



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Estudios Superiores Acatlán

ESTABILIZACIÓN DE EXCAVACIONES PROFUNDAS MEDIANTE SISTEMAS DE RETENCIÓN ANCLADOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

CARLOS FELIPE DE LA TORRE CAMACHO

Asesor: **María Luisa Jiménez Jiménez**

Santa Cruz Acatlán, Estado de México, Agosto 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



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

A Dios

Le agradezco por permitirme llegar a la culminación de uno de mis más grandes sueños.

A Héctor y Felipe

Por haber dejado en mi la huella de la perseverancia y responsabilidad. Gracias por ser una luz de pensamiento y enseñanza, nunca los olvidaré, espero que esta tesis los haga sentir muy orgullosos.

A Laura

Te agradezco por todo, eres una mujer que me llena de orgullo, te amo, no va a haber manera de devolverte tanto que me has ofrecido a lo largo de mi vida. Sin lugar a duda, has sido una parte fundamental para el desarrollo de mi tesis. No sé que sería de mí sin tus consejos, tu apoyo, tu compañía y tu amor. Mis más sinceras gracias, mamá.

A Carlos

Desde antes que yo naciera, tu ya buscabas la manera de ofrecerme lo mejor. Te agradezco por todo el trabajo duro que realizas día con día sin importar el cansancio, por esto y más me inspiras a ser mejor persona. Parafraseando una de las principales ideas de uno de tus libros favoritos; Don Quijote de la Mancha, los mayores actos de valentía que puede realizar un caballero están motivados por dos factores principales. El primero, la convicción que yace dentro de cada persona y el segundo es el amor hacia sus seres queridos. Quizás no arremetí contra un gigante como el caballero de la triste figura, pero sin lugar a duda, sé que, con todas tus enseñanzas, los consejos, los valores que me inculcaste en el transcurso de mi vida, aunado con tu apoyo incondicional, puedo enfrentarme a cualquier desafío. Te amo papá gracias.

A Daniela

Te agradezco por entenderme, por brindarme tu amor incondicional a lo largo de estos seis años, por tanta ayuda y aportes no solo para el desarrollo de mi tesis, sino también en mi vida. Nunca podré terminar de agradecerte por siempre estar a mi lado, apoyándome en la construcción de mis sueños. Mis más sinceras gracias.

A Lino

Te doy las gracias por todo tu apoyo cuando más lo he necesitado, tus consejos llenos de sabiduría me arman de valor para enfrentarme ante cualquier adversidad. Gran parte del hombre que soy te lo debo a ti. Te agradezco abuelo por haber sembrado en mí mi más grande pasión en la vida, mi carrera.

A Eugenia

No tengo palabras que describan la admiración que siento por ti, gracias por siempre brindarme un segundo hogar, tu apoyo, tus consejos, tus regaños y tu amor por mí han dado frutos. Espero que esté trabajo te llene siempre de orgullo. Infinitas gracias abuela.

A Esther

Te Agradezco por haber creído en mí en todo momento, eres una persona admirable que da todo por sus seres amados. Doy las gracias a Dios por permitirme disfrutar de la vida a tu lado, pero sobre todo agradezco el ser tu nieto.

A mi familia

Porque su gran entusiasmo y ayuda me alentaron a seguir adelante.

A María Luisa y Fernando

Les agradezco por haber creído en mí, de igual manera agradezco la paciencia que tuvieron para guiarme en este complicado proceso. También, me gustaría agradecerles por todas la

enseñanzas e ideas para la realización de esta tesis. Sin ustedes no habría sido posible este satisfactorio resultado. Mis más sinceras gracias.

A mis Amigos

Carl G. Yung hace referencia a un término llamado sincronicidad, con el cual decía lo siguiente:

“La simultaneidad de dos sucesos vinculados por el sentido, pero no de manera causal.”

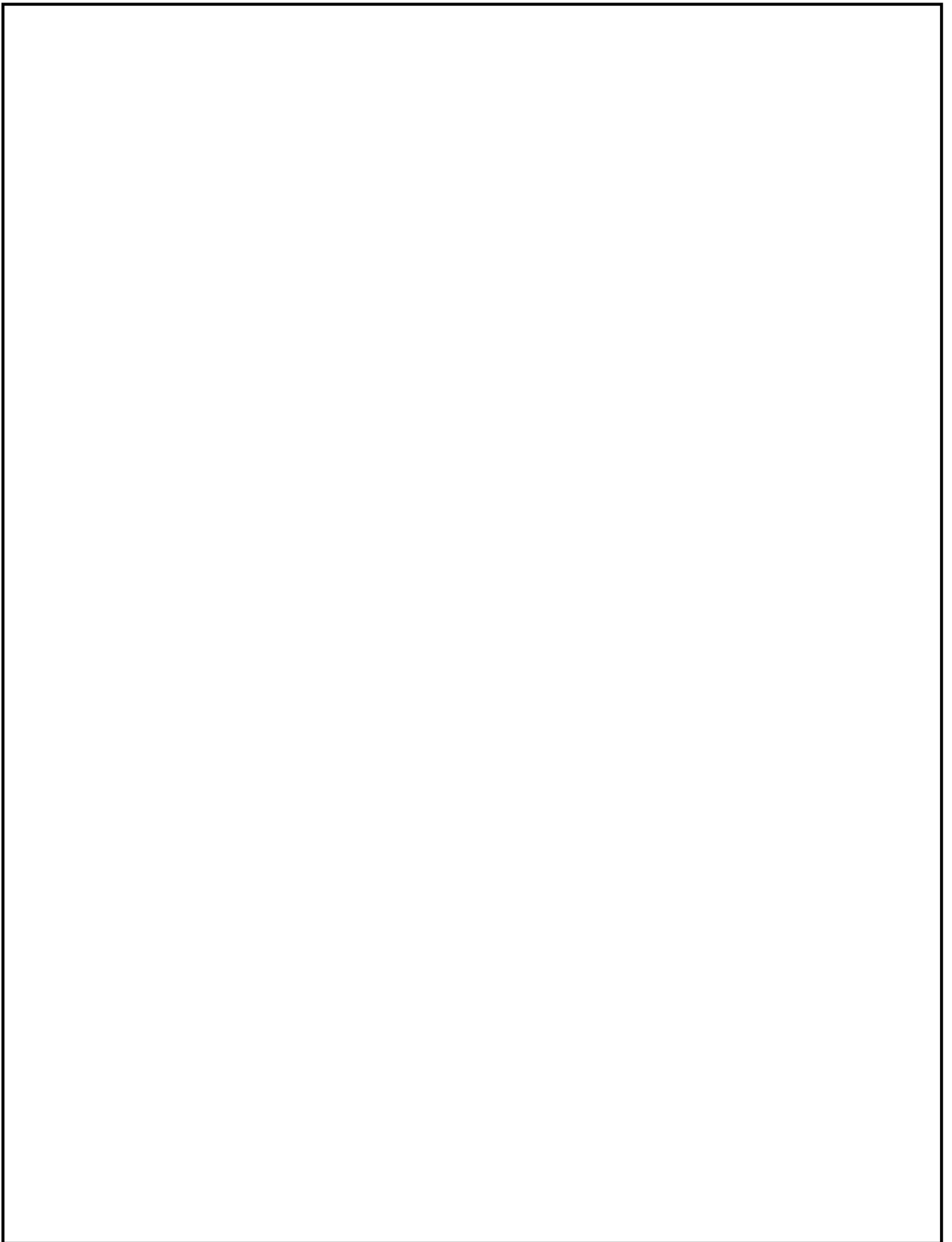
Todos hemos sido testigos de la sincronicidad, gracias a esto, a lo largo de mi vida, he coincidido con seres maravillosos. Estos seres denominados como amigos o como me gusta verlo, la familia que uno escoge, llegaron a mí en el momento preciso para darme una lección sin la cual no sería la persona que hoy en día me he convertido. No me queda más que darles las gracias por estar conmigo en la búsqueda de la realización de mis sueños.

ÍNDICE

Capítulo I	9
Antecedentes	9
Planteamiento del problema	10
Objetivo.....	10
Alcances.....	10
Capítulo II	11
2.1 Geología del valle de México.....	11
2.1.1 Formación de los suelos de la cuenca del Valle de México	11
Capítulo III.....	21
3.1 Métodos de estabilización de excavaciones profundas	21
Bermas	21
Top Down	22
Puntales	25
Muro diafragma	26
Muro Milán	27
Muro Berlín	29
Tablestacas	29
Ademe	30
Sistema de anclaje	31
Capítulo IV.....	33
Empuje de tierras.....	33
Estados de empuje.....	34
Teoría de Rankine	35
Método de Terzaghi	38
Teoría de Coulomb.....	39
Definición de talud.....	40
Definición de factor de seguridad	41
Parámetros del análisis de límite de equilibrio.....	44
Método de la cuña simple.....	46
Método de círculos de falla.....	49

Método de Dovelas.....	51
Método de Bishop	52
Método de Janbu	54
Forma y magnitud de las presiones sobre una entibación	55
Falla de fondo en excavaciones.....	59
Estados límite	62
Capítulo V	64
Estado del arte	64
Dispositivos auxiliares	67
Clasificación y tipos de anclas	68
Capítulo VI.....	79
Características del proyecto Universidad y Popocatepetl (Zona de transición).....	79
Trabajos de exploración	79
Interpretación geotécnica	83
Modelo estratigráfico	86
Sistema de estabilización.....	87
Calculo de puntales	99
FS Falla de fondo	109
Características del proyecto Pedregal (Zona de Lomas)	112
Trabajos de exploración	112
Ensayes de laboratorio.....	112
Modelo estratigráfico	116
Sistema de estabilización	120
Proceso constructivo.....	135
Características del proyecto Santa Fe (Zona de Lomas)	136
Trabajos de exploración del subsuelo.....	137
Interpretación estratigráfica	137
Calculo de sistema de anclaje.....	140
Procedimiento constructivo muro Milán anclado	176
Procedimiento constructivo anclas y concreto lanzado.....	178
Capítulo VII	180
Conclusiones	180
Anexo	183

Patio Universidad	185
Pedregal.....	201
Santa Fe	226
Referencias	239



Capítulo I

Antecedentes:

En México y en el mundo, cada vez se realizan excavaciones más profundas, con mayor frecuencia en zonas urbanas (edificios con mayor número de sótanos, centros comerciales condominios por mencionar algunos) ya sea para realizar cimentaciones compensadas o en su defecto semi compensadas, así como el diseño arquitectónico, para un mejor aprovechamiento de espacios subterráneos, por ello, se emplean distintos métodos para restar confinamiento a la masa de suelo y esta no tienda a desplazarse hacia la excavación, sin embargo muchas veces la falta de espacio ocasiona que no se pueda trabajar libremente o inclusive impide el suministro de materiales, por lo que se recurre a sistemas de retención complementados con anclas. Estos elementos de contención además de garantizar la estabilidad de la excavación, debe salvaguardar la vida del personal de trabajo; así como las colindancias.

Actualmente, este sistema constituye una solución versátil, teniendo aplicaciones en gran variedad de tipos de suelo (ya que esta puede adaptarse a condiciones geotécnicas variadas) con aplicación en distintas partes del mundo como Inglaterra, Estados Unidos de América entre otros, así como en diferentes entidades del país como Jalisco, Nuevo León, Guerrero por mencionar algunas, solo que, a diferencia de la zona del valle de México, debido a las condiciones del suelo de dichos estados (*estratos altamente resistentes*) a éstas se les denomina anclas de baja presión. En resumen, las anclas permiten generar espacios de trabajos libres en excavaciones en zonas que geotécnicamente son factibles para su construcción permitiendo así una mayor eficiencia en la obra, además de que su costo es razonable.

Sin embargo, no existe una sistematización del proceso del desarrollo del cálculo para implementar dichas anclas.

Planteamiento del problema:

En los estudios de la licenciatura, se imparten materias básicas en el área de geotecnia como son geología, comportamiento de los suelos y mecánica de suelos y formativas tal es el caso de cimentaciones y mecánica de suelos aplicada, sin embargo, no existe una sistematización del proceso para el desarrollo de los modelos geo-mecánicos y de análisis de estabilidad para excavaciones profundas en zonas urbanas con sistemas de anclas.

En este trabajo de tesis se presenta el procedimiento de análisis y calculo para tres casos prácticos en las zonas de transición y lomas de la Ciudad de México.

Objetivo:

Cálculo y revisión de excavaciones profundas en las zonas de transición y lomas de la Ciudad de México, aplicando los distintos criterios de análisis de estabilidad de taludes para estado límite y empuje de tierras.

Alcances:

Se presenta la descripción de la metodología y la aplicación de las distintas teorías para el desarrollo de un sistema de estabilización aplicándolo en tres casos prácticos ubicados en las zonas de transición y de lomas de la Ciudad de México.

Asimismo, se evalúa el comportamiento de la excavación con la presencia de nivel de aguas freáticas proporcionadas por un manto colgado.

Se detallará los cálculos para el procedimiento e implementación de los sistemas de estabilización a base de anclas fundamentado en el reglamento de construcción del Distrito Federal del 2004 (Vigente durante la época de construcción de los casos prácticos).

Capítulo II



Figura 2. 1.- Vista idealizada de la cuenca del valle de México. Tomas Filsinger, 2009.

2.1 Geología del valle de México

La cuenca del valle de México se encuentra en la zona centro de la Faja Volcánica y Tlaxcala.

La cuenca del Valle de México se formó después de un gran periodo de actividad volcánica en donde se formaron las sierras que a su vez dieron origen al vaso de almacenamiento natural en que se depositan los rellenos cuaternarios, durante el desarrollo de estos valles, se formaron acarreos aluviales cuyo espesor era de 1,000 metros. (Mooser, 1978)

La zona metropolitana de la Ciudad de México se encuentra delimitada por elevaciones topográficas como La sierra de las Cruces al poniente, La Sierra de Guadalupe al norte, La Sierra Nevada al oriente y La Sierra de Chichinautzin al sur.

2.1.1 Formación de los suelos de la cuenca del Valle de México

El subsuelo de la cuenca del valle de México, se formaron durante las eras geológicas del Pleistoceno y Holoceno con una duración de más de un millón de años y diez mil años respectivamente. Durante el Pleistoceno, se formaron glaciares con mantos de hielo, lo que

ocasionó grandes transformaciones en el valle principalmente en las latitudes tropicales, expandiendo los bosques en épocas húmedas y reduciéndose en las secas. El nivel del mar llegó a tener descensos de hasta 90 metros y ascensos que alcanzaban los 25 metros todo con respecto al nivel actual del mar. Dada estas condiciones geológicas, se integra la correlación de los climas con los suelos lacustres.

Los suelos arcillosos son producto de la depositación de materiales aluviales y cenizas volcánicas en ambiente lacustre. Este proceso se vio deliberadamente afectado, dados los periodos de sequías en los cuales el nivel de aguas abajo (NAF) tuvo ascensos y descensos provocando así costras endurecidas por deshidratación o secado por exposición al sol. El proceso anteriormente descrito, formo estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, costras secas y arenas basálticas; teniendo espesores variables debido a la configuración topográfica del terreno y del lago. (Santoyo et al, 2005).

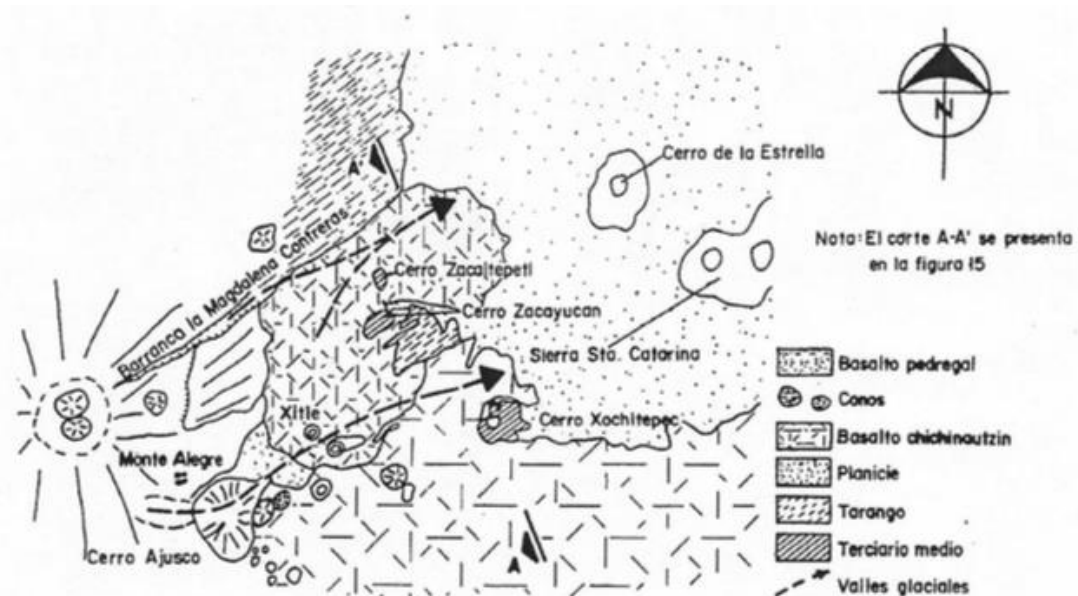


Figura 2.2.- Geología del pedregal.

A continuación, en la siguiente tabla de los eventos geológicos ambientales se muestra la formación de los distintos tipos de suelos que comprenden el valle de México

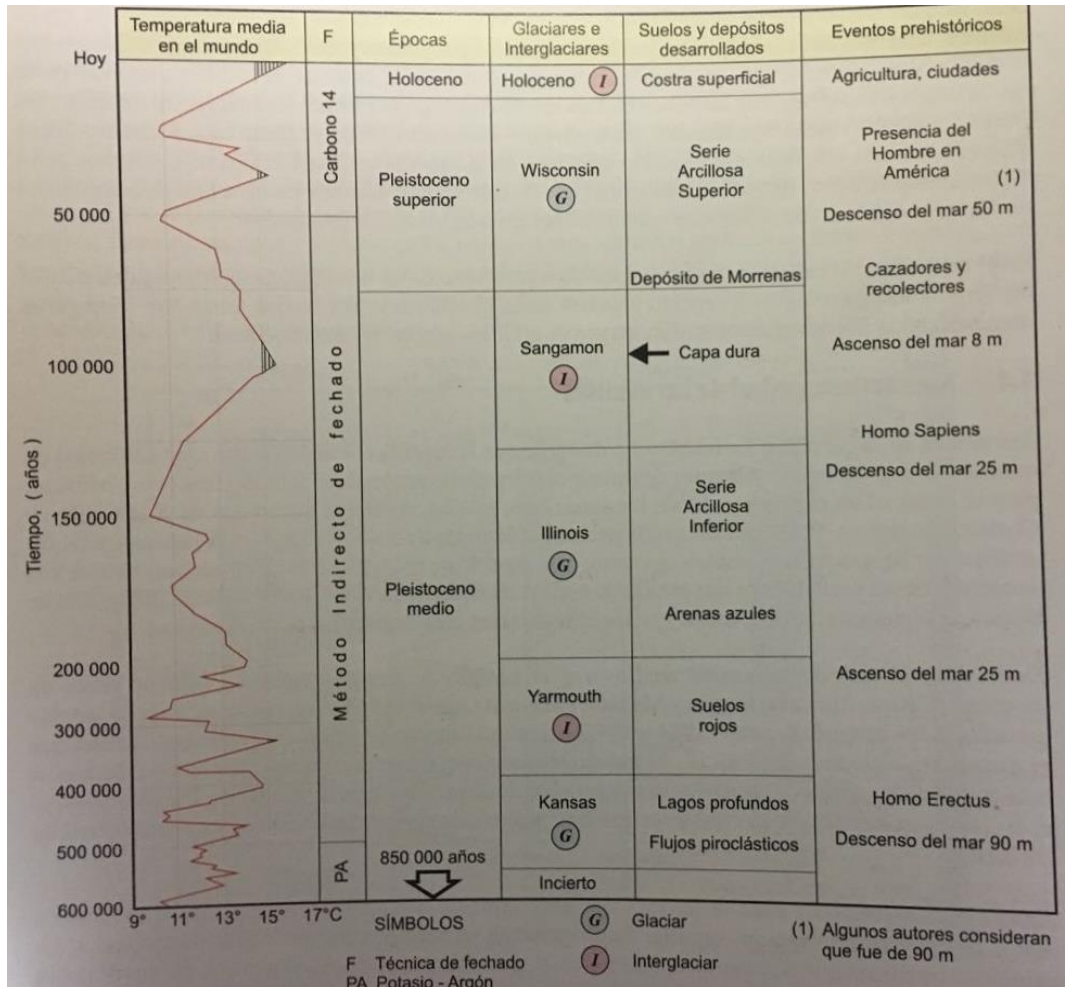


Figura 2.3.- Formación de los suelos que componen al Valle de México (recuperado de Santoyo, 2005).

Características hidráulicas:

La cuenca del valle de México se integra por varias sierras, cadenas montañosas y la parte plana, a esta última es comúnmente llamada Valle de México, el cual, en el pasado fue un gran lago que al secarse se separó en varios cuerpos lacustres siendo uno de los más importantes el lago de Texcoco, del cual el área confinada se le conoció por el nombre del Lago de México (Santoyo et al, 2005)

El valle de México se encuentra conformado por provincias fisiográfica como la Península de Baja California, la Sierra Madre Occidental y Oriental, las Cordilleras

Sepultadas, la Mesa Central, la Planicie Costera del Golfo de México, el Eje Neovolcánico, así como la Sierra Madre del Sur, las Tierras Altas y la Península de Yucatán.

Extracción de agua en la cuenca

La extracción del agua del acuífero que subyace a las arcillas se inició en 1847 [...] se abrieron los primeros pozos hasta 105 metros de profundidad (Téllez Pizarro, 1899). Hacia 1857 se habían abierto 168 pozos que operaban con artesianismo con lo cual hacía subir el agua [...] Posteriormente se intensificó la perforación y se sabe que en 1870 funcionaban unos 1,000 pozos, poco a poco el artesianismo se agotó y en adelante se requirió del bombeo para extraer agua. Desde ese entonces se inició el dramático problema del hundimiento regional originado por la pérdida de la presión del agua intersticial.

Bajo la Ciudad de México, destacan dos mínimos que corresponden a un abatimiento generado por la sobreexplotación del acuífero con volumen de uno a dos km³ de agua [...].

Para el año 2005 el entonces distrito federal, consumía 33m³/seg de agua potable. Del cual el 40% llega a través del túnel Lerma, el 45% se extrae de 400 pozos del subsuelo de la ciudad y el restante proviene de Chiconautla y manantiales. Se calcula que existe una sobreexplotación del subsuelo de aproximadamente 10 m³/seg.

La actual demanda excesiva del acuífero superior [...] produce hundimientos que son continuo daño costoso para la ciudad de México desde los años cuarenta. (Santoyo et al, 2005)

Hundimiento Regional

Este hundimiento no se presenta de manera uniforme, dado que los abatimientos de presiones hidráulicas no son uniformes, además los mantos arcillosos son de espesor variable dentro de la zona lacustre, conduciendo así a un asentamiento final. Por efecto del hundimiento regional, las áreas urbanas tienden a ser las más afectadas ante potenciales inundaciones en caso de un deficiente sistema de drenaje. Un modelo simplificado, ha permitido estimar que los hundimientos a largo plazo podrían rebasar los 30 m en algunas zonas de la ciudad de México. (Auvinet et al, 2010).

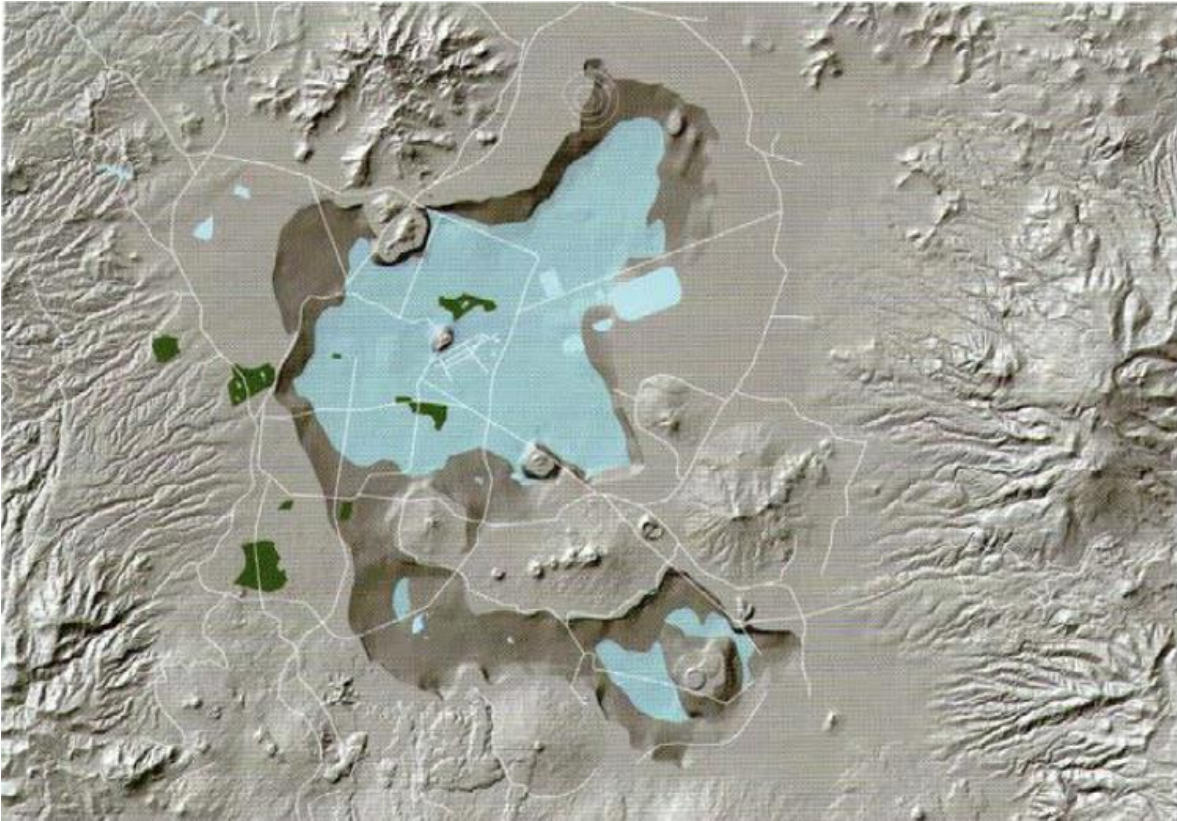


Figura 2.4.- Simulación de una inundación en la cuenca del valle de México (Laboratorio de geoinformática instituto de ingeniería UNAM).

Agrietamiento

En las zonas lacustres, es muy común que se presenten grietas o familias de grietas inducidas por diferentes mecanismos que generan tensiones en el suelo (SMMS,1991).

Estas grietas, se han atribuido a la propagación de pequeñas fracturas por secado bajo efecto de presiones internas [...] (Auvinet y Arias, 1991). En términos de esfuerzos efectivos, las grietas se atribuyen a las fuerzas de filtración divergentes que se generan en estas mismas condiciones (Alberro y Hernández, 1991).

Dichas grietas se caracterizan por su gran profundidad y su sensibilidad a la erosión que puede ampliar considerablemente sus dimensiones en la superficie (Auvinet et al,2010).

Actividad sísmica en la cuenca

Los sismos más frecuentes de la propia cuenca constituyen eventos someros (0.5-1.5 km de profundidad) (Singh et al, 1988) [...] por hallarse en el centro del Eje Volcánico y estar sometida a la vez a compresiones desde la fosa de Acapulco, a tensiones por calentamiento y ascenso de magmas a cizalleos de derecha a izquierda y viceversa.

Los sismos pueden generarse dentro de los arcos que atraviesan la cuenca de oeste a este en los corredores de cizalleo de las sierras mayores dirigidas al noroeste o a lo largo de las fallas profundas dirigidas al noroeste (Santoyo et al, 2005).

Por defecto de la normatividad vigente de ese entonces (2004) se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 170 del Reglamento. Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (III a, III b, III c y III d) A continuación, se muestra las distintas zonas.

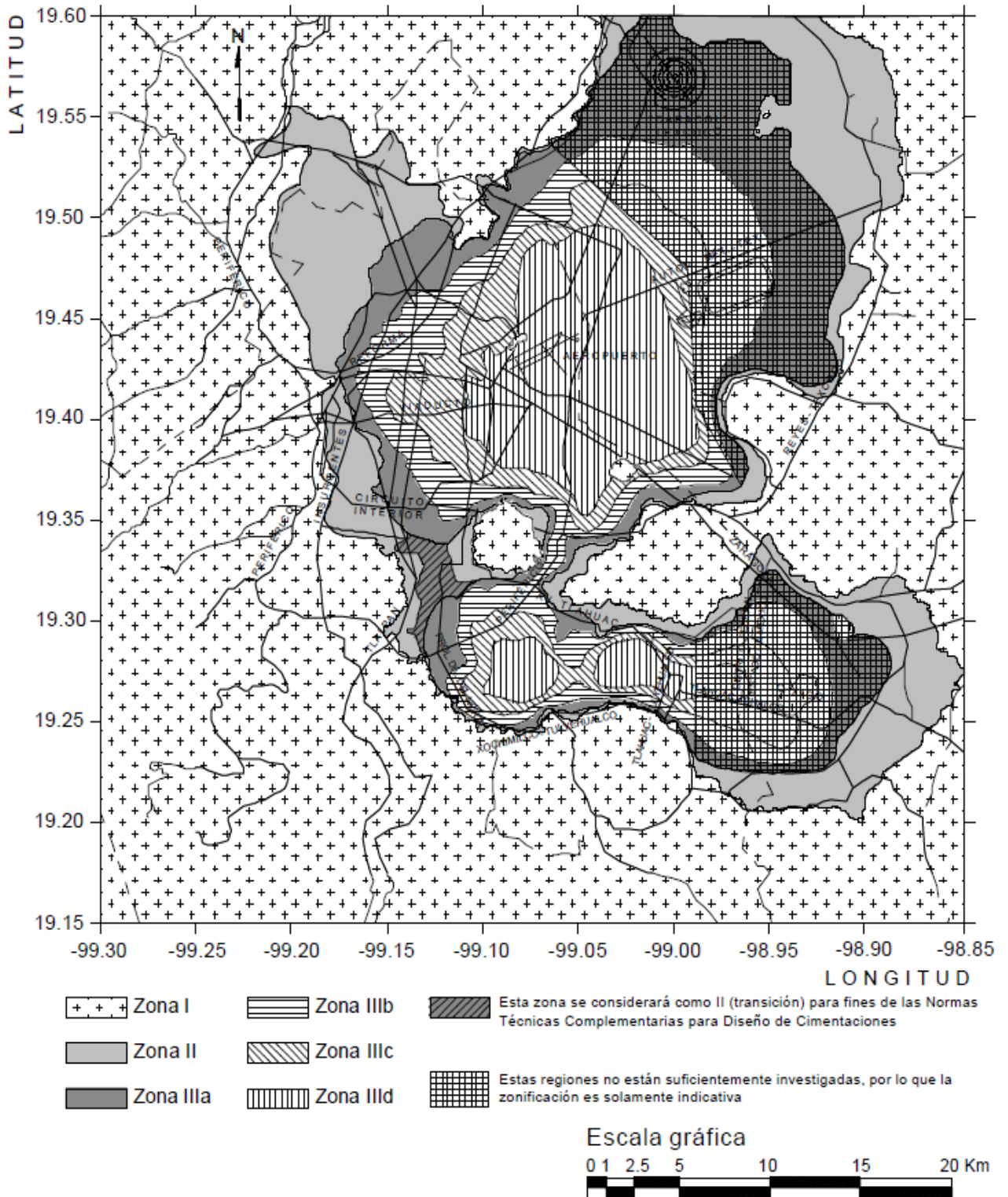


Figura 2.5.- Subdivisión de zonas que comprenden al Valle de México (RCDF, 2004).

Zonificación Geotécnica

El Valle de México está constituido por 3 principales zonas: La zona lacustre, zona de transición y la zona de lomas, como lo dice el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Distrito Federal.

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros;

Los suelos de esta zona presentan gran heterogeneidad

- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m. (Auvinet et al, 2010)

En la siguiente ilustración, se muestra la división de las zonas que constituyen el valle de México determinada por el reglamento de construcción del Distrito Federal 2004.

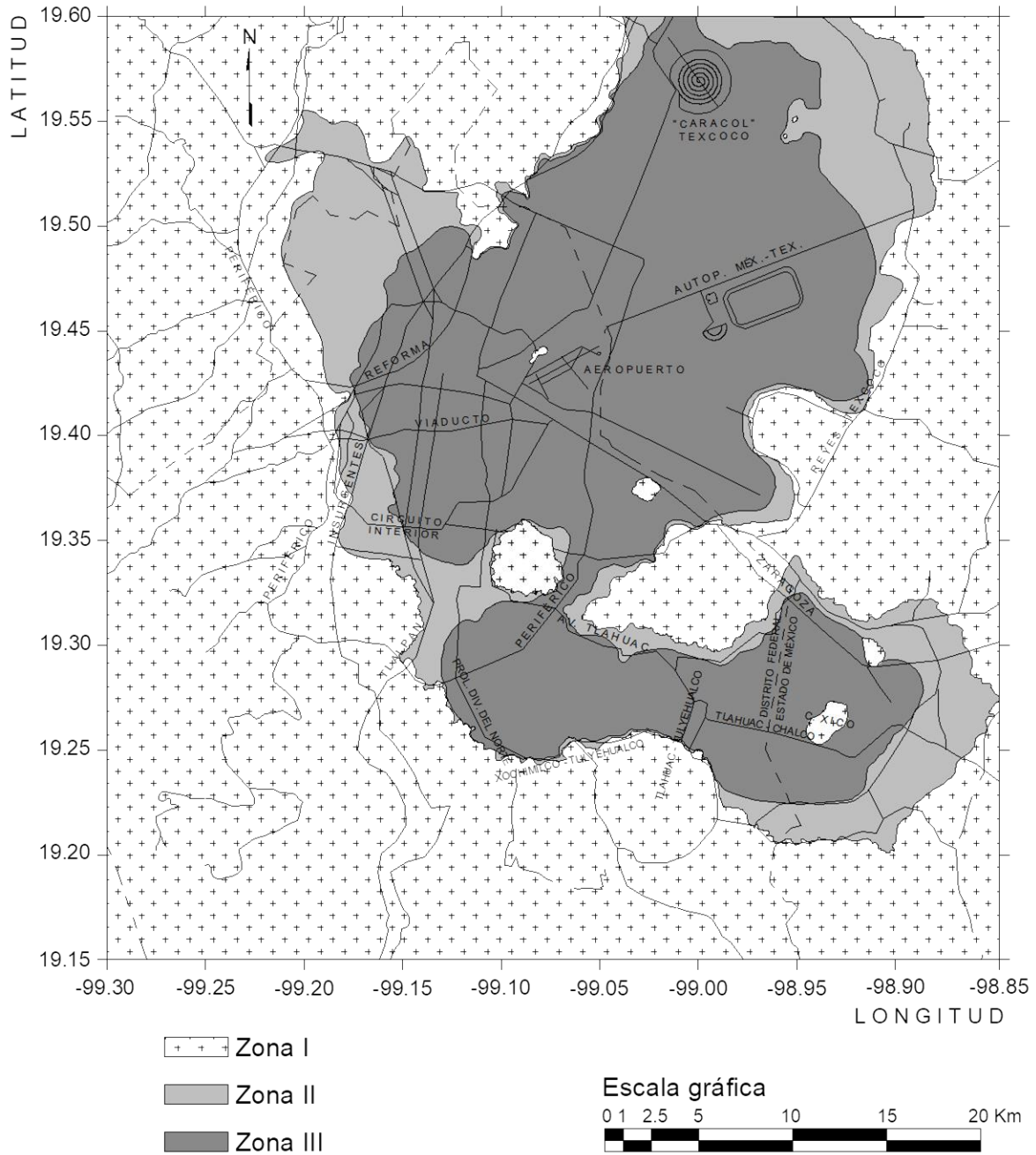


Figura 2.6.- Zonificación geotécnica de la ciudad de México (RCDF, 2004).

En el Valle de México hay gran variedad de suelos como es los suelos limosos estos son partículas finas de poca plasticidad, lo que ocasiona una baja resistencia en estado seco. siendo materiales de baja permeabilidad; lento flujo del agua dentro de los poros de las partículas. Las tobas o tepetates; como se les conoce desde el siglo XVIII, son fragmentos de minerales expulsados por los volcanes, siendo acarreados por el agua y el viento. La presencia de las tobas en la región es inminente debido a la gran influencia volcánica de la zona.

Arcillas:

Las arcillas son al igual que las tobas partículas finas éstas, son producto de procesos químicos de descomposición los elementos constitutivos de las rocas. A diferencia de los limos, las arcillas tienen un comportamiento plástico con diferentes contenidos de humedad según la zona en que se localicen. En estado seco, tienen alta dureza, además es un material altamente impermeable lo que significa que el tiempo en que el agua fluye es demasiado lento. Son extremadamente comunes en la zona ya que son fácilmente retransportados en ambientes aluviales o lacustres.

Loess:

Otro tipo de suelo endémico de la región es el Loessel cual es un “sedimento cohesivo, con tamaño de grano uniforme acarreado y depositado por el viento [...] puede ser lo suficiente cohesivo para formar cortes verticales, la estructura de los elementos eólicos nunca ha sido saturados por lo que al exponerse a dicha condición puede dar pie al colapso provocando fallas en cimentaciones o asentamientos” (Auvinet et al, 2010).

Jales:

Elementos piroclásticos que han sido transportados y repositados por el agua y del viento y a veces, se encuentran mezclados en su mayoría con áreas y gravas pumíticas que corresponden a la fase explosiva de erupciones con abundancia en gases (Saborío, 1970).

Capítulo III

Introducción

En el presente capítulo se explica de forma detallada los distintos métodos existentes para analizar la estabilidad del talud, partiendo en que consiste el método, método constructivo, las ventajas y desventajas que el mismo, haciendo hincapié en los casos en los que se puede aplicar cada uno de ellos.

3.1 Métodos de estabilización de excavaciones profundas

Bermas

“Se denominan bermas a masas generalmente del mismo material que el propio talud que se colocan en el lado exterior del mismo con el propósito de aumentar la estabilidad (F.S.)” (Juárez et al, 2011)

Este aumento de la estabilidad se debe principalmente al peso de la berma ya que al ser colocado en la parte que queda afuera de la vertical por la que pasa el círculo de falla, permite reducir el momento motor que provoca el deslizamiento de la masa de suelo, a su vez, genera otro efecto el cual es aumentar el momento resistente por el incremento en la longitud del arco por efecto de la misma berma. (Juárez et al, 2011)

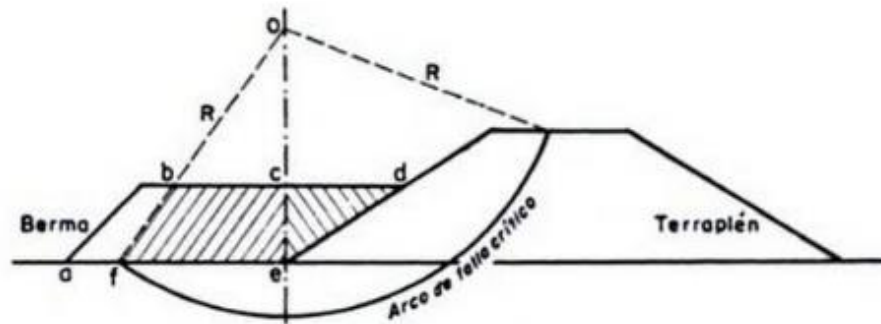


Figura 3.1.- Efecto de una Berma (Ilustración obtenida de Mecánica de suelos tomo II).

Donde;

bcfe = Parte de la berma que contribuye a la estabilidad del talud

R = Radio de la falla crítica

O = centro de la falla circular

Como lo dice la norma **N-CRT-CAR-1-01-015/00** de la SCT las bermas representan los trabajos necesarios para formar escalones y terraplenes para mejorar la estabilidad de los taludes.

En los cálculos prácticos debe de tenerse en cuenta que la presencia de una berma modifica la ubicación de la superficie de falla crítica por lo que se debe realizar otro análisis de estabilidad de un talud protegido por la berma.

“La experiencia ha demostrado [...] un ancho de berma del orden de la mitad del terraplén y una altura tal que el peso de la berma de un momento igual al requerido para alcanzar en el talud original el factor de seguridad deseado.” (Juárez, et al, 2011)

Estas se formarán extendiendo y compactando el material, hasta lograr la sección establecida con su respectiva compactación, colocándolo desde el pie del talud que se busca estabilizar

Top Down

Este método constructivo consiste en construir inicialmente las paredes perimetrales y columnas de soporte de la estructura con muros pantalla o Milán, posteriormente se excava

a la cota inferior de la primer losa y se vierte el concreto sobre las vigas y losa directamente sobre el terreno repitiendo este proceso en cada uno de los sótanos que tenga la edificación hasta que se completen los trabajos bajo la superficie (Down) mientras la estructura superior (Top) puede comenzar apoyándose en la primer losa construida. (Guillén, 2015)

Esta técnica, comenzó a ser utilizado en la construcción de las líneas del metro, siendo lugares que era necesario construir las vías a nivel de rasante como las estructuras bajo la rasante. Fue creado por Airey Taylor Consulting para el desarrollo de la industria en el Oeste de Australia.

El procedimiento de esta técnica comienza con la instalación de los muros de retención, así como los elementos estructurales que cargarán con la superestructura; Comúnmente las columnas de acero son construidas antes de que la excavación tome lugar y descansen sobre los elementos de carga. Estos comúnmente son de concreto, posteriormente se coloca la losa de la planta baja con al menos un agujero (glory hole) que permita la remoción del material.

La excavación comienza en el “glory hole” una vez que la losa haya cobrado la suficiente fuerza, debajo de esta se excava alrededor de las columnas dejando la planta libre de todo material, después se vuelve a realizar la secuencia; se coloca la losa con las mismas características que la superior; con un glory hole. Mientras se construye la parte inferior de la estructura se puede desarrollar la parte superior apoyándose en la losa superior (la que se encuentra a nivel de la rasante). (Deep excavation: Reliable geoexpertise, 2003-2018).

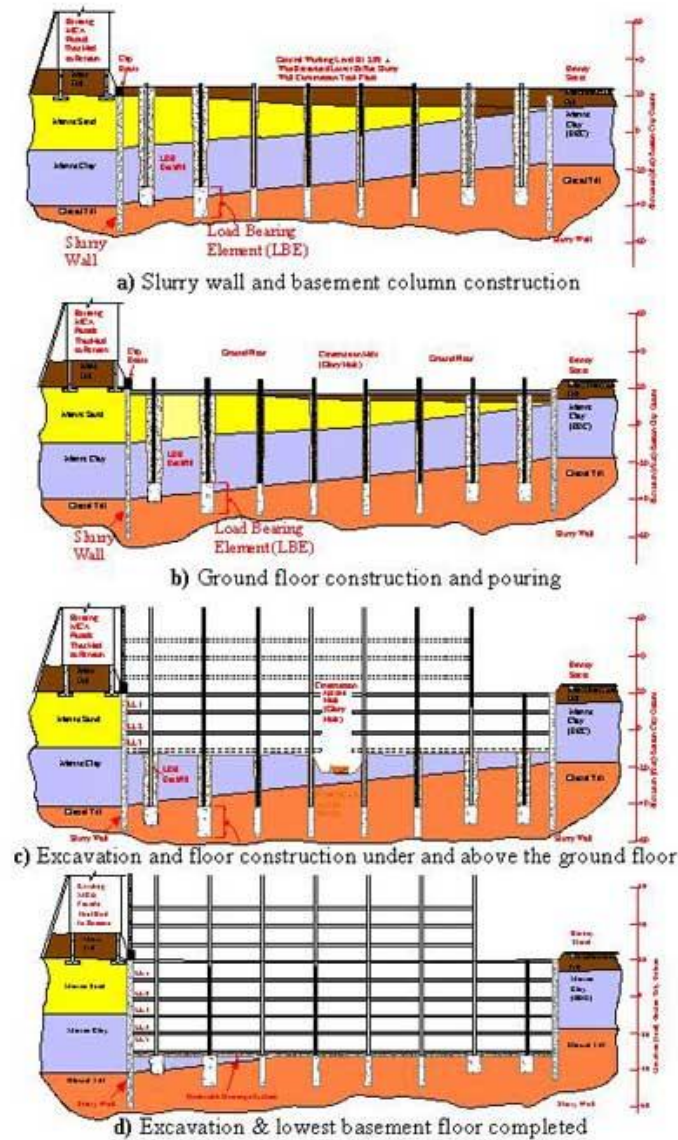


Figura 3.2.- a) Colocación de los muros diafragma y columnas. b) Construcción de la losa de piso c) Excavación y construcción de piso debajo y encima de la losa de planta d) Proyecto terminado (Esquema obtenido de Deep excavation: Reliable geoexpertise.)

En las siguientes fotografías, se muestra el desarrollo de la excavación con la técnica top-down.



Fotografía 3.1 Excavación top-down (Hospital Beth Israel Deaconess, Boston)



Fotografía 3.2 Excavación top-down (Hospital Beth Israel Deaconess, Boston)

Puntales

Los puntales no se tratan más que columnas horizontales sujetas a la flexión. La capacidad de carga de estos depende de su relación de esbeltez $\left(\frac{l}{r}\right)$, donde; l es la longitud y r es el radio de giro. Sin embargo, esta relación puede ser reducida si le proporcionan soportes

horizontales en la parte más propensa a la flexión en caso de que los cortes sean amplios. (Braja, 2013).

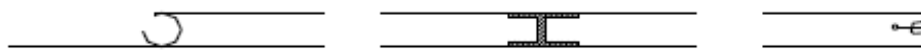
Muros diafragma

Estos muros proporcionan soporte estructural y evita la entrada del agua hacia la excavación. Es una técnica comúnmente utilizada en proyectos que requieran de excavación profunda como obras de ingeniería, subterráneos, estacionamientos, por mencionar algunos. Además, es especialmente útil al ser hermético en obras que se encuentren bajo el nivel de aguas freáticas. Al muro diafragma también se le conoce como pared de zanja de lobo haciendo referencia a la técnica de construcción empleada donde se hizo posible mediante el llenado y manteniéndolo lleno con lobo bentonítico durante el proceso de la excavación para evitar el colapso de la zanja o corte.

La pared del muro puede variar entre los 0.50 y 1.50 metros, se construye panel por panel hasta completar la profundidad marcada. Las medidas de los paneles van desde los 2 hasta los 10 metros. Sin embargo, se pueden elaborar con medidas más cortas (2.0-2.5 m) estos son empleados para suelos inestables o que están sometidos a una sobrecarga muy grande. Asimismo, existen diferentes tipos (formas) de paneles además de la sección recta convencional (T, L, H, Y) usados para trabajos con propósitos especiales.

El panel está hecho por un cable o Kelly apoyado en bloques y por un reciente diseño llamado cortador o “hydrofraise” que es un par de discos giratorios accionados hidráulicamente. (Ufuk, 2008).

A continuación, se muestra la junta de los paneles



Esquema 3.1 Junta entre los paneles y el muro diafragma (Recuperado de Deep Excavations)

Muro Milán

Los muros Milán, diafragma o pantalla, son estructuras lineales, comúnmente utilizados para la realización de excavaciones en las que se va a extraer un gran volumen de tierra como pueden ser las cimentaciones, estacionamientos subterráneos en otras palabras excavaciones donde sea necesario contener paredes circundantes o cortes de suelo.

El muro Milán sirve principalmente para contener cortes verticales, sus aplicaciones en las construcciones civiles son muchas como ya se había mencionado obras subterráneas en las que se incluyen; Túneles urbanos, sótanos, cajones de cimentación para edificios, así como los cajos de las líneas del sistema de transporte colectivo (metro). Además, pueden ser utilizados para muelles, presas, canales y cárcamos de bombeo.

En la gran mayoría de las veces son empleados como muros de construcción, al principio esta estructura actúa como apuntalamiento para posteriormente formar parte de la misma estructura.

En nuestro país se utilizó por primera vez para la construcción del metro de la Ciudad de México en 1967, después, se adoptó en los muelles de Lázaro Cárdenas y Dos Bocas. Tomó dos años el desarrollar la habilidad de construirlo con la misma calidad que se tenía en Europa, sin embargo, se continuó usando esta técnica sin cambios notables hasta el año de 1985.

Durante ese año se inició la depuración y mejora de la técnica fue gracias a la Comisión de vialidad y transporte (CONVITUR) que se impulsó las investigaciones, experimentos de campo, desafortunadamente, no se llegó a un cambio importante. Fue hasta 1992 que se despertaron nuevamente las inquietudes de mejorar el sistema logrando cambios limitados en el sistema.

El diseño del muro depende de conocer la respuesta del suelo ante los cambios provocados por el desconfinamiento; Este provoca un alivio en los esfuerzos totales por lo que el diseño se debe concentrar en el control y mitigación de las deformaciones inducidas. La respuesta del suelo está en función de los siguientes factores como lo es:

- a) La dimensión de la excavación
- b) Las propiedades del suelo
- c) El control y el abatimiento del nivel de aguas freáticas
- d) Procedimiento constructivo
- e) Cercanía con estructuras y servicios públicos
- f) Sobrecarga

(Procedimiento de construcción de la estación Mexicaltzingo de la línea, S.F.)

Procedimiento constructivo

Inicialmente deberá efectuarse perimetralmente al paño de las colindancias la demolición y extracción de muros y restos de cimentación existentes en el perímetro del predio, dejando libre de todo obstáculo que pueda impedir la construcción de un brocal, que guíe la excavación. Se restituirá el terreno empleando un suelo-cemento compactado (tepetate mezclado con un 3% de cemento, proporción en peso).

Durante esta etapa deberá verificarse el nivel de desplante de la cimentación de las estructuras colindantes y en caso de ser necesario recibirla mediante la construcción de un muro de concreto armado, sus dimensiones y características deberán ser especificadas por el área de estructuras. El muro se construirá en tramos alternados de máximo 2.0m de longitud, su desplante deberá rebasar en 0.30m el nivel de excavación perimetral para el retiro de los restos de cimentaciones.

Una vez efectuada la demolición de los restos de cimentaciones, recibido la cimentación de las estructuras colindantes, y rellenado nuevamente con un suelo-cemento compactado, se procederá a la construcción del brocal guía del Muro Milán. Este brocal se construirá hasta una profundidad de 1.20m de profundidad. El brocal guía es una zanja con abertura 5cm mayor que el ancho especificado para el muro Milán y profundidad de 1.20m; constituida por dos muretes de concreto armado con espesor no menor a 5cm. Los muretes estarán troquelados con tocones de madera distribuidos a cada 2m aproximadamente, con el objetivo de mantener la separación en la zanja.

Construcción del muro Milán

Construido el brocal guía, se iniciará la excavación para la construcción del muro

Milán. El muro Milán tendrá el espesor indicado por el área de estructuras y alcanzará una profundidad de 14.7m respecto al nivel medio de banquetta de avenida. Se hará con base a tableros machihembrados con longitudes medias de 6m, que se excavan y fabrican en forma alternada dentro de la zanja perimetral previamente construida (brocal guía).

Muro Berlín

El muro Berlín, también conocido como muro berlinés, es una técnica de entibación que consiste en el hincado vertical de perfiles metálicos entre los cuales se colocan tablonces de madera para restringir los desplazamientos horizontales, soportar el empuje horizontal del suelo y la contención de este.

El muro Berlín fue una técnica que surge durante la reconstrucción de Alemania posterior a la segunda guerra mundial siendo este lugar el posible origen de su nombre.

Estos perfiles son utilizados en terrenos con cohesión y bajo nivel freático permitiendo soportar los elementos de sustentación del terreno, los cuales serán colocados a medida que la excavación se realiza. La estabilidad del muro se logra a su vez con ayuda de una o varias líneas de anclaje o pernos inyectados las cuales actúan sobre una viga horizontal logrando así la repartición de cargas.

Este tipo de muro tiene aplicaciones muy variadas siendo una solución temporal fácil y económica en obras de pequeña o mediana envergadura. Sin embargo, este tipo de muro se considera flexible (siendo más deformable que el muro diafragma o Milán o pilotes) por lo tanto no puede contener suelos altamente saturados, es por ello por lo que se requiere el abatimiento del nivel de aguas freáticas (NAF) simultáneamente que se desarrolla la excavación. (Diseño de cimentaciones, s.f.)

Tablaestacas

La tablestaca es una estructura de concreto armado, prefabricado y posteriormente hincado (ya sea por vibración o golpeteo). Es una estructura de contención con doble función; impide el flujo del agua hacia adentro de la excavación y permite la recuperación del terreno

al nivelarlo y posteriormente usarlo. Además, se encarga de soportar los empujes laterales generados a partir de la masa de suelo.

“Generalmente, se usan para excavaciones hechas bajo la capa freática o excavaciones dentro del agua ya que para obras con estas características es de suma importancia el impedimento de agua y lodo, por lo tanto, la tablestaca es lo más adecuado.” (Niño,1994)

Ademe

Es una estructura de madera o metal, que se monta conforme se va desarrollando la excavación. Su función es evitar que las paredes de la excavación se derrumben. Generalmente, se utilizan para excavaciones grandes o pequeñas, pero poco profundas. Las paredes de la excavación deben revestirse; ya se con tablas verticales u horizontales apoyadas con codales o perfiles laminados de acuerdo con Niño en 1994.

Los codales deben disponerse tanto en el plano horizontal como en el vertical, para que se reduzca lo menos posible el área de trabajo y a su vez se puedan colocar tablas que formen una plataforma sobre los mismos. (Niño, 1994).

Como se mencionó anteriormente los cortes apuntalados comúnmente utilizados en las obras de construcción se emplea una viga soldado (viga vertical de acero o madera clavada en el suelo antes de la excavación). El revestimiento consiste en tablones de madera horizontales que colocan entre las vigas; se colocan conforme como se avance la excavación.

“Cuando la excavación alcanza la profundidad deseada, se instalan encofrados y puntales (vigas horizontales generalmente de acero) [...]” (Das, 2013). En la siguiente imagen se muestra el uso de las vigas soldado

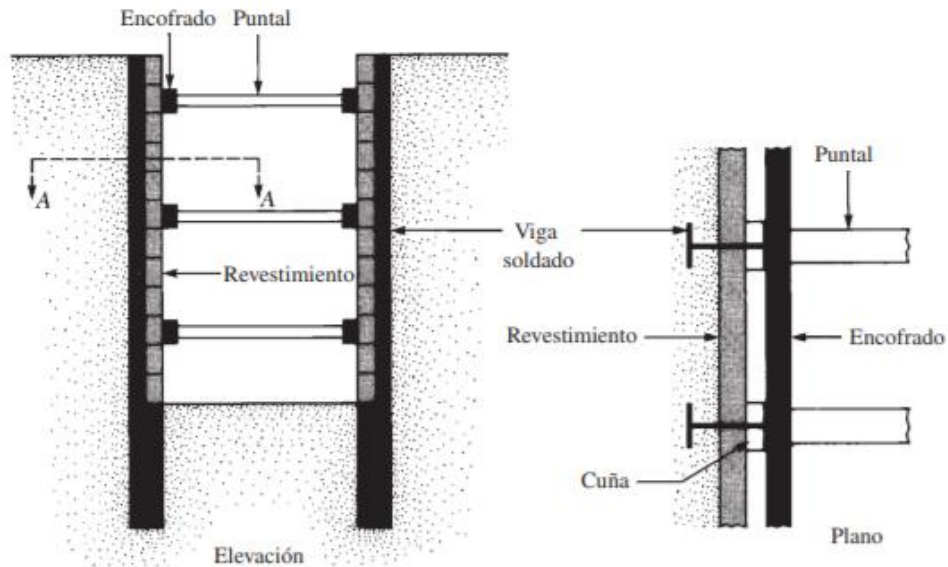


Figura 3.3.- Uso de vigas soldado (Obtenido de Fundamento de ingeniería geotécnica Braja M. Das)

Sistemas de anclaje

“Los sistemas de anclaje se utilizan para aplicar fuerza dentro de una masa de suelo o roca con el fin de mantener o restablecer su estabilidad.” (Ovando, et al, 2002).

Estos sistemas brindan fuerzas externas para conseguir la estabilidad de las excavaciones o taludes a cielo abierto, en túneles y galerías subterráneas. Pueden ser empleadas solas o como complemento de otras estructuras de contención como los muros Milán y tablestacas por mencionar algunos.

En muchos países, el sistema anclado constituye una solución estable para muros de retención temporal o permanente en excavaciones. Muchos expertos como Ernesto Holguín aseveran que este sistema puede concebirse como una alternativa al uso de troqueles o puntales, siendo económicamente más viables y sí se diseña y construye adecuadamente, se garantiza la seguridad.

Los anclajes se pueden utilizar en obras de muy diferente tipo, siendo mayormente utilizados en estabilización de excavaciones para cimentaciones, aunque también constituye

un sistema idóneo para cortes carreteros (En rocas y suelos), en obras grandes de generación de energía al igual que algunos puertos o estructuras de contención de márgenes de ríos.

En nuestro país muchos diseñadores han optado por este sistema principalmente en la Zona de Lomas en la parte poniente donde predominan los materiales granulares, así como en la Zona de Transición, aunque en menor cuantía.

“[...] El objetivo de un sistema de anclaje es restablecer el confinamiento del suelo en la vecindad de un corte [...] y restablecer el equilibrio asimismo aumentar el factor de seguridad de laderas o cortes ya existentes.” (Ovando, et al, 2002).

En otras palabras, el uso y aplicación de los sistemas de anclaje, se ha visto favorecido en los siguientes aspectos:

- a) Desarrollo de técnicas de perforación e inyección cada vez más eficientes
- b) Mejora de calidad en la elaboración de acero
- c) Mayor demanda de excavaciones en mayores áreas y a mayor profundidad

Como se mencionó anteriormente el sistema de anclaje se considera versátilmente aplicable ya que puede emplearse a condiciones geológicas muy variadas. Además, puede utilizar la capacidad del suelo donde se instala como medio de soporte, ocupan menor espacio que otros sistemas de retención como (troqueles o puntales).

Por otra parte, el implementar sistemas de anclaje, requiere de un vasto conocimiento de las condiciones estratigráficas locales, al igual que las propiedades ingenieriles de los materiales aumentando sustancialmente los costos tanto en el ámbito de exploración, experimentación y laboratorio.

Debe tomarse en cuenta que, si se implementa este sistema en zonas urbanas o en instalaciones industriales, cabe la posibilidad de que existan ductos, tuberías, túneles o instalaciones públicas. De igual manera, en ocasiones el anclaje se considera como invasión de predios ajenos siendo imperante contar con el consentimiento de vecinos. Cabe señalarse que para la instalación de anclaje implica el empleo del personal experimentado y especializado asimismo uso de equipo diseñado para este tipo de trabajo. (Paniagua, 2002)

Capítulo IV

Introducción

En este capítulo, se abordará parte de la teoría que sustenta al trabajo, como es el caso del empuje de tierras, la importancia de los estados activo y pasivo según sea el caso, los métodos para el análisis de la estabilidad de los taludes como el método sueco, Bishop por mencionar algunos. Además, se abordarán las limitantes de cada uno de estos, así como las ventajas y desventajas.

Empuje de tierras

“El empuje de tierras es la fuerza por unidad de área que ejerce el suelo sobre algún elemento de retención” (Segovia et al, 2002). Este depende de las propiedades físicas del suelo, de la interacción suelo estructura, la magnitud y deformaciones en el sistema. Además, depende de la naturaleza de la cual se derive su resistencia el suelo, el cual varía de acuerdo con su tiempo de relajación, así como sus cambios físicos y químicos.

“A diferencia de los muros de contención de gravedad, los empujes de tierra sobre muros, no depende del tipo de suelo si no en función de la interacción suelo-estructura y este a su vez de los movimientos que se desarrollan entre ambos”. (Segovia et al, 2002).

Los estados de esfuerzo que se desarrollan en la masa del suelo siendo estos de interés para el diseño del muro o de la tablaestaca; los estados son en reposo, activo y pasivo.

El empuje puede variar de un estado inicial K_0 , a un estado límite mínimo como el activo K_a hasta un estado límite máximo K_p . (Paniagua, 2002)

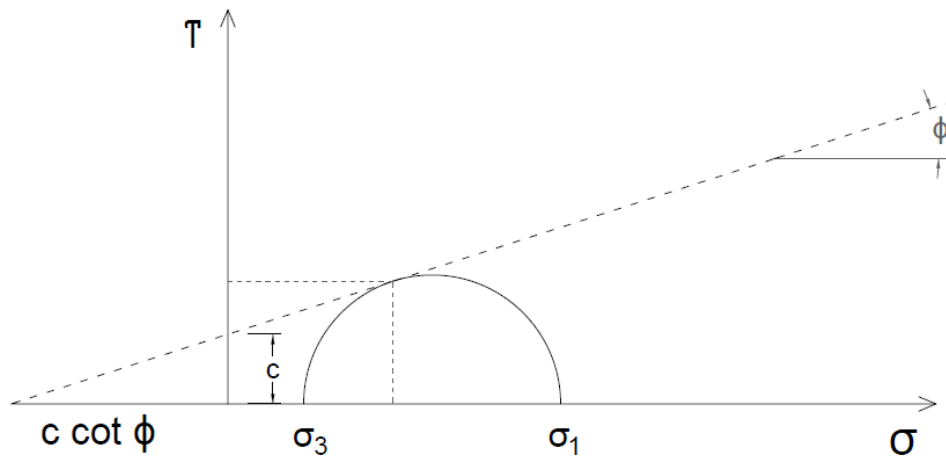


Figura 4.1.- Círculo de Mohr (Manual de construcción geotécnica).

El empuje de tierras se efectúa sobre un elemento que resiste, cediendo parte de la magnitud que depende de las características estructurales (Empuje activo), pudiendo variar del empuje en reposo del suelo hasta cero.

El empuje que actúa sobre una pared que avanza contra el talud se le llama empuje activo y puede variar desde el empuje en reposo hasta infinito. Sin embargo, el terreno en sus condiciones reales tiene una resistencia limitada a los esfuerzos del corte, el empuje en muchos casos no puede anularse y nunca puede llegar a ser infinito. (Crespo, 2015)

Estados de empuje

Activo:

Valor mínimo posible que el empuje horizontal puede alcanzar el muro, pared o ademe, a cualquier profundidad. Este ocurre cuando el desplazamiento del muro, pared o adémeme gira hacia afuera del suelo, permitiendo que esté, se expanda horizontalmente en la dirección del movimiento del muro.

“El estado de esfuerzo resultante se presenta en un diagrama de Mohr como el círculo (A). Cuando un plano vertical [...] se flexiona por la acción del empuje horizontal cada elemento de suelo se expande lateralmente en dirección del movimiento movilizando su

resistencia al esfuerzo cortante, produciendo una consecuente reducción del empuje lateral”
(Paniagua, 2002)

$$K_a = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2$$

Pasivo:

A diferencia del empuje activo, el empuje pasivo es el valor máximo posible que el que puede desarrollar cuando la pared. Gira o se desplaza contra el suelo, comprimiendo horizontalmente.

“Si el plano vertical del muro se desplaza contra el suelo, como en el caso del empotramiento de una tablaestaca, el empuje lateral se incrementa hasta alcanzar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El máximo valor posible se alcanza cuando se alcanza el máximo esfuerzo cortante y se presenta el estado de falla” (Segovia et al, 2002)

$$K_p = \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)^2$$

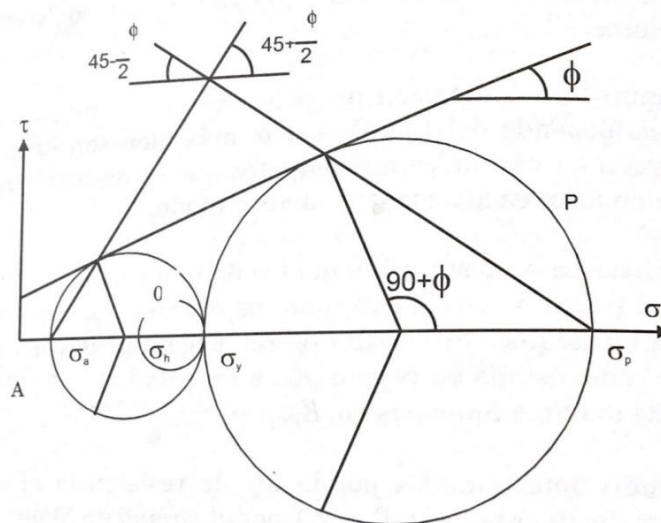


Figura 4.2 Definición de los estados activo, pasivo y reposo (Manual de construcción geotécnica)

Teoría de Rankine

La teoría de Rankine se fundamenta en la suposición de que el muro o ademe no produce cambios en el plano de contacto entre el muro y el suelo; también supone que en la corona del muro o ademe la superficie del terreno es plano, horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana.

Cuando en la teoría de Rankine se alcanza uno de los estados límite se desarrollan las superficies de falla que se presentan en el siguiente esquema.

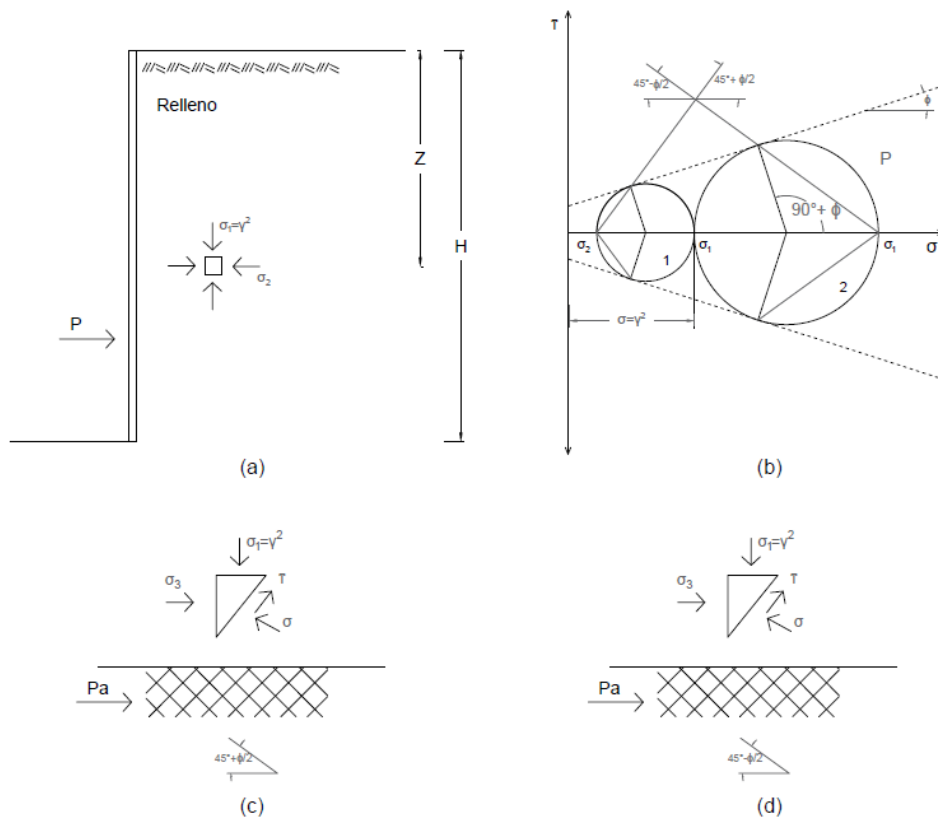


Figura 4.3.- a) Elemento en suelo granular b) Círculos de Mohr (Caso activo y pasivo) c) y d) Planos de deslizamiento activo y pasivo respectivamente (Esquema obtenido del Manual de construcción geotécnica).

En términos de presiones o empujes unitarios se presentan las ecuaciones de los estados límites activo y pasivo.

$$p_a = \gamma(z)(K_a)$$

$$E_a = \frac{1}{2}(K_a)(\gamma)(H^2)$$

$$p_p = \gamma(z)(K_p)$$

$$E_p = \frac{1}{2}(K_p)(\gamma)(H^2)$$

Donde;

p_a = Presión activa desarrollada a una profundidad z representada en unidades de esfuerzo

p_p = Presión pasiva desarrollada a una profundidad z representada en unidades de esfuerzo

E_a = Empuje activo en la altura total del muro representado en unidades de fuerza por ancho unitario

E_p = Empuje pasivo en la altura total del muro representado en unidades de fuerza por ancho unitario

K_a y K_p = Coeficientes de empuje de tierras

H = Altura del muro

De acuerdo con la teoría de Rankine los coeficientes de empuje de tierra activo o pasivo dependen del ángulo de fricción interna del suelo y del ángulo de inclinación de la superficie de relleno β

$$K_a = \cos(\beta) * \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}}$$

$$K_p = \cos(\beta) * \frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos \beta)^2 - (\cos \varphi)^2}}$$

Para el caso de la superficie del relleno horizontal $\beta = 0$, las ecuaciones se reducen a

$$K_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)^2$$

Método de Terzaghi

Terzaghi sugirió lo que se puede considerar la mejora del método de Rankine, los puntos básicos del método para materiales sin cohesión son los siguientes:

1. Se consideran cinco zonas del suelo: Los cuadros ABCD, BFEC, KADL, y los rectángulos HGFB Y JIAK. Dentro de los cuadros se suponen verticales y horizontales los esfuerzos principales.
2. Se hace una estimación de las fuerzas de fricción que obran en las caras verticales de los rectángulos.
3. En los centros de los cuadros se considera el equilibrio límite, para calcular la capacidad de carga.

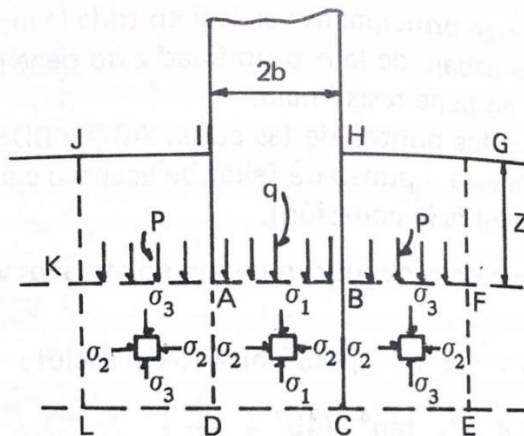


Figura 4.4.- Método de Terzaghi (Recuperado de Investigaciones sobre estabilidad de taludes y fundaciones)

Como resultado, se obtuvo lo siguiente

$$q = by \tan^4\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \left(1 + \frac{z}{b} + k \frac{z^2}{b^2}\right)$$

Donde k es un coeficiente que depende de los valores de las fuerzas friccionales supuestas en las caras verticales de los rectángulos para un material puramente cohesivo ($\phi = 0$) (Carrillo, 1984).

por lo tanto, del método de Terzaghi da

$$q = 4c + z\gamma$$

Teoría de Coulomb

“Coulomb supone que la fricción en el plano de contacto entre suelo-muro producen cambios en los esfuerzos cortantes del suelo que tienen a modificar la magnitud y la dirección del empuje de suelo” (Segovia et al, 2002).

Además, la superficie del terreno es un plano horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana.

Para el caso activo cuando el empuje de suelos, la cuña de falla se desplaza hacia abajo y su movimiento se genera fricción contra el muro; para el caso pasivo el muro empuja a la cuña de suelo hacia arriba, ocasionando fricción contra el muro.

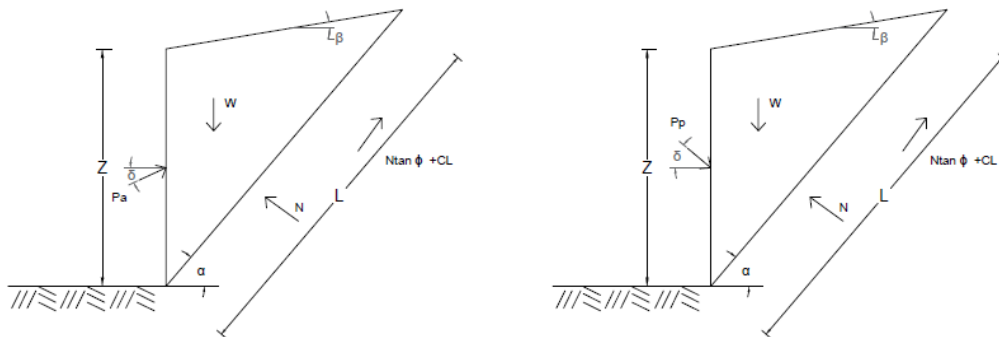


Figura 4.5.- Cuñas de deslizamiento de Coulomb (Esquema obtenido del Manual de construcción geotécnica)

$$K_a = \frac{(\cos \varphi)^2}{\cos \delta \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \delta)}}{\cos \delta \cos \beta} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{(\cos \varphi)^2}{\cos \delta \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \delta)}}{\cos \delta \cos \beta} \right]^2}$$

De igual manera que la teoría de Rankine, la superficie de falla es un plano; sin embargo, en este caso depende del ángulo de fricción del suelo. La inclinación del plano de falla ya sea para el caso activo o pasivo se determina con las siguientes ecuaciones. (Paniagua,2002)

$$\alpha_a = 90 - \varphi - \tan^{-1} \left[\frac{-\tan \varphi + \sqrt{\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)}}{1 + \tan \delta (\tan \varphi \cot \varphi)} \right]$$

$$\alpha_p = 90 + \varphi - \tan^{-1} \left[\frac{-\tan \varphi + \sqrt{\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)}}{1 + \tan \delta (\tan \varphi \cot \varphi)} \right]$$

Definición de Talud

Castañón (2011) define como talud a una masa de suelo con una superficie externa inclinada respecto a la horizontal. Cuando el talud se forma de manera natural, se le llama como ladera por otro lado cuando la masa de suelo es generada por la intervención del hombre se le denomina talud.

Un talud se compone de los siguientes elementos:

- La cabeza o cima; Lugar donde existe un cambio muy marcado en la pendiente del talud
- El pie o la base
- La pendiente; Inclinación que hay entre la cabeza o cima y la base del talud
- La altura: distancia vertical comprendida que va desde la cima hasta la base del talud

Es de suma importancia conocer las partes de un talud ya que se puede predecir una posible falla en procesos de excavación y rellenos. Por ende, el correcto análisis brinda mayor confiabilidad en los procesos constructivos además en muchos casos resulta en un ahorro económico. (Domínguez, 2018).

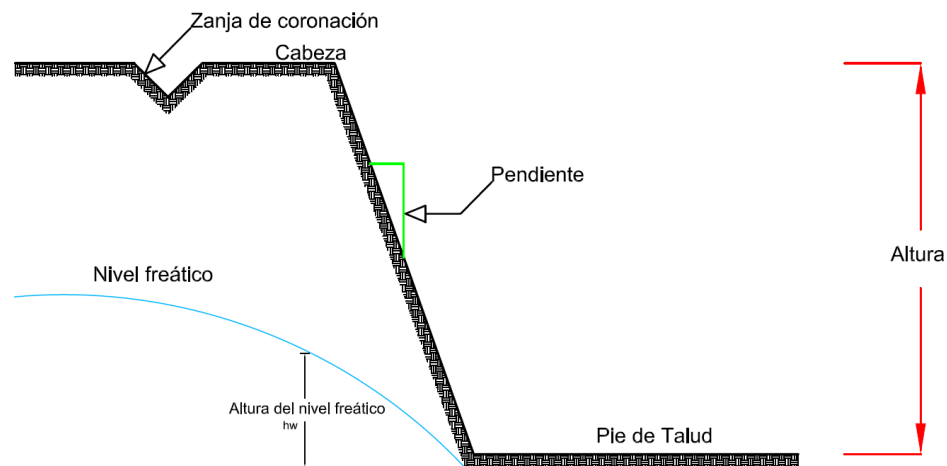


Figura 4.6.- Partes de un talud (Recuperado de la Tesis "Análisis de taludes por el método de Bishop.")

Definición del factor de seguridad

El factor de seguridad F es definido con respecto de la resistencia al corte del suelo, esto, se expresa de la siguiente manera.

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

Donde;

s = fuerza resistente disponible

τ = equilibrio del esfuerzo cortante

Para poder mantener estable el talud, es necesario el equilibrio de esfuerzo, siendo expresado con la ecuación siguiente.

$$\tau = \frac{S}{F}$$

Por lo tanto, se entiende que el equilibrio de esfuerzos es igual a la resistencia al corte disponible dividido entre el factor de seguridad. Por otra parte, el factor de seguridad representa el factor por el cual, la resistencia del suelo debe ser dividida, por ende, eso reduce la fuerza estando en equilibrio con el esfuerzo cortante.

En términos de esfuerzo se expresa

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan(\varphi)}{F}$$

Donde;

C, φ son la cohesión y ángulo de fricción interna del suelo respectivamente y σ es el esfuerzo normal total en el plano.

La superficie de deslizamiento se refiere como su nombre lo indica, una superficie en la cual se asume que ocurrirá la falla o la ruptura del talud. Sin embargo, si se diseña adecuadamente el corte reduce las probabilidades de que ocurra la falla.

Por otra parte, se asume que el factor de seguridad es igual en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla. Este valor representa un promedio o en general del valor de la superficie. En caso de que la falla ocurra, el esfuerzo cortante sería igual que la fuerza resistente en todos los puntos de la superficie de falla y la hipótesis de que el factor de seguridad es constante es válida. (Duncan, et al, 2014).

Sin embargo, el factor de seguridad probablemente varía a lo largo de la superficie de deslizamiento (Wright et al., 1973) aunque esto no significa que sucedan graves consecuencias sí el promedio del factor es mayor que 1.0. Para encontrar la falla crítica es necesario proponer distintas superficies de deslizamiento y llamaremos falla crítica de deslizamiento a aquella que con menor valor del F.S.

En otras palabras, el factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña.

Fellenius (1922) dice que el factor de seguridad es la relación entre la resistencia al corte real [...] y los esfuerzos de corte críticos que intentan producir la falla a lo largo de la superficie expuesta.

Con lo anterior la expresión que determina el valor del factor de seguridad en términos de esfuerzo, se define de la siguiente manera

$$F.S. = \frac{\textit{Resistencia al cortante disponible}}{\textit{Esfuerzo al cortante actuante}}$$

En términos de momento, para aquellas fallas donde existe un centro de giro

$$F.S. = \frac{\textit{Momento resistente}}{\textit{Momento actuante}}$$

Aunque existen otros métodos para determinar el factor de seguridad tales como relación de la altura crítica y la altura real del talud, métodos probabilísticos, así como conocimiento empírico local.

La gran mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “límite de equilibrio” donde el criterio de la falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de la superficie de falla.

Uno de los criterios para determinar el F.S. con el cual se basa la parte medular de este trabajo es dividir la masa del suelo en dovelas y se considera el equilibrio en cada una de ellas. Posteriormente del análisis de cada una de ellas se determina el grado de amenaza del corte con las siguientes expresiones. (Suárez, 1998).

$$F.S. = \frac{\sum \text{resistencia disponible al corte}}{\sum \text{Esfuerzo cortante.}}$$

Para los momentos

$$F.S. = \frac{\sum \text{Momento resistente}}{\sum \text{Momento actuante}}$$

Parámetros del análisis de límite de equilibrio

Los modelos de análisis tienen en cuenta distintos factores que afectan la estabilidad. Entre estos se encuentran la geometría del talud, sus parámetros geológicos como son grietas de tensión, la acción de cargas dinámicas (Producida por movimientos telúricos) el flujo del agua. Así como la resistencia y el peso volumétrico del suelo.

Pesos unitarios

Jaime Suarez dice, “el peso unitario es tal vez el parámetro más sencillo de medir para el análisis de estabilidad de los taludes”. El peso se refiere a los pesos húmedos por encima del nivel freático y saturados por debajo de este nivel.

Resistencia al corte

Limitaciones de los métodos de equilibrio

Los análisis de límite de equilibrio tienen algunas limitaciones entre las cuales se encuentran:

Están basados únicamente en la estática:

Los métodos de límite de equilibrio se basan solamente en la estática, no tienen en cuenta las distribuciones de presión, llegando a ser poco realistas. Sin embargo, estos esfuerzos no realistas generalmente ocurren en algunos planos, no significa que el valor del factor de seguridad sea inaceptable.

Suponen esfuerzos uniformemente distribuidos

Utilizan modelos de falla muy sencillos

El diseño de taludes usando únicamente los métodos límite, es inadecuado además de poco práctico en procesos de falla complejo como cuando están presente el “creep”, la deformación progresiva, el flujo, la rotura por fragilidad y la licuación por mencionar algunas.

Se asume al material como isotrópico

En la gran mayoría de los trabajos se asume que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximaciones a estas. Sin embargo, esto no siempre es así, ya que en diversos materiales residuales en los que se encuentra roca meteorizada, roca sana como también en las formaciones aluviales y coluviales no isotrópicas requieren de nuevos enfoques y del estudio de superficie de fallas no simétricas. (Suárez, 1998).

Método de límite de equilibrio

Por mucho tiempo, se ha realizado el análisis de los movimientos de los taludes con técnicas de límite de equilibrio, esta técnica supone que las fuerzas actuantes son iguales a las fuerzas resistentes por ende el factor de seguridad equivale a 1.0.

El análisis se puede realizar estudiando directamente la longitud total de la superficie de falla o bien, dividiéndola en dovelas como se mencionó anteriormente. Algunos de estos métodos han ido mejorando con el paso del tiempo como el sistema de dovelas desarrollados por Petterson y Fellenius (1936) Algunos de los métodos son más precisos y otros son únicamente aproximaciones como Bishop (1955) y Janbú (1954) siendo muy populares en los últimos 50 años. Sin embargo, con el paso del tiempo se han desarrollado métodos de análisis más precisos y complejos [...] entre los que se encuentran los de Morgenstern y Price (1965) y el método de Spencer (1967).

Con ayuda del software, nos permiten realizar análisis rigurosos. Generalmente estos métodos son de iteración y cada uno de estos posee un grado de precisión. (Suárez, 1998).

Método de la cuña simple

Este método supone una superficie recta de un solo tramo, el cual se analiza como una cuña con una superficie inclinada a un cierto ángulo con respecto de la horizontal. Una superficie plana puede ser fácilmente analizada con una solución cerrada esta está en función de su geometría, pendiente y parámetros de fuerza cortante a lo largo de la falla. (Suárez, 1998).

El procedimiento de análisis se realiza de la siguiente manera: Primero, es necesario calcular las siguientes fuerzas

El peso de la cuña (W), descompuesta en la fuerza normal (F_N) y en la fuerza tangencial (F_T)

Las fuerzas se calculan con las siguientes ecuaciones

$$F_N = W \cos(\alpha)$$

$$F_T = W \sin(\alpha)$$

La fuerza resistente se determina de la siguiente forma

$$F_R = (cl) + F_N(\tan \phi)$$

Por lo tanto, el factor de seguridad se calcula con la expresión siguiente

$$F.S. = \frac{(cl) + F_N(\tan \phi)}{W \sin(\alpha)}$$

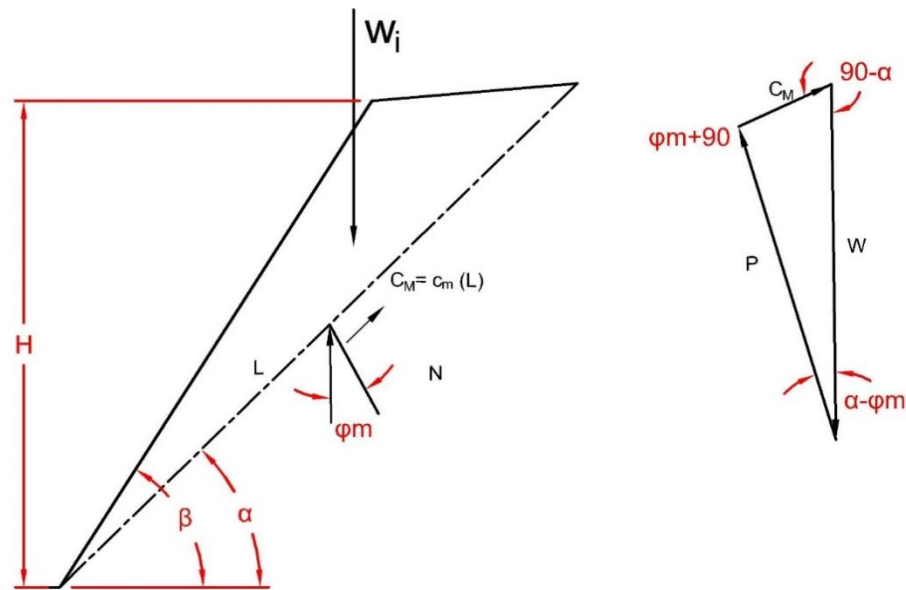


Figura 4.7.- Fuerzas actuantes en una cuña simple (Suárez, 1998).

Procedimiento de estabilidad del talud

El estudio del análisis de la estabilidad consta en determinar un factor de seguridad con lo que se demuestra que el talud es seguro, este factor generalmente se considera de 1.5 cuando se considera que la falla no se desplaza en otras palabras se encuentra estático y 1.3 cuando se considera una fuerza sísmica que provoque el deslizamiento de la falla.

Por ello, el análisis debe considerar tanto las características geométricas del talud como las propiedades mecánicas que componen a los materiales que constituyen a el material.

Falla plana

Para el análisis estático

Para poder realizar este procedimiento de análisis de la estabilidad del talud, es necesario determinar la posible falla plana la cual se determina mediante la siguiente expresión

$$45 + \frac{\phi}{2}$$

Donde;

ϕ = *Ángulo de fricción interna del material en cuestión.*

Posteriormente, habiendo determinado la cuña activa, se calcula el peso de esta. El peso está en función del área que comprende la cuña y el peso volumétrico del material.

$$W = (A) * \gamma$$

Donde;

W = *Peso de la cuña por ancho unitario*

A = *Área de la cuña activa m^2*

γ = *Peso volumétrico del material $\frac{t}{m^3}$*

A continuación, se determinan las fuerzas normal y tangencial mediante las siguientes ecuaciones

$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sin \beta$$

Donde;

N = *Fuerza normal (t)*

T = *Fuerza tangencial (t)*

W = *Peso de la cuña activa*

β = *Ángulo que se forma entre la cuña activa y la horizontal*

De manera siguiente, se calcula la fuerza resistente

Fuerza resistente

$$F_R = \sum cl + N \tan \phi$$

Por último, se determina el factor de seguridad con la siguiente expresión

$$F.S. = \frac{\sum cl + N \tan \phi}{\sum T}$$

Método de círculos de falla

La gran mayoría de las veces, en los materiales relativamente homogéneos ocurren a lo largo de superficies curvas. Para fines prácticos al momento de realizar el análisis de estabilidad del talud, la falla se asimila a círculos.

La localización de los círculos de falla se hace arbitrariamente, generalmente se hace proponiendo distintos centros de giro y desde estos, se trazan los círculos siguiendo alguno de los siguientes criterios:

- Círculos de igual diámetro
- Círculos que pasen por un mismo punto
- Círculos tangentes a una o varias líneas determinadas

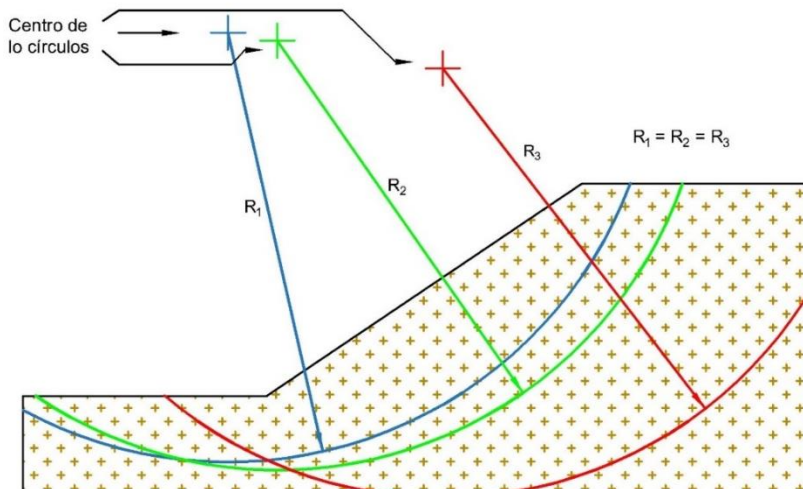


Figura 4.8.- a) Fallas circulares con mismo diámetro (Suárez, 1998).

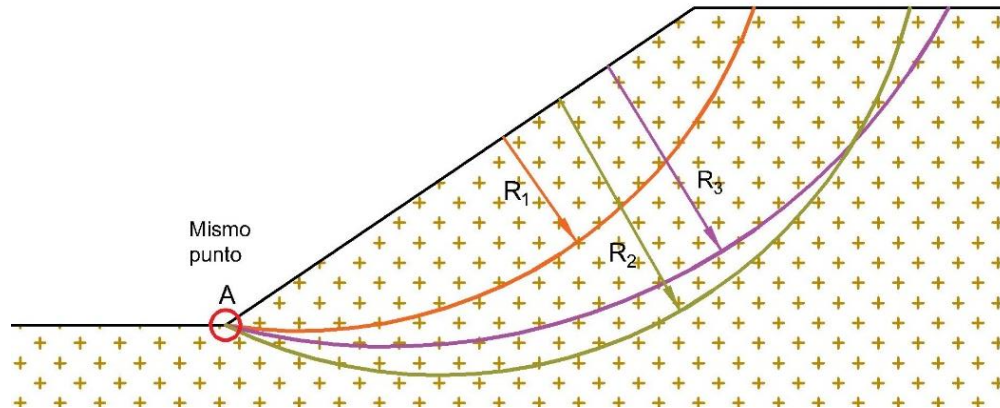


Figura 4.9.- b) Fallas circulares que pasan por un mismo punto (Suárez, 1998).

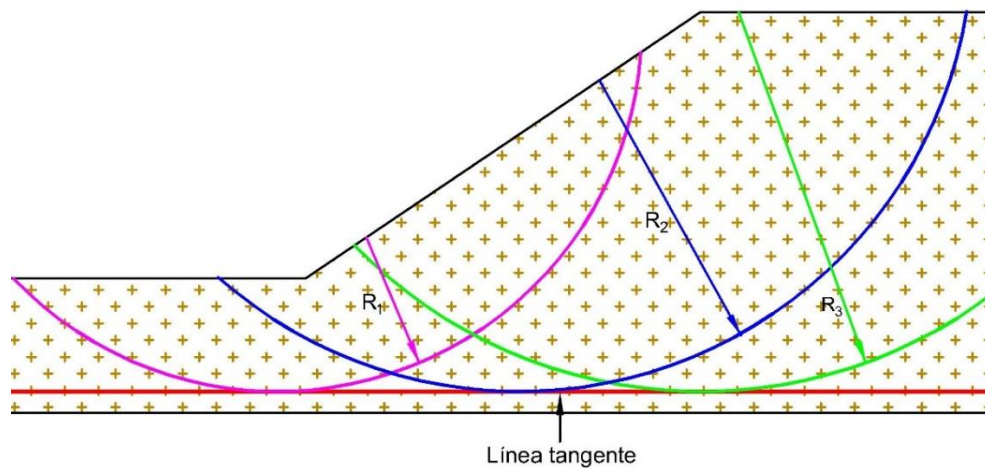


Figura 4.10.- c) Fallas circulares que tocan a una línea tangente (Suárez, 1998).

Los factores de seguridad para todos y cada uno de los círculos se calculan por medio de uno o varios métodos existentes y éste debe ser mayor al valor mínimo. (Suárez, 1998)

Método de las Dovelas

En la mayoría de los métodos con fallas curvas o circulares, la masa de la parte superior de la superficie de falla se divide en una serie de tajadas verticales o dovelas. El número depende en gran medida de las dimensiones geométricas del talud y del grado de precisión que requiera el análisis (Duncan, et al, 2014)

Método Ordinario o Fellenius

También conocido como el método sueco, método de las dovelas o método U.S.B.R. Este método asume que la superficie de falla se dará de forma circular, divide el área activa en dovelas (Generalmente de dimensiones iguales unas con respecto a otras), obtiene las fuerzas actuantes y resultantes para cada tajada y con la suma de los momentos con respecto al centro del círculo.

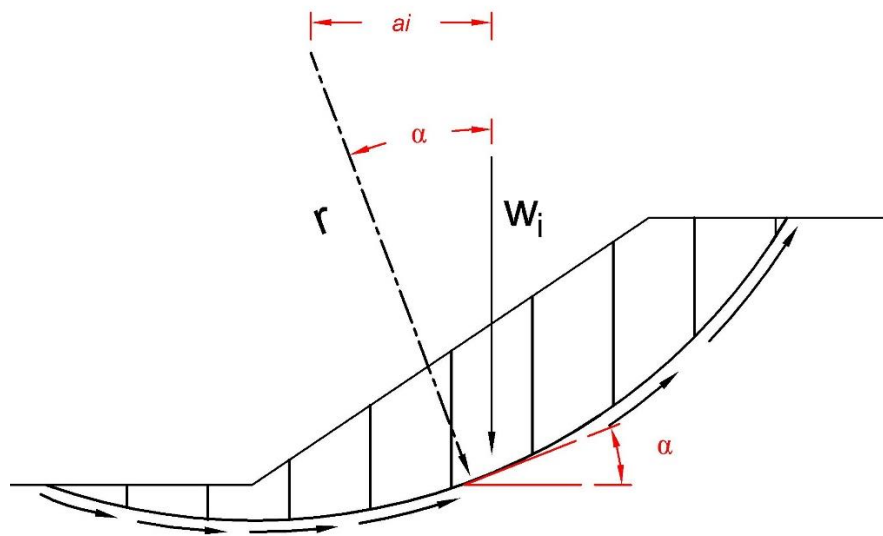


Figura 4.11.- Esquema de un sistema de análisis de dovelas (Duncan y Wright, 2005)

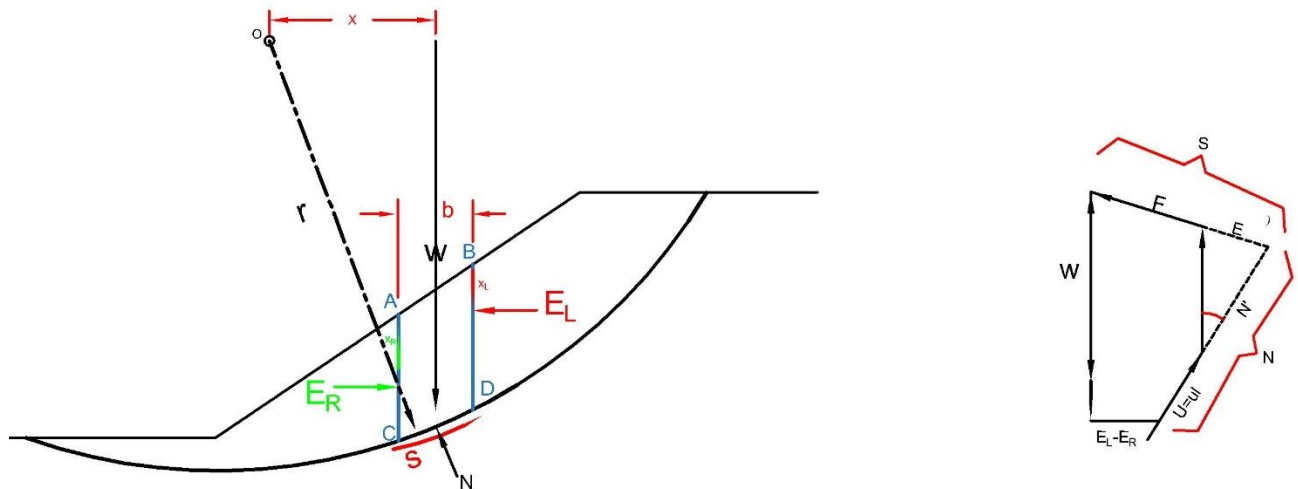


Figura 4.12.- Esquema de las fuerzas actuantes en la dovela. (Duncan y Wright, 2005)

Las fuerzas actuantes sobre la dovela son

El peso o fuerza de gravedad. Puede descomponerse en fuerza normal y tangencial al plano de falla.

Fuerzas resistentes de cohesión y fricción. Al igual que la que el peso estás actúan en forma tangente y normal a la falla.

El método de Fellenius, solo satisface los equilibrios de momentos. Las fuerzas de presión de tierra y cortante en las paredes entre dovelas no son consideradas. (Suárez, 1998).

Método de Bishop

El método fue propuesto por Bishop en 1955, éste analiza la estabilidad del talud con una superficie de falla del tipo circular, tomando en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas.

Al tratarse de un método de dovelas la masa de suelo propensa al deslizamiento se divide en “n” numero de fajas verticales a manera de estudiar las fuerzas y momentos involucrados en cada una de las mismas y así determinar el factor de seguridad.

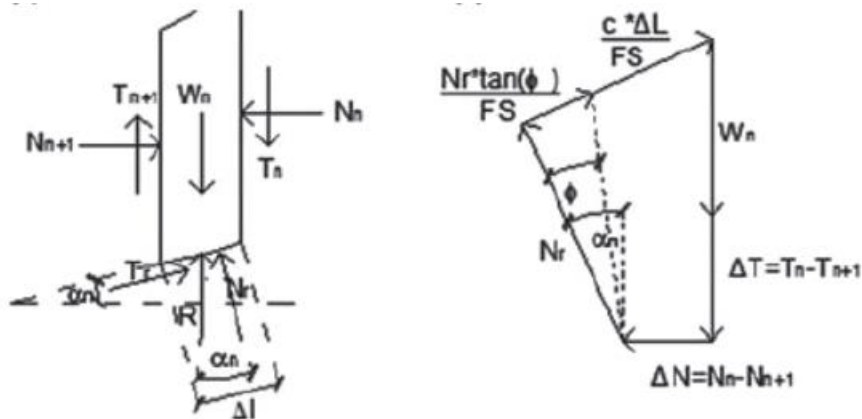


Figura 4.13.- Esquema de las fuerzas que actúan dentro de la dovela y diagrama de fuerzas en equilibrio
(Obtenido de revista de construcción vol. 12 No 1.)

A continuación, se muestran las ecuaciones del método de Bishop

$$T_r = N_r * \tan(\phi) + c * \Delta l = N_r * \left[\frac{\tan(\phi)}{F.S.} \right] + \frac{c * \Delta l}{F.S.}$$

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \left[\frac{c - \Delta l}{F.S.} \right] * \sin(\alpha_n)}{\cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha_n)}{F.S.}}$$

Donde: T_r y N_r son la fuerza tangencial y normal respectivamente.

Habiendo obtenido los diagramas de cuerpo libre para cada una de las dovelas, se determinan las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos permitiendo obtener el factor de seguridad de cada superficie de falla analizada

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n * r * \sin(\alpha_n) = \sum_{n=1}^{n=p} T_r * r$$

Donde;

$$T_r = \frac{1}{F.S.} * [c + \sigma' * \tan(\phi)] * \Delta l = \frac{1}{F.S.} * [c * \Delta l + N_r * \tan(\phi)]$$

Al analizar el equilibrio de fuerzas verticales de cada una de las dovelas, se puede obtener el valor de las fuerzas N . Sustituyendo en la ecuación anterior, se obtiene la siguiente

$$F.S. = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c * b + W_n * \tan(\phi) + \Delta T * \tan(\phi)] * \frac{1}{m_{\alpha_n}}}{\sum_{n=1}^{n=p} (W_n * \sin(\alpha_n))}$$

Donde;

$$m_{\alpha_n} = \cos(\alpha_n) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha_n)}{F.S.}$$

c = cohesión de cada dovela t/m^2

b = ancho de la dovela m

El método parte de la hipótesis de que las fuerzas de contacto que actúan en las dovelas se toman en cuenta, pero éstas no resultan influyentes por lo que para facilidad del cálculo se consideran cero. Por lo tanto, la ecuación se simplifica de la siguiente manera.

$$F.S. = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c * b + W_n * \tan(\phi)] + \frac{1}{m_{\alpha_n}}}{\sum_{n=1}^{n=p} [W_n * \sin(\alpha_n)]}$$

Como se puede observar, no se puede determinar el factor de seguridad de manera explícita siendo que este se encuentra en ambos lados de la ecuación. Sin embargo, se debe realizar un proceso iterativo para poder determinar su valor. (Sanhueza et al ,2013)

Método de Janbú

Para este método la principal es que las fuerzas que actúan en las dovelas son solamente las horizontales, sin tomar en cuenta la fuerza cortante. Este método no solamente toma las superficies de falla circulares. Esto se refleja en la en la aplicación de un factor de reducción f_0 (el que depende totalmente de su nivel de curvatura que presenta la superficie de rotura)

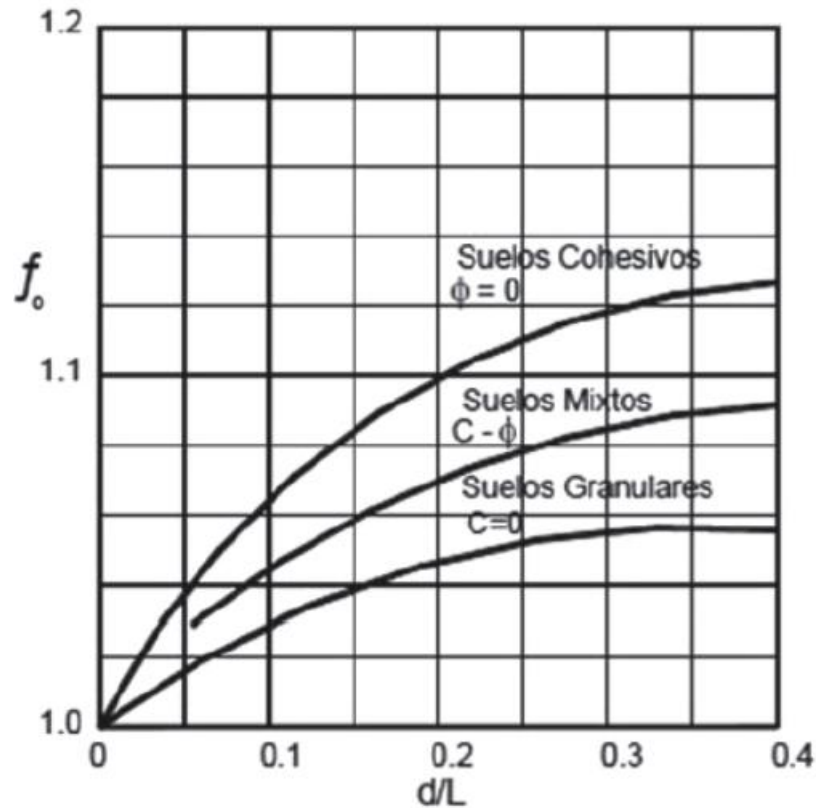


Figura 4.14.- Diagrama del factor $f(0)$ utilizado en el método de Janbú (Suárez, 2011).

Para poder determinar la estabilidad del talud, se emplea la siguiente expresión. (Sanhueza et al ,2013)

$$F.S. = \frac{f_0 * \sum \left\{ [c * b + W * \tan(\phi)] * \frac{1}{\cos(\alpha) * m * a} \right\}}{\sum W * \tan(\alpha)}$$

Forma y magnitud de las presiones sobre una entibación

De acuerdo con varias observaciones en situ se ha demostrado que las presiones sobre la entibación tienen la siguiente distribución observada en la figura. Adviértase que esta distribución es diferente a la que corresponde al empuje activo, además las medidas han llegado a indicar que el empuje total sobre la entibación es superior al empuje activo correspondiente.

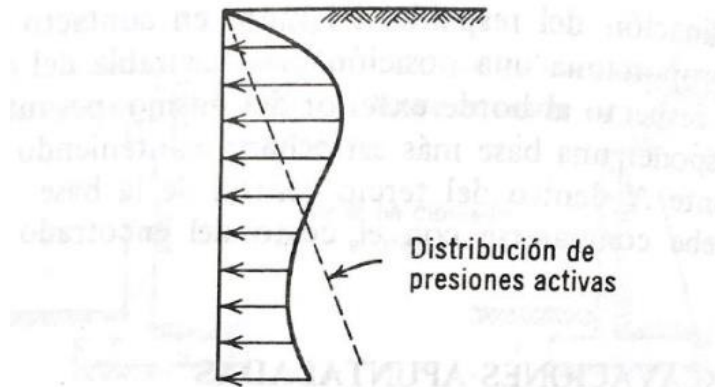


Figura 4.15.- Distribución típica de presiones sobre una entibación (Obtenido del libro *Mecánica de suelos*).

El diagrama de presiones anteriormente mostrado puede comprenderse si tenemos en cuenta la forma en que el suelo se deforma al avanzar la excavación. El puntal superior, una vez instalado y encajado contra el larguero no permitirá un desplazamiento horizontal apreciable del suelo en ese punto. Al llegar la excavación a un nivel algo más abajo, el suelo tendrá a desplazarse hacia afuera hasta que, a su vez, se coloque el siguiente puntal. De esta manera el esquema general de desplazamiento del suelo es una rotación en torno a un cierto punto próximo al extremo superior de la entibación.

El suelo en las proximidades del punto superior no puede desplazarse hacia afuera, lo que sería necesario para movilizar completamente la resistencia al corte del suelo. Por otro lado, el suelo en posición más baja ejerce una fuerza del tipo de tracción sobre el superior de ahí que la entibación superior se encuentre en un estado más próximo al pasivo que al activo (Lambe et al, 2014).

Diagrama de esfuerzos de entibaciones

Los diagramas de empujes aparentes son diagramas semi-empíricos desarrollados por Terzaghi y Peck en 1967 y perfeccionado por este último en 1969 para el cálculo de cargas envolventes de los codales en excavaciones entibadas.

De acuerdo con Terzaghi y Peck, se pueden obtener una solución sencilla para expresar los esfuerzos en las siguientes situaciones.

- 1- Cargas drenadas en arena
- 2- Cargas no drenadas en arcillas fisuradas de firmes a duras
- 3- Cargas no drenadas en arcillas blandas a medias

Estos diagramas permiten realizar un cálculo relativamente simple para obtener la situación más desfavorable expresada por la letra “p” que representa la máxima presión [...]. Sin embargo, el método implica ciertas consideraciones que a continuación se describen

- Se considera que la excavación deberá tener una profundidad superior a los dos metros
- Fueron desarrollados para taludes verticales y coronamiento horizontal. Se considera la colocación de puntales horizontales para asegurar un recibimiento de las cargas de una manera uniforme.
- Se asume que para arenas el nivel de la capa freática está por debajo de la excavación horizontal de fondo y para arcillas este nivel se hace despreciable o simplemente no fue considerada para estos estudios.
- Por último, para las arcillas blandas o medias obtendremos el valor de una constante auxiliar “N” cuya función es $N = \gamma H/c$ con este, podremos obtener un valor aproximado del momento máximo “P”. (Valladares, 2007)

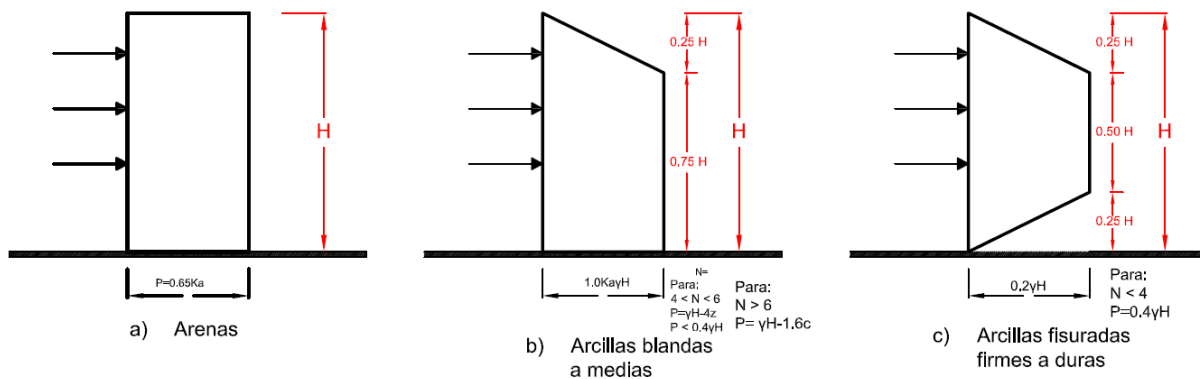


Figura 4.16.- Diagramas de empuje redistribuidos propuestos por Terzaghi y Peck para la determinación de carga en los puntales.

Métodos de proyecto

A fines de proyecto, se suele suponer que la distribución de presiones sobre una entibación. La forma de calcular las cargas sobre los puntales a partir de la distribución.

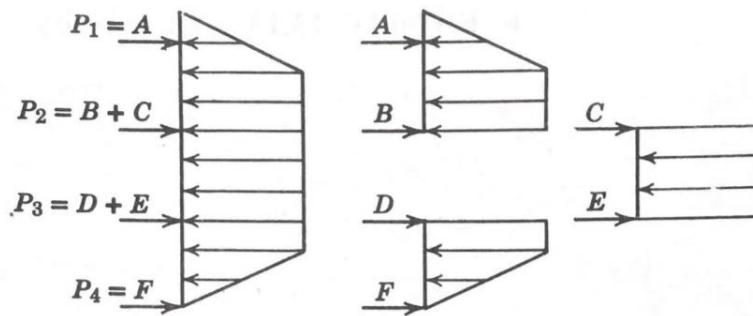


Figura 4.17.- Cálculo de las cargas (recuperado del libro: Mecánica de suelos).

De acuerdo con la distribución de presiones propuestas por Terzaghi y Peck (1948), el empuje total es $0.64\gamma(H^2)Ka$ es decir un 28% mayor que el empuje activo. Así pues, la distribución de presiones propuesta supone que el empuje total puede superar el activo. Sin embargo, existe una segunda razón por la cual el empuje total de proyecto es superior al activo. La distribución real de presiones variará de una sección a otra. (Lambe et al, 2014)

Falla de Fondo en excavaciones

La falla de fondo de excavaciones profundas ademas, en arcillas blandas y saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno alrededor a la excavación y finalmente, el colapso de la estructura de soporte lateral.

Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla, Terzaghi propuso el siguiente esquema, en el cual se observa el corte transversal de una excavación ademas de profundidad H , de longitud L y espesor z .

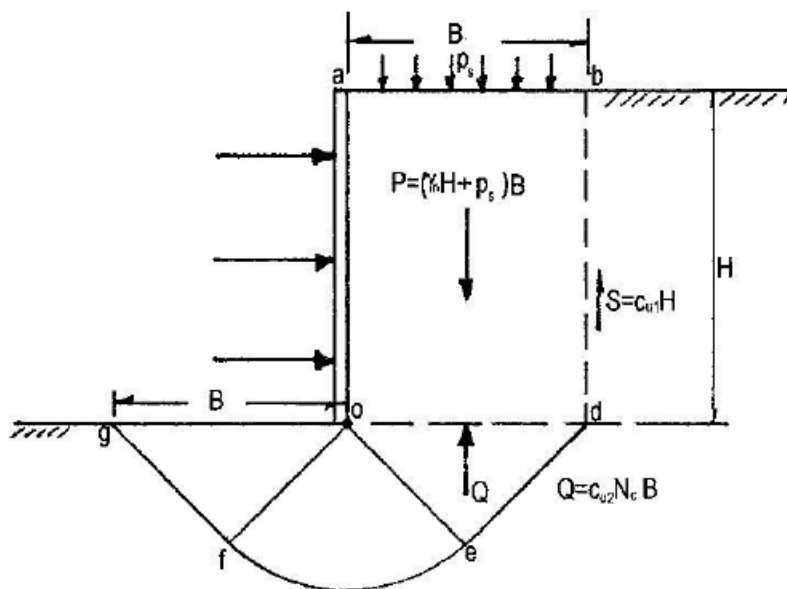


Figura 4.18.- Mecanismo de Terzaghi-Prandtl para la falla de fondo de excavaciones ademas en arcilla saturada con longitud, ancho y profundidad infinitos (Recuperado: Ingeniería de cimentaciones).

Este mecanismo está formado por un prisma rectangular del suelo $adbo$, de ancho B y longitud unitaria $L=1$ m, cuyo peso está en función de γHB , descansa sobre un mecanismo de capacidad de carga, $defg$, parecido al mecanismo de Prandtl; para una zapara de longitud infinita desplantada en la superficie de un depósito de arcilla saturada y homogénea. Esta

tiende a deslizar hacia el interior de la excavación sujeto a la acción del mismo prisma rectangular P desarrollando, sobre el plano *do*, una reacción vertical ascendente igual a la capacidad de carga Q de la zapata. En este momento el plano *go*, sufre un deslizamiento ascendente, mientras el *do* se desliza hacia abajo, provocando que el prisma P descienda produciendo una fuerza cortante vertical S, sobre el plano *bd*, la cual de forma conjunta con la reacción Q se oponen al deslizamiento del prisma.

Influencia del ancho de la excavación y el espesor del estrato de arcilla en las dimensiones del mecanismo de falla del fondo

El mecanismo de falla considerado en el modelo anterior supone un ancho de la excavación B y el espesor del estrato z son infinitos. Sin embargo, tal hipótesis no existe en la práctica, lo cual implica que debe tenerse en cuenta la influencia de los límites reales de estos dos factores.

En el caso que el espesor z está limitado por una frontera rígida, que puede ser roca o un suelo de mayor resistencia al corte el ancho máximo B del mecanismo de falla vale

$$B = 1.41z$$

Muros o tablestacas con pata

En excavaciones profundas, es común el uso de muros de concreto colado en el sitio o de tablestacas de concreto, acero o madera, cuyo extremo inferior también conocido como pata se instalará hasta alguna profundidad bajo el nivel máximo de excavación con el propósito de aumentar el factor de seguridad ante la falla de la pata.

La rigidez estructural del muro introduce acciones favorables al equilibrio del mecanismo de falla del suelo en el que se empotra la pata: una producida por el momento resistente del muro y otra por la fricción que se genera entre el muro y el suelo.

Resistencia estructural del muro, en flexión

Al colocar los puntales de cada etapa y aplicarles una precarga controlada mediante un gato hidráulico, se induce un momento flexionante en la sección horizontal del muro

ubicada al nivel de los puntales. [...] La precarga aplicada en el puntal genera un incremento medio en la presión horizontal en el suelo que está en contacto con la cara exterior del muro, cuyo momento flexionante debe ser soportado por el momento resistente del muro M_R . (Tamez, 2001).

Para determinar el momento resistente del muro, se emplea la siguiente ecuación

$$M_{rm} = F_R(fy)(As)(e - 2r)$$

Donde;

M_{rm} = momento resistente admisible $t - m$

As = área de acero longitudinal cm^2

F_r = Factor de reducción de resistencia (0.7)

f_r = Límite elástico del acero ($4,200 \text{ kg}/cm^2$)

e = Espesor de la sección de concreto m

r = recubrimiento del acero m

Por lo tanto, el factor de seguridad de la falla del fondo se determina con la siguiente expresión

$$F.S. = \frac{5.14 \left[\left(1 + 2 \frac{H}{B} \right) c_1 + 2c_2 \frac{H_p}{B} + 2 \frac{M_{rm}}{hm^2} \right]}{\gamma H + q}$$

Donde;

H = Altura total de la excavación (m)

B = Ancho de la excavación (m) = $1.41H_p$

c_1 y c_2 = Cohesión (t/m^2)

H_p = Altura de la pata del muro (m)

hm =

Distancia comprendida entre el último nivel de apuntalamiento a fondo de la pata del muro

M_{rm} = Momento máximo resistente del muro ($t - m$)

Estado Límite

En el tema de construcción y obras civiles, se dice que se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga o varios de ellos que determinan el inicio de o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción.

Estado límite de falla

Se define como cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afectan significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. (Reséndiz, 2015)

En excavaciones, se considera como colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes y colapso del techo de cavernas o galerías.

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de esta. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos a las instalaciones o las construcciones adyacentes el factor de resistencia será de 0.7.

La sobrecarga uniforme mínima para considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²) con factor de carga unitario. (RCDF, 2004).

Estado límite de servicio

Se define como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero no perjudiquen su capacidad para soportar cargas (Reséndiz, 2015)

En excavaciones se considera estado límite de servicio a los movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio (RCDF, 2004)

Tabla 4.1 Límites para movimientos y deformaciones originados en la cimentación (RCDF,2004)

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Emersión:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm

Capítulo V

Introducción

En el capítulo se explica más a fondo el origen de los sistemas anclados, como estos fueron adecuándose a lo largo del tiempo. Se detallará los componentes de un ancla, así como los dispositivos especiales que esta requiera, además, se describen los diferentes criterios para la clasificación de estas, así como sus distintos tipos.

Anclaje

El uso de los sistemas anclados en la ingeniería civil es relativamente reciente, estos, comenzaron como cimentaciones en suelos rocosos y posteriormente adecuados para casi todos los tipos de suelo. Resultando un número muy variado de aplicaciones para la construcción.

Un ancla consiste esencialmente en un tendón de acero, insertado en una formación estable del suelo.

Estado del arte

Históricamente el origen de los sistemas anclados data a finales del siglo pasado, En 1874 Franzer, describió pruebas para el soporte de un canal a lo largo de las vías de ferrocarril partiendo de Londres hasta Birmingham. Después en 1900 Anderson, documentó el uso de un grupo de pilas para evitar que la losa de cimentación fallará por flotación dado el exceso de agua del lugar.

Uno de los casos más recientes e importantes en la aplicación de sistemas anclados fue la presa de Cheurfas en Argelia propuesto por Coyne. Esta estructura construida por materiales convencionales de albañilería en 1880 pero fue destruida parcialmente en 1885 por serios problemas de inundación.

La presa fue reconstruida en 1892 fue hasta el año de 1930 que la estructura presento problemas de inestabilidad por parte de la cimentación. Sin embargo, la integridad estructural se recuperó con el uso de anclas colocadas de manera vertical con una capacidad de 1000 toneladas en intervalos de 3.5 metros. De esta manera las anclas transfirieron la tensión al estrato resistente (arenisca).

De acuerdo con la demostración de Coyne la manufactura confiable de cables de alta resistencia mejoró la lechada y los métodos de excavación permitió en el periodo de la postguerra el desarrollo de estas principalmente en Francia, Alemania, Suecia, Suiza y más tarde en Inglaterra.

Durante los cincuenta del siglo pasado una de las primeras aplicaciones de las anclas fue el brindar soporte a las excavaciones profundas. Actualmente, los sistemas anclados son ampliamente en gran parte del mundo tanto para suelos como en rocas, además algunos métodos pueden producir una alta capacidad de anclaje en arcillas rígidas como en arenas finas y sedimentos. (Xanthakos,1991).

En años recientes el rango de aplicación de las anclas ha sido considerablemente ampliado en la retención de muros, en la construcción de muelles por mencionar algunos. En gran parte como consecuencia del éxito de estas en las nuevas aplicaciones se espera que para el anclaje en rocas se puedan realizar sin mayor dificultad incluso cuando la calidad de esta sea pobre o de baja resistencia.

Además, existe una tendencia hacia una mayor capacidad de carga tanto para grupos concentrados como anclas individuales. Excediendo capacidades de postensado arriba de las 1000 toneladas. (Littlejohn et al, 1977)

Componentes de un ancla

Como se mencionó anteriormente, “[...] los sistemas de anclaje se pueden utilizar en una gran variedad de materiales, desde macizos rocosos hasta suelos cohesivos [...] En gran medida estas dependen de las características o particularidades, de las necesidades de cada proyecto, así como las consideraciones económicas.” (Ovando et al, 2002).

Las anclas se constituyen de diferentes elementos a continuación se mencionará y se explicará de manera breve cada uno de ellos

Barreno para alojar el ancla: El barreno se coloca en la cara del talud expuesta con el diámetro lo suficientemente amplio para que penetren con facilidad las varillas o el torón a su vez, permitiendo el paso del mortero que circunda el ancla. Además, las paredes del barreno deben permitir que se desarrollen fuerzas de adherencia entre mortero y ancla permitiendo así la interacción entre ancla y suelo circundante.

Partes constitutivas de las anclas:

- 1) *Bulbo de inyección:* También conocido como longitud del bulbo. Este queda al fondo del barreno y se extiende tanto como el proyecto requiera para que se desarrollen las fuerzas de diseño. El terreno que circunda al ancla estará sometido a esfuerzo cortante “[...] que equilibran las fuerzas de tensión en torón o barra. El bulbo de inyección queda cerrado por un obturador que permite la presurización y al mismo tiempo lo asila de la parte exterior” (Ovando, 2002).
- 2) *Longitud libre:* Es la parte del ancla que no se encuentra en contacto con el mortero o lechada a presión lo que origina su nombre como lechada secundaria. Se puede rellenar de mortero de menor calidad que el empleado en el bulbo de inyección; vaciándolo meramente por gravedad. En esta zona no existe transferencia de carga entre el ancla y el terreno.
- 3) *Longitud del tensado:* Longitud expuesta que se requiere para tensar el ancla para efectuar pruebas de carga. (Paniagua, 2002)

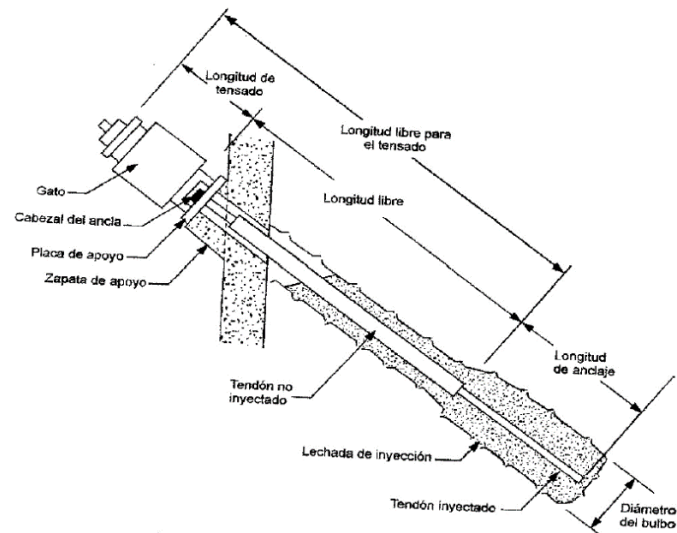


Figura 5.1.- Componentes de un ancla (Recuperado de Mario Ponce López 2015).

Dispositivos auxiliares

Para la instalación de las barras o torones, estos requieren de aditamentos para protegerlos y así lograr el correcto funcionamiento.

- 1) Funda de protección: Tubo liso comúnmente de PVC en el cual se alojan las barras o torones. Se ubica en la longitud libre del ancla comenzando desde el barreno hasta donde se conecta firmemente al obturador.
- 2) Tubo de inyección: Tubo dotado de una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule. Se coloca en el centro del barreno y la lechada de inyección sale a través de los agujeros.
- 3) Obturador: La principal del obturador es sellar y separar el bulbo de inyección del resto del barreno. Compuesto principalmente por hule se infla con aire para lograr el sellado adecuado, lo cual se complementa inyectando el tramo superior. (Paniagua,2002)
- 4) Separadores: De sección circular comúnmente de plástico, tienen una perforación circular en la parte central, de esta manera, el tubo manguito pasa al mismo que las barras o torones que ocupan el espacio circundante del separador. Se colocan dentro del bulbo de inyección con la finalidad de evitar que los elementos de tensión se toquen entre si así mismo ocurre con el tubo de inyección

- 5) Opresores: La principal función de los opresores es evitar el movimiento de las barras o torones durante la instalación. (Ponce, 2015)

Clasificación y tipos de anclas

Las anclas se dividen entre temporales o de corto plazo y permanente o largo plazo. Las temporales como su nombre lo dice estas están limitadas en cuanto a su durabilidad y estos dispositivos se volverán inútiles e inoperables en cierto tiempo pasando de su etapa de trabajo. (Xanthakos,1991).

Se construyen usando barras de acero de alta resistencia o cables postensados (Torones). Las barras se juntan con un hilo especial lo cual permite reforzar las barras de acero. Estas barras deben ser de diámetros comerciales desde los $\frac{5}{8}$ (16 mm) hasta los $3\frac{1}{2}$ de pulgada (88 mm) para poder proveer la capacidad deseada. (Macnab, 2002).

De acuerdo con la norma N-CMT-2-03-002/04 de la secretaría de comunicaciones y transporte define al torón como seis alambres dispuestos en forma helicoidal sobre uno central con un paso uniforme no menor de doce ni mayor de dieciséis veces el diámetro nominal del torón. Se clasifican según su resistencia última y se dividen en dos grados

Tabla 5.1 Grado de resistencia (Obtenido de la norma N-CMT-2-03-002/04)

Grado	Resistencia última MPa (kg/cm²) (Valor mínimo)
176	1,725 (17,590)
190	1,860 (18,967)

Los diámetros de los alambres utilizados en la elaboración del torón van desde los 12 hasta los 15 mm (0.5 a 0.6 pulgadas). El torón terminado se clasifica con el diámetro nominal como se indica en la tabla 2, para los torones grado 176 habrá una tolerancia de ($\pm 0.40\text{ mm}$) y para el grado 190 será de ($\pm 0.66\text{ mm}$)

Tabla 5.2 Diámetro nominal, diferencia mínima entre alambre central y alambres exteriores (Obtenido de la norma N-CMT-2-03-002/04)

Diámetro nominal del torón (mm)	Diferencia mínima entre el diámetro del alambre central y el diámetro de cualquier alambre exterior (mm)	Área nominal del torón (mm²)	Masa nominal (kg/m)
176			
6.35	0.025	23.22	0.182
7.94	0.038	37.42	0.294
9.52	0.051	51.61	0.405
11.11	0.063	69.68	0.548
12.70	0.076	92.90	0.730
15.24	0.102	139.35	1.094
190			
9.52	0.051	54.84	0.432
11.11	0.063	74.19	0.582
12.70	0.076	98.71	0.775
15.24	0.102	140.00	1.0102

Por otro lado, las anclas permanentes a diferencia de las anclas temporales son dispositivos con la cualidad de la durabilidad, sin embargo, es necesario brindarle mantenimiento periódico para conservar así los requerimientos del proyecto.

Estos dos grupos tienen diferentes requerimientos, inclusive para la instalación de anclas temporales, el sistema requiere un análisis y diseño estructural, se deben hacer el dimensionamiento pertinente, así como las pruebas y unión de las anclas para finalmente tensorlas in situ con hasta alcanzar la capacidad de carga.

Para las permanentes, deben satisfacerse principalmente en la colocación y la protección de los componentes. (Xanthakos,1991). Para proveer protección al ancha es necesario encapsularla completamente, para prevenir la corrosión. El revestimiento de HDPE

o PVC además de cuidar los componentes de agentes agresivos para esta ayuda a proveer rugosidad de esta manera el ancla pueda trabajar de manera conjunta con la lechada. También, el uso del revestimiento evita que se genere adherencia en la zona no cargada. (Macnab, 2002)

Además de su clasificación por su vida útil de trabajo, existen otros parámetros para categorizar a las anclas; Por su funcionamiento, de acuerdo con la presión que se inyecten, la forma de fuste o bien por el tipo de suelo en el que se van a realizar los sistemas anclados.

a) Por su funcionamiento

Las anclas se dividen en dos tipos activas o pasivas; Tensión y fricción respectivamente. Las anclas de tensión tienen como fin el proporcionar fuerzas externas para lograr la estabilidad de la masa de suelo (Paniagua, 2001). Comienzan a actuar cuando se le aplican fuerzas axiales mediante dispositivos especiales por lo que también se les conoce como activos de refuerzo. (Ponce 2015)

Por otra parte, las anclas de fricción trabajan bajo el criterio de cuando la masa de suelo o roca que las circunda sufre algún tipo de desplazamiento o deformación de esta forma se les conoce como elementos pasivos de refuerzo. (Paniagua, 2001)

b) Según la presión de inyección

Las anclas a su vez se subdividen en alta, intermedia y baja presión de acuerdo con el tipo de suelo en que se instalarán.

Las anclas de alta presión: Se utilizan en gran medida en rocas, gravas o en suelos arenosos como dice Ovando y Holguín en el 2001. Esta presión excede los 10 kg/cm^2 con el objeto de lograr una transferencia adecuada de carga.

Anclas de baja presión: A diferencia de las anclas de alta presión la inyección no excede los 10 kg/cm^2 aplicándose en suelos cohesivos con materiales arenosos o gravas, en otras palabras, se emplean prácticamente en cualquier tipo de suelo o

roca fisurada. “[...] la barrenación se puede efectuar de distintas técnicas de perforación e inyección”. (Ovando et al, 2001)

Anclas con inyección posterior: En la primera etapa de su construcción, se inyecta por gravedad, posteriormente se vuelve a realizar una inyección esperando entre uno o dos días la reinyección y así de manera subsecuente. Estas fracturan a la inyección inicial colocada por gravedad para ensanchar el bulbo.

Anclas con reinyección posterior: Su aplicación se limita a suelos cohesivos de baja plasticidad, suelos granulares o rocas. Al igual que la anterior, las reinyecciones se utilizan para mejorar la transferencia de carga. (Ponce, 2015)

El emplear ademe en el barreno depende en su totalidad de las condiciones del medio. Además, la lechada aumenta y mejora la transferencia de carga ya que depende de la resistencia friccionante que interactúa entre esta y el material circundante. (Paniagua, 2001).

c) Forma del fuste

El ensanchamiento en el barreno ya sea en el fondo o a lo largo tiene como objetivo aumentar la capacidad, sin embargo, muchas veces por la dificultad constructiva, requiere un mayor grado de especialización y supervisión. (Ovando et al, 2002)

Anclas con campana de fondo: Utilizadas en los Estados Unidos para suelos cohesivos rígidos y consistentes (Ponce, 2015). Los barrenos, generalmente de gran diámetro y sin ademe se rellenan con lechada y arena cementado o bien con concreto colado por gravedad

Anclas con campanas múltiples: Empleado en suelos cohesivos rígidos o rocas, el espaciamiento entre campanas ayuda a minimizar la posibilidad de fallas producidas por el corte a lo largo de la superficie circundante de la campana. (Paniagua, 2001).

Diferentes tipos de sistemas anclados

- a) Anclas con muerto de concreto: Empleados en rellenos compactados a profundidades someras (hasta 3 metros). El ancla se tensiona delante del muerto de concreto aprovechando la resistencia pasiva. El ancla queda embebida en el muerto de concreto. Se emplean en obras marinas como muros o muelles siendo necesario el protegerlas de agentes oxidantes provocados por la variación de los niveles de agua.

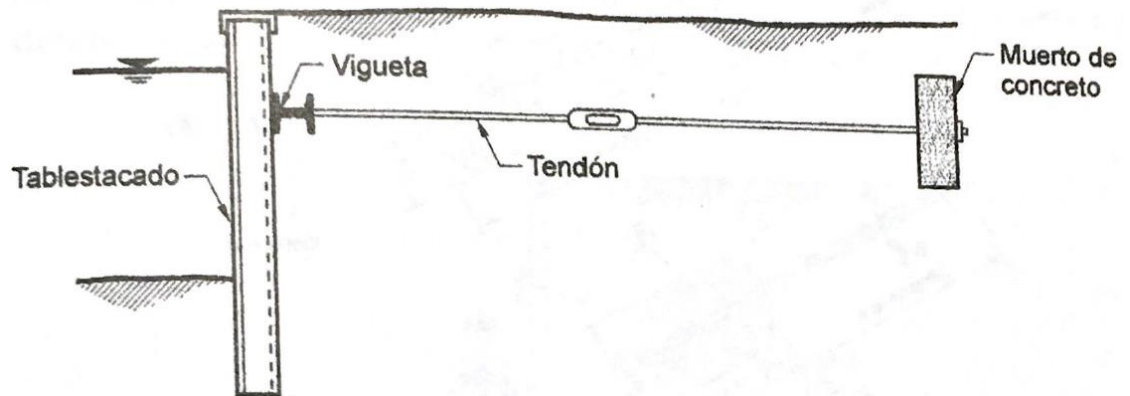


Figura 5.2.- Ancla con muerto de concreto (Recuperado de Manual de construcción geotécnica)

- b) Anclas con membrana expandible confinada: La lechada se confina dentro de una membrana prevista (Soilex) la cual está formada por una delgada lámina de acero que se expande cuando se le inyecta concreto. Al aplicar la tensión el suelo se comprime y de esta manera la resistencia pasiva se equilibra a la fuerza de tensión en el tendón del ancla. (Ponce, 2015).

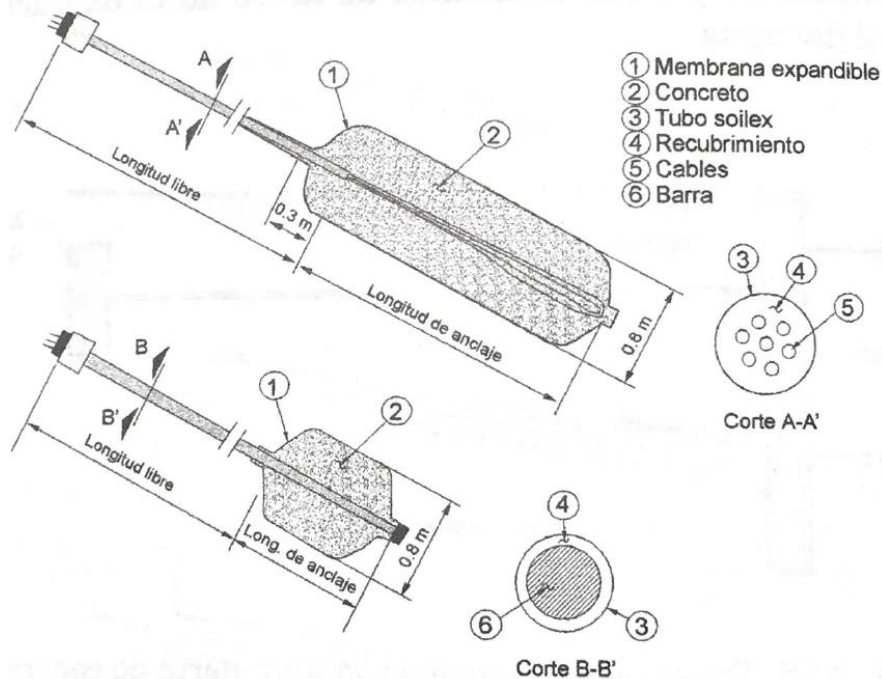


Figura 5.3.- Ancla con membrana expandible (Recuperado de Manual de construcción geotécnica)

- c) Anclas de fijación mecánica (Expansores mecánicos): Existen gran variedad de estos dispositivos entre los cuales destaca *Manta Ray system*. El sistema consta de una placa articulada que se hinca dentro del terreno con equipos convencionales, hidráulicos o neumáticos. La placa cuenta con un gozne con el que se conecta al tendón del anclaje. Cuando se tensa el tendón, la placa gira hasta quedar en dirección perpendicular a este para posteriormente aplicar la carga de tensión requerida.

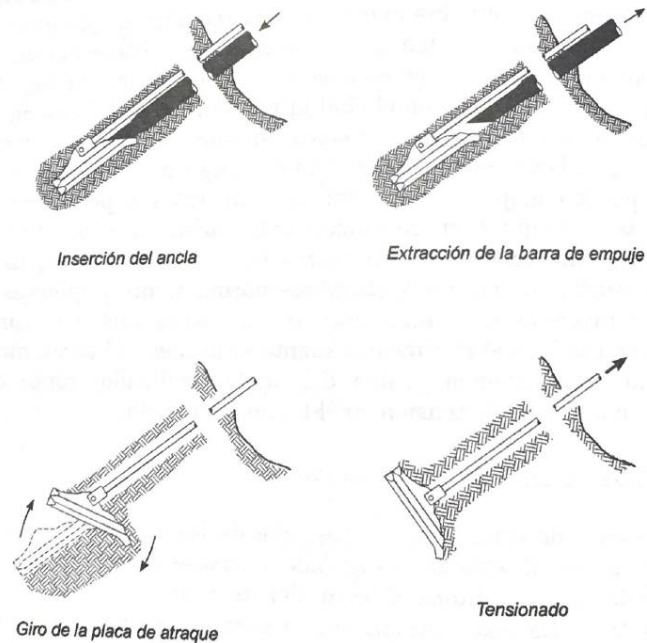


Figura 5.4.- Ancla de fijación mecánica para suelos blandos sistema Manta Ray (Recuperado de Manual de construcción geotécnica)

- d) Anclas de tornillo helicoidal: Formado por barras de acero en las cuales se colocan aletas en forma helicoidal. Estas barras se hincan al terreno a tal manera que penetren por rotación. Las condiciones geotécnicas del lugar y los requerimientos de carga determinan el diámetro de las barras, así como el número y el espaciamiento entre aletas. (Paniagua, 2001)

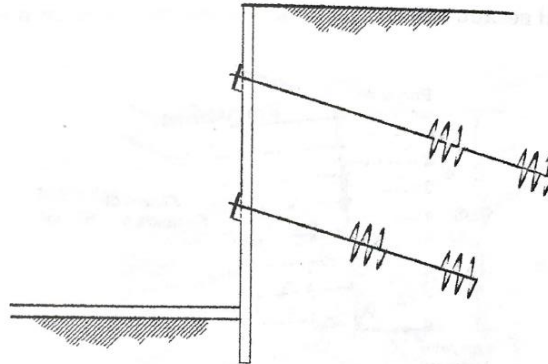


Figura 5.5.- Anclas de tornillo helicoidal (Recuperado de Manual de construcción geotécnica)

Tipos de anclas

Los tipos de anclas se definen de acuerdo con las características del suelo donde se van a colocar, a continuación, se muestran los diferentes tipos.

Anclas tipo "A"

Este tipo de anclas, están formadas por un eje recto de perforación (barreno cilíndrico de diámetro uniforme), este debe de estar alineado durante el taladrado y colocación del tendón. Las anclas de este tipo son principalmente empleados en roca y depósitos de alto grado de cohesión. La adherencia del ancla se rige por la resistencia al cortante del suelo. Las medidas típicas ronda en los ocho metros con diámetro de perforación aproximadamente de 110 mm.

Anclas tipo "B"

Son típicamente utilizadas en rocas fisuradas y depósitos aluviones granulares gruesos. (Clayton et al, 1993). La zona del ancla es creada como un cilindro amplio formado por un hoyo cementado con baja presión de inyección (menor que los 145 psi) utilizando un tubo de revestimiento. En este proceso el diámetro efectivo de la zona fija se incrementa con el mínimo de daño o perturbación en los materiales circundante ya que como la lecha penetra a través de los poros o fracturas naturales, esta se inyecta normalmente a presiones inferiores a la total.

Este tipo de ancla se usa en rocas fisuradas suaves y duras, y en suelos aluviales. Sin embargo, muchos especialistas los emplean también en suelos compuestos de grano fino. (Xanthakos, 1991).

Anclas tipo “C”

Similares al tipo “B” solo que, a diferencia de estas, primero se aplica una lechada a baja presión de inyección generalmente menor a los 290 psi (Xanthakos, 1991). Forzando a las partículas cementantes a penetrar en las irregularidades del suelo seguido de una lechada a alta presión causando hidrofractura en la masa del suelo (Macnab, 2002).

Su uso es recomendado para suelos en los cuales se carece de cohesión y suelos granulares finos, aunque se ha empleado exitosamente en depósitos cohesivos rígidos (Littlejohn, 1980).

Anclas tipo “D”

Este tipo de anclas tiene ensanchamientos (campanas o remas) a lo largo del barreno para mejorar la resistencia del ancla formados mecánicamente (Xanthakos, 1991). El tipo “D” es especialmente utilizado en depósitos rígidos o suelos cohesivos. El ensanchador debe ser tan largo como cuatro veces el tamaño del barreno. (Clayton et al, 1993)

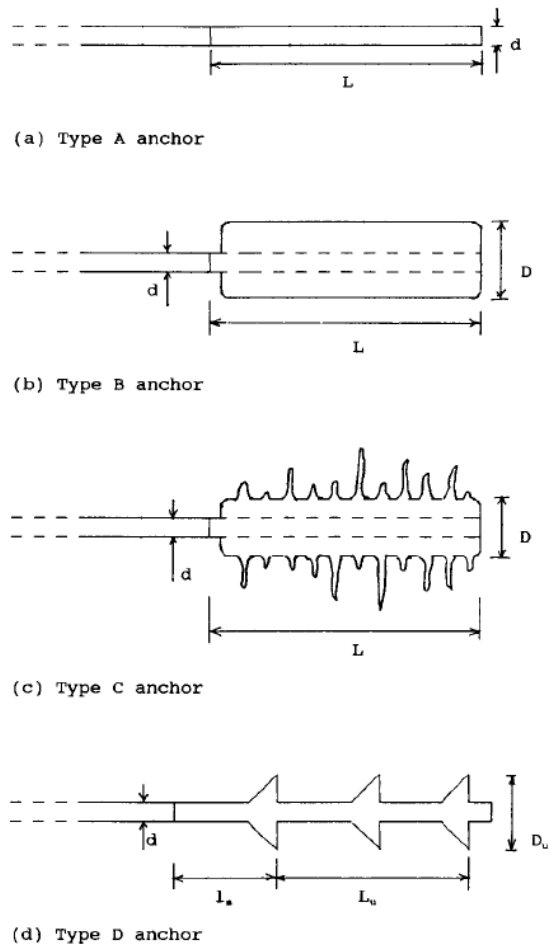


Figura 5.6 Tipos de anclas (Recuperada de Earth pressure and Earth retaining structures)

Transferencia de cargas

Las anclas pueden dividirse en tensión y compresión dependiendo del comportamiento (Transferencia de carga) que va desde el tendón hasta la lechada circundante. En la gran mayoría de los casos las anclas de tensión la transferencia de carga se concentra en el al principio de la longitud de anclaje, donde usualmente se observa el esfuerzo máximo y con el incremento de la carga el proceso llega hasta el final del ancla.

Para este tipo de ancla hay tres posibles modos de falla:

- a) Ruptura del tendón

- b) Falla en la junta de la lechada
- c) Falla de junta con el tendón

Estas dos últimas han sido reportadas tanto en elementos de acero como del polímero de fibra-reforzada (FRP) por sus siglas en inglés. Aunque hay una cantidad considerable de trabajo experimental que ha buscado respuestas ante estos modos de falla.

Varios modelos analíticos han estimado la capacidad de carga, así como su transferencia además de la distribución de esfuerzo, así como la capacidad de carga del tendón a lo largo del ancla los cuales son esenciales para el diseño del ancla.

Por otra parte, las anclas de compresión transfieren la carga al final del ancla, donde se instala comúnmente el elemento de transferencia. Además de los modos de falla que se presentan en las anclas de tensión existe la falla de la lechada cuando esta esté sujeta a compresión. (Fan et al, 2018).

Capítulo VI

Características del proyecto Universidad y Popocatépetl (Zona de transición)

El predio cuenta con una superficie aproximada de 11,050.0 m²; En esta se construirá un centro comercial con cuatro niveles de sótano, plaza comercial de tres niveles y una torre con cinco. El predio colinda al norte con el Eje 8 Sur (Popocatépetl), al sur con un edificio de oficinas, el cual tiene un sótano con algunas áreas de pasillo, al oriente se tiene la avenida Mayorazgo y al poniente Avenida Universidad, en la cual se encuentran las instalaciones subterráneas de la línea 3 del sistema colectivo metro.

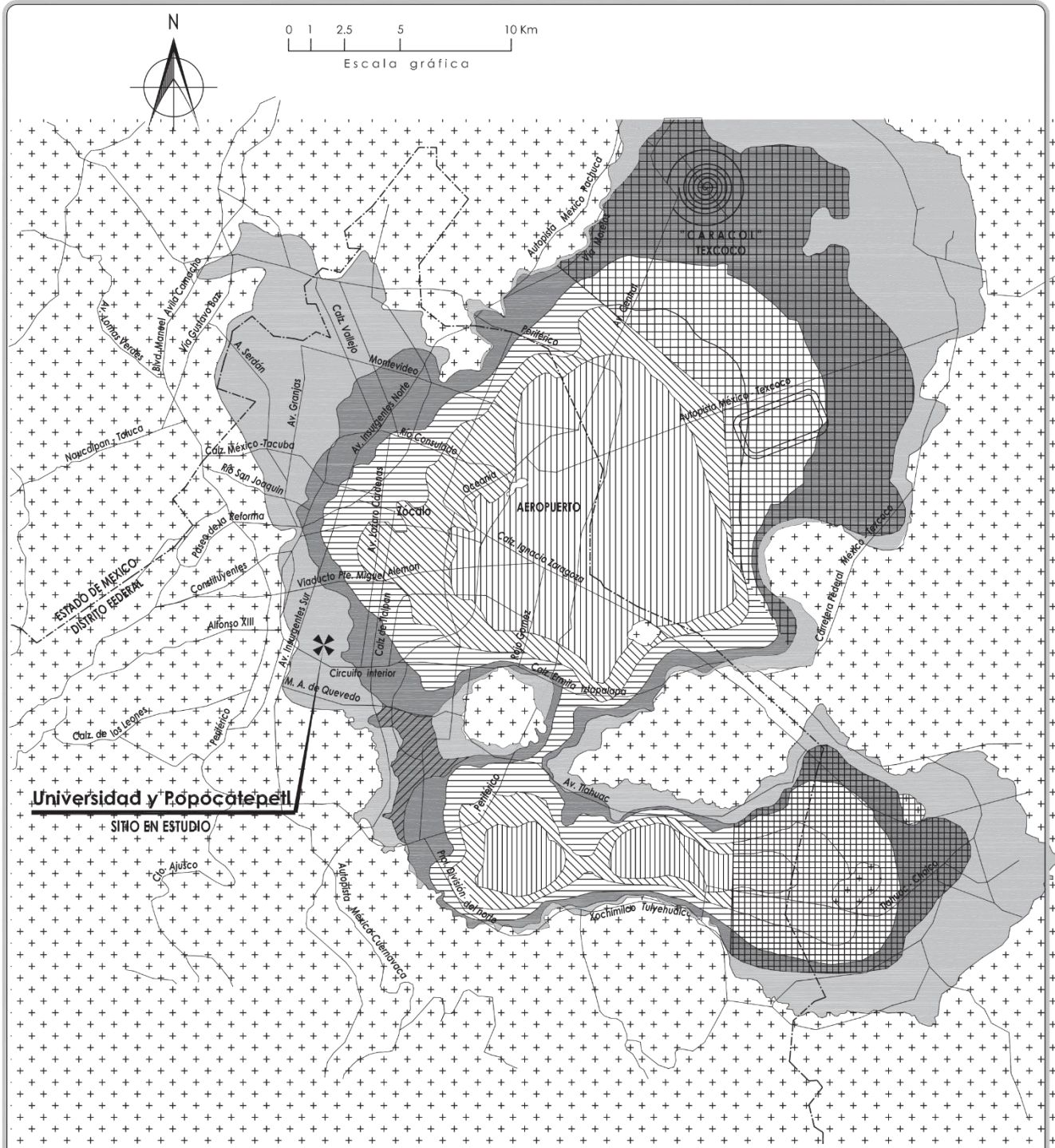
Trabajos de campo

Para definir las condiciones estratigráficas del sitio, se realizó un reconocimiento visual del predio y sus alrededores, se ejecutaron 2 sondeos de cono eléctrico (SCE), 3 sondeos de penetración estándar (SPT) a 25.0 metros de profundidad con la extracción de ocho tubos de pared delgada tipo Shelby. Adicionalmente, se instalaron dos tubos de observación el primero a 10.0 y el segundo a 24.0 metros.

Nota: La técnica de penetración estándar consiste en hincar a percusión un tubo muestreador con dimensiones estandarizadas mediante el impacto generado por una masa de 64 kg que se deja caer libremente de una altura de 75 cm contabilizando el número de golpes necesario para penetrar en el suelo el tubo muestreador en 4 segmentos de 15 cm cada uno, tomando así la resistencia a la penetración estándar el número de golpes registrado en los 30 cm centrales; Con esta técnica se obtienen muestras alteradas representativas del suelo.

Zonificación geotécnica

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el sitio en estudio se localiza en la Zona de Transición baja, que corresponde a la transición vecina a la zona de lago; En esta se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estrato limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. En este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y las propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

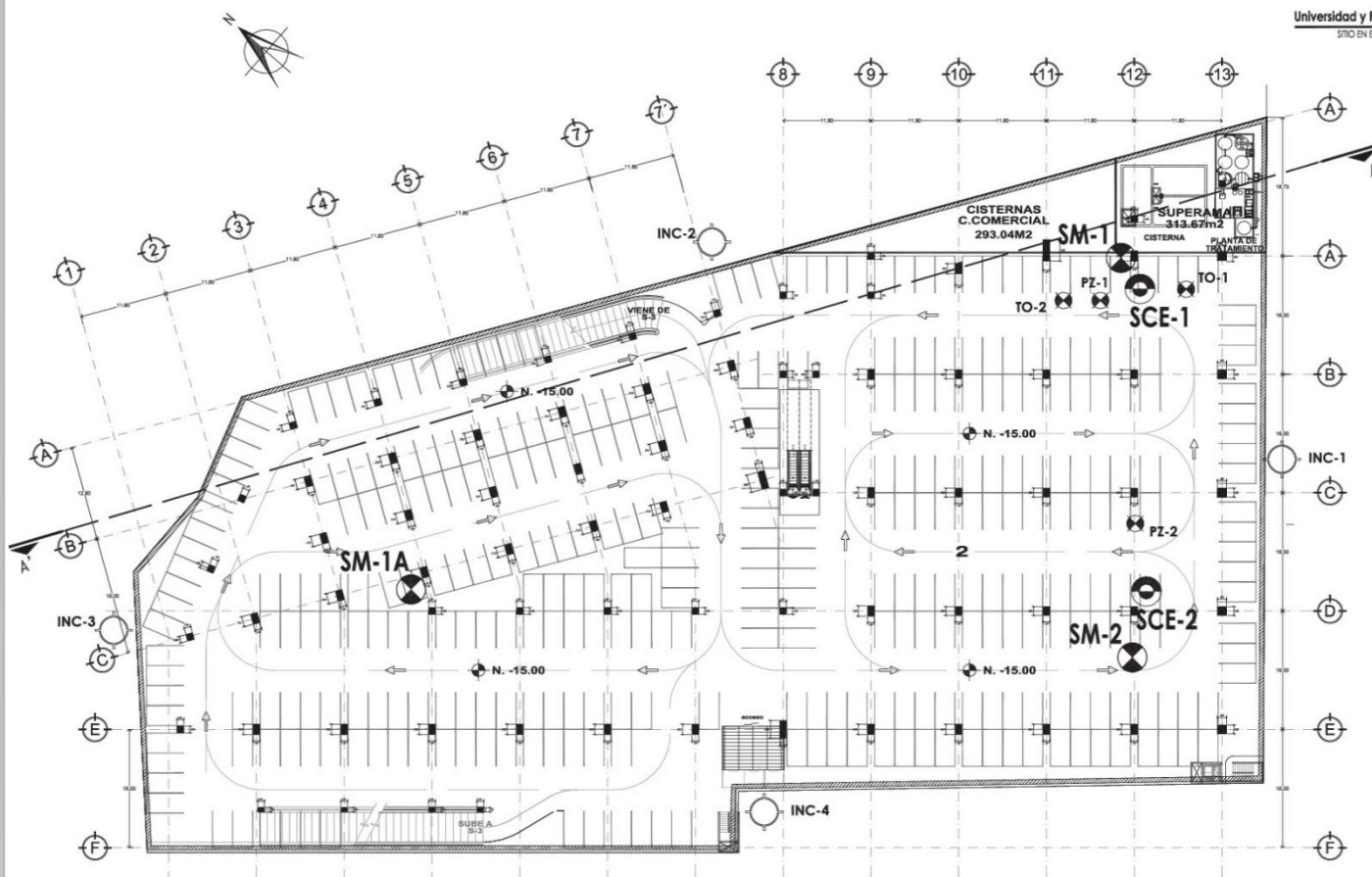


Universidad y Popocatepetl
SITIO EN ESTUDIO

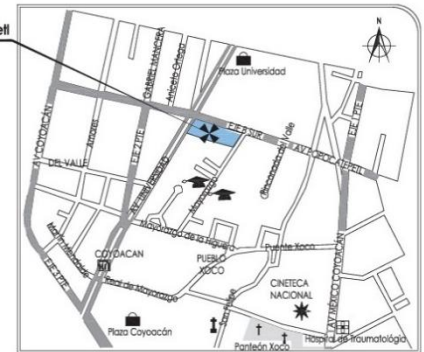
	Zona I	Cs= 0.16		Zona IIIb	Cs= 0.45		Esta zona se considera como II (Transición)
	Zona II	Cs= 0.32		Zona IIIc	Cs= 0.40		Zonificación indicativa
	Zona IIIa	Cs= 0.40		Zona IIId	Cs= 0.30		Nota: Cs coeficiente sísmico

ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO
 "CENTRO COMERCIAL, UNIVERSIDAD Y POPOCATEPETL"
 UNIVERSIDAD N° 1046 Y EJE 8 SUR

DIBUJO ESQUEMATICO
 R.E.C. OCTUBRE-2010



Universidad y Popocatepetl
SITIO EN ESTUDIO



- Notas:
- - SM, Sondeo Mixto
 - - SCE, Sondeo de cono eléctrico
 - - TO, Tubo de observación
 - ⊗ - PZ, Piezómetro tipo Casagrande
 - - INC, Inclínmetro
 - Dibujo esquemático, fuera de escala
 - Ver el Corte A - A'

PLANTA DE CONJUNTO Y UBICACIÓN DE SONDEOS
"CENTRO COMERCIAL UNIVERSIDAD Y POPOCATEPETL"
UNIVERSIDAD N° 1046 Y EJE 8 SUR

DIBUJO ESQUEMÁTICO	
R.E.C.	OCTUBRE-2010

Interpretación estratigráfica

Con el apoyo en los trabajos de campo y laboratorio, así como el conocimiento que se tiene de la zona se determinó la estratigrafía que se menciona a continuación.

(CS) *Costra superficial* comprendida entre de 0.0 y hasta una profundidad entre 7.2/8.2 m, la cual está conformada de 0.0 y hasta 2.0/3.2 por rellenos principalmente compuestos por arena, limo y limos compactos, pedacería, cascajo y restos de cimentaciones, de 2.0/3.2 y 4.2/5.6 se tiene suelo formado por limo de consistencia blanda, de 4.2/5.6 a 7.2/8.2 se encuentran los limos endurecidos por secado de consistencia dura

(SAS) *Serie Arcillosa Superior*, localizada entre 7.2/8.2 y hasta 12.8/16.6 m de profundidad y constituida por arcillas y limosa de alta plasticidad y baja resistencia al corte con intercalaciones de arena y cenizas, de consistencia muy blanda a muy dura, con un (N) número de golpes en la prueba de penetración estándar entre 1 y más de 50, contenido de agua entre 15 y 269%.

(DP) *Depósitos Profundos*, encontrada entre 12.8/16.6 y hasta la profundidad máxima explorada 25.3 m, formados por arenas y arenas limosas de consistencia compacta a muy compacta, con un (N) entre 34 y más de 50 golpes, contenido de agua entre 15 y 35%.

Nivel de aguas superficiales

Se detectó el nivel de aguas superficiales a 6.0 m de profundidad, referido al nivel de piso existente. Sin embargo, de acuerdo con las lecturas piezométricas, se trata de manto colgado. *En la siguiente tabla se muestran dichas lecturas.*

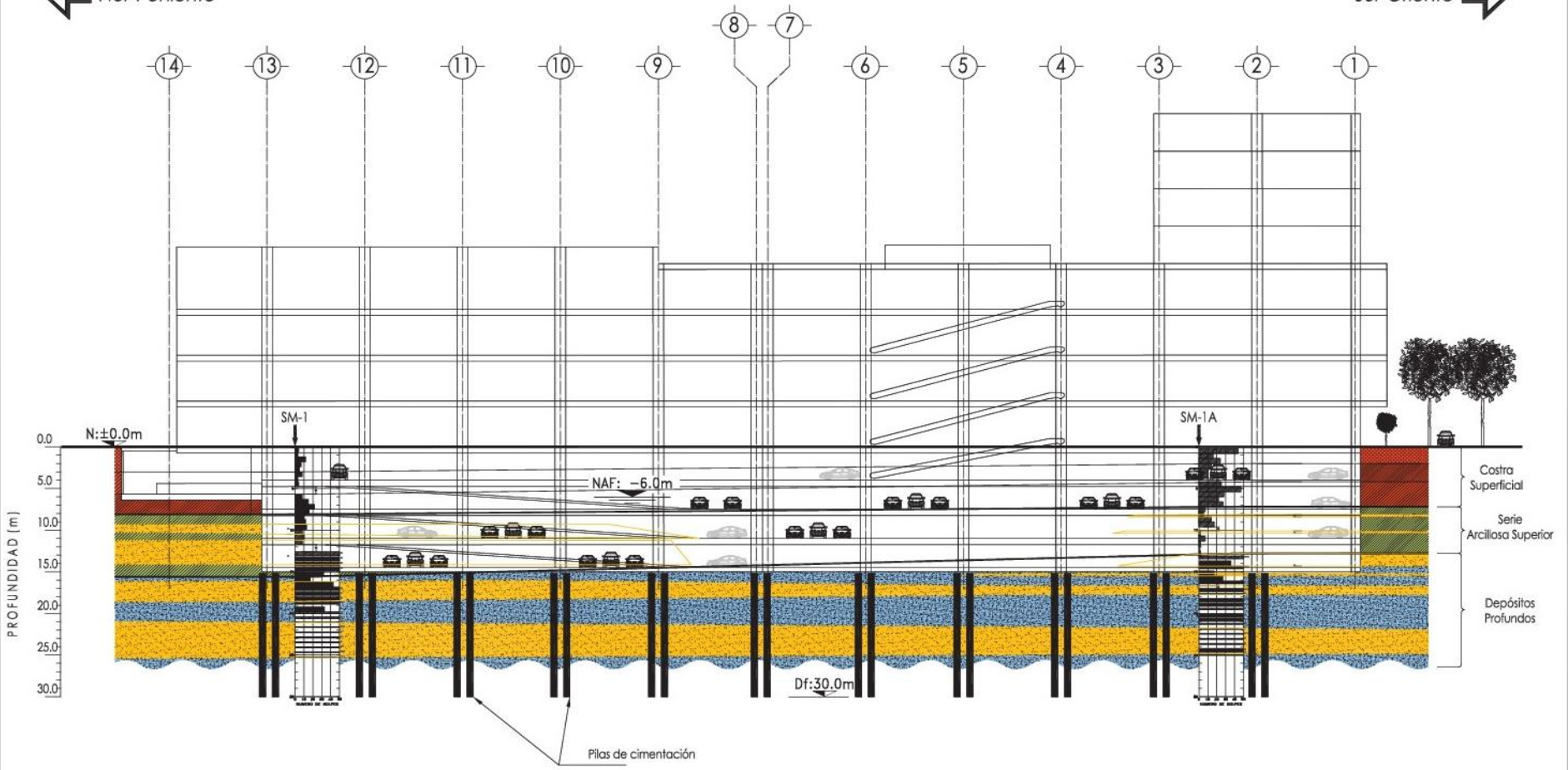
Instrumento	Profundidad (m)	Nivel piezométrico (m)	Presión intersticial (t/m²)	Abatimiento piezométrico (t/m²)
TO-1	10.0	6.0		
TO-2	24.0	19.75		
P-1	23.5		0.0	23.5
P-2	16.0		0.0	16.0

Como se puede observar en la tabla anterior, el piezómetro uno se encuentra abatido hasta la profundidad que se construyó, es decir tiene un abatimiento piezométrico de 23.5 m. de profundidad, por lo que se establece la existencia de un manto colgado.

Para este proyecto, se empleará como sistema de estabilización un muro Milán anclado junto con puntales, los cuales se encuentran localizados de acuerdo como se indica en la figura anterior.

Nor-Poniente ←

Sur-Oriente →



Notas:
 -SM, Sondeo Mixto
 - Ver indicación del Corte A - A'

CORTE ESTRATIGRÁFICO Y SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN
 "CENTRO COMERCIAL, UNIVERSIDAD Y POPOCATEPETL"
 UNIVERSIDAD N° 1046 Y EJE 8 SUR

DIBUJO ESQUEMÁTICO
 R.E.C. OCTUBRE 2010

Valores de la estratigrafía de Patio Universidad

<i>Estrato</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>Propiedades</i>	<i>Coefficientes activo y pasivo</i>
<i>Rellenos</i>	0.0 – 3.0	$\gamma_m = 1.54 \text{ t/m}^3$	$ka = 0.61$
		$c = 3.0 \text{ t/m}^2$	$kp = 1.63$
		$\varphi = 14^\circ$	
<i>Costra Superficial (CS)</i>	3.0 – 8.10	$\gamma_m = 1.62 \text{ t/m}^3$	$ka = 0.61$
		$c = 4.5 \text{ t/m}^2$	$kp = 1.63$
		$\varphi = 14^\circ$	
<i>Serie arcillosa Superior (SAS)</i>	8.10 – 15.40	$\gamma_m = 1.49 \text{ t/m}^3$	$ka = 0.70$
		$c = 2.5 \text{ t/m}^2$	$kp = 1.42$
		$\varphi = 10^\circ$	
<i>Depósitos profundos (DP)</i>	15.40 – 22.0	$\gamma_m = 1.75 \text{ t/m}^3$	$ka = 0.27$
		$c = 3.0 \text{ t/m}^2$	$kp = 3.70$
		$\varphi = 35^\circ$	

Habiendo definido las propiedades de los estratos, se continua con la elaboración de la siguiente tabla.

Nota; Para más información de las pruebas ir al anexo 1 Universidad y Popocatépetl

<i>Estrato</i>	<i>Profundidad (m)</i>	$\frac{P}{\left(\frac{t}{m^2}\right)}$	$\frac{\mu}{\left(\frac{t}{m^2}\right)}$	$\frac{\delta}{\left(\frac{t}{m^2}\right)}$	$\delta ka \left(\frac{t}{m^2}\right)$	$\frac{q}{\left(\frac{t}{m}\right)}$	$\frac{qka}{\left(\frac{t}{m^2}\right)}$	$\delta ka - 2c\sqrt{ka}$
Relleno	0.0	0	0	0	0	1.5	0.915	-4.68
	3.0	4.62	0	4.62	2.81	1.5	0.915	-1.87
Costra superficial	6.0	9.48	0	9.48	2.81 5.78	1.5	0.915	-1.87 -1.25
	8.10	12.88	2.1	10.78	6.58	1.5	0.915	-0.45
Serie arcillosa superior	10.70	16.75	4.70	12.05	7.54 8.43	1.5	1.05	3.35 4.25
	15.40	23.75	0.0	23.75	16.62	1.5	1.05	12.44
Depósitos profundos	22.0	35.3	0.0	35.3	6.41 9.53	1.5	0.41	2.23 6.41

Cálculo de la presión total

$$P_{3.0} = 1.54(3) = 4.62 \text{ t/m}^2$$

$$P_{6.0} = 4.62 + 1.62(3) = 9.48 \text{ t/m}^2$$

$$P_{8.10} = 9.48 + 0.62(2.10) + 1(2.10) = 12.88 \text{ t/m}^2$$

$$P_{10.70} = 12.88 + 0.49(2.5) + 1(2.6) = 16.75 \text{ t/m}^2$$

$$P_{15.40} = 16.75 + 1.49(4.7) = 23.75 \text{ t/m}^2$$

$$P_{22.0} = 23.75 + 1.75(6.6) = 35.3 \text{ t/m}^2$$

Determinando el valor de $\delta ka - 2c\sqrt{ka}$

Cuando z es igual a cero

$$0 - 2(3)\sqrt{0.61} = -4.68$$

$$2.81 - 2(3)\sqrt{0.61} = -1.87$$

$$5.78 - 2(4.5)\sqrt{0.61} = -1.25$$

$$6.58 - 2(4.5)\sqrt{0.61} = -0.45$$

$$7.54 - 2(2.5)\sqrt{0.70} = 3.35$$

$$8.43 - 2(2.5)\sqrt{0.70} = 4.25$$

$$16.62 - 2(2.5)\sqrt{0.70} = 12.44$$

$$6.41 - 2(3)\sqrt{0.27} = 3.29$$

$$9.53 - 2(3)\sqrt{0.27} = 6.41$$

Con los valores anteriores, se elabora el siguiente esquema.

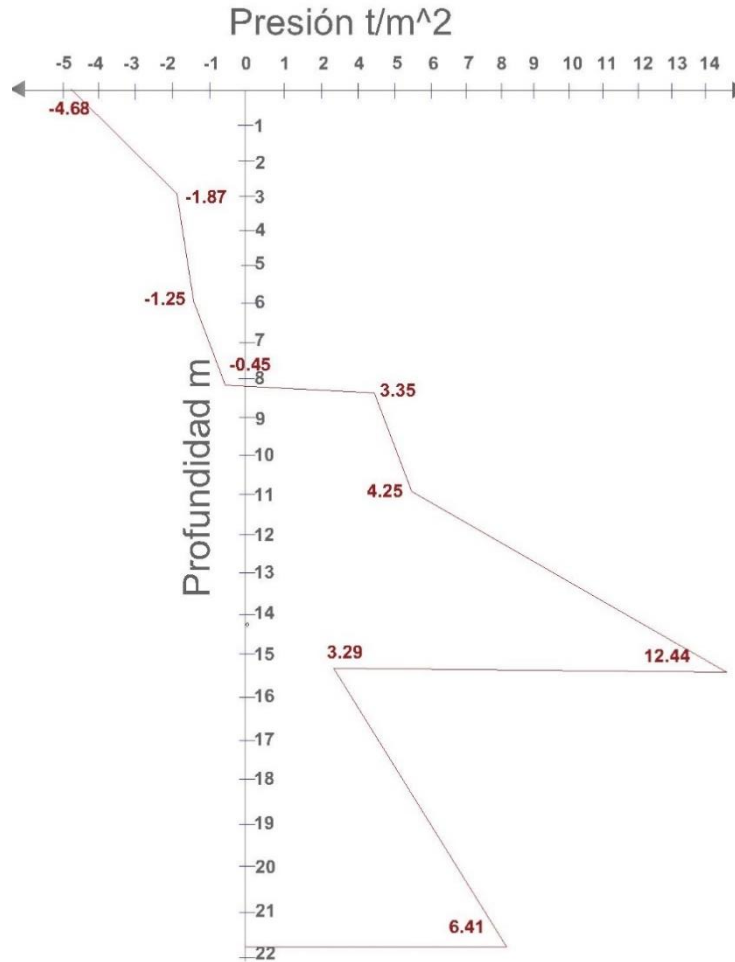


Figura 6. 1.- Diagrama de presiones.

Cálculo del empuje total

$$E_T = \frac{1}{2}(0.9)(2.6) + 3.35(2.6) + \frac{4.25 + 12.44}{2}(4.7) + \frac{3.29 + 6.41}{2}(6.6)$$

$$E_T = 1.17 + 8.79 + 39.22 + 32.01$$

$$E_T = 81.19 \text{ t/m}$$

Para la sobrecarga, se elabora el siguiente esquema

Cálculo de la presión de la sobrecarga

$$P_{dq} = \frac{0.915(8.10) + 1.05(7.3) + 0.41(6.6)}{22}$$

$$P_{dq} = 0.81 \text{ t/m}^2$$

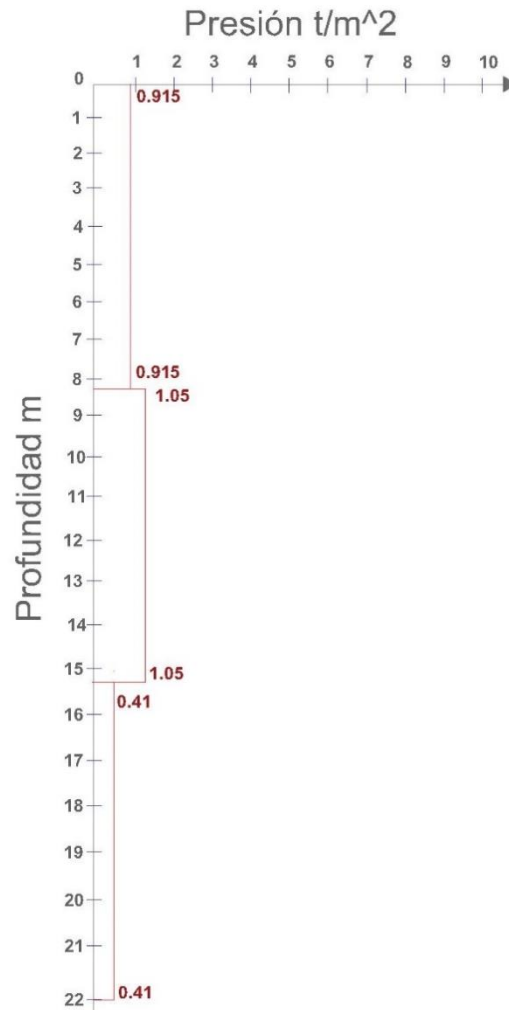


Figura 6.2.- Diagrama de presión ocasionada por sobrecarga.

Determinando la presión de diseño

$$P_d = \frac{1.1(1.14)E_T}{H}$$

$$P_d = \frac{1.1(1.14)81.19}{14}$$

$$P_d = 7.27 \text{ t/m}^2$$

$$P_{dT} = P_d + P_{dq}$$

Sustituyendo valores en la expresión anterior

$$P_{dT} = 7.27 + 0.81$$

$$P_{dT} = 8.08 \text{ t/m}^2$$

Análisis Dinámico

Determinando la cuña sísmica, se divide en 2 estratos principales

Calculo de φ , γ y c ponderado

$$\varphi_P = \frac{14(3) + 14(5.10) + 10(7.3)}{15.40}$$

$$\varphi_P = 12.10^\circ$$

$$c_p = \frac{3.0(3) + 4.5(5.10) + 2.5(7.3)}{15.40}$$

$$c_p = 3.26 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_P = \frac{1.54(3) + 1.62(5.10) + 1.49(7.3)}{15.40}$$

$$\gamma_P = 1.54 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$C = 3.0 \text{ t/m}^2$$

Determinando las propiedades del talud

$$\cos 28^\circ = \frac{6.6}{L}$$

Despejando L

$$L = \frac{6.6}{\cos 28^\circ}$$

$$L = 7.48 \text{ m}$$

$$x = 7.48(\sin 28^\circ)$$

$$x = 3.51 \text{ m}$$

Para el segundo estrato

$$\cos 39^\circ = \frac{15.4}{L}$$

De igual manera, se despeja la incógnita L

$$L = \frac{15.40}{\cos 39^\circ}$$

$$L = 19.81 \text{ m}$$

$$x = 15.4(\sin 39^\circ)$$

$$x = 12.46 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la cuña activa

$$W = 15.40(3.51)(1.54) + 0.5(3.51)(6.6)(1.75) + 0.5(12.46)(15.40)(1.54) + 1.5(15.97)$$

$$W = 83.24 + 20.27 + 147.75 + 24$$

$$W = 275.26 \text{ t}$$

Para determinar la fuerza sísmica

$$C_s = 0.32$$

$$a_0 = 0.08$$

$$F_{sis} = \frac{4(a_0)}{3} W$$

$$F_{sis} = \frac{4(0.08)}{3} (275.26)$$

$$F_{sis} = 29.36 \text{ t}$$

Para la presión de diseño sísmico

$$P_{ds} = \frac{2(F_{sis})}{H_T}$$

$$P_{ds} = \frac{2(29.36)}{22}$$

$$P_{ds} = 2.67 \text{ t/m}^2$$

De igual manera, se determinaron los valores del sismo con el reglamento del 2017 utilizando los valores obtenidos del programada SASID de acuerdo con las coordenadas del sitio en cuestión (19.365854, -99.167033). Sin embargo, este valor no se consideró para el diseño ya que el reglamento vigente para esa época era el 2004. Simplemente es una comparativa entre ambos reglamentos en cuanto el aumento de la fuerza sísmica.

$$C_s = 0.427$$

$$a_0 = 0.180$$

Con los datos anteriores, se elabora el diagrama de presión distribuida propuesta por Terzaghi-Peck.

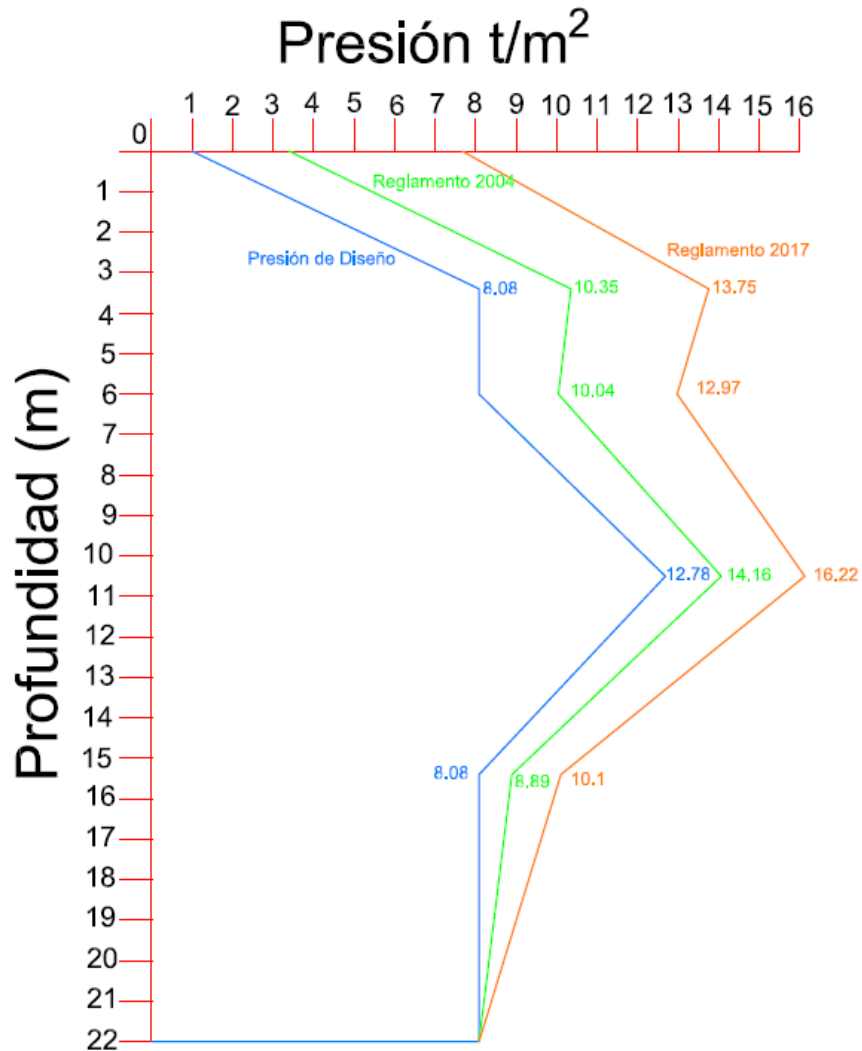


Figura 6. 3.- Comparativa entre diagramas de presión de diseño.

Cálculo del empuje por nivel de anclaje

$$E_{n1} = \frac{0.81 + 8.08}{2}(3.5) + (1)(8.08)$$

$$E_{n1} = 23.63 \text{ t/m}$$

$$E_{n2} = 8.08(4) + 0.50(2.42)(2.5)$$

$$E_{n2} = 35.345 \text{ t/m}$$

$$E_{n3} = 8.08(5.5) + \frac{2.42 + 4.2}{2}(2.2) + \frac{1.42 + 4.2}{2}(3.3)$$

$$E_{n3} = 61.0 \text{ t/m}$$

Como se describió previamente, el proyecto se realizará a un lado de avenida Universidad en la cual pasa la línea tres del sistema colectivo metro con dirección de Indios verdes - Universidad. Por ende, se propuso una distribución de anclaje que fuera adecuada tanto para el corte de avenida Universidad como para los demás.

Con el esquema de entibaciones de Terzaghi – Peck, se determinan los nuevos cálculos de acuerdo con la nueva distribución.

Para un tablero con un ancho de tres metros

Para el primer nivel de anclaje

$$E = 23.26 t$$

$$E_T = 23.26 (3)$$

$$E_T = 70.89 t$$

$$x = 70.89 \tan 40^\circ$$

$$x = 59.48$$

$$F_{AT} = \sqrt{59.48^2 + 70.89^2}$$

$$F_{AT} = 92.53 t$$

Cálculo de la longitud del bulbo

Mediante la siguiente expresión se determina la longitud pasiva del ancla

$$Lb = \frac{FA(F.S.)}{Pi(\pi)(D)(\tan \phi)}$$

Donde;

Lb = Longitud de bulbo (m)

FA = Fuerza de anclaje (t)

F.S. = Factor de seguridad

Pi = Presión de inyección kg/m²

D = Diametro de la perforación (m)

φ = Ángulo de fricción interna del suelo o estrato

$$Lb = \frac{92.53(1.5)}{50(\pi)(0.15)(\tan 35^\circ)}$$

$$Lb = 8.41 \approx 8.5 \text{ m}$$

Determinando el número de torones por ancla

$$\text{No. de torones} = \frac{92.53}{15.60}$$

$$\text{No. de torones} = 5.93 \approx 6.0 \text{ torones}$$

Para el segundo nivel de anclaje

$$E = 46.38 \text{ t}$$

$$E_T = 46.38 (3)$$

$$E_T = 139.14 \text{ t}$$

$$x = 139.14 \tan 35^\circ$$

$$x = 97.42$$

$$F_{AT} = \sqrt{97.42^2 + 139.14^2}$$

$$F_{AT} = 169.81 \text{ t}$$

Cálculo de la longitud del bulbo

$$Lb = \frac{169.81(1.5)}{100(\pi)(0.15)(\tan 35^\circ)}$$

$$Lb = 7.71 \approx 8.0 \text{ m}$$

Determinando el número de torones por ancla

$$\text{No. de torones} = \frac{168.81}{15.60}$$

$$\text{No. de torones} = 10.82 \approx 11.0 \text{ torones}$$

Para el tercer nivel de anclaje

$$E = 47.14 \text{ t}$$

$$E_T = 47.14 (3)$$

$$E_T = 141.42 \text{ t}$$

$$x = 141.42 \tan 35^\circ$$

$$x = 99.02$$

$$F_{AT} = \sqrt{99.02^2 + 141.42^2}$$

$$F_{AT} = 172.64 t$$

Cálculo de la longitud del bulbo

$$L_b = \frac{172.64(1.5)}{100(\pi)(0.15)(\tan 35^\circ)}$$

$$L_b = 7.84 \approx 8.0 m$$

Determinando el número de torones por ancla

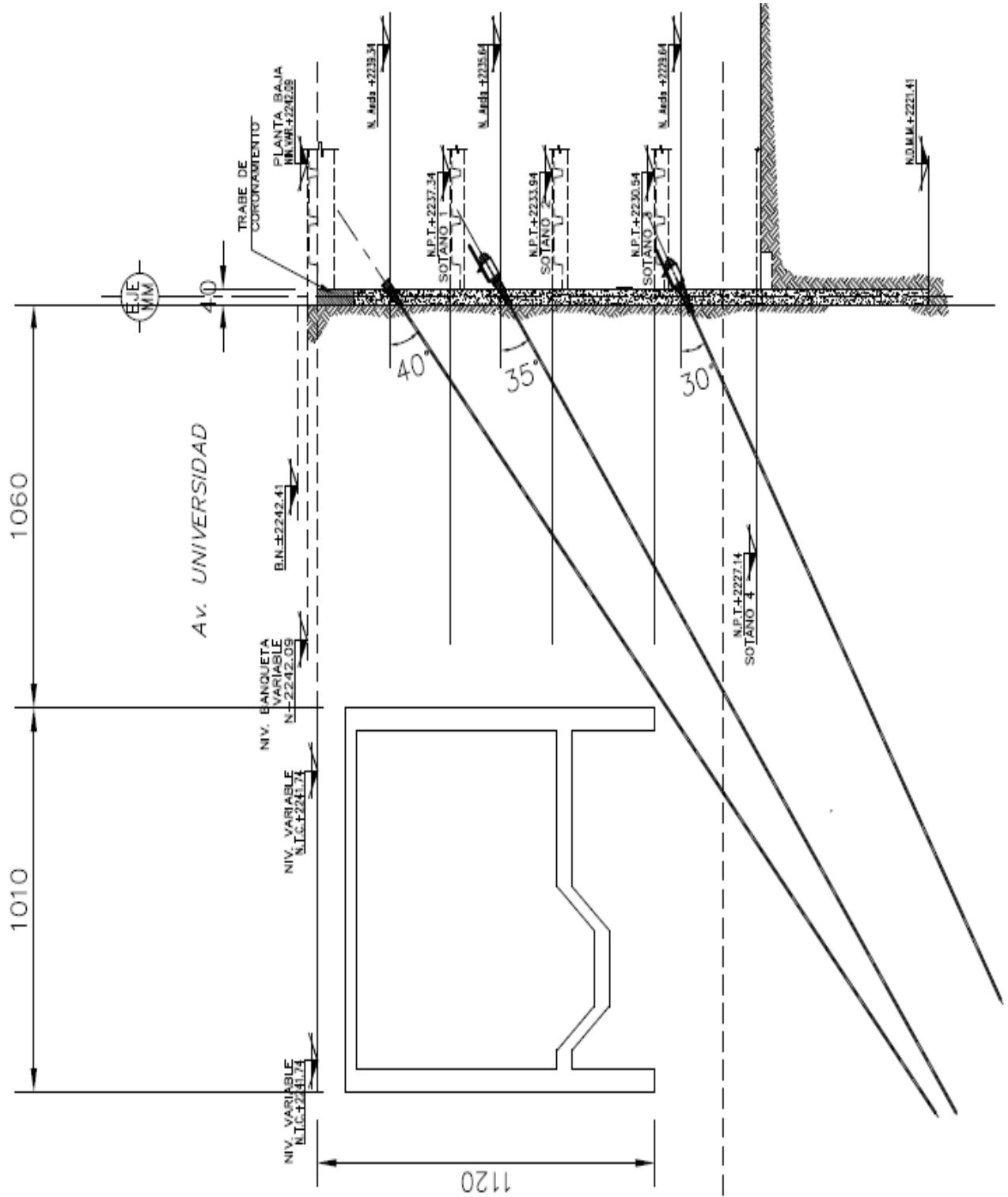
$$\text{No. de torones} = \frac{172.64}{15.60}$$

$$\text{No. de torones} = 11.06 \approx 11.0 \text{ torones}$$

En la siguiente Tabla, se muestran las longitudes de los distintos tableros que componen el sistema de estabilidad del corte.

Tablero	Nivel	Área tributaria	Empuje tributario (t)	Fuerza de anclaje tributario (t)	$\frac{P_i}{cm^2}$	Longitud pasiva (m)	Longitud del bulbo (m)	No de torones
3.0	1	1.5	35.44	46.25	5	20.0	5.0	3.0
	2		53.01	64.70	5	14.65	6.0	5.0
	3		91.5	105.65	5	8.0	10.0	7.0
4.0	1	2.0	47.26	61.68	5	20.0	6.0	4.0
	2		70.69	86.29	5	14.65	8.0	6.0
	3		122.0	140.88	10	8.0	7.0	9.0
4.5	1	2.25	53.16	69.39	5	20.0	6.5	5.0
	2		79.52	97.07	5	14.65	9.0	7.0
	3		137.25	158.48	10	8.0	7.50	11.0
5.0	1	2.75	59.075	77.11	5	20.0	7.0	5.0
	2		88.36	107.86	5	14.65	10	7.0
	3		137.25	158.48	10	8.0	7.50	11.0
6.0	1	3.0	70.89	92.53	5	20.0	8.50	6.0
	2		106.03	122.43	5	14.65	11.50	8.0
	3		183	211.0	10	8.0	10.0	14.0

A continuación, se presenta el esquema de las anclas en el corte de avenida Universidad, demostrando así que se puede realizar el anclaje salvaguardando la integridad y funcionamiento del cajón del metro de la línea 3



Calculo de los puntales

Para el diseño de puntales, se consideran cuatro esquinas ya que por dificultades de procedimiento constructivo no es posible colocar anclas en dichos tableros.

Con el mismo empuje con el que se determinó la fuerza de anclaje, se determina el empuje tributario de cada uno de los muros.

Para un par de tableros de 5.5 y 6 metros

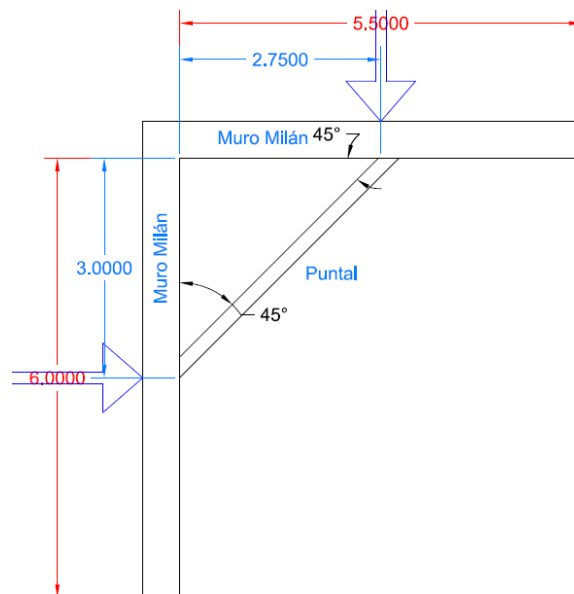


Figura 6. 4.- Tableros y puntales.

$$E = 23.63 t$$

$$E_T = 23.63 (5.50)$$

$$E_T = 129.96 t$$

$$E_T = 23.63 (6)$$

$$E_T = 141.78 t$$

Para determinar la fuerza del puntal es necesario emplear la siguiente expresión

$$F_p = \sqrt{(Ea)^2 + \left(\frac{Ea}{\tan \alpha}\right)^2}$$

Para el tablero de 5.50 m sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$F_P = \sqrt{(129.96)^2 + \left(\frac{129.96}{\tan(45^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 183.79 t$$

Para el tablero de 6.00 m

$$F_{P2} = \sqrt{(141.78)^2 + \left(\frac{141.78}{\tan(45^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 200.50 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P2} regirá el diseño del puntal

Para el segundo nivel del puntal

$$E = 34.345 t$$

$$E_T = 34.345(5.50)p$$

$$E_T = 188.89 t$$

$$E_T = 34.345 (6)$$

$$E_T = 206.07 t$$

Para el tablero de 5.50 m

$$F_P = \sqrt{(188.89)^2 + \left(\frac{188.89}{\tan(45^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 267.13 t$$

Para el tablero de 6.00 m

$$F_{P2} = \sqrt{(206.07)^2 + \left(\frac{206.07}{\tan(45^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 291.42 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P2} regirá el diseño del puntal

Para el tercer nivel del puntal

$$E = 61.0 t$$

$$E_T = 61.0(5.50)$$

$$E_T = 335.5 t$$

$$E_T = 61.0 (6)$$

$$E_T = 366 t$$

Para el tablero de 5.50 m

$$F_P = \sqrt{(335.5)^2 + \left(\frac{335.5}{\tan(45^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 474.46 t$$

Para el tablero de 6.00 m

$$F_{P2} = \sqrt{(366)^2 + \left(\frac{366}{\tan(45^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 517.60 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P2} regirá el diseño del puntal

Por lo tanto, los empujes que deberá soportar el puntal son los siguientes

<i>Nivel</i>	<i>Empuje resultante (t)</i>
1	200.50
2	291.13
3	517.60

Para un par de tableros de 4 y 5.5 metros

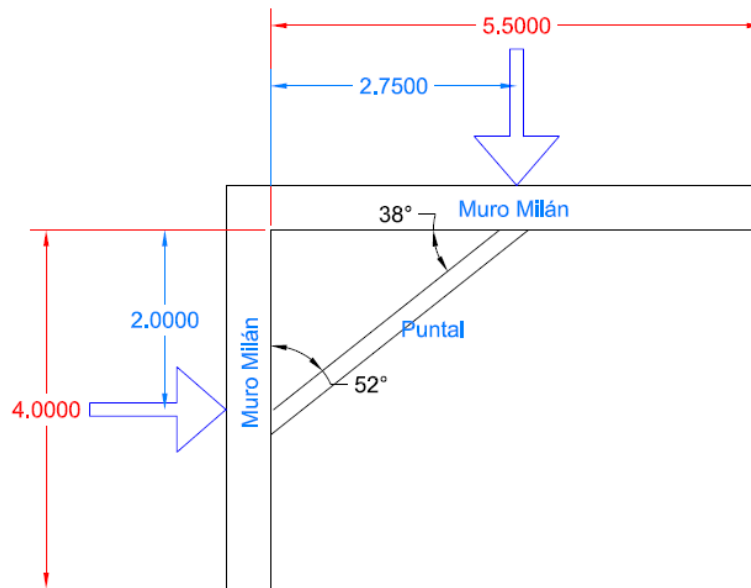


Figura 6. 5.- Tableros y puntales.

$$E = 23.63 t$$

$$E_T = 23.63 (5.50)$$

$$E_T = 129.96 t$$

$$E_T = 23.63 (4)$$

$$E_T = 94.52 t$$

Determinando la fuerza del puntal

Para el tablero de 5.50 m

$$F_P = \sqrt{(129.96)^2 + \left(\frac{129.96}{\tan(38^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 211.09 t$$

Para el tablero de 4.00 m

$$F_{P2} = \sqrt{(94.52)^2 + \left(\frac{94.52}{\tan(52^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 119.94 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P1} regirá el diseño del puntal

Para el segundo nivel del puntal

$$E = 34.345 t$$

$$E_T = 34.345(5.50)$$

$$E_T = 188.89 t$$

$$E_T = 34.345 (4)$$

$$E_T = 137.38 t$$

Para el tablero de 5.50 m

$$F_P = \sqrt{(188.89)^2 + \left(\frac{188.89}{\tan(38^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 306.80 t$$

Para el tablero de 4.00 m

$$F_{P2} = \sqrt{(137.38)^2 + \left(\frac{137.38}{\tan(52^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 174.33 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P1} regirá el diseño del puntal

Para el tercer nivel del puntal

$$E = 61.0 t$$

$$E_T = 61.0(5.50)$$

$$E_T = 335.5 t$$

$$E_T = 61.0 (4)$$

$$E_T = 244 t$$

Para el tablero de 5.50 m

$$F_p = \sqrt{(335.5)^2 + \left(\frac{335.5}{\tan(38^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{p1} = 544.94 \text{ t}$$

Para el tablero de 4.00 m

$$F_{p2} = \sqrt{(244)^2 + \left(\frac{244}{\tan(52^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{p2} = 396.32 \text{ t}$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{p1} regirá el diseño del puntal

Por lo tanto, los empujes que deberá soportar el puntal son los siguientes

Nivel	Empuje resultante (t)
1	211.09
2	306.80
3	544.94

Para un par de tableros de 6 y 4.5 metros

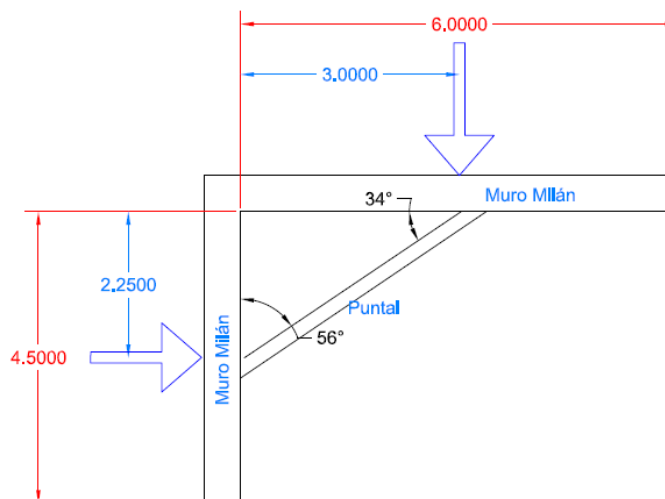


Figura 6. 6.- Tableros y puntales.

$$E = 23.63 t$$

$$E_T = 23.63 (6)$$

$$E_T = 141.78 t$$

$$E_T = 23.63 (4.5)$$

$$E_T = 106.335 t$$

Determinando la fuerza del puntal

Para el tablero de 6.0 m

$$F_P = \sqrt{(141.78)^2 + \left(\frac{141.78}{\tan(34^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 253.54 t$$

Para el tablero de 4.50 m

$$F_{P2} = \sqrt{(106.335)^2 + \left(\frac{106.335}{\tan(56^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 128.26 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P1} regirá el diseño del puntal

Para el segundo nivel del puntal

$$E = 34.345 t$$

$$E_T = 34.345(6.0)$$

$$E_T = 206.07 t$$

$$E_T = 34.345 (4.5)$$

$$E_T = 154.55 t$$

Para el tablero de 6.0 m

$$F_P = \sqrt{(206.07)^2 + \left(\frac{206.07}{\tan(34^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 368.51 t$$

Para el tablero de 4.50 m

$$F_{P2} = \sqrt{154.55^2 + \left(\frac{154.55}{\tan(56^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 186.42 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P1} regirá el diseño del puntal

Para el tercer nivel del puntal

$$E = 61.0 t$$

$$E_T = 61.0(6.0)$$

$$E_T = 366 t$$

$$E_T = 61.0 (4.5)$$

$$E_T = 274.5 t$$

Para el tablero de 6.0 m

$$F_P = \sqrt{(366)^2 + \left(\frac{366}{\tan(34^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 654.51 t$$

Para el tablero de 4.50 m

$$F_{P2} = \sqrt{274.5^2 + \left(\frac{274.5}{\tan(56^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 331.10 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P1} regirá el diseño del puntal

Por lo tanto, los empujes que deberá soportar el puntal son los siguientes

Nivel	Empuje resultante (t)
1	253.54
2	368.51
3	654.51

Para un par de tableros de 4 y 4.8 metros

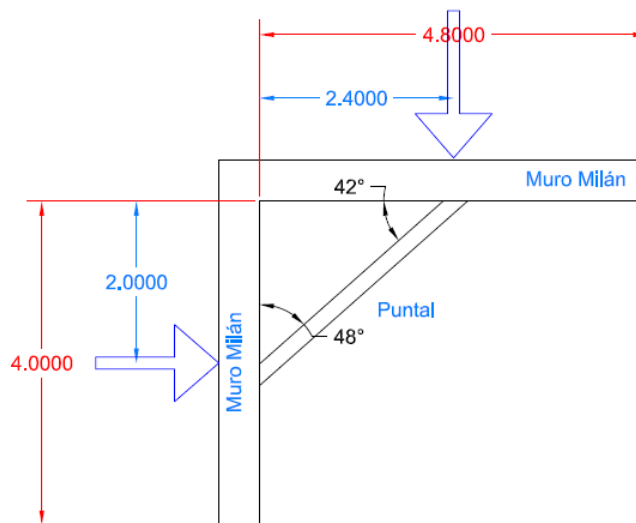


Figura 6. 7.- Tableros y puntales.

$$E = 23.63 \text{ t}$$

$$E_T = 23.63 (4)$$

$$E_T = 94.52 \text{ t}$$

$$E_T = 23.63 (4.8)$$

$$E_T = 113.42 \text{ t}$$

Para el tablero de 4.0 m

$$F_P = \sqrt{(94.52)^2 + \left(\frac{94.52}{\tan(48^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 127.18 t$$

Para el tablero de 4.80 m

$$F_{P2} = \sqrt{113.42^2 + \left(\frac{113.42}{\tan(42^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 169.50 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P2} regirá el diseño del puntal

Para el segundo nivel del puntal

$$E = 34.345 t$$

$$E_T = 34.345(4.0)$$

$$E_T = 137.38 t$$

$$E_T = 34.345 (4.8)$$

$$E_T = 164.85 t$$

Para el tablero de 4.0 m

$$F_P = \sqrt{(137.38)^2 + \left(\frac{137.38}{\tan(48^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 205.31 t$$

Para el tablero de 4.80 m

$$F_{P2} = \sqrt{164.85^2 + \left(\frac{164.85}{\tan(48^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 246.36 t$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P2} regirá el diseño del puntal

Para el tercer nivel del puntal

$$E = 61.0 t$$

$$E_T = 61.0(4.0)$$

$$E_T = 244 \text{ t}$$

$$E_T = 61.0 (4.8)$$

$$E_T = 292.8 \text{ t}$$

Para el tablero de 4.0 m

$$F_P = \sqrt{(244)^2 + \left(\frac{244}{\tan(48^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P1} = 328.33 \text{ t}$$

Para el tablero de 4.80 m

$$F_{P2} = \sqrt{298.8^2 + \left(\frac{292.8}{\tan(48^\circ)}\right)^2}$$

$$F_{P2} = 394 \text{ t}$$

∴ Comparando ambas fuerzas, se determina que la fuerza F_{P2} regirá el diseño del puntal

Por lo tanto, los empujes que deberá soportar el puntal son los siguientes

Nivel	Empuje resultante (t)
1	169.50
2	246.36
3	394

Falla de Fondo

Para calcular el factor de seguridad en la falla de fondo se emplea la siguiente ecuación

$$F.S. = \frac{5.14 \left[\left(1 + 2 \frac{H}{B}\right) c1 + 2cs \frac{Hp}{B} + 2 \frac{Mrm}{hm^2} \right]}{\gamma H + q}$$

Donde;

$H =$ *Altura total de la excavación (m)*

$B =$ *Ancho de la excavación (m) = 1.41Hp*

c_1 y $c_2 =$ *Cohesión (t/m^2)*

$H_p =$ *Altura de la pata del muro (m)*

$hm =$

Distancia comprendida entre el último nivel de apuntalamiento a fondo de la pata del muro

$M_{rm} =$ *Momento máximo resistente del muro (t – m)*

Empleando los siguientes

$$c_{p1} = 3.26 \text{ t/m}^2$$

$$c_2 = 3.0 \text{ t/m}^2$$

$$B = 1.41 H_p = 5.7 \text{ m}$$

$$H_p = 5 \text{ m}$$

$$H = 14 \text{ m}$$

$$hm = 9 \text{ m}$$

Datos para el muro

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 50 \text{ cm}^2$$

$$e = 50 \text{ cm}$$

$$r = 7.0 \text{ cm}$$

Cálculo del momento resistente máximo del muro

$$M_{rm} = F_R(f_y)(A_s)(e - 2r)$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$M_{rm} = 0.7(4,200)(50)(50 - 2(7))$$

$$M_{rm} = 0.7(4,200)(50)(36)$$

$$M_{rm} = 5,292,000 \text{ kg - cm}$$

$$M_{rm} = 52.92 t - m$$

Determinando el factor de seguridad

$$F.S. = \frac{5.14 \left[\left(1 + 2 \frac{14}{5.7} \right) \right] 3.26 + 2(3.0) \frac{5}{5.7} + 2 \frac{2(52.92)}{9^2}}{15.08}$$

$$F.S. = 2.09 \therefore \text{es aceptable}$$

Características del proyecto Pedregal (Zona de Lomas)

El predio se localiza entre la calle de Pedregal número 24 en la colonia Molino del Rey, esté colinda al sur con la calle de Teapa, al oriente con el Parque de Chapultepec y al poniente con la calle de Pedregal. El terreno tiene es prácticamente plano. Se construirá un complejo de oficinas y comercios integrado por dos torres, además tendrá un pódium compartido de 14 niveles para estacionamiento, PB y 24 pisos; La profundidad máxima de la excavación será de 45 metros.

Trabajos de Exploración

Para precisar las condiciones geotécnicas del sitio, se realizaron cuatro sondeos de penetración estándar (SPT1-SPT4) cuyas ubicaciones, se muestran en la figura 6.2. En todos los sondeos, se alcanzó una profundidad de 80 metros con respecto al nivel de la banqueta. Asimismo, para la recuperación de diez muestras inalteradas, se ejecutó un sondeo de muestreo selectivo.

Para medir las velocidades de propagación, de ondas se ademasaron dos de los sondeos hasta los 80 metros de profundidad y se midió la velocidad generando en la superficie una excitación dinámica.

Ensayes de laboratorio

Las muestras representativas recuperadas en los sondeos de penetración estándar se trasladaron debidamente al laboratorio, donde posteriormente se realizaron las siguientes pruebas:

- Clasificación visual y al tacto en seco y húmedo de acuerdo con el sistema unificado de clasificación del suelo (SUCS)
- Contenido natural del agua
- Límites de consistencia o estados de Atterberg
- Granulometrías

- Porcentaje de finos

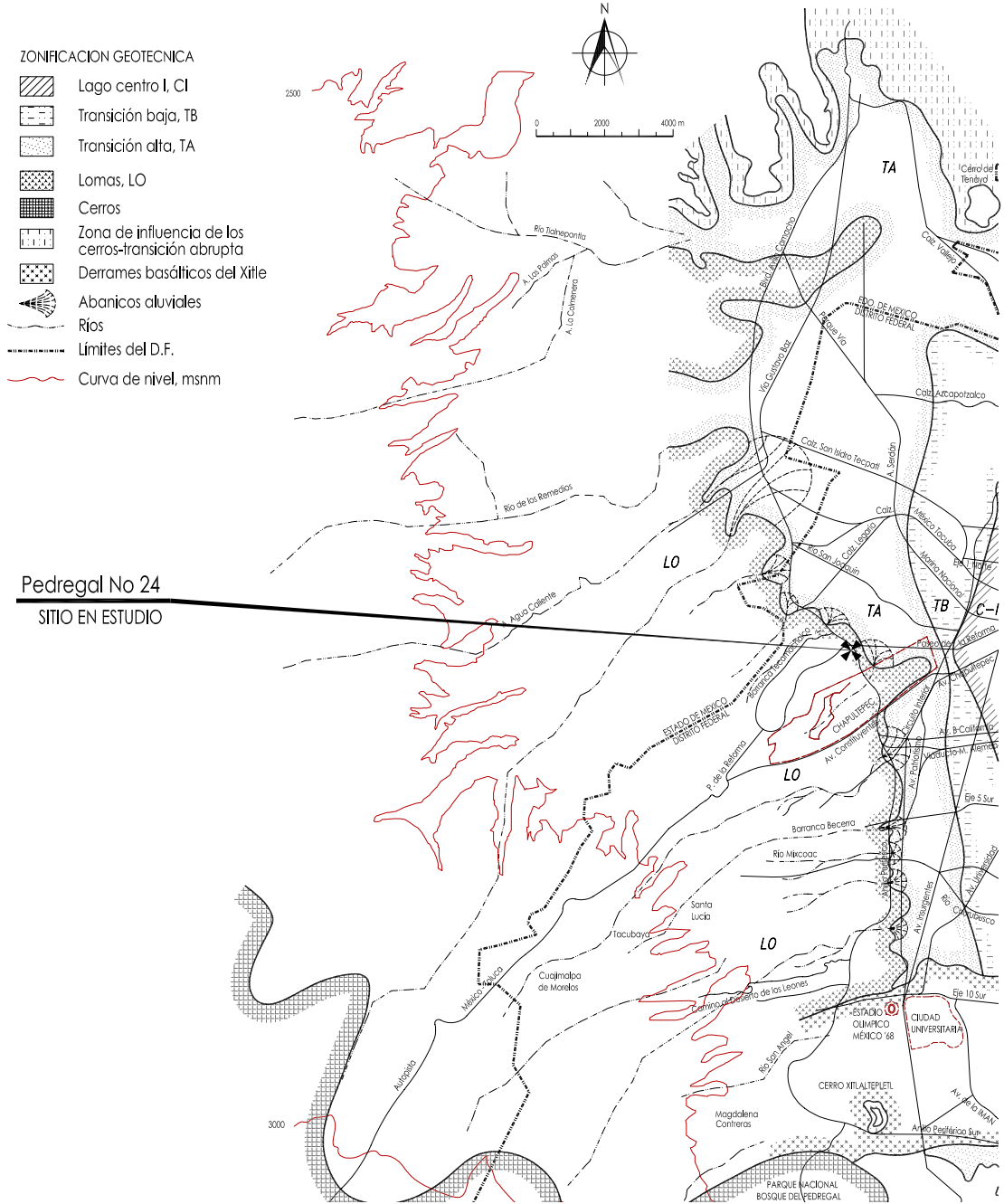
A las muestras inalteradas se les efectuaron las siguientes pruebas

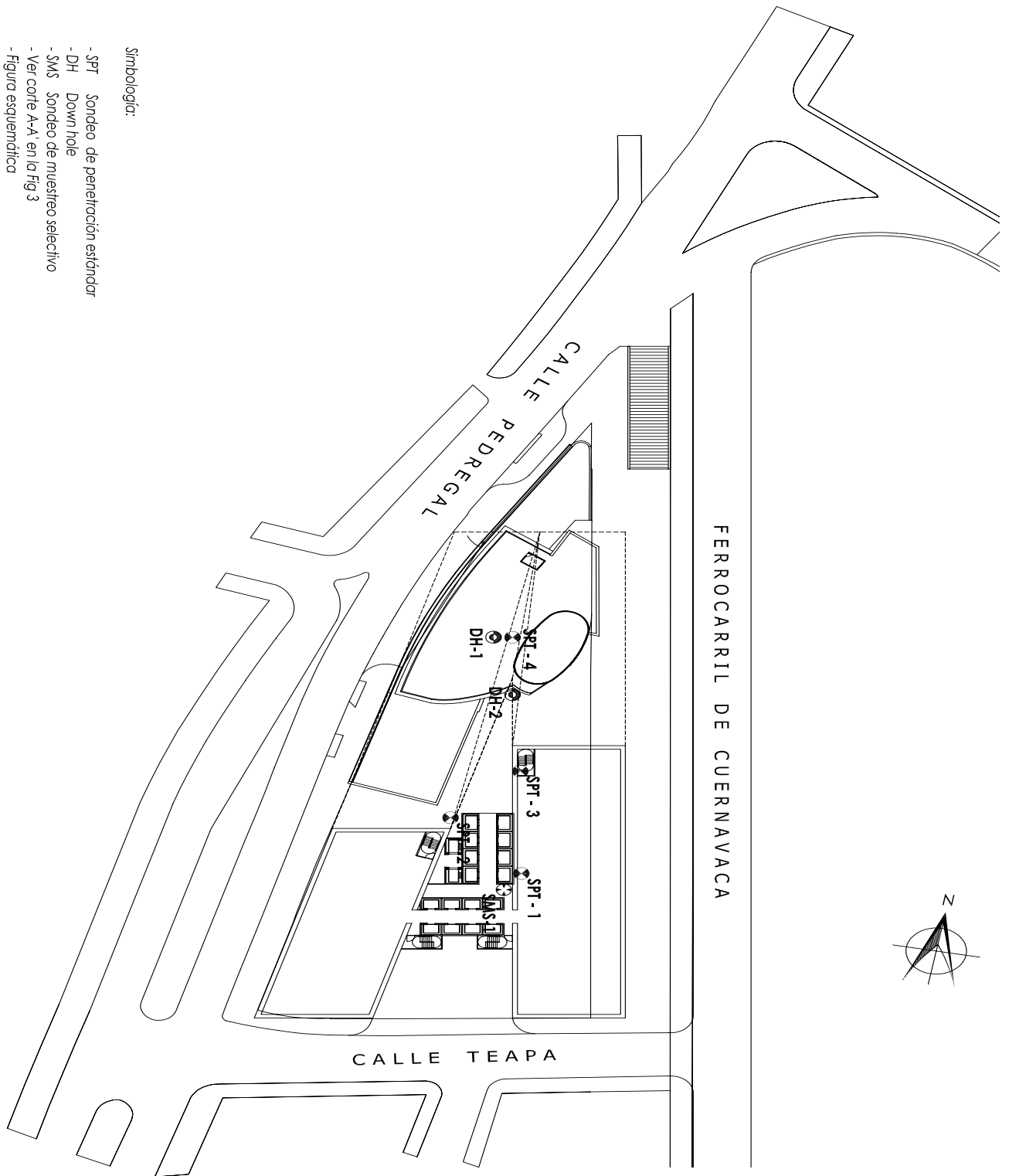
- Resistencia al esfuerzo cortante mediante pruebas triaxiales del tipo consolidada drenada TXCD

Zonificación geotécnica

El sitio en cuestión se ubica en la **Zona de Lomas**, de acuerdo con la zonificación del Valle de México, esta zona está formada por serranías que limitan a la cuenca; Al poniente y al norte. Además de los derrames del Xitle al suroeste; En las sierras hay tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones.

En la siguiente figura 6.1, se muestra la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, así como la ubicación del proyecto.





Simbología:

- SPT Sondeo de penetración estándar
- DH Down hole
- SMS Sondeo de muestreo selectivo
- Ver corte A-A' en la Fig. 3
- Figura esquemática

Geología del sitio

La descripción de la geología local es la siguiente:

Tobas de 0.0 a 20.3 metros. Las tobas sobrepuestas a la Cuquita son pumíticas (Polvo fino); están ligadas a tres erupciones plinianas de pómez de grano fino a grueso (0.1 a 20 cm). Cuyo color distintivo es el amarillo.

Cuquita de 20.3 a 48.0 metros. Flujo piroclástico de una gran erupción que descendió hará unos 600,000 años, del volcán de la Palma; su matriz está integrada por polvo pumítico fragmentados de pómez (1 a 10 cm) y fragmentos de andesita (arrastrados de la chimenea del volcán). El cuerpo de este flujo no está alterado; se caracteriza por gran fricción interna y su color rosa.

Pómez fina de 48.0 a 80.0 metros. Antes de la erupción que generó la Cuquita, hubo otras de pómez fino que sufrieron meteorización, por lo que contienen arcillas, con tonos rojizos.

Modelo estratigráfico

Rellenos 0.0 a 1.2 metros. Compuestos principalmente por arena limosa fina, media y poco gruesa con pedazos de concreto y tabique. Compacidad media (*SM*)

Toba arcillosa 1.2 a 3.0 metros. Arcilla de color café oscuro, con limo arenoso café olivo oscuro, la arena es fina y media. Su consistencia es dura (*CL*)

Toba arenosa 3.0 a 5.0 metros. Arena limosa café amarillento, fina media y poco gruesa pumítica y andesítica. La compacidad varía de media a densa (*SM*)

Toba Arenosa 5.0 a 6.8 metros. Arena media, fina y gruesa pumítica, con muy poco limo gris claro, puntos de cristales negros y micas. De igual manera, su compacidad varía de media a densa (*SP-SM*)

Toba limosa 6.8 a 9.4 metros. Limo arenoso café amarillento; la arena es fina y poco media, cuarzosa pumítica y andesítica, con cristales negros y micas. Su consistencia varía de

rígida a muy rígida (*ML*). Además, tiene un lente de ceniza volcánica entre 9.4 y 9.6 metros (*ML*)

Toba arenosa 9.4 a 10.6 metros. Arena fina y media pumítica, cuarzosa y andesítica, con limo café claro, y puntos de cristales negros y micas con compacidad densa (*SM*)

Toba limosa 10.6 a 16.3 metros. Limo café amarillento oscuro, con poca arena fina, puntos de cristales negros y micas. De 14.63 a 16.20 con grumos duros del mismo limo. Su consistencia varía de rígida a muy rígida (*ML*)

Toba arenosa 16.3 a 18.1 metros. Arena media, fina y gruesa andesítica con poco limo café amarillento oscuro. Cuya compacidad es muy densa (*SM*)

Toba arenosa 18.1 a 20.3 metros. Arena media, fina y gruesa andesítica con limo café rojizo claro. Su compacidad es muy densa (*SM*)

Toba arenosa 20.3 a 48.0 metros. Arena media, fina y gruesa andesítica, pumítica poco cuarzosa con limo café rojizo claro, con puntos de cristales negros y micas. Con pocas gravillas pumíticas y andesíticas fracturadas entre 23.0 y 25.35 metros de profundidad (*SM*)

Toba arcillosa 48.0 a 60.0 metros. Arcilla limosa de color café amarillento claro, con arena fina y poco media cuarzosa, pumítica con puntos de cristales negros y micas. Con consistencia dura (*CL*)

Toba arenosa 60.0 a 63.4 metros. Arena fina, media y gruesa andesítica, cuarzosa y pumítica, con gravas finas andesíticas, limosa con grumos duros; el conjunto es de color café rojizo. Se encuentra cementada y muy compacta (*SM*)

Toba Limosa 63.4 a 69.0 metros. Arena fina, media con arena fina y media, andesítica, cuarzosa y pumítica, con grumos duros. El conjunto presenta una consistencia muy dura (*ML*)

Toba arenosa 69.0 a 71.0 metros. Arena fina, media y gruesa, andesítica, cuarzosa y pumítica con gravas finas andesíticas, limosa, con grumos, duros; el conjunto es de color café rojizo. Se encuentra cementada y muy compacta (*SM*)

Toba limosa 71.0 a 72.0 metros. Limo café rojizo, con arena andesítica, cuarzosa y pumítica con grumos duros, de consistencia muy dura (*ML*)

Toba arenosa 72.0 a 79.0 metros. Arena fina, media y gruesa, andesítica, cuarzosa y pumítica con gravas finas andesíticas, limosa, con grumos duros; Conjunto de color café rojizo. Se encuentra muy cementada y muy compacta (*SM*)

Toba limosa 79.0 a 80.0 metros. Limo café rojizo, con arena andesítica, cuarzosa y pumítica con grumos duros, de consistencia muy dura (*ML*)

Nivel de aguas freáticas

El nivel freático en la zona se encuentra muy profundo, a más de 150 metros medidos a partir del nivel de banqueta.

Minas subterráneas

A partir de los resultados de los sondeos y con el conocimiento que se tiene de la zona, se determinó que no existen minas subterráneas que pudieran poner en riesgo la estabilidad del proyecto.

Pruebas de laboratorio

En las siguientes tablas, se mostrarán las propiedades índice y mecánicas de las muestras ensayadas en el laboratorio

Propiedades índices

<i>Sondeo</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>Muestra</i>	<i>Contenido de agua ω %</i>	<i>Relación de vacíos e %</i>
	6.60 – 6.90	1	61.43	1.880
		2	59.69	1.849
		3	60.32	1.861
		<i>Promedio</i>	60.48	1.863
			1	24.33

SMS-I	9.28 – 9.50	2	24.70	0.929
		3	24.02	0.904
		<i>Promedio</i>	24.35	0.914
	13.58 – 13.80	1	26.73	0.838
		2	26.87	0.835
		3	26.84	0.835
		<i>Promedio</i>	26.81	0.836
	22.20 – 22.30	1	15.15	0.540
		2	14.61	0.579
		3	14.93	0.611
		<i>Promedio</i>	14.89	0.576
	29.70 – 29.90	1	17.33	0.546
		2	17.05	0.470
		3	17.52	0.450
		<i>Promedio</i>	17.30	0.487
	35.50 – 35.70	1	16.64	0.547
		2	19.15	0.641
		3	17.53	0.546
		<i>Promedio</i>	17.77	0.578
	42.80 – 43.00	1	23.38	0.718
		2	21.71	0.608
		3	24.55	0.829
		<i>Promedio</i>	23.21	0.718
	53.08 – 53.18	1	26.07	0.904
2		26.13	0.916	
3		26.19	0.847	
		<i>Promedio</i>	26.13	0.889

Propiedades mecánicas

<i>Sondeo</i>	<i>Profundidad</i>	<i>Muestra</i>	<i>Peso volumétrico</i> $\gamma \left(\frac{t}{m^3} \right)$	<i>Cohesión</i> $c \left(\frac{t}{m^2} \right)$	<i>Angulo de fricción interna</i> ϕ
SMS-1	6.60 – 6.90	1	1.259	4.2	34.8
		2	1.247		
		3	1.245		
		<i>Promedio</i>	<i>1.250</i>		
	9.28 – 9.50	1	1.645	2.5	35.0
		2	1.634		
		3	1.649		
		<i>Promedio</i>	<i>1.643</i>		
	13.58 – 13.80	1	1.758	5.5	26.0
		2	1.761		
		3	1.758		
		<i>Promedio</i>	<i>1.759</i>		
	22.20 – 22.30	1	1.979	4.0	37.5
		2	1.921		
		3	1.897		
		<i>Promedio</i>	<i>1.923</i>		
	29.70 – 29.90	1	1.854	16.8	34.0
		2	1.945		
		3	1.979		
		<i>Promedio</i>	<i>1.926</i>		
	35.50 – 35.70	1	1.971	7.5	32.9
		2	1.890		
		3	1.974		
		<i>Promedio</i>	<i>1.945</i>		
	42.80 – 43.00	1	1.738	34.8	24.5
		2	1.833		
		3	1.647		
		<i>Promedio</i>	<i>1.739</i>		

	53.08 – 53.18	1	1.735	6.5	29.0
		2	1.712		
		3	1.767		
		<i>Promedio</i>	<i>1.738</i>		

Proyecto Pedregal (Sistema de estabilización)

Con base a los sondeos de exploración se determinaron dos principales estratos a continuación se muestran las características de estos, así como la profundidad y sus propiedades índices

Estrato	Profundidad (metros)	Propiedades índices
Arena media fina y gruesa pumítica andesítica y cuarzosa con limo gris	0.0 - 16.0	$\phi = 26^\circ$ $c = 5.5 \text{ t/m}^2$ $\gamma_m = 1.77 \text{ t/m}^3$
Arena media fina poco gruesa andesítica pumítica poco cuarzosa con limo café rojizo claro gravillas andesíticas poco pumíticas	16.0 - 48.0	$\phi = 38^\circ$ $c = 10 \text{ t/m}^2$ $\gamma_m = 1.94 \text{ t/m}^3$
Limo arenoso café rojizo fino medio y grueso cuarzosa andesítica poco pumítica	48.0 - 54.0	$\phi = 29^\circ$ $c = 6.5 \text{ t/m}^2$ $\gamma_m = 1.75 \text{ t/m}^3$

Nota; Para más información de las pruebas ir al anexo 2 (Pedregal)

De acuerdo con lo anterior, se calcula el ángulo de fricción, la cohesión y el peso específico ponderado.

$$c_p = \frac{5.5(16) + 10(32) + 6(6)}{54}$$

$$c_p = 8.27 \approx 9.0 \text{ t/m}^2$$

$$\phi_p = \frac{26(16) + 38(32) + 29(6)}{54}$$

$$\phi_p = 33.44 \approx 34.0^\circ$$

$$\gamma_{mp} = \frac{1.77(16) + 1.94(32) + 1.75(6)}{54}$$

$$\gamma_{mp} = 1.86 \text{ t/m}^3$$

Determinando la cuña activa

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

$$\alpha = 45^\circ + \frac{33.44}{2}$$

$$\alpha = 62^\circ$$

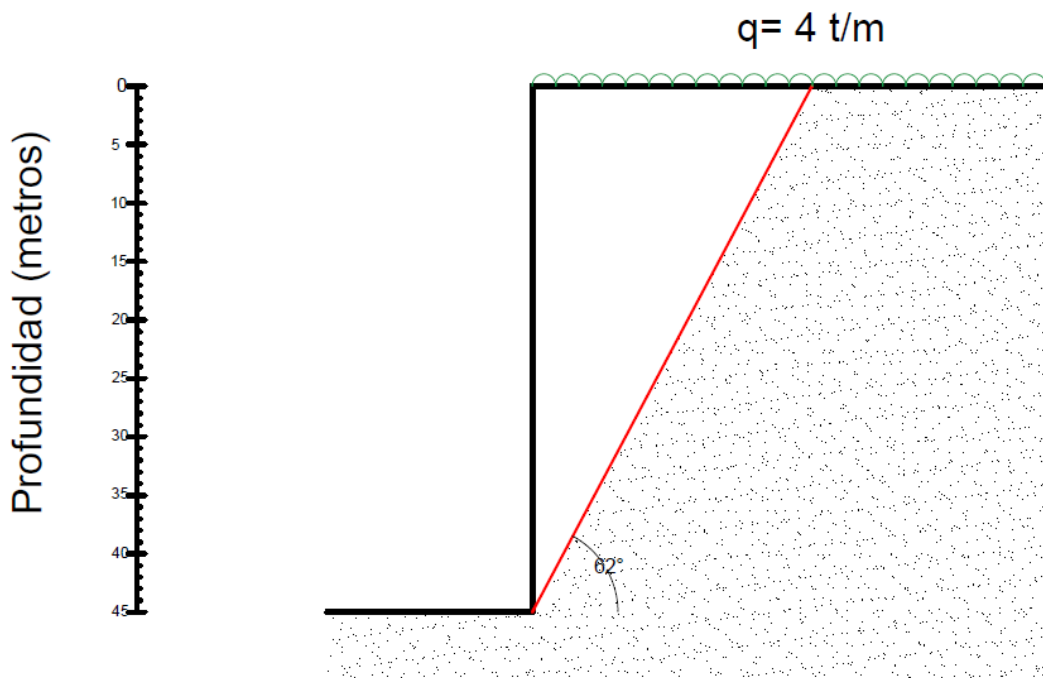


Figura 6.8.- Falla plana.

Determinando las propiedades geométricas

$$\cos 28^\circ = \frac{45^\circ}{L}$$

$$L = \frac{45^\circ}{\cos 28^\circ}$$

$$L = 50.96 \approx 51.0 \text{ m}$$

$$\sin 28^\circ = \frac{x}{51.0}$$

Despejando x

$$51.0(\sin 28^\circ) = x$$

$$x = 23.94 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la cuña activa

$$W = \frac{1}{2}(23.94)(45)(1.86) + 4(23.94)$$

$$W = 1,097.64 \text{ t}$$

Cálculo de las fuerzas normal y tangencial

$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sin \beta$$

$$N = (1,097.64) \cos 62^\circ$$

$$N = 515.31 \text{ t}$$

$$T = (1,097.64) \sin 62^\circ$$

$$T = 969.15 \text{ t}$$

Determinando la fuerza normal y tangencial dinámica

$$F_{sis} = (W) \frac{4a_o}{3}$$

$$F_{sis} = 1,097.64 \left(\frac{4(0.16)}{3} \right)$$

$$F_{sis} = 234.16 \text{ t}$$

$$N_{sis} = 234.16(\sin 62^\circ)$$

$$N_{sis} = 206.75 \text{ t}$$

$$T_{sis} = 234.16(\cos 62^\circ)$$

$$T_{sis} = 109.93 t$$

Cálculo del factor de seguridad dinámico y estático

Estático

$$F.S. = \frac{\sum cl + N \tan \phi}{\sum T}$$

$$F.R. = \sum cl + N \tan \phi$$

$$F.R. = 9(51.0) + (515.31) \tan 34^\circ$$

$$F.R. = 806.58 t$$

Sustituyendo valores en la ecuación del factor de seguridad

$$F.S. = \frac{806.58}{969.15}$$

$$F.S. = 0.83$$

Dinámico

$$F.S. = \frac{9(51.0) + (515.31 - 206.75) \tan 34}{969.15 + 109.93}$$

$$F.S. = 0.61$$

Comparando los factores de seguridad obtenidos de las fallas circulares con la falla plana

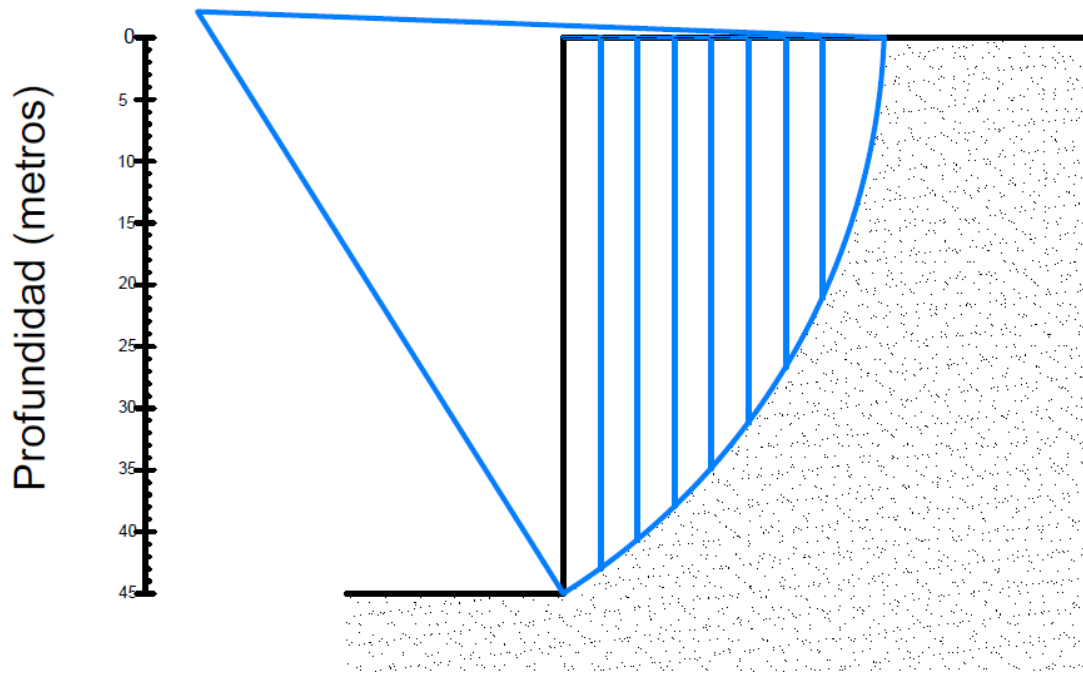


Figura 6.9.- Falla Circular.

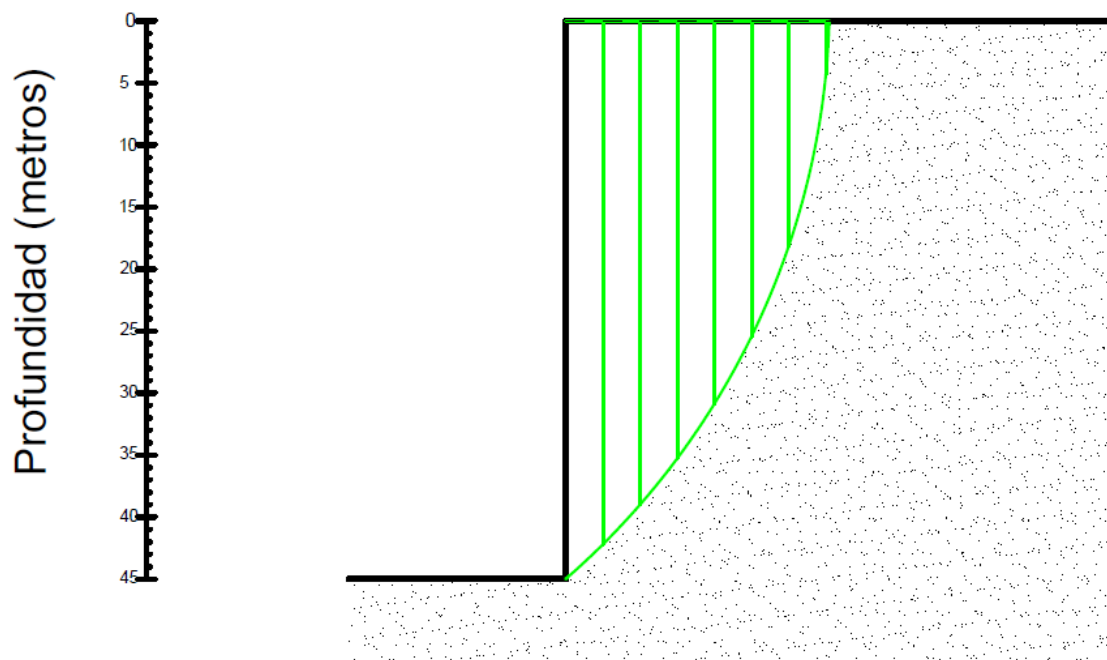


Figura 6.10.- Falla Circular.

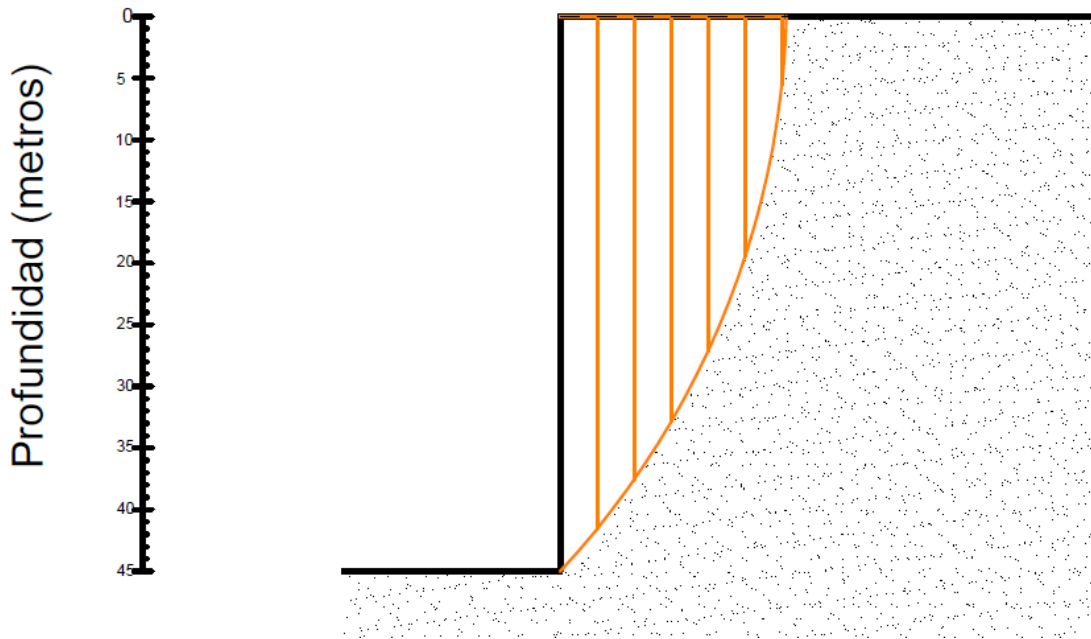


Figura 6.11.- Falla Circular.

Falla Plana	Falla circular
$F.S_{Estático} = 0.83$	$F.S_{Estático\ cir\ 1} = 1.07$
	$F.S_{Estático\ cir\ 2} = 0.94$
	$F.S_{Estático\ cir\ 3} = 0.89$
$F.S_{Dinámico} = 0.61$	$F.S_{Dinámico\ cir\ 1} = 0.78$
	$F.S_{Dinámico\ cir\ 2} = 0.86$
	$F.S_{Dinámico\ cir\ 3} = 0.81$

Por lo tanto, se diseña con la falla plana ya que en todos los casos el factor de seguridad de esta es menor ante cualquier circulo de falla.

Cálculo de la fuerza de anclaje

$$FA = \frac{(F.S.)T - cl - N \tan \phi}{F.S. [\cos(\alpha + \theta)] + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi}$$

Donde;

$FA = \text{Fuerza de Anclaje (t)}$

$F.S. = \text{Factor de seguridad}$

$T = \text{Fuerza tangencial (t)}$

$N = \text{Fuerza normal (t)}$

$\alpha = \text{Ángulo de inclinación del talud}$

$\theta = \text{ángulo de inclinación del ancla}$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$FA = \frac{(1.5)969.15 - 9(51.0) - 515.31 \tan 34^\circ}{1.5[\cos(62 + 5)] + \sin(62 + 5) \tan 34^\circ}$$

$$FA = 536.16 t$$

$$FA = \frac{536.16 t}{15}$$

$$FA = 35.74 t/m \leftarrow \text{para un ancho unitario}$$

$$FA = 35.74 (3.5)$$

$$FA = 125.1 t \leftarrow \text{para un ancho tributario}$$

Cálculo de la fuerza de anclaje ante fuerzas sísmicas

$$F.S. = \frac{\frac{cl}{\sin \beta} + [W \cos \beta + FA \sin(\beta + \theta)] - cs(W) \sin \beta \tan \phi + FA \cos(\beta + \phi)}{W \sin(\beta) + csW \cos(\beta)}$$

Sustituyendo valores

$F.S.$

$$= \frac{\frac{9(51.0)}{\sin 62^\circ} + [1,097.64 \cos 62^\circ + FA \sin(67^\circ)] - 0.16(1,097.64) \sin 62^\circ \tan 34^\circ + FA \cos(67^\circ)}{1,097.64 \sin(62^\circ) + (0.16)097.64 \cos(62^\circ)}$$

$$F.S. = \frac{519.84 + [515.31 + FA \sin(67^\circ)] - 104.59 + FA \cos(67^\circ)}{969.15 + 82.44}$$

$$F.S. = \frac{1,035.15 + FA \sin 67 - 104.59 + FA \cos(67^\circ)}{969.15 + 82.44}$$

$$F.S. = \frac{930.56 + FA \sin 67 + FA \cos(67^\circ)}{1,051.59}$$

Considerando un factor de seguridad de 1.3

$$1.3 = \frac{930.56 + FA \sin 67 + FA \cos(67^\circ)}{1,051.59}$$

Despejando FA

$$1.3(1,051.59) - 930.56 = FA \sin 67 + FA \cos(67^\circ)$$

$$436.50 = FA(0.39) + FA(0.92)$$

Factorizando el común denominador

$$FA(0.39 + 0.92) = 436.50$$

$$FA = \frac{436.50}{(0.39 + 0.92)}$$

$$FA = 333.20$$

$$FA = \frac{333.20}{15}$$

$$FA = 22.21 \text{ t/m} \leftarrow \text{para un ancho unitario}$$

$$FA = 22.21 (3.5)$$

$$FA = 77.74 \text{ t} \leftarrow \text{para un ancho tributario}$$

Comparando las fuerzas de anclaje obtenidas anteriormente, se determina que se diseñará con la fuerza de anclaje mayor la cual corresponde a $FA = 125.1 \text{ t}$

Cálculo de la longitud de bulbo

$$Lb = \frac{1.5(125.1)}{\pi(0.10)(100) \tan 34^\circ}$$

$$Lb = 8.85 \approx 9.0 \text{ m}$$

Para una mayor seguridad del talud, se aumenta la longitud del bulbo a 10 m

Cálculo del número de torones

$$F_{ruptura} = 26.0 \text{ t}$$

$$F_t = F_{ruptura}(0.6) = 0.6(26) = 15.6 \text{ t}$$

$$F_t = 0.6(26) = 15.6 \text{ t}$$

$$F_t = 15.6 \text{ t}$$

$$No\ de\ torones = \frac{125.1}{15.6}$$

$$No\ de\ torones = 8.02 \approx 8\ torones$$

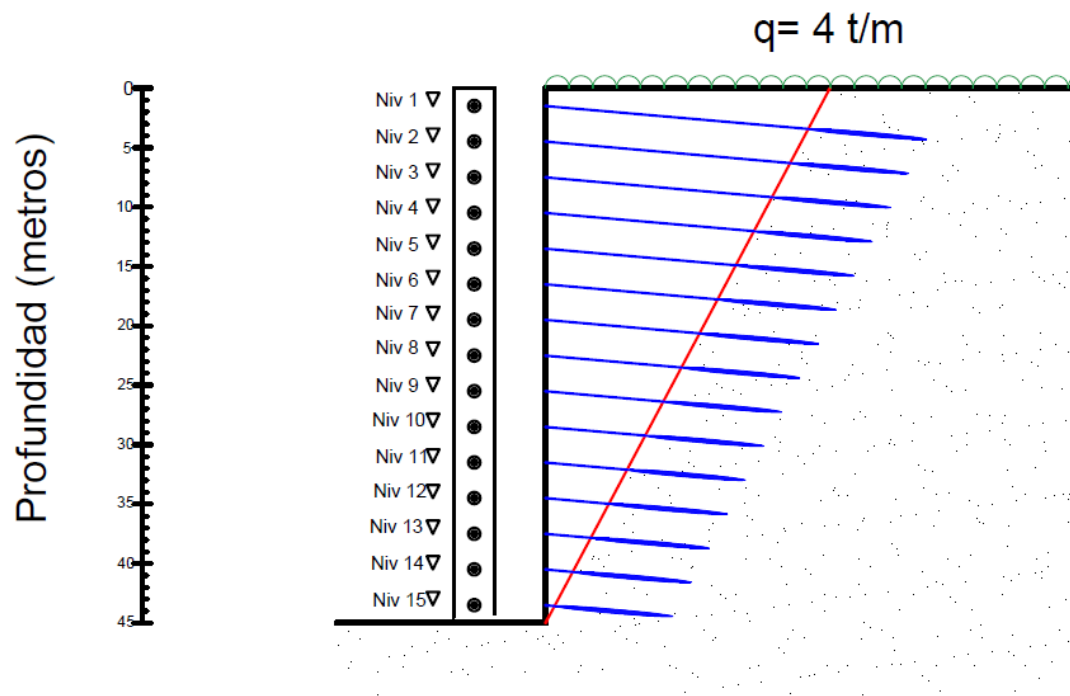


Figura 6.12.- Distribución de anclas.

Corte 1 sobrecarga $q = 4 t/m$						
Nivel	Profundidad (m)	Longitud			No. de torones	Pi
		Pasiva	Bulbo	Total		
1	1.5	22.65	10	33.0	8	1.5
2	4.5	20.65	10	31.0	8	1.5
3	7.5	19.12	10	29.0	8	1.5
4	10.5	17.60	10	28.0	8	1.5
5	13.5	16.06	10	26.0	8	1.5
6	16.5	14.53	10	24.5	8	1.5
7	19.5	13.00	10	23.00	8	1.5
8	22.5	11.47	10	21.5	8	1.5
9	25.5	9.94	10	20.0	8	1.5
10	28.5	8.41	10	18.5	8	1.5
11	31.5	6.88	10	17.0	8	1.5
12	34.5	5.35	10	15.5	8	1.5
13	37.5	3.82	10	14.0	8	1.5
14	40.5	2.29	10	12.50	8	1.5
15	43.5	0.76	10	11.0	8	1.5

Nota: Con fines de que el ancla funcione correctamente la longitud pasiva se aumentará a cinco metros a aquellas longitudes menores de esta medida.

Ahora, se calcula la longitud del bulbo para un corte expuesto a una sobrecarga con un valor $q = 2 t/m$

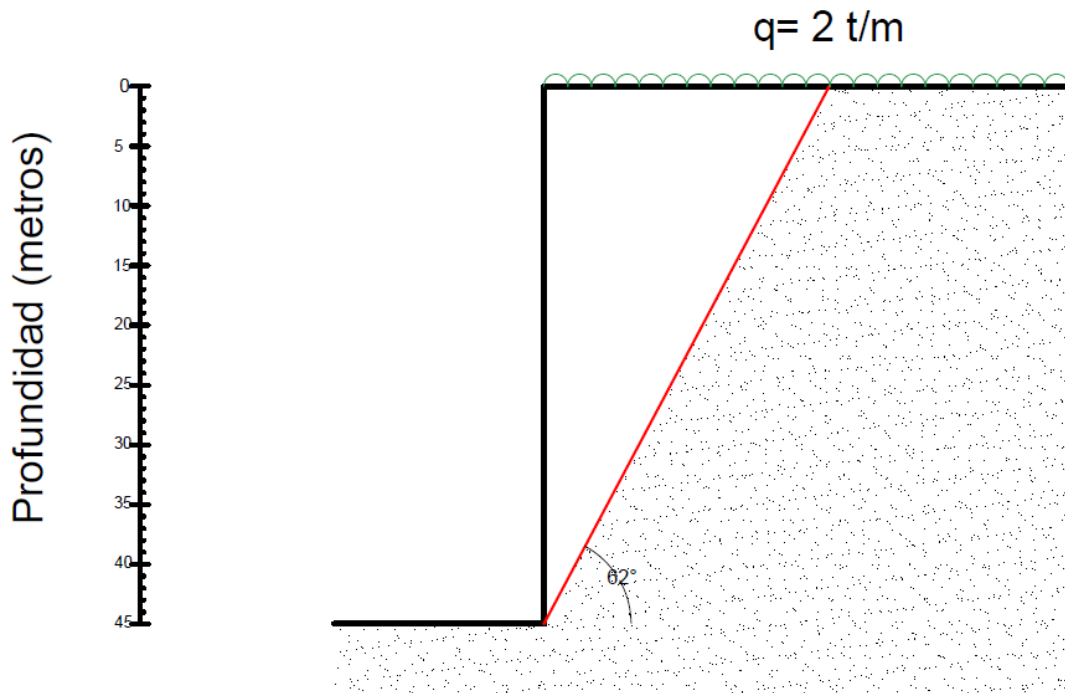


Figura 6.13.- Falla plana.

Determinando las propiedades geométricas

$$\cos 28^\circ = \frac{45^\circ}{L}$$

$$L = \frac{45^\circ}{\cos 28^\circ}$$

$$L = 50.96 \approx 51.0 \text{ m}$$

$$\sin 28^\circ = \frac{x}{51.0}$$

Despejando x

$$51.0(\sin 28^\circ) = x$$

$$x = 23.94 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la cuña activa

$$W = \frac{1}{2}(23.94)(45)(1.86) + 2(23.94)$$

$$W = 1,052.4 \text{ t}$$

Cálculo de las fuerzas normal y tangencial

$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sen \beta$$

$$N = (1,052.4) \cos 62^\circ$$

$$N = 494.07 t$$

$$T = (1,052.4) \sin 62^\circ$$

$$T = 929.21 t$$

Determinando la fuerza normal y tangencial dinámica

$$F_{sis} = (W) \frac{4a_o}{3}$$

$$F_{sis} = 1,052.4 \left(\frac{4(0.16)}{3} \right)$$

$$F_{sis} = 224.42 t$$

$$N_{sis} = 224.42 (\sin 62^\circ)$$

$$N_{sis} = 198.15 t$$

$$T_{sis} = 224.42 (\cos 62^\circ)$$

$$T_{sis} = 105.35 t$$

Cálculo del factor de seguridad dinámico y estático

Estático

$$F.S. = \frac{\sum cl + N \tan \phi}{\sum T}$$

$$F.R. = \sum cl + N \tan \phi$$

$$F.R. = 9(51.0) + (494.07) \tan 34^\circ$$

$$F.R. = 792.25 t$$

Sustituyendo valores en la ecuación del factor de seguridad

$$F.S. = \frac{792.25}{929.21}$$

$$F.S. = 0.85$$

Dinámico

$$F.S. = \frac{9(51.0) + (494.07 - 198.15) \tan 34}{929.21 + 105.35}$$

$$F.S. = 0.28$$

Cálculo de la fuerza de anclaje

$$FA = \frac{(F.S.)T - cl - N \tan \phi}{F.S. [\cos(\alpha + \theta)] + \sin(\alpha + \theta) \tan 34^\circ}$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$FA = \frac{(1.5)929.21 - 9(51.0) - 494.07 \tan 34^\circ}{1.5[\cos(62 + 5)] + \sin(62 + 5) \tan 34^\circ}$$

$$FA = 498.39 t$$

$$FA = \frac{498.39 t}{15}$$

$$FA = 33.22 t/m \leftarrow \text{para un ancho unitario}$$

$$FA = 33.22 (3.5)$$

$$FA = 116.29 t \leftarrow \text{para un ancho tributario}$$

Cálculo de la fuerza de anclaje ante fuerzas sísmicas

$$F.S. = \frac{\frac{cl}{\sin \beta} + [W \cos \beta + FA \sin(\beta + \theta)] - cs(W) \sin \beta \tan \phi + FA \cos(\beta + \phi)}{W \sin(\beta) + csW \cos(\beta)}$$

Sustituyendo valores

$$F.S. = \frac{\frac{9(51.0)}{\sin 62^\circ} + [1,052.4 \cos 62^\circ + FA \sin(67^\circ)] - 0.16(1,052.4) \sin 62^\circ \tan 34^\circ + FA \cos(67^\circ)}{1,052.4 \sin(62^\circ) + (0.16)1,052.4 \cos(62^\circ)}$$

$$F.S. = \frac{519.84 + [494.071 + FA \sin(67^\circ)] - 104.59 + FA \cos(67^\circ)}{929.21 + 79.05}$$

$$F.S. = \frac{913.63 + FA \sin 67 + FA \cos(67^\circ)}{929.21 + 79.05}$$

$$F.S. = \frac{913.63 + FA \sin 67 + FA \cos(67^\circ)}{1,008.26}$$

Considerando un factor de seguridad de 1.3

$$1.3 = \frac{913.63 + FA \sin 67 + FA \cos(67^\circ)}{1,008.26}$$

Despejando FA

$$1.3(1,008.26) - 913.63 = FA \sin 67 + FA \cos(67^\circ)$$

$$397.108 = FA(0.39) + FA(0.92)$$

Factorizando el común denominador

$$FA(0.39 + 0.92) = 397.108$$

$$FA = \frac{397.108}{(0.39 + 0.92)}$$

$$FA = 303.13$$

$$FA = \frac{303.13}{15}$$

$$FA = 20.21 \text{ t/m} \leftarrow \text{para un ancho unitario}$$

$$FA = 22.21 (3.5)$$

$$FA = 70.73 \text{ t} \leftarrow \text{para un ancho tributario}$$

Comparando las fuerzas de anclaje obtenidas anteriormente, se determina que se diseñará con la fuerza de anclaje mayor la cual corresponde a $FA = 116.29 \text{ t}$

Cálculo de la longitud de bulbo

$$Lb = \frac{1.5(116.29)}{\pi(0.10)(100) \tan 34^\circ}$$

$$Lb = 8.23 \approx 9.0 \text{ m}$$

Para una mayor seguridad del talud, se aumenta la longitud del bulbo a 9 m

Cálculo del número de torones

$$F_{ruptura} = 26.0 \text{ t}$$

$$F_t = F_{ruptura}(0.6) = 0.6(26) = 15.6 \text{ t}$$

$$F_t = 0.6(26) = 15.6 t$$

$$F_t = 15.6 t$$

$$\text{No de torones} = \frac{116.29}{15.6}$$

$$\text{No de torones} = 7.45 \approx 8 \text{ torones}$$

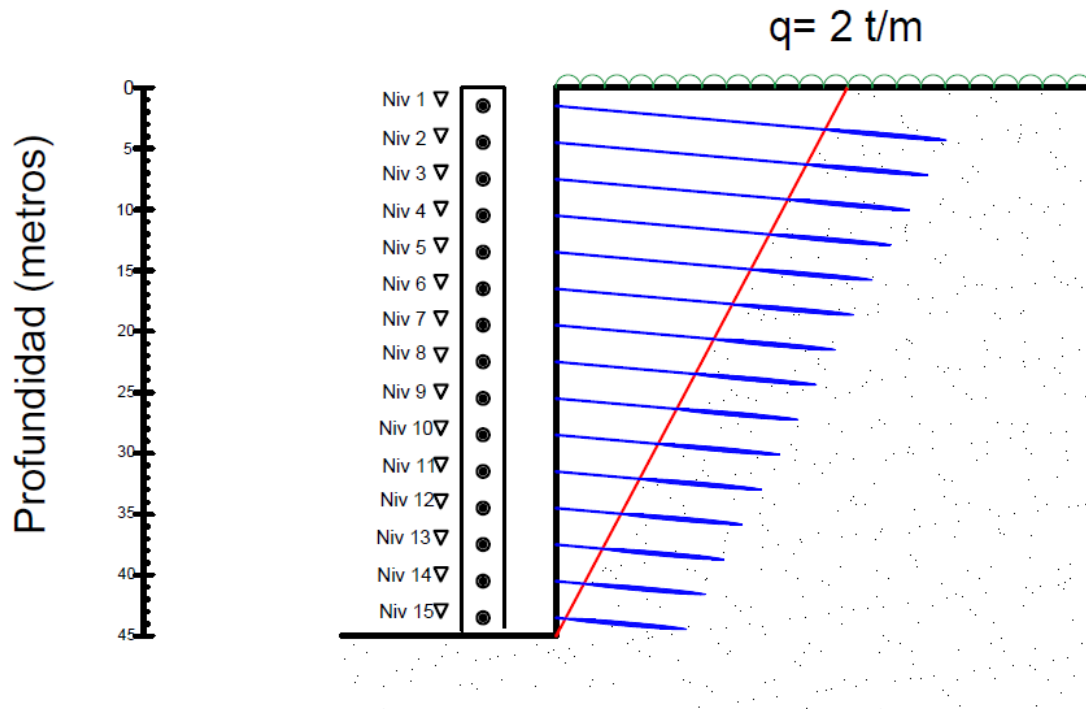


Figura 6.14.- Distribución de anclas.

Corte 1 sobrecarga $q = 2 t/m$						
Nivel	Profundidad (m)	Longitud			No. de torones	Pi
		Pasiva	Bulbo	Total		
1	1.5	22.65	9	32.0	8	1.5
2	4.5	20.65	9	30.0	8	1.5
3	7.5	19.12	9	28.0	8	1.5
4	10.5	17.60	9	27.0	8	1.5
5	13.5	16.06	9	25.0	8	1.5
6	16.5	14.53	9	23.5	8	1.5
7	19.5	13.00	9	21.0	8	1.5
8	22.5	11.47	9	20.5	8	1.5

9	25.5	9.94	9	19.0	8	1.5
10	28.5	8.41	9	17.5	8	1.5
11	31.5	6.88	9	16.0	8	1.5
12	34.5	5.35	9	14.5	8	1.5
13	37.5	3.82	9	13.0	8	1.5
14	40.5	2.29	9	11.5	8	1.5
15	43.5	0.76	9	10.0	8	1.5

Nota: Con fines de que el ancla funcione correctamente la longitud pasiva se aumentará a cinco metros a aquellas longitudes menores de esta medida.

Procedimiento constructivo

- 1) Para comenzar con la construcción de las anclas es necesario retirar las cimentaciones existentes.
- 2) Se podrá comenzar con la excavación en el área central, dejando una berma-talud con una inclinación de 60 grados con relación a la horizontal.
- 3) Enseguida, se realizarán excavaciones alternas en el perímetro de 6.0 metros de largo para poder iniciar con la construcción del muro de concreto lanzado y las anclas postensadas, que tendrán la altura de un metro adicional al nivel del anclaje. Se dejará una berma de 8.0 metros de ancho para los equipos de perforación; se continuará con el afine del material y la instalación de las mallas electrosoldadas. Para posteriormente efectuará el lanzado.
- 4) Concluido el lanzado, se proseguirá con la perforación de las anclas en 10 cm de diámetro continuando con la inserción del cuerpo del ancla para terminar con la inyección de la lechada de agua-cemento a una presión de 15 kg/cm² para garantizar un mínimo de 10 kg/cm² a la lechada se le agregarán aditivos para acelerar el fraguado para estabilizar el volumen.
- 5) Una vez que la lechada haya alcanzado su resistencia (3días máximo), se tensarán las anclas de acuerdo con lo especificado.
- 6) Habiendo tensado las anclas se podrán excavar los tramos restantes.
- 7) Este procedimiento se repite en las siguientes líneas de anclaje; excavando siempre un metro por debajo del nivel especificado para cada una de ellas.

- 8) Durante los trabajos de anclaje podrán que realizarse simultáneamente la excavación del núcleo central, manejando taludes de 60 grados con la horizontal.

Proyecto Santa Fe (Zona de Lomas)

Características del proyecto

El predio se ubica entre la avenida La Fe y la calle de Paseo de los Arquitectos en Santa Fe, al poniente de la ciudad de México como se muestra en la siguiente figura 6.1, éste tiene una superficie de 11,782 metros cuadrados cuyas dimensiones aproximadas son de 61*197 m. Además, presenta una topografía de lomerío suave con un desnivel entre 20 y 25 metros.



Figura 6.15.- Localización del predio

Condiciones geológicas

El terreno se localiza en la zona geotécnica denominada Zona de Lomas; Esta formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames de Xitle. En estas sierras predominan tobos compactadas con cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte en el pedregal del Xitle, los basaltos sobre yacen a las tobos y depósitos fluvio-glaciares y glaciares más antiguos. Eventualmente se localizan

los rellenos no compactados comúnmente usados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y rellenar minas antiguas.

Trabajos de exploración del subsuelo

Para precisar de las condiciones geotécnicas del sitio, se realizaron 16 sondeos de penetración estándar (STP) y 14 sondeos de avance controlado (SAC) con profundidades que oscilan entre los 15 a 50 metros.

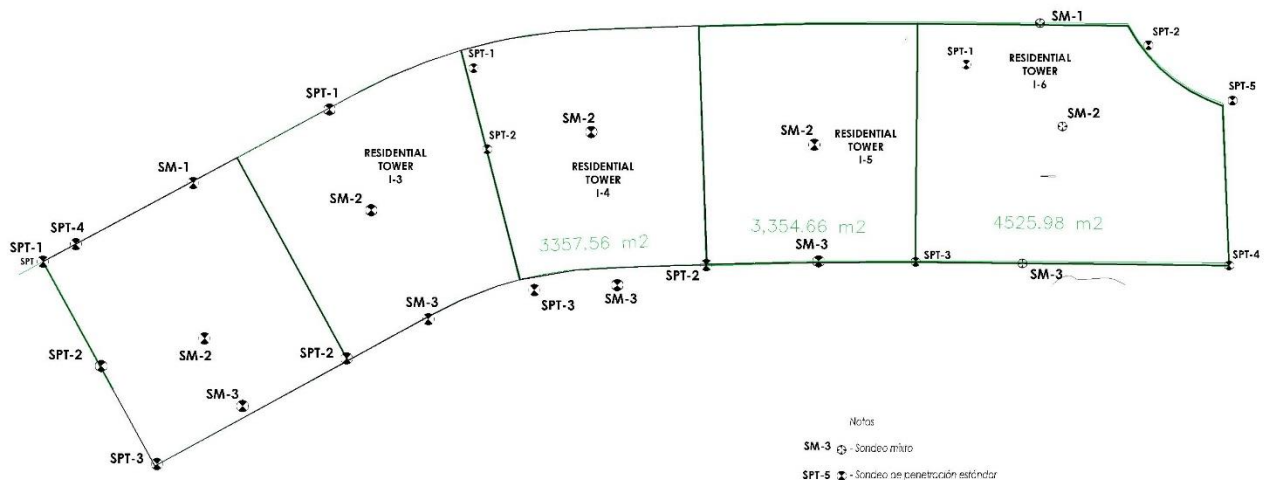


Figura 6.16.- Ubicación de los sondeos.

Pruebas de laboratorio

Las muestras representativas obtenidas de los sondeos de penetración estándar se trasladaron debidamente protegidas al laboratorio, donde se realizaron varias pruebas como clasificación visual y al tacto en seco y húmedo de acuerdo con el sistema unificado de la clasificación de suelos (SUCS)

Interpretación estratigráfica

Con base a la información obtenida de los sondeos y a partir de los conocimientos que se tiene de la zona, se definió la estratigrafía a lo largo del corte que se realiza en la avenida La Fe. En este se pueden observar dos condiciones en las que se encuentra

constituido el suelo. En la primera condición, se considera una profundidad máxima de 21.0 m para el material de relleno y para la segunda, la profundidad máxima que comprenden los rellenos se considera hasta los 4.0 m.

Rellenos: Es un material heterogéneo, su espesor varía entre los 1.2 y 21.0 m compuesto por los siguientes materiales

Arena (SM y SC): Arena fina, media y gruesa, limosa o arcillosa, con gravas, boleos, con lentes de arcilla conformado también, por trozos de tabique y fragmentos de concreto, además de madera y plástico. Las proporciones de estos varía de manera considerable. La forma de las partículas de origen andesítico, en general son de forma subangulosa y angulosa; el conjunto exhibe colores café y gris, cuya compactidad se considera de suelta a mediana compacta.

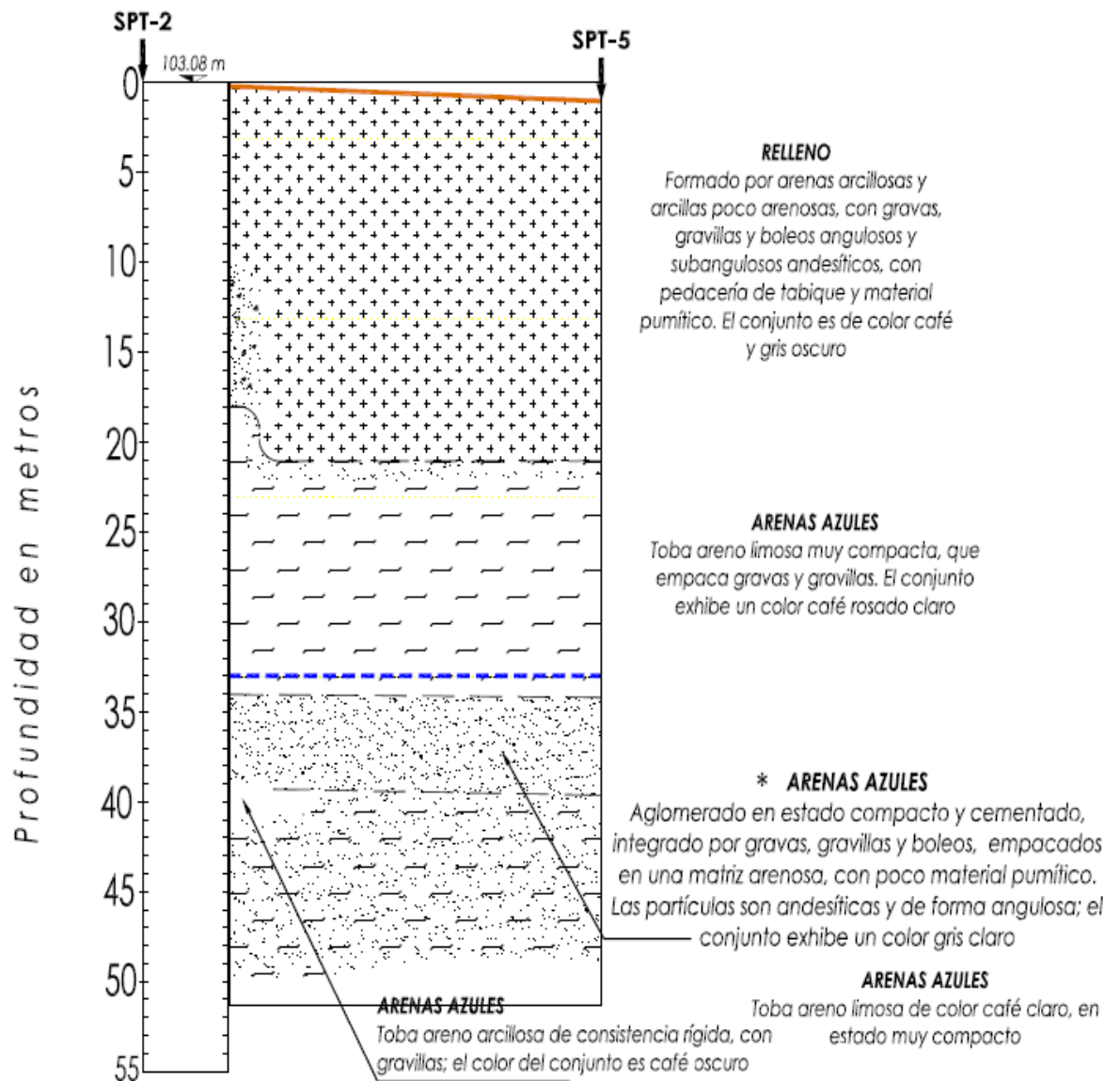
Limo (ML): Limo arenoso y arcilloso con gravas, boleos, con fragmentos de tabique, concreto, madera y plástico. La forma de las partículas es subangulosa cuyos colores característicos son café y gris con consistencia media.

Arenas Azules: Subyace a la capa de rellenos, es un aglomerado andesítico muy compacto, integrado por arena fina, media y gruesa que empaca gravas y boleos, limoso con poca arena pumítica, con mica y cristales; las partículas son angulosas y subangulosos.

Nivel de agua freáticas: Hasta la profundidad máxima de exploración, no se encontró nivel de aguas subterráneas ya que en esta parte de la ciudad se localiza a gran profundidad.

← SURPONIENTE

NORORIENTE →



Falla Plana: Corte 1

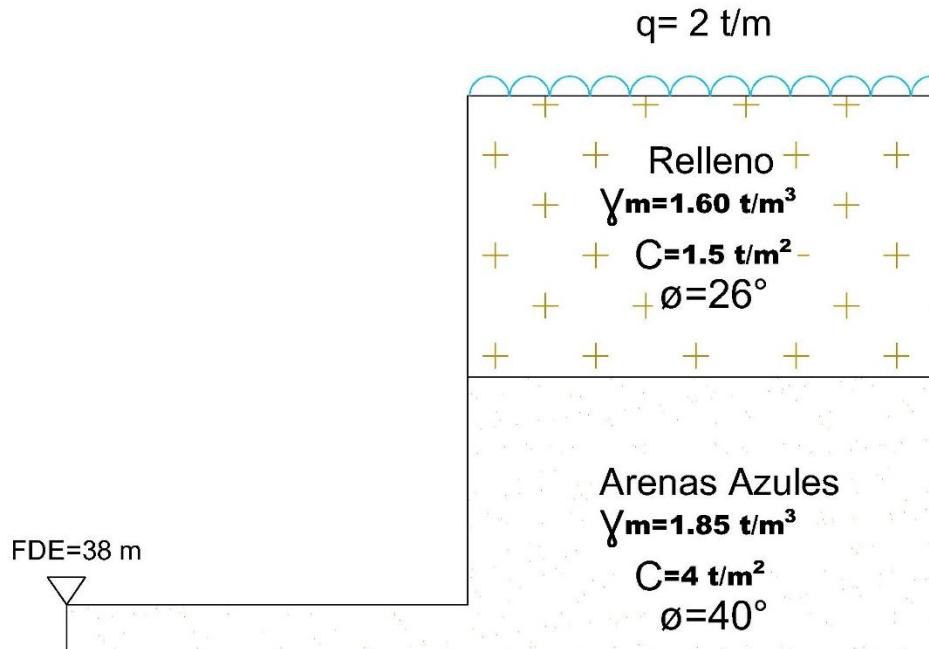


Figura 6.17.- Estratigrafía idealizada.

Los datos de dicho corte se muestran en la siguiente tabla

Relleno: Comprendido de 0 a 21 metros de profundidad

$$\begin{aligned}\gamma_m &= 1.6 \frac{t}{m^3} \\ \phi &= 26^\circ \\ c &= 1.5 \frac{t}{m^2}\end{aligned}$$

Arenas azules: De 22 a 38 metros.

$$\begin{aligned}\gamma_m &= 1.85 \frac{t}{m^3} \\ \phi &= 40^\circ \\ c &= 4.0 \frac{t}{m^2}\end{aligned}$$

Nota; Información en el anexo Santa Fe

Para poder determinar la falla plana se calcula el ángulo con la siguiente ecuación la cual delimitará la cuña activa.

$$45 + \frac{\phi_i}{2}$$

Donde; ϕ_i = Ángulo de fricción interna de cada estrato

Cálculo del factor de seguridad estático y dinámico

Después de haber determinado la falla plana se procede a calcular el peso de las distintas cuñas.

En el siguiente esquema, se muestra la división de las cuñas del talud

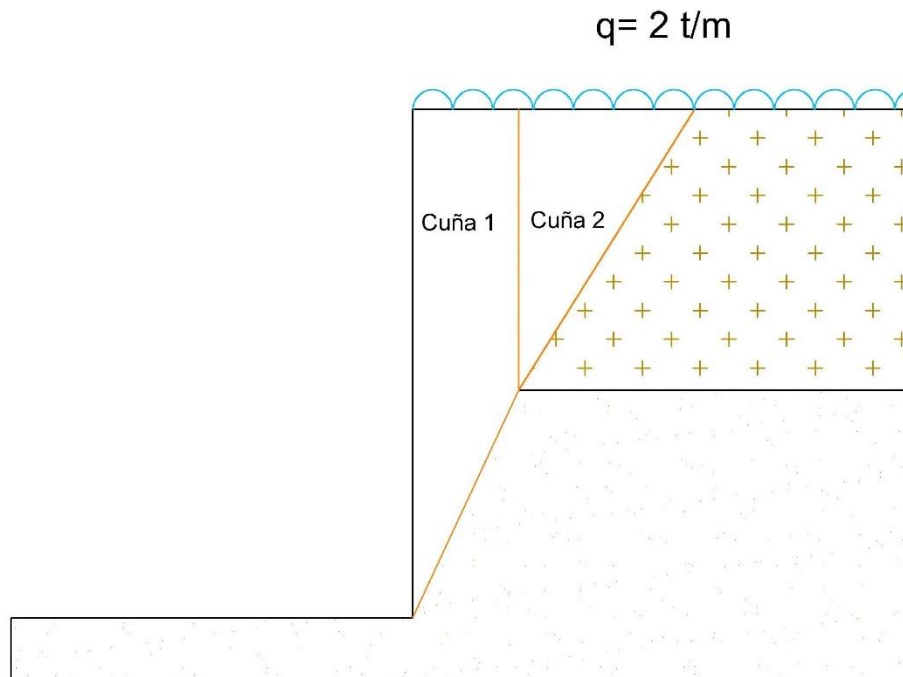


Figura 6.17.- Distribución de cuñas.

Cuña 1

Cálculo del peso de la cuña

Determinando las dimensiones de esta

Cálculo de la longitud de la superficie de deslizamiento

$$L = \frac{17}{\cos 25}$$

$$L = 18.75 \text{ m}$$

Cálculo de la distancia x_1

$$x_1 = (18.72) \sin(25)$$

$$x_1 = 7.92 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la cuña 1

$$W = 0.5(7.92)(17)(1.85) + 7.92(21.0)(1.60) + 7.92(2)$$

$$W = 406.5 t$$

Determinando las fuerzas normal y tangencial

$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sin \beta$$

$$N = 406.5 \cos(65^\circ)$$

$$T = 406.5 \sin(65^\circ)$$

$$N = 171.79 t$$

$$T = 368.41 t$$

Cálculo de la fuerza normal y tangencial dinámica

Cálculo de la fuerza sísmica

Primero, es necesario conocer la fuerza sísmica mediante la siguiente ecuación

$$F_{sis} = W \left[\frac{4(a_o)}{3} \right]$$

Donde;

$$F_{sis} = \text{Fuerza sísmica (t)}$$

$$W = \text{peso de la cuña activa (t)}$$

$$a_o = \text{coeficiente de la aceleración del suelo}$$

Nota: El coeficiente sísmico de la zona de lomas y transición (rellenos) 0.16 y 0.32. Por ende, el valor de la aceleración es de 0.08 y 0.04 respectivamente

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$F_{sis} = 406.5 \left[\frac{4(0.04)}{3} \right]$$

$$F_{sis} = 21.70 t$$

Habiendo determinado la fuerza sísmica, se continúa con la determinación de las fuerzas normal y tangencial

$$N_{sis} = F_{sis} \sin(\beta)$$

$$T_{sis} = F_{sis} \cos(\beta)$$

$$N_{sis} = 21.70 \sin(65^\circ)$$

$$T_{sis} = 21.70 \cos(65^\circ)$$

$$N_{sis} = 19.03 t$$

$$T_{sis} = 9.17 t$$

Cuña 2

Cálculo del peso de la cuña

Determinando las dimensiones de la cuña

$$L = \frac{21}{\cos 32}$$

$$L = 24.76 m$$

Cálculo de la distancia x_1

$$x_1 = (24.76) \sin(32)$$

$$x_1 = 13.12 m$$

$$W = 0.5(13.12)(21.0)(1.60) + 13.12(2.0)$$

$$W = 246.65 t$$

Cálculo de la fuerza normal y tangencial

$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sin \beta$$

$$N = 246.65 \cos(58^\circ)$$

$$T = 246.65 \sin(58^\circ)$$

$$N = 130.70 t$$

$$T = 209.17 t$$

Cálculo de la fuerza normal y tangencial dinámica

Determinación de la fuerza sísmica

$$F_{sis} = 246.65 \left[\frac{4(0.04)}{3} \right]$$

$$F_{sis} = 26.30 t$$

Habiendo determinado la fuerza sísmica, se continúa con la determinación de las fuerzas normal y tangencial

$$N_{sis} = F_{sis} \sin(\beta)$$

$$T_{sis} = F_{sis} \cos(\beta)$$

Donde;

$$F_{sis} = \text{Fuerza sísmica (t)}$$

$$N_{sis} = \text{Fuerza normal dinámica (t)}$$

$$T_{sis} = \text{Fuerza tangencial dinámica (t)}$$

$$\beta = \text{Ángulo comprendido entre la horizontal y la cuña activa}$$

Sustituyendo datos en las anteriores expresiones

$$N_{sis} = 26.30 \sin(58^\circ)$$

$$T_{sis} = 26.30 \cos(58^\circ)$$

$$N_{sis} = 22.30 t$$

$$T_{sis} = 13.96 t$$

Por último, se procede a determinar el factor de seguridad éste debe ser mayor que 1.5 en la condición estática y 1.3 para la condición dinámica. Sin embargo, es necesario conocer las fuerzas resistentes al deslizamiento de la cuña. A continuación, se muestra el procedimiento.

Cálculo de la fuerza resistente

$$F_r = \sum (CL + N \tan \phi)$$

Donde;

$$F_r = \text{Fuerza resistente al deslizamiento de la cuña activa (t)}$$

$$L = \text{Longitud de la superficie de falla (m)}$$

$$\phi = \text{Ángulo de fricción interna}$$

$$C = \text{Cohesión del estrato } \frac{t}{m^2}$$

$$N = \text{Fuerza normal t}$$

Sustituyendo valores en la expresión anterior

$$F_r = 4.0(18.75) + 24.76(1.5) + 171.79 \tan(40^\circ) + 130 \tan(26^\circ)$$

$$F_r = 320.03 t$$

$$\sum T = 368.41 + 209.17$$

$$\sum T = 577.58 t$$

Factor de seguridad Estático

Esté se determina con la siguiente ecuación

$$F.S. = \frac{F_r}{\sum T}$$

Donde;

F.S = Factor de seguridad

F_r = Fuerza resistente al deslizamiento de la falla (t)

∑ T = Suma de las fuerzas motoras (t)

Por lo tanto

$$F.S. = \frac{320.03 t}{577.58 t}$$

$$F.S. = 0.55 < 1.5$$

∴ La excavación es inestable

Factor de seguridad Dinámico

Cálculo de la fuerza resistente dinámico. En este caso, las fuerzas provocadas por el sismo reducen las fuerzas opositoras al movimiento de la cuña.

$$F_r = CL + (N - N_{sis}) \tan(\phi)$$

Sustituyendo valores

$$F_r = 4.0(18.70) + 1.5(24.76) + (171.79 - 19.66) \tan(40^\circ) + (130.70 - 22.30) \tan(26^\circ)$$

$$F_r = 292.46 t$$

A su vez, se le suma a la fuerza tangencial la fuerza tangencial de las dos cuñas

$$\sum T + \sum T_{sis} = 368.41 + 9.17 + 209.17 + 13.96$$

$$\sum T + \sum T_{sis} = 600.71 t$$

Por lo tanto

$$F.S. = \frac{292.46 t}{600.71 t}$$

$$F.S. = 0.48 < 1.3$$

∴ La excavación es inestable

En la siguiente tabla se mostrará la comparación entre los distintos factores de seguridad obtenidos de la falla plana y las fallas circulares propuestas.

Comparando el factor de seguridad de la falla plana con las fallas circulares propuestas

A continuación, se muestran cada una de las fallas circulares propuestas con su número de dovelas.

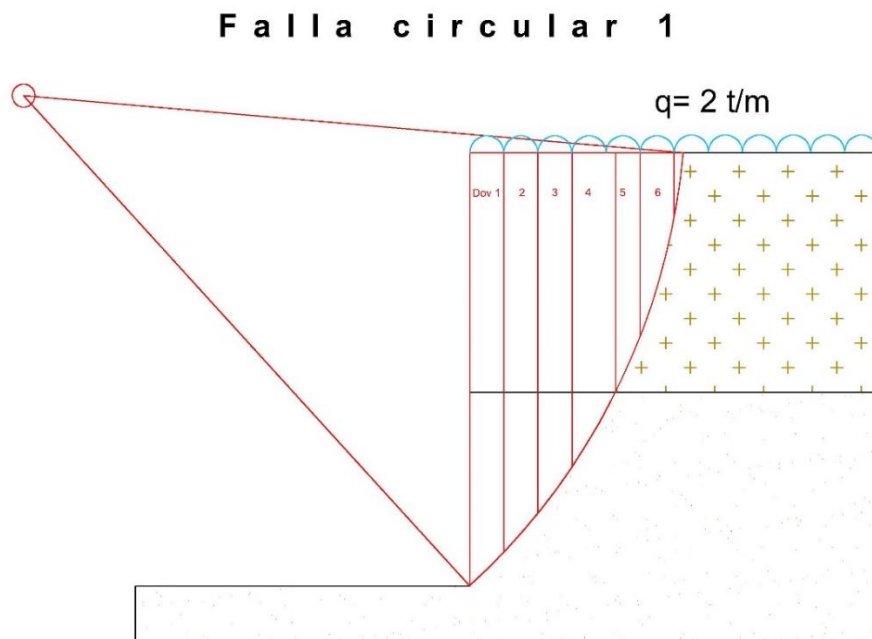


Figura 6.17.- Falla circular.

Falla circular 2

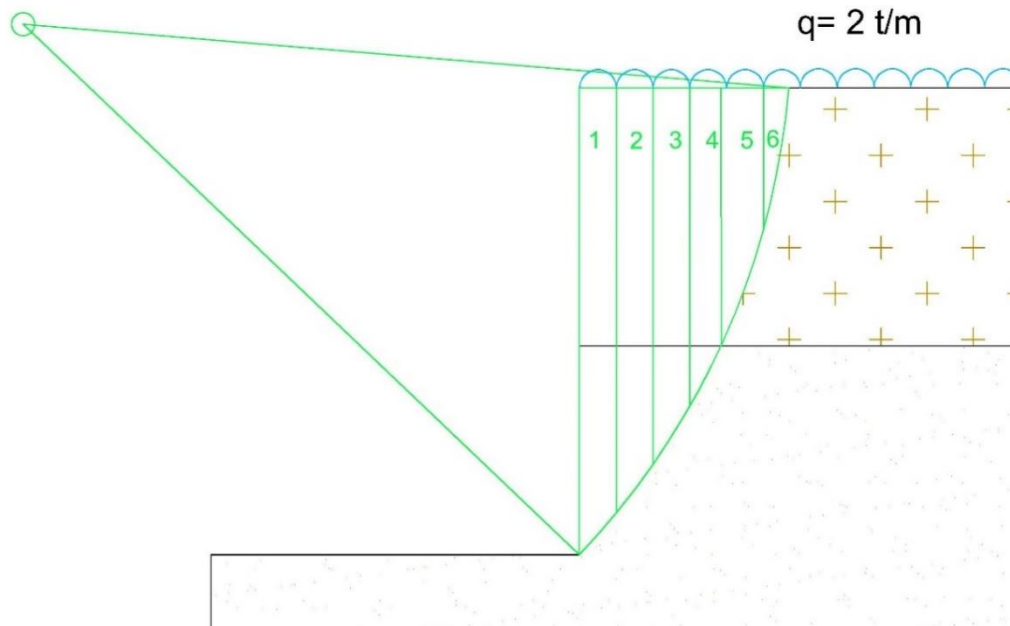


Figura 6.18.- Falla circular.

Falla circular 3

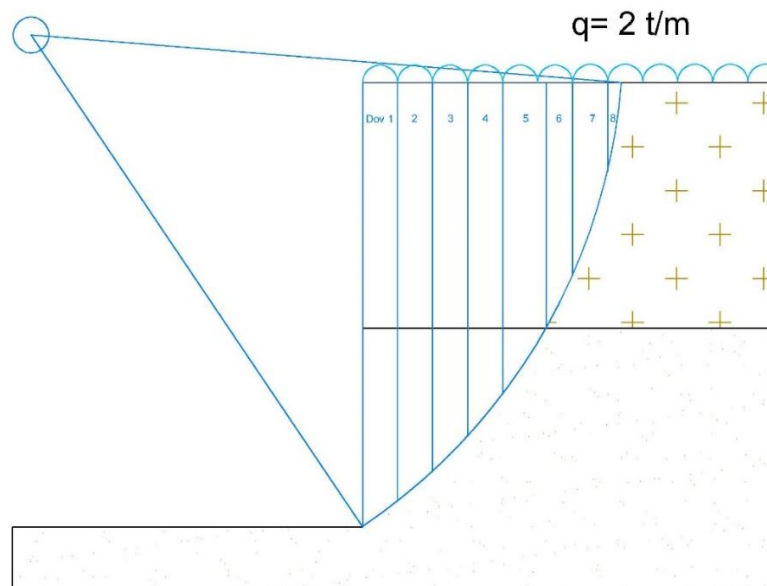


Figura 6.19.- Falla circular.

Comparando los tres círculos de falla y la falla plana

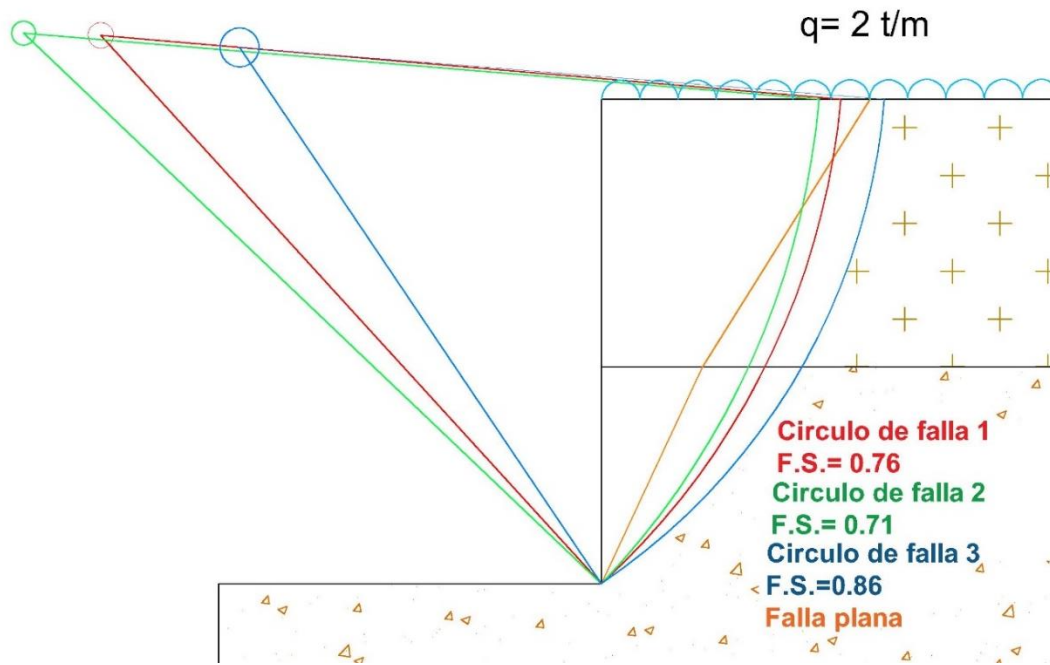


Figura 6.20.- Comparativa entre fallas.

Falla Plana	Fallas circulares
$F.S_{Estático} = 0.55$	$F.S_{Estático} = 0.86$
	$F.S_{Estático} = 0.76$
	$F.S_{Estático} = 0.71$
$F.S_{Dinámico 2004} = 0.48$	$F.S_{Dinámico} = 0.77$
	$F.S_{Dinámico} = 0.69$
	$F.S_{Dinámico} = 0.64$
	$F.S_{Dinámico 2017} = 0.57$

$F.S_{Dinámico 2017} = 0.37$	$F.S_{Dinámico 2017} = 0.53$
	$F.S_{Dinámico 2017} = 0.65$

Falla circular 2 y Falla plana

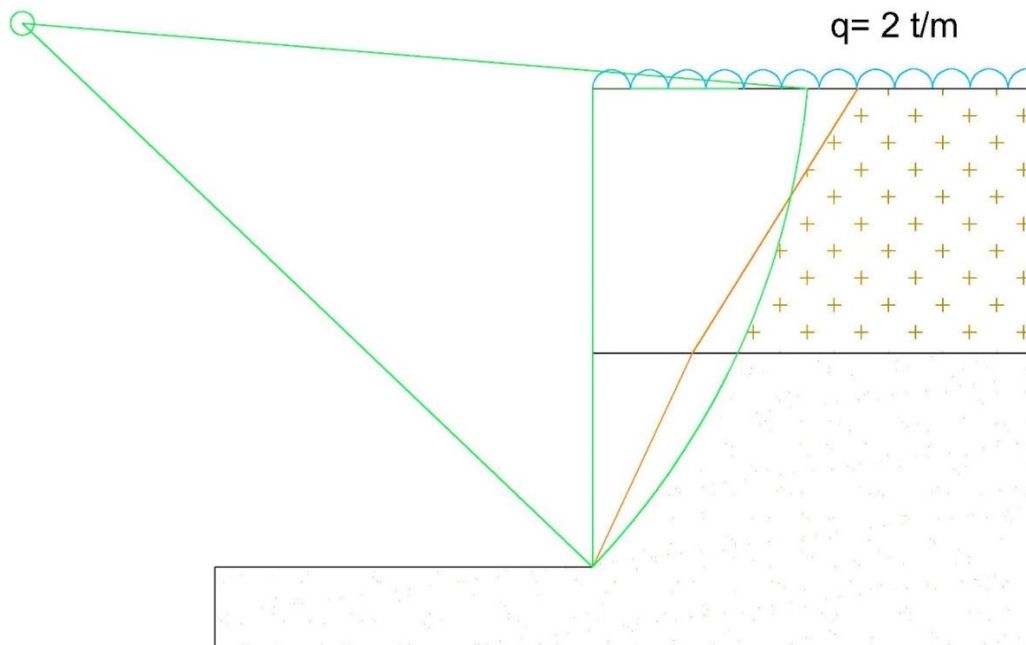


Figura 6.21.- Comparativa entre falla plana y falla circular 2.

Como se puede observar en el esquema y la tabla anterior, el factor de seguridad más pequeño es el provocado por la falla plana, por ende, el diseño de las anclas será con base a esta.

Calculo del sistema de anclaje

Muro Milán

Cálculo del peso de la cuña

$$W = \frac{(1.87 + 15.02)1.6}{2} (21) + (0.5)(1.87)(1.85)(3) + 15.02(2)$$

$$W = 318.98 t$$

Dado que el ancho de un tablero de un muro Milán es de 7.0 metros

$$W = 318 (7) = 2,232.86 t$$

Cálculo de las fuerzas normal y tangencial

$$N_1 = 313.79(7)[\cos(58^\circ)]$$

$$N_1 = 1,163.98 t$$

$$T_1 = 313.79(7)[\sin(58^\circ)]$$

$$T_1 = 1,862.7 t$$

$$N_2 = 5.18(7)[\cos(58^\circ)]$$

$$N_2 = 19.18 t$$

$$T_2 = 5.18(7)[\sin(58^\circ)]$$

$$T_2 = 30.73 t$$

Cálculo de la fuerza resistente

$$F_R = 4.0(3.54) + 1.5(24.76)(7) + 1,163.98[\tan(26^\circ)] + 19.18[\tan(40^\circ)]$$

$$F_R = 942.90 t$$

$$F_M = T = 1,862.7 + 30.73 = 1,893.43 t$$

Cálculo del factor de seguridad

$$F.S. = \frac{942.90}{1,893.43} = 0.49$$

Cálculo de la fuerza de anclaje

$$\text{Varilla } f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R = 0.6$$

El ángulo de inclinación de las anclas es de cinco grados. $\theta = 5^\circ$ $\alpha = 58^\circ$

$$F_A = \frac{F.S. (T) - cl - N \tan(\phi)}{F.S. [\cos(\alpha + \theta)] + [\sin(\alpha + \theta)] \tan(\phi)}$$

Sustituyendo valores

$$F_A = \frac{1.5(1,893.43) - 942.90}{1.5[\cos(63^\circ)] + [\sin(63^\circ)][\tan(26^\circ)]}$$

$$F_A = 1,700.71 t$$

Sí se tienen 14 anclas entonces

$$F_A = \frac{1,700.71}{14} = 121.47 \text{ t/m}$$

Análisis dinámico

Mediante la siguiente expresión, se determinará la fuerza de anclaje cuando la excavación se encuentre con la fuerza sísmica.

$$F.S. = \frac{\frac{c(l)}{\sin \beta} + [w \cos \beta + F_A \sin(\beta + \theta) - c_s w \sin(\beta)] \tan(\varphi) + F_A \cos(\beta + \theta)}{w \sin(\beta) + c_s w \cos(\beta)}$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$\frac{c(l)}{\sin \beta} = \frac{4.0(3.54)(7) + 1.5(24.76)(7)}{\sin(58)}$$

$$\begin{aligned} [w \cos \beta + F_A \sin(\beta + \theta) - c_s w \sin(\beta)] \tan(\varphi) + F_A \cos(\beta + \theta) \\ = [1,182.77 + F_A \sin(63) - (0.054)2,232.98 \sin(58)] \tan(26) \\ + F_A \cos(63) \end{aligned}$$

$$w \sin(\beta) + c_s w \cos(\beta) = 2,232.98 \sin(58) + 0.054(2,232.98) \cos(58)$$

Iterando el valor de F_A

$$F_A = 1,797.17 \text{ t}$$

Sí se tienen 14 anclas entonces

$$F_A = \frac{1,797.17}{14}$$

$$F_A = 128.36 \text{ t}$$

Cálculo del empuje activo

Determinando los coeficientes activo y pasivo k_a y k_p respectivamente

$$k_a = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$k_p = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Para el estrato I (Rellenos)

$$k_a = 0.39$$

$$k_p = 2.56$$

Para el segundo estrato (Arenas Azules)

$$k_a = 0.21$$

$$k_p = 2.56$$

Dado que la excavación será a corto plazo se utiliza el coeficiente activo. La presión horizontal se calcula de la siguiente manera

$$Ph_a = ka[\gamma_m + q]$$

Cálculo de la presión horizontal

Cuando $z = 0$

$$Ph_{a0} = 0.39(2)$$

$$Ph_{a0} = 0.78 \text{ t/m}$$

Cuando $z = 21 \text{ m}$

$$Ph_{a21} = 0.78 + 0.39(1.6)(21)$$

$$Ph_{a21} = 13.88 \text{ t/m}$$

Nota: A partir de los 21 metros de profundidad ocurre un cambio de estrato por ende la presión horizontal se determina

$$Ph_{a21} = 13.88(0.21)$$

$$Ph_{a21} = 2.91 \text{ t/m}$$

Cuando $z = 24 \text{ m}$

$$Ph_{a21} = 2.91 + 3(1.85)(0.21)$$

$$Ph_{a21} = 4.07 \text{ t/m}$$

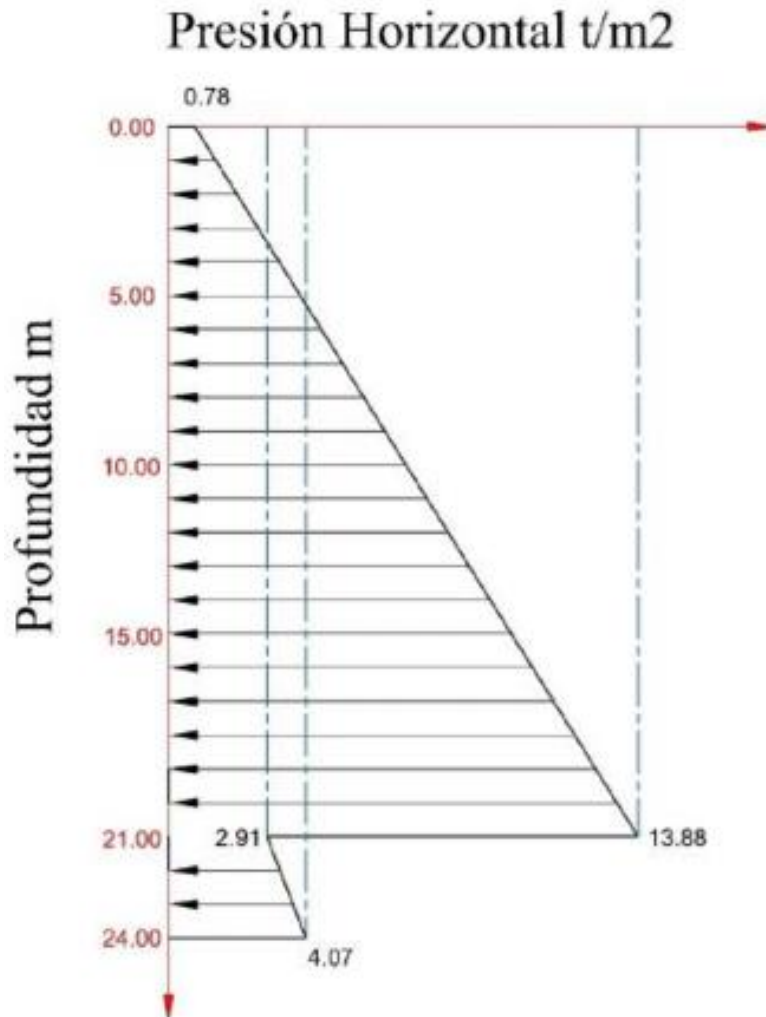


Figura 6.22.- Distribución de presión horizontal.

Cálculo del empuje total

$$E_T = \frac{0.78 + 13.88}{2} (21) + 2.91(3) + 0.5(1.16)(3)$$

$$E_T = 164.4 \text{ t/m}$$

$$Fa_h = 1.5(164.4)$$

$$Fa_h = 246.6 \text{ t/m}$$

Si el ancho del tablero es de 7 metros

$$F_T = 7.0(246.6)$$

$$F_T = 1,726.2 \text{ t}$$

Dado que el tablero tiene 14 anclas por su distribución

$$F_A = \frac{1,726.2}{14}$$

$$F_A = 123.3 t$$

Comparando las tres fuerzas de anclaje, se determinó la fuerza de diseño será de $F_A = 128.36 t$

Considerando una presión de inyección $P_i = 15 \text{ kg/cm}^2$ y considerando un diámetro de perforación de 6 in (15 cm)

Cálculo de la longitud del bulbo

$$L_b = \frac{1.5(128.36)}{\pi(0.10)(100)[\tan(26^\circ)]}$$

$$L_b = 12.56 m \approx 13.00 m$$

Capacidad del torón

$$F_{Ruptura} = 26 t$$

$$F_T = 0.6(26) = 15.6 t$$

Determinando el número de torones

$$\text{No de torones} = \frac{126.57}{15.6}$$

$$\text{No de torones} = 8.22 \approx 9 \text{ torones}$$

Para optimizar el diseño de las anclas, se calcula la presión y el empuje horizontal a partir de la profundidad de los 24, hasta los 38 metros.

$$Ph_{a21} = 4.07 t/m$$

$$Ph_{a40} = 4.07 + 0.21(1.85)(16)$$

$$Ph_{a40} = 10.286 t/m$$

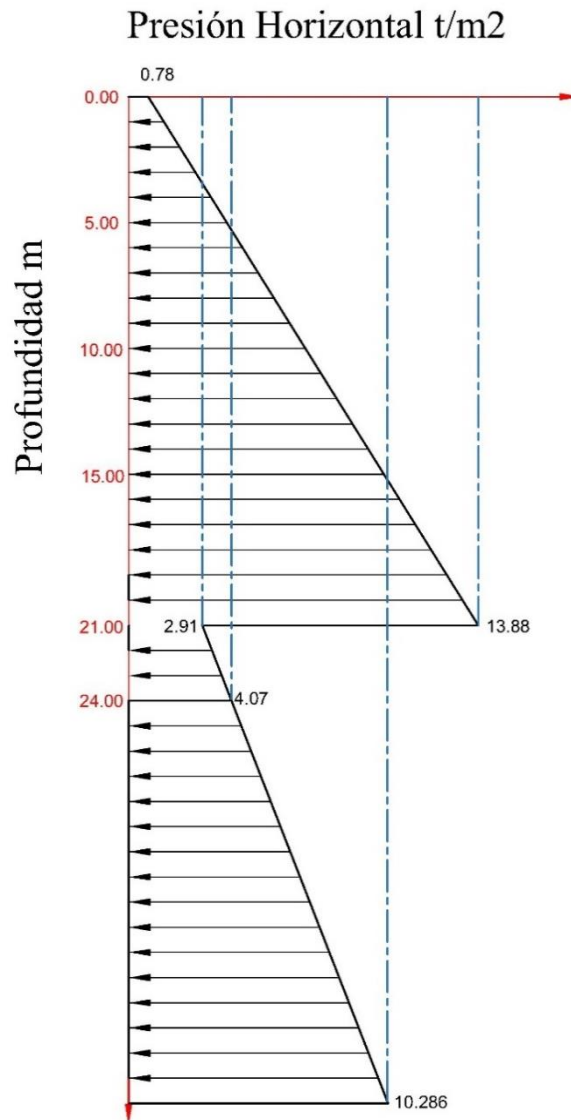


Figura 6.23.- Distribución de presión horizontal.

Cálculo del empuje horizontal

$$E_T = 4.07(16) + 0.5(6.216)(16)$$

$$E_T = 114.84 \text{ t}$$

$$Fa_h = 1.5(114.84)$$

$$Fa_h = 172.26 \text{ t/m}$$

Si el ancho del tablero es de 7 metros

$$F_T = 7.0(172.26)$$

$$F_T = 1,205.82 t$$

Dado que el tablero tiene 15 anclas por su distribución

$$F_A = \frac{1,205.82}{15}$$

$$F_A = 80.38 t \leftarrow \text{ancho unitario}$$

$$F_A = 80.38(3)$$

$$F_A = 241.14$$

Cálculo de la longitud del bulbo

$$Lb = \frac{1.5(241.14)}{\pi(0.10)(100)[\tan(40^\circ)]}$$

$$Lb = 13.72 m \approx 14.00 m$$

Capacidad del torón

$$F_{Ruptura} = 26 t$$

$$F_T = 0.6(26) = 15.6 t$$

Determinando el número de torones

$$No \text{ de torones} = \frac{241.14}{15.6}$$

$$No \text{ de torones} = 5.15 \approx 6 \text{ torones}$$

Cálculo del sistema de anclaje para las arenas azules

Para determinar la longitud del bulbo para el estrato de las arenas azules, se considera la cuña siguiente

Cálculo del peso

$$W = 11.65(15)(1.65) + \frac{1}{2}(11.65)(25)(1.85) + 11.65(2)$$

$$W = 288.33 + 269.40 + 23.3$$

$$W = 581.03 t$$

Cálculo de la fuerza normal y tangencial

$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sin \beta$$

$$N = 581.03 \cos(65^\circ)$$

$$N = 245.55 t$$

$$T = 581.03 \sin(65^\circ)$$

$$T = 526.59 t$$

Cálculo de la fuerza de anclaje

$$FA = \frac{1.5(526.59) - 4(27.58) - 245.55 \tan(40^\circ)}{1.5 \cos(70^\circ) + \sin(70^\circ) \tan(40^\circ)}$$

$$FA = 363.82 t$$

$$FA = \frac{363.82 t}{8}$$

$$FA = 45.47 t \leftarrow \text{ancho unitario}$$

$$FA = 45.47 (3)$$

$$FA = 136.43 t \leftarrow \text{ancho tributario}$$

Cálculo de la longitud del bulbo

$$Lb = \frac{1.5(136.43)}{\pi(0.10)(100) \tan(40^\circ)}$$

$$Lb = 7.76 m \approx 8.0 m$$

Distribución de las anclas

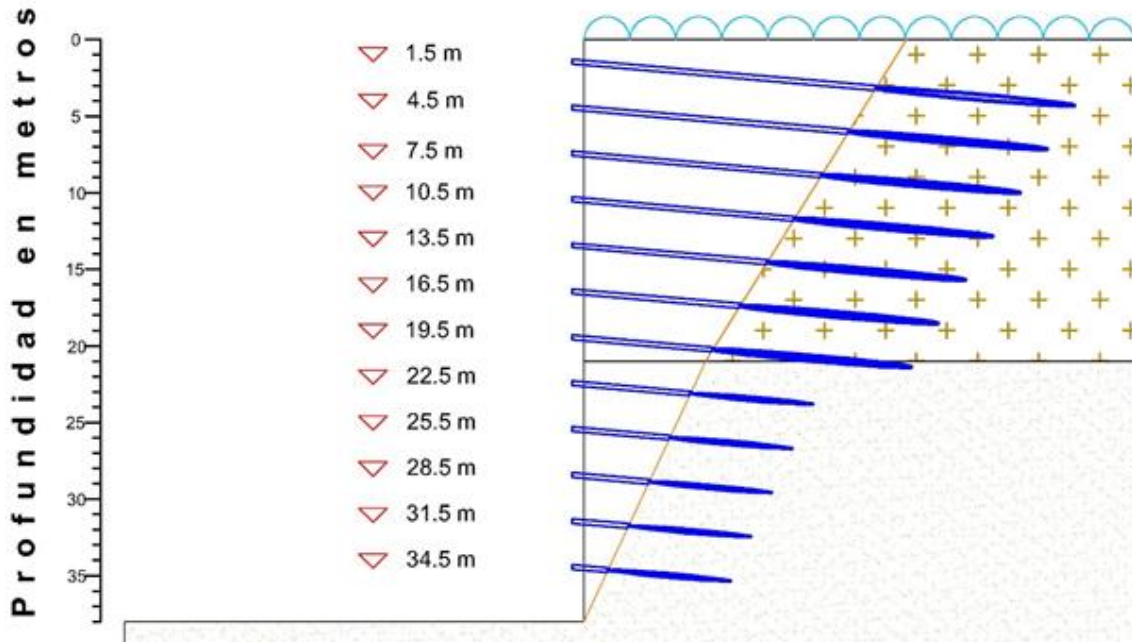


Figura 6.24.- Distribución de anclas.

Nivel	Profundidad m.	Longitud m.			No. de torón	P_i kg/cm ²
		Pasiva	Bulbo	Total		
1	1.5	19.06	14	33.06	9	150
2	4.5	17.29	14	31.29	9	150
3	7.5	15.51	14	29.51	9	150
4	10.5	13.73	14	27.73	9	150
5	13.5	11.96	14	25.96	9	150
6	16.5	10.18	14	24.18	9	150
7	19.5	8.43	14	22.43	9	150
Arenas Azules						
8	22.5	6.94	8.0	14.94	6	150
9	25.5	5.60	8.0	13.6	6	150
10	28.5	4.25	8.0	12.25	6	150
11	31.5	2.91	8.0	10.91	6	150
12	34.5	1.56	8.0	9.56	6	150

Nota: Con fines de que el ancla funcione correctamente la longitud pasiva se aumentará a cinco metros a aquellas longitudes menores de esta medida.

Falla Plana: Corte 2

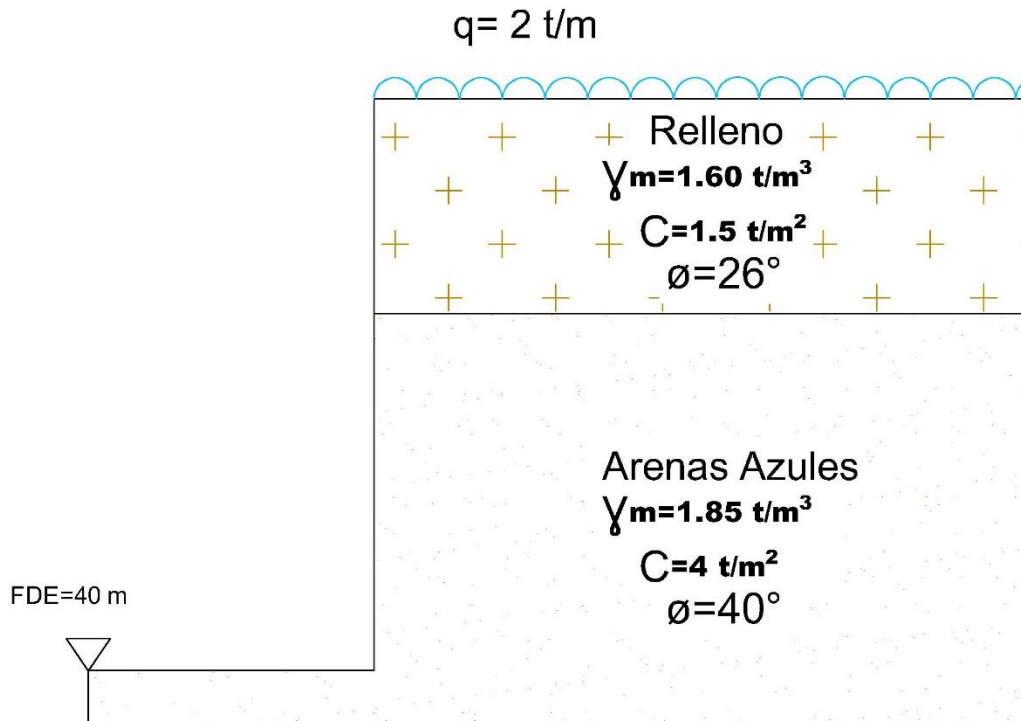


Figura 6.25.- Estratigrafía idealizada.

Los datos de dicho corte se muestran en la siguiente tabla

Relleno: Comprendido de 0 a 15 metros de profundidad

$$\gamma_m = 1.6 \frac{t}{m^3}$$

$$\phi = 26^\circ$$

$$c = 1.5 \frac{t}{m^2}$$

Arenas azules: De 15 a 40 metros.

$$\gamma_m = 1.85 \frac{t}{m^3}$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$c = 4.0 \frac{t}{m^2}$$

Nota; Información de las pruebas en el anexo Santa Fe

Para poder determinar la falla plana se calcula el ángulo con la siguiente ecuación la cual delimitará la cuña activa.

$$45 + \frac{\phi_i}{2}$$

Donde; $\phi_i = \text{Ángulo de fricción interna de cada estrato}$

Después de haber determinado la falla plana se procede a calcular el peso de las distintas cuñas.

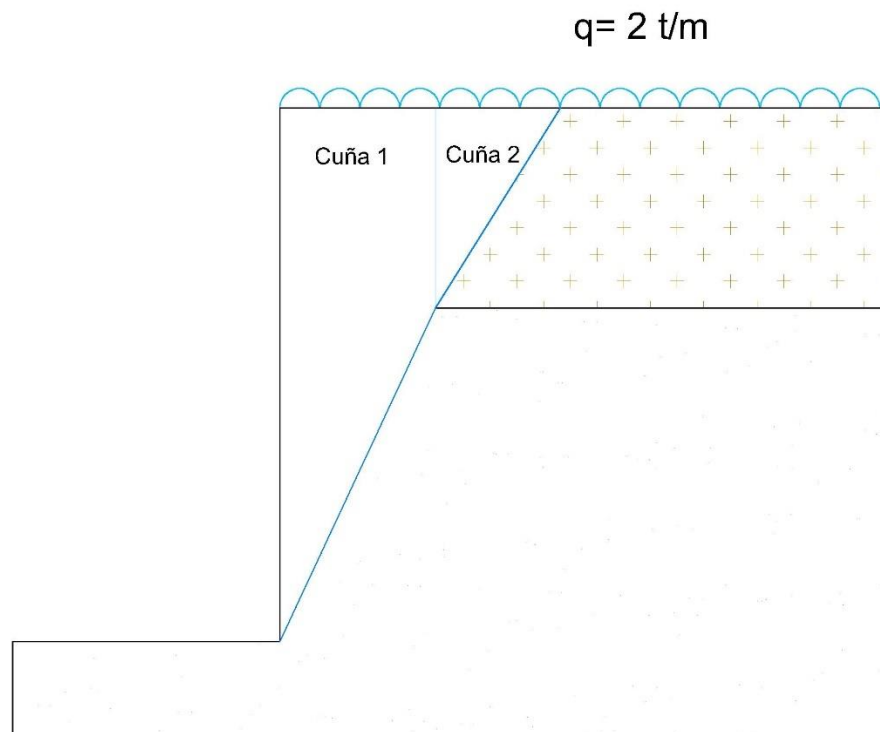


Figura 6.26.- Distribución de cuñas.

Cuña activa 1

Cálculo de la longitud de la superficie de deslizamiento

$$L = \frac{25}{\cos 25}$$

$$L = 27.58 \text{ m}$$

Cálculo de la distancia x_1

$$x_1 = (27.58) \sin(25)$$

$$x_1 = 11.65 \text{ m}$$

Cálculo del peso de la cuña 1

$$W = 0.5(11.65)(25)(1.85) + 11.65(15)(1.6) + 11.65(2)$$

$$W = 572.30 \text{ t}$$

Determinando las fuerzas normal y tangencial

$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sin \beta$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones anteriores

$$N = 572.30 \cos(65)$$

$$N = 241.86 \text{ t}$$

$$T = 572.30 \sin(65)$$

$$T = 518.67 \text{ t}$$

Ahora, se determinan las fuerzas normal y tangencial dinámica

Primero, es necesario conocer la fuerza sísmica mediante la siguiente ecuación

$$F_{sis} = W \left[\frac{4(a_o)}{3} \right]$$

Donde;

$$F_{sis} = \text{Fuerza sísmica (t)}$$

$$W = \text{peso de la cuña activa (t)}$$

$$a_o = \text{coeficiente de la aceleración del suelo}$$

Nota: El coeficiente sísmico de la zona de lomas y transición (rellenos) 0.16 y 0.32. Por ende, el valor de la aceleración es de 0.08 y 0.04 respectivamente

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$F_{sis} = 572.30 \left[\frac{4(0.04)}{3} \right]$$

$$F_{sis} = 30.52 \text{ t}$$

Habiendo determinado la fuerza sísmica, se continúa con la determinación de las fuerzas normal y tangencial

$$N_{sis} = F_{sis} \sin(\beta)$$

$$T_{sis} = F_{sis} \cos(\beta)$$

Donde;

$$F_{sis} = \text{Fuerza sísmica (t)}$$

$$N_{sis} = \text{Fuerza normal dinámica (t)}$$

$$T_{sis} = \text{Fuerza tangencial dinámica (t)}$$

$$\beta = \text{Ángulo comprendido entre la horizontal y la cuña activa}$$

Sustituyendo datos en las anteriores expresiones

$$N_{sis} = 30.52 \sin(65^\circ)$$

$$N_{sis} = 27.66 t$$

$$T_{sis} = 30.52 \cos(65^\circ)$$

$$T_{sis} = 12.89 t$$

Cálculo del peso de la cuña 2

De igual manera, primero se determinan las dimensiones de la cuña para poder proceder con el cálculo del peso y las fuerzas normal y tangencial de la misma.

$$L = \frac{15}{\cos(32^\circ)}$$

$$L = 17.68 m$$

$$x_2 = 17.68 \sin(32^\circ)$$

$$x_2 = 9.36 m$$

Cálculo del peso

$$W_2 = 0.5(9.36)(15)(1.60) + 9.36(2)$$

$$W_2 = 131.04 t$$

Determinando las fuerzas normal y tangencial

$$N = 131.04 \cos(58)$$

$$N = 69.44 t$$

$$T = 131.04 \sin(58)$$

$$T = 111.12 t$$

Como con la anterior cuña, se calculan las fuerzas normales y tangenciales dinámicas

$$F_{sis} = 131.04 \left[\frac{4(0.08)}{3} \right]$$

$$F_{sis} = 13.97t \approx 14.00 t$$

$$N_{sis} = 14.00 \sin(58^\circ)$$

$$N_{sis} = 11.87 t$$

$$T_{sis} = 14.00 \cos(58^\circ)$$

$$T_{sis} = 7.41 t$$

Cálculo del factor de seguridad estático y dinámico

Para poder determinar el factor de seguridad, es necesario conocer la fuerza resistente

$$F_r = \sum (CL + N \tan \phi)$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior.

$$F_r = 4.0(27.58) + 1.5(17.68) + 241.86 \tan(40^\circ) + 69.44 \tan(26^\circ)$$

$$F_r = 373.65 t$$

$$\sum T = 111.12 + 518.67$$

$$\sum T = 629.79 t$$

Factor de seguridad Estático

Esté se determina con la siguiente ecuación

$$F.S. = \frac{F_r}{\sum T}$$

Donde;

F.S = Factor de seguridad

F_r = Fuerza resistente al deslizamiento de la falla (t)

$\sum T$ = Suma de las fuerzas motoras (t)

Por lo tanto

$$F.S. = \frac{373.65}{629.79}$$

$$F.S. = 0.59 < 1.5$$

∴ *La excavación es inestable*

Factor de seguridad Dinámico

Cálculo de la fuerza resistente dinámico. En este caso, las fuerzas provocadas por el sismo reducen las fuerzas opositoras al movimiento de la cuña.

$$F_r = CL + (N - N_{sis}) \tan(\phi)$$

Sustituyendo valores

$$F_r = 4.0(27.58) + 1.5(17.68) + (241.86 - 27.66) \tan(40^\circ) \\ + (69.44 - 11.87) \tan(26^\circ)$$

$$F_r = 344.65 \text{ t}$$

A su vez, se le suma a la fuerza tangencial la fuerza tangencial de las dos cuñas

$$\sum T + \sum T_{sis} = 518.67 + 12.89 + 111.12 + 7.41$$

$$\sum T + \sum T_{sis} = 650.09 \text{ t}$$

De igual manera la ecuación del factor de seguridad queda de la siguiente manera

$$F.S. = \frac{344.65}{650.09}$$

$$F.S. = 0.53 < 1.3$$

∴ *La excavación es inestable*

Fallas circulares

Falla circular 1

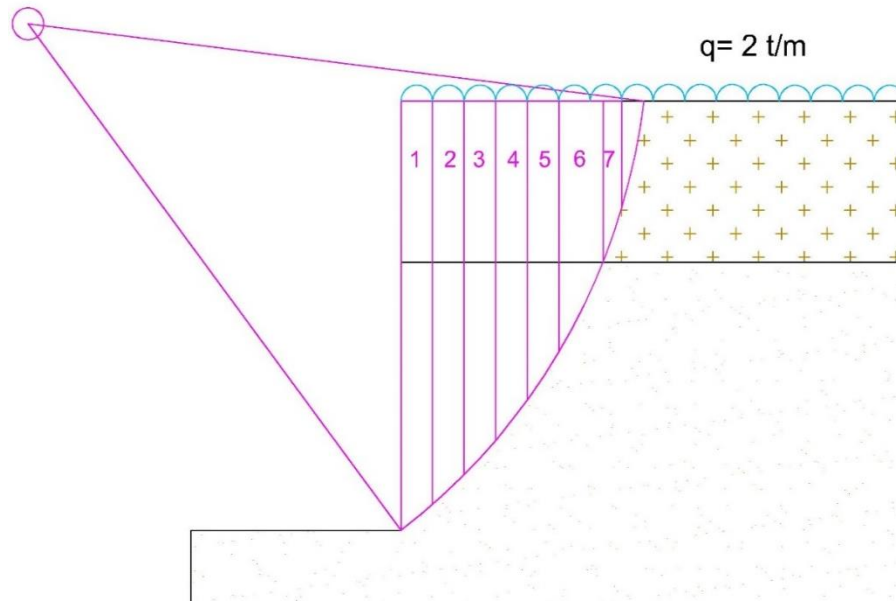


Figura 6.27.- Falla circular.

Falla circular 2

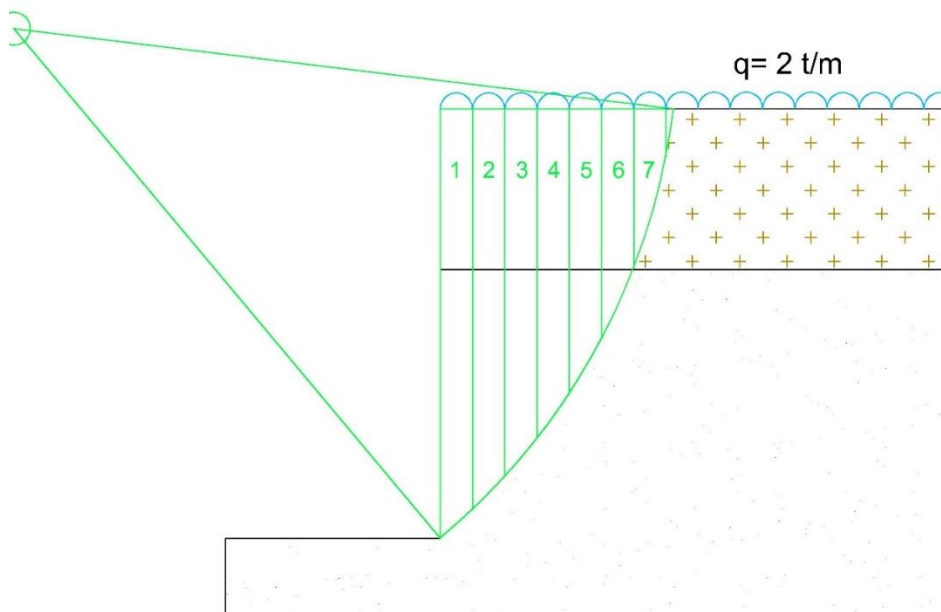


Figura 6.28.- Falla circular.

Falla circular 3

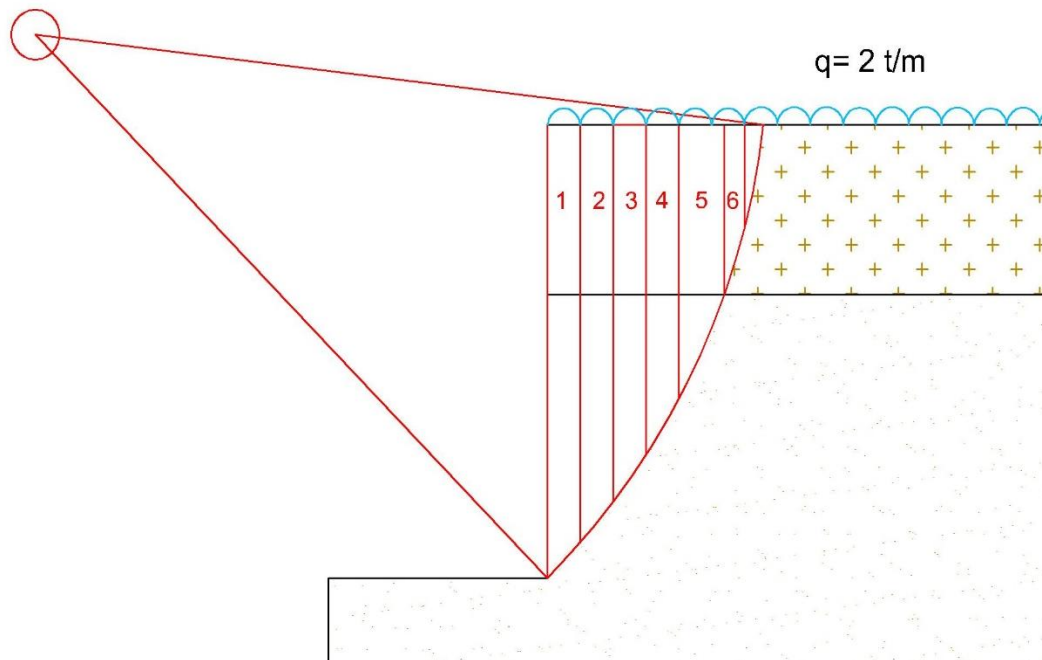


Figura 6.29.- Falla circular.

Comparando los círculos de falla

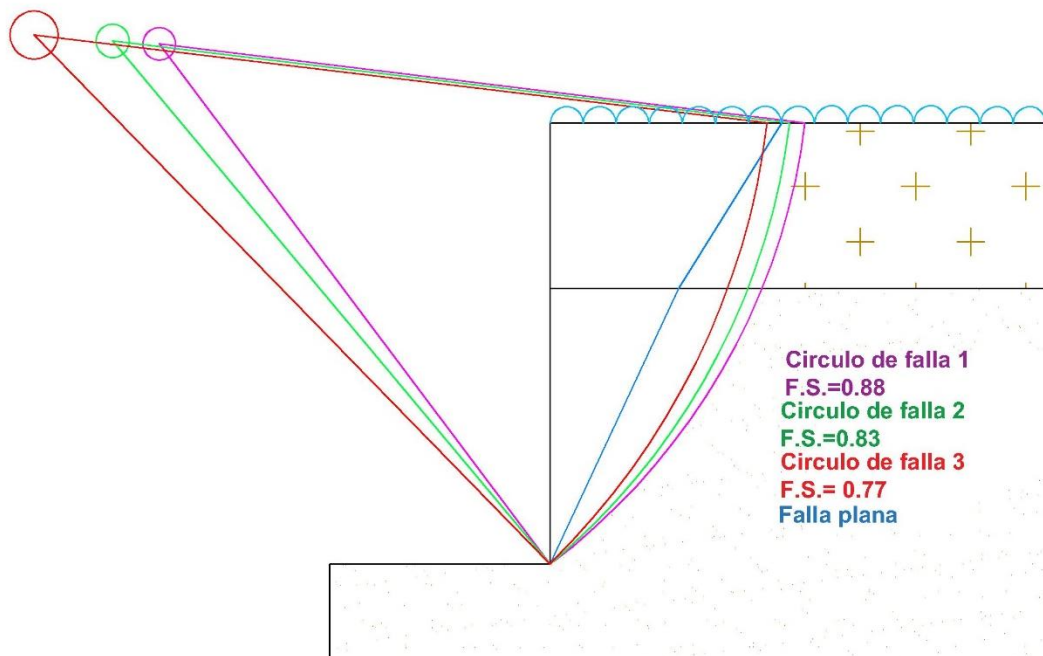


Figura 6.30.- Comparativa entre las distintas fallas.

Comparando el factor de seguridad de la falla plana con las fallas circulares propuestas

Falla Plana	Fallas circulares
$F.S_{Estático} = 0.59$	$F.S_{Estático} = 0.86$
	$F.S_{Estático} = 0.83$
	$F.S_{Estático} = 0.75$
$F.S_{Dinámico} = 0.59$	$F.S_{Dinámico} = 0.77$
	$F.S_{Dinámico} = 0.75$
	$F.S_{Dinámico} = 0.68$

Falla circular 3 y Falla plana

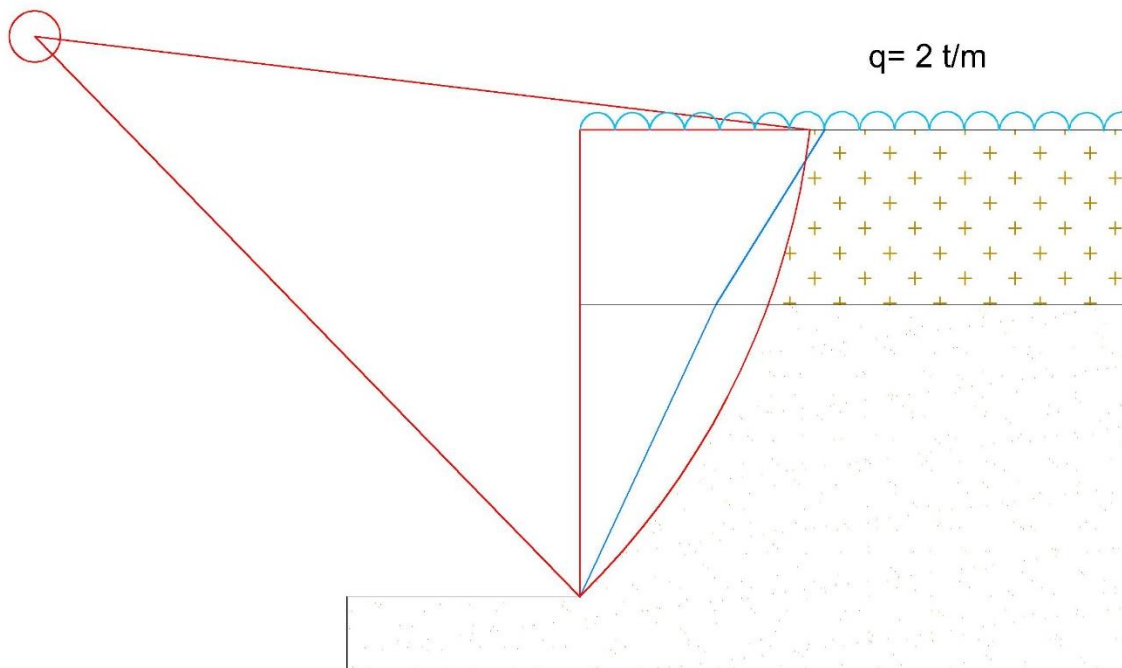


Figura 6.31.- Comparativa entre la falla plana y la falla circular 3

Como se puede observar en la gráfica y la tabla anterior, el factor de seguridad más pequeño es el provocado por la falla plana, por ende, el diseño de las anclas será con base a esta.

Cálculo del anclaje

Muro Milán

Primeramente, se debe conocer la cuña activa, esta se determina de la siguiente manera

Cálculo de la superficie de deslizamiento

$$h = \frac{\text{profundidad de la excavación}}{\cos(\alpha)}$$

$h =$ superficie de deslizamiento de la cuña activa (m)

$\alpha =$ ángulo interior de la cuña ($^{\circ}$)

$$h = \frac{18}{\cos(32)}$$

$$h = 21.22 \text{ m}$$

Determinando la base de la cuña activa

$$x = 21.22[\sin(32^{\circ})]$$

$$x = 11.24 \text{ m}$$

Cuando la profundidad es de 15 m

$$h_2 = \frac{15}{\cos(32)}$$

$$h_2 = 17.68 \text{ m}$$

Habiendo determinado las dimensiones de la cuña activa, se continúa con el cálculo del peso de esta. A continuación, se muestra el procedimiento de cálculo.

$$w = 0.5(1.87)(3)(1.85) + \frac{1.87 + 11.24}{2}(15) + (11.24)(2)$$

$$w = 126 \text{ t}$$

Sabiendo que el ancho del tablero es de 7 m

$$w = 882 \text{ t}$$

Cálculo de las fuerzas Normal y Tangencial

De acuerdo con el modelo geomecánico, se calculan las fuerzas para ambos estratos (Rellenos y Arenas azules)

Para las arenas azules

$$N_1 = 36.32 [\cos(58^\circ)] = 19.24 t$$

$$T_1 = 36.32[\sin(58^\circ)] = 30.80 t$$

Para los rellenos

$$N_2 = 845.63 [\cos(58^\circ)] = 448.11 t$$

$$T_2 = 845.63[\sin(58^\circ)] = 717.13 t$$

Cálculo de la fuerza resistente

$$F_R = 4(3.54)(7) + 1.5(17.68)(7) + 19.24[\tan(40^\circ)] + 448.11[\tan(26^\circ)]$$

$$F_R = 519.46 t$$

Determinado el factor de seguridad

$$F.S. = \frac{519.46}{717.13 + 30.80}$$

$$F.S. = 0.69$$

Determinando la fuerza de anclaje

Nota: El ángulo de inclinación de las anclas es de cinco grados

$$F_A = \frac{1.5(747.43) - 519.46}{1.5[\cos(63)] + [\sin(63)][\tan(63^\circ)]}$$

$$F_A = 540 t$$

En el tablero del muro Milán, se tiene una distribución de 10 anclas, por lo tanto.

$$F_{AT} = \frac{540}{10}$$

$$F_{AT} = 54.0 t$$

Análisis dinámico

Mediante la siguiente expresión, se determinará la fuerza de anclaje cuando la excavación se encuentre con la fuerza sísmica

$$F.S. = \frac{\frac{c(l)}{\sin \beta} + [w \cos \beta + F_A \sin(\beta + \theta) - c_s w \sin(\beta)] \tan(\varphi) + F_A \cos(\beta + \theta)}{w \sin(\beta) + c_s w \cos(\beta)}$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior

$$\frac{c(l)}{\sin \beta} = \frac{4.0(3.54)(7) + 1.5(17.68)(7)}{\sin(58)}$$

$$\begin{aligned} & [w \cos \beta + F_A \sin(\beta + \theta) - c_s w \sin(\beta)] \tan(\varphi) + F_A \cos(\beta + \theta) \\ & = [882 \cos(58) + F_A \sin(63) - (0.054)882 \sin(58)] \tan(26) \\ & + F_A \cos(63) \end{aligned}$$

$$w \sin(\beta) + c_s w \cos(\beta) = 882 \sin(58) + 0.054(882) \cos(58)$$

Iterando el valor de F_A

$$F_A = 518.97 t$$

Sí se tienen 14 anclas entonces

$$F_A = \frac{518.97}{10}$$

$$F_A = 51.89 t$$

Ahora, se calcula la presión horizontal que ejerce el suelo con respecto al muro. Dado que la excavación se realizará de manera temporal, se determinan los coeficientes activos de cada uno de los estratos.

$$ka_1 = 0.39$$

$$ka_2 = 0.21$$

La presión horizontal, se calcula con la siguiente expresión

$$Ph = ka[\gamma_m(z) + q]$$

Donde ;

$$Ph = \text{Presión horizontal } t/m^2$$

$$\gamma_m = \text{Peso volumétrico } t/m^3$$

$$q = \text{Carga repartida } t/m$$

$$z = \text{profundidad } m$$

Cuando $z = 0 \text{ m}$

$$Ph_0 = 1.60(0.39)(0) + 2(0.39)$$

$$Ph_0 = 0.78 \text{ t/m}^2$$

Cuando $z = 15 \text{ m}$

$$Ph_{15} = 0.78 + 1.60(0.39)(15)$$

$$Ph_{15} = 10.14 \text{ t/m}^2$$

Cambio de estrato

$$Ph_{15} = 10.14(0.21)$$

$$Ph_{15} = 2.13 \text{ t/m}^2$$

Cuando $z = 18 \text{ m}$

$$Ph_{18} = 2.13 + 1.85(3)(0.21)$$

$$Ph_{18} = 3.30 \text{ t/m}^2$$

Presión Horizontal t/m²

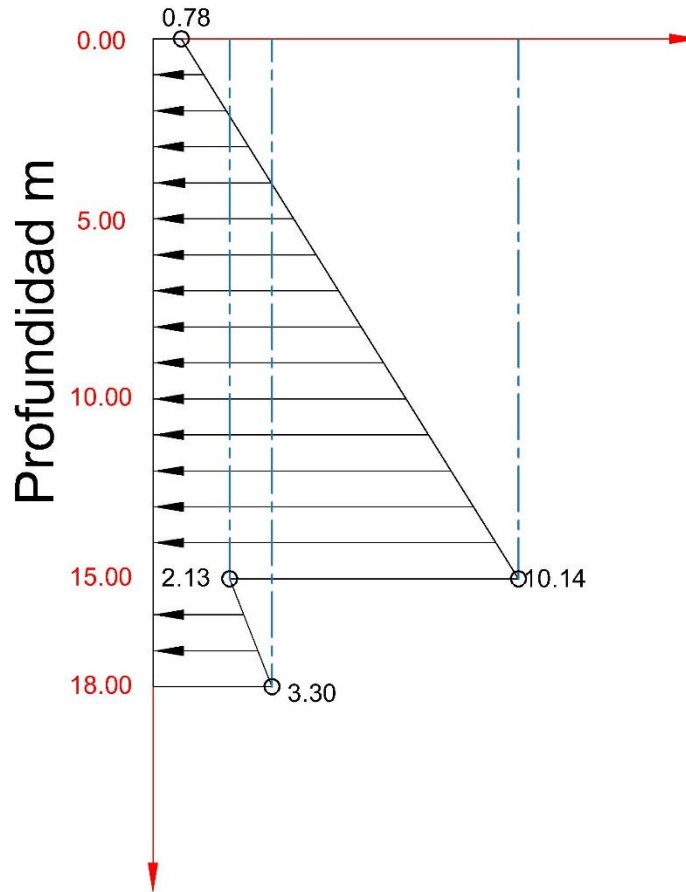


Figura 6.32.- Diagrama de distribución de presiones.

Cálculo del empuje horizontal

$$E_T = \frac{0.78 + 10.14}{2} (15) + 2.13(3) + 0.5(1.17)(3)$$

$$E_T = 90.045 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la fuerza de anclaje por tablero

$$F_{AT} = 1.5(90.045)(7)$$

$$F_{AT} = 945.42 \text{ t}$$

Sabiendo que en cada tablero hay 10 anclas

$$F_{AT} = \frac{945.42}{14}$$

$$F_{AT} = 67.53 t$$

Comparando las fuerzas de anclaje totales, la empleada para el diseño será

$$F_{AT} = 67.53 t \leftarrow \text{ancho unitario}$$

$$F_{AT} = 67.53(3.5)$$

$$F_{AT} = 236.35 t \leftarrow \text{ancho tributario}$$

Para una presión de inyección de $p_i = 15 \text{ kg/cm}^2$, considerando un diámetro de excavación de 6" (15 cm)

Cálculo de la longitud del bulbo

$$Lb = \frac{1.5(236.35)}{\pi(0.15)(150)(\tan 26)}$$

$$Lb = 10.28 \approx 11.0 m$$

Determinando el número de torones

$$\text{No. de torones} = \frac{236.35}{15.6}$$

$$\text{No. de torones} = 6.06 \approx 6 \text{ torones}$$

En los siguientes esquemas, se muestra la distribución de las anclas en el tablero y la distribución de estas en el corte.

De igual manera que el corte anterior, se determina la longitud del bulbo para las arenas azules, sin embargo, dado que en este corte la fuerza normal y tangencial son menores que en el primer caso se determina que la longitud del bulbo será de 8 metros para un mejor desarrollo del proceso constructivo.

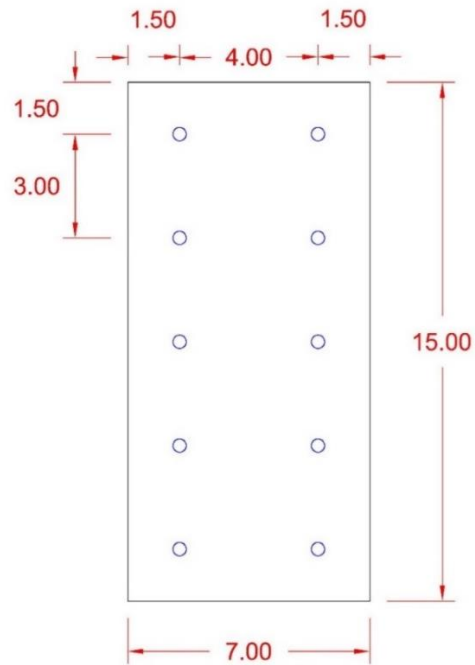


Figura 6.33.- Distribución de anclas en el muro Milán.

Nivel	Profundidad m.	Longitud m.			No. de torón	P_i kg/cm ²
		Pasiva	Bulbo	Total		
1	1.5	19.04	11.0	30.04	6	150
2	4.5	17.23	11.0	28.23	6	150
3	7.5	15.45	11.0	26.45	6	150
4	10.5	13.67	11.0	24.67	6	150
5	13.5	11.90	11.0	22.90	6	150
Arenas Azules						
6	16.5	10.50	8.0	18.50	6	150
7	19.5	9.15	8.0	17.15	6	150
8	22.5	7.81	8.0	15.81	6	150
9	25.5	6.46	8.0	14.46	6	150
10	28.5	5.11	8.0	13.11	6	150
11	31.5	3.77	8.0	11.77	6	150
12	34.5	2.42	8.0	10.42	6	150
13	37.5	1.10	8.0	9.10	6	150

Nota: Con fines de que el ancla funcione correctamente la longitud pasiva se aumentará a cinco metros a aquellas longitudes menores de esta medida.

Distribución de las anclas

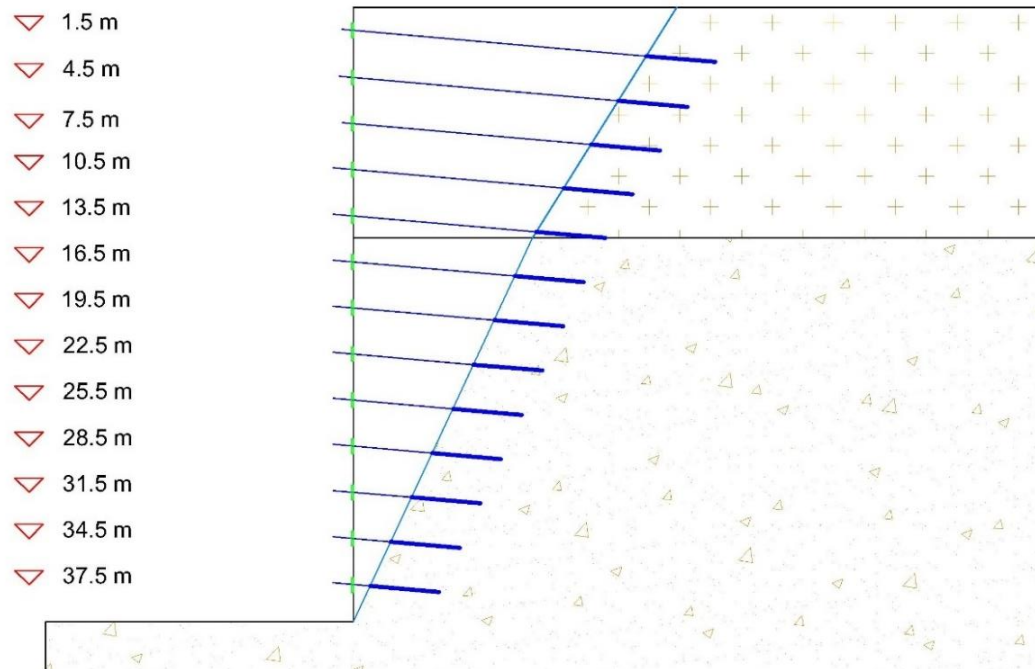


Figura 6.34.- Distribución de anclas.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO MURO MILAN ANCLADO

Brocales.

La construcción del muro iniciara con el trazo topográfico correspondiente enseguida se construirán los brocales.

Fluido para la estabilidad de excavación (lodo bentonítico o polímero. Sera necesario implementar en obra una planta de lodos o de polímeros que suministre un mínimo de 20 m³ por tablero. El fluido estabilizador será reciclable después del colado del muro será sometido a un proceso de decantación (se pasará por una planta desarenadora). El volumen de recuperación será aproximadamente del 60% que podrá usarse en el muro subsecuente.

Para la elaboración del fluido se deberá contar con una toma de agua que aporte un gasto mínimo de 20m³ por tablero. O en su defecto suministrar agua tratada en pipas.

El fluido estabilizador deberá tener una viscosidad Marsh de 38s. En caso de lodo se preparará un tanque empleando bombas para forzar la circulación y garantizar la homogeneidad e hidratación de la bentonita, que se tendrá que preparar por lo menos 24 hrs. Antes de ser utilizada, la filtración máxima de agua de lodo será de 20 cm³ y deberá formar una costra menor a 0.5cm con un pH entre 7-10.

Manejo operativo.

Durante la construcción la secuencia constructiva recomendada es la siguiente;

- 1) Construcción de bocales guía*
- 2) Excavación de tableros*
- 3) Estabilización de la perforación con lodo bentonítico o polímero*
- 4) Colado del muro*

Para a excavación del tablero se requiere de una almeja guiada de operación hidráulica montada en draga, camiones de volteo suficientes (alrededor de 4 o 5 por tablero), para sacar el material producto de la excavación fuera de la obra.

Llevada la excavación a su máxima profundidad de proyecto se colocarán las juntas metálicas. Una por cada extremo que delimitan la longitud del muro, el largo de la junta será como mínimo 1.00m mayor que la profundidad de desplante del muro. Estos elementos tienen la función de formar el machihembrado entre muros. Para el manejo de estas piezas se utilizará una grúa LS-108 o similar con 30m de puma. En la extracción de estas piezas se puede utilizar el mismo tipo de equipo, pero con la pluma más corta y con patesca.

Acero de refuerzo.

Estará formado por dos lechos de varillas cubriendo la longitud y la profundidad de cada tablero por las dimensiones del armado este se colocará en dos secciones que se soldaran durante el proceso de colocación. El equipo para utilizar de esta maniobra es el mismo con el que se colocan las juntas metálicas. Firmemente sujetadas al acero de refuerzo se instalará los pasos para las anclas que consistirán en tramos de tubo de 15cm de diámetro interior.

Tubería treme.

El colado del tablero requiere de por lo menos dos líneas de tubo tipo treme de 8" de diámetro, en tramos de 1.00-3.00m con una longitud mínima a la de desplante del muro.

Concreto.

El suministro de concreto debe ser continuo y de revendimiento de 1.8cm (valor mínimo minomarum), agregándole un fluidizante. La maquinaria para usarse en esta actividad puede ser la grúa que coloca las juntas metálicas y los armados o un marco de estructura con malacate que tenga la capacidad suficiente para sostener la línea de colado.

Secuencia constructiva.

Las actividades que deberán realizarse para la estabilización del muro Milán se describen brevemente a continuación;

- 1) Construcción de los brocales*
- 2) Realización de perforaciones guías a cada 2.50 m de espaciamiento. (Lo que facilitara el trabajo de la almeja).*
- 3) Excavación con almeja y estabilización con el lodo bentónico o con el polímero.*

- 4) *Se verificará la limpieza del fondo de la excavación, para enseguida proceder a la instalación del acero de refuerzo dentro de la excavación, debiendo garantizar su centrado y un recubrimiento mínimo de 7cm.*
- 5) *Colocación de la junta formada por tubo de acero de 60cm de diámetro, cedula 40.*
- 6) *Instalación de las tuberías tremie para el colado, debiendo, posicionándolas 20 cm por encima del nivel máximo de excavación.*
- 7) *Colado de tablero correspondiente con el procedimiento tradicional de tubo tremie. Se deberá garantizar que por lo menos la tubería quede en bebida en el concreto con una longitud de 1.00m y se utilizará un tapón deslizante que evite la segregación de concreto. Al inicio del colado la tubería se colocará 20cm por encima del nivel desplante.*
- 8) *Se repiten los pasos desde el 2-8 para el nuevo tablero de esta forma se construye la totalidad del muro.*
- 9) *Una vez se haya construido el muro y que haya alcanzado su resistencia se procederá a excavar una franja a 5m de profundidad a todo lo largo (un metro por debajo del primer nivel) medidos desde nivel de terreno natural lo que permitirá construir el primer nivel de anclaje.*
- 10) *La excavación del segundo nivel de anclaje se efectuará en el nivel citado siempre y cuando se hayan tensado las anclas del nivel anterior.*
- 11) *Este procedimiento se repetirá hasta concluir la excavación y alcanzar el nivel de proyecto para los sótanos de estacionamiento.*
- 12) *En el muro Milán se dejarán las preparaciones para las anclas y drenes que deberán tener tapas para la entrada del concreto. Para las anclas serán de 20cm y para los drenes de 10cm.*

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ANCLAS Y CONCRETO LANZADO

- 1) *Una vez que se haya concluido el anclaje y el potenziado de las anclas de muro Milán incluyendo la trabe de línea se procederá con la excavación en la zona de arenas azules, con taludes de 65 grados con respecto a la horizontal.*
- 2) *Enseguida se realizarán excavaciones alternas en el lindero, con taludes verticales de 5m de altura y 15m de longitud horizontal, dejando una berma de 8m de ancho. Se continuará con el afine de la materia de la instalación de mallas que constituyen el refuerzo de concreto lanzado y de la zapata de reacción que recibirá el ancla. Posteriormente se realizará el lanzado.*

- 3) *Concluido el lanzamiento se proseguirá con la perforación de las anclas en 15 cm de diámetro continuando con la inserción del cuerpo del ancla, para terminar con la inyección de la lechada de agua cemento a una presión de 15 kg/cm² para garantizar un mínimo de 10 kg/cm². A la lechada se le agregará aditivos para acelerar el fraguado y para estabilizar el volumen.*
- 4) *Una vez que la lechada allá alcanzado su resistencia (3 días máximo), se tensaran las anclas de acuerdo con las especificaciones de diseño.*
- 5) *Habiendo tensado las anclas se podrán excavar los tramos restantes.*
- 6) *Este procedimiento se repetirá en las siguientes líneas de anclaje excavando siempre 1.00m por debajo del nivel especificado para cada una de ellas.*
- 7) *El concreto lanzado será de 200 kg/cm² y de 10cm de espesor, reforzado con doble malla 6x6 – 6 6; a menos que puntualmente se especifique diferente.*
- 8) *La lechada de inyección para las anclas será de 150 kg/cm², debiendo utilizar aditivos para alcanzar esta resistencia en un máximo de 3 días.*
- 9) *El torón de todas las anclas es de 6 “*
- 10) *Todas las anclas son permanentes por lo que estarán provistas de una funda corrugada de PVC, para que evite la corrosión. Terminada el ancla, las planas y tejos se protegerán con pintura epoxica. Los cables se cubrirán con un capuchón galvanizado relleno de grasa.*

Capítulo VII

Conclusiones

Para poder elaborar de forma correcta el procedimiento de la estabilidad de taludes, se debe tener de manera clara y precisa las características del proyecto; dimensión, uso, colindancias y el lugar en que se piensa proyectar. Además, se debe contar con los trabajos de exploración los cuales nos permiten realizar un modelo geomecánico más cercano a la realidad, aunque no siempre ocurre de esta manera.

Para conocer las propiedades mecánicas de los estratos que componen el suelo del sitio en cuestión, es necesario recurrir a los resultados obtenidos de las muestras en las pruebas de laboratorio provenientes de los distintos sondeos que se realizan al terreno.

Sin embargo, muchas veces las pruebas coinciden en el mismo estrato debido a su espesor por lo tanto se deben considerar las propiedades medias para los análisis eligiendo la que más represente del suelo como fue el caso del proyecto Universidad y Popocatepetl. Al contrario de lo que ocurrió en proyecto realizado en la zona de Lomas, se tuvo que determinar las propiedades mecánicas de forma más conservadora (correlaciones de acuerdo con el número de golpes) ya que el suelo al estar compuesto de materiales más duros no se pudieron extraer muestras inalteradas representativas, el SM no es recomendable de emplear en dicha zona.

Por otra parte, al conocer el tipo de material que constituye al suelo, nos brinda a groso modo la idea del posible mecanismo de falla que regirá al corte o talud como por ejemplo la falla circular o plana o bien, si requiere de algún elemento de retención previo a la excavación el cual, basará su diseño en la teoría de empuje de tierras.

Para el diseño final de las anclas se basa en la condición estática ya que la excavación es temporal, no obstante, es necesario revisar la condición dinámica para compararlas.

En el proyecto Universidad y Popocatepetl el diseño de las anclas se vio afectado debido a la cercanía que tenía este con respecto de las instalaciones del sistema colectivo metro, cuidando y garantizando el correcto funcionamiento de este, se propusieron anclas con una inclinación de 45° y 35° con respecto de la horizontal. Aunque de esta manera se evitó el contacto entre el ancla y el cajón de la línea 3 no es recomendable tal inclinación ya que genera una carga vertical adicional provocando problemas en la capacidad de carga del muro Milán.

En la zona del lago es poco práctico utilizar este sistema siendo la razón principal a la poca profundidad a la que se encuentra el nivel de aguas freáticas, ya que estas no impiden el flujo del agua hacia dentro de la excavación. Otra de las razones por las que no es recomendable usarlas es la profundidad a las que se encuentra el estrato resistente siendo muy costoso el perforar hasta llegar a este. Siendo el caso contrario en las zonas de lomas y de transición donde los estratos resistentes se presentan a una profundidad competente y razonable para implementar dicho sistema.

Como se mencionó anteriormente, en este trabajo no se abordó el reglamento del 2017 para la revisión de los proyectos ya que al momento de construcción de estos el reglamento vigente era el del 2004 sin embargo con fines comparativos se revisó el aumento de la fuerza sísmica entre ambos reglamentos y de igual manera se determinó el un nuevo factor de seguridad el cual habría regido el diseño del proyecto. Los valores del nuevo reglamento se obtuvieron del programa SASID que los determina de acuerdo con las coordenadas geográficas del sitio

Para el proyecto de Pedregal, no se consideró la nueva fuerza sísmica brindada por el nuevo reglamento ya que el factor de seguridad que se obtuvo era mucho más vulnerable con las normas anteriores.

En los tres casos se revisó la condición dinámica obteniendo longitudes de ancla muy grandes lo cual significaba un aumento considerable en el presupuesto del proyecto sin embargo para el diseño final de las anclas se optó por la condición estática ya que la

excavación al no ser permanente permitió reducir las longitudes buscando siempre maximizar el costo beneficio.

Para concluir, las anclas resultan un sistema de estabilización versátil frente a otros métodos de estabilización, ya que pueden instalarse casi en cualquier tipo de suelo además de pueden emplearse en excavaciones con poco espacio en comparación de bermas, también pueden emplearse en excavaciones muy grandes donde resulta poco práctico el uso de puntales por su longitud y peso.

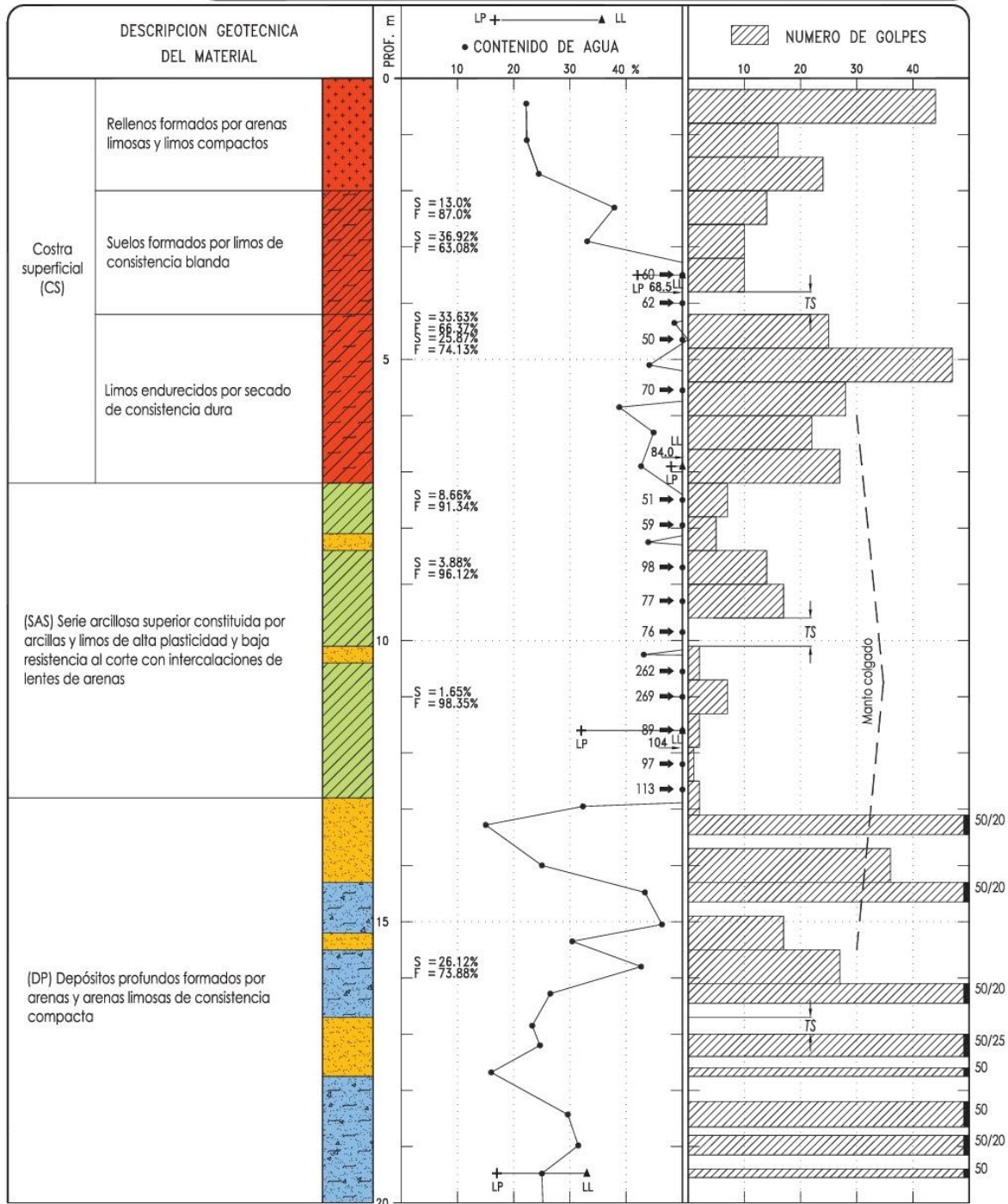
ANEXOS

ANEXO 1

Universidad y Popocatépetl

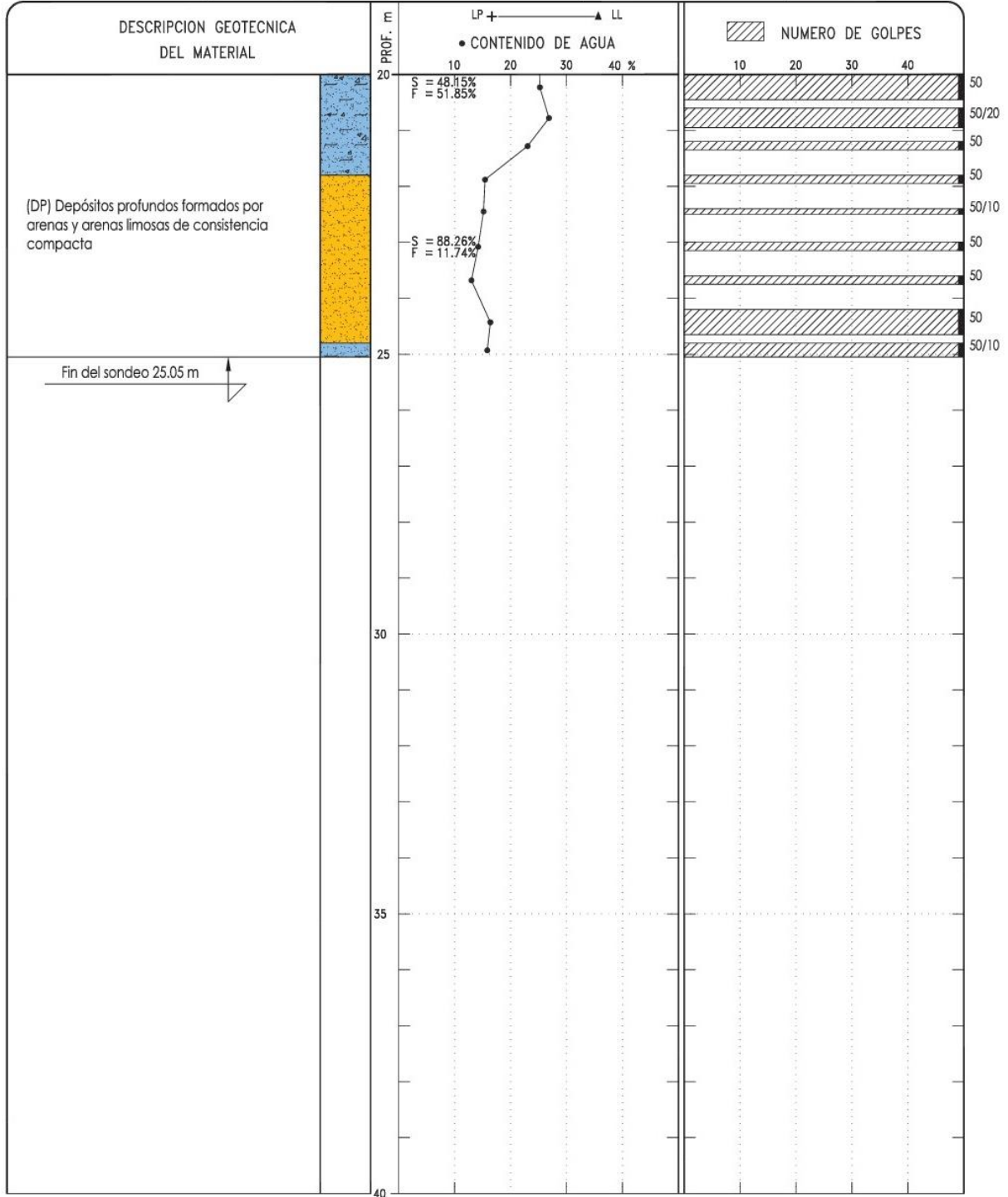
SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	Universidad y Popocatepetl	SONDEO	SM-1
		PROF. EXPLORADA	25.05 m
		PROF. NAF	Manto Colgado

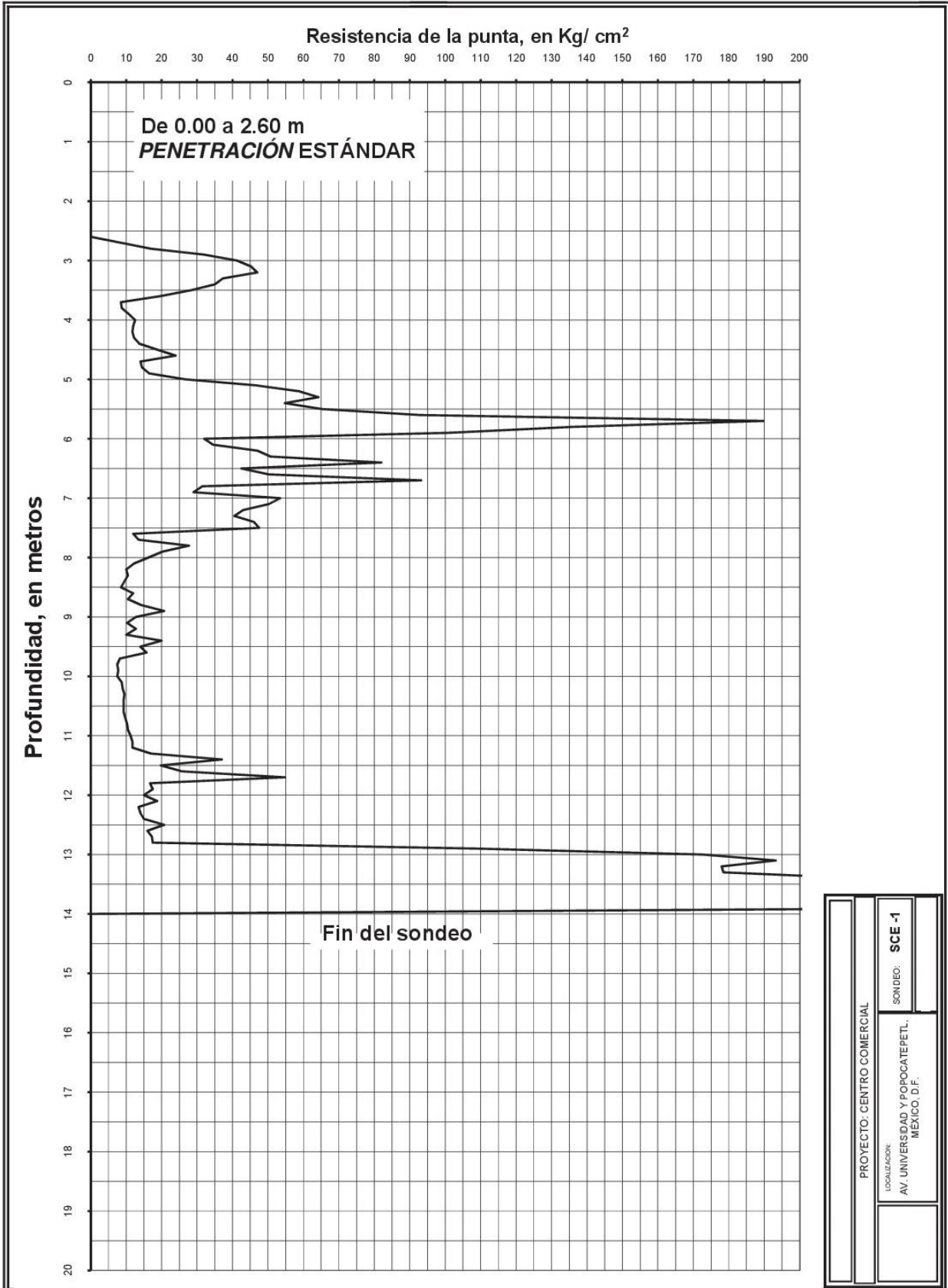


SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	Universidad y Popocatepetl	SONDEO	SM-1
		PROF. EXPLORADA	25.05 m
		PROF. NAF	Manto colgado

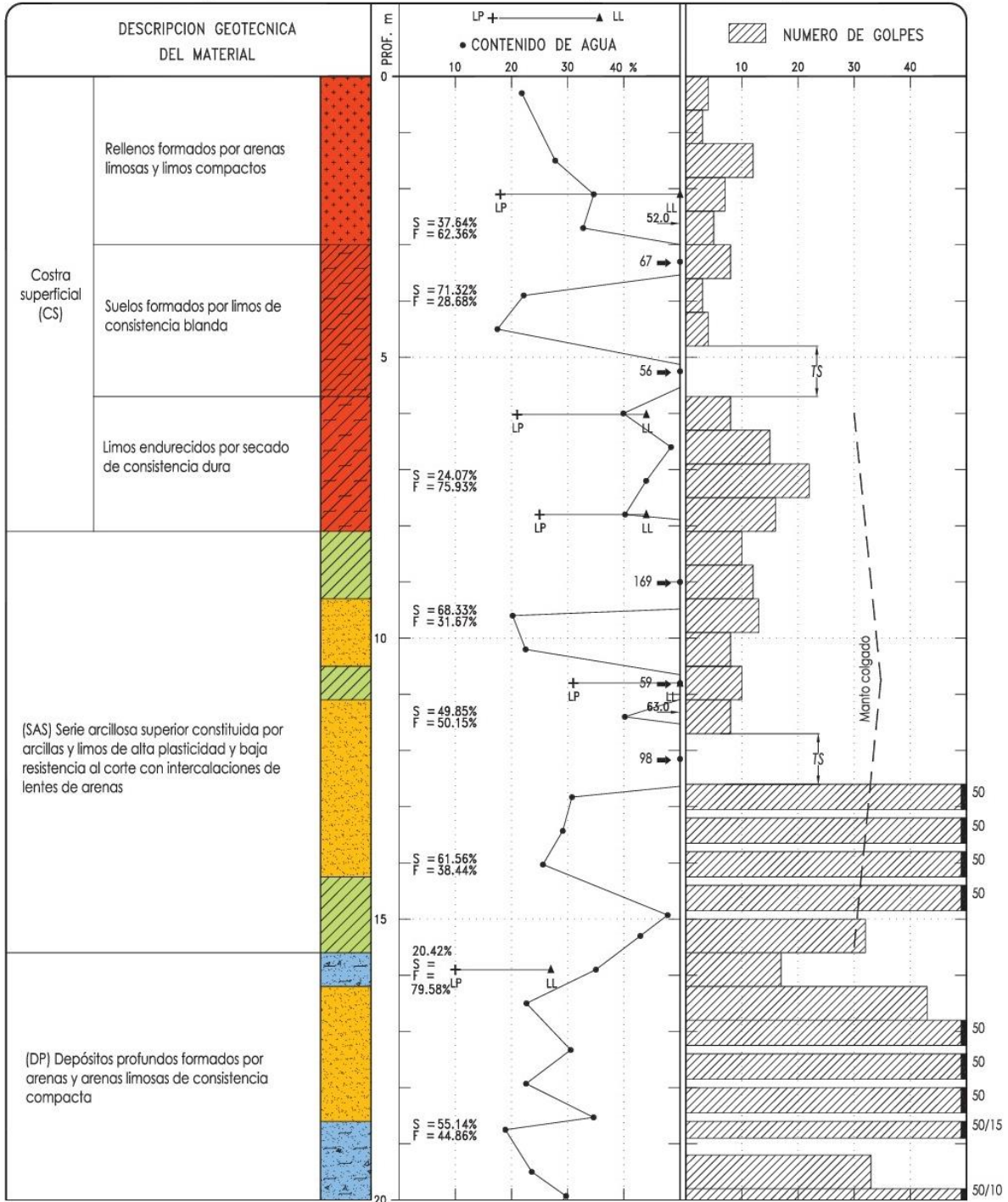


	RELLENO		ARCILLA	} (F)		GRAVA (G)	LP = LIMITE PLASTICO	NAF = NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO			RAICES	LL = LIMITE LIQUIDO	A = AVANCE CON BROCA TRICONICA
							TS = TUBO SHELBY	S = PORCENTAJE DE ARENAS
							TD = TUBO DENTADO	F = PORCENTAJE DE FINOS
								G = PORCENTAJE DE GRAVAS

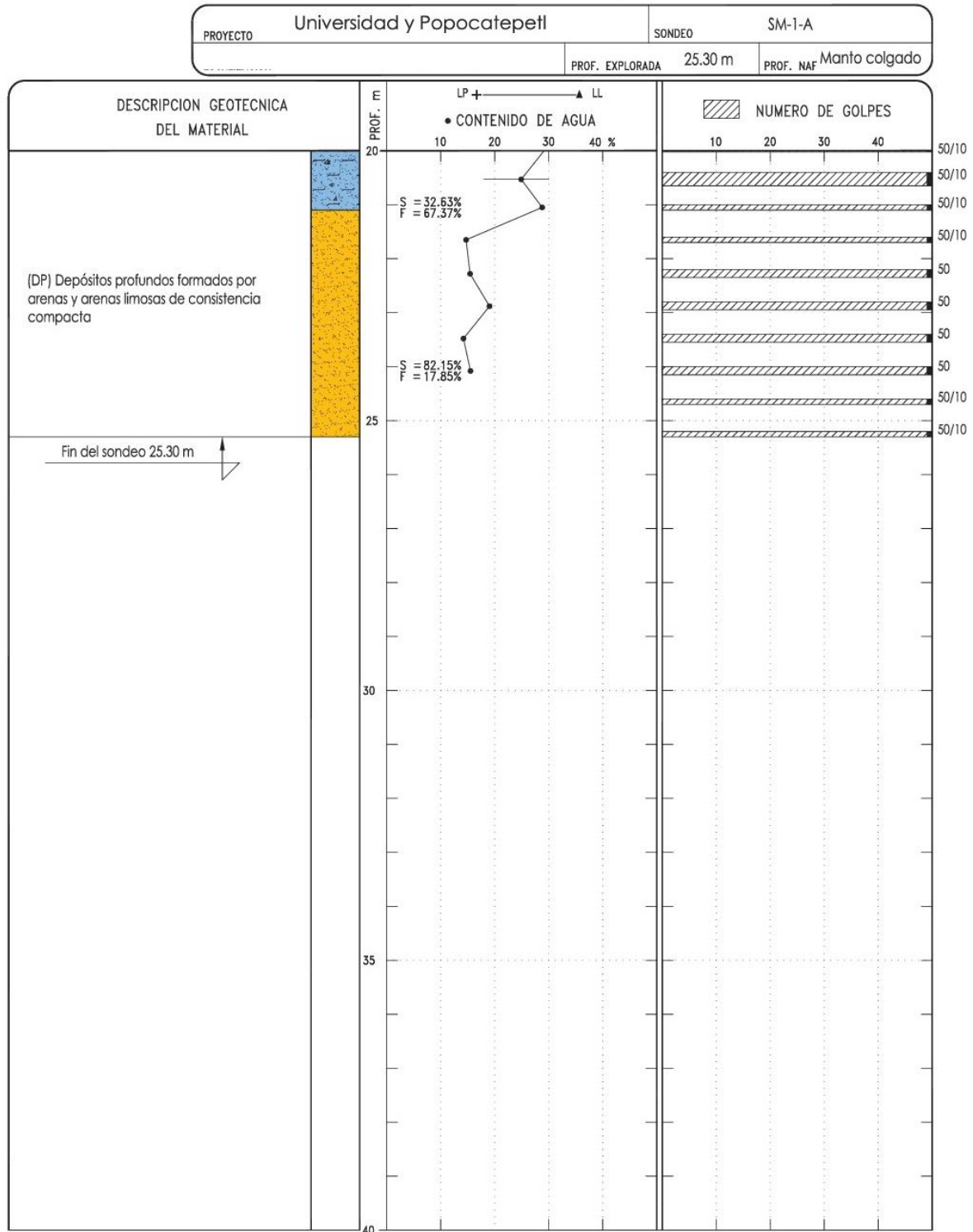


SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	Universidad y Popocatepetl	SONDEO	SM-1-A
		PROF. EXPLORADA	25.30 m
		PROF. NAF	Manto colgado

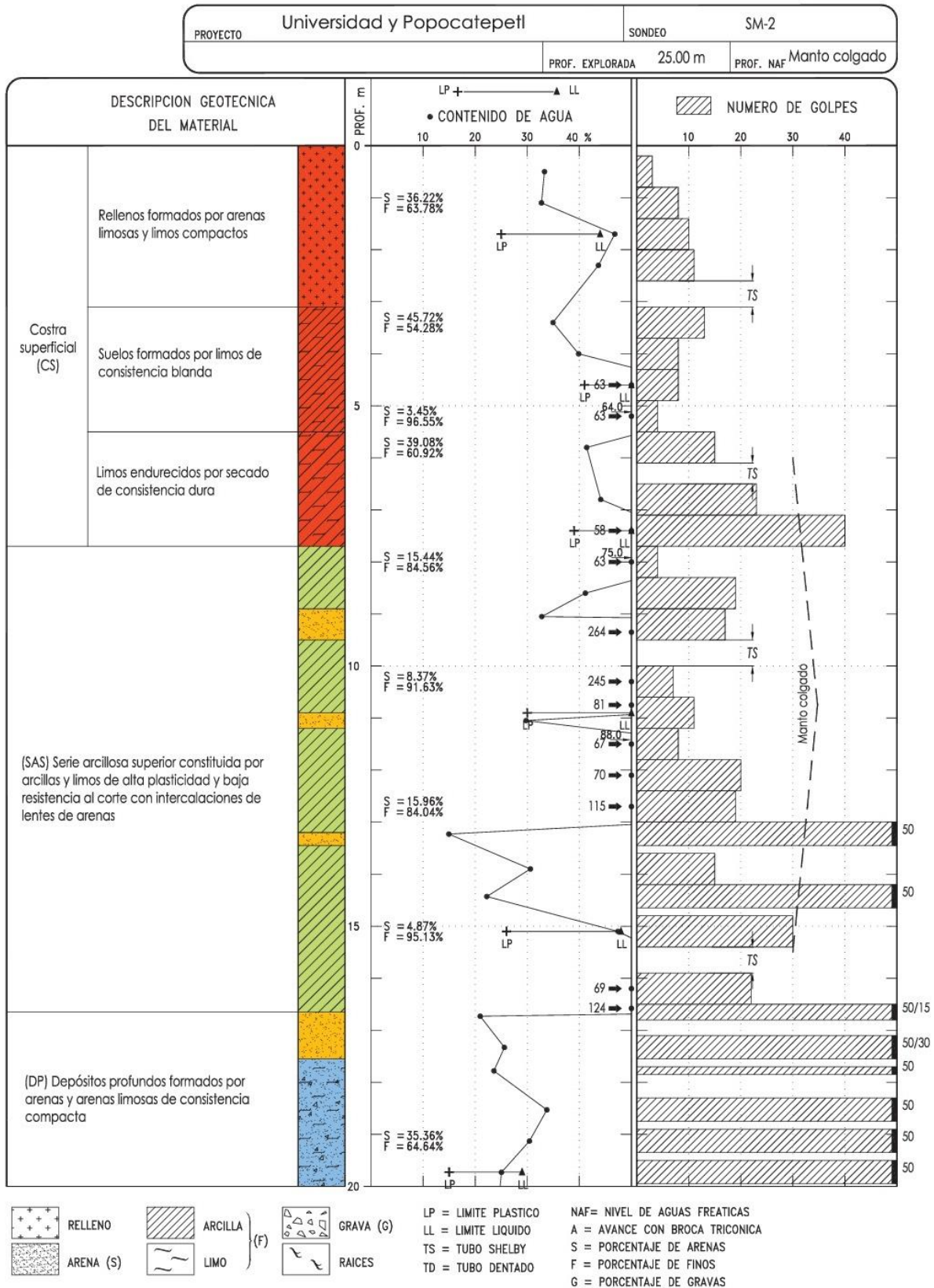


SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

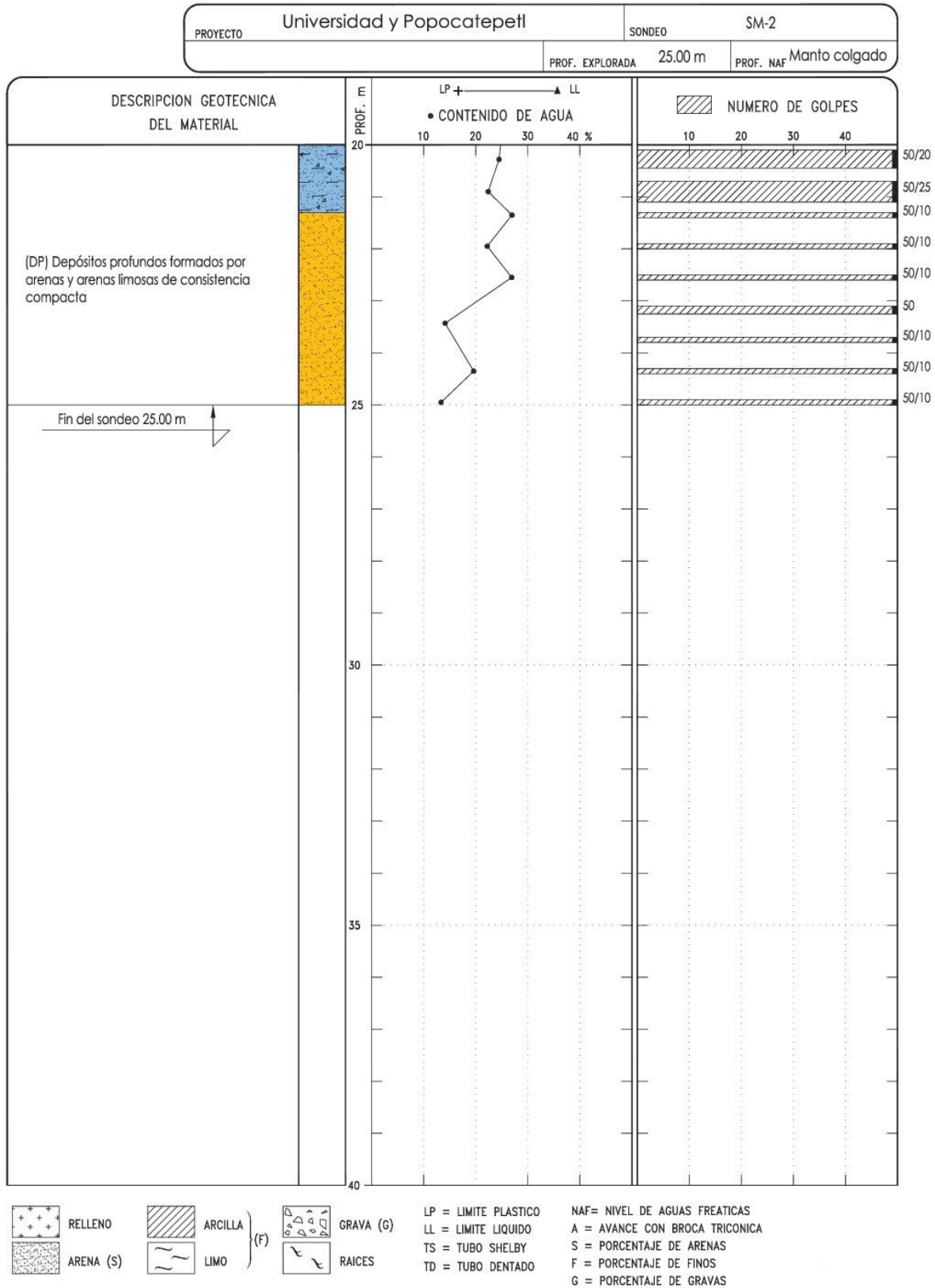


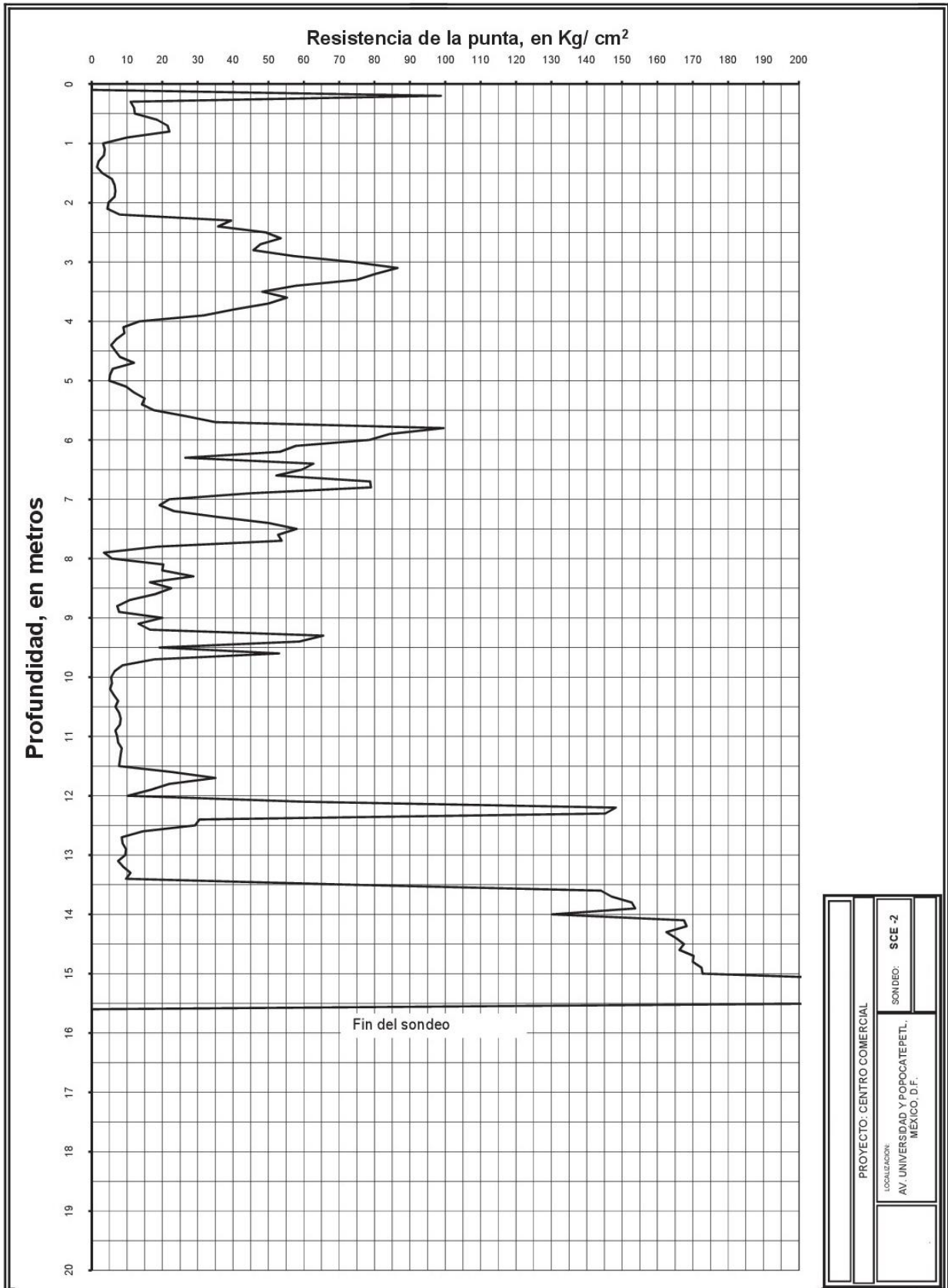
	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)	LP = LIMITE PLASTICO	NAF = NIVEL DE AGUAS FREATICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	LL = LIMITE LIQUIDO	A = AVANCE CON BROCA TRICONICA
		(F)				TS = TUBO SHELBY	S = PORCENTAJE DE ARENAS
						TD = TUBO DENTADO	F = PORCENTAJE DE FINOS
							G = PORCENTAJE DE GRAVAS

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR





Compresión triaxial UU

Proyecto: Centro Comercial

Sondeo SM-1

Ubicación: Av. Universidad y Popocatepetl, México, D.F.

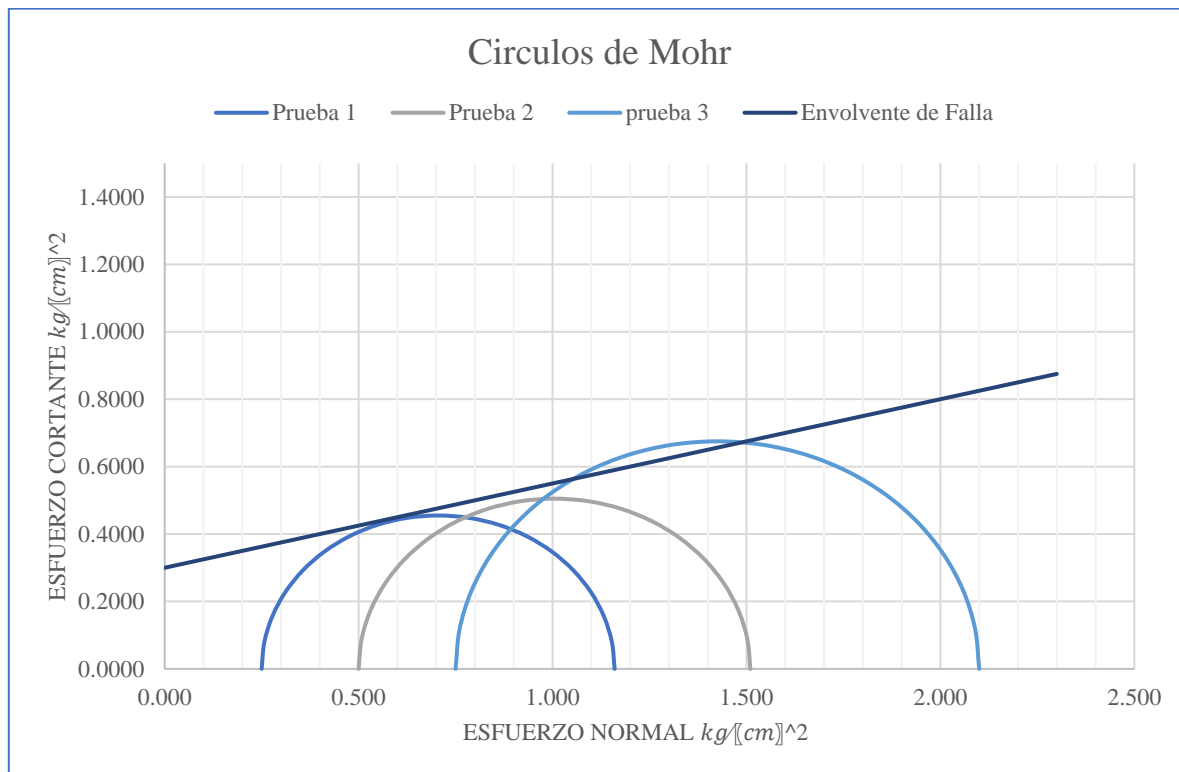
M-7

Fecha: agosto 2010

profundidad: 3.80 – 4.20 m

RESULTADOS

Prueba	Wi (%)	ei	Gw (%)	γ_{mi} t/m^2	σ_{conf} kg/cm^2	σ_{desv} kg/cm^2
1	66.66	1.457	106.03	1.547	0.250	0.91
2	65.46	1.414	103.56	1.541	0.500	1.01
3	64.82	1.415	102.63	1.535	0.750	1.35
Promedio	65.64	1.429	104.08	1.541	S _s = 2.25	



$$c = 3 \text{ t/m}^2 \quad \varphi = 14^\circ$$

Compresión triaxial UU

Proyecto: Centro Comercial

Sondeo SM-1A

Ubicación: Av. Universidad y Popocatepetl, México, D.F.

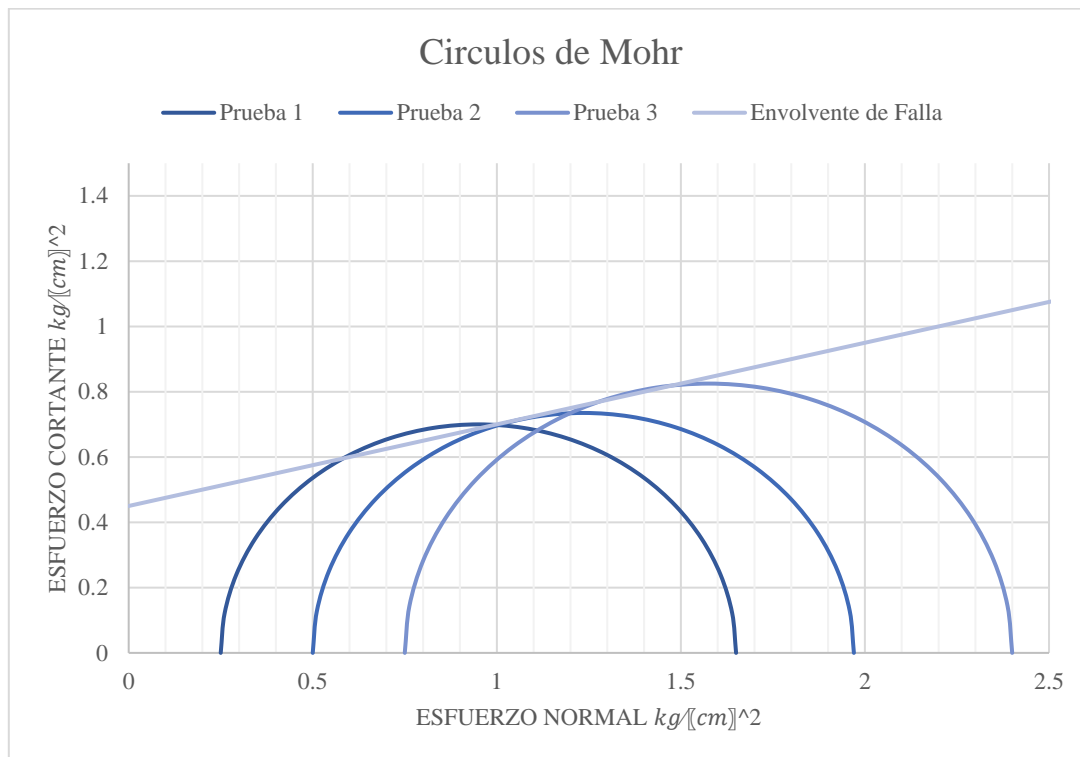
M-8

Fecha: agosto 2010

profundidad: 4.80 – 5.70 m

RESULTADOS

Prueba	Wi (%)	ei	Gw (%)	γ_{mi} t/m^2	σ_{conf} kg/cm^2	σ_{desv} kg/cm^2
1	62.92	1.629	92.92	1.491	0.250	1.4
2	59.79	1.629	88.16	1.462	0.500	1.47
3	104.07	1.056	144.67	1.914	0.750	1.65
Promedio	75.59	1.438	108.58	1.622	S _s = 2.25	



$c = 4.5 t/m^2$ $\varphi = 14^\circ$

Compresión triaxial UU

Proyecto: Centro Comercial

Sondeo SM-2

Ubicación: Av. Universidad y Popocatepetl, México, D.F.

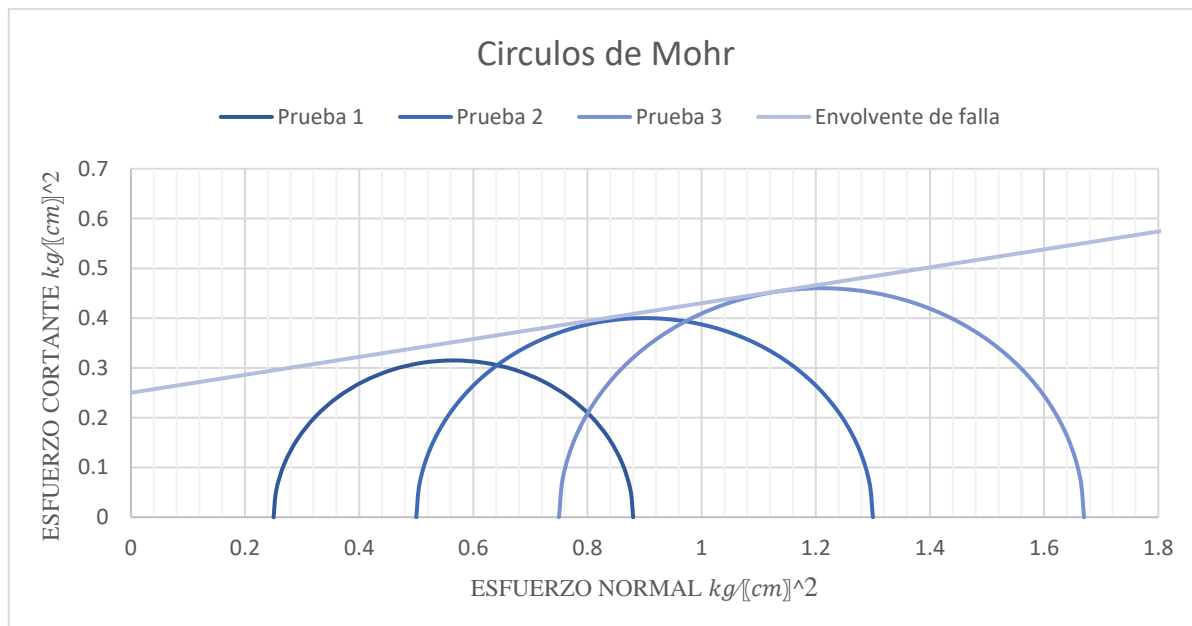
M-11

Fecha: agosto 2010

profundidad: 9.50 – 10.0 m

RESULTADOS

Prueba	Wi (%)	ei	Gw (%)	γ -mi. , t-,m-2..	σ -conf. ,kg-c,m-2..	σ -desv. ,kg-,cm-2..
1	59.19	1.405	104.23	1.644	0.250	0.63
2	147.19	3.593	101.60	1.337	0.500	0.8
3	114.46	2.805	101.50	1.403	0.750	0.92
Promedio	106.95	2.601	102.44	1.487	Ss= 2.490	



$c=2.5 \text{ t/m}^2$ $\varphi=10^\circ$

Compresión triaxial UU

Proyecto: Centro Comercial

Sondeo SM-2

Ubicación: Av. Universidad y Popocatepetl, México, D.F.

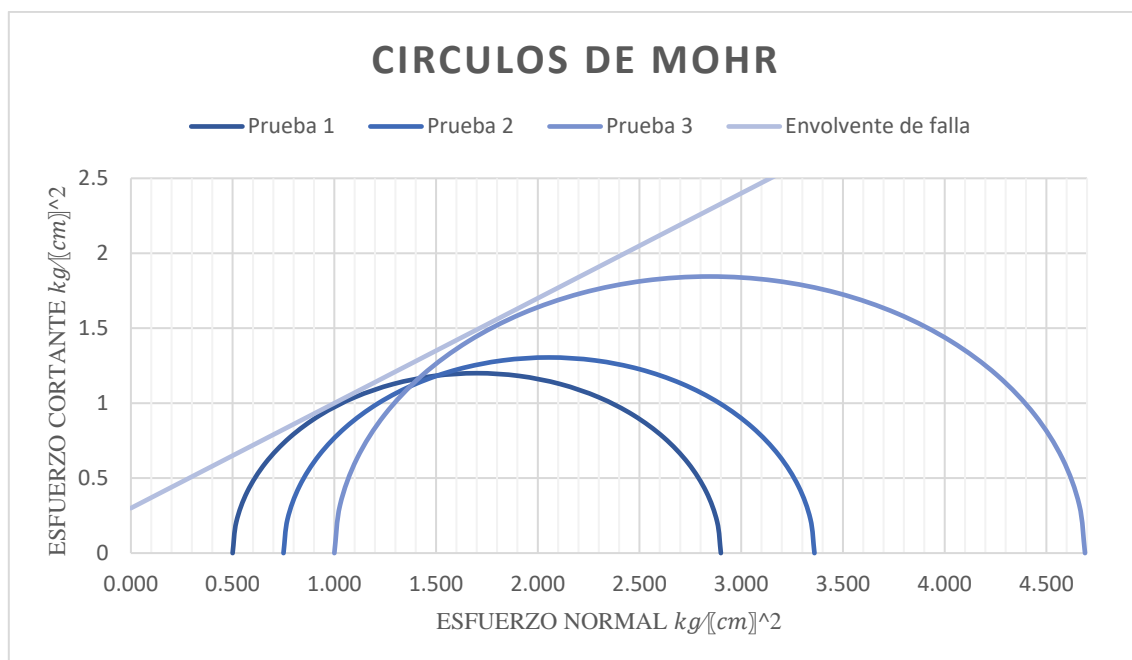
M-27

Fecha: agosto 2010

profundidad: 15.40 – 16.0 m

RESULTADOS

Prueba	Wi (%)	ei	Gw (%)	γ -mi. ,t,m-2..	σ -conf. ,kg-c,m-2..	σ -desv. ,kg-cm-2..
1	26.44	0.868	76.76	1.767	0.500	2.40
2	26.44	0.933	71.41	1.707	0.750	2.61
3	27.29	0.854	82.35	1.800	1.00	3.69
Promedio	26.72	0.885	76.84	1.758	Ss= 2.634	

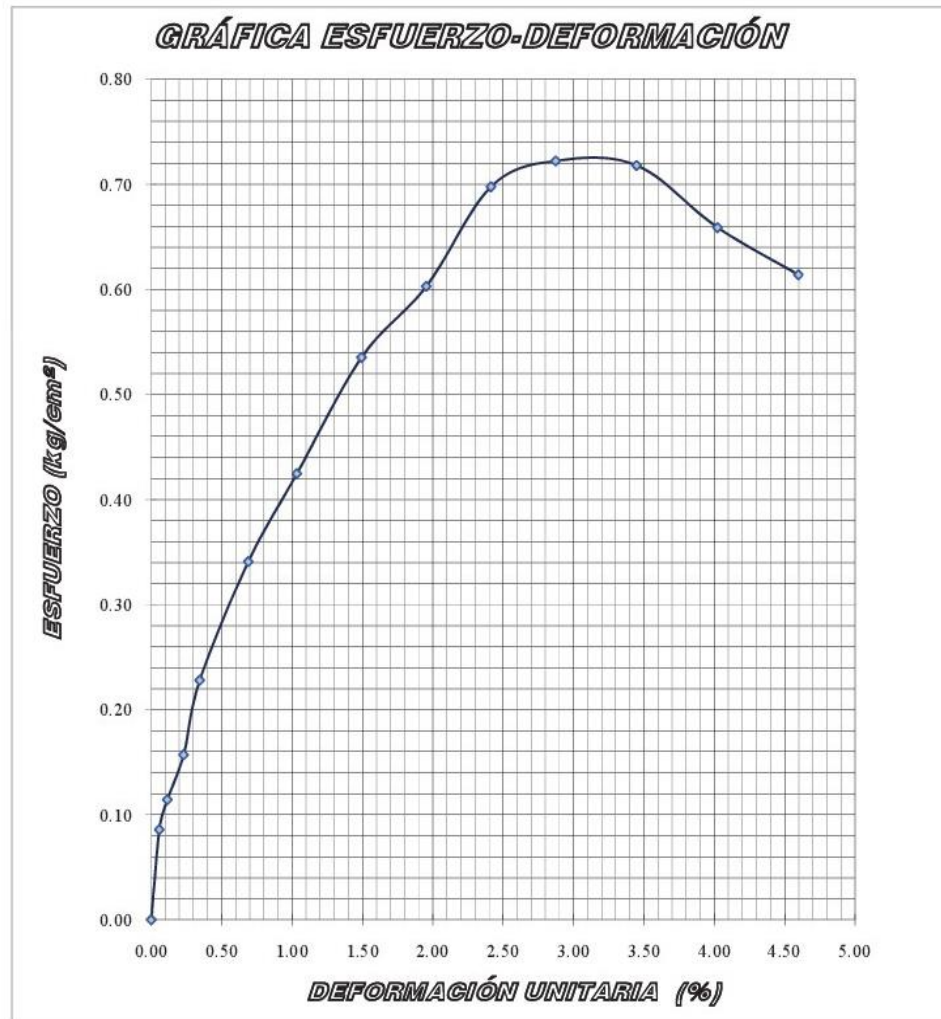


COMPRESIÓN SIMPLE

<i>Sondeo:</i> SM-1	
<i>Ubicación:</i> Av.Universidad y Popocatepetl,México, D.F.	<i>Profundidad:</i> 3.80 - 4.20 m

RESULTADOS

<i>Prueba</i>	<i>S_s</i>	<i>w</i> (%)	<i>G_w</i> %	<i>e</i>	γ_m Kg/m ³	<i>q_u</i> kg/cm ²
<i>1</i>	2.255	64.70	104.40	1.398	1549	0.722

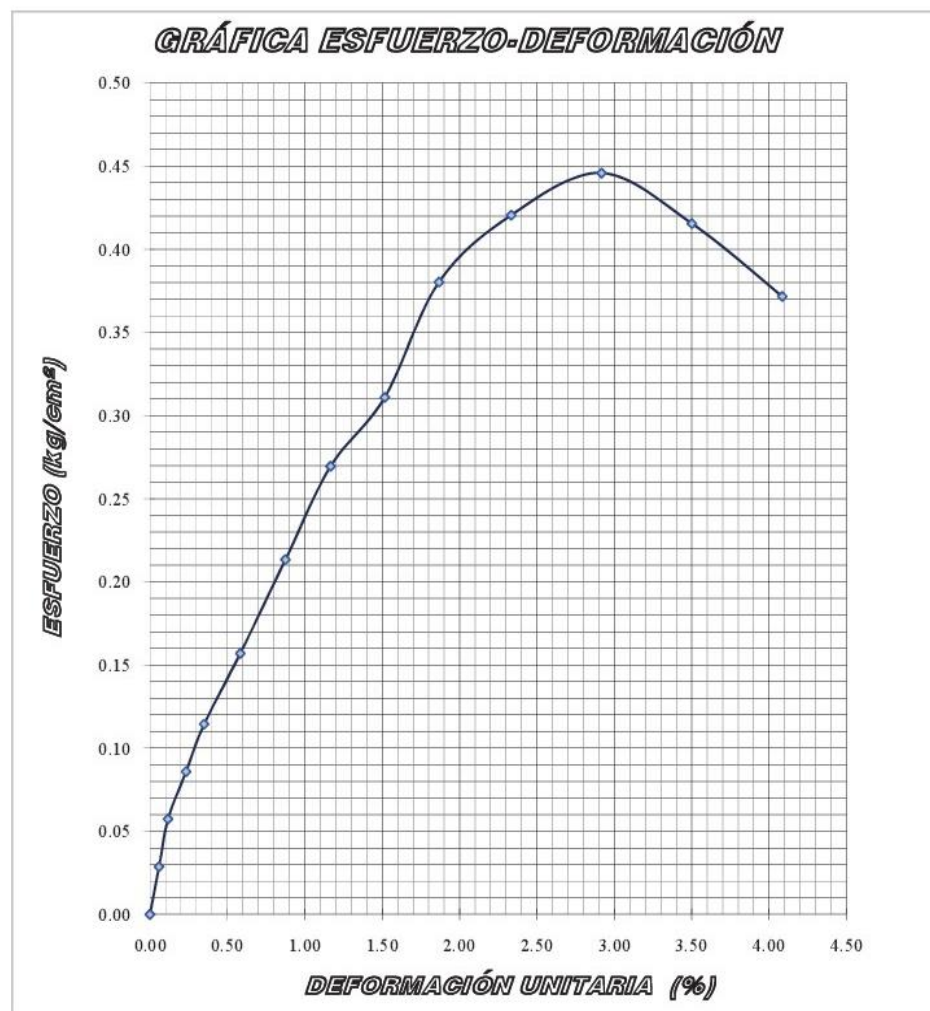


COMPRESIÓN SIMPLE

Sondeo: SM-2
Ubicación: Av.Universidad y Popocatepetl, México, D.F.
Profundidad: 9.50 - 10.00 m

RESULTADOS

Prueba	Ss	w (%)	Gw %	e	γ_m Kg/m ³	q_u kg/cm ²
1	2.247	207.14	101.10	4.604	1232	0.446

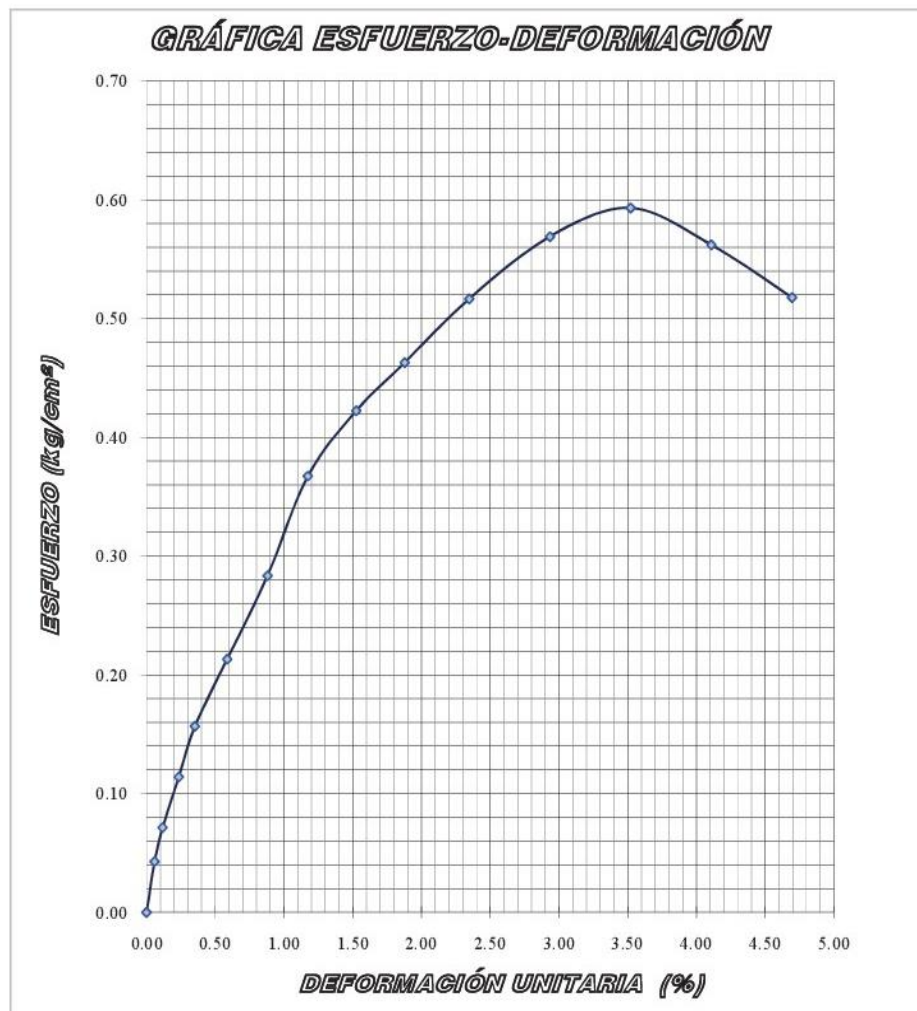


COMPRESIÓN SIMPLE

<i>Sondeo:</i> SM-2
<i>Ubicación:</i> Av.Universidad y Popocatepetl, México, D.F.
<i>Profundidad:</i> 15.40 - 16.00m

RESULTADOS

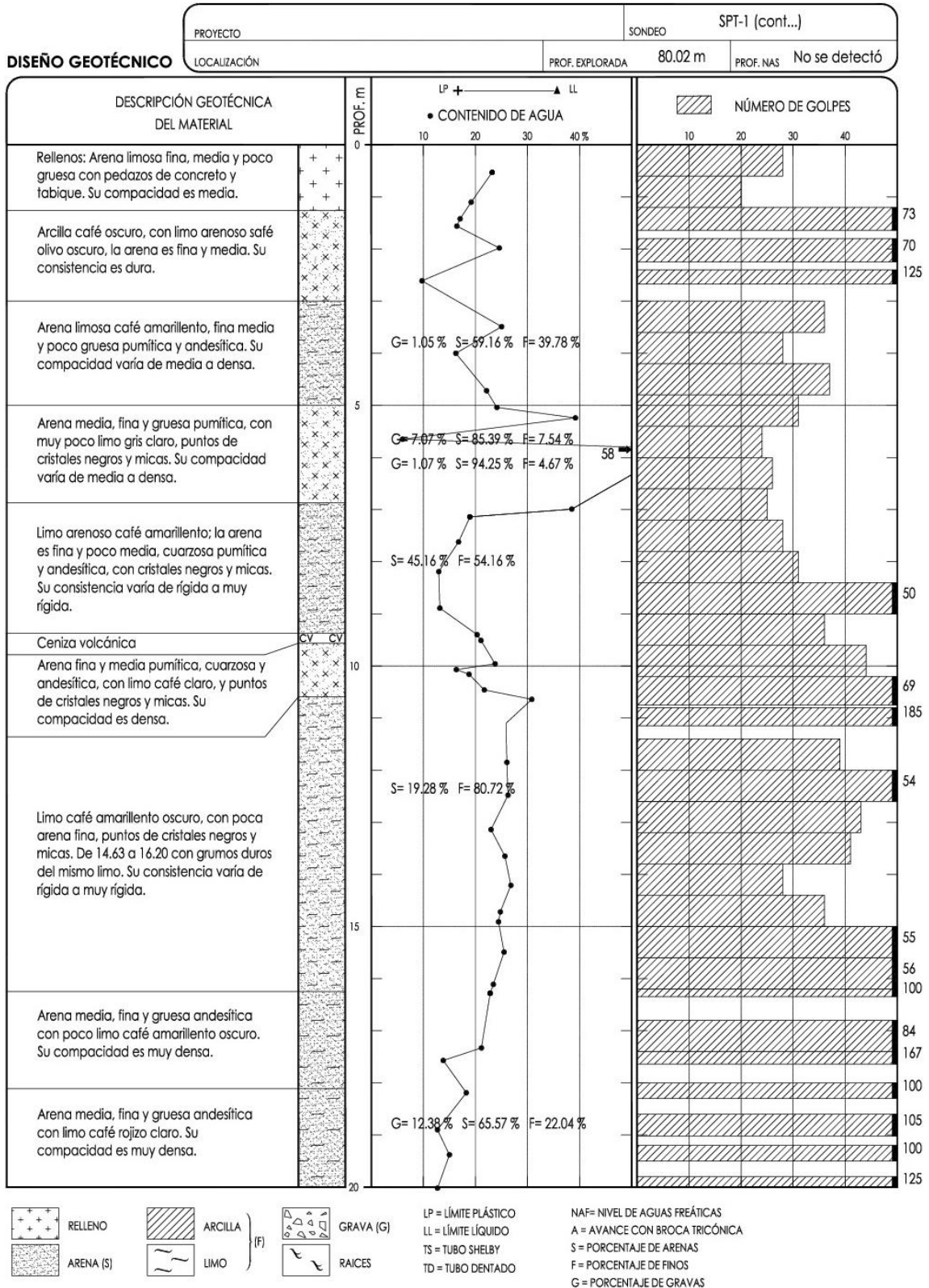
<i>Prueba</i>	<i>S_s</i>	<i>w</i> (%)	<i>G_w</i> %	<i>e</i>	<i>γ_m</i> Kg/m ³	<i>q_u</i> kg/cm ²
<i>1</i>	2.391	37.26	105.59	0.844	1780	0.593



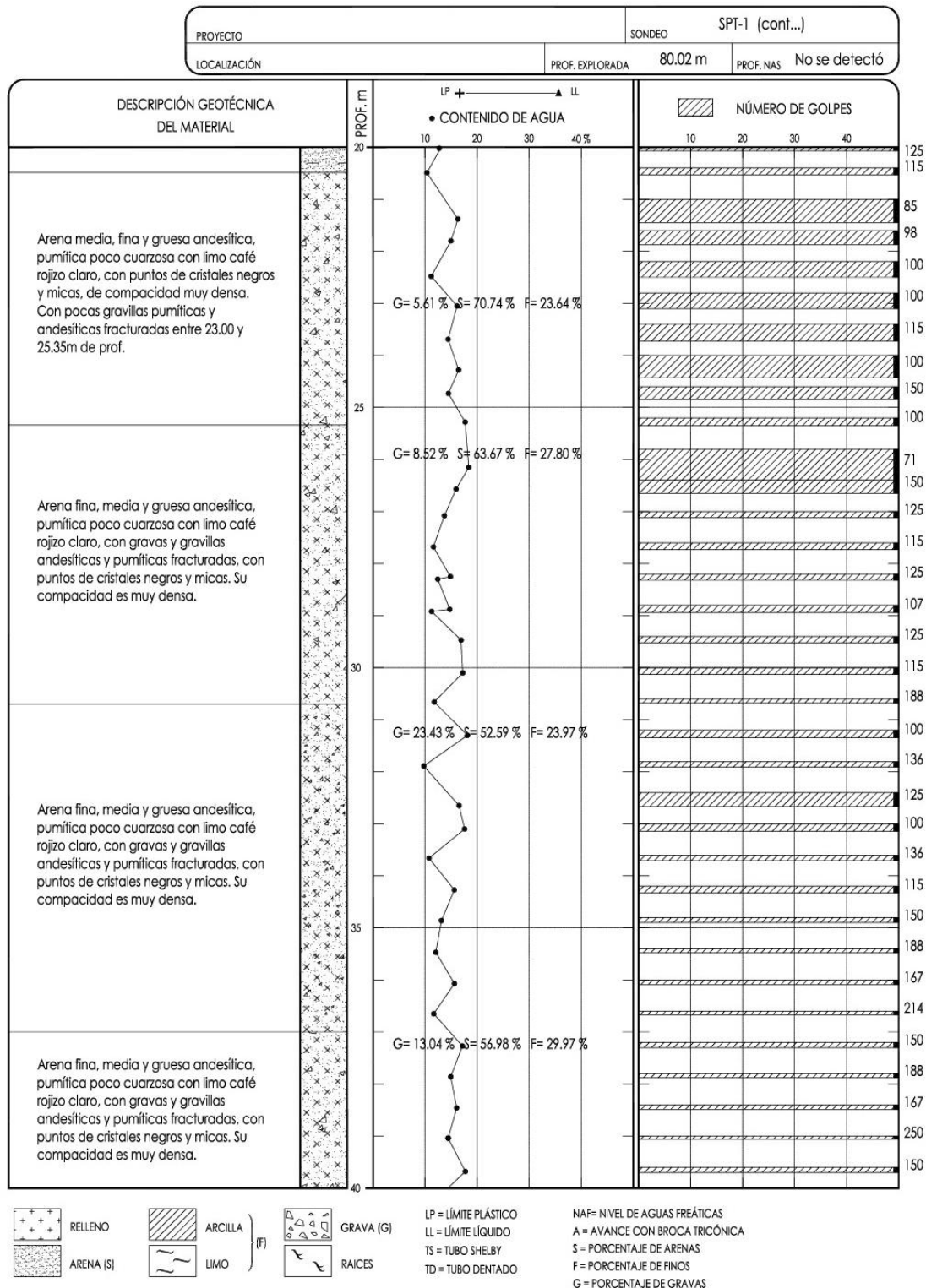
ANEXO 2

Pedregal

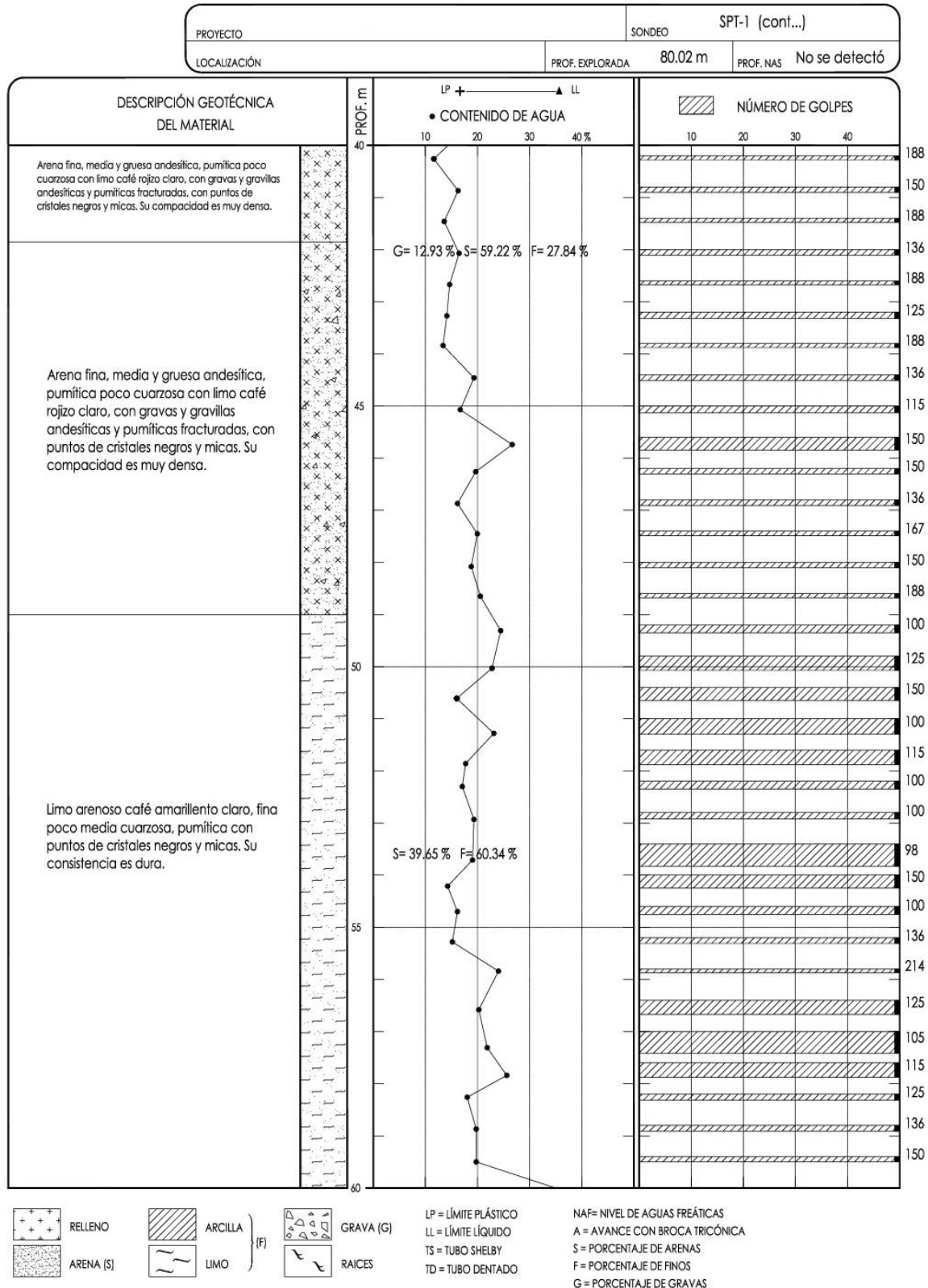
SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR



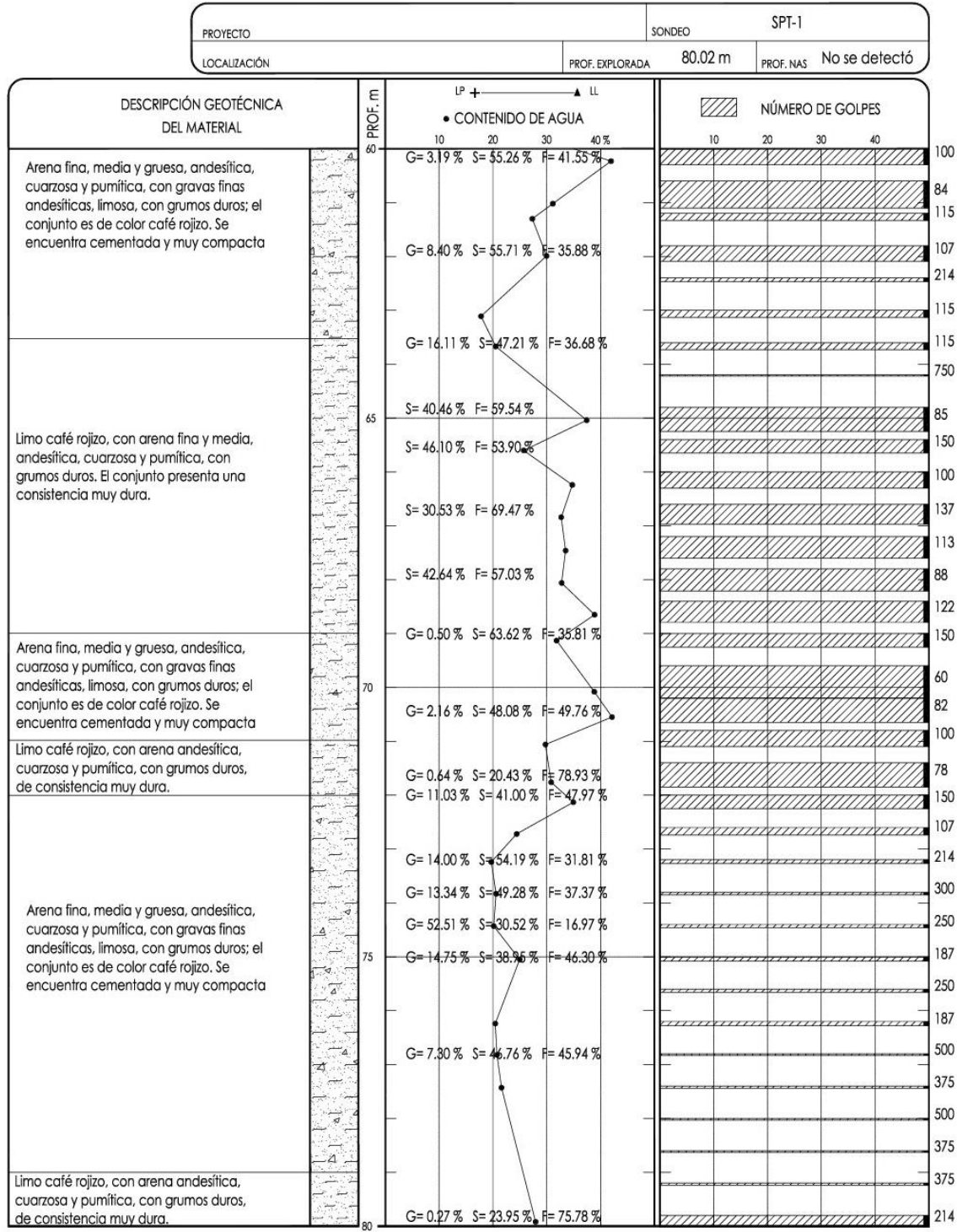
SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR



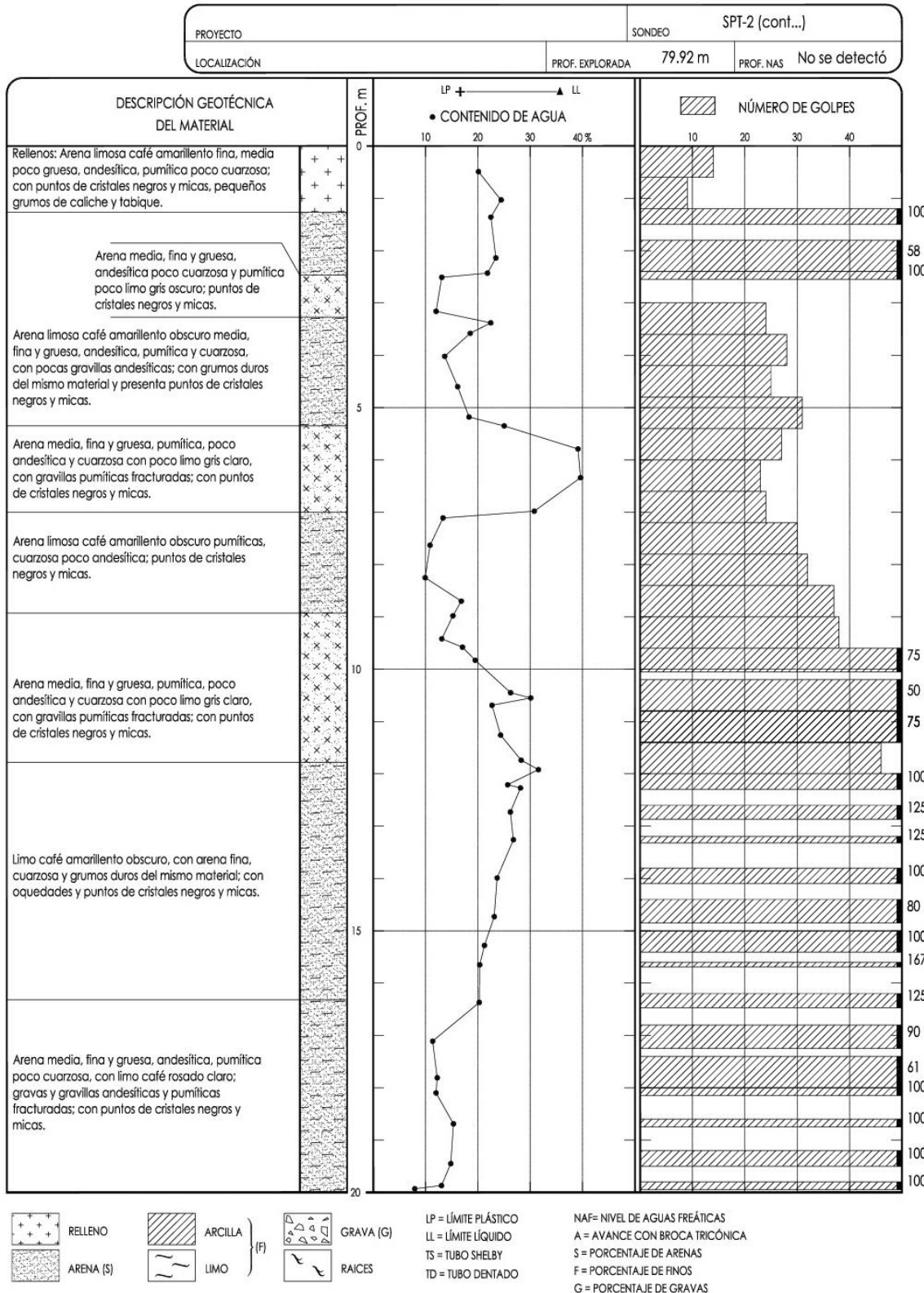
SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

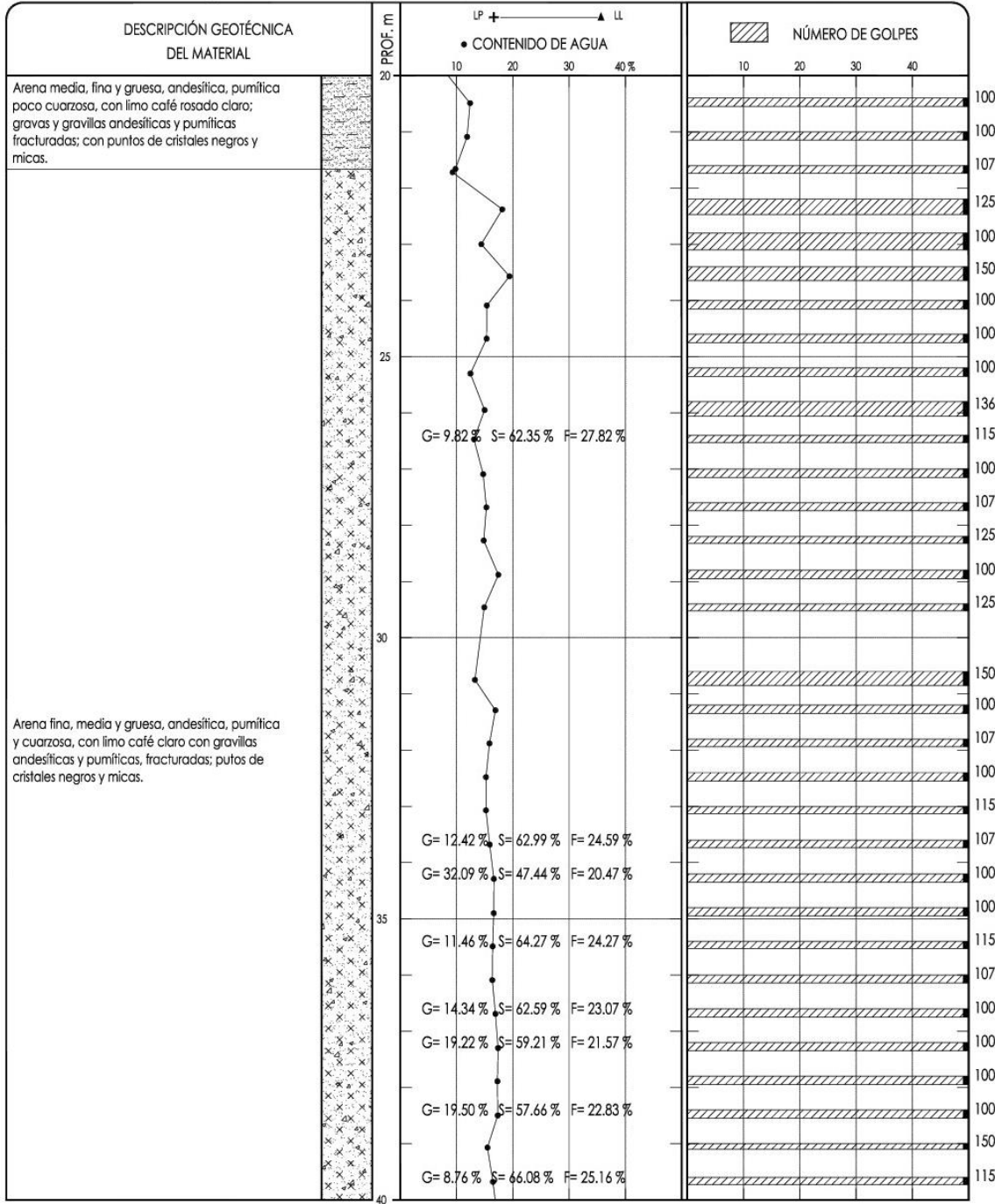


SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

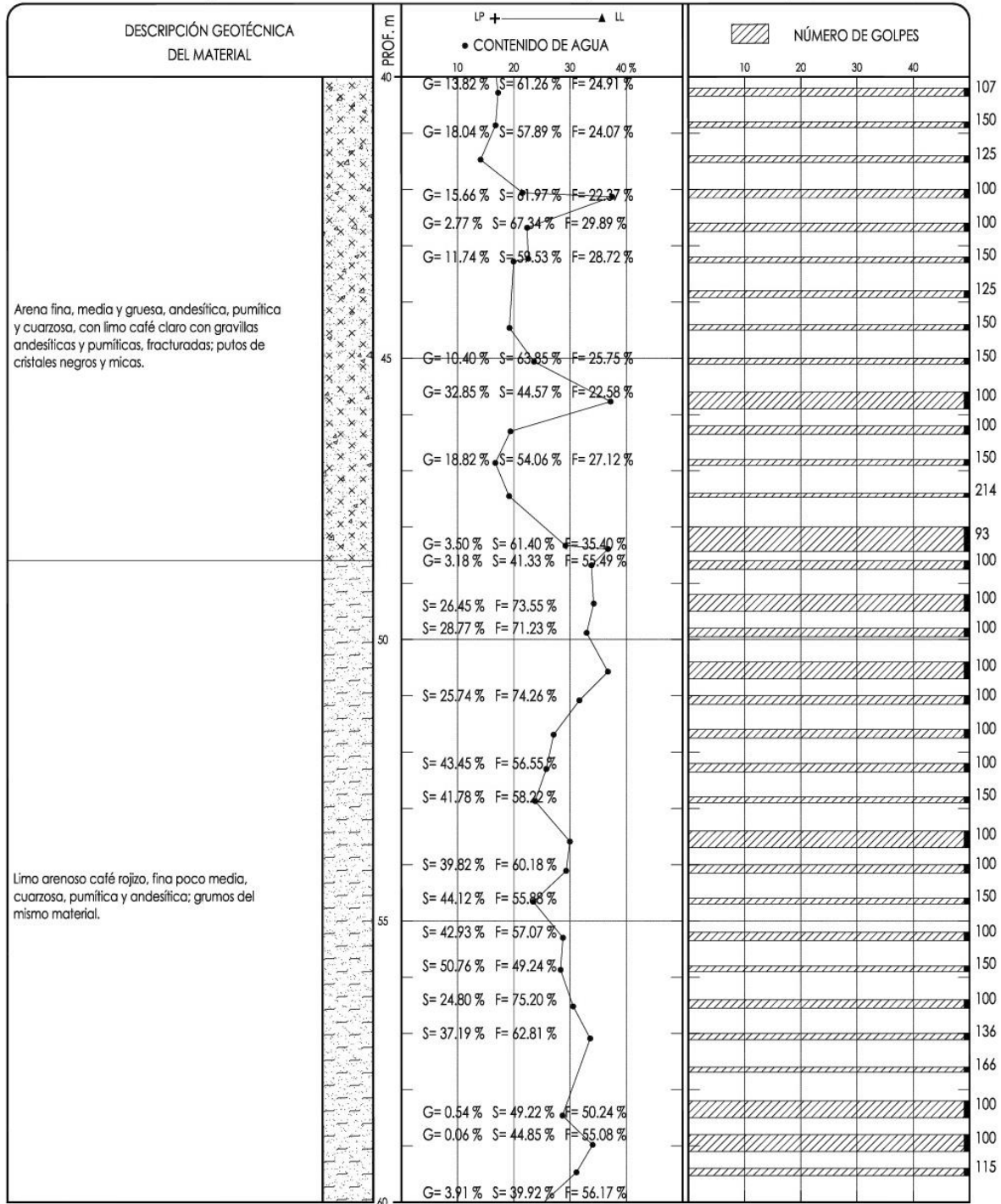
PROYECTO		SONDEO SPT-2 (cont...)	
LOCALIZACIÓN		PROF. EXPLORADA 79.92 m	PROF. NAS No se detectó



RELLENO	ARCILLA (F)	GRAVA (G)	LP = LÍMITE PLÁSTICO	NAF = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
ARENA (S)	LIMO (F)	RAICES	LL = LÍMITE LÍQUIDO	A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
			TS = TUBO SHELBY	S = PORCENTAJE DE ARENAS
			TD = TUBO DENTADO	F = PORCENTAJE DE FINOS
				G = PORCENTAJE DE GRAVAS

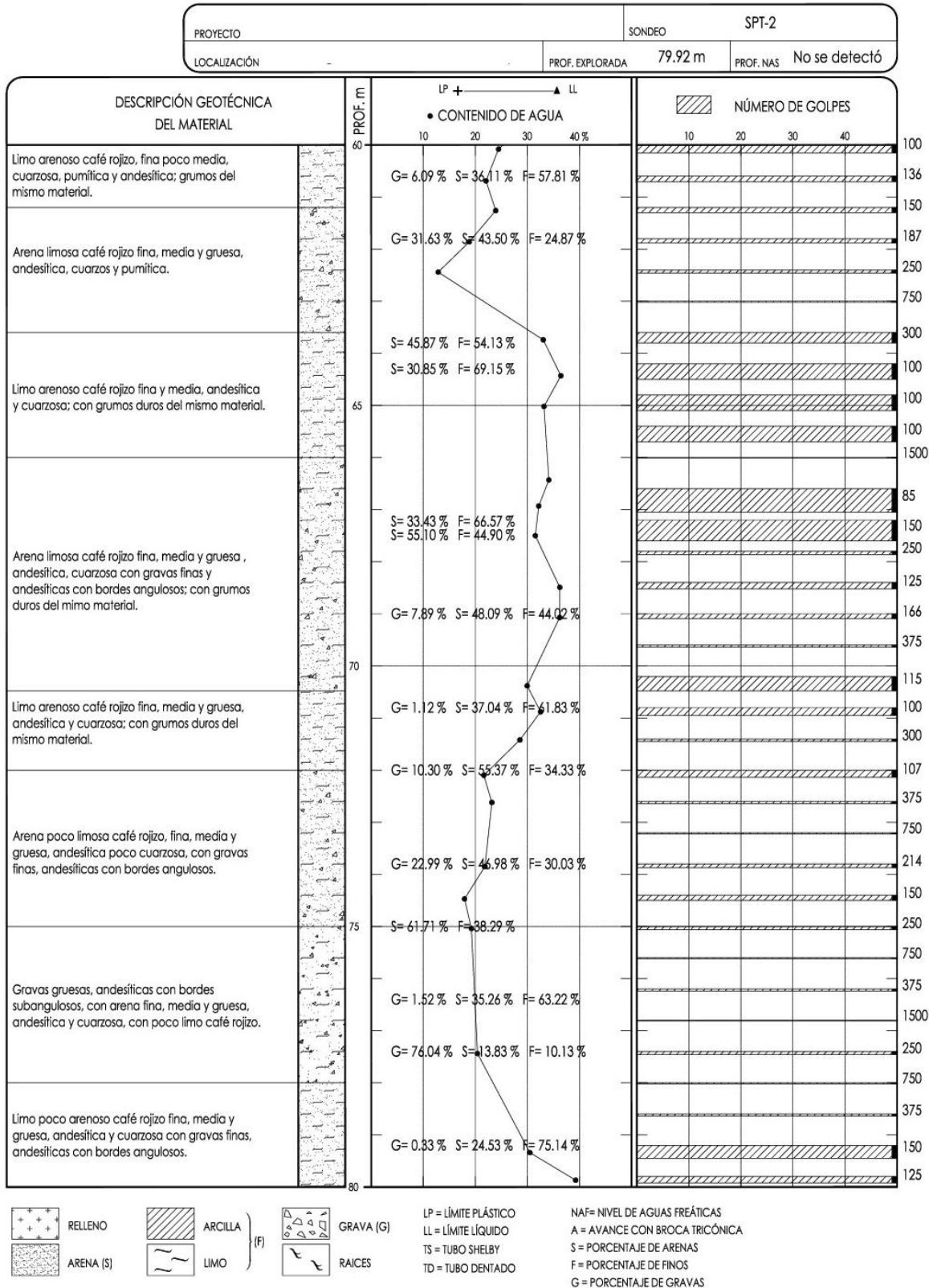
SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO SPT-2 (cont...)		
LOCALIZACIÓN	PROF. EXPLORADA 79.92 m	PROF. NAS	No se detectó



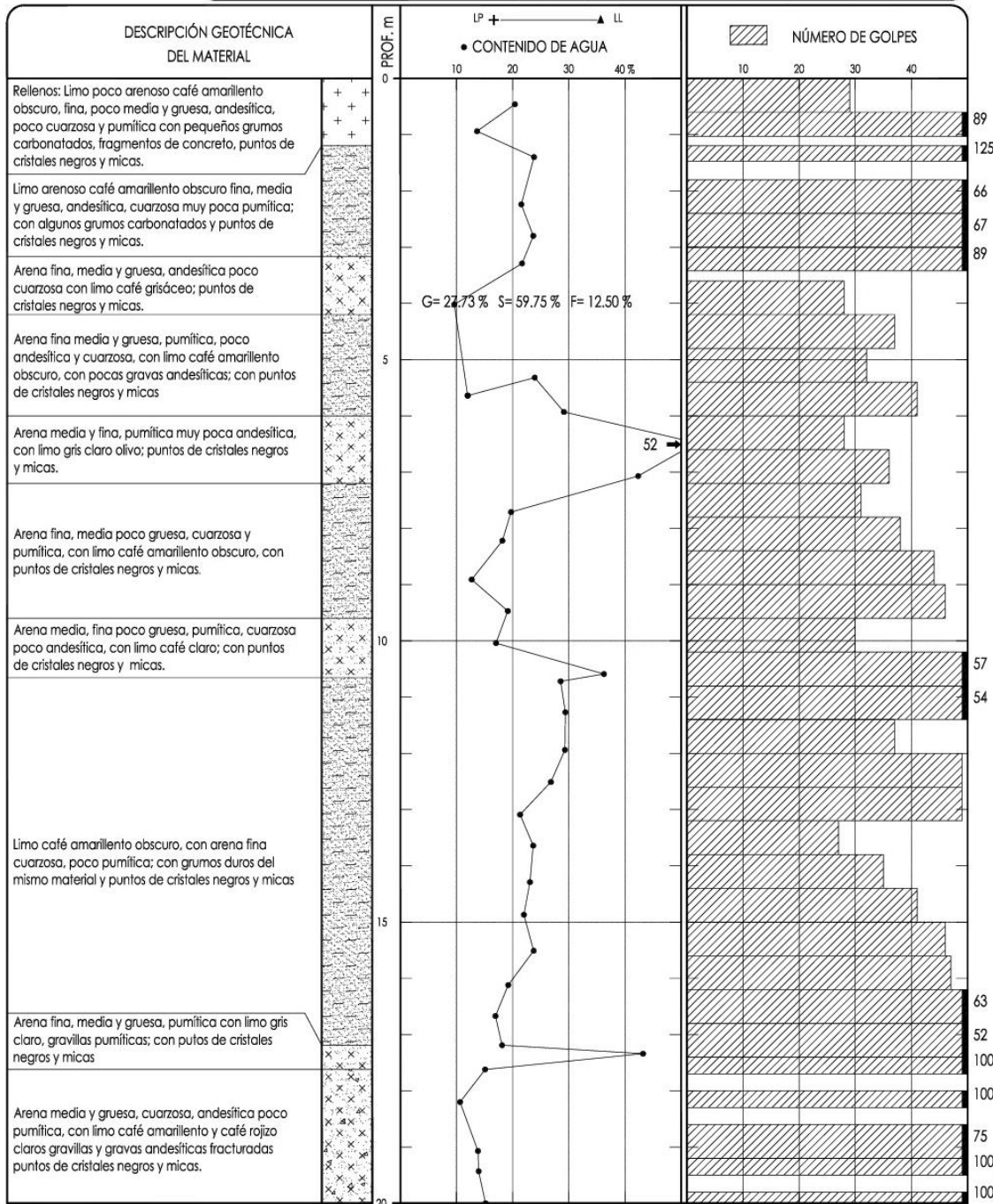
RELLENO	ARCILLA	GRAVA (G)	LP = LÍMITE PLÁSTICO	NAF = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
ARENA (S)	LIMO	RAICES	LL = LÍMITE LÍQUIDO	A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
			TS = TUBO SHELBY	S = PORCENTAJE DE ARENAS
			TD = TUBO DENTADO	F = PORCENTAJE DE FINOS
				G = PORCENTAJE DE GRAVAS

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR



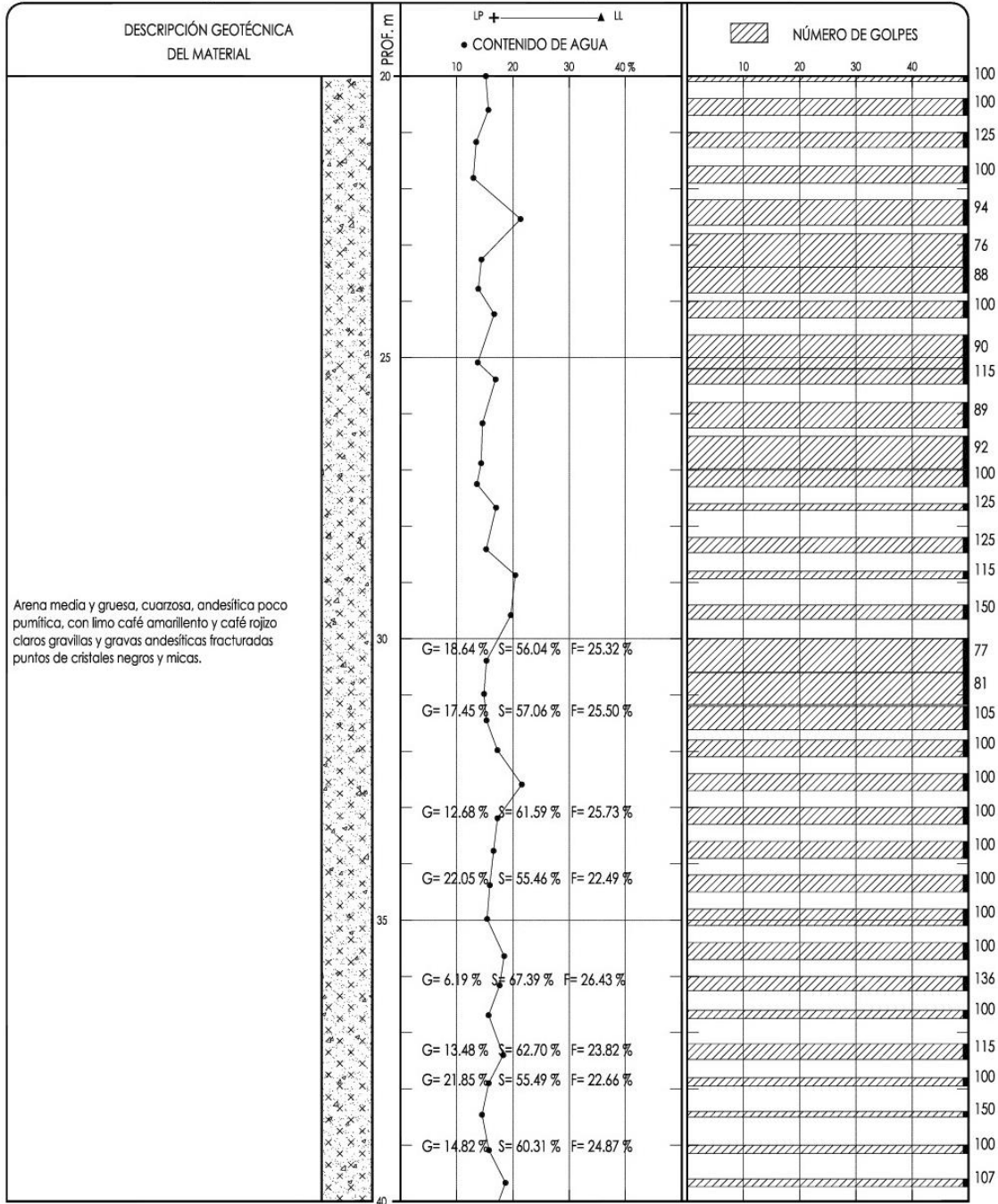
SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO	SPT-3 (cont...)
LOCALIZACIÓN	PROF. EXPLORADA	80.53 m
	PROF. NAS	No se detectó

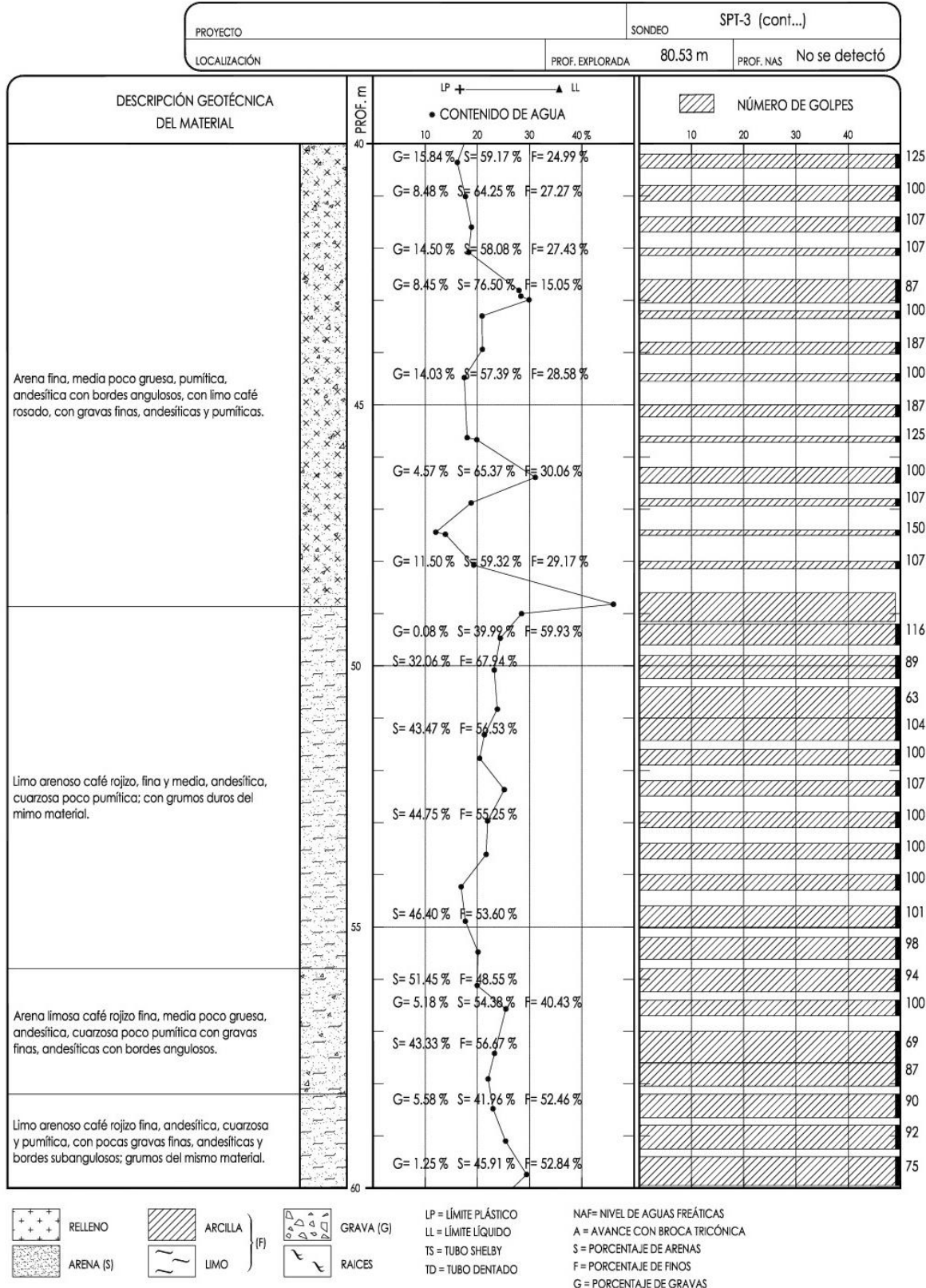


SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO	SPT-3 (cont...)
LOCALIZACIÓN	PROF. EXPLORADA	80.53 m
	PROF. NAS	No se detectó

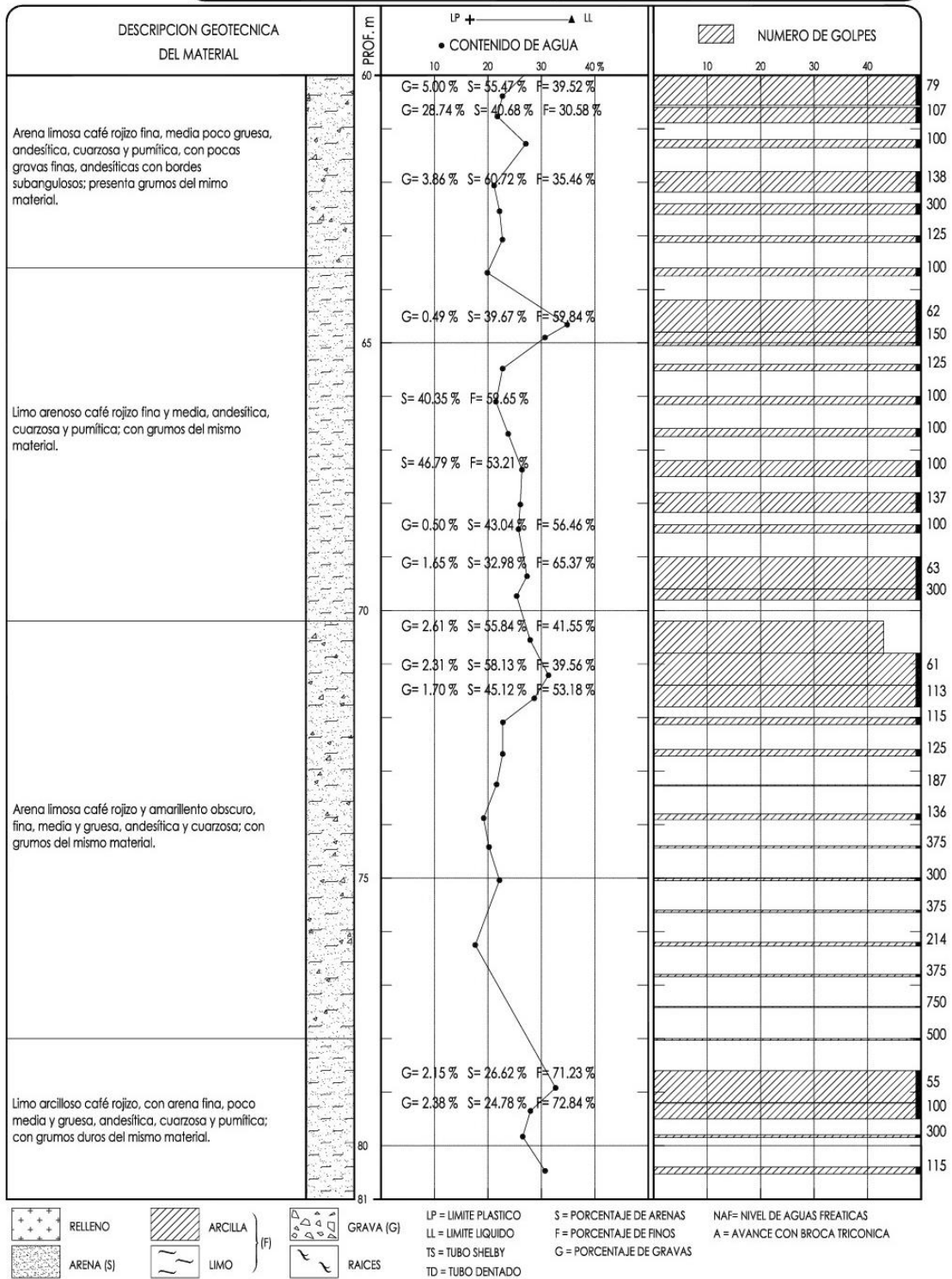


SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR



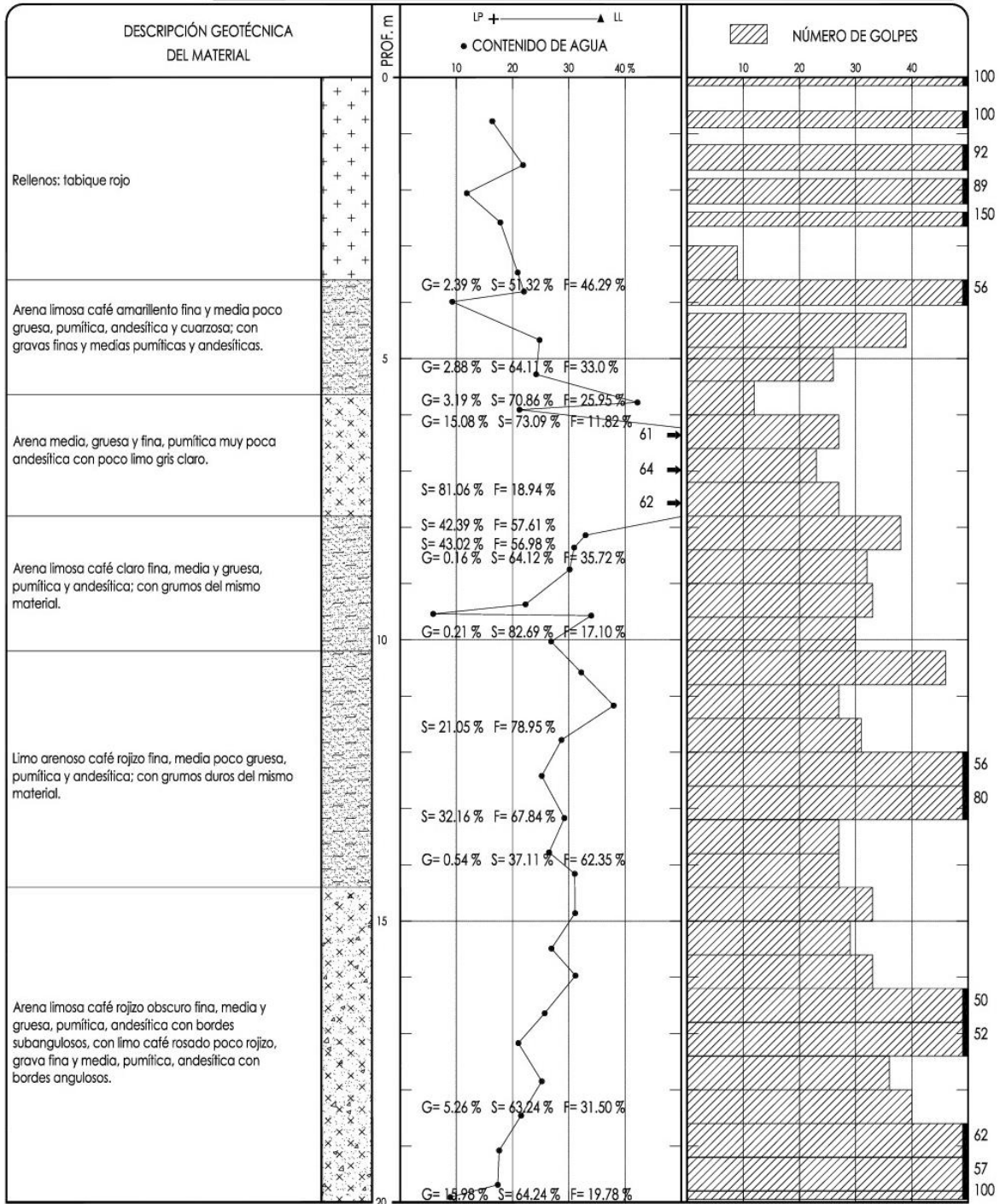
SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO	SPT-3
LOCALIZACION	PROF. EXPLORADA	80.53 m
	PROF. NAS	No se detectó



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO	SPT-4 (cont...)
LOCALIZACIÓN	PROF. EXPLORADA	80.53 m
	PROF. NAS	No se detectó

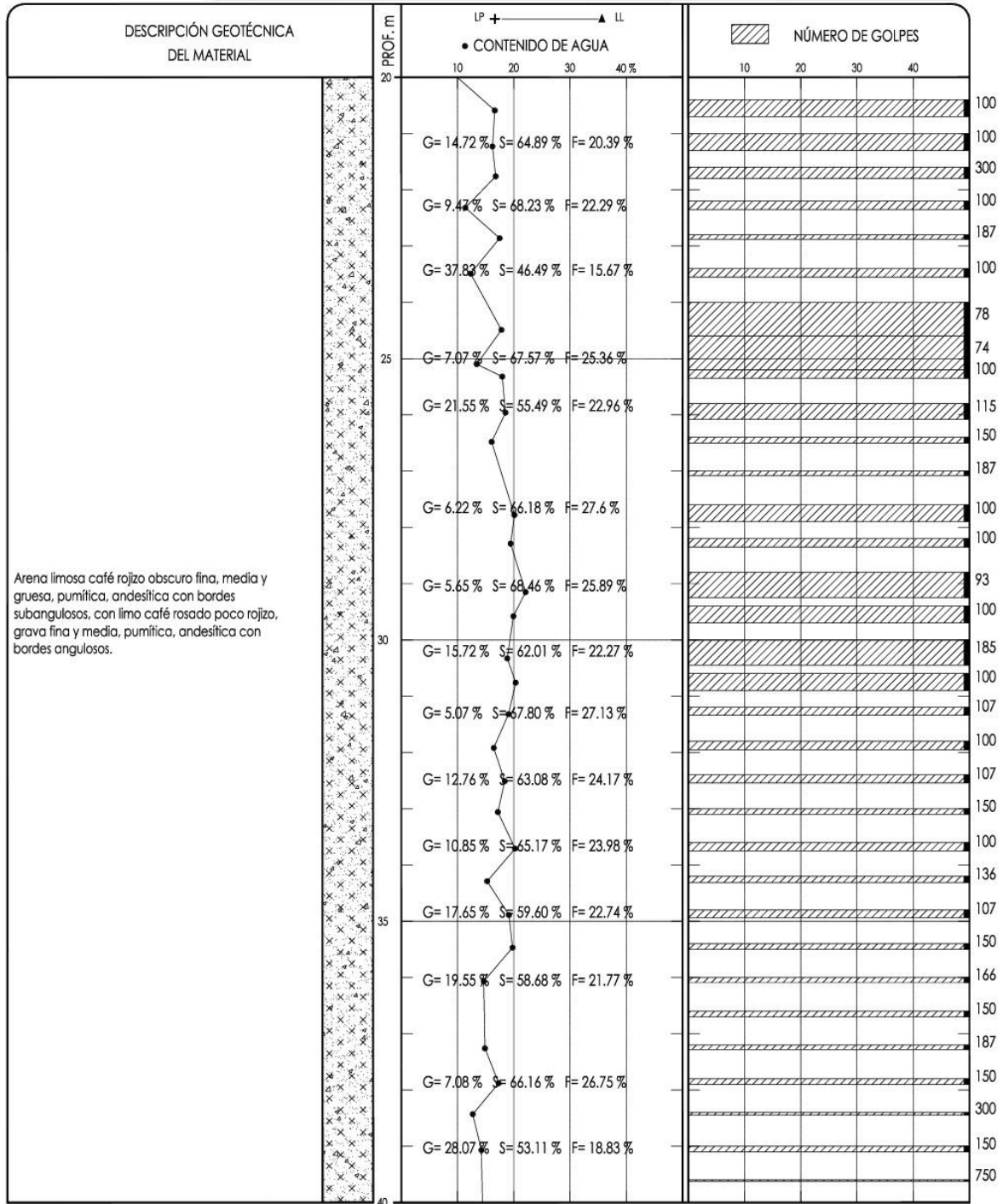


RELLENO ARCILLA GRAVA (G)
 ARENA (S) LIMO RAICES
 (F)

LP = LÍMITE PLÁSTICO
 LL = LÍMITE LÍQUIDO
 TS = TUBO SHELBY
 TD = TUBO DENTADO
 NAF = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
 A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
 S = PORCENTAJE DE ARENAS
 F = PORCENTAJE DE FINOS
 G = PORCENTAJE DE GRAVAS

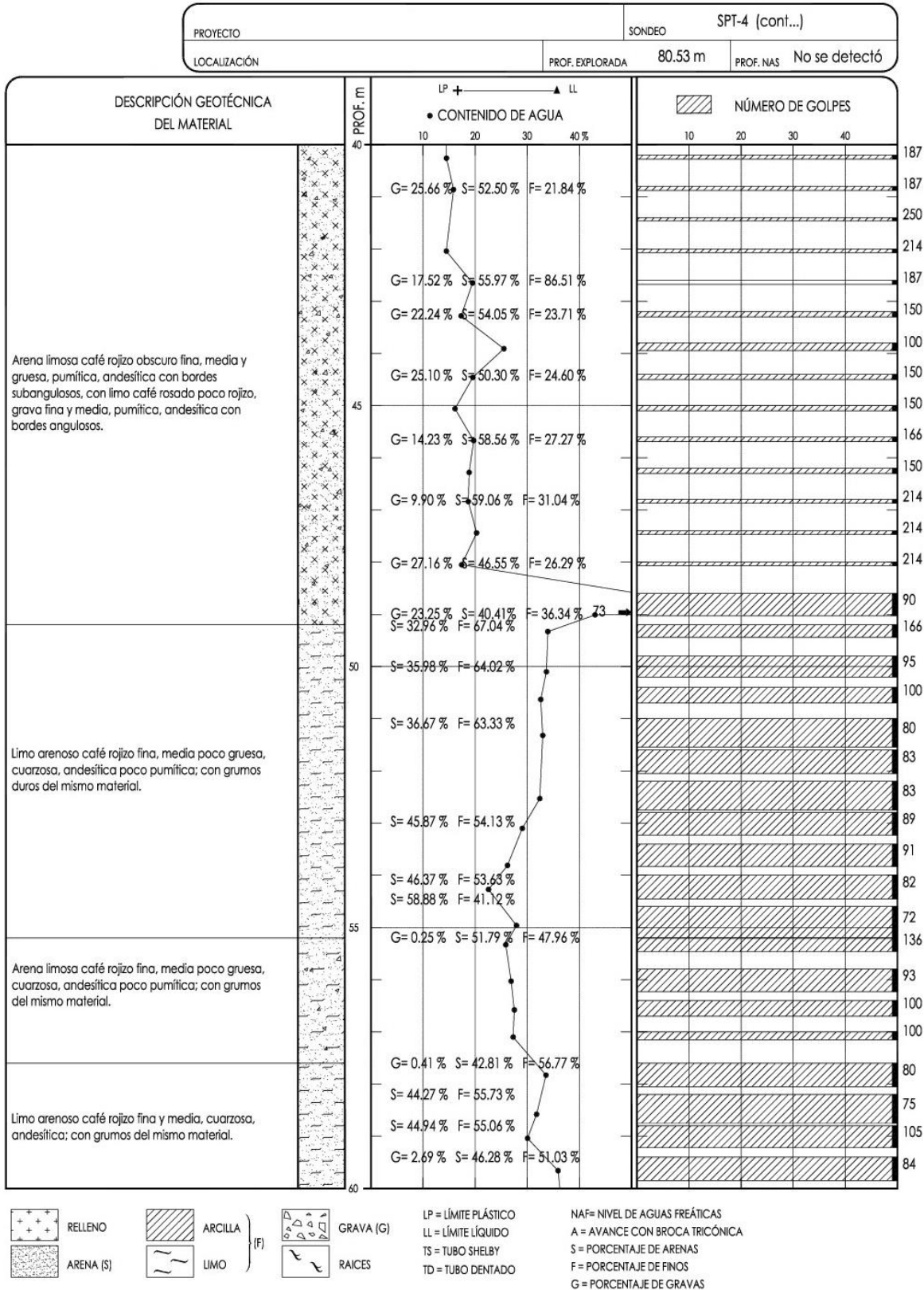
SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO	SPT-4 (cont...)
LOCALIZACIÓN	PROF. EXPLORADA	80.53 m
	PROF. NAS	No se detectó



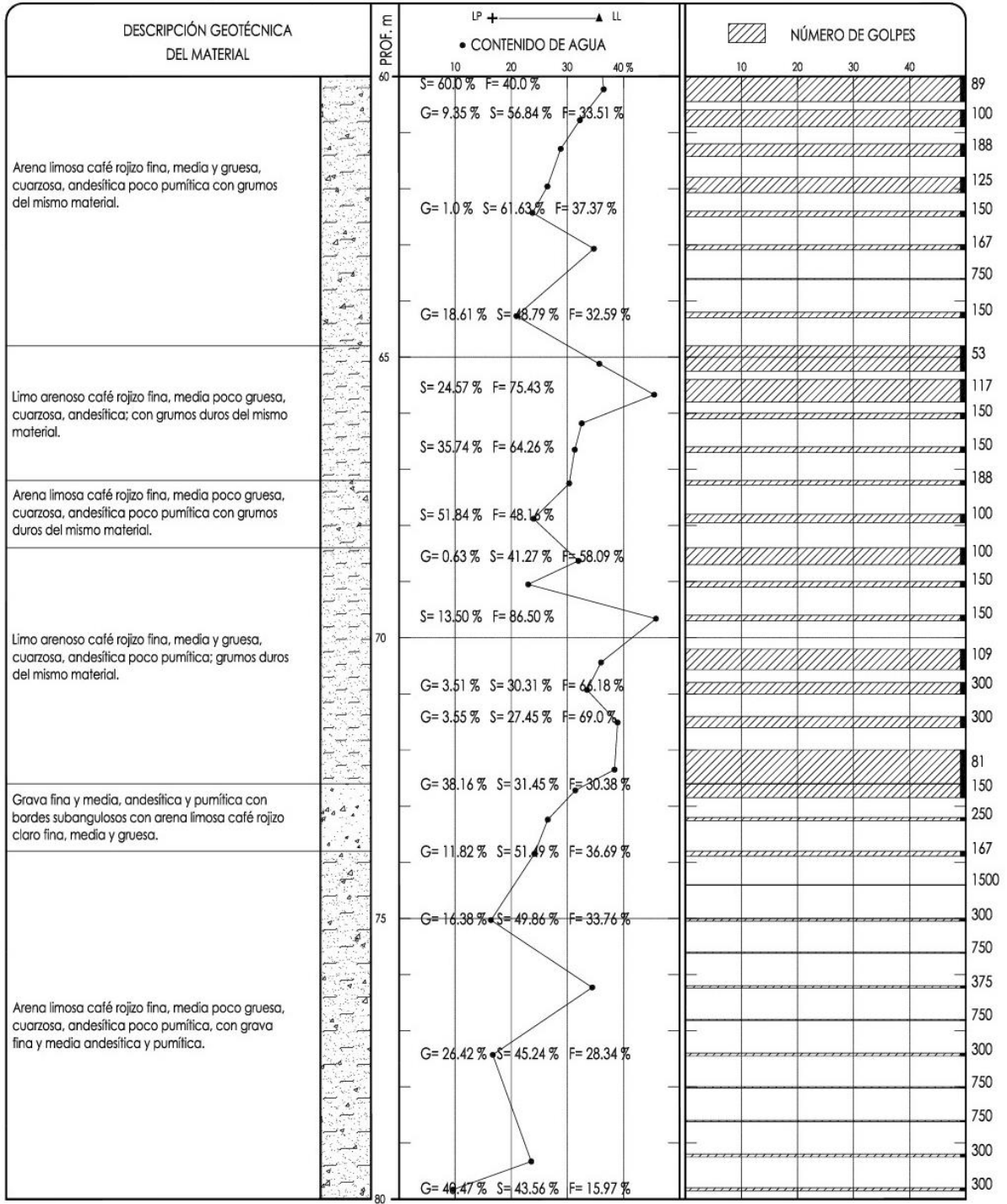
- | | | | | |
|-----------|---------|-----------|----------------------|--------------------------------|
| RELLENO | ARCILLA | GRAVA (G) | LP = LÍMITE PLÁSTICO | NAF = NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS |
| ARENA (S) | LIMO | RAÍCES | LL = LÍMITE LÍQUIDO | A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA |
| | | | TS = TUBO SHELBY | S = PORCENTAJE DE ARENAS |
| | | | TD = TUBO DENTADO | F = PORCENTAJE DE FINOS |
| | | | | G = PORCENTAJE DE GRAVAS |

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO	SPT-4
LOCALIZACIÓN	PROF. EXPLORADA	80.53 m
	PROF. NAS	No se detectó



	RELLENO		ARCILLA		GRAVA (G)	LP = LÍMITE PLÁSTICO	NAF= NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
	ARENA (S)		LIMO		RAICES	LL = LÍMITE LÍQUIDO	A = AVANCE CON BROCA TRICÓNICA
						TS = TUBO SHELBY	S = PORCENTAJE DE ARENAS
						TD = TUBO DENTADO	F = PORCENTAJE DE FINOS
							G = PORCENTAJE DE GRAVAS

PRUEBA TRIAXIAL C D

Proyecto: _____

Realizó: _____

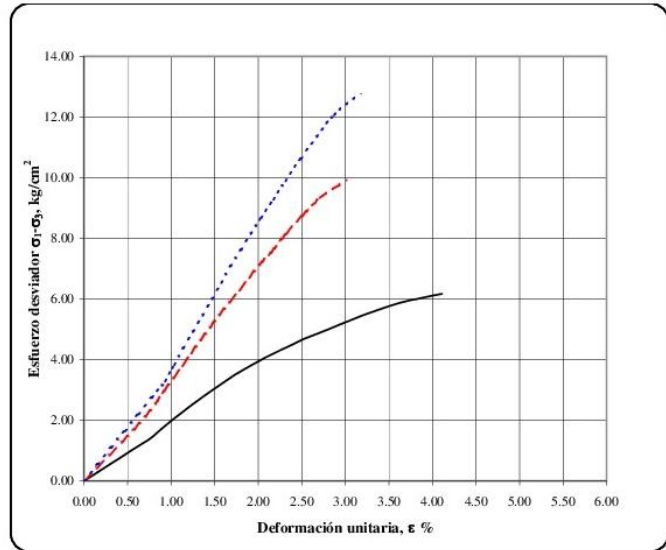
Ing. de proyecto: _____

Fecha: **JULIO 2010**

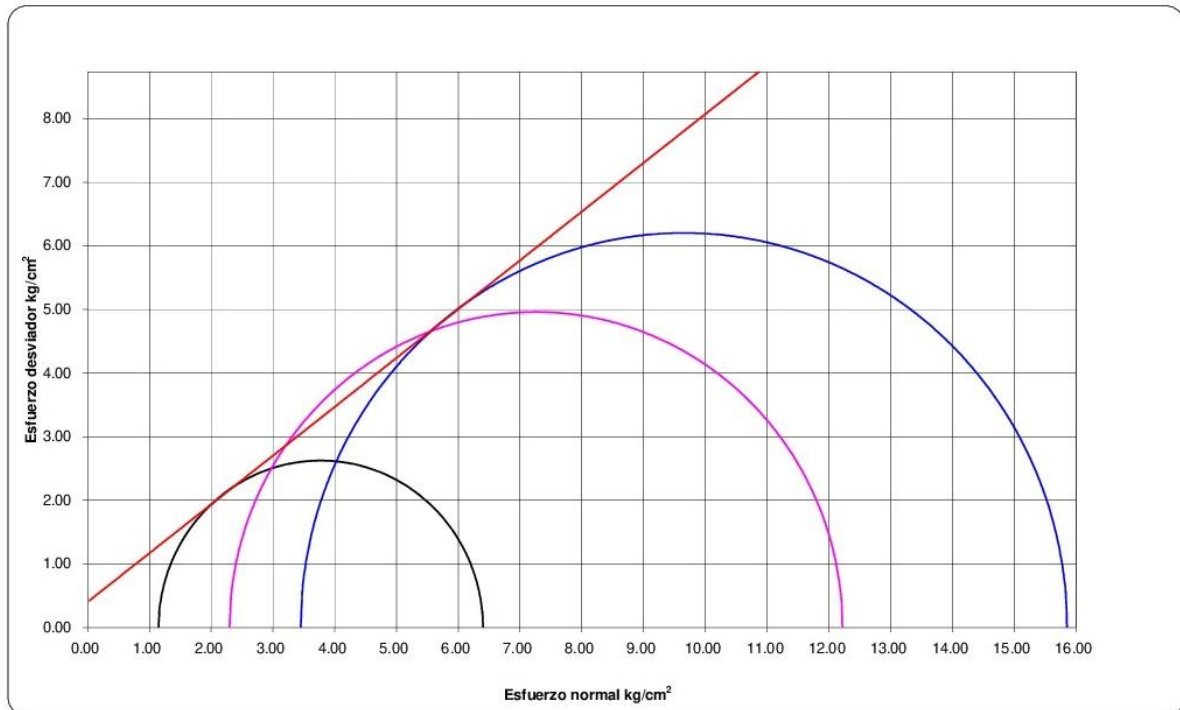
CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL

(SM) Arena media, fina y gruesa, pumítica, andesítica con bordes sub-angulosas, con limo café rosado y gravas medias y finas, andesíticas con bordes angulosas.

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{90} kg/cm ²	NOTAS
—	1.15	212.15	
- - -	2.30	378.02	
.....	3.45	512.00	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_L %	w_t %	S_s	e_i	G_w %	G_w %	γ_{sat} kg/m ³	γ_{sat} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS - 1	22.20 - 22.30 m	5 - 4	1.15	5.25	15.15	14.65	2.659	0.540	72.07	72.07	1.988	1.979	4.0	37.5
			2.30	9.92	14.61	14.13								
			3.45	12.41	14.93	14.02								

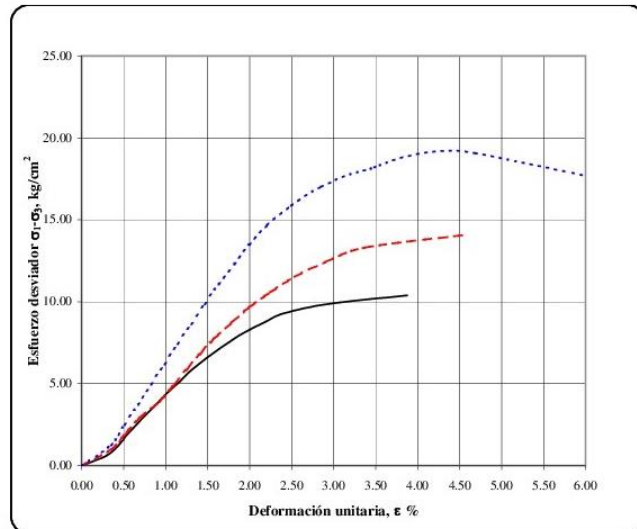


PRUEBA TRIAXIAL C D

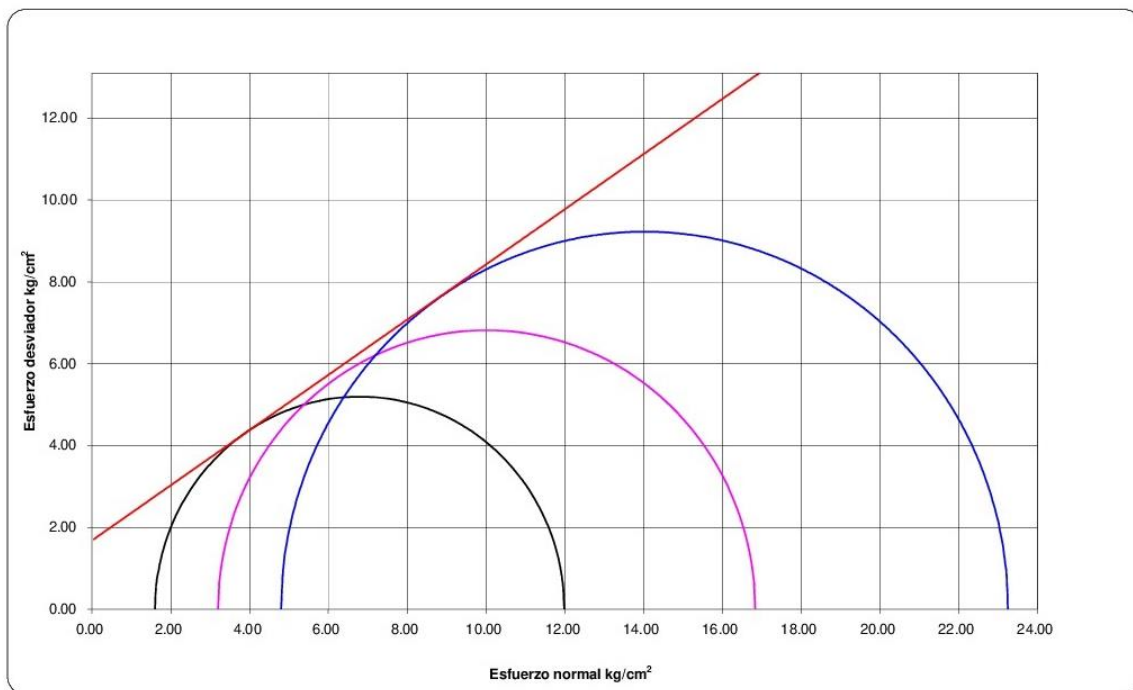
Proyecto: _____
Realizó: _____ Ing. de proyecto: _____ Fecha: **JULIO 2010**

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
(SM) Arena fina, media y gruesa, pumítica, andesítica, con bordes sub-angulosas, con limo café rosado y gravas finas y medias, andesíticas, con bordes angulosas.

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	NOTAS
—	1.60	509.38	
- - -	3.20	545.59	
· · ·	4.80	767.96	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_L %	w_f %	S_s	e_i	G_w %	G_{wf} %	γ_{su} kg/m ³	γ_{af} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS - 1	29.70 - 29.90 m	7 - 4	1.60	10.39	17.33	16.78		0.546	75.13	75.13	1.854	1.846	16.8	34.0
			3.20	13.64	17.05	16.89	2.443	0.470	87.80	87.80	1.945	1.943		
			4.80	18.45	17.52	17.19	0.450	93.24	93.24	1.979	1.974			



PRUEBA TRIAXIAL C D

Proyecto: _____

Realizó: _____

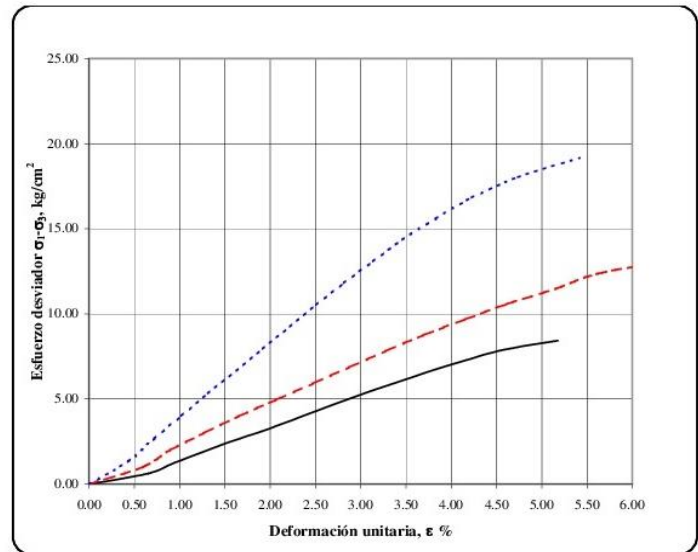
Ing. de proyecto: _____

Fecha: **JULIO 2010**

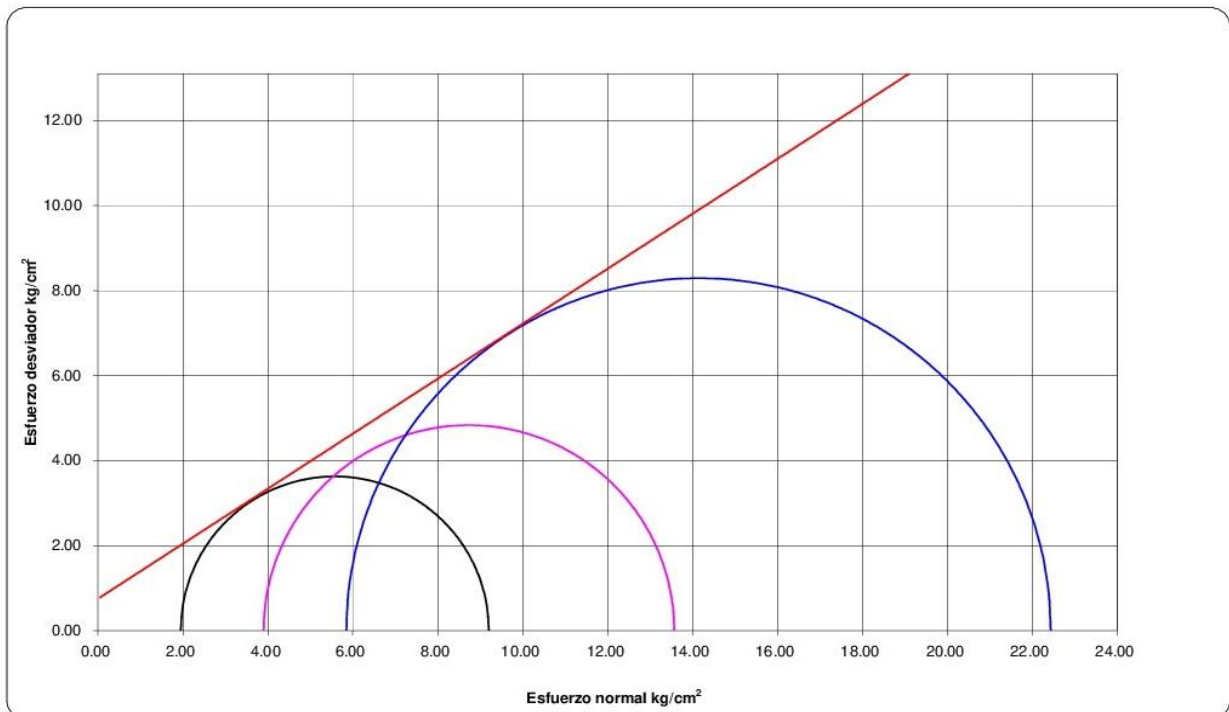
CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL

(SM) Arena media, fina y gruesa, pumítica, andesítica con bordes subangulosos, con limo café rosado, gravas finas y medias, pumíticas y andesíticas angulosas.

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	NOTAS
—	1.95	196.77	
- - -	3.90	234.26	
.....	5.85	428.27	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	G_{w_i} %	G_{w_f} %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS - 1	35.50 - 35.70 m	8 - 4	1.95	7.25	16.64	16.34	2.620	0.547	78.28	78.28	1.976	1.971	7.5	32.9
			3.90	9.67	19.15	18.38		0.641	75.17	75.17	1.902	1.890		
			5.85	16.59	17.53	16.47		0.546	79.09	79.09	1.992	1.974		

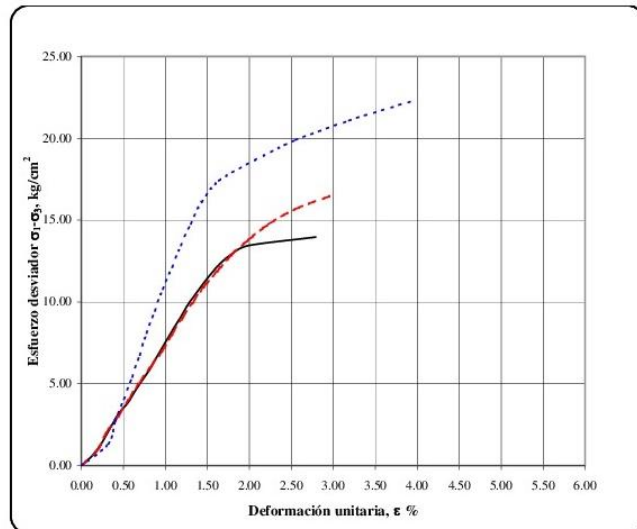


PRUEBA TRIAXIAL C D

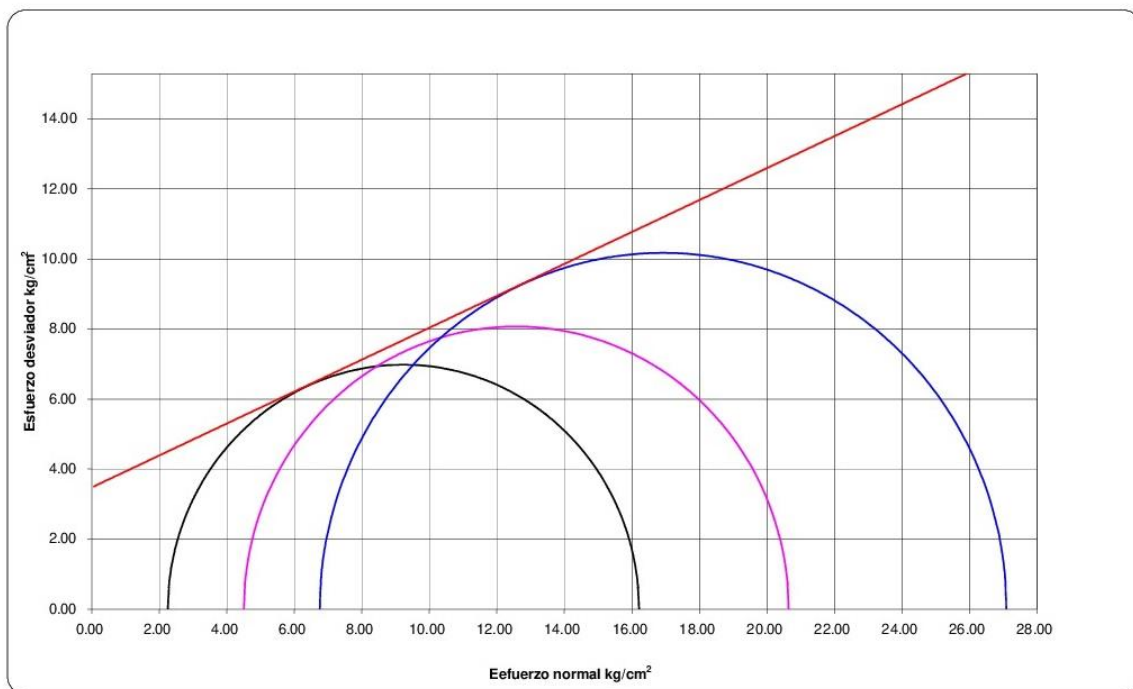
Proyecto: _____
 Realizó: _____ Ing. de proyecto: _____ Fecha: **JULIO 2010**

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
 (SM) Arena media, fina y gruesa, pumítica, andesítica con bordes subangulosos, con limo café rosado, gravas finas y medias, pumíticas y andesíticas angulosas.

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	NOTAS
—	2.25	836.54	
- - -	4.50	836.56	
.....	6.75	1446.17	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	G_w %	G_{wf} %	γ_{si} kg/m ³	γ_{sf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS - 1	42.80 - 43.00 m	10 - 4	2.25	13.96	23.38	23.10	2.426	0.718	78.06	78.06	1.742	1.738	34.8	24.5
			4.50	16.14	21.71	21.47								
			6.75	20.35	24.55	24.20								



PRUEBA TRIAXIAL C D

Proyecto: _____

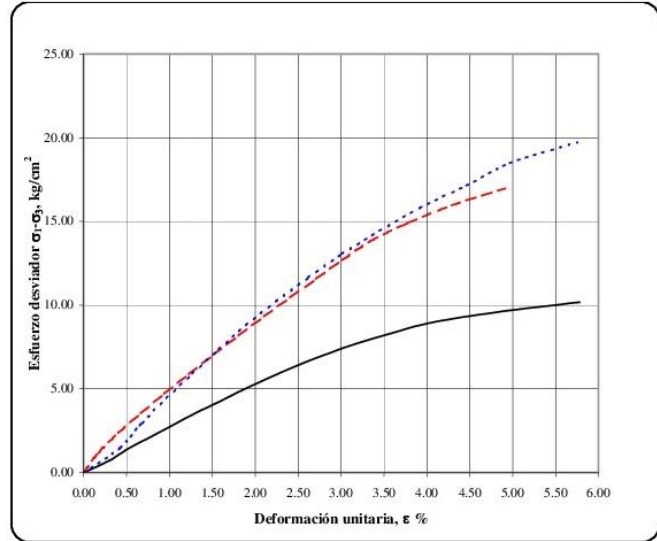
Realizó: _____

Ing. de proyecto: _____

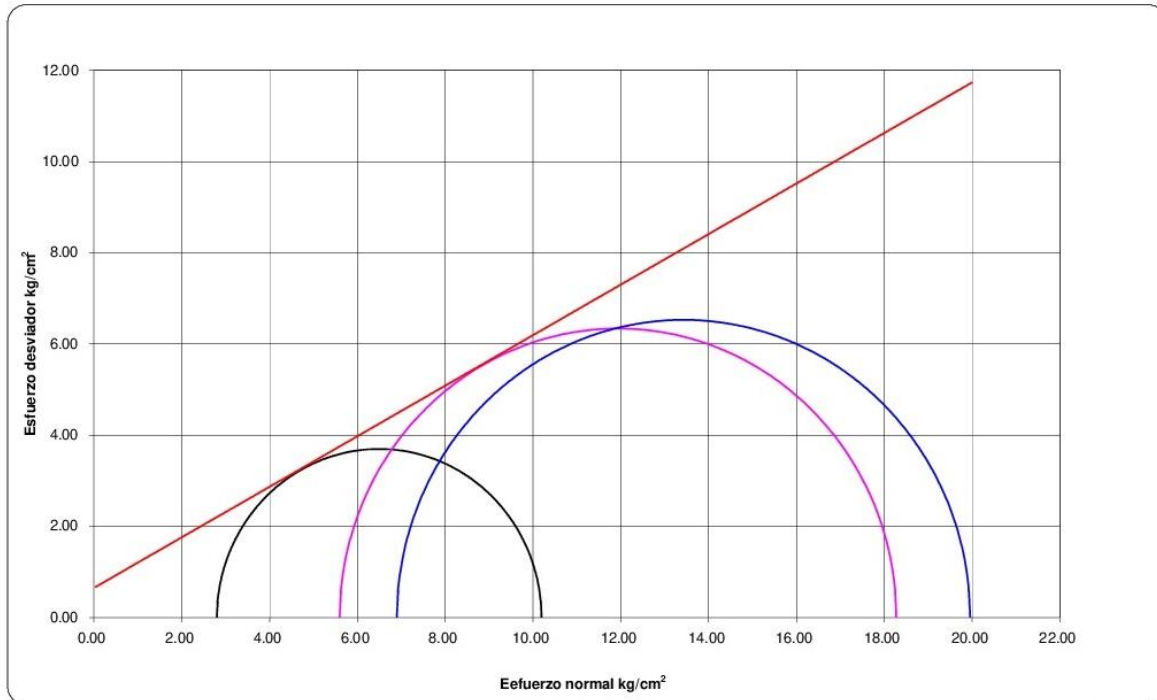
Fecha: **JULIO 2010**

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(ML) Limo arenoso café rojizo fina, media poco gruesa, andesítica cuarzosa; con grumos del mismo material.	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	NOTAS
—	2.80	246.91	
- - -	5.60	409.80	
.....	6.90	472.45	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	Gw_i %	Gw_f %	γ_{si} kg/m ³	γ_{sf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS - 1	53.08 - 53.18 m	11 - 4	2.80	7.39	26.07	25.60		0.904	74.51	74.51	1.742	1.735	6.5	29.0
			5.60	12.68	26.13	24.75	2.630	0.916	71.04	71.04	1.731	1.712		
			6.90	13.06	26.19	24.05	0.847	74.69	74.69	1.797	1.767			



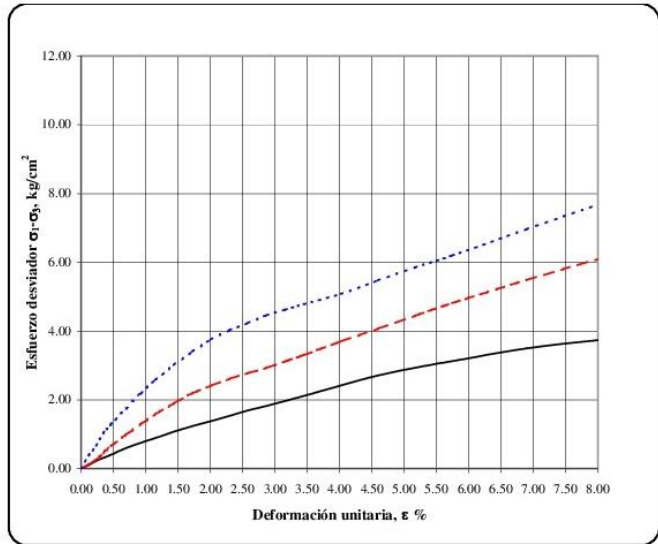
PRUEBA TRIAXIAL C U

Proyecto: _____
Realizó: _____ Ing. de proyecto: _____ Fecha: **JUNIO 10**

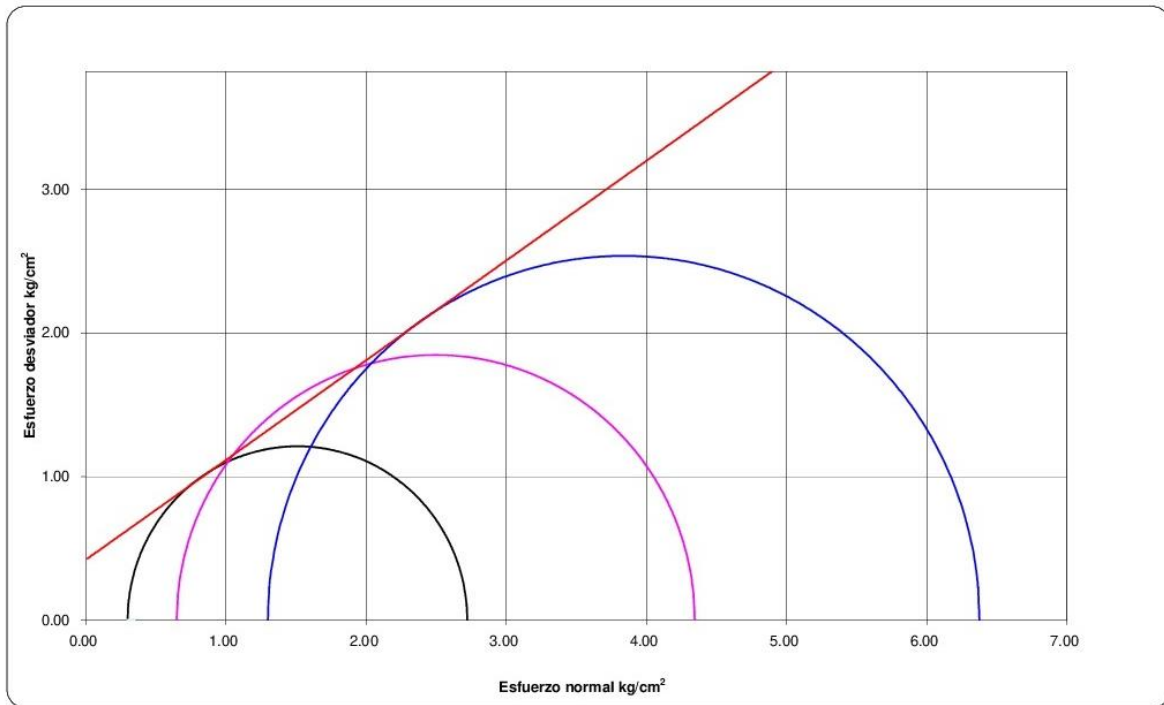
CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL

(SP-SM) Arena media, fina poco gruesa, pumítica con algunas gravas pumíticas, subangulosas con poco limo gris calro.

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E ₅₀ kg/cm ²	NOTAS
—	0.30	57.16	
- - -	0.65	111.08	
⋯	1.30	172.03	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w _i %	w _f %	S _s	e _i	G _{wi} %	G _{wf} %	γ_w kg/m ³	γ_{wf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS - 1	6.60 - 6.80 m	1 - 4	0.30	2.42	61.43	57.84	2.297	1.880	70.66	70.66	1.287	1.259	4.2	34.8
			0.65	3.70	59.69	54.67		1.849	67.91	67.91	1.287	1.247		
			1.30	5.08	60.32	55.01		1.861	67.92	67.92	1.287	1.245		



PRUEBA TRIAXIAL C U

Proyecto: _____

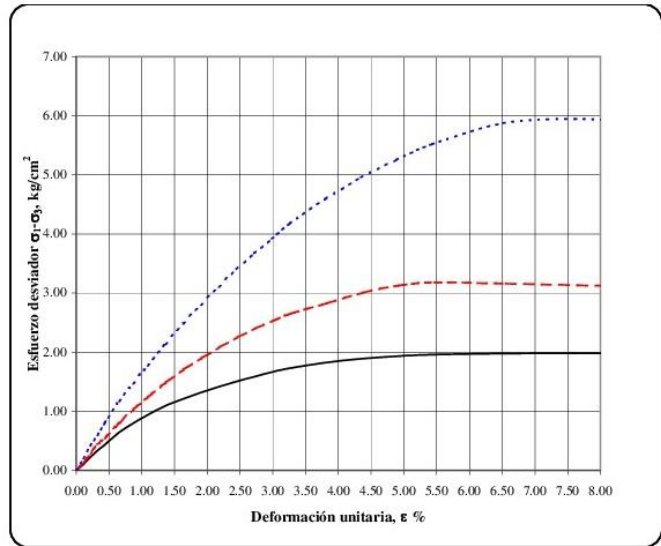
Realizó: _____

Ing. de proyecto: _____

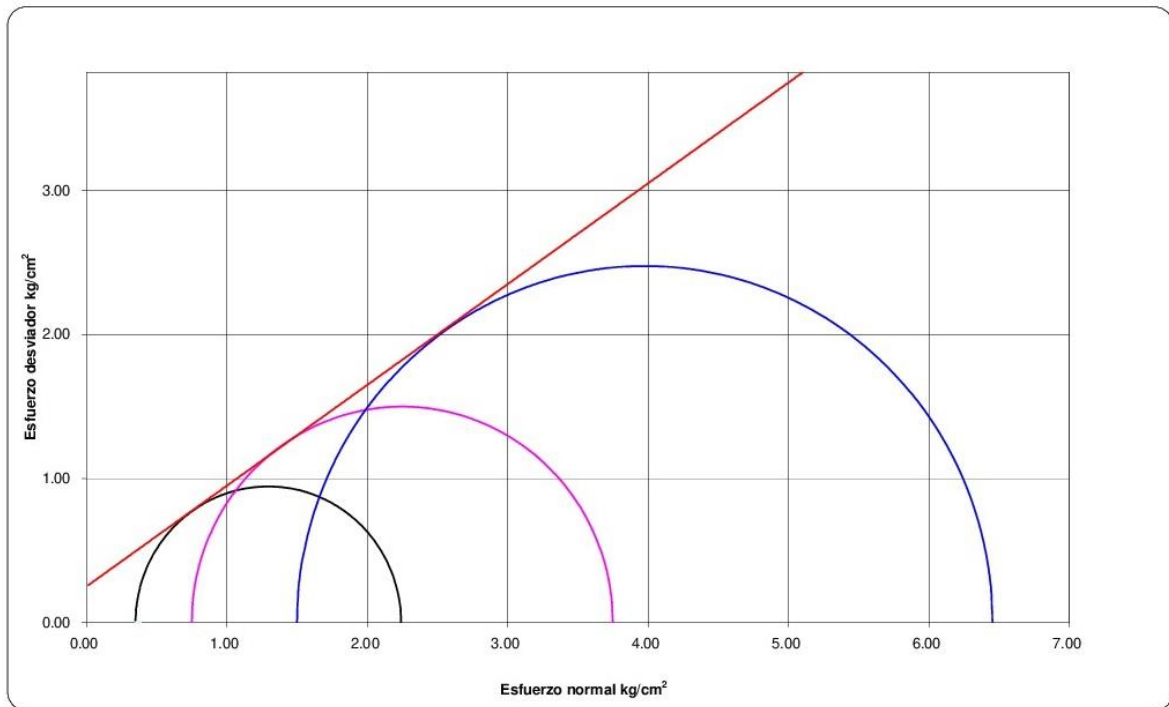
Fecha: **JUNIO 10**

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(SM) Arena poco limosa café amarillento, fina, media y poco gruesa, pumítica, muy poco andesítica; con cristales negros y micas.	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	NOTAS
—	0.35	56.46	
- - -	0.75	79.52	
⋯	1.50	128.51	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_l %	w_t %	S_s	e_i	G_{w_i} %	G_{w_f} %	γ_{af} kg/m ³	γ_{at} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS - 1	9.28 - 9.50 m	2 - 4	0.35	1.89	24.33	22.93		0.910	64.43	64.43	1.664	1.645	2.5	35.0
			0.75	3.00	24.70	23.29	2.556	0.929	64.10	64.10	1.652	1.634		
			1.50	4.95	24.02	22.83	0.904	64.55	64.55	1.665	1.649			



PRUEBA TRIAXIAL C U

Proyecto: _____

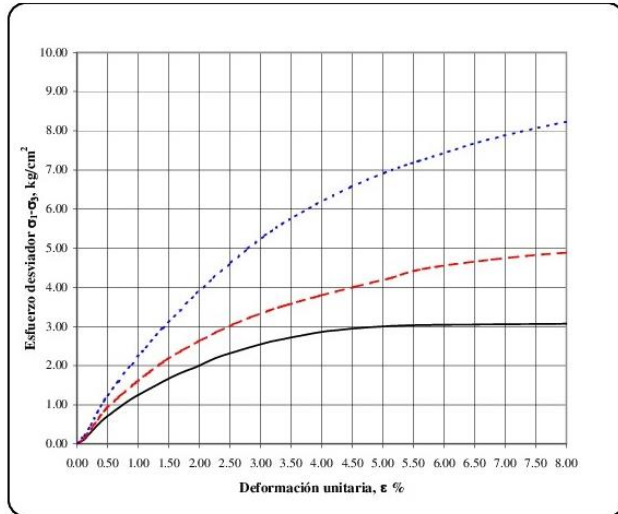
Realizó: _____

Ing. de proyecto: _____

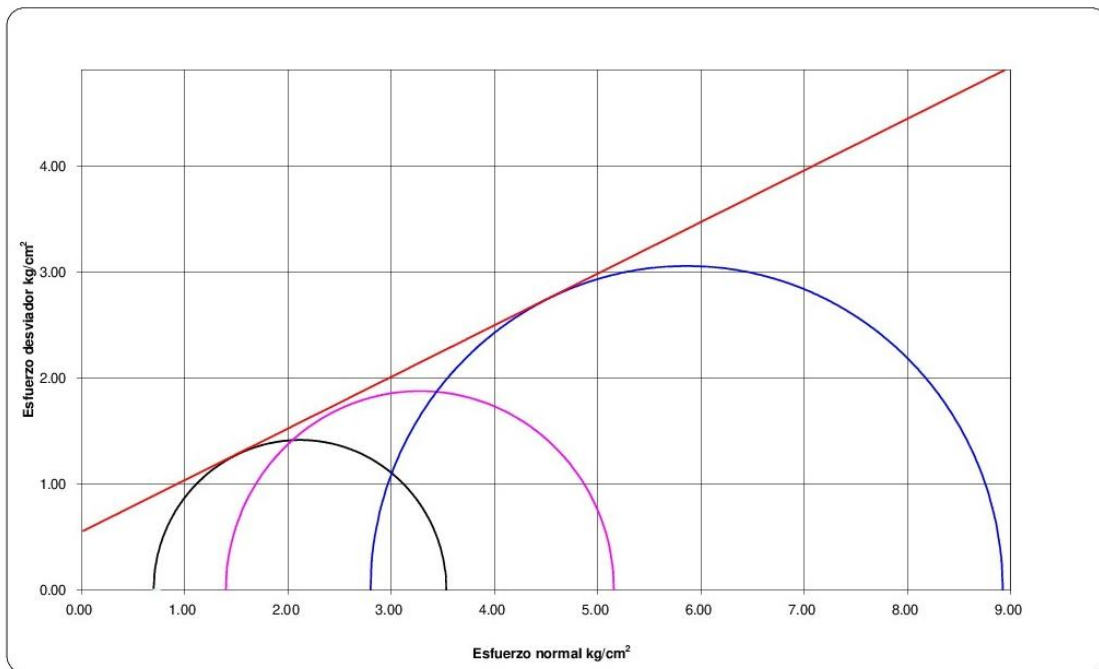
Fecha: **JUNIO 10**

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
(ML) Limo arenoso café rojizo cuarzoso, andesítico y pumítica; con grumos del mismo material.	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	NOTAS
—	0.70	82.43	
- - -	1.40	117.90	
⋯	2.80	159.50	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_l %	S_s	e_i	G_w %	G_w %	γ_m kg/m ³	γ_d kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS - 1	13.58 - 13.80 m	3 - 4	0.70	2.84	26.73	25.87	2.567	0.838	79.23	79.23	1.770	1.758	5.5	26.0
			1.40	3.76	26.87	25.88		0.835	79.62	79.62	1.775	1.761		
			2.80	6.12	26.84	25.69		0.835	78.94	78.94	1.774	1.758		

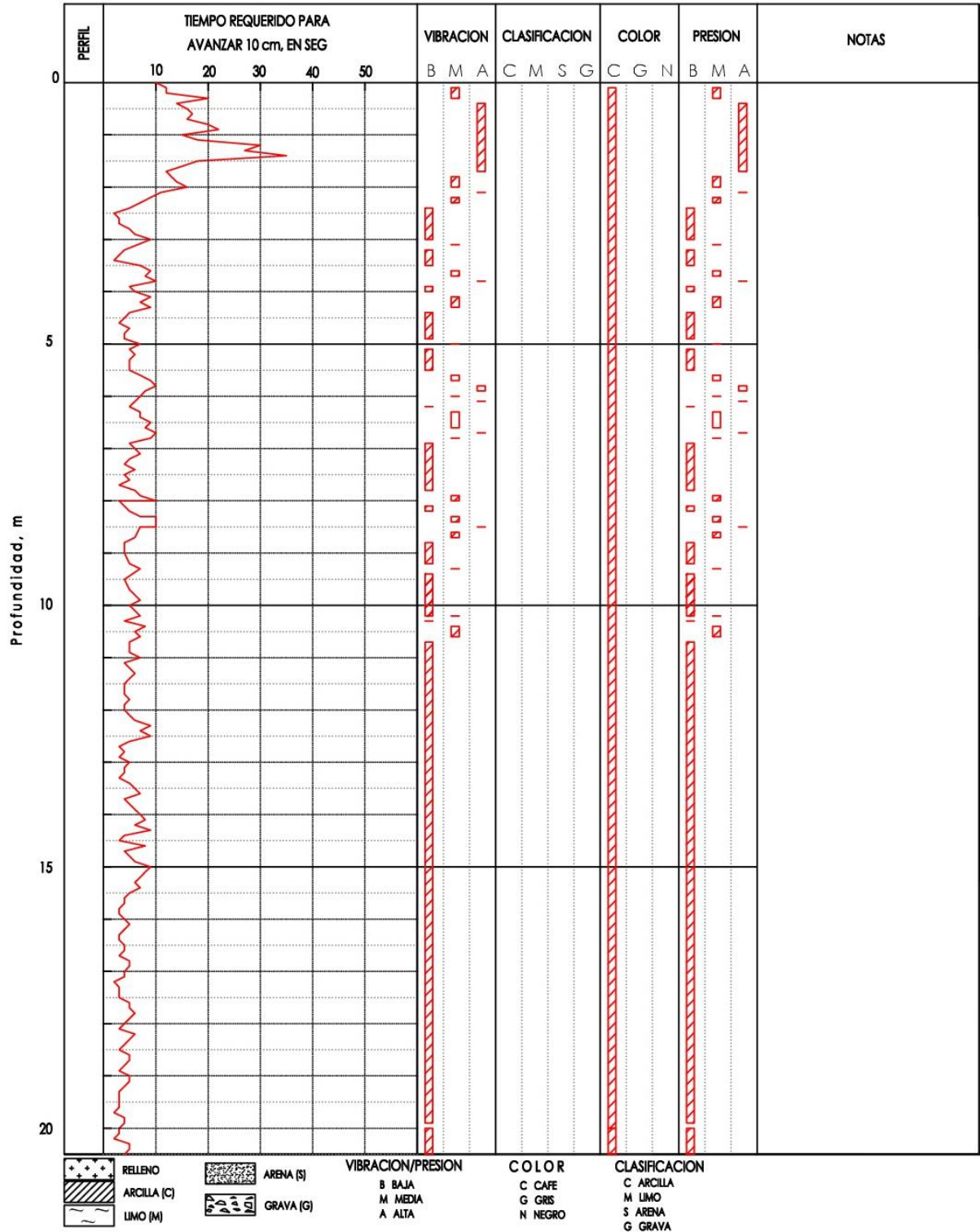


ANEXO 3

Santa Fe

SONDEO DE AVANCE CONTROLADO

OBRA	OPERADOR/SUPERVISOR	EQUIPO	Stenwick
LOCALIZACION	FECHA	SONDEO	SM - 1 (I-2)



SONDEO DE AVANCE CONTROLADO

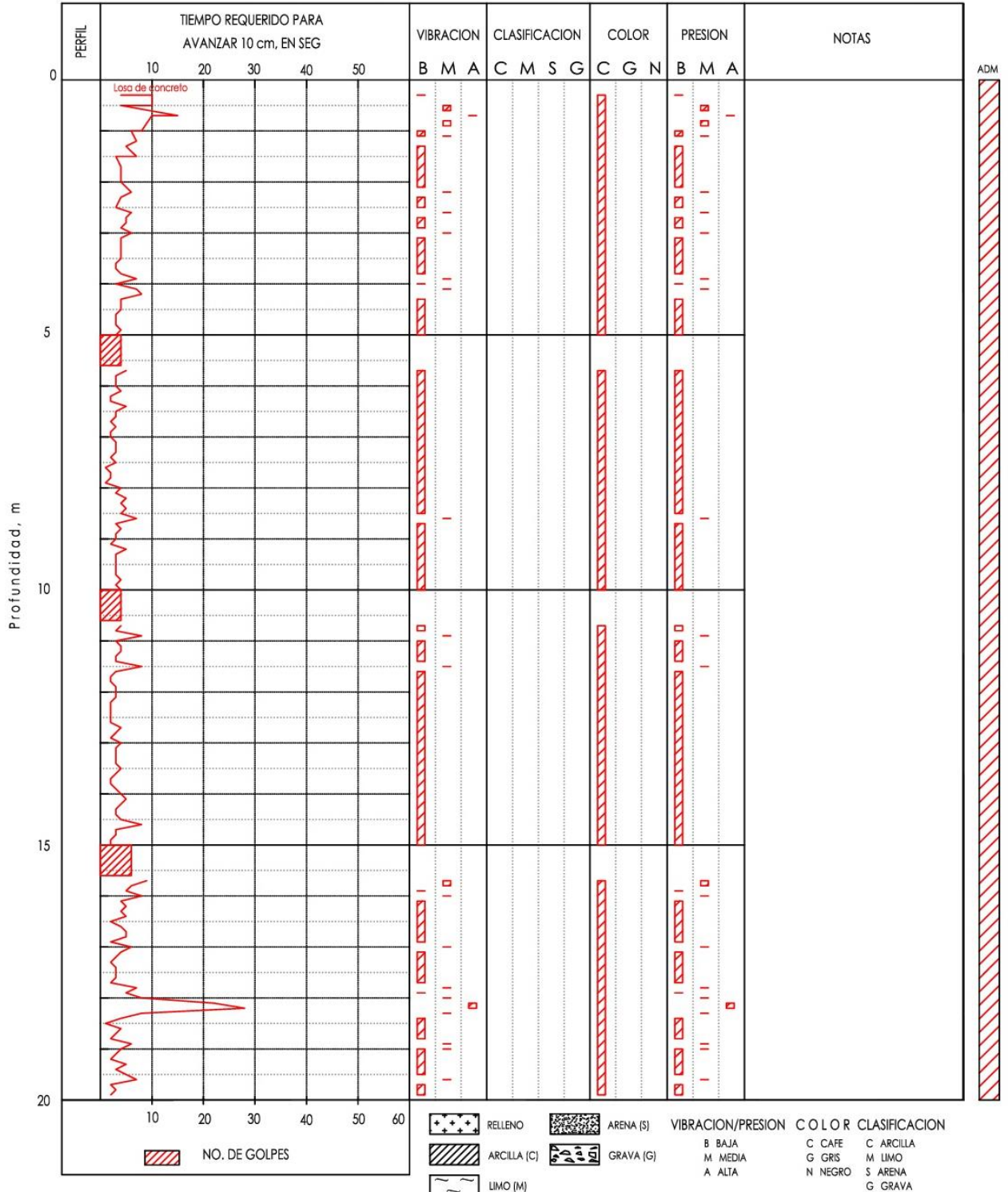
OBRA	OPERADOR/SUPERVISOR	EQUIPO	Estenuik
LOCALIZACION	FECHA	SONDEO	SM - 1 (I-2)

PERFIL	TIEMPO REQUERIDO PARA AVANZAR 10 cm, EN SEG					VIBRACION			CLASIFICACION				COLOR			PRESION			NOTAS
	10	20	30	40	50	B	M	A	C	M	S	G	C	G	N	B	M	A	
20	5																		
25																			
30																			
35																			
40																			

 RELLENO	 ARENA (S)	VIBRACION/PRESION	C O L O R	CLASIFICACION			
 ARCILLA (C)	 GRAVA (G)				B BAJA	C CAFE	C ARCILLA
 LIMO (M)					M MEDIA	G GRIS	M LIMO
		A ALTA	N NEGRO	S ARENA			
				G GRAVA			

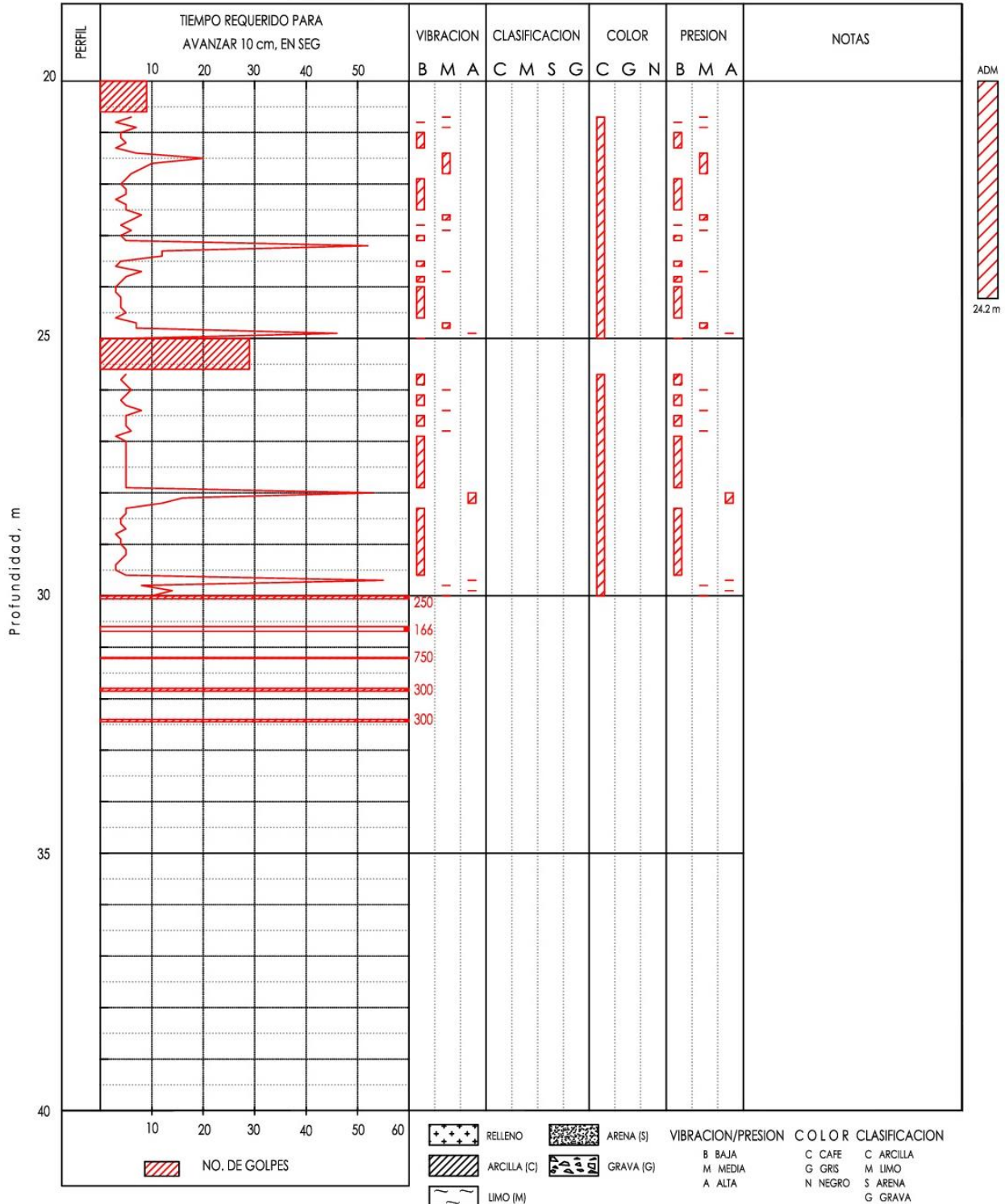
SONDEO MIXTO

OBRA	OPERADOR/SUPERVISOR	EQUIPO	B-50
LOCALIZACION	FECHA	SONDEO	SM-2 (cont.....)



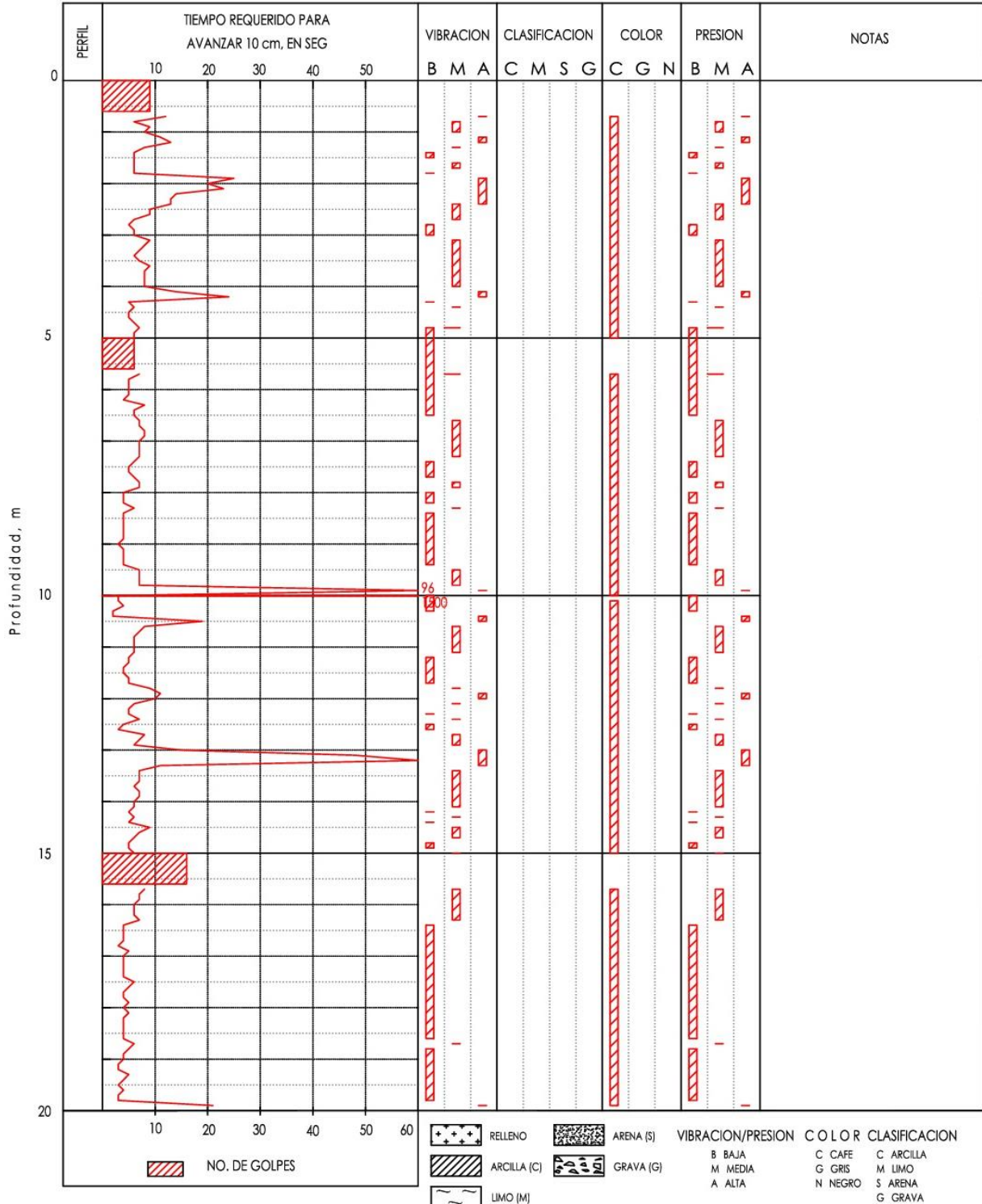
SONDEO MIXTO

OBRA	OPERADOR/SUPERVISOR	EQUIPO	B-50
LOCALIZACION	FECHA	SONDEO	SM-2



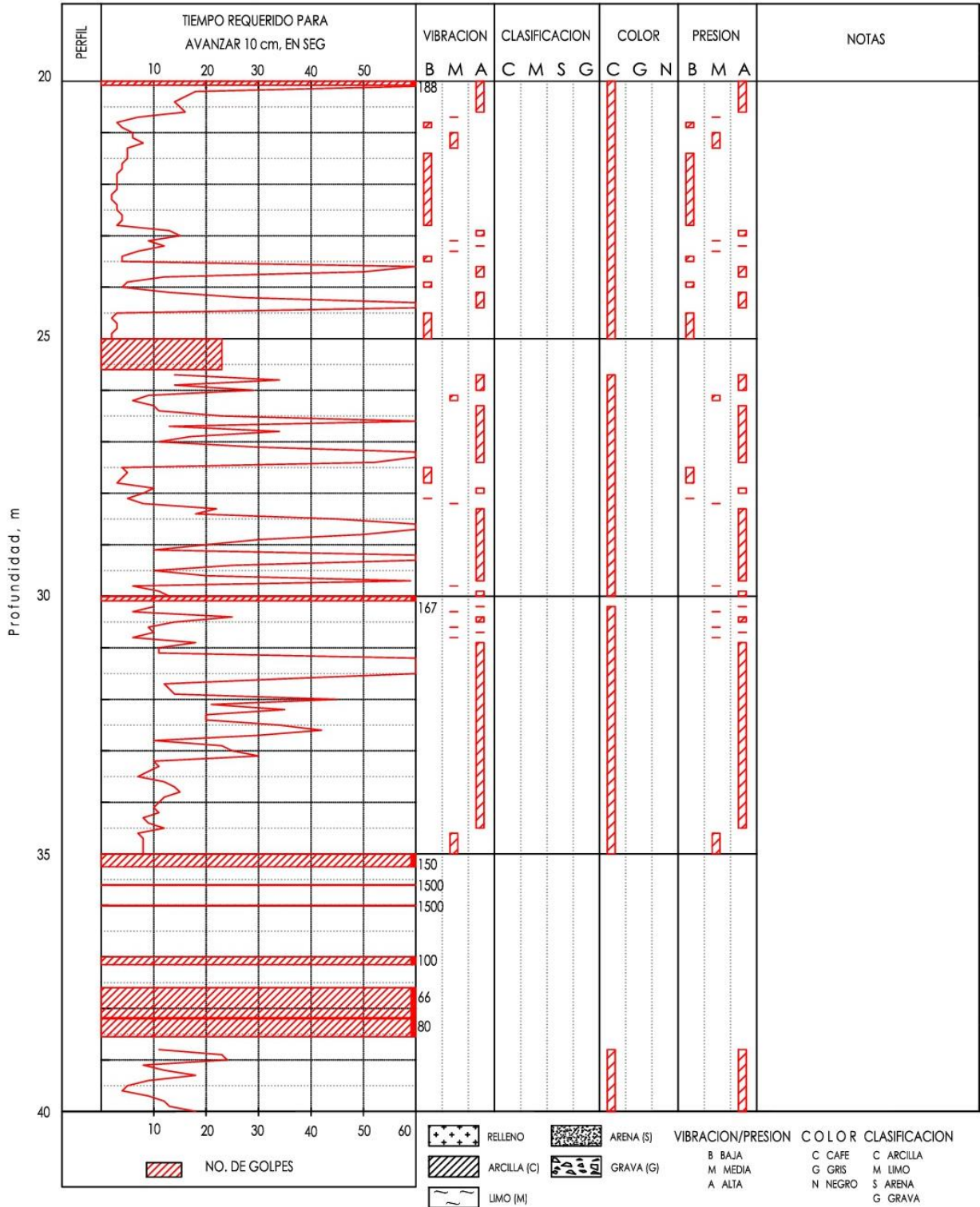
SONDEO MIXTO

OBRA	OPERADOR/SUPERVISOR	EQUIPO	L-34	
LOCALIZACION	FECHA	15-01-07	SONDEO	SM-3 (cont....)



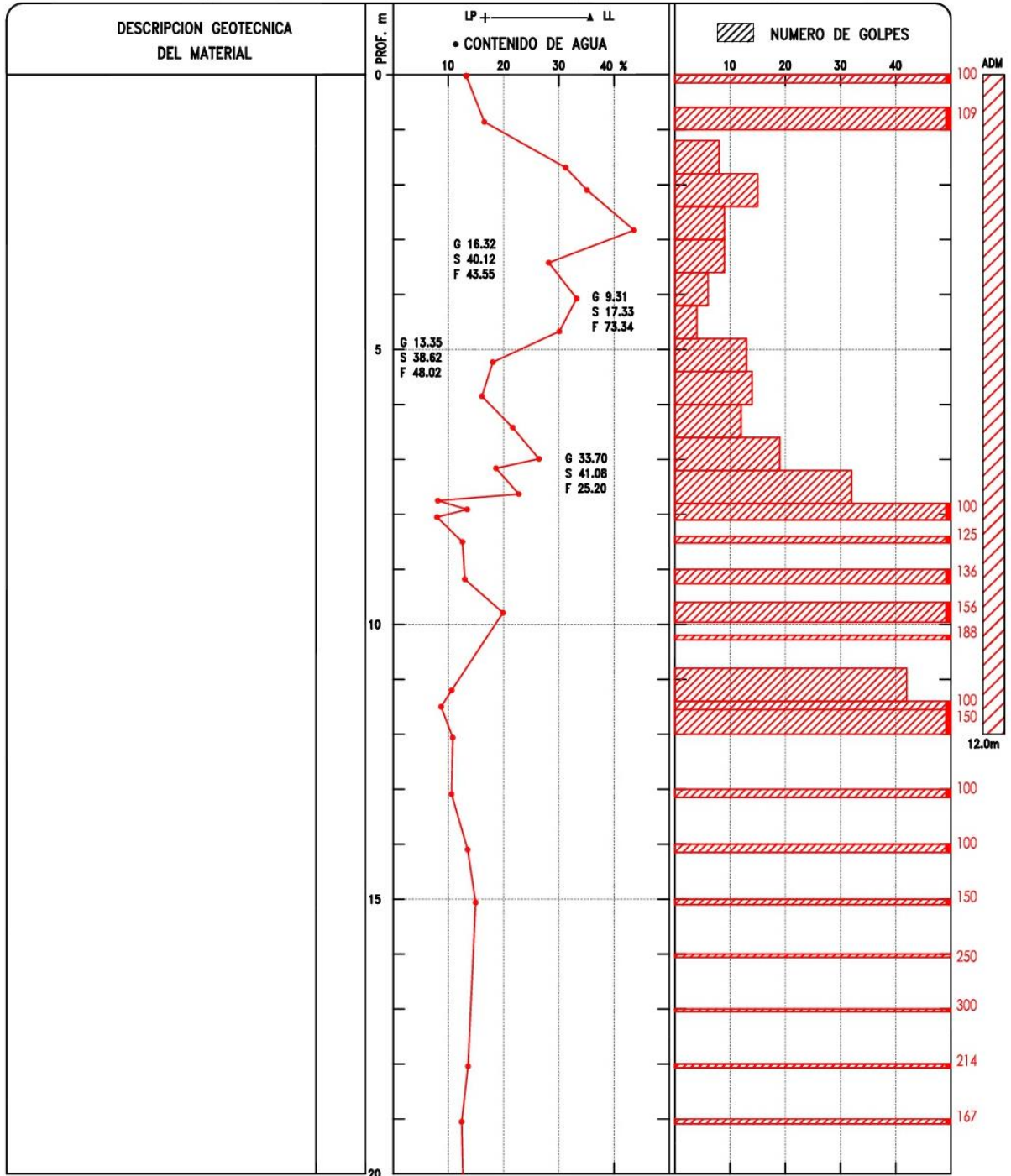
SONDEO MIXTO

OBRA	OPERADOR/SUPERVISOR	EQUIPO	L-34	
LOCALIZACION	FECHA	15-01-07	SONDEO	SM-3



SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

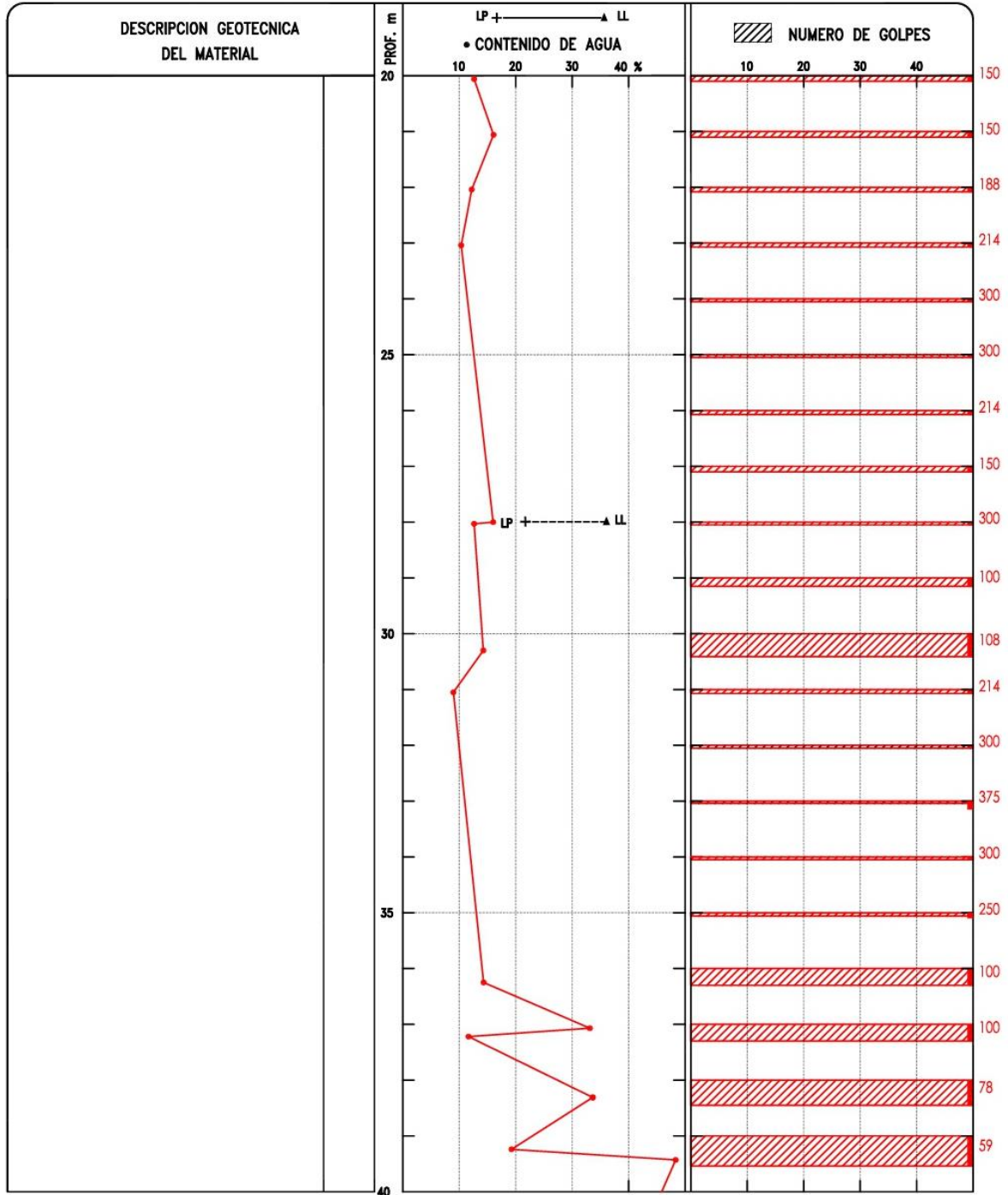
PROYECTO	SONDEO	SPT-1 (I-2) (cont...)
LOCALIZACION	PROF. EXPLORADA	50.06 m
	PROF. NAF	No se detectó



- | | | | | | | | | |
|--|-----------|--|---------|-------|--|-----------|----------------------|--------------------------------|
| | RELLENO | | ARCILLA | } (F) | | GRAVA (G) | LP = LIMITE PLASTICO | NAF= NIVEL DE AGUAS FREATICAS |
| | ARENA (S) | | LIMO | | | RAICES | LL = LIMITE LIQUIDO | A = AVANCE CON BROCA TRICONICA |
| | | | | | | | TS = TUBO SHELBY | S = PORCENTAJE DE ARENAS |
| | | | | | | | TD = TUBO DENTADO | F = PORCENTAJE DE FINOS |
| | | | | | | | | G = PORCENTAJE DE GRAVAS |

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

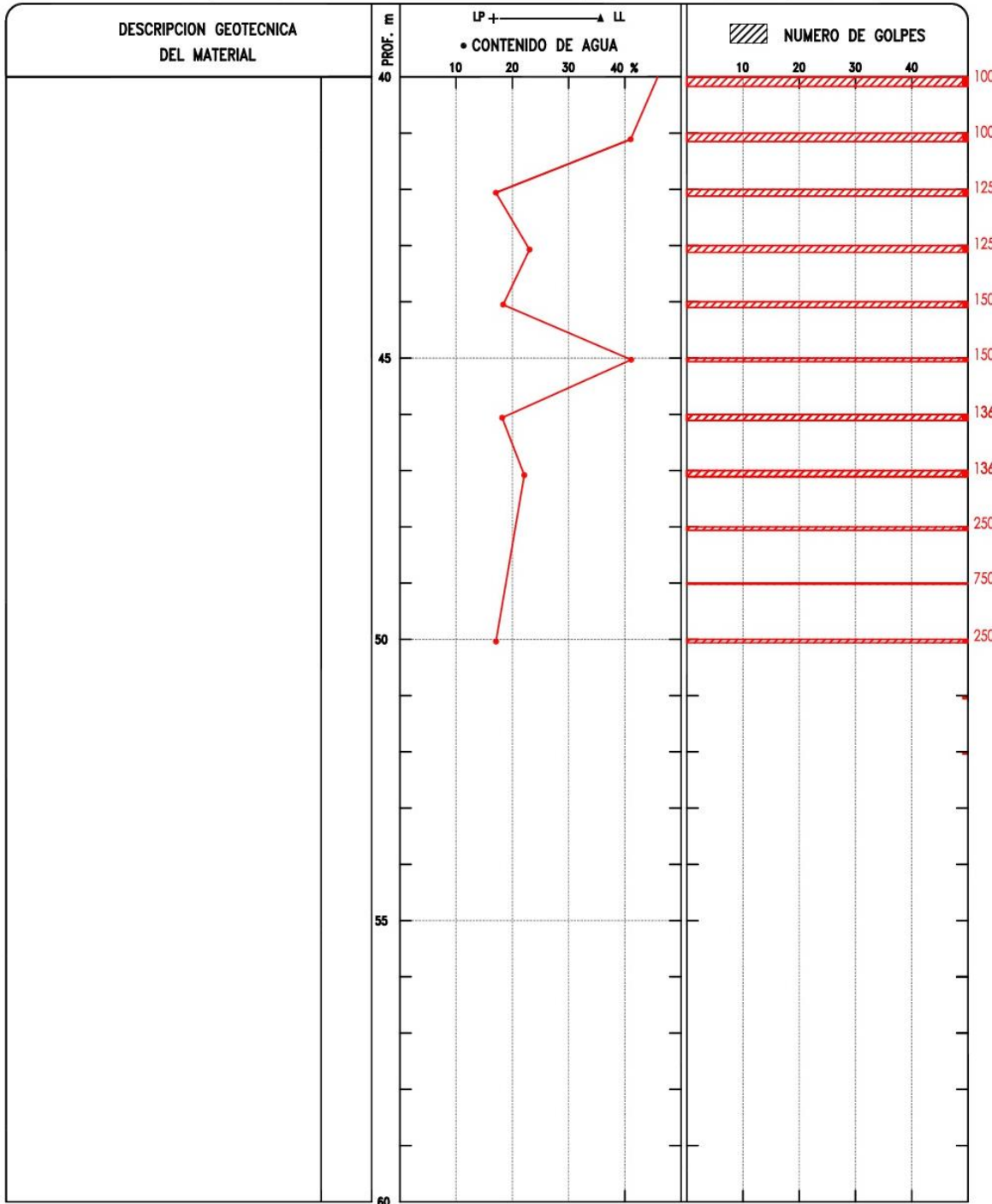
PROYECTO	SONDEO SPT-1 (I-2) (cont...)	
LOCALIZACION	PROF. EXPLORADA 50.06 m	PROF. NAF No se detectó



RELLENO	ARCILLA	} (F)	GRAVA (G)	LP = LIMITE PLASTICO	NAF = NIVEL DE AGUAS FREATICAS
ARENA (S)	LIMO		RAICES	LL = LIMITE LIQUIDO	A = AVANCE CON BROCA TRICONICA
				TS = TUBO SHELBY	S = PORCENTAJE DE ARENAS
				TD = TUBO DENTADO	F = PORCENTAJE DE FINOS
					G = PORCENTAJE DE GRAVAS

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

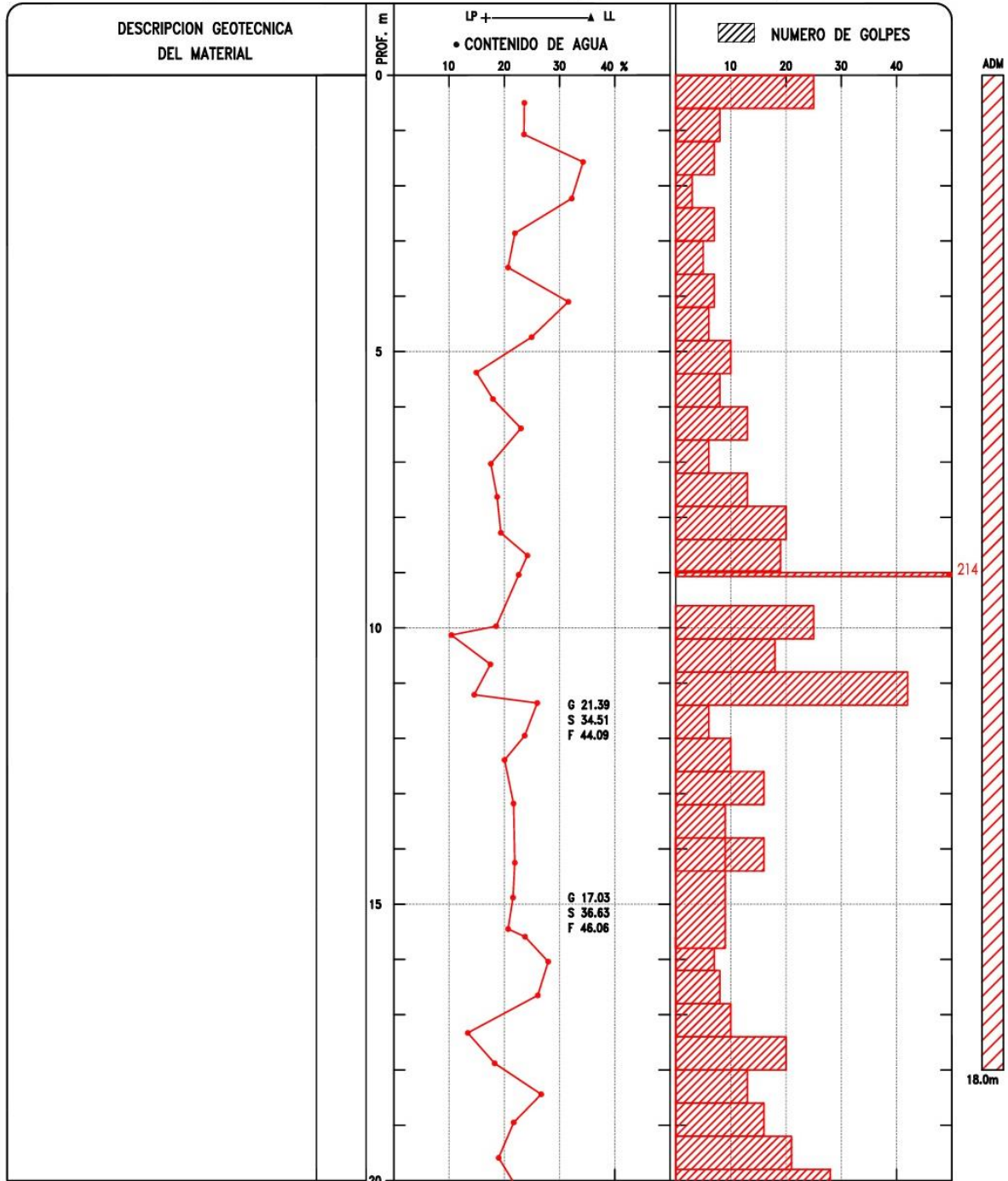
PROYECTO	SONDEO	SPT-1 (1-2)
LOCALIZACION	PROF. EXPLORADA	50.06 m
	PROF. NAF	No se detectó



- | | | | | |
|-----------|---------|-----------|----------------------|--------------------------------|
| RELLENO | ARCILLA | GRAVA (G) | LP = LIMITE PLASTICO | NAF= NIVEL DE AGUAS FREATICAS |
| ARENA (S) | LIMO | RAICES | LL = LIMITE LIQUIDO | A = AVANCE CON BROCA TRICONICA |
| | | | TS = TUBO SHELBY | S = PORCENTAJE DE ARENAS |
| | | | TD = TUBO DENTADO | F = PORCENTAJE DE FINOS |
| | | | | G = PORCENTAJE DE GRAVAS |

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

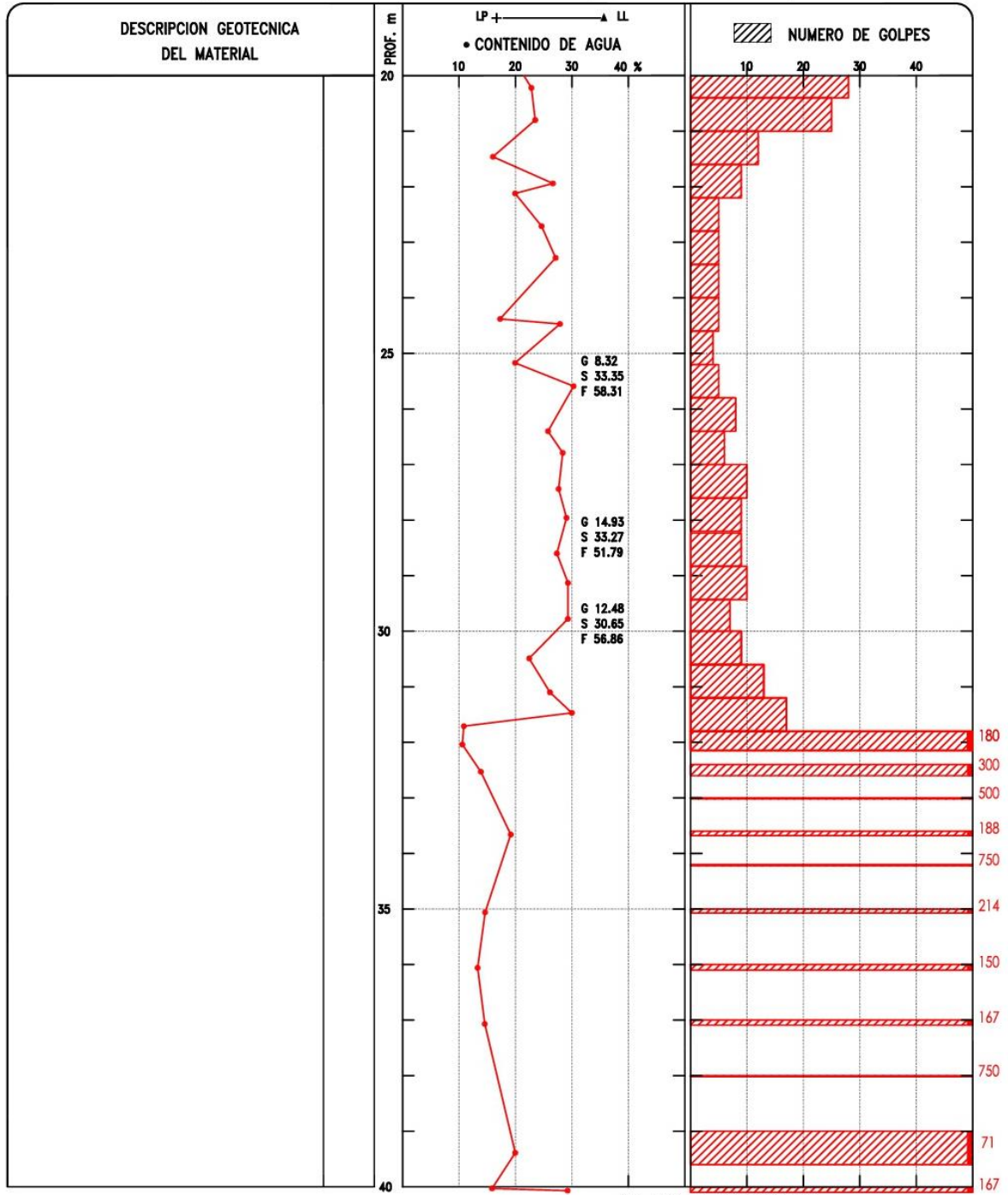
PROYECTO	SONDEO SPT-2 (I-2) (cont...)	
LOCALIZACION	PROF. EXPLORADA 40.09 m	PROF. NAF No se detectó



RELLENO	ARCILLA	} (F)	GRAVA (G)	LP = LIMITE PLASTICO	NAF = NIVEL DE AGUAS FREATICAS
ARENA (S)	LIMO		RAICES	LL = LIMITE LIQUIDO	A = AVANCE CON BROCA TRICONICA
				TS = TUBO SHELBY	S = PORCENTAJE DE ARENAS
				TD = TUBO DENTADO	F = PORCENTAJE DE FINOS
					G = PORCENTAJE DE GRAVAS

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

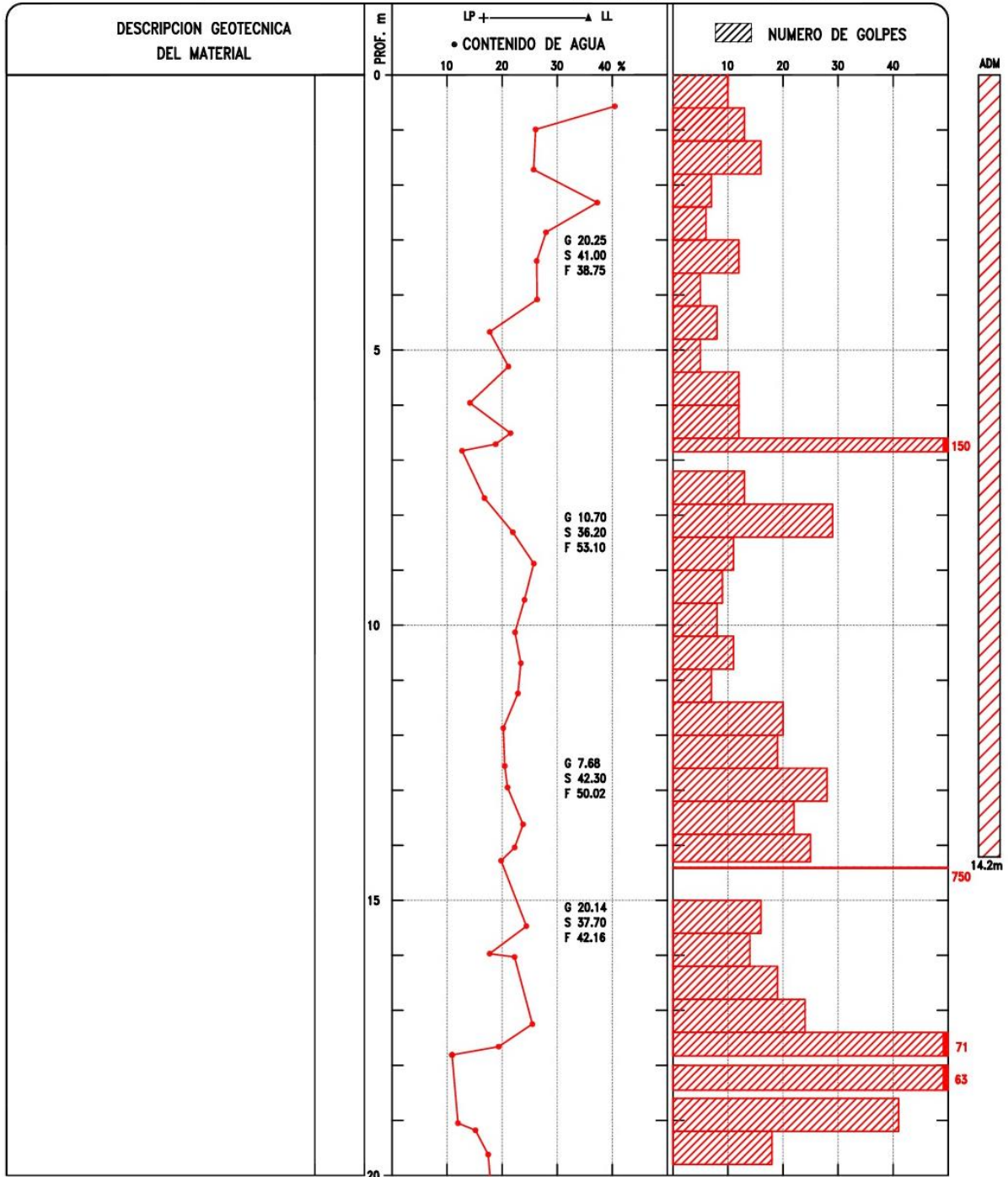
PROYECTO	SONDEO	SPT-2 (I-2)
LOCALIZACION	PROF. EXPLORADA	40.09 m
	PROF. NAF	No se detectó



RELLENO ARCILLA } (F)
 ARENA (S) LIMO }
 GRAVA (G) RAICES
 LP = LIMITE PLASTICO LL = LIMITE LIQUIDO
 S = PORCENTAJE DE ARENAS F = PORCENTAJE DE FINOS
 G = PORCENTAJE DE GRAVAS
 NAF = NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 A = AVANCE CON BROCA TRICONICA
 TS = TUBO SHELBY
 TD = TUBO DENTADO

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO SPT-3 (I-2) (cont...)
LOCALIZACION	PROF. EXPLORADA 40.12 m PROF. NAF No se detectó

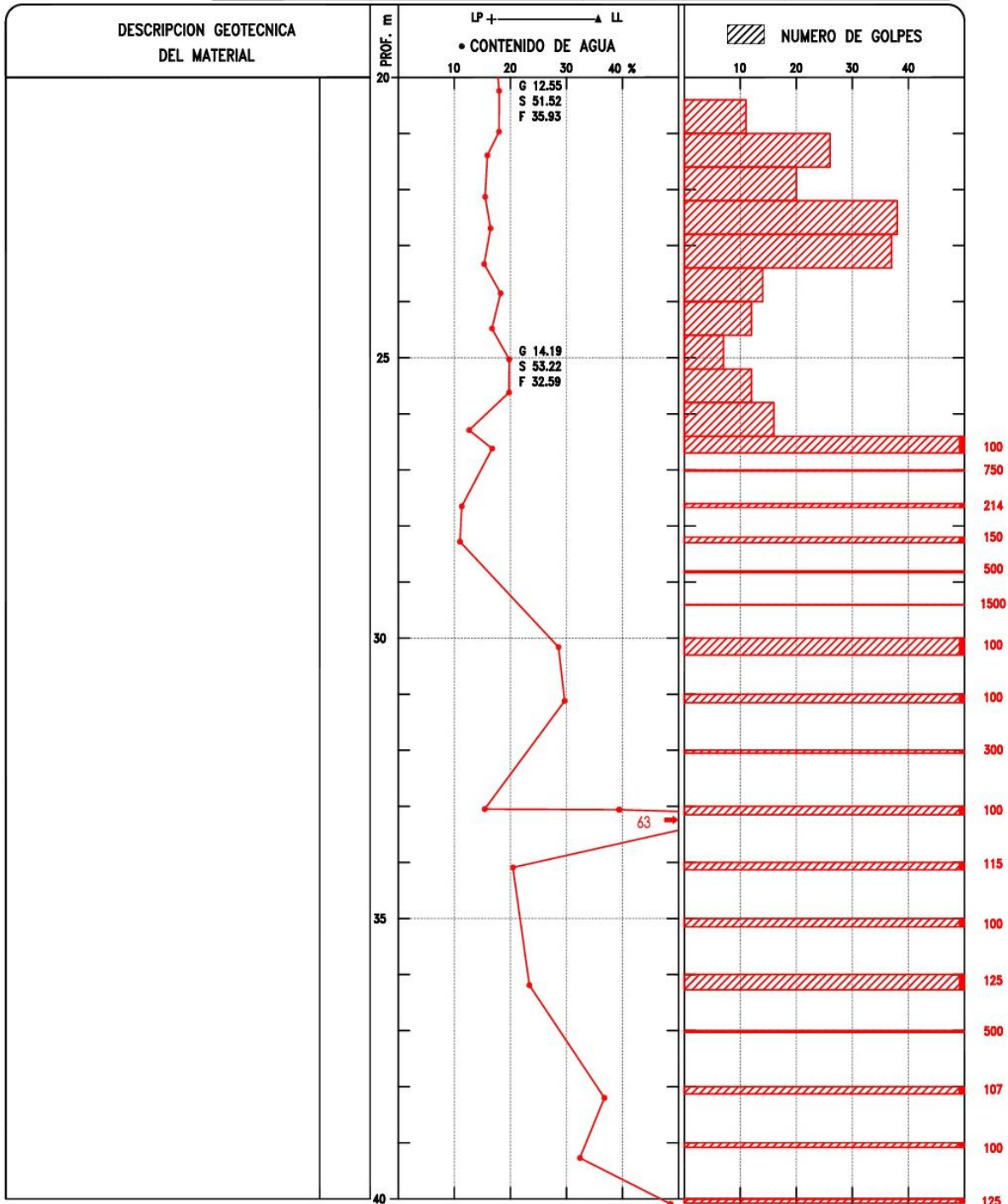


RELLENO	ARCILLA (F)	GRAVA (G)
ARENA (S)	LIMO	RAICES

LP = LIMITE PLASTICO
 LL = LIMITE LIQUIDO
 TS = TUBO SHELBY
 TD = TUBO DENTADO

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR

PROYECTO	SONDEO	SPT-3 (I-2) (cont...)
LOCALIZACION	PROF. EXPLORADA	40.12 m
	PROF. NAF	No se detectó



RELLENO ARCILLA } (F)
 ARENA (S) LIMO
 GRAVA (G)
 RAICES

LP = LIMITE PLASTICO NAF= NIVEL DE AGUAS FREATICAS
 LL = LIMITE LIQUIDO A = AVANCE CON BROCA TRICONICA
 S = PORCENTAJE DE ARENAS
 F = PORCENTAJE DE FINOS
 G = PORCENTAJE DE GRAVAS
 TS = TUBO SHELBY
 TD = TUBO DENTADO

Referencias

1. Auvinet, G. Méndez, E. Juárez, M. (2010). *El siglo de la mecánica de suelos*. México D.F., México: SSMS.
2. Carrillo, N. (1984). *Investigación sobre estabilidad de taludes y fundaciones*. (Tesis). Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.
3. Crespo, C. (20015). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México D.F., México: Limusa.
4. Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México D.F., México: Cenage Learning.
5. Deep excavation: Reliable geoexpertise. (2003-2018). Support systems for deep excavation: Top/Down excavations. New York EU. Recuperado:
<http://www.deepexcavation.com/en/support-systems-topdown>
6. Domínguez, M. (2018). *Análisis de taludes por el método de Bishop*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México.
7. Duncan, J. et al. (2014). *Soil strenght and slope stability*. EUA, EUA: Wiley
8. *Diseño de cimentaciones*. [Archivo PDF]. Recuperado:
<https://www.construaprende.com/descargas/geologia-y-geotecnia/33-muro-berlin/file>
9. Eralte, A. (2018). *Tablestaca*. Sto. Dgo., R. Dom. [Comentario de blog] Recuperado:
<https://arquigrafico.com/acerca-de/>

10. Fan, H. Vassilopoulos, A. Keller, T. (15 de enero del 2018). *Composite Structures*
Volumen 184 pp 125-134 Recuperado:
<https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.09.111>
11. Guillén, J. (2015). *Construcción Top-down*. Lima, Perú. [Comentario de blog]
Recuperado: <http://jguillen07.blogspot.com/2015/11/construccion-top-down.html>
12. Juárez, E. Rico, A. (2011). *Mecánica de suelos tomo I: Fundamentos de la mecánica de suelos*. México D.F., México: Limusa.
13. Juárez, E. Rico, A. (2011). *Mecánica de suelos tomo II: Teoría y aplicaciones*. México D.F., México: Limusa.
14. Lambe, T. Whitman, R. (2014). *Mecánica de suelos*. México D.F., México: Limusa
15. Littlejohn, G.S. Bruce, D.A. (1977). *Rock anchors-state of art*. Essex, Brentwood, Inglaterra: Foundation publications Ltd.
16. Macnab, A. (2002). *Earth retention systems handbook*. EUA, EUA: McGraw-Hill
17. Niño, C. (1994). *Excavaciones a cielo abierto en suelos blandos utilizando ademes y tablestacas*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de México. Estado de México.
18. Ovando E. y Holguín E. (2002) Sistemas de anclaje en suelos, Cap. 5 del “Manual de Construcción Geotécnica”, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México

19. Paniagua, W. (2002). *Manual de construcción geotécnica*. México D.F., México: SMMS
20. *Procedimiento de construcción de la estación Mexicaltzingo de la línea 12* [Archivo PDF]. Recuperado:
<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/494/A6.pdf?sequence=6>
21. Reséndiz, L. (2015). *Desempeño de excavaciones ancladas en suelos rígidos*. (Tesis de pregrado) Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.
22. Sanhueza Plaza, C. Rodríguez Cifuentes L. (abril 2013). *Revista de la construcción*. Volumen 12, No. 1. Recuperado:
https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-915X2013000100003
23. Santoyo, E. Ovando, E. Mooser, F. León, E. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México*. México D.F., México: tgc
24. Segovia J.A (2002) Diseño de muros Milán y tablestacas, Cap. 2 del “Manual de Construcción Geotécnica”, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México
25. Suárez, J. (1998). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia: Instituto de investigación sobre erosión y deslizamiento.
26. Tamez, E. (2001). *Ingeniería de cimentaciones: conceptos básicos de la práctica*. México DF. México: TGC Geotecnia.

27. Ufuk, M. (2008). *Deep excavations*. Middle East Technical University. Ankara, Turquía.
28. Valladares, H. (2007). *Calculo y diseño de entibaciones para excavaciones en profundidad*. (Tesis de pregrado) Universidad Austral de Chile. Valdivia.
29. Xanthakos, P. (1991). *Ground Anchors and anchored structures*. EUA, EUA: John Wiley & Sons, Inc.
30. - Xanthakos, P. (1991). *Ground Anchors and anchored structures*. EUA, EUA: John Wiley & Sons, Inc.