la superficie circular: a) estableciendo un radio constante para cada centro, b) estableciendo un punto fijo por el cual ocurre la superficie de falla, c) estableciendo una frontera de mayor resistencia por la cual, las superficies de falla deberán cruzar en forma tangencial.

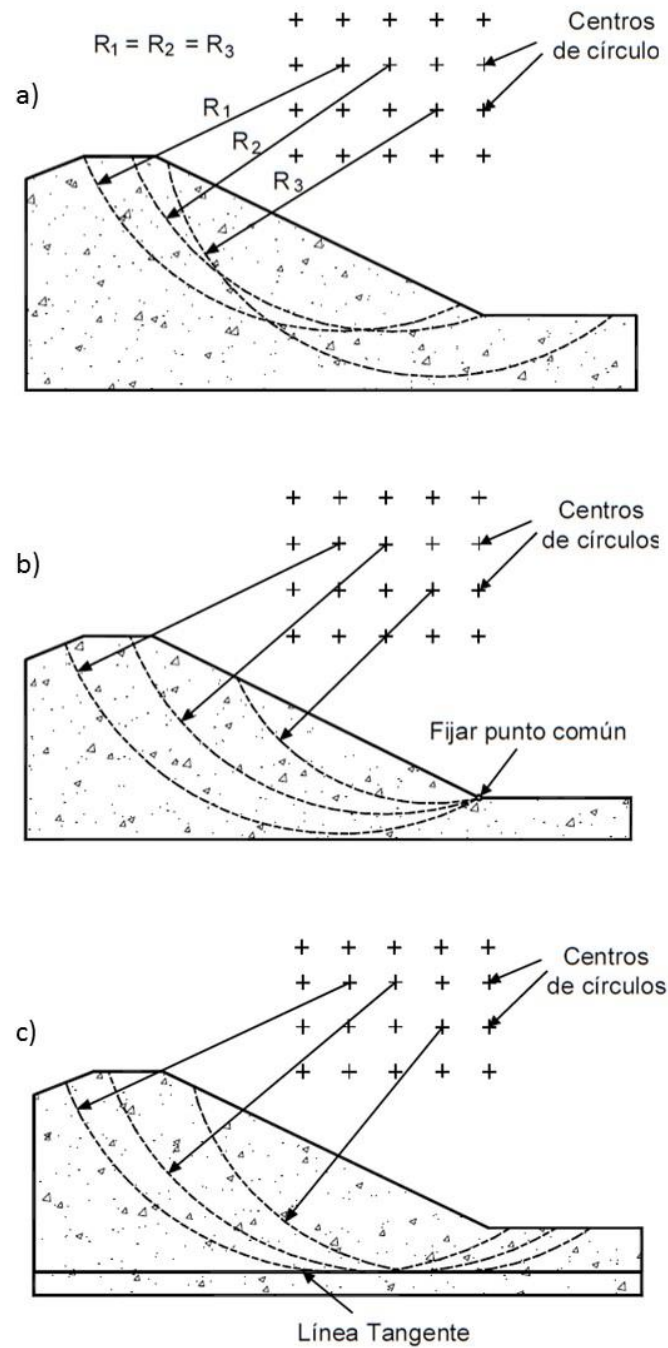


Figura III.2 Diferentes criterios para variar la posición de la superficie de falla (Suárez, 2013): a) radio constante, b) punto fijo, c) frontera de mayor rigidez.

A continuación, se describe el método ordinario de dovelas de Fellenius, para el análisis de equilibrio límite del talud; como se observó en la lista 2 citada en el marco teórico, existen varios autores que han realizado dicho análisis, para nuestro caso se hace referencia al método de Fellenius por ser uno de los más representativo del análisis d; en este apartado se explica el método tanto en condición estática como en condición pseudoestática.

### **III.3.1 Método ordinario de dovelas de Fellenius**

#### **III.3.1.1 Condición estática**

En este método se considera el segmento de un círculo como la superficie potencial de falla del suelo. A lo largo de esta superficie se desarrolla la resistencia al esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb  $s = c + \sigma_n \tan \varphi$ , así mismo, el peso del suelo en la cuña de falla  $W$  es la fuerza que tiende a deslizar. Para la aplicación de este método, el volumen de suelo que tiende a deslizar se discretiza en una serie de dovelas verticales (ver figura III.13), el análisis de la estabilidad requiere la suma de los efectos en resistencia y deslizamiento que aporta cada una de las dovelas (figura III.14). Según Duncan (2005), este método considera únicamente el equilibrio de momentos con respecto al centro de la circunferencia que define a la superficie de falla, es decir:

$$M_D = M_R$$

Donde:  $M_D$  es el momento que induce el deslizamiento y  $M_R$  es el momento resistente.

Sin embargo, para garantizar la estabilidad del talud se requiere que el momento resistente que es capaz de desarrollarse en punto el inminente de falla y según la magnitud del momento deslizante, sea mayor a este segundo, de lo contrario, no existirá la suficiente oposición al deslizamiento del talud. Despejando la expresión anterior en términos de factor de seguridad.

$$F_S = \frac{M_R}{M_D}$$

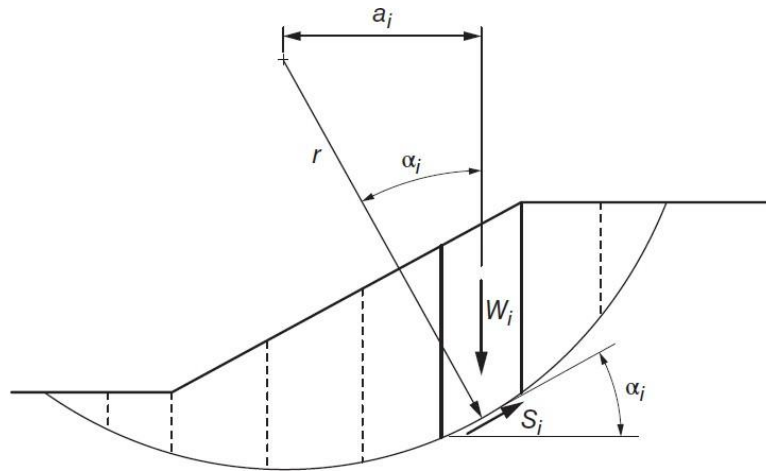


Figura III.3 Superficie circular de falla y el volumen de suelo deslizando dividido en dovelas verticales (Duncan & Wright, 2005).

Tal como lo indica Rico y del Castillo (1974), para aplicar este método se realizan la siguiente hipótesis:

Las fuerzas actuantes  $H$  y  $V$  en los laterales de cada dovela dependen de las características esfuerzo-deformación del material, para simplificación del cálculo se considera que el conjunto de las cuatro fuerzas es tal que se anulan entre sí y no influyen en la estabilidad del talud.

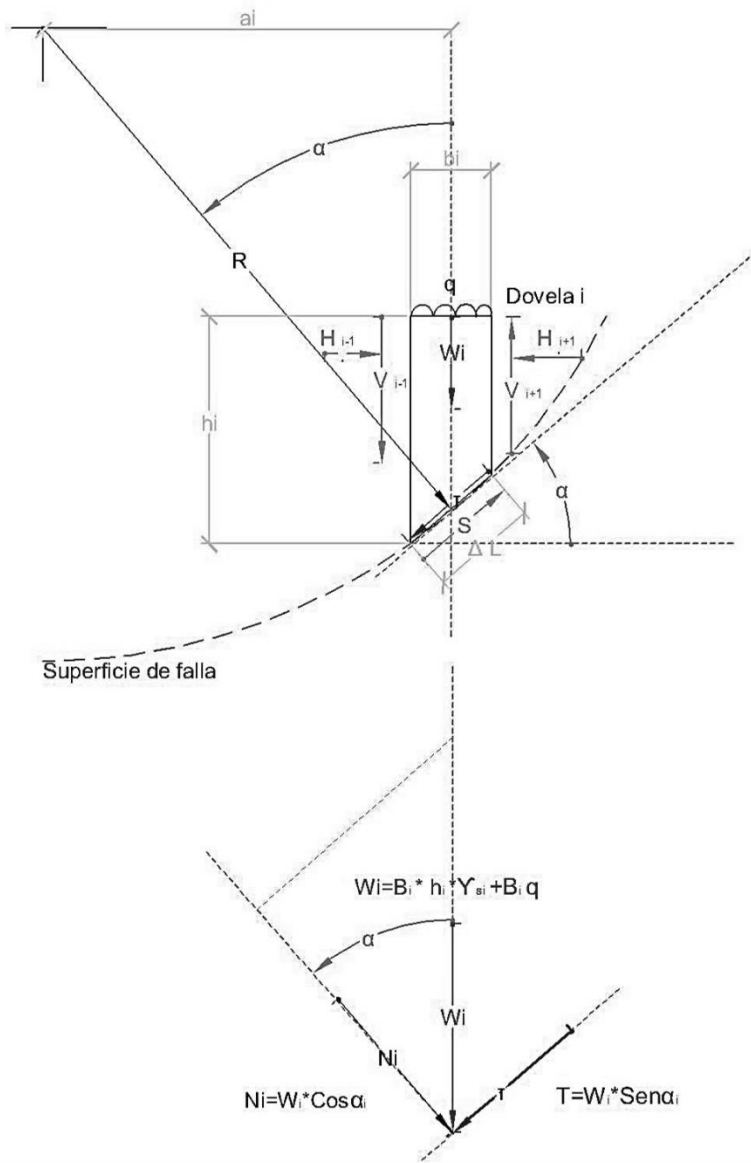


Figura III.4 Fuerzas que intervienen en el equilibrio de la dovela en condición estática y sin subpresión.

**El momento deslizante  $M_D$**  es debido a la fuerza gravitacional del peso de la dovela  $W_i$  esta fuerza se aplica con un brazo de palanca  $a_i$  en el centro de gravedad de la dovela, considerando la suma de la aportación de cada dovela:

$$M_D = \sum a_i W_i$$

Admitiendo que el ancho de la dovela sea lo bastante reducido para aproximar su base curva a una recta, el ángulo se define con el radio de la circunferencia y la trayectoria vertical del peso. Por trigonometría  $a_i = r \sin \alpha_i$ , el momento actuante será

$$M_D = r \sum W_i \sin \alpha_i$$

Por otro lado, **el momento resistente**  $M_{Res}$  debido a la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en forma paralela a la superficie de falla y en dirección contraria al deslizamiento; en este caso, el brazo de palanca resulta ser el mismo radio de la superficie circular. Considerando la suma de la aportación de cada dovela:

$$M_R = \sum r s_i$$

La fuerza resistente se obtiene como el esfuerzo cortante que actúa en el área de la superficie de falla, considerando que el análisis se realiza bidimensionalmente, es decir, considerando 1 m de fondo de talud, por lo tanto, el área donde actúa la resistencia al esfuerzo cortante es  $\Delta l_i 1$ . El momento resistente puede escribirse como:

$$M_R = r \sum s_i \Delta l_i 1$$

Expresando la resistencia  $s$  como Mohr-Coulomb:

$$M_R = r \sum (c_i + \sigma_{ni} \tan \phi_i) \Delta l_i$$

El esfuerzo normal se considera como la componente normal del peso propio de la dovela aplicado en el área de la base de la dovela.

Por trigonometría (figura III.4):

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

$$\sigma_{ni} = \frac{N_i}{\Delta l_i 1}$$

$$\sigma_{ni} = \frac{W_i \cos \alpha_i}{\Delta l_i 1_v}$$



Sustituyendo:

$$M_R = r \sum (c_i + \frac{W_i \cos \alpha_i}{\Delta l_i} \tan \varphi_i) \Delta l_i$$

$$M_R = r \sum (c_i \Delta l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i)$$

Sustituyendo en la expresión general del factor de seguridad:

$$F_S = \frac{r \sum (c_i \Delta l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i)}{r \sum W_i \sin \alpha_i}$$

Por lo tanto:

$$F_S = \frac{\sum (c_i \Delta l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Donde:  $\Delta l_i$  es el segmento de la superficie de falla en la dovela  $i$ ,  $c_i$  es la cohesión en el segmento de la superficie de falla,  $\varphi_i$  es el ángulo de fricción en el segmento de la superficie de falla,  $W_i$  es el peso debido al propio de la dovela y de la sobrecarga  $q$  que actúa en la corona del talud  $i$ ,  $\alpha_i$  es el ángulo de inclinación de la dovela con respecto a la horizontal.

Para el cumplimiento de la estabilidad del talud en condición estática, el factor de seguridad deberá de ser mayor a 1.67.

$$F_S > 1.67$$

### III.3.1.2 Condición sísmica

Tal como lo indica Duncan y Wright (2005), uno de los primeros métodos para analizar la estabilidad de un talud en condiciones sísmicas es mediante el procedimiento pseudoestático; en dicho procedimiento, la fuerza sísmica  $F_{sis}$  se modela mediante una fuerza estática horizontal en dirección del deslizamiento e igual al coeficiente sísmico horizontal  $K_{sh}$  multiplicado por el peso de la masa de suelo  $W$  que desliza. La figura III.5.

$$F_{sis} = W_i K_{sh}$$

En este caso, el coeficiente sísmico se considera como la aceleración inicial del terreno obtenido del espectro de diseño (figura II.13).

$$K_{sh} = 0.12$$

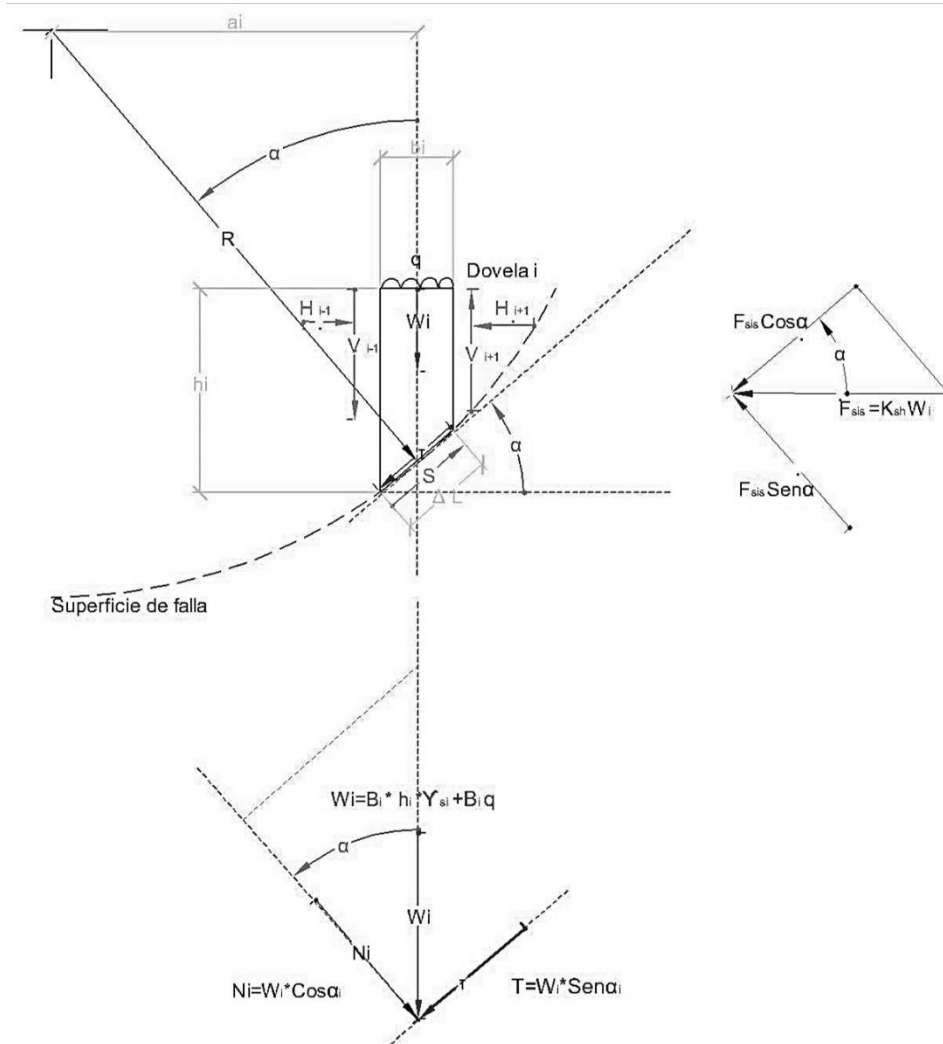


Figura III.5 Fuerzas que intervienen en el equilibrio de la dovela en condición sísmica

El factor de seguridad  $F_S$  bajo esta condición se calculará con la siguiente expresión:

$$F_S = \frac{\sum [c_i \Delta l_i + (W_i \cos \alpha_i - K_{sh} W_i \sin \alpha_i) \tan \varphi_i]}{\sum (W_i \sin \alpha_i + K_{sh} W_i \cos \alpha_i)}$$

Para el cumplimiento de la estabilidad del talud en condición sísmica, el factor de seguridad deberá de ser mayor a 1.25.

$$F_S > 1.25$$

### III.4 Análisis geotécnico

Se hará uso del software slide (Rocscience) para realizar los análisis de estabilidad del talud. Esta herramienta permitirá optimizar el tiempo que requiere el cálculo de la gran cantidad de superficies de falla comparado con calculos manuales, ya que como se menciona en el método de equilibrio límite, el factor de seguridad como resultado de análisis es el menor de los calculados para una correspondiente superficie crítica de falla.

El modelo de análisis mostrado en la figura III.6 se constituyó con los siguientes elementos

- ❖ Las características de diseño: dirección de movimiento de la masa de suelo, metodología de análisis, número de dovelas,
- ❖ La geometría del talud conforme a configuración topográfica de la sección transversal 0+070.
- ❖ Las fronteras entre unidades estratigráficas, tal como se muestra en la figura III.6.
- ❖ El peso volumétrico y los parámetros de resistencia, asignándolas en cada área del modelo según corresponda.
- ❖ El numero de superficies de falla que se analizó fue de 5000
- ❖ Las cargas a las que estará sometido el talud, tal como el coeficiente sísmico y una sobrecarga de 1.50 t/m<sup>2</sup>, tal como se indica en el punto 5.1 de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones (2017). # de fallas
- ❖ Para el caso del análisis pseudoestático se aplica una aceleración horizontal de 0.12.

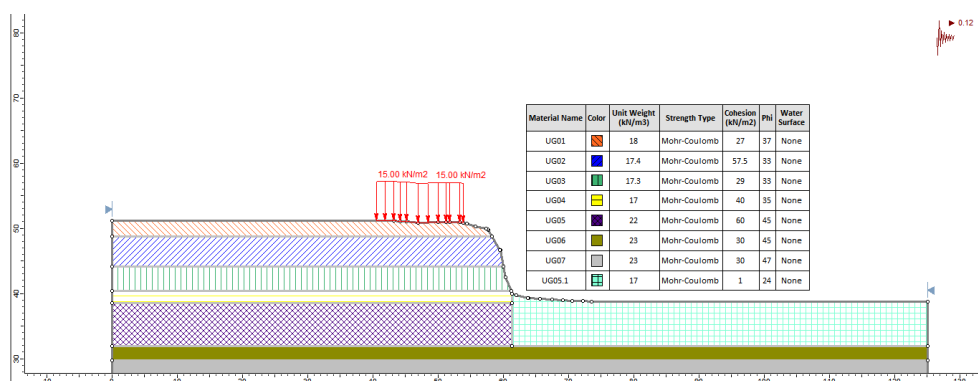


Figura III.6 Modelo de análisis del talud mediante la herramienta Slide (Rocscience).

La figura III.7 muestra los resultados del análisis realizado en condición estática, en el cual, se muestra los centros de giro y sus respectivas superficies de deslizamiento: fallas locales (que cruzan por la cara del talud), falla al pie y fallas por la base del talud. Se observa que el mínimo factor de seguridad es de 1.723 que cruza al pie del talud.

Así mismo, se descarta fallas locales del talud ya que se calcularon factores de seguridad mayores a 1.723. Se observa que la presencia de los rellenos no controlados tiene únicamente influencia en aquellas superficies que cruzan por la base del talud.

$$MD = 11391.1 \text{ kN} - m$$

$$MR = 19630.8 \text{ kN} - m$$

Empleando el factor de resistencia  $FR = 0.60$  y el factor de carga  $FC = 1.0$  que se indican

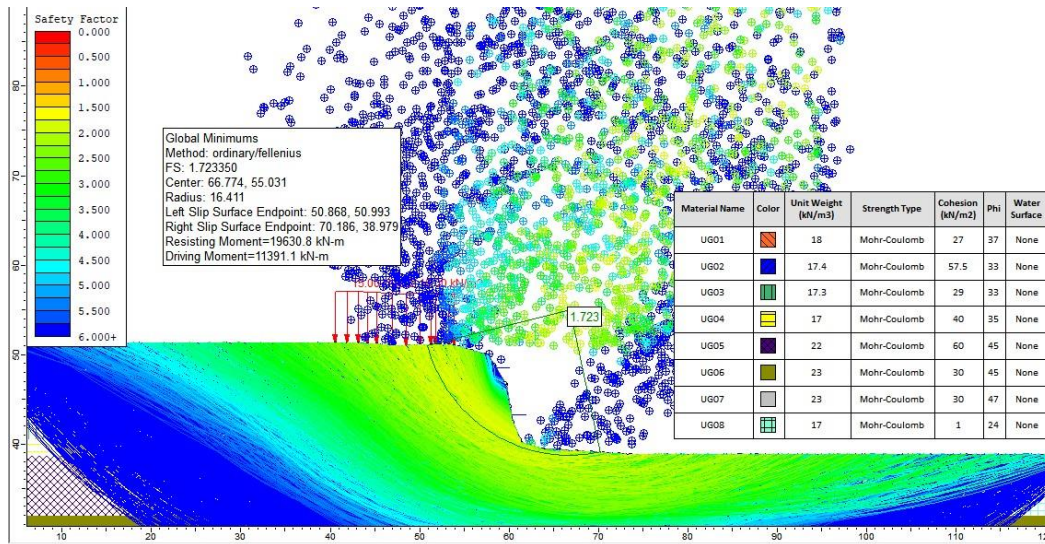


Figura III.7 Resultados del análisis de la estabilidad del talud en condición estática.

en el punto 5.1.1 de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones (2017), la estabilidad del talud se revisa con el cumplimiento de la siguiente desigualdad.

$$MRFR \geq MDFC$$

Sustituyendo valores:

$$MRFR = (19630.8 \text{ kN} - m)(0.60)$$

$$M_{DFC} = (11391.1 \text{ kN} - m)(1.0)$$

$$11778.48 \text{ kN} - m > 11391.1 \text{ kN} - m$$

Por lo tanto, cumple revisión de estado límite de falla.

La figura III.8 muestra los resultados del análisis realizado en condición sísmica. Se observa que el mecanismo de falla crítico es una falla que cruza al pie del talud con un factor de seguridad  $FS = 1.49$ , así mismo, se descarta fallas locales del talud ya que en dicha zona se calcularon factores de seguridad mayores a 1.50. Se observa que la presencia de los rellenos no controlados tiene únicamente influencia en aquellas superficies que cruzan por la base del talud.

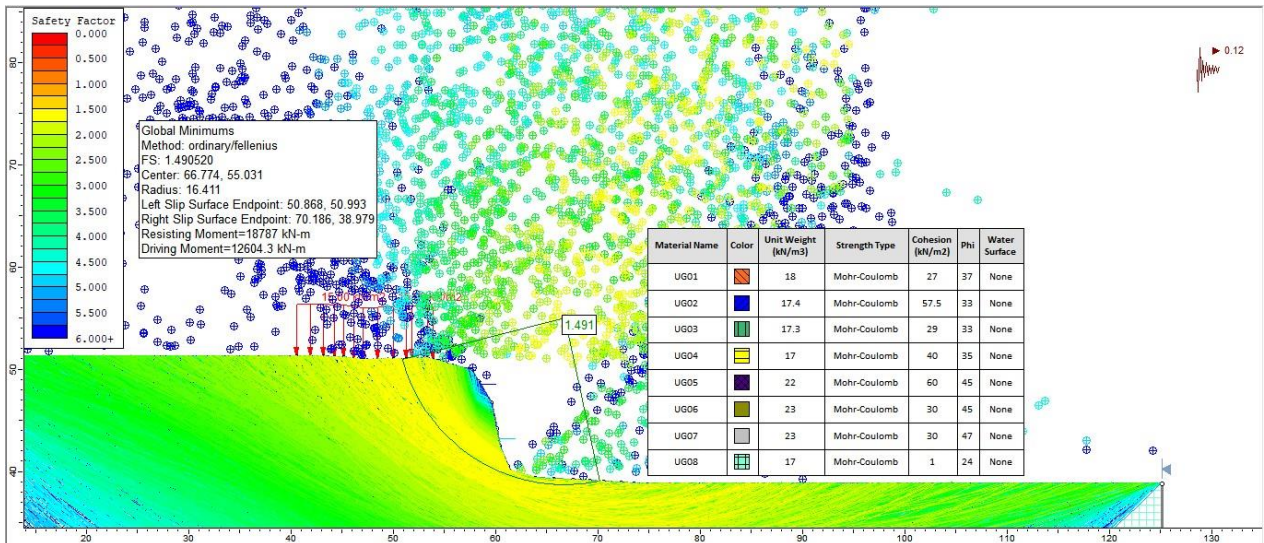


Figura III.8 Resultados del análisis de la estabilidad del talud en condición sísmica.

El resumen de la revisión del estado límite de falla del talud se muestra en la tabla III.2. Se concluye que el talud no presenta ningún deslizamiento en condición actual debido a que la magnitud de los momentos de deslizamiento es menor al momento resistente que es capaz de desarrollarse, el talud cumple con la condición estática reglamentaria establecida. Por otro lado, en condiciones sísmicas, el talud también cumple con el factor de seguridad considerado. Es importante destacar que estos resultados solamente son aplicables si el talud cuenta un sistema de drenaje tal que evite la acumulación de presión de poro en el cuerpo del talud.

Tabla III.2 Resumen de resultados de la estabilidad de talud.

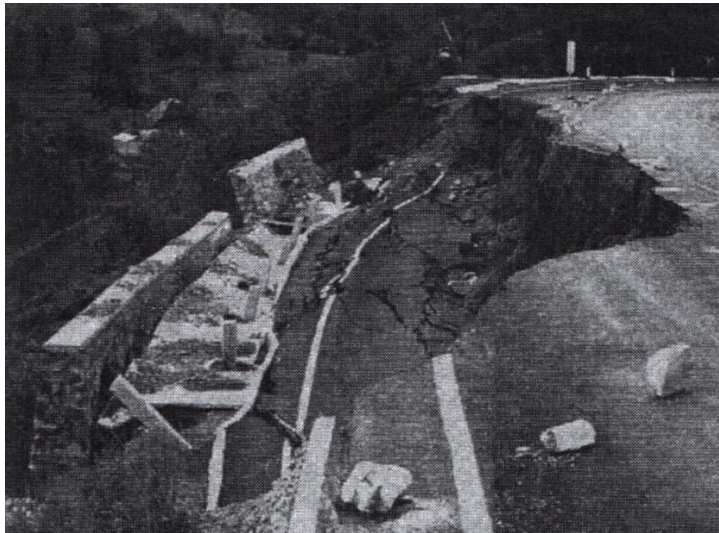
<b>Condición de análisis</b>	<b><i>FS min</i> mínimo</b>	<b><i>FS cal</i> calculado</b>	<b><i>FS cal &gt; FS min</i> revisión</b>
Estático	1.67	1.723	Cumple
Sísmico	1.25	1.49	Cumple



## ***IV. Solución geotécnica para la estabilidad del talud***

### ***IV.1 Obras de renaje***

Las obras de drenaje tienen una gran influencia en la estabilidad de muros de contención y de taludes. La figura IV.1 muestra el ejemplo de la falla de un muro de contención debido a la falta de un adecuado drenaje, mientras que la figura IV.2 muestra el ejemplo de la falla de un talud por inadecuado drenaje que fue necesario durante una época de severas precipitaciones. Por lo tanto, se destaca la necesidad de incluir las obras de drenaje necesarias para asegurar la estabilidad del talud.



**Figura IV.1 Ejemplo de la falla de un muro de contención debido a la falta de drenaje (Rico & del Castillo, 1974).**



**Figura IV.2 Ejemplo de la falla de un talud debido a la falta de drenaje (Dominguez, 2018).**

### IV.1.1 Drenes de penetración transversal

Los drenes de penetración transversal, según Rico y del Castillo (1974), son elementos de subdrenaje que tienen por objetivo abatir las presiones piezométricas dentro del mismo cuerpo del talud. Estos elementos consisten en tuberías de PVC ranuradas en su periferia y cubiertas con geosintético, los cuales, se instalan dentro de barrenos de inclinación ascendente para favorecer el escurrimiento por gravedad del agua interceptada.

Debe considerarse que el concreto lanzado con el que cuenta el talud realiza una función de protección ante la erosión, pero también representa una barrera impermeable para la salida del agua que se puede acumular dentro del talud en época de lluvias. Por lo tanto, para el cumplimiento de las condiciones analizadas del talud, es importante el correcto mantenimiento de los drenes de penetración para garantizar el drenaje del talud y evitar la reducción de resistencia por aumento de humedad del material. La figura IV.3 muestra un esquema del funcionamiento que desempeñan los drenes de penetración para el abatimiento de las presiones piezométricas que pudieran acumularse por saturación del talud. Para la ejecución de drenes adicionales en el talud, se podrá seguir las especificaciones indicadas en la norma N-CTR-CAR-1-03-012 (2000).

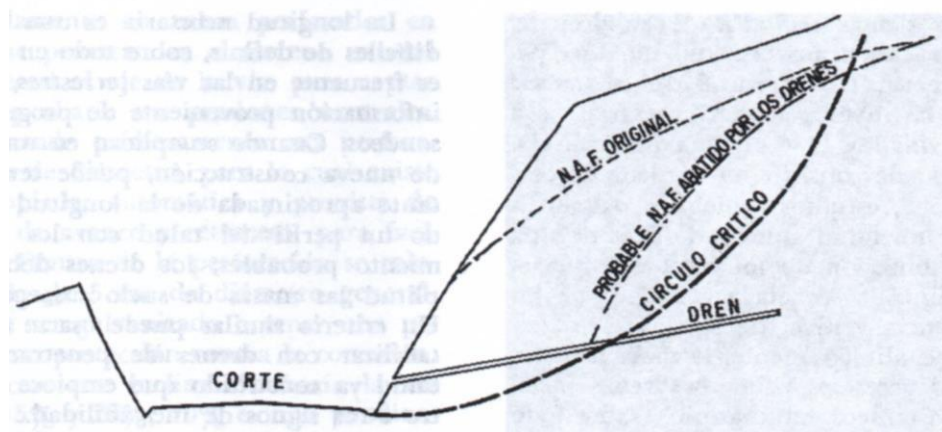


Figura IV.3 Funcionamiento de drenes de penetración transversal para drenaje del talud (Rico & del Castillo, 1974).

### IV.1.2 Contracuneta y cuneta

Según Rico y del Castillo (1974), las contracunetas se definen como los canales excavados en el terreno natural en la corona del talud, tienen por objeto interceptar los escurrimientos superficiales ocurridos a elevaciones mayores y evitar la erosión en el mismo. Una adecuada contracuneta permitirá complementar el sistema de drenaje del talud y evitar la formación de grietas de tensión. Por otro lado, las cunetas son canales que se construyen al pie del talud y permiten interceptar y conducir los escurrimientos superficiales en la cara del talud para evitar su estancamiento y reblandecimiento al pie del talud. Es necesario que el agua interceptada por la contracuneta y la cuneta sea conducida por medio de otras obras complementarias hacia el sistema de drenaje colectivo. La figura IV.5 muestra un ejemplo esquemático de la ubicación de la contracuneta y la cuneta. Para la ejecución de la contracuneta, se podrá seguir las especificaciones indicadas en la norma N-CTR-CAR-1-03-003 (2000) y N-CTR-CAR-1-03-004 (2000).

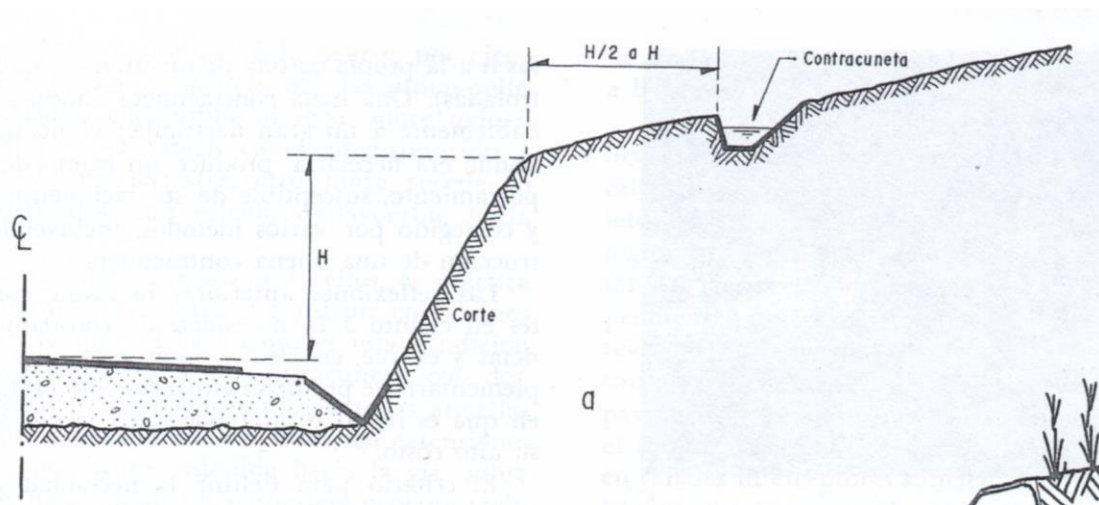


Figura IV.4 Ubicación de contracuneta y cuneta como obras complementarias de drenaje del talud (Rico & del Castillo, 1974).

## IV.2 Mejoramiento de la estabilidad

A continuación, se enlistan los sistemas de mejoramiento de la estabilidad del talud.

- ❖ Control de los escurrimientos superficiales y en el interior del talud, a base de una cuneta y contracuneta en el hombro del talud Figura IV.5 y drenes a lo largo del cuerpo de talud.

De acuerdo con el círculo de falla para este caso los drenes deben atravesar el círculo de falla a 7.8 m y lograr abatir las presiones de poro dentro del cuerpo del talud, como se muestra en la figura IV.6

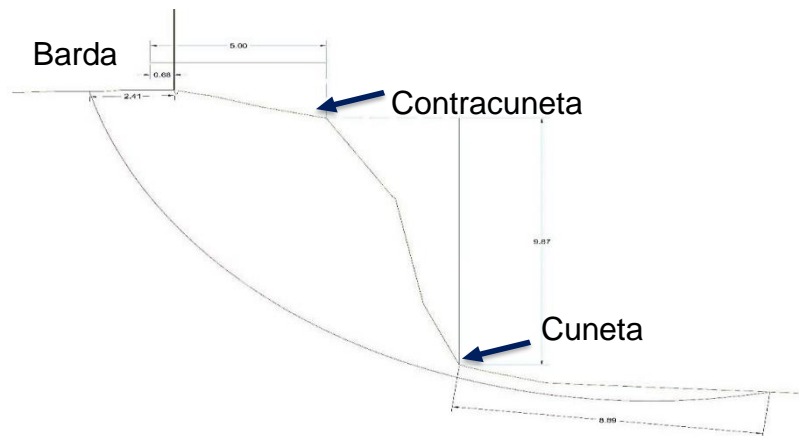


Figura IV.5 ubicación de la contracuneta y cuneta en el talud

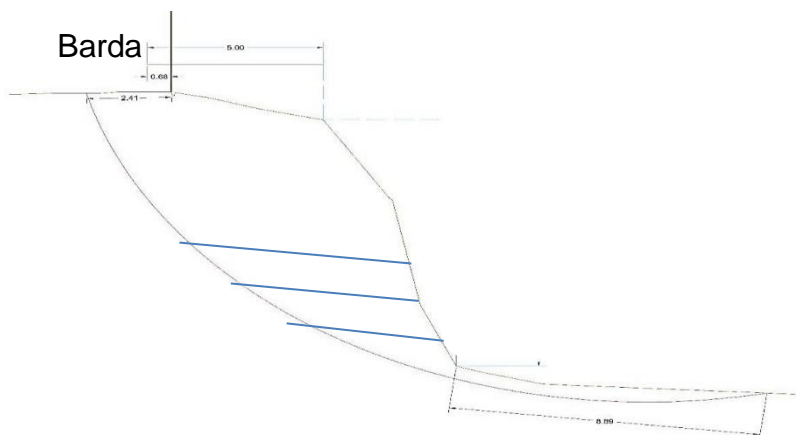


Figura IV.6 Control de escurrimientos al interior del talud mediante drenes

- ❖ Establecer un revestimiento de la cara del talud, ya que se observó que el revestimiento actual presenta bastante deterioro, como agrietamiento y presencia de vegetación, lo cual puede propiciar a infiltraciones sobre la cara del talud, por lo que se propone la remoción del actual revestimiento y la colocación de uno nuevo.
- ❖ Remoción de material alterado superficial en la cara del talud, a partir del abatimiento del talud. Como se describe a continuación.

#### IV.2.1 Abatimiento del talud

Para mejorar la estabilidad del talud se propone la remoción de material para disminuir la pendiente del talud, para ello considerando el perfil topográfico 0+070 se establece la remoción del material aproximadamente 2 metros después de la barda construida al hombro del talud, dando como resultado una pendiente de  $60^\circ$ , en la figura se observa el corte a realizar, ver figura IV.9. Para la ejecución del abatimiento del talud se recomienda seguir las especificaciones indicadas en la norma N-CTR-CAR-1-01-014/00.

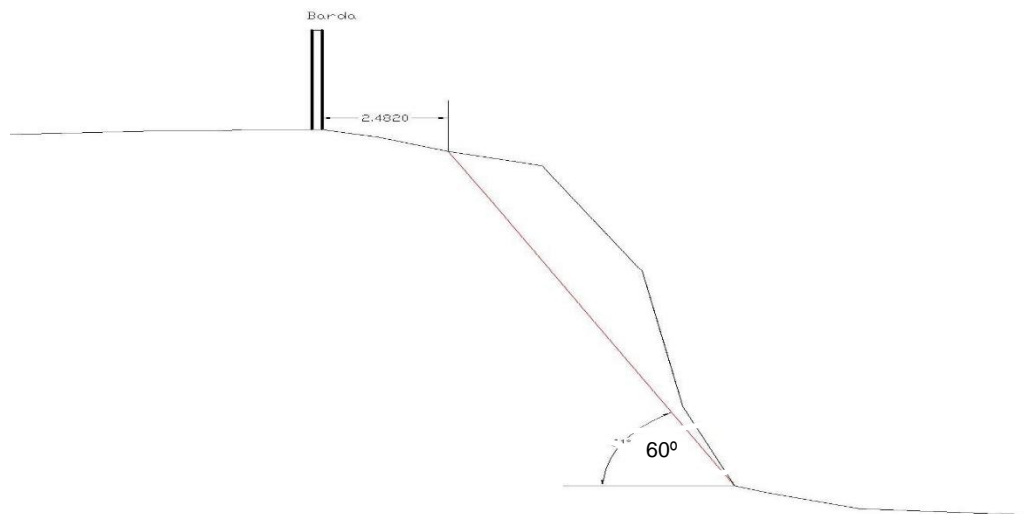


Figura IV.7 Abatimiento del talud a  $60^\circ$



Dicho corte se analizó con el programa de Slide (Rocksince) para evaluar el factor de seguridad, dando como resultado un  $FS= 2.16$ . ver figura IV10. Por lo que cumple con las condiciones reglamentarias

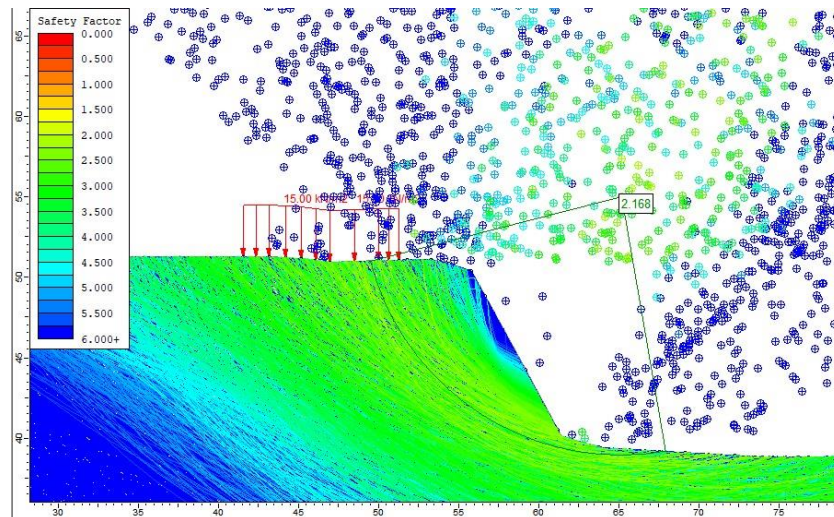


Figura IV.8 Factor de seguridad del talud abatido.



## **V. Conclusiones**

Para un buen análisis del modelo geológico-geofísico-geotécnico, es necesario tener una suficiente recopilación de información que ayuden a entender el comportamiento del sitio. Con respecto al estudio geológico, además de la recopilación bibliográfica, la interpretación de las fotografías aéreas ayudaron a identificar los límites de las posibles zonas de relleno, así como la extensión del talud, en cuanto al sondeo geofísico de sísmica, se logró identificar los límites de las tobas alteradas, así como la profundidad a la que los rellenos se pueden presentar, dicha profundidad se confirmó con el sondeo de resistividad eléctrica, por último para el análisis geotécnico, la exploración directa ayudó a corroborar los resultados de los estudios geológicos y geofísicos, por lo que las tres áreas de estudio se complementaron para la conformación del modelo geológico-geofísico-geotécnico.

El modelo geológico-geofísico-geotécnico ayudó a tener una mayor certidumbre al realizar el análisis de equilibrio límite, el cual se estableció en la sección topográfica transversal 0+070 por presentar una pendiente más inclinada, a dicha sección se le asignaron los parámetros de las unidades geotécnicas halladas, que se obtuvieron mediante la exploración insitu.

El talud se configuró de una mina excavada a cielo abierto, con una altura de 17 metros, el cual presenta una pendiente de alrededor de 70° que al ser abandonada no se consideraron las condiciones de estabilidad en las cuales se dejaban; posteriormente la zona del pie del talud fue rellena con 7 metros de materiales antrópicos.

De acuerdo al modelo geológico-geofísico-geotécnico se estableció una estratigrafía de diseño mediante el análisis de las condiciones geológicas, los resultados de las pruebas insitu, los resultados de laboratorio y la revisión bibliográfica de correlaciones para la prueba SPT.

Debido a que estamos frente a suelos parcialmente saturados, es recomendable, para estudiar adecuadamente su comportamiento, realizar ensayos para calcular la succión e implementar para este caso la ecuación de resistencia de Coulomb en la cual se agregan las variables de esfuerzo neto y la succión dando como resultado una adecuada interpretación de la superficie de falla, sin embargo en este estudio a falta de pruebas de laboratorio, se analizó el problema por el lado más conservador, que considera las situaciones más críticas, por lo que los resultados son aceptables dado que el talud cumple con las condiciones de análisis para la estabilidad del talud.

Para la geometría del modelo se consideró 45 y 60 metros más al hombro y al pie del talud respectivamente, lo que permitió analizar un mayor número de superficies de falla. El mecanismo de falla crítica que se presentó en condición estática fue al pie del talud que corta aproximadamente a 7 metros del hombro del talud hacia la avenida Santa Lucía con un factor de seguridad de 1.723. Con respecto a la condición pseudoestática, el factor de seguridad fue de 1.49. Los resultados del factor de seguridad en ambas condiciones cumplen de acuerdo a la revisión por las normas técnicas,

A partir del deterioro se recomienda la ejecución de obras de mantenimiento y como una alternativa el abatimiento del talud, para aumentar la estabilidad y reducir su inclinación, dichas obras de mantenimiento son de drenaje por medio de drenes para introducir presión atmosférica y con ello disipar las presiones hidrostáticas. Considerando que el talud presenta concreto lanzado este ciertamente proporciona una protección ante erosión, sin embargo puede formar una barrera impermeable para la salida del agua que se puede acumular dentro del talud en época de lluvias, por lo que para evitar la acumulación del agua, es recomendable implementar drenaje corto para la capa del concreto lanzado, por otro lado para la masa de suelo, implementar drenaje profundo, será importante además el correcto mantenimiento de estos para garantizar el drenaje del talud y evitar posibles superficies de falla; una adecuada contracuneta permitirá interceptar el escurrimiento de la superficie al hombro del talud, para complementar el sistema de drenaje, y por consiguiente evitar su estancamiento y reblandecimiento al pie del talud, que dan lugar a grietas de tensión.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- Aguayo, J. M. (1990). *Evolución geológica de la Cuenca de México. Simposio sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 25-41.
- Alanis, A. (2011). *Identificación y descripción de riesgos geológicos por hundimiento al poniente de la Ciudad de México*. Tesis de maestría en ciencias en geología, 82.
- ASTM:D1586. (2011). *Standard test method for penetration test and split-barrel sampling soils*. American society for testing and materials.
- ASTM:D6431. (1999). *Standard guide for using the direct current resistivity method for subsurface investigation*. American society for testing and materials.
- ASTMD:5777. (2000). *Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2216. (1998). *Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2487. (2000). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*. American society for testing and materials.
- ASTM-D422. (1998). *Standard test method for particle-size analysis of soils*. American society for testing and materials.
- ASTM-D4318. (2000). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*. American society for testing and materials.
- Bryan, K. (1948). *Los suelos complejos y fósiles de la altiplanicie de México en relación a los cambios climático*. Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, 13, 1-20.

- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- de Cserna, Z. d.-D.-N.-S.-P. (1988). *Estructura geológica, gravimetría, sismicidad y relaciones neotectónicas regionales de la Cuenca de México*. . México, D.F., Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geología: Boletín 104, 71.
- Dominguez, R. (2018). Estabilidad en taludes autopista México-Tuxpan. En *IPN: Rumbo a la XXIX reunión nacional de ingeniería geotécnica*.
- Duncan , C., & Mah, C. (2004). *Rock slope enringeering*. Spon Press.
- Duncan, M., & Wright, S. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.
- EN1537. (2013). *Execution of special geotechnical works ground anchors*. Francia: European standard.
- Enciso-De la Vega, S. (1992). *Propuesta de nomenclatura estratigráfica para la cuenca de México* . Universidad Nacional Autónoma de México,: Instituto de Geología, Revista, 10 (1), 26-32.
- Ferrari, L. (2000). *Avances en el conocimiento de la Faja Volcánica Transmexicana durante la última década*. BOLETÍN DE LA SOCIEDAD GEOLÓGICA MEXICANA, 84-92.
- García-Palomo, A. Z.-M.-G.-V. (2008). *El arreglo morfoestructural de la Sierra de Las Cruces, México central*. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, 158-178.
- González , L. (2002). *Ingeniería Geológica*. España: Pearson.
- Hoek, E. (2009). *Fundamentals of slope design*. Chile: Symposium slope stability.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock slope engineering*. CRC Press.

- Jerjes, P. A. (1991). *Explotación de pómez y pumicita*. Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología: Información Científica y Tecnológica, v.183, 41-47.
- Krishna, P. (2006). *Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite element method*. Tesis.
- Lugo-Hubp, J. y. (1996). *Geomorfología de la Guadalupe Ranges (al norte de la Ciudad de México) y su Relación con Peligros Naturales*. . Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geología: Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, 240-251.
- Macías, J. A.-T.-A.-P. (2012). *Geology and geochronology of Tlaloc, Telapón, Iztaccíhuatl and Popocatepetl volcanoes, Sierra Nevada, central Mexico*. . The southern Cordillera and Beyond: Geological Society of America, 163–193.
- Mayne, P., Christopher, B., & DeJong, J. (2002). *FHWA-NHI-01-031- Subsurface investigations, geotechnical site characterization*. Washington: Federal Highway Administration.
- Mena, U., Eduardo, P., Aguilera, D., Alarcón, A., Ordaz, M., M Sandoval, E., . . . Luna G, Ó. (2015). *Manual de diseño de obras civiles, capítulo C.1.3: diseño por sismo*. Comisión Federal de Electricidad.
- Mooser, F. (1975). *Historia Geológica de la Cuenca de México*. México, D.F: Memoria de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, 7–38.
- Mooser, F. (1992). *Nuevo Mapa Geológico del Sur-Poniente del Valle de México*. Simposium Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, 5-15.
- Pérez-Cruz, G. (1988). *Estudio sismológico de reflexión del subsuelo de la Ciudad de México*. México, D.F., Universidad Nacional Autónoma de México, Tesis de Maestría: División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, 83.

- Ramírez , P., & Alejano, L. (2004). *Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes*. Universidad politécnica de Madrid.
- Rico , A., & del Castillo, H. (1974). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas* (Vol. II). Limusa.
- Rico, A., & del Castillo, H. (1974). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas* (Vol. I). Limusa.
- Santoyo V., E. (2010). *Vigésima conferencia Nabor Carrillo: Exploración de suelos: métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo*. México: Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Santoyo V., E., Ovando S., E., Mooser, F., & León P, E. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México*. México: TGC Geotecnia.
- SCT. (2000). *N-CTR-CAR-1-01-016 : Anclas*. Normativa para la infraestructura del transporte.
- SCT. (2000). *N-CTR-CAR-1-03-003: cunetas*. Normativa para la infraestructura del transporte.
- SCT. (2000). *N-CTR-CAR-1-03-004: contracunetas*. Normativa para la infraestructura del transporte.
- SCT. (2000). *N-CTR-CAR-1-03-012 Drenes de penetración transversal*. Normativa para la infraestructura del transporte.
- SCT. (2003). *M-MMP-1-08 Masas volumétricas y coeficientes de variación volumétrica*. México: Secretaría de comunicaciones y transportes.
- SCT. (2018). *M-MMP-1-05 Densidades relativas y absorción*. México: Secretaría de comunicaciones y transportes.
- SGM. (2002). *Cara geológica-minera de México E-142*. México: Servicio Geológico Mexicano.
- Suárez, J. (2013). *Deslizamientos: análisis geotécnico* (Vol. I). Geotecnología S.A.S.



- Tamez G., E., Santoyo V., E., & Mooser F. (1987). *Manual de diseño geotécnico* (Vol. I). México: Comisión de vialidad y transporte urbano.
- Ucar , R. (2002). *Manual de anclajes en obras de tierra*. Universidad de Los Andes - Mérida.
- Vázquez-Sánchez, E. J.-P. (1989). *Geología de la cuenca de México*. . Geofísica Internacional, 28 (2), 133–190.
- Zeevaert, L. (1998). *Compendio elemental de mecánica de suelos*. México: Facultad de Ingeniería UNAM.
- Aguayo, J. M. (1990). *Evolución geológica de la Cuenca de México. Simposio sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 25-41.
- ASTM:D1586. (2011). *Standard test method for penetration test and split-barrel sampling soils*. American society for testing and materials.
- ASTM:D6431. (1999). *Standard guide for using the direct current resistivity method for subsurface investigation*. American society for testing and materials.
- ASTMD:5777. (2000). *Standard guide for using the seismic refraction method for subsurface investigation*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2216. (1998). *Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2487. (2000). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*. American society for testing and materials.
- ASTM-D422. (1998). *Standard test method for particle-size analysis of soils*. American society for testing and materials.

- ASTM-D4318. (2000). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*. American society for testing and materials.
- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- Dominguez, R. (2018). Estabilidad en taludes autopista México-Tuxpan. En *IPN: Rumbo a la XXIX reunión nacional de ingeniería geotécnica*.
- Duncan , C., & Mah, C. (2004). *Rock slope enringeering*. Spon Press.
- Duncan, M., & Wright, S. (2005). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.
- EN1537. (2013). *Execution of special geotechnical works ground anchors*. Francia: European standard.
- Ferrari, L. (2000). *Avances en el conocimiento de la Faja Volcánica Transmexicana durante la última década*. BOLETÍN DE LA SOCIEDAD GEOLÓGICA MEXICANA, 84-92.
- García-Palomo, A. Z.-M.-G.-V. (2008). *El arreglo morfoestructural de la Sierra de Las Cruces, México central*. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, 158-178.
- González , L. (2002). *Ingeniería Geológica*. España: Pearson.
- Hoek, E. (2009). *Fundamentals of slope design*. Chile: Symposium slope stability.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock slope engineering*. CRC Press.
- Krishna, P. (2006). *Slope stability evaluations by limit equilibrium and finite element method*. Tesis.
- Lugo-Hubp, J. y. (1996). *Geomorfología de la Guadalupe Ranges (al norte de la Ciudad de México) y su Relación con Peligros Naturales*. . Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geología: Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, 240-251.

- Macías, J. A.-T.-A.-P. (2012). *Geology and geochronology of Tlaloc, Telapón, Iztaccíhuatl and Popocatepetl volcanoes, Sierra Nevada, central Mexico*. . The southern Cordillera and Beyond: Geological Society of America, 163–193.
- Mayne, P., Christopher, B., & DeJong, J. (2002). *FHWA-NHI-01-031- Subsurface investigations, geotechnical site characterization*. Washington: Federal Highway Administration.
- Mena, U., Eduardo, P., Aguilera, D., Alarcón, A., Ordaz, M., M Sandoval, E., . . . Luna G, Ó. (2015). *Manual de diseño de obras civiles, capítulo C.1.3: diseño por sismo*. Comisión Federal de Electricidad.
- Mooser, F. (1975). *Historia Geológica de la Cuenca de México*. México, D.F: Memoria de las obras del sistema de drenaje profundo del Distrito Federal, Departamento del Distrito Federal, 7–38.
- Mooser, F. (1992). *Nuevo Mapa Geológico del Sur-Poniente del Valle de México*. Simposium Experiencias Geotécnicas en la Zona Poniente del Valle de México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, 5-15.
- Ramírez , P., & Alejano, L. (2004). *Mecánica de rocas: fundamentos e ingeniería de taludes*. Universidad politécnica de Madrid.
- Rico , A., & del Castillo, H. (1974). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas* (Vol. II). Limusa.
- Rico, A., & del Castillo, H. (1974). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas* (Vol. I). Limusa.
- Santoyo V., E. (2010). *Vigésima conferencia Nabor Carrillo: Exploración de suelos: métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo*. México: Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Santoyo V., E., Ovando S., E., Mooser, F., & León P, E. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México*. México: TGC.

- SCT. (2000). *N-CTR-CAR-1-01-016 : Anclas*. Normativa para la infraestructura del transporte.
- SCT. (2000). *N-CTR-CAR-1-03-003: cunetas*. Normativa para la infraestructura del transporte.
- SCT. (2000). *N-CTR-CAR-1-03-004: contracunetas*. Normativa para la infraestructura del transporte.
- SCT. (2000). *N-CTR-CAR-1-03-012 Drenes de penetración transversal*. Normativa para la infraestructura del transporte.
- SCT. (2003). *M-MMP-1-08 Masas volumétricas y coeficientes de variación volumétrica*. México: Secretaría de comunicaciones y transportes.
- SCT. (2018). *M-MMP-1-05 Densidades relativas y absorción*. México: Secretaría de comunicaciones y transportes.
- SGM. (2002). *Cara geológica-minera de México E-142*. México: Servicio Geológico Mexicano.
- Suárez, J. (2013). *Deslizamientos: análisis geotécnico* (Vol. I). Geotecnología S.A.S.
- Tamez G., E., Santoyo V., E., & Mooser F. (1987). *Manual de diseño geotécnico* (Vol. I). México: Comisión de vialidad y transporte urbano.
- Ucar , R. (2002). *Manual de anclajes en obras de tierra*. Universidad de Los Andes - Mérida.
- Zeevaert, L. (1998). *Compendio elemental de mecánica de suelos*. México: Facultad de Ingeniería UNAM.

