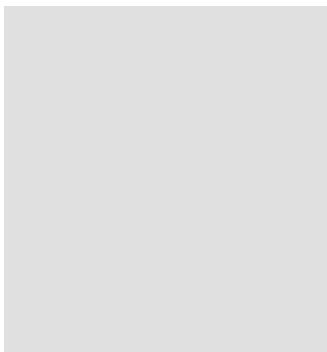
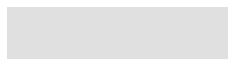
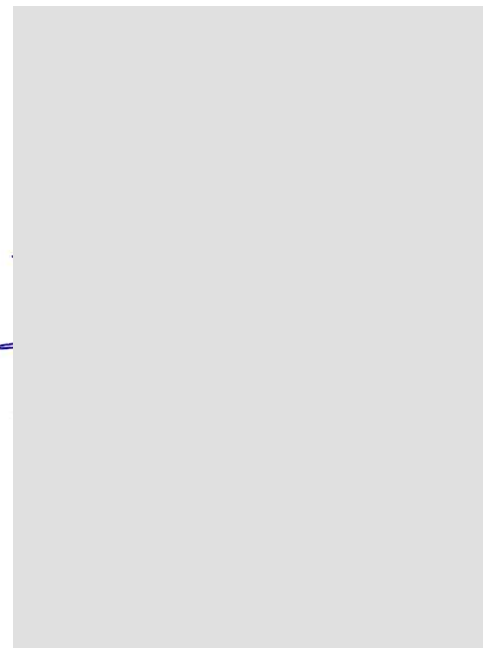


ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
PARA EL EDIFICIO PROYECTADO EN AV. CHAPULTEPEC No. 156,
COLONIA ROMA NORTE, ALACALDÍA CUAUHTÉMOC,
CIUDAD DE MÉXICO

Elaborado para:



Mayo, 2022



CONTENIDO

RESUMEN EJECUTIVO	6
INTRODUCCIÓN	9
1 ANTECEDENTES.....	10
2 CONDICIONES GENERALES DEL SITIO	13
2.1 Zonificación geotécnica	15
2.2 Periodo dominante de vibración del suelo y aceleración espectral	16
2.3 Hundimiento regional.....	18
2.4 Inspección de la zona de proyecto	19
2.5 Fracturas indicadas en el atlas de riesgo de la Ciudad de México	23
3 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y ENSAYES DE LABORATORIO.....	25
3.1 Sondeos Exploratorios	26
3.2 Muestreo Inalterado Selectivo	26
3.3 Monitoreo del nivel freático.....	29
3.3.1 Piezómetros abiertos tipo Casagrande (PZ)	30
3.3.2 Tubos de Observación (TO)	31
3.4 Ensayes de Laboratorio.....	32
4 CARACTERIZACIÓN ESTRATIGRÁFICA.....	35
4.1 Interpretación estratigráfica SE-1	35
4.2 Interpretación estratigráfica SE-2	36
4.3 Modelo estratigráfico del sitio	44
4.4 Propiedades mecánicas	45
4.5 Condiciones hidrodinámicas.....	45
5 SISTEMA DE CIMENTACIÓN	52
5.1 Solución de cimentación.....	52
5.2 Condiciones de cargas y excentricidad	52
5.3 Capacidad de carga admisible en pilas.....	54
5.4 Distribución y geometría de pilas	56
5.5 Capacidad de carga reducida en pilas	59
5.6 Fricción negativa en pilas	61
5.7 Asentamientos	61
5.8 Módulo de reacción vertical en pilas	62
5.9 Módulo de reacción horizontal en pilas y muro Milán	67
5.10 Deformaciones.....	68

5.11	Análisis de la cimentación con el Método de Elemento Finito	70
5.11	Estado límite de servicio.....	73
6	EXCAVACIÓN Y SISTEMA DE CONTENCIÓN.....	74
6.1	Procedimiento de excavación.....	75
6.2	Esfuerzos y empujes laterales para el diseño del Muro Milán	75
6.3	Revisión ante falla de fondo	78
6.4	Estado límite ante falla de fondo	82
6.5	Falla por subpresión	83
6.6	Estado límite ante falla por subpresión	84
6.7	Falla por pateo.....	85
6.8	Falla por flotación	87
6.9	Sistema de troquelamiento.....	88
6.10	Análisis de la excavación con el Método de Elemento Finito	89
7	PROCESO CONSTRUCTIVO	93
7.1	Trabajos previos a la excavación	93
7.2	Construcción del muro Milán	96
7.3	Construcción de pilas de cimentación	98
7.4	Lodo bentonítico	101
7.5	Instalación del sistema de bombeo	101
7.6	Excavación y construcción de los sótanos.....	104
7.7	Suspensión del bombeo y deshabilitado del sistema.....	107
7.8	Comentarios finales.....	108
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
9	REFERENCIAS	117
ANEXO 1		118
ANEXO 2		165

Relación de Figuras

Figura 1. Ubicación del sitio de estudio	10
Figura 2. Características generales del proyecto	11
Figura 3. La cuenca de México (TGC, 2005)	13
Figura 4. Mapa geológico de la Ciudad de México (Atlas de Riesgos CDMX, 2017)	14
Figura 5. Ubicación del sitio en la zonificación geotécnica de la CDMX (NTC-DCC, 2017)	15
Figura 6. Curvas de igual profundidad de los depósitos profundos (NTC-DCC, 2004)	16
Figura 7. Cocientes espectrales obtenidos de los registros de Vibración Ambiental	17
Figura 8. Espectro de diseño transparente para $\tau = 250$ años y espectro de diseño con ISE Cinemática	17
Figura 9. Ubicación de bancos de nivel en un radio de 1 km a partir del sitio de proyecto	19
Figura 10. Vista general de la zona de estudio (Google Earth, 2021)	20
Figura 11. Vista general del predio	20
Figura 12. Condiciones de las colindancias del predio en el sitio de proyecto	21
Figura 13. Condiciones de algunas estructuras en la zona de proyecto	22
Figura 14. Fracturas en el suelo (Atlas de Riesgos CDMX, 2021)	23
Figura 15. Fracturas cercanas al sitio de estudio	24
Figura 16. Ubicación de los sondeos exploratorios en la zona de estudio	25
Figura 17. Trabajos realizados durante la ejecución de los sondeos	27
Figura 18. Muestras alteradas obtenidas de los sondeos SPT	28
Figura 19. Ubicación de las estaciones de monitoreo	29
Figura 20. Piezómetro abierto tipo Casagrande	30
Figura 21. Tubo de observación	31
Figura 22. Muestras analizadas en el laboratorio	33
Figura 23. Muestras para la obtención de límites de consistencia	34
Figura 24. Muestras y ensayos realizados en el laboratorio	34
Figura 25. Perfil estratigráfico obtenido del Sondeo Exploratorio SE-1	37
Figura 26. Perfil estratigráfico obtenido del Sondeo Exploratorio SE-2	41
Figura 27. Sección estratigráfica en el sitio de proyecto	46
Figura 28. Registros de mediciones del NAF en el sitio (TO-1)	48
Figura 29. Registros de alturas piezométrica (PZ-1 y PZ-2)	49
Figura 30. Registros de alturas piezométrica (PZ-3)	50
Figura 31. Diagramas de distribución de esfuerzos verticales	51
Figura 32. Solución de cimentación y sistema de contención	53
Figura 33. Planta de cimentación	54
Figura 34. Capacidad de carga admisible a compresión	57
Figura 35. Distribución en planta y diámetros de pilas de cimentación	58
Figura 36. Malla de elementos finitos al concluir la construcción de los sótanos.	70
Figura 37. Nodos y puntos de esfuerzos en un elemento viga de tres nodos (Plaxis, 2020)	71
Figura 38. Desplazamientos verticales máximos en el terreno	72
Figura 39. Distribución de paneles de muro Milán.	74
Figura 40. Esfuerzo y empuje pasivo horizontal en la pata del muro	77
Figura 41. Esfuerzos horizontales activos y diagrama de presiones redistribuidas	79
Figura 42. Diagrama de presión total horizontal de tierras en reposo	80
Figura 43. Esquema de posible mecanismo ante falla de fondo	82
Figura 44. Esquema de posible mecanismo ante falla por subpresión	84
Figura 45. Esquema de posible mecanismo ante falla por pateo	85
Figura 46. Malla de elementos finitos en una etapa de excavación del núcleo central	89
Figura 47. Malla de elementos finitos en una etapa de excavación del núcleo central	90
Figura 48. Desplazamientos verticales al alcanzar el nivel de desplante del Sótano 2	91
Figura 49. Desplazamientos horizontales al alcanzar el nivel de desplante del Sótano 2	92
Figura 50. Cálculo del factor de seguridad al finalizar el proceso de excavación	92
Figura 51. Propuesta de instrumentación	95
Figura 52. Excavación y construcción del Muro Milán perimetral	96
Figura 53. Ubicación de paneles de muro Milán	98
Figura 54. Configuración de pilas de cimentación	100

Figura 55. Detalle de instalación de pozo de bombeo	102
Figura 56. Sistema de bombeo	103
Figura 57. Vista en planta y sección transversal de la Etapa 1	105
Figura 58. Conclusión de la Etapa 2.....	106
Figura 59. Excavación de bermas perimetrales y apuntalamiento de muro Milán	107

Relación de Tablas

Tabla 1. Velocidad de hundimiento regional en bancos de nivel próximos al sitio.....	18
Tabla 2. Sondeos exploratorios y sondeo de muestreo	25
Tabla 3. Profundidades de extracción de muestras inalteradas.....	28
Tabla 4. Ubicación de las estaciones de monitoreo.....	29
Tabla 5. Propiedades mecánicas establecidas para el modelo geotécnico	47
Tabla 6. Estación de Monitoreo 2	48
Tabla 7. Presiones de agua en el subsuelo	50
Tabla 8. Acciones inducidas por la estructura a nivel de desplante	53
Tabla 9. Tipos de pilas y capacidades de carga.....	57
Tabla 10. Tipos de pilas, capacidades de carga reducidas a compresión y tensión	61
Tabla 11. Cargas, capacidad de carga, asentamientos y módulo de reacción vertical en pilas	63
Tabla 12. Módulos de reacción horizontal en pilas	68
Tabla 13. Módulos de reacción horizontal en muro	68
Tabla 14. Parámetros de análisis para concreto de la cimentación	71
Tabla 15. Límites máximos para movimientos y deformaciones.....	73
Tabla 16. Empuje pasivo horizontal en la pata del muro.....	77
Tabla 17. Factor de seguridad ante falla de fondo	81
Tabla 18. Factor de seguridad ante falla por pateo.....	87
Tabla 19. Empujes horizontales y fuerzas para cada nivel de troqueles	88

RESUMEN EJECUTIVO

Proyecto. Estudio de Mecánica de Suelos para el edificio proyectado con dos niveles de sótano y 16 niveles superiores, en la calle Av. Chapultepec No. 156, en la colonia Roma Norte, perteneciente a la Alcaldía Cuauhtémoc de la Ciudad de México.

Condiciones generales del sitio. El proyecto se ubica en la Zona Geotécnica III, o de Lago de la Ciudad de México. El hundimiento regional representativo de la zona se ubica entre 9.2 y 10.0 cm/año. El periodo dominante de vibración del suelo es $T_s = 2.0$ s. El coeficiente sísmico máximo del espectro de diseño de sitio con efectos de interacción dinámica es $c = 1.17$ g.

Exploración geotécnica. Se ejecutaron dos Sondeos Exploratorios profundos y un Sondeo de Muestreo Selectivo, además de la instalación de una Estación Piezométrica y Tubo de Observación.

Ensayes de laboratorio. Las muestras alteradas e inalteradas recuperadas del subsuelo se analizaron y ensayaron en el laboratorio para determinar sus propiedades índice y mecánicas.

Estratigrafía. El depósito de suelo se caracterizó con las siguientes nueve unidades estratigráficas:

U-1 Rellenos heterogéneos dentro de una capa de arcillas limosas con contenido variable de arena fina, de consistencia muy blanda a media, con espesor promedio de 2.0 m.

U-2 Limo arcilloso de baja plasticidad de consistencia muy blanda a media, con espesor de 3.0 m.

U-3 Arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda, con intercalaciones de lentes delgados de arena y una fina capa de ceniza volcánica. Se observa entre 5.0 y 13.0 m de profundidad.

U-4 Arcilla de alta plasticidad, de consistencia muy blanda que alcanza los 24.0 m.

U-5 Arcilla limosa y limo arcilloso de alta plasticidad, consistencia de muy blanda a firme, con espesor aproximado de 4.2 m. A los 23.0 m se detectó un lente de arena en estado compacto.

U-6 Arcilla con arena de consistencia media a firme que se ubica entre los 28.0 y 33.0 m de profundidad.

U-7 Arcilla limosa con arena de consistencia media que aumenta con la profundidad. Tiene un espesor aproximado de 5.0 m.

U-8 Limo arenoso de consistencia muy dura, con intercalaciones de arena densa, esta capa se extiende hasta los 44.0 m de profundidad.

U-9 Arenas limosas en estado muy compacto, con más de 50 golpes en SPT en prácticamente todo el espesor. Esta fue la última unidad encontrada en los 50.0 m de exploración.

Condiciones del agua en el subsuelo. El nivel freático se ubica a 2.5 m de profundidad. Se presenta un abatimiento piezométrico con la profundidad.

Solución de cimentación. Se propone como solución de cimentación el uso de 70 pilas empotradas en los Depósitos Profundos resistentes, desplantadas a 45.0 m de profundidad, con respecto al nivel

0.0 de proyecto. Las pilas serán de concreto de 1.0 a 1.80 m de diámetro, con diferente longitud, dependiendo de su ubicación bajo el sótano.

Capacidad de carga en pilas. Cumpliendo con el estado límite de falla establecido en las NTC-DCC (2017), la capacidad de carga reducida a compresión (R^*) que rige en las pilas para el proyecto ejecutivo de la cimentación, se ubica entre 818.7 t (D=1.0 m) y 2,625.6 t (D=1.8 m), para soportar las cargas estáticas y accidentales generadas por la estructura.

Asentamientos en pilas. Los asentamientos máximos a largo plazo en las pilas se ubicarán entre 4 y 11 cm, cumpliendo así con el estado límite de servicio (NTC-DCC, 2017).

Módulos de reacción vertical. Los módulos de reacción o constantes de rigidez vertical k en las pilas, se ubican predominantemente entre los 114.0 y 205.1 t/cm.

Expansiones. La excavación para alojar a la estructura de sótanos generará expansiones de 11 a 20 cm en el perímetro de la construcción, y hasta 30 cm en la zona de cisternas.

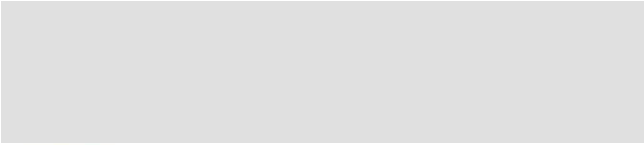
Sistema de contención. Los muros perimetrales de la estructura de sótanos formarán parte del sistema de contención, necesario para realizar la excavación. Esta estructura de contención estará formada por un muro Milán con 60 cm de espesor y tres niveles de desplante a 10.0, 12.0 y 13.0 m de profundidad dependiendo del nivel máximo de excavación en el sótano 2.

Seguridad del sistema de contención. Los factores de seguridad obtenidos bajo los distintos mecanismos de falla del muro Milán son satisfactorios y cumplen con el estado límite de falla establecido por la normatividad (NTC-DCC, 2017).

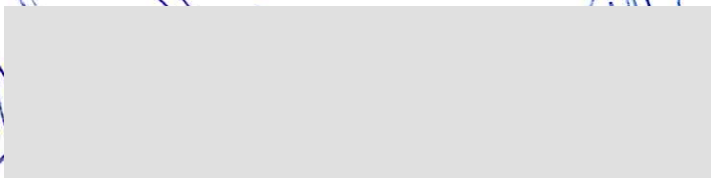
Sistema de bombeo. Se formará con 40 pozos a 14.0 m de profundidad equipados con puntas eyectoras que cubran una superficie cercana a los 50.0 m², cada uno. El sistema de bombeo se suspenderá una vez que las cargas que la estructura ejerce sobre el terreno sean superiores a 6.0 t/m² en el desplante de la losa de fondo. Esta condición deberá ser ratificada por el área de estructuras.

Procedimiento de excavación. Consta de las siguientes etapas principales:

- Construcción de muro Milán y pilas de cimentación
- Excavación de la zona central del predio en el área comprendida entre los ejes 3-6 y B-G. Esto tiene como propósito dejar bermas perimetrales que den estabilidad al sistema de contención mientras se realiza la excavación hasta el desplante de la losa de fondo en la zona indicada. La excavación se realizará con avances máximos de 2.0 m para minimizar las expansiones del suelo.
- Al alcanzar el nivel máximo de excavación se construirá la losa de fondo anclada estructuralmente a las pilas de cimentación.
- Construcción ascendente de la estructura de sótano en la zona indicada.
- Excavación de las bermas perimetrales y apuntalamiento del muro Milán con la estructura de sótano previamente construida en la zona central del predio.

- 
- Llegando al nivel máximo de excavación se procederá a construir la losa de fondo anclada estructuralmente a las pilas de cimentación, al muro Milán y a la estructura de sótano.
 - Construcción ascendente de la estructura de sótano en la zona perimetral.

Advertencia. En ningún caso y bajo ninguna circunstancia, se ejecutarán excavaciones por debajo de los niveles analizados en este estudio. Excederlos puede generar la falla del sistema de contención y el colapso de las construcciones o vialidades colindantes.



INTRODUCCIÓN

El Estudio de Mecánica de Suelos permite establecer las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio, así como la determinación de las propiedades y características de los materiales que componen al depósito de suelo donde se desarrollará el proyecto. Con ello se propone el tipo de cimentación más conveniente para la estructura y se establecen las condiciones de resistencia (capacidad de carga) y deformación (asentamientos) del sistema suelo-cimentación.

Particularmente para conocer las condiciones geotécnicas que caracterizan al terreno del sitio de estudio, se ejecutaron dos sondeos exploratorios, un sondeo de muestreo selectivo, la instalación de una estación piezométrica y la colocación de un tubo de observación.

Las muestras alteradas e inalteradas recuperadas de los trabajos de exploración fueron analizadas en el laboratorio, donde se les practicaron pruebas para determinar sus propiedades índice y mecánicas.

Con los resultados de los trabajos de exploración y los ensayos de laboratorio, se construyó el modelo geotécnico que caracteriza al subsuelo del sitio que, junto con las características y cargas de la estructura, permitieron establecer el tipo de cimentación más conveniente para el edificio. Consiste, inicialmente, en un grupo de pilas desplantadas en los depósitos profundos resistentes.

Para ejecutar la excavación que alojará a la estructura de sótanos se ha propuesto la construcción de un muro Milán soportado lateralmente con puntales apoyados contra la construcción parcial de la estructura en la zona central. Durante este proceso se instalará un sistema de bombeo.

El desarrollo del Estudio de Mecánica de Suelos que se presenta en este documento, incluye los siguientes aspectos principales:

- Investigación documental del comportamiento del subsuelo en la zona
- Descripción de los trabajos de exploración y ensayos de laboratorio practicados
- Resultados de los trabajos de exploración y definición de la estratigrafía del sitio
- Resultados de los ensayos de laboratorio y definición de las propiedades del subsuelo
- Establecimiento del nivel de aguas freáticas y la variación de la presión con la profundidad
- Definición de la estratigrafía que caracteriza al subsuelo del sitio
- Construcción del modelo geotécnico
- Establecimiento del sistema de cimentación más eficiente
- Capacidad de carga del sistema suelo-cimentación
- Determinación de expansiones por la excavación
- Determinación de asentamientos a corto y largo plazo
- Determinación de módulos de reacción del sistema de cimentación para el modelo estructural
- Diseño del sistema de contención y protección a colindancias
- Verificación del cumplimiento de los estados límite de falla normativo
- Verificación del cumplimiento de los estados límite de servicio normativo
- Desarrollo del procedimiento geotécnico constructivo

1 ANTECEDENTES

CCLA Group coordina el proyecto y la construcción de un edificio de uso mixto localizado en la Av. Chapultepec No. 156, en la colonia Roma Norte, perteneciente a la Alcaldía Cuauhtémoc de la Ciudad de México (Figura 1).

El proyecto considera la construcción de un edificio compuesto por planta baja, 16 niveles superiores, roof garden y azotea, con altura máxima de 65.5 m sobre el nivel de banqueta. El proyecto también considera la construcción de dos niveles subterráneos destinados principalmente para estacionamientos y donde quedarán alojados los cuartos de máquinas, bodegas y cisternas. La excavación requerida alcanzará profundidades variables entre 6.2 y 8.8 m con relación al nivel medio de la banquetta.

El terreno donde se desarrollará el proyecto es de forma irregular y ocupa una superficie de aproximadamente 2,488.4 m², se ubica en la zona geotécnica III o Lacustre del Valle de México. Esta zona se caracteriza por presentar depósitos de suelo predominantemente arcillosos, con baja resistencia al esfuerzo cortante, alta deformabilidad y espesor cercano a los 40.0 m.

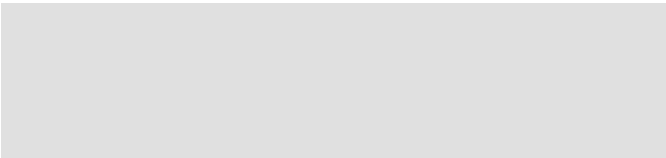
Como parte del proyecto, se encomendó a la empresa **Sísmica de Suelos (SDS)** realizar el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) para definir el tipo de cimentación apropiado para el edificio, establecer el sistema de contención que proteja a las estructuras colindantes y permita ejecutar de adecuadamente los trabajos de excavación, realizar los análisis geotécnicos complementarios y definir los procedimientos constructivos asociados.



Figura 1. Ubicación del sitio de estudio



Figura 2. Características generales del proyecto



El EMS considera el reconocimiento de la zona, la recopilación de información geotécnica existente, la ejecución de trabajos exploratorios de campo y ensayos de laboratorio. Con ello se establecerá la composición estratigráfica del sitio y las propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo. Estos elementos permitirán construir el modelo geotécnico del sitio para realizar los análisis del comportamiento del suelo y la cimentación de la estructura proyectada.

Este informe se complementa con la siguiente información: bajadas de cargas, planos arquitectónicos y planos estructurales proporcionados por **CCLA Group** y **ALBA Proyecto Estructural**, así como con los Estudios del Espectro de Diseño Sísmico de Sitio con efectos de Interacción Dinámica y Geofísico con Radar de Penetración Terrestre realizados por **Sísmica de Suelos**.

2 CONDICIONES GENERALES DEL SITIO

La cuenca de México se encuentra en la parte central de la Faja Volcánica Transmexicana. Mide en la dirección norte-sur del orden de 90 km y en la dirección este-oeste es cercana a los 100 km en la parte norte, mientras que en la sur sólo alcanza unos 50 km. Su área es de aproximadamente 9,600 km². La elevación de su planicie es de 2,240 msnm en la parte sur y 2,390 msnm al norte. Las montañas que lo circundan están a 3,000 msnm y el pico más alto es el Popocatepetl a 5,500 msnm. En la Figura 3 se muestra la forma y la topografía de la cuenca que incluye a la Ciudad de México y partes de los estados de México, Hidalgo y Tlaxcala (TGC, 2005).



Figura 3. La cuenca de México (TGC, 2005)

El subsuelo se puede describir como un cúmulo de sucesivas formaciones volcánicas que alcanzan más de 2,000 m de espesor, que descansa sobre un basamento de rocas sedimentarias marinas. El basamento volcánico fue afectado por fracturas y fallas de la corteza terrestre provocando hundimientos y formando algunas fosas tectónicas.

La interpretación de las edades de las formaciones volcánicas ha permitido inferir que la cuenca de México originalmente drenaba hacia el sur y que la erupción basáltica de la sierra del Chichinauhtzin la cerró hace unos 600,000 años, estos procesos geológicos dieron origen a la formación de lagos. De esta manera se formó una cuenca endorreica que se encuentra asentada sobre una planicie aluvial que anteriormente era un sistema de antiguos lagos.

Esta cuenca se compone básicamente de rocas volcánicas y sedimentos lacustres. Las rocas volcánicas se encuentran como secuencias alternadas de derrames lávicos, piroclastos y cenizas.

alrededor de las sierras, mientras que los sedimentos lacustres están distribuidos principalmente en la parte central de la cuenca.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de deposición y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación inducida por secado solar.

Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas, eventualmente las erupciones formaron costras compuestas de arenas volcánicas. Asimismo, el sistema de lagos provocó el surgimiento de grandes abanicos aluviales sobre los flancos poniente y oriente de la cuenca conocidos ahora como Formación Tarango.

En la Figura 4 se presenta el mapa geológico de la Ciudad de México, en el que se muestra la litología, así como los principales sistemas de fallas y fracturas.

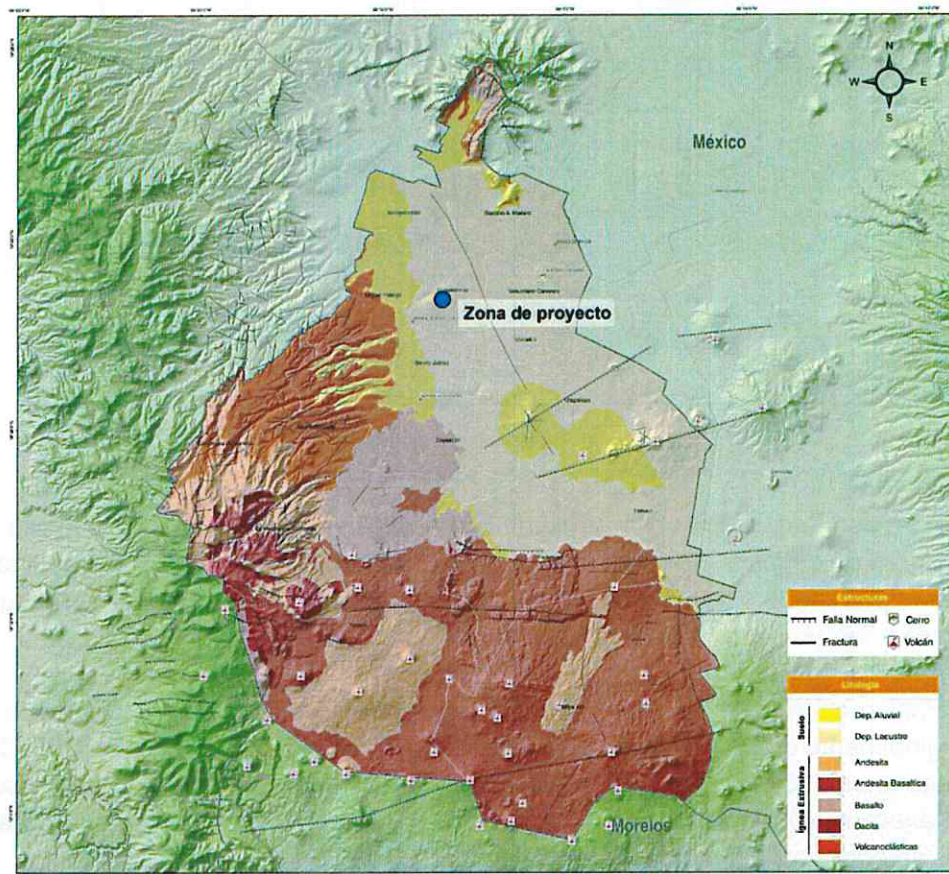


Figura 4. Mapa geológico de la Ciudad de México (Atlas de Riesgos CDMX, 2017)

2.1 Zonificación geotécnica

El sitio donde se desarrolla el proyecto se localiza en la Zona Geotécnica III o Lacustre (Figura 5), establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC, 2017) del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

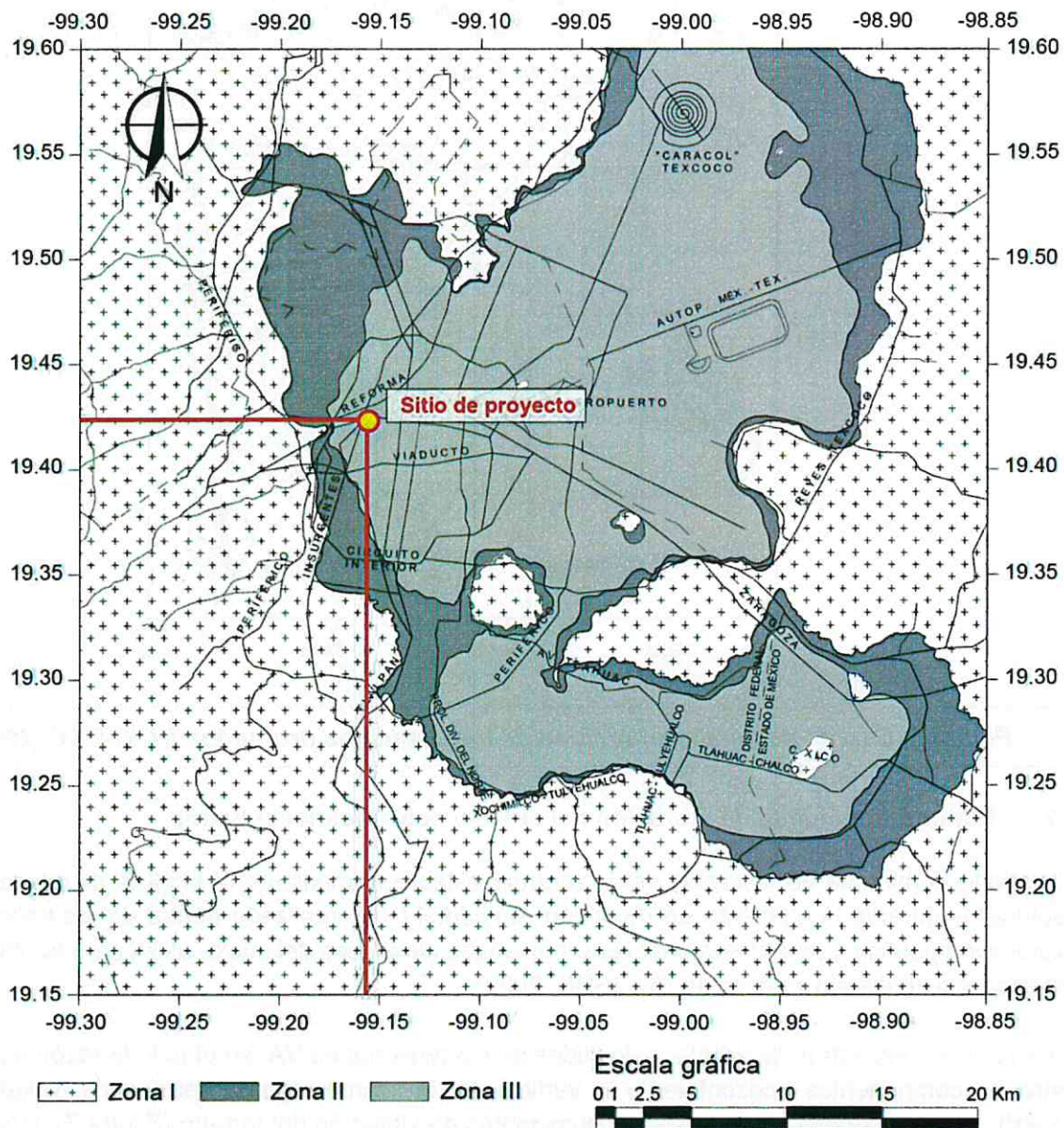


Figura 5. Ubicación del sitio en la zonificación geotécnica de la CDMX (NTC-DCC, 2017)

El subsuelo de este sitio se caracteriza por presentar capas de suelos arcillosos altamente compresibles intercaladas con estratos de arena de espesor variable. En esta zona, los depósitos profundos se encuentran cerca de los 40.0 m de profundidad, como se observa en la Figura 6.

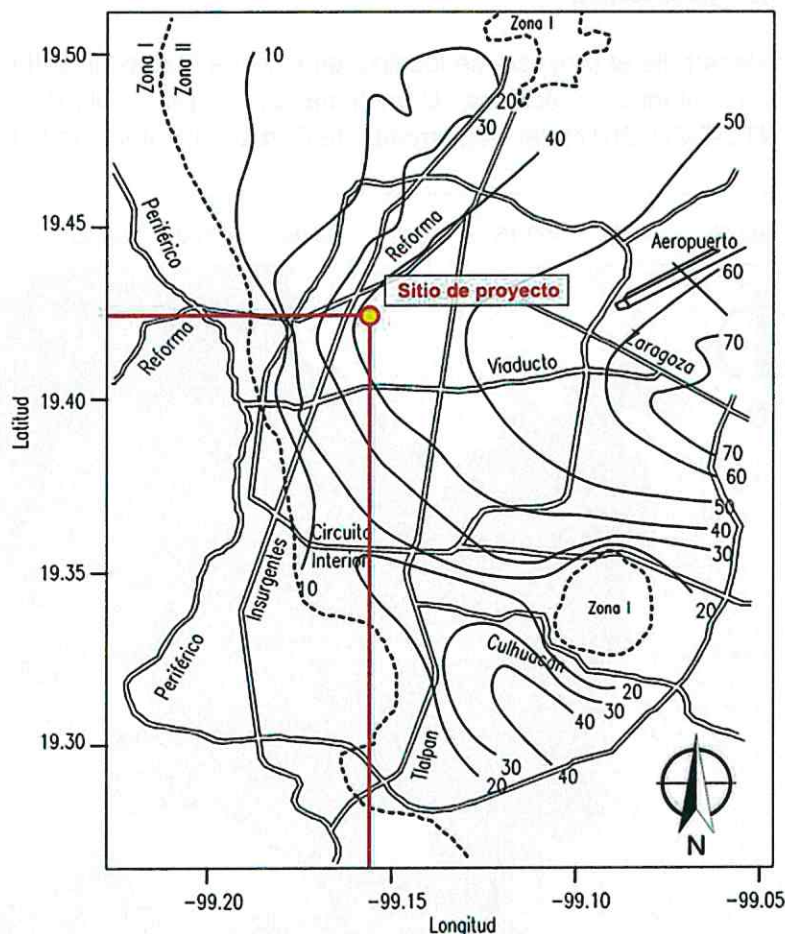


Figura 6. Curvas de igual profundidad de los depósitos profundos (NTC-DCC, 2004)

2.2 Periodo dominante de vibración del suelo y aceleración espectral

El periodo dominante de vibración del terreno se estableció mediante el análisis de los registros capturados durante la campaña de Vibración Ambiental (VA), realizada dentro de los trabajos de exploración geofísica para determinar las propiedades dinámicas del suelo, útiles para la obtención del espectro de diseño sísmico de sitio (SDS, 2022).

A partir de los espectros de Fourier calculados de los registros de VA, se obtuvo la razón espectral entre las componentes horizontales y la vertical de un mismo registro (técnica de Nakamura o REHV), para determinar las frecuencias dominantes de vibración del terreno (Figura 7). Con estos cocientes se ha determinado que la frecuencia dominante de vibración del terreno se ubica en 0.50 Hz, asociada a un periodo de vibración del suelo de $T_s = 2.0$ s.

Complementariamente, el espectro de diseño sísmico obtenido en el estudio realizado por Sísmica de Suelos (SDS, 2022) se muestra en la Figura 8. En ella se indican el espectro de campo libre y el espectro modificado por efectos de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) aplicables al proyecto.

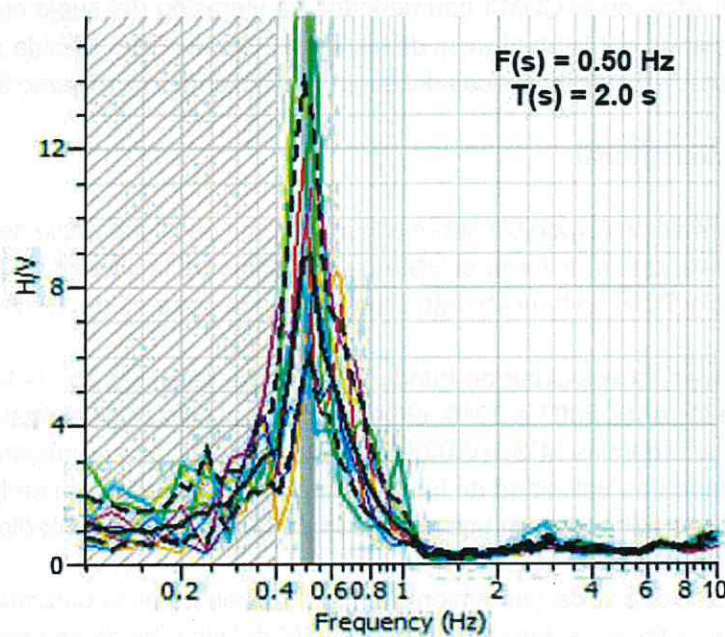


Figura 7. Cocientes espectrales obtenidos de los registros de Vibración Ambiental

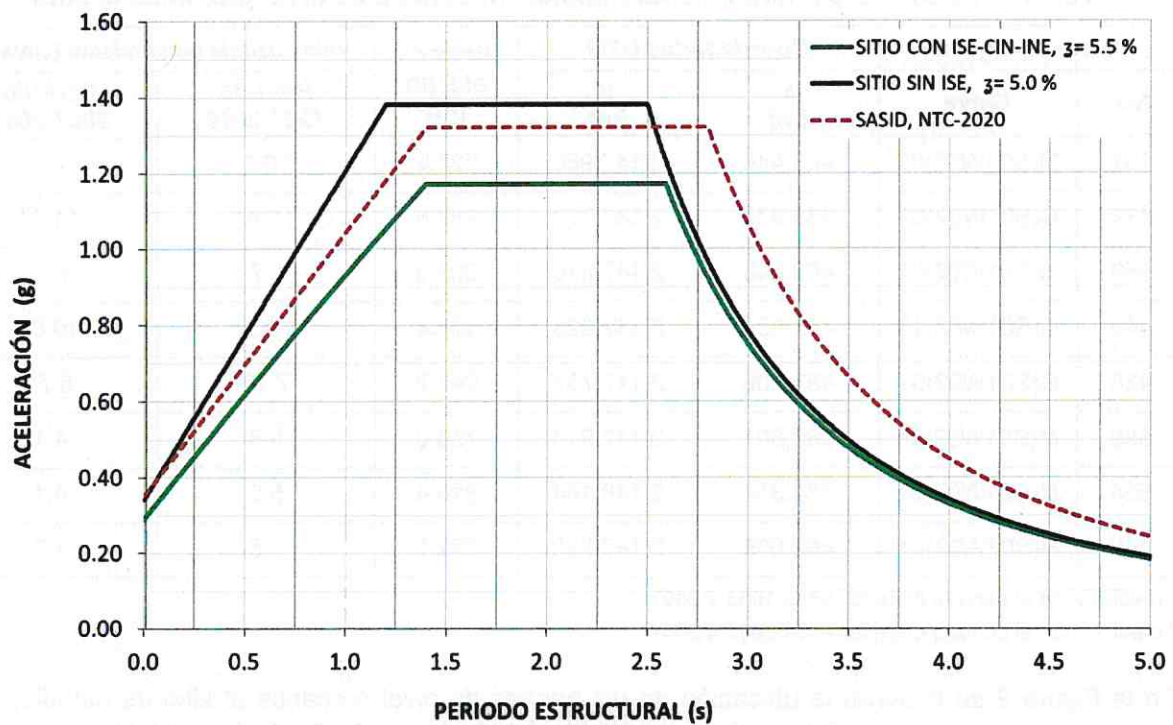


Figura 8. Espectro de diseño transparente para $T_r = 250$ años y espectro de diseño con ISE Dinámica, para estructuras del Grupo B con 5% de amortiguamiento

Se destaca que los sitios en la CDMX con periodos de vibración del suelo cercanos a 2.0 s, se ven principalmente afectados por la ocurrencia de sismos de subducción. Debido al hundimiento regional y el cambio en las propiedades dinámicas del suelo, el sitio tenderá a alejarse de esa condición crítica.

2.3 Hundimiento regional

Con base en la información disponible sobre el hundimiento de la superficie del terreno determinadas en los bancos de nivel que monitorea el Sistema de Aguas de la Ciudad de México (SACM, 2016), entre los años 1985 y 2016, el hundimiento promedio en la zona es de 10 cm/año.

En términos generales, la velocidad de hundimiento se ha reducido con el tiempo. Para el periodo comprendido entre los años 2007 a 2016, el banco de nivel más representativo del comportamiento del suelo del sitio se denomina M(S01W02)03 localizado a 227.0 m de distancia del predio. En este punto se ha registrado una velocidad de hundimiento de 7.3 cm/año. Sin embargo, otros bancos un poco más alejados del sitio registran una velocidad de hundimiento promedio de 9.2 cm/año.

El detalle de las velocidades de hundimiento en los bancos de nivel cercanos al lugar se presenta en la Tabla 1. Como referencia, las coordenadas UTM del sitio donde se localiza el proyecto son:

Coordenada Este: 483,562 m

Coordenada Norte: 2,147,832 m

Tabla 1. Velocidad de hundimiento regional en bancos de nivel próximos al sitio

<i>Banco de nivel</i>		<i>Coordenadas UTM</i>		<i>Distancia al sitio [m]</i>	<i>Velocidad de hundimiento [cm/año]</i>	
<i>No.</i>	<i>Clave</i>	<i>x [m]</i>	<i>y [m]</i>		<i>Periodo 1987-2016</i>	<i>Periodo 2007-2016</i>
557	M(S01W02)03	483,440	2,147,980	227.2	10.1	7.3
439	C(S01W02)07	483,834	2,147,770	283.6	11.8 ^A	11.0 ^B
556	M(S01W02)02	483,843	2,147,870	296.9	9.7	9.2
440	C(S01W02)13	483,839	2,147,925	308.4	12.3 ^A	10.6 ^B
438	C(S01W02)01	482,909	2,147,797	647.7	7.7 ^A	5.7 ^B
558	M(S01W02)04	482,801	2,147,913	756.0	5.8	4.1
554	M(S01W01)01	484,314	2,148,144	810.4	5.5	4.1
149	B(S02W02)01	482,905	2,147,233	882.5	9.6	7.3

^A medición en el periodo entre los años 1985 a 2007

^B medición en el periodo entre los años 2005 a 2007

En la Figura 9 se muestra la ubicación de los bancos de nivel cercanos al sitio de estudio, esta información se obtuvo con la aplicación SEHEDIS (Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico) que se encuentra en la página web de Sísmica de Suelos (sismica.com.mx).

SOLO PARA UBICACIONES DENTRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Seleccione tipo de búsquedas:

- ☒ Coordenadas Geográficas
- ☐ Coordenadas UTM
- ☐ Ubicación

Latitud (grados decimales):

19.424690

Longitud (grados decimales):

-99.156582

Radio de búsqueda (m):

1000

De 500 a 1500

Banco	Radio (m)
557 - M(S01W02)03	227.17
439 - C(S01W02)07	283.58
556 - M(S01W02)02	296.94
440 - C(S01W02)13	308.38
438 - C(S01W02)01	647.67
558 - M(S01W02)04	755.96
554 - M(S01W01)01	810.38
149 - B(S02W02)01	882.47



Figura 9. Ubicación de bancos de nivel en un radio de 1 km a partir del sitio de proyecto

2.4 Inspección de la zona de proyecto

Como parte de la revisión geotécnica del proyecto, se realizó una visita al sitio y sus alrededores con objeto de hacer un reconocimiento de la zona cercana al predio de estudio y observar las características y condiciones en que se encuentran las construcciones próximas.

Anteriormente, en el sitio de proyecto se encontraba una estructura que alojaba una agencia de automóviles, esta fue demolida y actualmente el predio funciona como estacionamiento público.

Las colindancias del predio de interés presentan las siguientes características:

- Al norte se encuentra la Av. Chapultepec. Bajo esta vialidad se encuentra la estructura subterránea de la línea 1 del Metro.
- Hacia el oeste se ubica la calle Morelia.
- Al sur el predio colinda con un edificio de cinco niveles que está estructurado con marcos de concreto reforzado y muros de mampostería. Se destaca que esta construcción presenta un hundimiento apreciable, de aproximadamente 40 cm.
- En el lado oeste, el predio limita con un terreno que pertenece a la Secretaría de Economía colindando con edificaciones de uno y dos niveles, estructurados con base en muros de mampostería. Hacia Av. Chapultepec el predio colinda con una estructura de uso comercial con altura aproximada de 6.0 m, presenta techumbre compuesta por armadura metálica y lámina, además de muros de mampostería.

En la Figura 10 se presenta una vista general del sitio de proyecto y en la que se muestra las edificaciones colindantes y las que caracterizan a la zona.



Figura 10. Vista general de la zona de estudio (Google Earth, 2021)

Durante el recorrido realizado por la zona, se observan varias construcciones que han presentado diferentes magnitudes de asentamientos, tanto totales como diferenciales. En algunos casos, el fuerte asentamiento ha obligado a realizar reparaciones y adecuaciones colocando escalones en el acceso a estas estructuras.

En las Figuras 11 y 12 se muestran imágenes de las condiciones actuales de las estructuras colindantes y del predio de estudio.



Figura 11. Vista general del predio



Colindancia sur en el predio



Fachada colindancia sur



Hundimiento de edificio en colindancia sur



Fachada colindancia oeste



Colindancia oeste en el predio



Colindancia este (calle Morelia)

Figura 12. Condiciones de las colindancias del predio en el sitio de proyecto

Durante el recorrido se observaron estructuras con algunos agrietamientos provocados, en algunos casos por asentamientos diferenciales. En otros casos los daños producidos se asocian a eventos sísmicos. En la Figura 13 se muestran algunas de las edificaciones en las que se identificaron algunos daños y anomalías en su comportamiento estructural.



Agrietamientos en estructuras sobre calle Guaymas



Asentamientos en estructuras sobre Av. Chapultepec



Asentamientos en estructuras sobre Av. Chapultepec



Desplomo de edificaciones sobre calle Puebla



Emersión aparente de edificación en la esquina de las calles Morelia y Puebla



Asentamiento en estructura y daños en banqueta sobre calle Frontera

Figura 13. Condiciones de algunas estructuras en la zona de proyecto

Con los datos e información que se obtuvo en el recorrido realizado en la zona de proyecto, se destaca lo siguiente:

- Los asentamientos diferenciales que se observan en las construcciones, se deben posiblemente a cargas excéntricas, o a concentración de esfuerzos ante condiciones accidentales por sismo.

- Los hundimientos totales en estructuras han sido generados principalmente por las características y propiedades del suelo y la magnitud de las cargas de las edificaciones.
- Se observó aparente emersión de algunas construcciones posiblemente apoyadas en cimentaciones profundas. Algunas han causado deformaciones diferenciales en las estructuras vecinas, ocasionando desplomos y agrietamientos en muros y banquetas.

2.5 Fracturas indicadas en el atlas de riesgo de la Ciudad de México

Posterior al sismo del 19 de septiembre de 2017, el gobierno de la Ciudad de México realizó una actualización del mapa de fracturas aplicando el método geofísico empleando el Radar de Penetración Terrestre o Georadar, con el que se detectaron discontinuidades en el subsuelo. En algunas zonas de la Ciudad las discontinuidades superficiales son consecuencia de la desecación progresiva de las capas arcillosas superiores.

La continua extracción de agua subterránea ha originado también un desequilibrio en la presión de poro del relleno sedimentario de la cuenca y, en consecuencia, la deformación por contracción de los materiales que, al darse de manera diferencial, origina discontinuidades que se propagan desde subsuelo hacia la superficie.

En el mapa de la Figura 14 se observa que el área se encuentra en una zona de vulnerabilidad al fracturamiento baja, según el Sistema Abierto de Información Geográfica de la CDMX (SAIG CDMX, 2021). Sin embargo, es importante destacar que el mapa de atlas de riesgo marca fracturas o agrietamientos en esta zona, señaladas con líneas color verde en la misma figura.

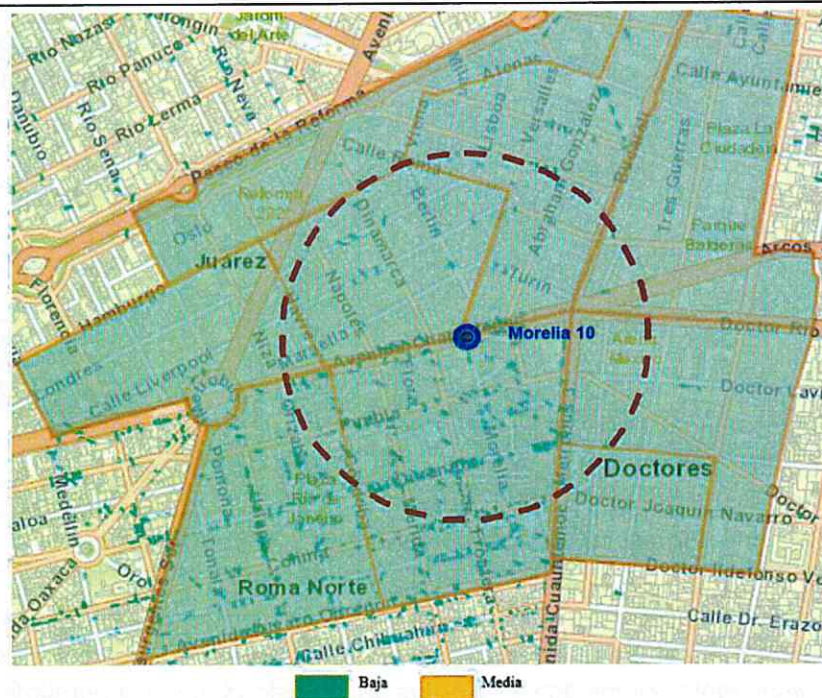


Figura 14. Fracturas en el suelo (Atlas de Riesgos CDMX, 2021)

Sísmica de Suelos realizó el Estudio Geofísico con Radar de Penetración Terrestre en el sitio de proyecto y se realizó un recorrido de inspección en la zona para el levantamiento de fracturas en un radio de 300 m a partir del sitio de proyecto. De la información recabada se destaca los siguiente:

- Las posibles discontinuidades identificadas con la técnica de GPR dentro del predio se encuentran cerca de las colindancias con edificios, mientras que en las colindancias con vialidades no se detectaron posibles discontinuidades. Por ello, las aparentes discontinuidades observadas se atribuyen a las cargas que producen las construcciones vecinas.
- Se estableció que los agrietamientos indicados en las vialidades son causados, principalmente, por la fatiga de la carpeta asfáltica.
- Las discontinuidades detectadas no se encuentran asociadas a condiciones geológicas o tectónicas. Sin embargo, se deberá tener presente el comportamiento que típicamente producen los suelos arcillosos que caracteriza a la estratigrafía superficial de la Ciudad de México, asociados a su baja resistencia al esfuerzo cortante y alta deformabilidad.

En la Figura 15 se presentan las fracturas ubicadas por el Atlas de Riesgo de la CDMX marcadas en color rojo, las identificadas con la técnica de GPR en color azul y las observadas durante la visita de inspección en color negro.

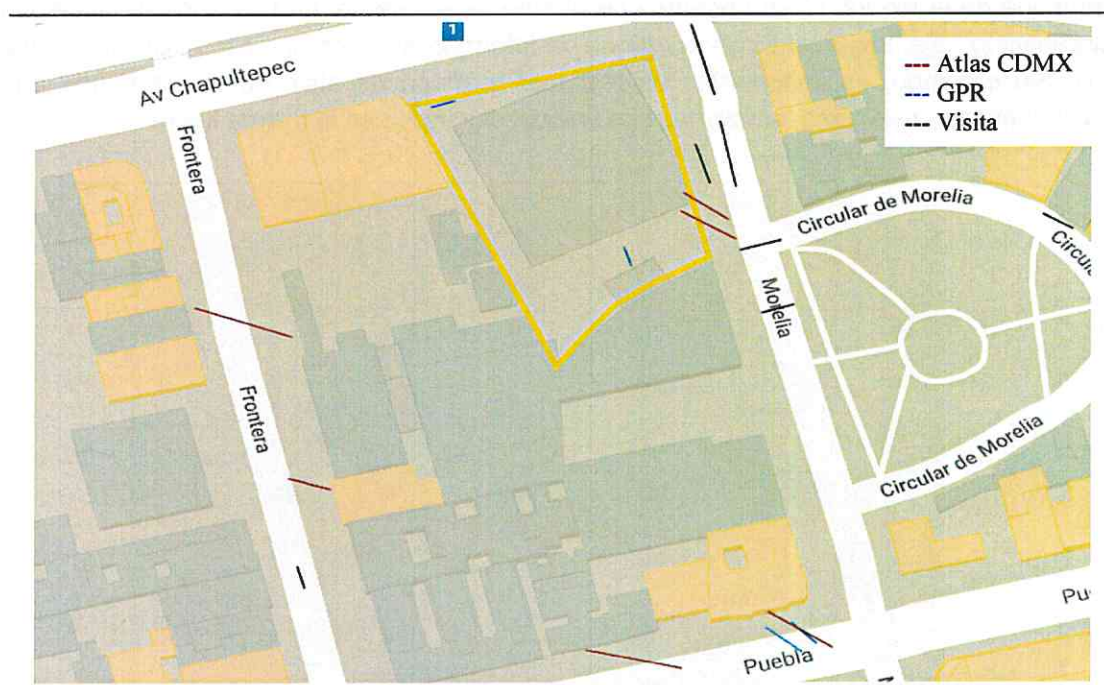


Figura 15. Fracturas cercanas al sitio de estudio

En el área estudiada se observó de manera general que la carpeta asfáltica presenta grietas propias de la fatiga del material, así como afectaciones en banquetas y en los niveles de las edificaciones producidos principalmente por los asentamientos de las estructuras y al hundimiento regional.

Con base en la inspección y estudio de las discontinuidades ubicadas en la zona de interés, se establece que no generan ningún riesgo para el desarrollo del proyecto.

3 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y ENSAYES DE LABORATORIO

Para caracterizar a los materiales que componen a los depósitos de suelo en la zona de interés, se programó la ejecución de trabajos de exploración. Consistieron en la investigación de todas las unidades estratigráficas que puedan tener influencia en el comportamiento de los posibles sistemas de cimentación para la estructura proyectada. Los trabajos ejecutados consistieron en:

- Dos Sondeos Exploratorios (SE), aplicando la técnica de Penetración Estándar (SPT)
- Un Sondeo de Muestreo Selectivo (SMS)

La ubicación de los sitios de exploración se muestra en la Figura 16, mientras que sus coordenadas UTM se indican en la Tabla 2.

Tabla 2. Sondeos exploratorios y sondeo de muestreo

Sondeo Exploratorio	Profundidad máxima (m)	Coordenada UTM		Elevación local (m)
		N (m)	E (m)	
SE-1	50.5	2,147,811.0	483,555.0	+ 100.00
SE-2	50.0	2,147,853.0	483,563.0	+ 99.34
SMS	39.0	2,147,810.0	483,553.0	+ 100.0

Nota: El banco de nivel (BN-1) se ubica en la banqueta de la calle Morelia y su elevación es N+99.61 m

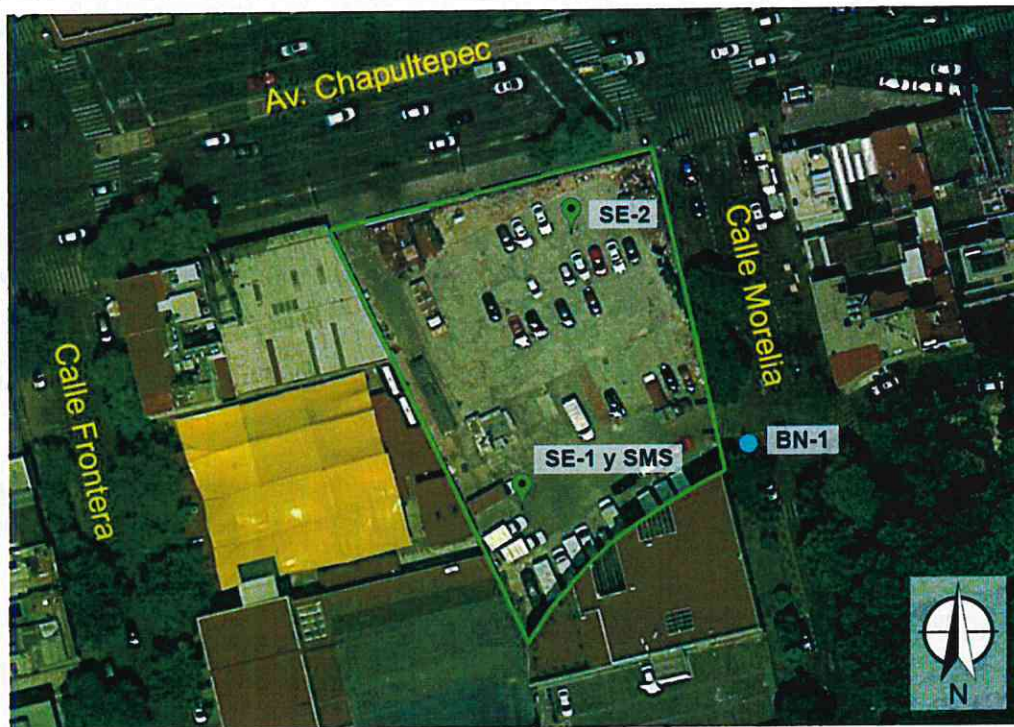


Figura 16. Ubicación de los sondeos exploratorios en la zona de estudio

3.1 Sondeos Exploratorios

Los Sondeos Exploratorios (SE-1 y SE-2) se ejecutaron aplicando principalmente la técnica de Penetración Estándar (SPT, Standar Penetration Test) con base en lo establecido en la norma ASTM D1586, alcanzando una profundidad máxima de investigación de 50.5 m, penetrando con ambos sondeos en los depósitos profundos resistentes.

La prueba SPT consistió en aplicar golpes con un martinete sobre el penetrómetro ligado a la tubería de perforación, logrando avances de 60 cm de profundidad, en cuatro tramos de 15 cm cada uno. El número de golpes representativo para cada avance correspondió a la sumatoria de los dos tramos intermedios de 15 cm. Posterior a cada avance, se lavó la perforación con una broca tricónica hasta la profundidad máxima alcanzada para eliminar el azolve, haciendo circular agua.

El penetrómetro empleado corresponde a un tubo de acero en cuyo extremo se acopla una zapata afilada. El tubo está cortado longitudinalmente para facilitar la observación y recuperación de las muestras alteradas obtenidas.

Durante la ejecución de estos sondeos se obtuvieron muestras alteradas del subsuelo de forma continua en toda la profundidad explorada que fueron llevadas al laboratorio, donde se realizó su clasificación, además de la determinación de algunas de sus propiedades índice, como son el contenido natural de agua, los límites de consistencia y el contenido de finos.

En la Figura 17 se presentan imágenes con algunas de las actividades ejecutadas durante los trabajos de exploración.

3.2 Muestreo Inalterado Selectivo

Durante la ejecución del sondeo de exploración se construyó un perfil estratigráfico preliminar del sitio, con el que se definieron las capas de suelo más representativas. Con esta información se programó la obtención selectiva de muestras de tipo inalterado.

El interés fue recuperar especímenes de suelo de las profundidades donde se encuentran los materiales que mayor influencia tienen en la cimentación de la estructura proyectada.

La obtención de las muestras inalteradas se realizó atendiendo la norma ASTM D 1587, empleando tubos de pared delgada tipo Shelby (TS) de 4" de diámetro, introducidos en el suelo mediante la aplicación de presión a baja velocidad.

En total se recuperaron 11 muestras, de ellas ocho se extrajeron del sondeo SE-1 y tres del sondeo SE-2, en ambos casos las muestras fueron de tipo inalterado y obtenidas de las profundidades que se indican en la Tabla 3.

Las muestras fueron identificadas, protegidas y trasladadas al laboratorio en la Ciudad de México para su análisis y ensaye.



Figura 17. Trabajos realizados durante la ejecución de los sondeos

Tabla 3. Profundidades de extracción de muestras inalteradas

<i>Sondeo</i>	<i>Muestra</i>	<i>Profundidad media</i>	<i>Recuperación</i>
SMS-1	M-1	3.5 m	40 cm
	M-2	9.0 m	52 cm
	M-3	16.0 m	73 cm
	M-4	20.0 m	52 cm
	M-5	25.5 m	90 cm
	M-6	31.0 m	90 cm
	M-7	35.0 m	90 cm
	M-8	50.5 m	28 cm
SMS-2	M-10	3.0 m	29 cm
	M-11	6.0 m	17 cm
	M-12	9.0 m	28 cm

En la Figura 18 se muestran imágenes de algunas de las muestras de suelo obtenidas durante la ejecución de los SE, aplicando la técnica SPT.



Figura 18. Muestras alteradas obtenidas de los sondeos SPT

3.3 Monitoreo del nivel freático

Para determinar la posición del nivel de agua superficial y la variación de la presión que genera en el subsuelo a profundidad, se realizaron trabajos de instrumentación. Consistieron en la instalación de dos estaciones de monitoreo. Una conformada por un tubo de observación (TO) y la segunda integrada por tres piezómetros (PZ-1, PZ-2 y PZ-3).

Las coordenadas UTM donde se instalaron los instrumentos se presentan en la Tabla 4 y su ubicación se muestra en la Figura 19.

Tabla 4. Ubicación de las estaciones de monitoreo

Instrumentación		Profundidad (m)	Coordenada UTM		Elevación local (m)
			N (m)	E (m)	
Estación de monitoreo 1	TO-1	6.0	2,147,833.0	483,575.0	+ 99.622
Estación de monitoreo 2	PZ-1	13.0	2,147,810.0	483,553.0	+ 100.000
	PZ-2	25.0			
	PZ-3	39.0			

Nota: El banco de nivel (BN-1) se ubica en la banqueta de la calle Morelia y su elevación es N+99.607m

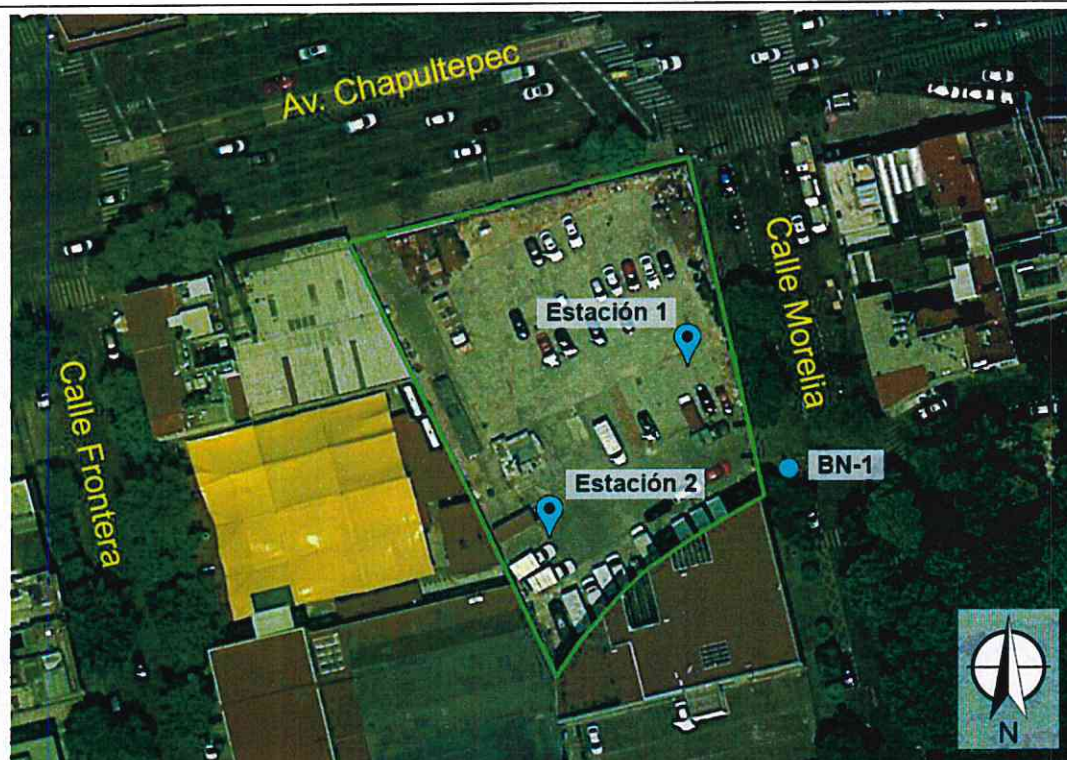


Figura 19. Ubicación de las estaciones de monitoreo

3.3.1 Piezómetros abiertos tipo Casagrande (PZ)

Los Piezómetros tipo Casagrande, o de celdas abiertas, son instrumentos instalados para medir el nivel piezométrico del agua subterránea a través del principio de diferencias de presiones. Dentro del piezómetro se forma una columna de agua que se asocia con la presión que se genera justo a la profundidad donde se instala el bulbo permeable.

Para la instalación de los piezómetros se realizó una perforación de aproximadamente 4" de diámetro. En la ubicación de cada punta piezométrica se conformó una cama o bolsillo de arena que servirá de filtro para dejar entrar el agua al instrumento. Estas zonas permeables fueron selladas con bolas de bentonita. En la Figura 20 se muestra el esquema del piezómetro abierto de Casagrande.

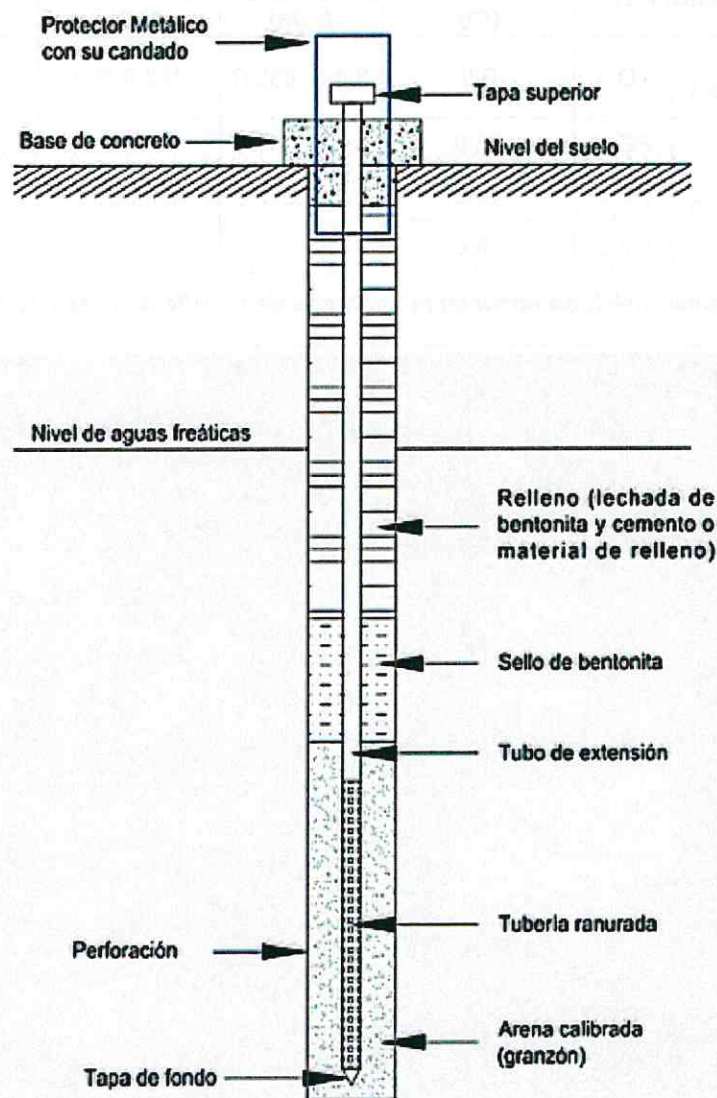


Figura 20. Piezómetro abierto tipo Casagrande

Para cada piezómetro se utilizaron una serie de tubos verticales de PVC hidráulico acoplados de 1.0" de diámetro y una celda permeable en el extremo. El piezómetro se introduce en la perforación, cuidando que el tubo se mantenga vertical y libre de lodo y se posiciona dentro del bolsillo de arena. Posteriormente se sella con bolas de bentonita y con lechada de cemento todo el espacio anular entre el tubo y el suelo.

Después de la instalación de los piezómetros se tomaron lecturas periódicas del nivel de agua detectado, mediante el uso de una sonda eléctrica durante todo el periodo de monitoreo.

3.3.2 Tubos de Observación (TO)

Un Tubo de Observación es un instrumento instalado para detectar el Nivel de Aguas Freáticas (NAF). Consta de un tubo vertical de PVC de 1.0" que se encuentra ranurado perimetralmente en toda su longitud. Las ranuras son longitudinales de 1 mm de ancho que permiten el paso de agua.

El tubo se recubre con una malla en toda su longitud y se introduce en una perforación, cuidando que se mantenga libre de lodo. El espacio anular entre el tubo y la pared del pozo se rellena con gravilla lavada previamente, en tamaños de 5 a 10 mm. En la Figura 21 se muestra un esquema de la instalación del TO.

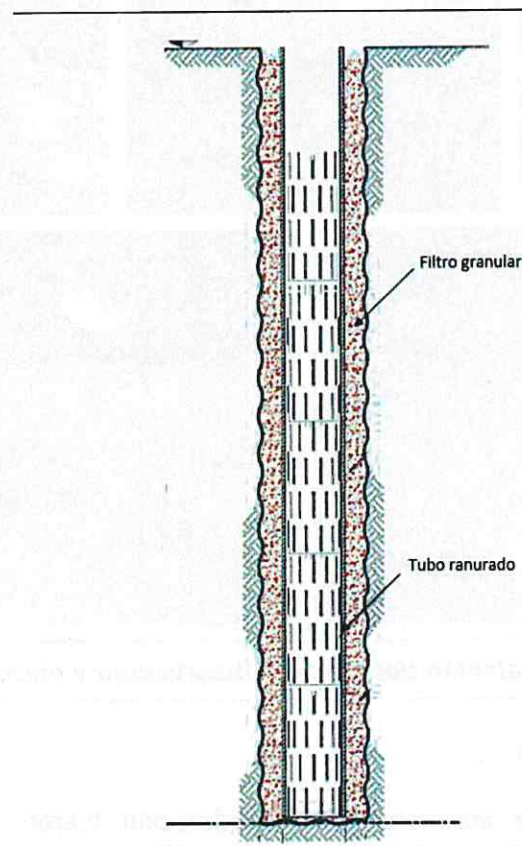


Figura 21. Tubo de observación

La perforación donde se aloja el TO es de 4.0" de diámetro. Se coloca un ademe y se hace circular agua limpia hasta que retorne con un material mínimo en suspensión. El ademe se extrae al mismo tiempo que se vacía la gravilla, formando una cama antes de la instalación del tubo. Una vez instalado el tubo, continúa la extracción del ademe realizando simultáneamente el vaciado de la gravilla en el espacio anular, hasta la superficie. El nivel de agua dentro del tubo de observación se determina con una sonda eléctrica.

En las imágenes de la Figura 28 se muestra las actividades realizadas durante la instalación de los piezómetros y tubo de observación.



Figura 21. Instalación del tubo de observación y piezómetros

4 Ensayes de Laboratorio

Las muestras recuperadas de los trabajos de exploración fueron clasificadas en campo, referenciadas, protegidas y enviadas al laboratorio para su análisis y ensaye.

En el laboratorio todas las muestras fueron clasificadas de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se les determinaron las siguientes propiedades:

- Contenido de Agua (Norma ASTM D2216)
- Contenido de finos por lavado (Norma ASTM D1140)
- Límites de consistencia (Norma ASTM D4318)
- Granulometría (Norma ASTM D2487)

Además de las propiedades anteriores, en las muestras inalteradas se programó la ejecución de los siguientes ensayos mecánicos:

- Compresión Simple (ASTM D2166).
- Compresión Triaxial tipo No Consolidada-No drenada (TX-UU, ASTM D2850)
- Consolidación Unidimensional (ASTM D2435)

En las Figuras 22 a la 24 se presentan algunas imágenes de los ensayos practicados en el laboratorio.

En el Anexo 1 se presentan los resultados de las pruebas índice y mecánicas realizadas, así como las curvas construidas para los diferentes ensayos mecánicos. Gráficamente se muestran algunos de los resultados del laboratorio en los perfiles estratigráficos de las Figuras 25 y 26.



Figura 22. Muestras analizadas en el laboratorio



Figura 23. Muestras para la obtención de límites de consistencia



Figura 24. Muestras y ensayos realizados en el laboratorio

4 CARACTERIZACIÓN ESTRATIGRÁFICA

A partir de la información recopilada, el conocimiento que se tiene de la zona, en conjunto con los resultados de los trabajos de exploración geotécnica y ensayos de laboratorio ejecutados, se establecieron las condiciones estratigráficas que caracterizan al subsuelo del sitio.

4.1 Interpretación estratigráfica SE-1

El SE-1 alcanzó una profundidad de 50.5 m, la configuración estratigráfica establecida a partir de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, es la que se muestra en la Figura 25 y se compone por las siguientes capas:

Costra superficial

- | | |
|----------------|---|
| De 0.0 a 1.9 m | Relleno. Capa conformada por arcilla color café oscuro con contenidos variables de arena. En esta capa se encontró cascajo, pedacería de tabique y concreto con algunos restos de madera y plástico. |
| De 1.9 a 4.9 m | Limo arenoso. Estrato de limo arenoso color gris de consistencia blanda a media, esta unidad esta intercalada con capas de arena fina. A una profundidad entre 3.0 y 3.8 m se detectó un estrato de arena media en estado suelto. El contenido de humedad de esta capa oscila entre 20 y 80% |

Serie arcillosa superior

- | | |
|-----------------|--|
| De 4.9 a 24.1 m | Depósito de arcilla. Estratos de arcilla de color gris y café de consistencia muy blanda. En la prueba SPT el avance se logró sólo con el peso de la herramienta y en algunos tramos con máximo 3 golpes y el contenido de humedad oscila entre 200 y 400%. |
|-----------------|--|

Se destaca que en este depósito se detectó una capa de ceniza volcánica a una profundidad de 8.6 m.

También se encontró un estrato de arcilla con arena a una profundidad de 12.7 m. Esta capa presenta un contenido de agua de 80% y un contenido de arena del orden de 30%. El espesor de este estrato es de 60 cm.

- | | |
|------------------|---|
| De 24.1 a 25.3 m | Arcilla arenosa. Capa conformada de arcilla color gris de consistencia media a firme. En contenido de arena es del orden del 40% y el contenido de agua es de aproximadamente 50%. |
|------------------|---|

- | | |
|------------------|---|
| De 25.3 a 28.3 m | Limo arcilloso. Esta capa se conforma por un limo arcilloso color verde olivo con arena fina, de consistencia blanda a media, con 3 a 10 golpes en SPT. El contenido de agua oscila entre 80 y 120%. |
|------------------|---|

Primera capa dura

- | | |
|------------------|---|
| De 28.3 a 33.0 m | Arcilla arenosa. Estrato de arcilla con arena color café de consistencia firme. En la prueba de SPT se obtuvo una resistencia entre 12 y 24 golpes. El contenido de agua varía de 60% a 100% y el contenido de finos oscila entre 70% y 90%. |
|------------------|---|

Serie arcillosa inferior

De 33.0 a 37.9 m **Arcilla limosa y arenosa.** Capa de arcilla limosa con arena de consistencia blanda a media. Presenta un contenido de agua entre 80 y 180%, mientras que el contenido de finos oscila entre 68 y mayor a 95%. En la prueba SPT se registraron golpes variables entre 5 y 14.

Depósitos profundos

De 37.9 a 40.0 m **Arena limosa con gravilla.** Este estrato se constituye por arena limosa en estado muy compacto. En la prueba de SPT se obtuvo una resistencia de 42 a más de 50 golpes. El contenido de agua disminuye hasta el 20%; el contenido de finos se encuentra entre 20 y 30%, mientras que el contenido de gravilla es del orden del 20%.

De 40.0 a 42.0 m **Limo con arena.** Estrato de limo con arena de color gris y de consistencia firme a dura. En la prueba de SPT se obtuvo una resistencia entre 19 y 40 golpes. El contenido de humedad es de 40% y el contenido de finos es del orden de 80%.

De 42.0 a 45.1 m **Arena limosa con gravilla.** Esta unidad se conforma por una arena fina a media de color gris con limo y gravilla en estado muy compacto ($N_{spt} > 50$ golpes), en todos los tramos explorados el avance se realizó con broca tricónica, excepto en un tramo donde la resistencia en SPT es de 20 golpes. El contenido de agua en esta unidad oscila entre 20 y 35%.

De 45.1 a 50.5 m **Arena limosa.** Capa de arena limosa color gris en estado muy compacto con una resistencia de más de 50 golpes en la prueba SPT. Presenta algunas capas de limo arenoso. El contenido de agua es del orden del 20%, mientras que el contenido de finos varía entre 20 y 40%.

4.2 Interpretación estratigráfica SE-2

El SE-2 alcanzó una profundidad de 50.0 m. La configuración estratigráfica establecida a partir de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados es la que se muestra en la Figura 26 y se compone por las siguientes unidades:

Costra superficial

De 0 a 1.9 m **Relleno.** Capa conformada por arcilla color café oscuro con contenidos variables de arena. En esta capa se encontró cascajo, pedacería de tabique y concreto con algunos restos de madera y plástico.

a 4.9 m **Limo arenoso.** Este estrato se conforma por limos arenosos color gris de consistencia blanda a media, registrando en la prueba SPT oscila entre 2 y 4 golpes. El contenido de humedad de esta capa oscila entre 20 y 80%.

Serie arcillosa superior

- De 4.9 a 23.5 m **Depósito de arcilla.** Capa de arcilla de color gris y café de consistencia muy blanda. En la prueba SPT el avance se logró sólo con el peso de la herramienta y el contenido de humedad oscila entre 200 y 400%.
- Se destaca que en este depósito se detectó una capa de ceniza volcánica entre 8.7 y 8.9 m de profundidad. A una profundidad de 12.7 m se encontró un estrato de arcilla de consistencia media con arena.
- De 23.5 a 24.7 m **Arcilla arenosa.** Estrato de arcilla color gris de consistencia media a firme. En contenido de arena es del orden del 40% y el contenido de agua varía entre 100 y 200%.
- De 24.7 a 29.5 m **Limo arcilloso.** Unidad conformada por un limo arcilloso color gris con arena fina, de consistencia blanda. El contenido de agua es del orden del 100%.

Primera capa dura

- De 29.5 a 34.3 m **Arcilla arenosa.** Capa de arcilla de consistencia blanda a firme. En la prueba de SPT se obtuvo una resistencia entre 2 y 24 golpes. El contenido de agua es del orden del 80% y el contenido de finos oscila entre 70% y 90%.

Serie arcillosa inferior

- De 34.3 a 38.5 m **Arcilla limosa.** Capa de arcilla limosa de consistencia muy blanda a media. Presenta un contenido de agua entre 100 y 200%. En la prueba SPT se registraron entre 1 y 10 golpes. Se destaca que a una profundidad de 35.5 m se tiene una capa resistente, lo que requirió el avance con broca tricónica. Se trata de una capa de 1.0 m de espesor, compuesta por limo de consistencia dura con algunos lentes de ceniza volcánica.

Depósitos profundos

- De 38.5 a 40.0 m **Arena limosa con gravilla.** Estrato constituido por arena limosa en estado muy compacto. En la prueba de SPT se obtuvo una resistencia de más de 50 golpes requiriendo el uso de broca tricónica para el avance. El contenido de agua disminuye hasta el 20%. El contenido de finos se encuentra entre 20 y 40%. Esta capa presenta un contenido de gravilla del orden del 20%.
- De 40.0 a 41.5 m **Limo con arena.** Capa de limo con arena de color gris y de consistencia dura. En la prueba de SPT se obtuvo una resistencia de 50 golpes. El contenido de humedad es de 40%.
- De 41.5 a 44.5 m **Arena limosa.** Esta unidad se conforma por una arena fina a media de color gris con limo de compactidad media a densa. El contenido de finos del 20%, mientras que el contenido de agua en esta unidad es del orden del 15%.
- De 44.5 a 50.0 m **Arena limosa.** Capa de arena limosa color gris en estado muy compacto ($N_{spt} > 50$ golpes). El contenido de agua es inferior al 20%, mientras que el contenido de finos varía entre 20 y 40%.

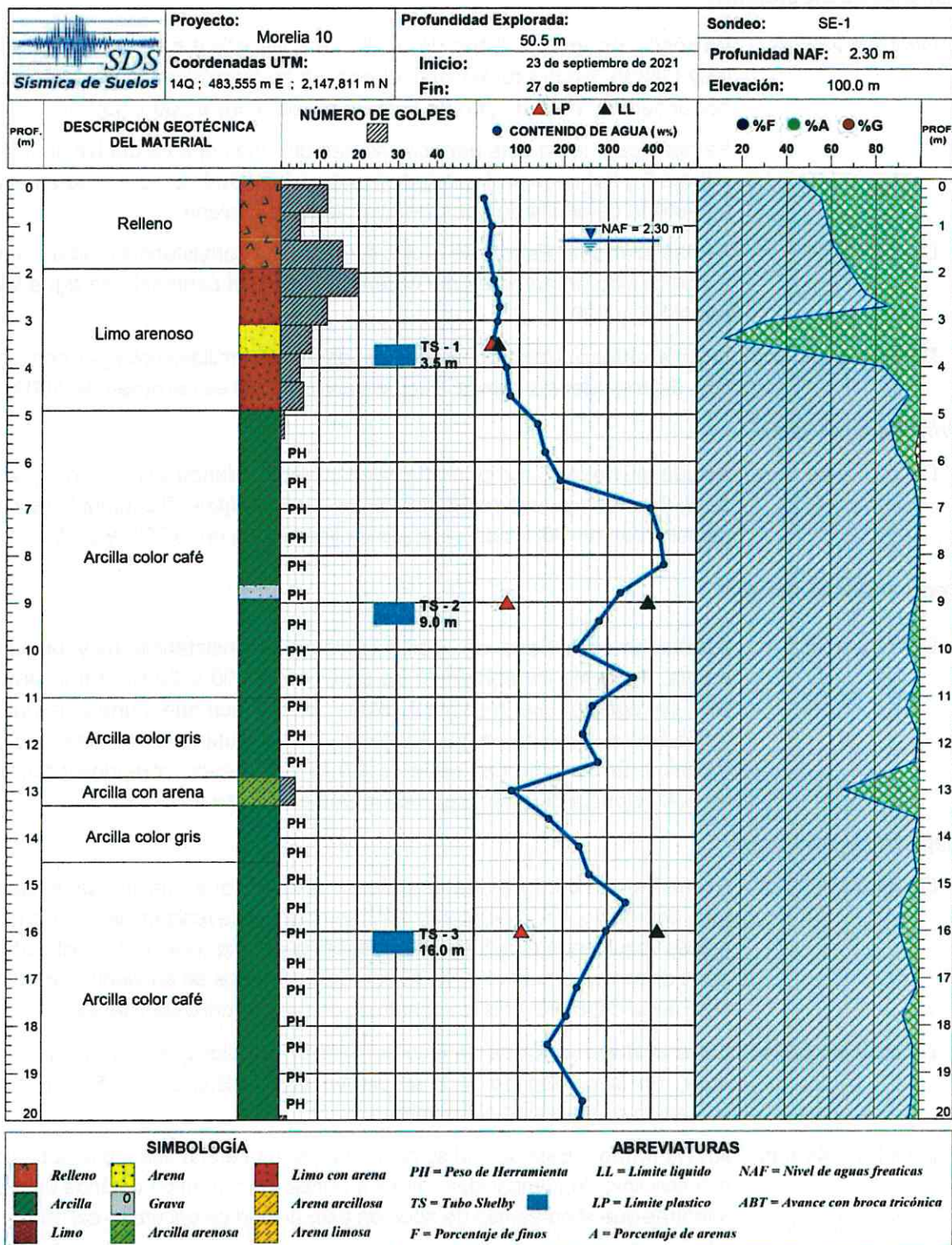


Figura 25a. Perfil estratigráfico obtenido del Sondeo Exploratorio SE-1

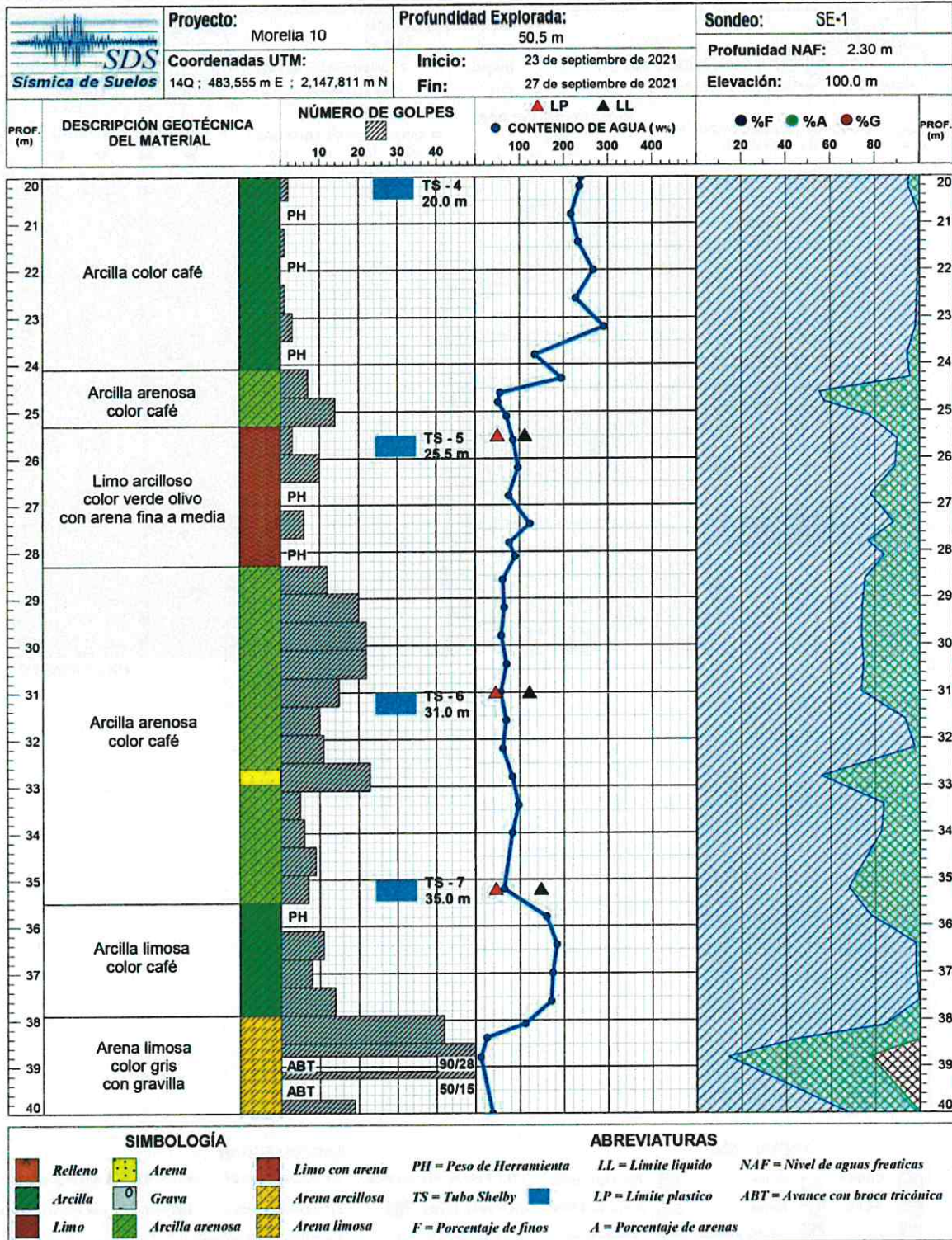


Figura 25b. Perfil estratigráfico obtenido del Sondeo Exploratorio SE-1

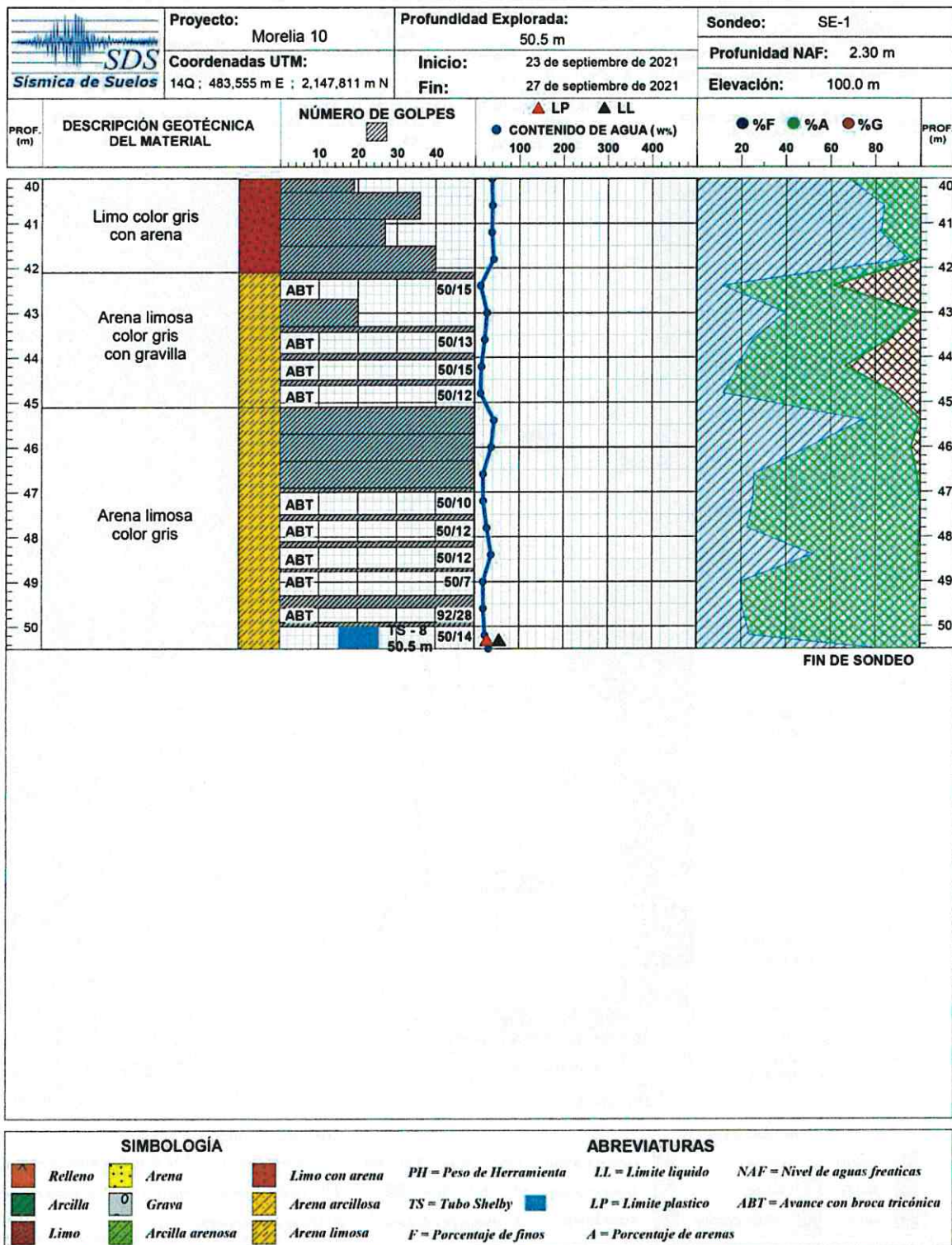


Figura 25c. Perfil estratigráfico obtenido del Sondeo Exploratorio SE-1

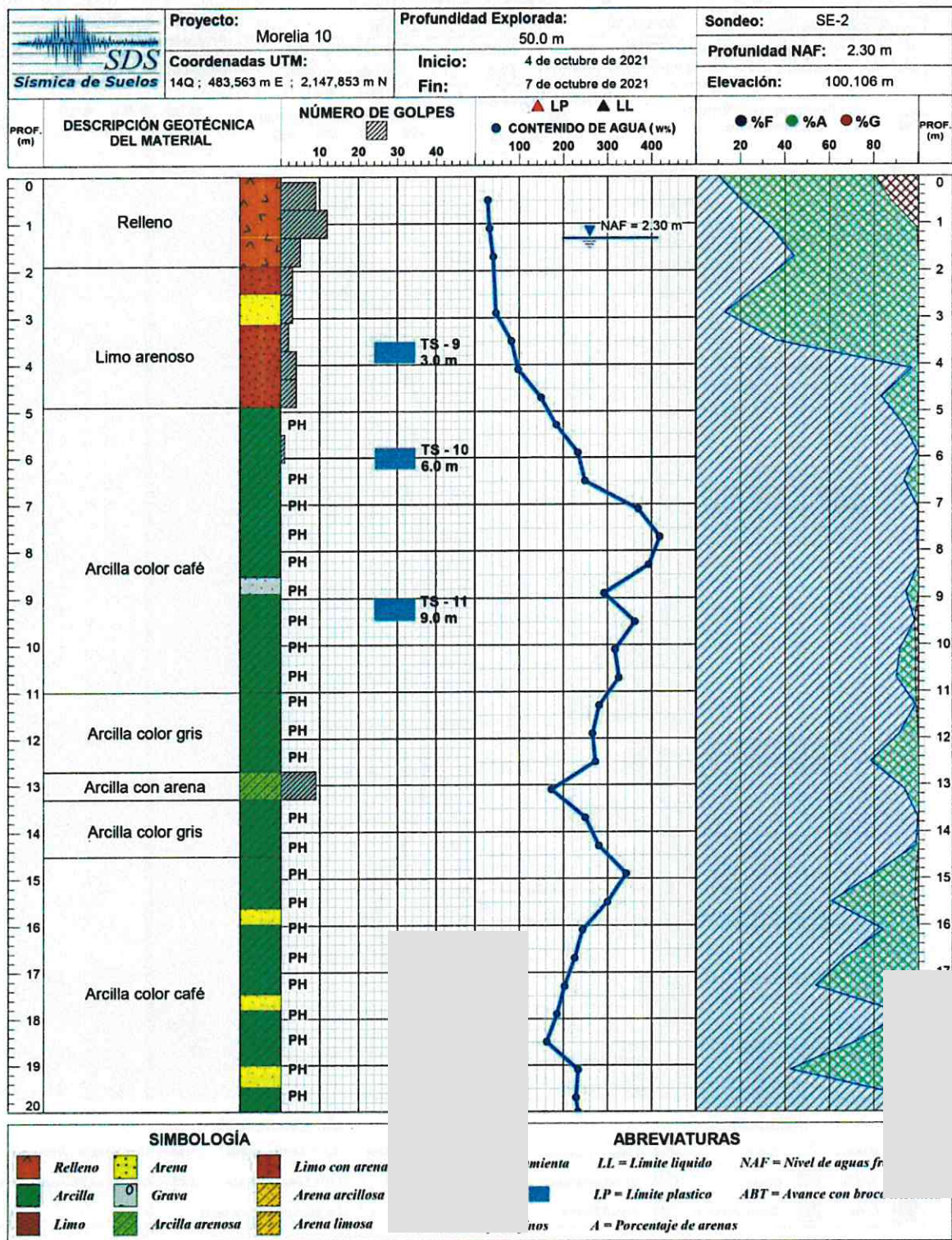


Figura 26a. Perfil estratigráfico obtenido del Sondeo Exploratorio SE-2

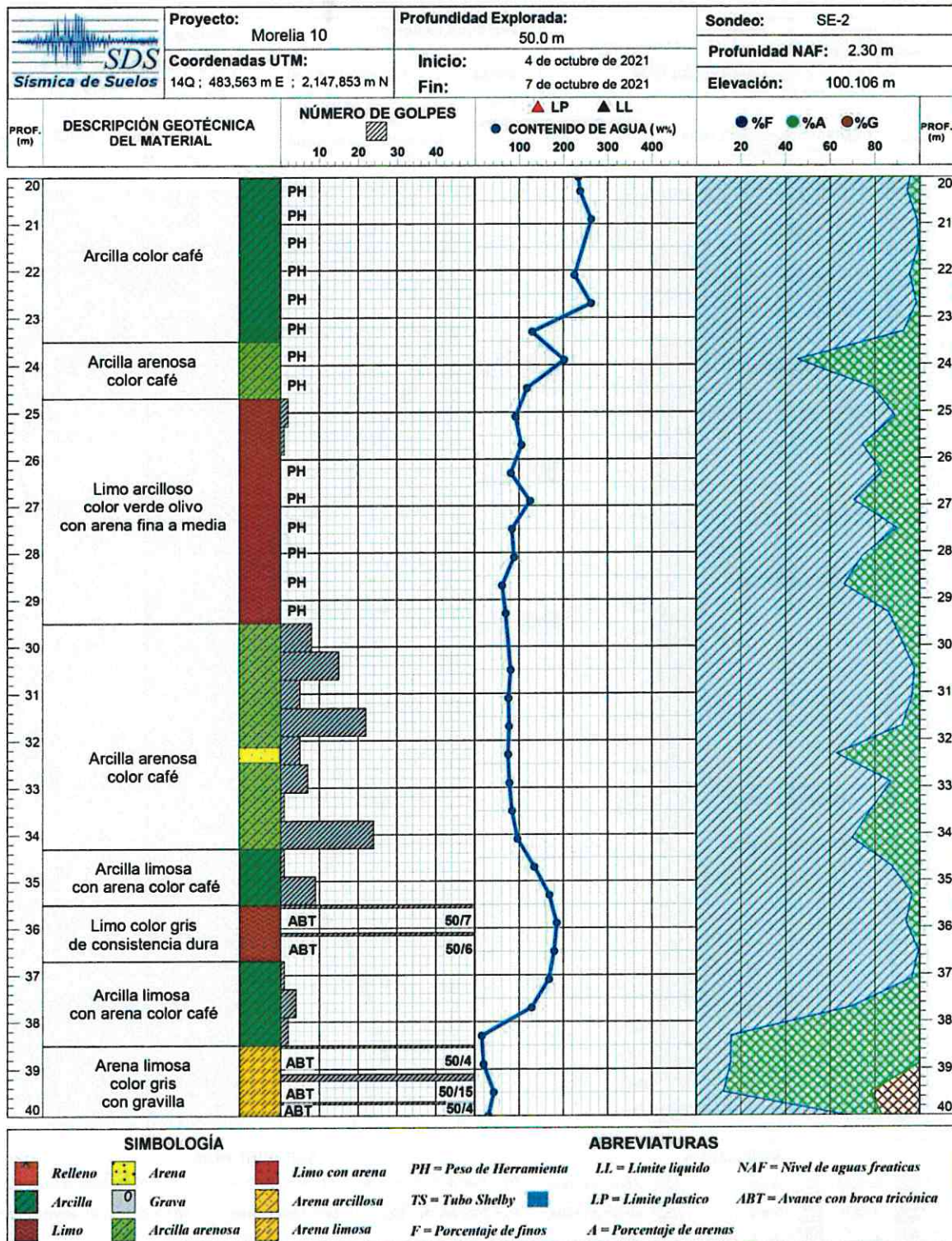
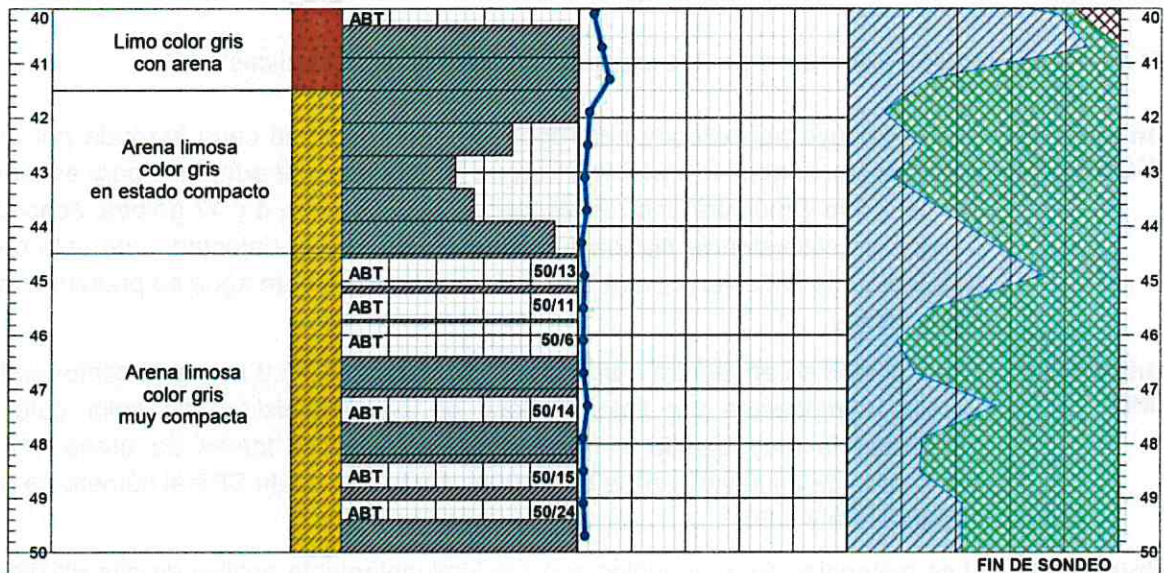


Figura 26b. Perfil estratigráfico obtenido del Sondeo Exploratorio SE-2

		Proyecto: Morelia 10		Profundidad Explorada: 50.0 m		Sondeo: SE-2				
		Coordenadas UTM: 14Q ; 483,563 m E ; 2,147,853 m N		Inicio: 23 de septiembre de 2021		Profundidad NAF: 2.30 m				
				Fin: 27 de septiembre de 2021		Elevación: 100.106 m				
PROF. (m)	DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL MATERIAL	NÚMERO DE GOLPES				▲ LP ▲ LL				PROF. (m)
						● CONTENIDO DE AGUA (w%)				
		10 20 30 40				100 200 300 400				
						● %F ● %A ● %G				
						20 40 60 80				



SIMBOLOGÍA				ABREVIATURAS		
	Relleno		Arena		Limo con arena	PH = Peso de Herramienta
	Arcilla		Grava		Arena arcillosa	TS = Tubo Shelby
	Limo		Arcilla arenosa		Arena limosa	F = Porcentaje de finos
						LL = Límite líquido
						LP = Límite plástico
						NAF = Nivel de aguas freáticas
						ABT = Avance con broca tricónica
						A = Porcentaje de arenas

Figura 26c. Perfil estratigráfico obtenido del Sondeo Exploratorio SE-2

4.3 Modelo estratigráfico del sitio

Con base en la caracterización establecida con los trabajos de exploración y ensayos de laboratorio, se construyó la sección estratigráfica del sitio que se muestra en la Figura 27. Esta configuración fue aplicada en los análisis de la cimentación, del sistema de contención y del comportamiento del terreno durante el proceso de excavación y construcción de la estructura.

El modelo adoptado se compone por las siguientes unidades estratigráficas:

- Unidad U1:
(CL/SP-SC)** Se constituye por rellenos heterogéneos dentro de una capa formada por arcillas limosas con contenido variable de arena fina. El espesor adoptado para esta unidad es de 2.0 m y muestra una resistencia en SPT de entre 5 y 12 golpes, asociadas a suelos de consistencia blanda a media. En los suelos detectados de esta capa el contenido de finos varía entre 20 y 60% y el contenido de agua se presenta entre el 20 y 50%.
- Unidad U2:
(MH)** Esta unidad se encuentra a una profundidad de 2.0 a 5.0 m y está conformada por suelos compuestos por limo arcilloso de baja plasticidad de color café y de consistencia muy blanda a firme. Presenta algunos lentes de arena fina y el contenido de agua varía entre 80 y 100%. En la prueba de SPT el número de golpes oscila entre 2 y 20.
- Unidad U3:
(CH)** Los materiales de esta unidad son predominantemente arcillas de alta plasticidad y consistencia muy blanda. Esta intercalada con lentes delgados de arena fina, encontrando una capa de ceniza volcánica negra entre 8.6 y 9.0 m de profundidad. El espesor considerado para esta unidad es de 8.0 m y presenta un contenido de finos superior al 90%. El contenido de humedad varía entre 180 y 420%.
- Unidad 4a:
(CH)** Conformada por arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda con algunos lentes delgados de arena fina. El material recuperado de esta unidad presentó un contenido de agua que varía entre 200 y 350% y el contenido de finos es superior al 90%. En la prueba de SPT el avance fue con el peso de la herramienta. El espesor promedio de esta unidad es de 5.0 m.
- Unidad 4b:
(CH)** Unidad estratigráfica conformada por arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda y alta compresibilidad. Presentó un contenido de agua que varía entre 180 y 350% y un contenido de finos mayor a 90%. El espesor de esta unidad es de 6.0 m y se consideró hasta los 24.0 m de profundidad.
- Unidad U5:
(CH/MH)** Corresponde a una capa de arcilla limosa y limo arcilloso de alta plasticidad, de color gris de consistencia muy blanda a firme. Esta unidad tiene un espesor promedio de 4.2 m. El material presenta un contenido de agua de entre 80 y 120% y un contenido de finos del orden del 80%. Se destaca que a una profundidad entre 24.0 y 25.2 m se presenta una disminución en el contenido de humedad casi hasta el 50% que está asociado a la presencia de un estrato de arcilla arenosa. El número de golpes en la prueba SPT oscila entre 0 (peso de herramienta, PH) y 14 golpes.

- Unidad U6:** Esta unidad está conformada por arcilla con arena de consistencia media a firme, que muestra una resistencia en SPT de entre 5 y 25 golpes. Se encuentra a una profundidad entre 28.2 y 33.0 m. El material recuperado de esta unidad presentó un contenido de agua entre 60 y 100%. Muestra algunas capas de arena fina y el contenido de finos varía entre 70 y 80%.
- Unidad U7:** Unidad ubicada a una profundidad de entre 33.0 y 38.0 m. Corresponde a una arcilla limosa con arena de consistencia dura que aumenta con la profundidad, con 0 a 10 golpes en la prueba SPT. El contenido de agua de esta unidad oscila entre 100 y 180%, mientras que el contenido de finos es mayor al 85%.
- Unidad U8:** A partir de los 38.0 m se detectaron los depósitos profundos. En el tramo comprendido entre 38.0 y 44.0 m, los materiales de esta unidad ofrecieron una resistencia variable en SPT de entre 20 y 50 golpes. El contenido de agua oscila entre 20 y 40% y el contenido de arena varía entre 20 y 80%.
- Unidad U9:** Esta unidad se define a partir de los 44.0 m y se compone de arena limosa color gris en estado muy compacto ($N_{spt} > 50$ golpes). El contenido de agua es inferior al 20%, mientras que el contenido de finos varía entre 20 y 40%.

4.4 Propiedades mecánicas

El muestreo inalterado permitió recuperar probetas del subsuelo que se ensayaron en laboratorio y con los resultados obtenidos se definieron las principales propiedades mecánicas asignadas a los materiales de cada unidad. Estas propiedades se reportan en la Tabla 5 y fueron las adoptadas en el modelo estratigráfico del sitio.

4.5 Condiciones hidrodinámicas

Con base en la inspección de los barrenos realizados en los sondeos exploratorios ejecutados, en el tubo de observación y en los piezómetros, se estableció la profundidad a la que se encuentra el nivel de aguas superficiales (NAS o NAF).

➤ Posición del NAF

Con el tubo de observación instalado a 6.0 m de profundidad (estación 1), se realizaron mediciones periódicas desde el momento que concluyó la exploración. En la Figura 28 se muestran los registros de las mediciones del NAF en los sitios indicados y su variación durante el periodo de monitoreo.

Se destaca que en el monitoreo de la elevación del NAF se tomó como referencia el nivel de banqueta definido a partir del levantamiento topográfico de los puntos explorados.

Con base en el monitoreo realizado, se estableció la profundidad a la que se encuentra el NAF. La posición detectada del nivel de agua superficial se fijó a 2.5 m de profundidad.

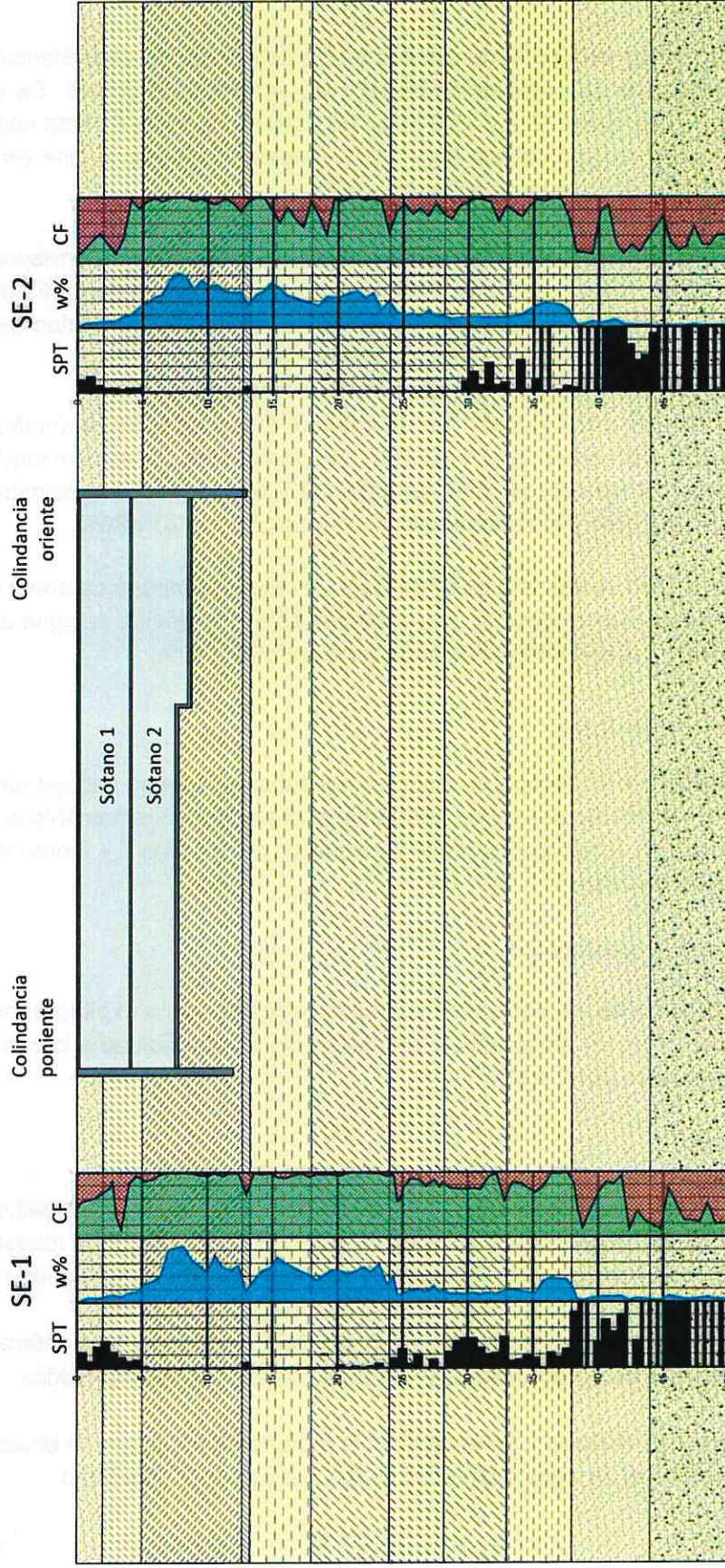


Figura 27. Sección estratigráfica en el sitio de proyecto

Tabla 5. Propiedades mecánicas establecidas para el modelo geotécnico

Unidad	Profundidad [m]	SUCS	Peso volumétrico [t/m³]	Cohesión [t/m²]	Angulo fricción [°]	Módulo elástico [cm²/kg]	E_{ur} [kg/cm²]	e	Esfuerzo precons. [kg/cm²]
U1	0 a 2.0	CL	1.40	2.0	0	0.0175	-	1.80	-
U2	2.0 a 5.0	MH	1.50	2.5	0	0.0118	-	1.86	-
U3	5.0 a 13.0	CH	1.18	2.7	0	0.0350	28.58	5.84	0.85
U4a	13.0 a 18.0	CH	1.14	3.8	0	0.0279	69.12	8.67	1.25
U4b	18.0 a 24.0	CH	1.16	6.0	0	0.0193	89.67	3.08	1.45
U5	24.0 a 28.2	CH/MH	1.20	8.5	0	0.0185	163.02	2.08	2.00
U6	28.2 a 33.0	CH	1.35	7.6	12	0.0056	388.38	2.30	2.40
U7	33.0 a 38.0	CH	1.43	9.2	8	0.0086	386.92	1.97	2.20
U8	38.0 a 44.0	ML/SM	1.70	15.0	35	0.0025	-	0.80	-
U9	44.0 a 50.0	SM SP-SM	1.80	5.0	35	0.0020	-	-	-

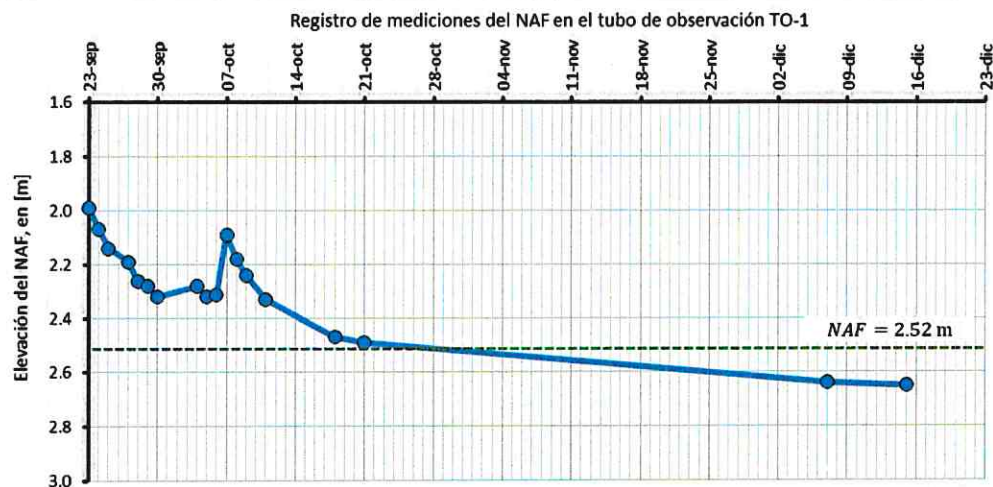


Figura 28. Registros de mediciones del NAF en el sitio (TO-1)

➤ Monitoreo piezométrico

En la estación de monitoreo 2 se instalaron tres piezómetros con bulbos permeables ubicados a las profundidades que se indican en la Tabla 4. A las profundidades de instalación de estos instrumentos con respecto a la profundidad del terreno, es necesario adicionar el desnivel existente con respecto al nivel de referencia de la cota N+100.0 m.

En la Tabla 6 se muestran las lecturas registradas en los piezómetros instalados en la Estación de Monitoreo 2 entre los meses de octubre y diciembre.

Tabla 6. Estación de Monitoreo 2			
Fecha de lectura	Profundidad al espejo de agua [m]		
	PZ-1 (N = -13.0 m)	PZ-2 (N = -25.0 m)	PZ-3 (N = -39.0 m)
04/oct/21	5.31	3.46	19.03
05/oct/21	3.24	3.04	20.40
06/oct/21	2.74	2.93	19.71
07/oct/21	3.49	2.89	19.68
08/oct/21	2.42	2.84	19.78
09/oct/21	2.50	2.90	19.82
11/oct/21	2.59	2.62	19.88
18/oct/21	2.86	2.17	20.06
21/oct/21	2.83	2.45	19.85
07/dic/21	2.95	3.30	20.22
15/dic/21	2.98	3.39	20.24

El piezómetro PZ-1 instalado a -13.0 m reportó lecturas del espejo de agua variables entre 2.42 y 3.49 m, observándose una aparente tendencia en las últimas lecturas, posterior al 18 de octubre. A partir de esa fecha se tiene una elevación promedio de 2.85 m lo que se asocia con una presión de agua del orden de $U = 10.14 \text{ t/m}^2$.

El piezómetro PZ-2 (N = -25.0 m) reportó lecturas de niveles de agua que varían entre 2.20 y 3.50 m. Con las últimas lecturas registradas se observa una tendencia en el nivel de agua. Para este instrumento se adoptó un valor de presión de poro $U = 22.10 \text{ t/m}^2$.

El piezómetro PZ-3 ubicado a una profundidad de 39.0 m, reportó lecturas del espejo de agua a profundidades variables entre 18.6 y 20.4 m. Con ello, se asignó una presión del orden de 19.12 t/m^2 .

En las Figuras 29 y 30 se muestra la variación de las alturas piezométricas registradas durante el periodo de monitoreo en los piezómetros PZ-1, PZ-2 y PZ-3, así como las presiones U consideradas.

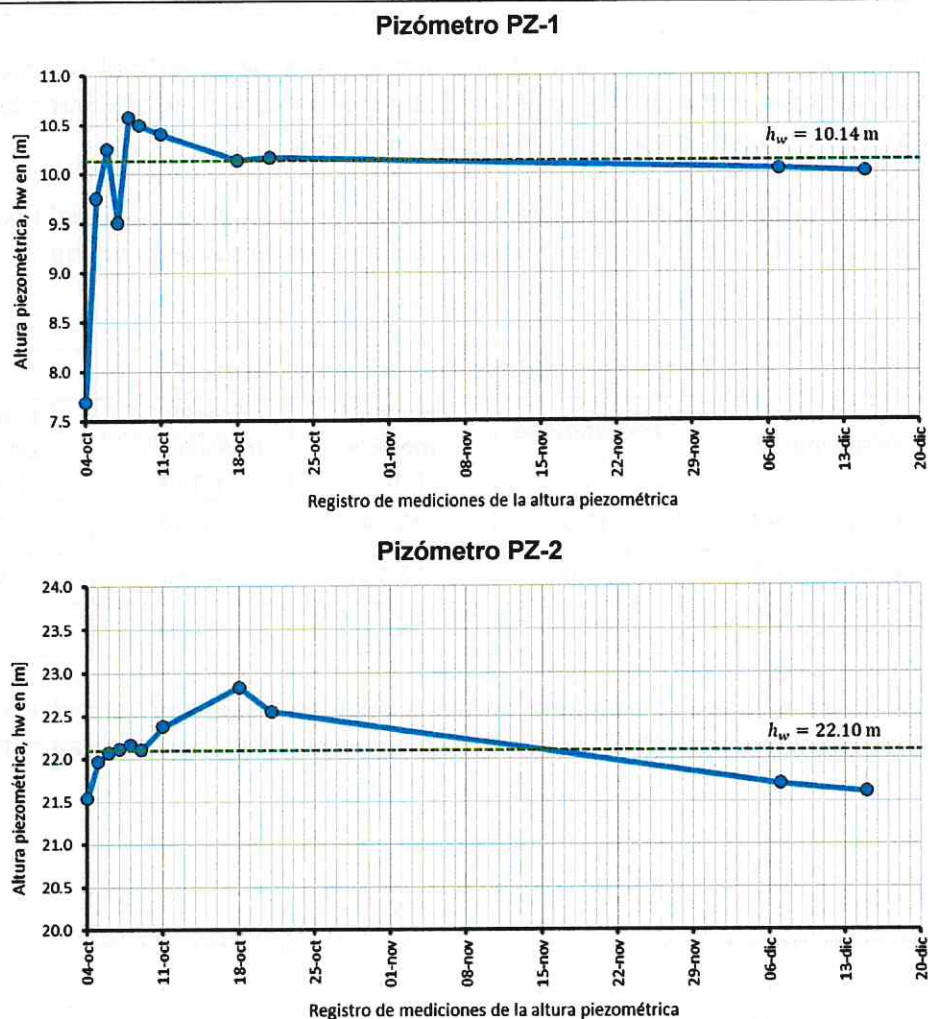


Figura 29. Registros de alturas piezométrica (PZ-1 y PZ-2)

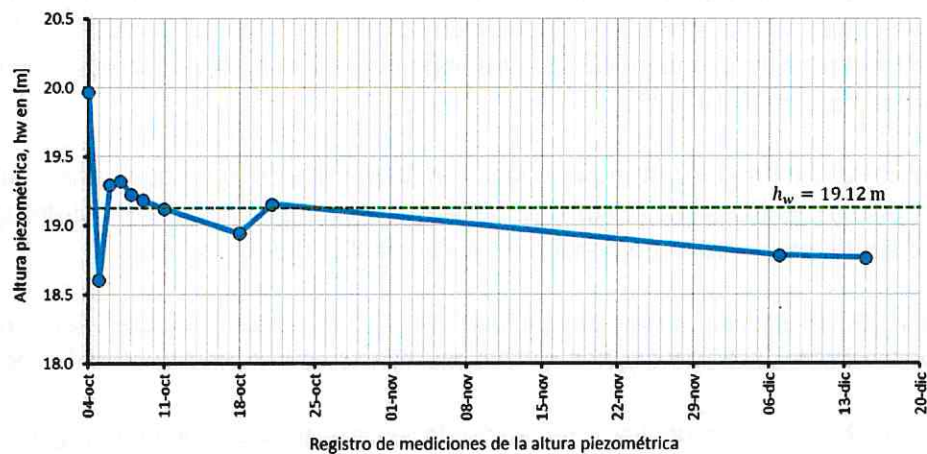


Figura 30. Registros de alturas piezométrica (PZ-3)

Con la información recabada se estableció que el nivel de agua superficial se ubica a 2.50 m de profundidad, mientras que del monitoreo de los niveles piezométricos se asignaron las presiones de poro indicadas en la Tabla 7 para las distintas profundidades.

Como se observa, existe un abatimiento de la presión de agua en el subsuelo del sitio a partir de los 25.0 m y disminuye con la profundidad hacia los depósitos profundos, donde se asume que el abatimiento es total.

Tabla 7. Presiones de agua en el subsuelo

<i>Instrumento</i>	<i>Profundidad [m]</i>	<i>Presión U medida [t/m²]</i>	<i>Presión U hidrostática [t/m²]</i>	<i>Pérdida de presión [t/m²]</i>
Piezómetro, PZ-1	13.0	10.14	10.50	- 0.36
Piezómetro, PZ-2	24.0	22.10	22.50	- 0.40
Piezómetro, PZ-3	40.0	19.12	36.50	- 17.38

En la Figura 31 se muestra el diagrama de distribución de esfuerzos verticales en el subsuelo considerando la condición hidrodinámica definida a partir de la información piezométrica.

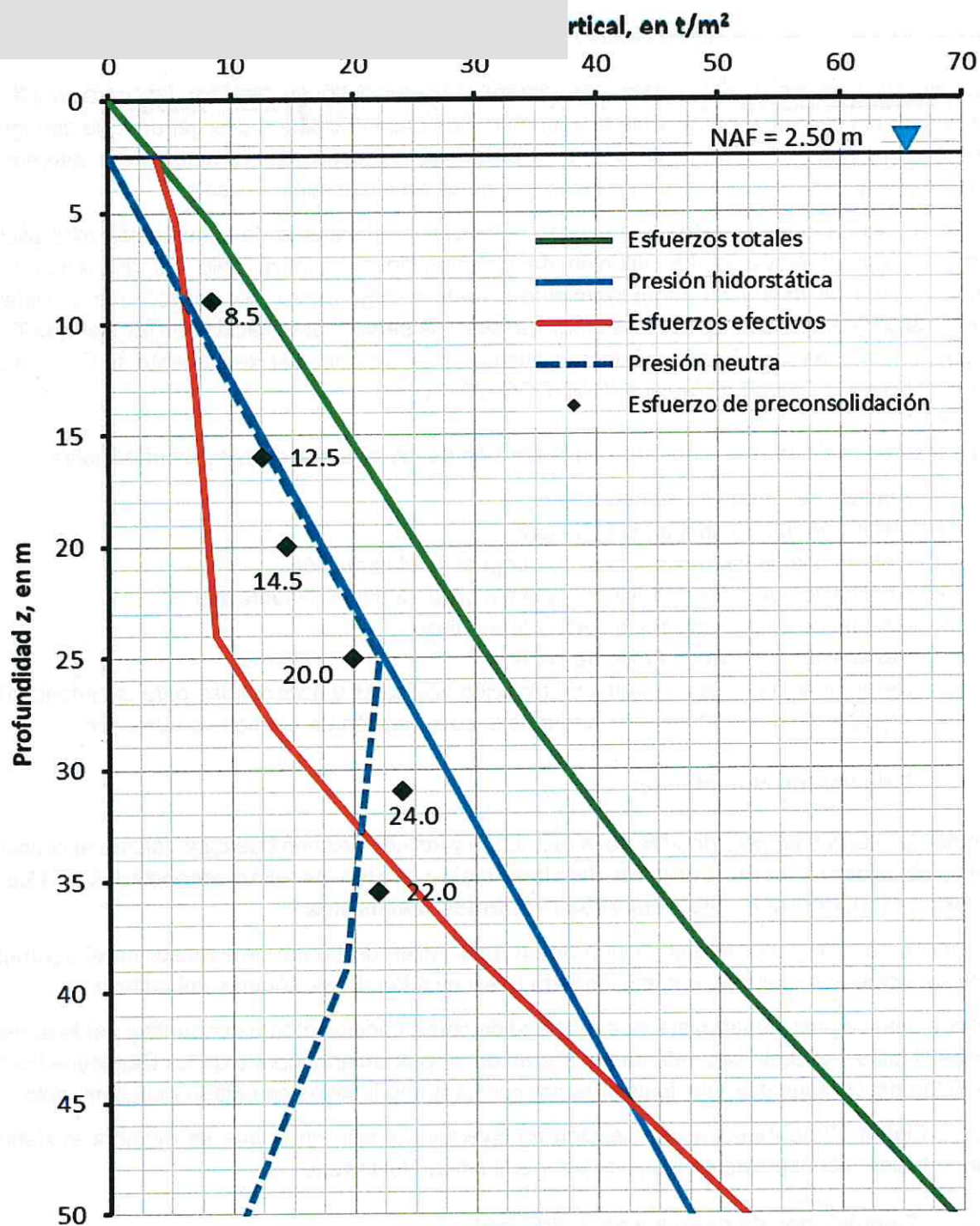


Figura 31. Diagramas de distribución de esfuerzos verticales

5 SISTEMA DE CIMENTACIÓN

El análisis geotécnico del sistema de cimentación consistió en analizar las características del proyecto, las cargas que transmite la estructura, las excentricidades que generan, la configuración de la estructura subterránea de sótano y cisternas, así como las características geométricas y materiales de las unidades estratigráficas presentes en el subsuelo del sitio.

Ante el escenario suelo-estructura existente, se definió el sistema de cimentación más eficiente y seguro para el proyecto. La solución de cimentación se analizó bajo los diferentes posibles mecanismos de falla y su comportamiento a corto y largo plazo. Se verificó que el sistema de cimentación cumpla con los estados límite de falla y de servicio establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones que rige para la Ciudad de México (NTC-DCC, 2017).

Los análisis realizados se centraron en la revisión de los siguientes aspectos principales:

- Análisis de cargas y excentricidades
- Definición del sistema de cimentación
- Determinación de la capacidad de carga de la cimentación
- Verificación del estado límite de falla del sistema suelo-cimentación
- Cálculo de deformaciones a corto y largo plazo
- Verificación del estado límite de servicio
- Determinación de los módulos de reacción verticales y horizontales para la cimentación
- Análisis del comportamiento mediante la construcción de un modelo numérico

5.1 Solución de cimentación

Dadas las cargas proporcionadas de la estructura y las condiciones que caracterizan al subsuelo del sitio, **se propone como solución de cimentación el uso de pilas empotradas a 45.0 m de profundidad, dentro de los Depósitos Profundos resistentes.**

También se considera la construcción de un muro Milán de 60 cm de espesor en el perímetro del predio, como estructura de contención para la excavación de los sótanos del edificio.

El conjunto de pilas desarrollará su capacidad de carga principalmente por punta y por la adherencia entre el fuste y el suelo circundante en la zona de empotramiento dentro de los Depósitos Profundos resistentes, compuestos principalmente por suelos areno limosos en estado muy compacto.

En la Figura 32 se muestra una sección transversal del sitio en la que se muestra el sistema de cimentación, el desplante de las pilas y el perfil actual del terreno.

5.2 Condiciones de cargas y excentricidad

El despacho de ingeniería **ALBA**, encargado del proyecto estructural, determinó las cargas transmitidas a la cimentación bajo condiciones estáticas y accidentales por sismo (Anexo 2). En el análisis dinámico de la estructura se consideraron los resultados obtenidos del Estudio del Espectro de Diseño Sísmico de Sitio con efectos de Interacción Dinámica (SDS, 2022).

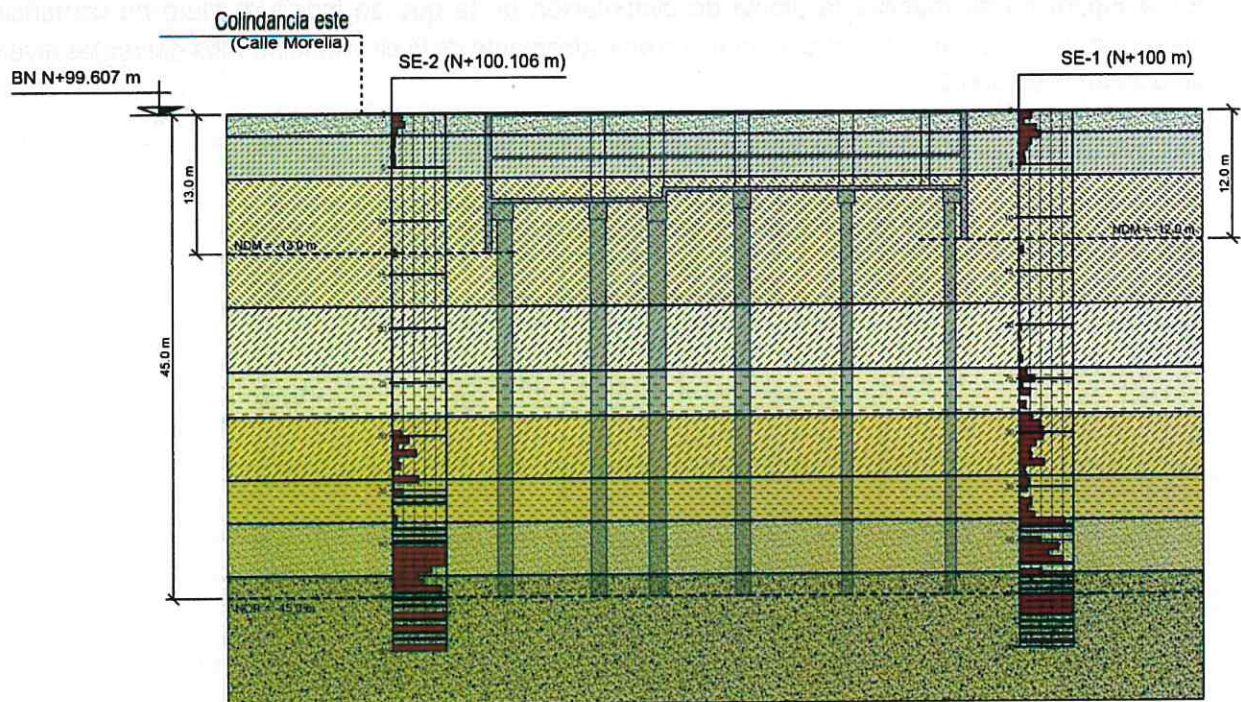


Figura 32. Solución de cimentación y sistema de contención

Las cargas que produce la estructura proyectada se resumen en la Tabla 8, en la que se presentan las acciones verticales totales generadas hasta el desplante de la cimentación y se indican los esfuerzos verticales medios transmitidos al nivel de desplante de la estructura de sótanos.

Tabla 8. Acciones inducidas por la estructura a nivel de desplante

Condición	Carga vertical [t]	Momento de volteo		Excentricidad		Esfuerzo medio $[t/m^2]$
		M_x [t-m]	M_y [t-m]	e_x [m]	e_y [m]	
Carga muerta	58,987.74	-	-	2.32	4.83	23.71
Carga viva máxima	7,964.62	-	-	2.20	5.06	3.20
Carga viva instantánea	4,148.24	-	-	2.33	4.95	1.67
Carga viva media	2,422.73	-	-	2.08	5.50	0.97
Carga Estática máxima	66,952.36	-	-	2.31	4.86	26.91
Carga Estática de servicio	61,410.47	-	-	2.20	4.90	24.68
Accidental por sismo (dirección x)	63,135.98	-	152,793.90	2.42	-	25.37
Accidental por sismo (dirección y)		151,418.28	-	-	2.39	

En la Figura 33 se muestra la planta de cimentación en la que se indica el muro de contención perimetral, la ubicación del centro geométrico en el desplante de la cimentación y los diferentes niveles de piso en el sótano 2.

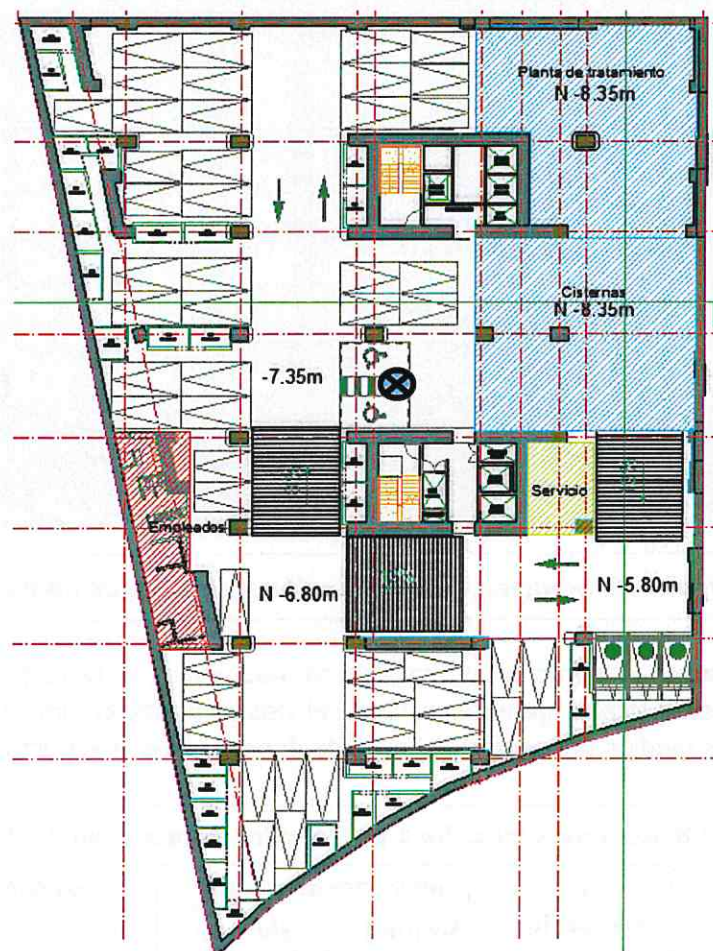


Figura 33. Planta de cimentación

Para la condición de servicio, en la combinación de cargas muerta y viva media, se producen excentricidades en el sistema de cimentación debido a que el centro de cargas no coincide con el centro geométrico de la superficie de desplante (Figura 33). Sin embargo, los niveles de deformación esperados en los Depósitos Profundos resistentes donde se desplantarán las pilas producirán asentamientos diferenciales mínimos.

5.3 Capacidad de carga admisible en pilas

La capacidad de carga última en las pilas de cimentación se estableció al tomar en consideración la contribución de la capacidad de carga en la punta y en el fuste del elemento en la zona de empotramiento mediante la expresión siguiente:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu}$$

donde:

- Q_u capacidad de carga última, t
- Q_{pu} capacidad de carga última por punta, t
- Q_{fu} capacidad de carga última por fricción, t

La capacidad de carga admisible del sistema de cimentación se determinó al considerar un factor de seguridad $FS=3$, además de considerar la reducción al peso propio de las pilas y el efecto de la Fricción Negativa:

$$Q_a = \frac{Q_{pu} + Q_{fu}}{FS} - P_p - NF$$

donde:

- P_p Peso propio de la pila, t
- FS Factor de seguridad
- NF Fricción negativa, t

El cálculo de la capacidad de carga por punta y por fricción se estableció inicialmente a partir del criterio analítico de diseño propuesto por Zeevaart (1983). Las expresiones para el cálculo de la capacidad de carga por punta y fricción son las siguientes:

$$Q_{pu} = 1.2 a_p (c N_c + \sigma_z N_q) D_r$$

$$Q_{fu} = \bar{a} \Delta \sigma$$

con:

$$\Delta \sigma = \frac{m}{1-m} (\sigma_{oi} + \sigma_{od}) + \frac{n}{1-m} c$$

$$m = \frac{l}{2} \frac{\omega}{a} k_\phi \quad n = \frac{\omega}{a} l$$

$$k_\phi = \left(\frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \right) \tan \phi$$

donde:

- a_p área de la sección de apoyo de la pila, m^2
- c cohesión aparente (t/m^2)
- ϕ ángulo de fricción interna
- N_q, N_γ factores de capacidad de carga
- σ_z esfuerzo vertical efectivo en el suelo a nivel de desplante, t/m^2
- D_r compacidad relativa del material de soporte
- $\bar{a}$ área tributaria, m^2

$\Delta\sigma$	incremento de esfuerzo por fricción positiva en la zona de empotramiento, t/m ²
σ_{0i}	esfuerzo efectivo al inicio de la zona de empotramiento, (t/m ²)
σ_{0id}	esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante, (t/m ²)
ω	perímetro del elemento, m
l	longitud de empotramiento, m
k_ϕ	coeficiente adimensional que asocia esfuerzos verticales y horizontales

La evaluación de la fricción negativa se determinó también aplicando el criterio propuesto por Zeevaert mediante la expresión siguiente,

$$NF = \frac{\omega K_\phi}{1 + \frac{\omega K_\phi d}{3a}} \int_0^d \sigma_z dz$$

donde

σ_z	esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z, t/m ²
d	espesor de materiales que inducen la NF, m
k_ϕ	coeficiente que asocia esfuerzos verticales y horizontales

Al aplicar los criterios de diseño descritos se obtuvo la capacidad de carga admisible del sistema suelo-pila. En la Figura 34 se muestra la curva de capacidad de carga en función del diámetro de pilas entre 1.0 y 1.8 m, desplantadas a 45.0 m. En este análisis se ha considerado una profundidad de desplante equivalente de 7.5 m, a partir de los diferentes niveles establecidos para la estructura subterránea de sótanos (entre 6.20 y 8.75 m).

Se ha observado que las capacidades de carga admisibles para las pilas con las diferentes longitudes que demanda el proyecto son muy similares y quedan representadas por la curva de la Figura 34. Se atribuye a que el incremento en la capacidad de carga por punta se compensa con el incremento de la carga generada por la fricción negativa.

Con base en las capacidades de carga admisibles (Figura 34), se definieron cinco tipos de pilas capaces de soportar las mayores cargas impuestas por la estructura, bajo condiciones estáticas y accidentales por sismo. Los cinco tipos de pilas, en función de su diámetro se presentan en la Tabla 10.

5.4 Distribución y geometría de pilas

Para soportar las cargas totales impuestas por la estructura bajo condiciones estáticas y accidentales por sismo, se considera la construcción de 70 pilas de concreto de sección constante, desplantadas a 45.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, con diámetros de 1.0, 1.2, 1.4, 1.6 y 1.8 m.

La distribución y geometría de las pilas propuestas, en función de las cargas a que se ven sometidas, se muestra en la Tabla 9 y en la Figura 35. Los tipos de pilas indicados se asocian con su diámetro y longitud bajo los distintos niveles del sótano.

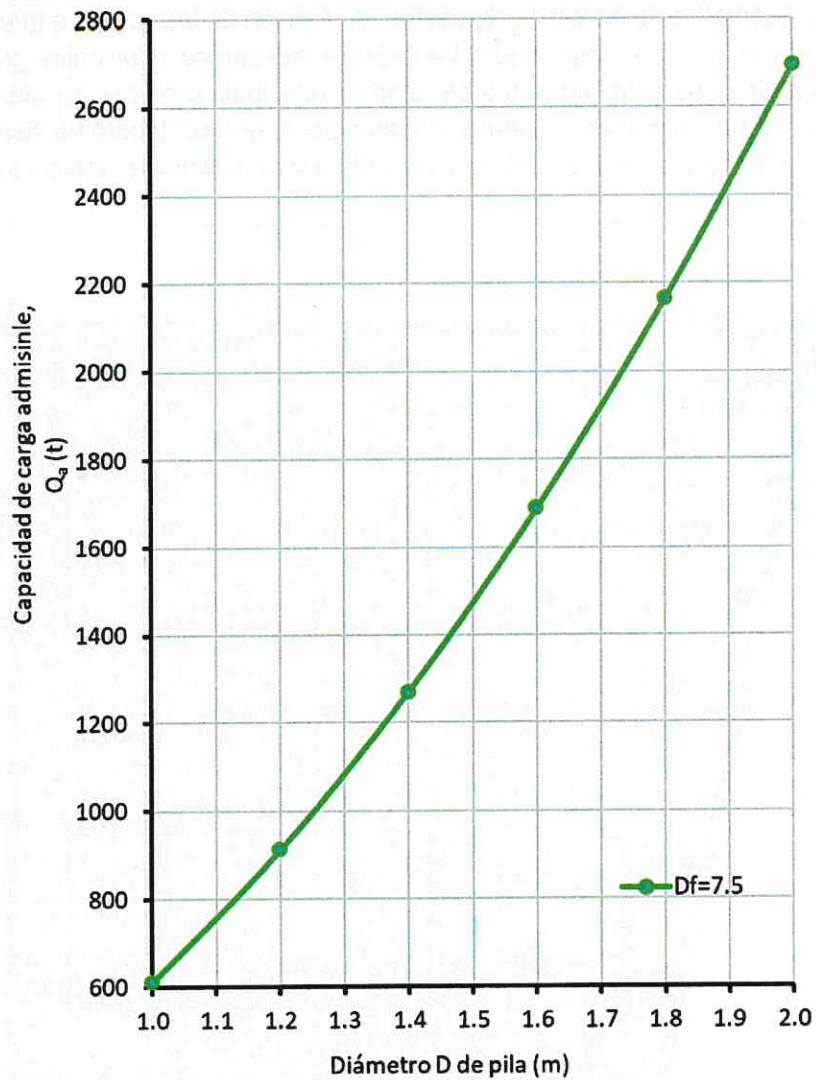


Figura 34. Capacidad de carga admisible a compresión

Tabla 9. Tipos de pilas y capacidades de carga

Tipo	Diámetro D [m]	Q_{pu} [t]	Q_{fu} [t]	NF [t]	P_p [t]	Q_a [t]
P-1	1.0	2,271.7	338.3	188.9	69.7	611.4
P-2	1.2	3,271.3	415.2	216.8	100.4	911.6
P-3	1.4	4,452.6	495.7	242.3	136.7	1,270.4
P-4	1.6	5,815.7	1,953.4	265.9	178.5	1,687.5
P-5	1.8	7,360.5	2,450.3	287.5	226.0	2,162.8

58-174

5.5 Capacidad de carga reducida en pilas

Cualquier sistema de cimentación propuesto para estructuras proyectadas en la Ciudad de México debe cumplir con el Estado Límite de Falla establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC, 2017) del Reglamento de Construcciones.

En las NTC-DCC (2017) se establece que, para las cimentaciones de tipo profundo, es necesario verificar que las cargas transmitidas al terreno a través de las pilas y afectadas por su factor de carga, cumplan con:

$$\Sigma Q F_c < R$$

donde:

ΣQ	cargas transmitidas al suelo, incluyendo el peso de la cimentación, t
F_c	factor de carga
R	Capacidad de carga reducida individual, por subgrupo o de conjunto, t

Análíticamente, la capacidad de carga reducida para un elemento de cimentación se establece al tomar en consideración la contribución de la capacidad de carga en el fuste y en la punta de la pila:

$$R = C_f + C_p$$

donde:

R	capacidad de carga reducida de la pila, t
C_f	capacidad de carga reducida por fricción, t
C_p	capacidad de carga reducida por punta, t

La capacidad de carga reducida por fricción o adherencia lateral en las pilas se determina como:

$$C_f = Pp F_R \sum_{i=1}^m \bar{p}_{vi} \beta_i L_i$$
$$C_f = Pp F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_i$$

donde:

P_p	Perímetro de la pila, m
F_R	Factor de reducción por resistencia, 0.65
m	número de estratos a lo largo del fuste de la pila
β_i	coeficiente de fricción lateral pila-suelo del estrato i , que se calcula como:

$$\beta_i = 1.5 - 0.24\sqrt{z} \quad ; \quad 0.25 \leq \beta_i \leq 1.2$$

z	Profundidad media del estrato, m
-----	----------------------------------

α_i coeficiente de adherencia lateral pila-suelo del estrato i , que se estima como:

$$\alpha_i = 0.5 \sqrt{\bar{p}_{vi}/c_{ui}} \quad ; \quad 0.3 \leq \alpha_i \leq 1.0$$

$\bar{p}_{vi}$ presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad media del estrato i

L_i longitud de la pila correspondiente al estrato i , m

Por otra parte, la Capacidad de Carga Reducida por Punta en los Depósitos Profundos donde se empotran las pilas se calcula con la siguiente expresión:

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p$$

donde:

A_p área transversal de la base de la pila, m²

F_R Factor de reducción por resistencia, 0.35

p_{vi} presión vertical total del suelo en el nivel de desplante, t/m²

$\bar{p}_v$ presión vertical efectiva del suelo en el nivel de desplante, t/m²

N_q^* coeficiente de capacidad de carga, definido por:

$$N_q^* = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan(45 + \phi/2)} \quad \text{cuando } L_e/B \leq 4 \tan(45 + \phi/2)$$

$$N_q^* = N_{max} \quad \text{cuando } L_e/B > 4 \tan(45 + \phi/2)$$

L_e Longitud de la pila empotrada en el estrato friccional, m

B Ancho o diámetro equivalente de la pila, m

ϕ Ángulo de fricción interna, grados, que además define los valores de N

Al aplicar este criterio, la Capacidad de Carga Reducida a Compresión en las pilas individuales del proyecto es la que se presenta en la Tabla 10. En ella se ha descontado ya el peso propio del elemento.

Aun cuando es recomendable evitar que las pilas se vean sujetas a fuerzas de tensión, se ha estimado la capacidad de carga reducida a tensión en las pilas, considerando que:

$$T = C_f + P_p$$

donde:

T capacidad de carga reducida a tensión de la pila, t

C_f capacidad de carga reducida por fricción o adherencia, t

P_p peso propio de la pila, t

En caso de someter a tensión a las pilas, se deberá cumplir con lo siguiente:

$$\sum QF_c < T$$

La Capacidad de Carga Reducida a Tensión calculada en las pilas se presenta en la Tabla 10.

Se destaca que las capacidades de carga reducidas a Compresión y Tensión que se indican en la Tabla 10, son las que rigen para el diseño geotécnico del proyecto ejecutivo.

Con base en las capacidades de carga reducidas a Compresión y Tensión, se han revisado los diámetros de las pilas propuestas en función de las cargas máximas factorizadas a que son sometidas bajo condiciones estáticas y accidentales por sismo. Esta revisión se presenta en la Tabla 11 y, como se observa, las cargas reducidas son superiores a las cargas factorizadas aplicadas. Con ello, se cumple con el estado límite de falla establecido por las NTC-DCC (2017). Se señala que también se cumple con el estado límite de falla al considerar el trabajo de grupo de las pilas.

5.6 Fricción negativa en pilas

De acuerdo con lo establecido en las NTC-DCC (2017), la fricción negativa que se desarrolla en el fuste de las pilas se debe considerar para la revisión estructural de estos elementos y para la estimación de los asentamientos.

Los valores de fricción negativa calculados con las ecuaciones para la determinación de la capacidad de carga por fricción y adherencia se presentan en la Tabla 10 para cada tipo de pila.

Tabla 10. Tipos de pilas, capacidades de carga reducidas a compresión y tensión

Tipo	Diámetro D [m]	Número de elementos	R* [t]	T [t]	FN [t]
P-1	1.0	14	818.7	365.5	296.4
P-2	1.2	5	1,154.3	455.4	355.7
P-3	1.4	14	1,622.2	550.8	415.0
P-4	1.6	10	2,224.5	651.8	474.3
P-5	1.8	27	2,625.6	758.4	533.6

* Nota: Al valor de la capacidad de carga reducida R se le ha descontado el peso propio de la pila

5.7 Asentamientos

De acuerdo con las características y propiedades del suelo de apoyo, las deformaciones generadas debido a las cargas inducidas a través de las pilas de cimentación serán predominantemente de tipo elástico y ocurrirán durante la construcción de las estructuras. Estos asentamientos se incrementarán ligeramente por las cargas adicionales de largo plazo producidas por la fricción negativa.

Los asentamientos en las pilas de cimentación se estimaron aplicando la expresión siguiente, considerando una superficie circular rígida inmersa en un semiespacio:

$$\delta_e = \frac{\pi}{8} (1 - \nu^2) M_e D q_0$$

donde

δ_e	asentamiento, cm
ν	relación de Poisson,
M_e	módulo de deformación elástica del material de apoyo, cm ² /kg
D	diámetros de pilas, cm
q_0	esfuerzo aplicado, kg/cm ²

Se señala que, en el cálculo de los esfuerzos aplicados se ha incluido la carga a largo plazo generada por la fricción negativa.

En la Tabla 11 se presentan los resultados de los asentamientos que se esperan en las pilas al estar sujetas a las cargas de servicio generadas por la estructura. En esta tabla se observa que las deformaciones verticales máximas calculadas en las pilas se ubican entre 4 y 11 cm.

En el cálculo del asentamiento producido en el suelo donde quedarán empotradas las pilas, se consideró también la deformación axial del propio elemento a través de la expresión:

$$\delta_p = \frac{Q_o L_p}{A_p E_c}$$

donde

δ_p	deformación axial de la pila, cm
Q_o	Carga de servicio, kg
L_p	longitud de pila, cm
E_c	Módulo de elasticidad del concreto, $1,4000\sqrt{f'_c}$ kg/cm ²
f'_c	resistencia del concreto a la compresión, 350 kg/cm ²

5.8 Módulo de reacción vertical en pilas

El módulo de reacción vertical del sistema suelo-cimentación aplicable a la modelación integral del edificio se define como:

$$k = \Sigma Q / \delta$$

donde

ΣQ	es la sumatoria de cargas verticales de servicio
k	es el módulo de reacción vertical o coeficiente de rigidez, t/cm

Con ello se tiene que el módulo de reacción o coeficiente de rigidez para el modelado estructural del sistema suelo-pila de cada elemento es el que se indica en la Tabla 11.

En la Tabla 11, los renglones marcados con color indican los principales grupos de pilas para varios nodos. Estas pilas deberán estar ligadas por elementos estructurales en su cabeza que permitan desarrollar un trabajo de conjunto. Entre estos grupos destaca la zona de elevadores.

Tabla 11a. Cargas, capacidad de carga, asentamientos y módulo de reacción vertical en pilas

Nodo	Pila	Carga envolvente [t]		Estática máxima [t]	Servicio [t]	Diámetro D [m]	Compresión R [t]	%R	Tensión T [t]	%T	Esfuerzo ω [t/m ²]	Asentam. δ [cm]	Módulo k [t/cm]
		Máxima	Mínima										
1	2xP-5	1,144.48	-515.85	438.38	316.11	2x1.80	2x2,625.6	0.93	2x758.4	0.55	624.6	8.6	205.1
7		2,143.60	-311.17	1,282.01	920.50				-	-			
12		1,597.66	146.23	1,249.00	874.83				-	-			
13	P-4	1,631.75	753.34	1,619.69	1,118.37	1.60	2,224.5	0.73	-	-	792.1	9.8	182.3
18	P-3	1,570.76	602.87	1,543.78	1,067.17	1.40	1,622.2	0.97	-	-	962.8	10.6	159.5
15	2xP-5	849.86	307.24	736.46	512.42	2x1.80	2x2,625.6	0.88	-	-	774.1	10.7	205.1
19		749.39	143.92	868.49	607.21								
17		831.11	580.08	831.11	582.11								
24		2,186.79	203.37	1,666.19	1,170.60								
55	10xP-5	7.51	5.35	7.51	4.80	10x1.80	10x2,625.6	0.85	-	-	701.2	9.7	205.1
53		4,163.30	-37.79	2881.18	1,978.57				758.4	0.05			
187		932.82	102.94	931.51	639.56				-	-			
192		729.29	165.60	573.75	394.70				-	-			
57		299.03	-36.34	795.35	547.37				758.4	0.05			
107		2,316.66	593.73	1,859.36	1,285.43				-	-			
38		1719.74	757.29	1718.33	1158.85				-	-			
31		12.41	6.65	14.08	8.79				-	-			
40		178.78	68.80	32.38	23.38				-	-			
54		8.47	5.80	8.47	5.18				-	-			
52		4,212.02	107.41	3,024.30	2,077.84				-	-			
198		914.75	102.20	1069.15	736.91				-	-			
152		507.87	177.12	438.24	302.47				-	-			
56		530.29	134.56	663.37	455.44				-	-			
98		3,053.84	766.44	2,454.13	1,683.49				-	-			
5		2,695.75	-309.98	1,755.45	1,205.43				758.4	0.41			

Tabla 110. Cargas, capacidad de carga, asentamientos y módulo de reacción vertical en pilas

Nodo	Pila	Carga envolvente [t]		Estática máxima [t]	Servicio [t]	Diámetro D [m]	Compresión R [t]	%R	Tensión T [t]	%T	Esfuerzo ω [t/m ²]	Asentam. δ [cm]	Módulo k [t/cm]
		Máxima	Mínima										
3		2,774.89	-412.95	1596.59	1142.18				758.4	0.16			
260	2xP-5	1,331.42	357.32	924.33	663.03	2x1.80	2x2,625.6	0.86	-	-	624.7	8.6	205.1
82		432.20	254.30	428.00	306.77								
264	P-2	1101.18	321.12	961.11	690.34	1.20	1,154.3	0.95	-	-	9424.9	8.9	136.8
164		478.00	-84.94	268.59	191.86				365.5	0.23			
181	2xP-1	6.60	5.27	6.60	4.80	2x1.00	2x818.7	0.86	-	-	894.8	7.4	114.0
68		918.00	425.83	905.45	616.09				-	-			
37	P-4	1,912.86	1,017.87	1846.08	1208.79	1.60	2,224.5	0.86	-	-	837.1	10.4	182.3
267	P-3	1,579.02	385.53	1,346.53	960.69	1.40	1,622.2	0.97	-	-	893.7	9.9	159.5
163	P-1	180.17	99.17	180.05	127.25	1.00	818.7	0.58			539.4	4.5	114.0
177	P-5	2,394.48	-442.96	1,380.35	981.39	1.80	2,625.6	0.91	758.4	0.58	595.4	8.2	205.1
39	P-3	1,396.33	575.00	1,324.28	891.74	1.40	1,622.2	0.86			848.9	9.4	159.5
78		489.37	309.65	489.37	350.42				-	-			
258	P-3	1,090.82	489.18	1,185.38	848.65	1.40	1,622.2	0.97	-	-	1,048.5	11.6	159.5
76	P-4	2,016.17	104.02	1,479.71	1,052.37	1.60	2,224.5	0.91	-	-	759.3	9.4	182.3
162		187.36	106.55	188.41	132.77				-	-			
28	P-1	293.68	138.02	235.52	139.99	1.00	818.7	0.59	-	-	724.7	6.0	114.0
29	P-1	319.51	150.33	319.91	186.10	1.00	818.7	0.39	-	-	614.3	5.1	114.0
41	P-3	1,339.15	539.81	1,338.72	899.66	1.40	1,622.2	0.83	-	-	854.0	9.4	159.5
42	P-4	1,706.16	956.70	1,656.26	1,112.91	1.60	2,224.5	0.77	-	-	789.4	9.8	182.3
10	P-3	1,397.47	474.01	1,385.15	935.44	1.40	1,622.2	0.86	-	-	877.3	9.7	159.5
65	P-2	915.46	479.69	910.91	641.53	1.20	1,154.3	0.79	-	-	881.7	8.5	136.8
161	P-1	203.57	51.17	181.21	128.14	1.00	818.7	0.25	-	-	540.5	4.5	114.0
178	P-4	2,093.24	-161.03	1,310.42	940.41	1.60	2,224.5	0.94	651.8	0.25	703.6	8.7	182.3
44	P-3	1,137.99	311.27	1,020.15	695.07	1.40	1,622.2	0.70	-	-	721.1	8.0	159.5
165	P-3	1,415.14	519.22	1,323.10	948.82	1.40	1,622.2	0.87	-	-	886.0	9.8	159.5

Tabla 11c. Cargas, capacidad de carga, asentamientos y módulo de reacción vertical en pilas

Nodo	Pila	Carga envolvente [t]		Estática máxima [t]	Servicio [t]	Diámetro D [m]	Compresión R [t]	%R	Tensión T [t]	%T	Esfuerzo ω [t/m ²]	Asentam. δ [cm]	Módulo k [t/cm]
		Máxima	Mínima										
22	3xP-3	1,933.78	-3.88	1,358.22	964.25	3xP-3	3x2,224.5	0.91	550.8	0.01	856.7	9.5	159.5
254		936.90	375.07	1,025.28	731.66				-	-			
16		430.24	280.96	430.24	307.90				-	-			
190		1,134.55	229.14	988.88	707.39				-	-			
45	P-3	1,222.36	560.61	1,199.18	811.39	1.40	1,622.2	0.75	-	-	796.7	8.8	159.5
159	P-1	386.72	-110.75	183.73	131.77	1.00	818.7	0.48	365.5	0.30	551.8	4.6	114.0
180		7.30	5.59	7.30	5.21				-	-			
63	10xP-5	7.81	5.53	7.81	4.95	10x1.80	10x2,625.6	0.88	-	-	695.2	9.6	205.1
59		4,716.45	94.50	3,425.08	2,332.79				-	-			
153		1,235.84	261.69	1,094.74	747.17				-	-			
61		749.87	293.96	672.71	459.69				-	-			
129		3,020.04	222.05	2,534.72	1,729.84				-	-			
20		2,949.98	-510.73	1,784.33	1,217.91				-	-			
81		10.31	5.55	10.62	6.66				758.4	0.67			
67		15.83	9.36	15.85	10.62				-	-			
62		6.71	4.76	6.71	4.29				-	-			
58		4,308.53	-152.39	3,076.40	2,095.14				758.4	0.20			
11		1,403.09	287.20	1,092.52	744.04				-	-			
215		111.57	-69.20	418.06	285.35				758.4	0.09			
60		806.29	240.24	675.64	460.70				-	-			
128		2,307.91	270.07	1,922.59	1,311.58				-	-			
50		1,404.90	616.11	1,404.67	943.49				-	-			
168	P-3	1,496.51	562.44	1,373.71	1,001.69	1.40	1,622.2	0.92	-	-	920.3	10.2	159.5
160	P-2	337.99	-88.42	170.75	124.39	1.20	1,154.3	0.92	455.4	0.19	838.9	8.1	136.8
179	P-3	2,197.38	-351.12	1,258.28	917.60	1.40	1,622.2		550.8	0.64	654.9	7.2	159.5
46	P-2	1,088.27	385.42	1,064.79	737.40	1.20	1,154.3		-	-	838.9	8.1	136.8

Tabla 11d. Cargas, capacidad de carga, asentamientos y módulo de reacción vertical en pilas

Nodo	Pila	Carga envolvente [t]		Estática máxima [t]	Servicio [t]	Diámetro D [m]	Compresión R [t]	%R	Tensión T [t]	%T	Esfuerzo ω [t/m ²]	Asentam. δ [cm]	Módulo k [t/cm]
		Máxima	Mínima										
49	P-4	1,606.55	696.51	1,606.51	1,105.74	1.60	2,224.5	0.72	-	-	785.8	9.8	182.3
14	P-4	1,726.65	-148.35	1,099.66	789.44	1.60	2,224.5	0.78	651.8	0.23	628.5	7.8	182.3
47	3xP-4	1,753.80	-32.08	1,177.94	824.91	3x1.60	3x2,224.5	0.93	651.8	0.05	705.5	8.8	182.3
9		779.66	435.02	747.64	524.16				-	-			
30		781.21	110.84	20.38	12.04				-	-			
94		894.89	433.35	819.33	573.50				-	-			
48		2,009.58	-86.53	1,281.12	897.87				651.8	0.13			
167	P-1	147.15	74.39	147.15	108.30	1.00	818.7	0.30	-	-	592.6	4.9	114.0
8		102.13	50.97	102.14	60.74				-	-			
70	P-1	129.19	65.18	129.18	76.39	1.00	818.7	0.16	-	-	474.7	3.9	114.0
71	P-1	97.56	50.74	97.33	59.77	1.00	818.7	0.28	-	-	575.6	4.8	114.0
171		132.10	67.70	132.15	95.93				-	-			
172	P-1	214.56	86.48	209.99	150.06	1.00	818.7	0.26	-	-	568.5	4.7	114.0
175	P-1	148.44	67.83	145.36	108.13	1.00	818.7	0.27	-	-	573.6	4.7	114.0
72		76.57	37.58	76.56	45.95				-	-			
4	P-2	807.73	-217.56	403.76	294.00	1.20	1,154.3	0.70	455.4	0.48	574.5	5.5	136.8
170	P-1	204.90	122.57	204.99	145.92	1.20	1,154.3	0.18	-	-	563.2	4.7	114.0
169	P-1	171.46	8.55	122.65	90.20	1.00	818.7	0.51	-	-	573.8	4.7	114.0
2		243.66	-117.04	85.98	64.10				365.5	0.32			

En este caso, la sumatoria de las capacidades de cargas individuales de las pilas rige sobre la capacidad de carga considerando los subgrupos o el grupo global de pilas. Excepto los casos indicados en la Tabla 11 en los que rige la capacidad del subgrupo.

5.9 Módulo de reacción horizontal en pilas y muro Milán

El cálculo de los Módulos de Reacción Horizontales para las pilas de cimentación y el muro Milán, se han evaluado aplicando los desarrollos simplificados de Terzaghi, mediante los siguientes dos criterios de análisis:

- Las expresiones empleadas para el Criterio de análisis 1 fueron las adaptadas en la publicación de Rico y Del Castillo (1990) y corresponden a la siguiente expresión:

$$k_h = 0.0562 \frac{k_3}{B} \quad \text{Suelos cohesivos}$$

$$k_h = 0.2768 z \frac{k_2}{B} \quad \text{Suelos friccionantes}$$

donde:

k_h	módulo de reacción horizontal, t/(m ² -cm)
k_2	coeficiente para suelos con comportamiento friccionante
k_3	coeficiente para suelos con comportamiento cohesivo
B	ancho o diámetro del elemento, m

- Las expresiones aplicadas con el Criterio de análisis 2 fueron tomadas de la publicación original de Terzaghi (1955) y son las siguientes:

$$k_h = \frac{1}{1.5B} \bar{k}_{s1} \quad \text{Suelos cohesivos}$$

$$k_h = \eta_h \frac{z}{B} \quad \text{Suelos friccionantes}$$

donde:

k_h	módulo de reacción horizontal, t/ft ³
$\bar{k}_{s1}$	coeficiente mínimo y máximo para suelos cohesivos, t/ft ³
η_h	coeficiente para suelos friccionantes que depende de la compacidad, t/ft ³
B	ancho o diámetro del elemento, ft

Los resultados obtenidos de aplicar los dos criterios a las condiciones del suelo de estudio y las profundidades de las pilas de cimentación y muro Milán, se presentan en las Tablas 12 y 13, respectivamente. En ellas se muestran los módulos de reacción horizontal para los tres criterios analizados.

Como se aprecia en los resultados de las Tablas 12 y 13, los resultados de módulos de reacción en las pilas y el muro Milán, bajo los dos criterios analizados, difieren un poco. Para el proyecto se recomienda aplicar los módulos de reacción horizontales que corresponden a la referencia original de Terzaghi indicada en el criterio 2.

Tabla 12. Módulos de reacción horizontal en pilas

Profundidad [m]	Módulo de reacción horizontal, k_h [t/m ² /m]									
	D = 1.0 m		D = 1.2 m		D = 1.4 m		D = 1.6 m		D = 1.8 m	
	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 1	Criterio 2
7.2 a 9.0	168.6	140.0	140.5	116.7	120.4	100.0	105.4	87.5	93.7	77.8
9.0 a 13.0	281.0	213.3	234.2	177.8	200.7	152.4	175.6	133.3	156.1	118.5
13.0 a 18.0	281.0	180.0	234.2	150.0	200.7	128.6	175.6	112.5	156.1	100.0
18.0 a 24.0	281.0	186.7	234.2	155.6	200.7	133.3	175.6	116.7	156.1	103.7
24.0 a 28.2	618.2	580.0	515.2	483.3	441.6	414.3	386.4	362.5	343.4	322.2
28.2 a 34.0	449.6	500.0	374.7	416.7	321.1	357.1	281.0	312.5	249.8	277.8
34.0 a 38.0	449.6	520.0	374.7	433.3	321.1	371.4	281.0	325.0	249.8	288.9
38.0 a 43.0	50,447	48,628	42,039	40,524	36,033	34,734	31,529	30,393	28,026	27,016
43.0 a 45.0	54,495	52,531	45,413	43,775	38,925	37,522	34,059	32,832	30,275	29,184

Tabla 13. Módulos de reacción horizontal en muro

Tramo	Profundidad		z_i [m]	k_h [t/m ² /m]	
	de	a		Criterio 1	Criterio 2
1	0	2.0	1.25	140.5	133.3
2	2.0	6.0	3.50	168.6	166.7
3	6.0	9.0	8.25	140.5	140.0
4	12.0	13.0	12.75	281.0	213.3

Con los módulos de rigidez horizontal es posible calcular también las constantes de rigidez horizontal (constante del resorte), mediante:

$$k = k_h B d$$

donde:

k constante de rigidez horizontal, t/m
 B diámetro de la pila o ancho de panel del muro Milán, m
 d longitud del tramo de la pila o muro, m

5.10 Deformaciones

Durante la construcción del edificio, el suelo experimentará expansiones inmediatas asociadas al retiro de la masa de suelo producto de la excavación para alojar la estructura de sótano y cisternas. La magnitud de las deformaciones se determinó inicialmente a partir de un análisis de distribución de esfuerzos, aplicando la siguiente expresión:

$$\delta = \sum_1^n M_i \Delta \sigma_i d_i$$

donde

δ	suma de las deformaciones evaluadas en los n estratos involucrados, cm
n	número de estratos involucrados
M_i	módulo de deformación asociado al estrato i, cm ² /kg
$\Delta\sigma_i$	incremento de esfuerzo representativo para el estrato i, kg/cm ²
d	espesor del estrato i, cm

El cálculo del decremento e incremento de esfuerzos inducidos se realizó utilizando la solución de Boussinesq y el método de Damy y Casales para superficies uniformemente cargadas. Con este método las áreas cargadas de cualquier geometría son divididas en áreas triangulares y el incremento de esfuerzos para cada una se evalúa a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_z = \frac{\omega}{2\pi} \left\{ \theta_2 - \theta_1 - \tan^{-1} \left[\frac{a \tan \theta_2}{\sqrt{a^2 + \sec^2 \theta_2}} \right] + \tan^{-1} \left[\frac{a \tan \theta_1}{\sqrt{a^2 + \sec^2 \theta_1}} \right] \right. \\ \left. + \frac{a}{1+a^2} \left[\frac{\tan \theta_2}{\sqrt{a^2 + \sec^2 \theta_2}} - \frac{\tan \theta_1}{\sqrt{a^2 + \sec^2 \theta_1}} \right] \right\}$$

siendo

$$a = \frac{z}{H}$$

donde

$\Delta\sigma_z$	incremento de esfuerzo bajo el vértice de análisis del triángulo, t/m ² .
ω	esfuerzo uniformemente repartido en la superficie triangular, t/m ² .
θ_1, θ_2	ángulos que limitan la posición de los lados del triángulo que convergen en el vértice de análisis, rad.
z	profundidad de análisis, m.
H	altura del triángulo considerado, m.

Para el cálculo de las expansiones, se ha considerado que el nivel de esfuerzo crítico bajo las condiciones de descarga durante la excavación equivale a:

$$\omega = -10.7 \text{ t/m}^2$$

Buscando controlar el nivel de deformaciones inducidos por la excavación, se ha propuesto realizar el proceso constructivo por etapas, además, en este proceso analítico se ha despreciado el efecto benéfico del bombeo que iniciará antes de ejecutar la excavación y la presencia de las pilas. El resultado de este análisis indica que las deformaciones máximas por expansión son las siguientes:

- Expansión máxima al centro: $\delta < -30.0 \text{ cm}$
- Expansión en el perímetro: $-11.0 < \delta < -20.0 \text{ cm}$

Se destaca que las deformaciones reales serán inferiores a las calculadas analíticamente.

5.11 Análisis de la cimentación con el Método de Elemento Finito

Se realizó la revisión de la estabilidad de la excavación y el sistema de cimentación con un modelo numérico utilizando el Método de Elementos Finitos mediante el programa PLAXIS 2D, de manera que sea posible evaluar el comportamiento de los elementos de contención, de la excavación y de la cimentación, siguiendo el procedimiento constructivo establecido en el proyecto.

Se destaca que esta metodología de cálculo permite considerar todos los elementos que intervienen en la estabilidad de la excavación (terreno, estructuras de contención, proceso constructivo, etc.) para determinar su comportamiento esperado durante cada etapa de construcción.

En el modelo numérico se consideraron las diferentes capas de suelo con sus respectivas propiedades de resistencia y deformabilidad, así como los elementos estructurales que son el muro Milán y los sistemas de piso con la geometría y características establecidas en el proyecto. En la Figura 36 se muestra la malla al concluir la construcción de los sótanos del edificio.

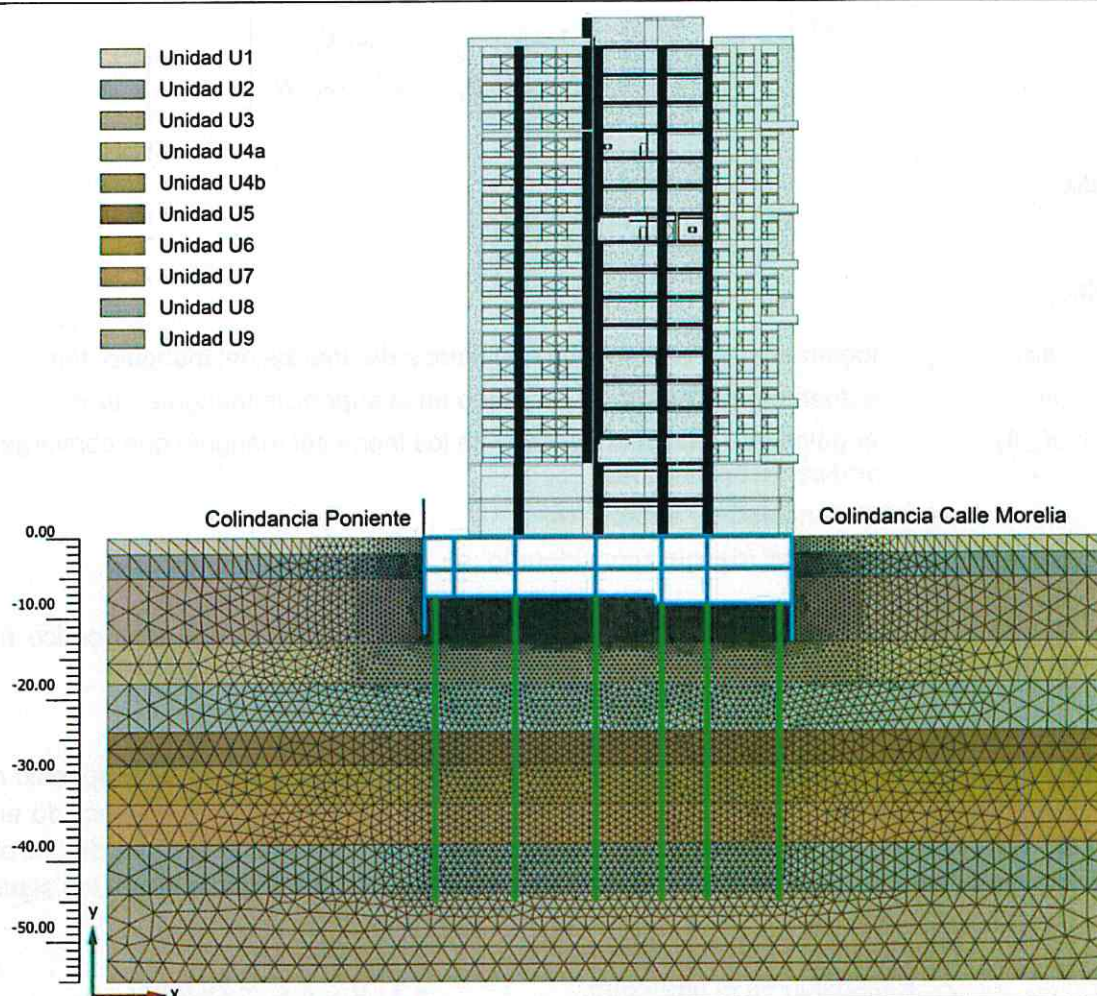


Figura 36. Malla de elementos finitos al concluir la construcción de los sótanos.

Con el fin de representar el comportamiento de las distintas capas del terreno durante el procedimiento de excavación, se utilizó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, en el que se emplearon los parámetros geotécnicos indicados en la Tabla 5.

El muro Milán está proyectado con espesor de 60 cm y para su modelación se utilizaron elementos del medio continuo con las propiedades mecánicas correspondientes a las características mecánicas del concreto que, de acuerdo con lo establecido en el proyecto, tiene una especificación de resistencia $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Adicionalmente, el módulo de elasticidad se determinó de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2017).

En la Tabla 14 se muestran los parámetros de análisis del muro Milán utilizados en la modelación numérica.

Tabla 14. Parámetros de análisis para concreto de la cimentación

f'_c [MPa]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν
35	24	26,030	0.2

Complementariamente, las pilas se modelaron con elementos tipo viga-embebida (*embedded beam*), que presentan las mismas características que un elemento tipo placa que, en el código del programa PLAXIS se consideran como elementos estructurales con rigidez axial y a flexión. En este caso los elementos poseen tres nodos con tres grados de libertad cada uno de ellos (dos en traslación y uno en rotación con respecto a cada eje de coordenadas) y dos pares de puntos de integración. Su formulación matemática está basada en la teoría de vigas de Mindlin que permite considerar que la barra se deforme por la acción de la flexión y cortante que actúa sobre ella y, además, el elemento puede cambiar su longitud debido a la carga axial que se le aplica.

En la Figura 37 se muestra la posición de los nodos y los puntos de esfuerzos de un elemento viga de tres nodos.

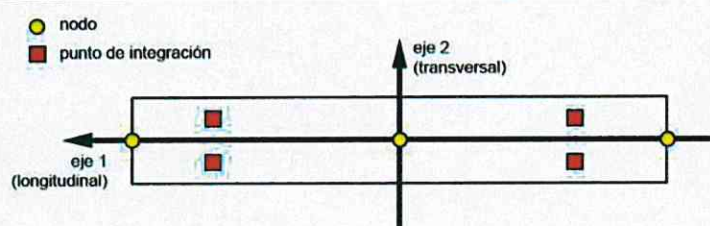


Figura 37. Nodos y puntos de esfuerzos en un elemento viga de tres nodos (Plaxis, 2020)

Los momentos flexionantes y fuerzas axiales son calculados para los puntos de integración, que se ubican a una distancia de los ejes locales del elemento igual a:

$$\frac{\sqrt{3}}{6} d_{eq}$$

donde

d_{eq}

es la dimensión equivalente del elemento en dirección de los ejes coordenados y se calcula como:

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{12 I}{A}}$$

Además de lo anterior, la principal característica de los elementos embebidos es que están provistos de elementos de conexión que les permiten interactuar con el terreno circundante. Dichos elementos consisten de interfaces tangenciales que simulan la interacción en el sentido longitudinal del fuste de la pila, de esta manera se simula la rigidez y resistencia en el contacto con el terreno.

Resultados del análisis

Con base en los parámetros geomecánicos de la Tabla 5 y considerando las características y propiedades de los elementos de la estructura de sótanos, se realizó el cálculo en el modelo numérico para definir el posible comportamiento del sistema de cimentación durante el proceso constructivo y durante la etapa de servicio.

En la Figura 38 se muestran los desplazamientos verticales generados al concluir la construcción del edificio, en esta figura se aprecia el asentamiento inmediato de la estructura que se produce después de la recompresión del terreno que sufrió expansiones durante el proceso de excavación.

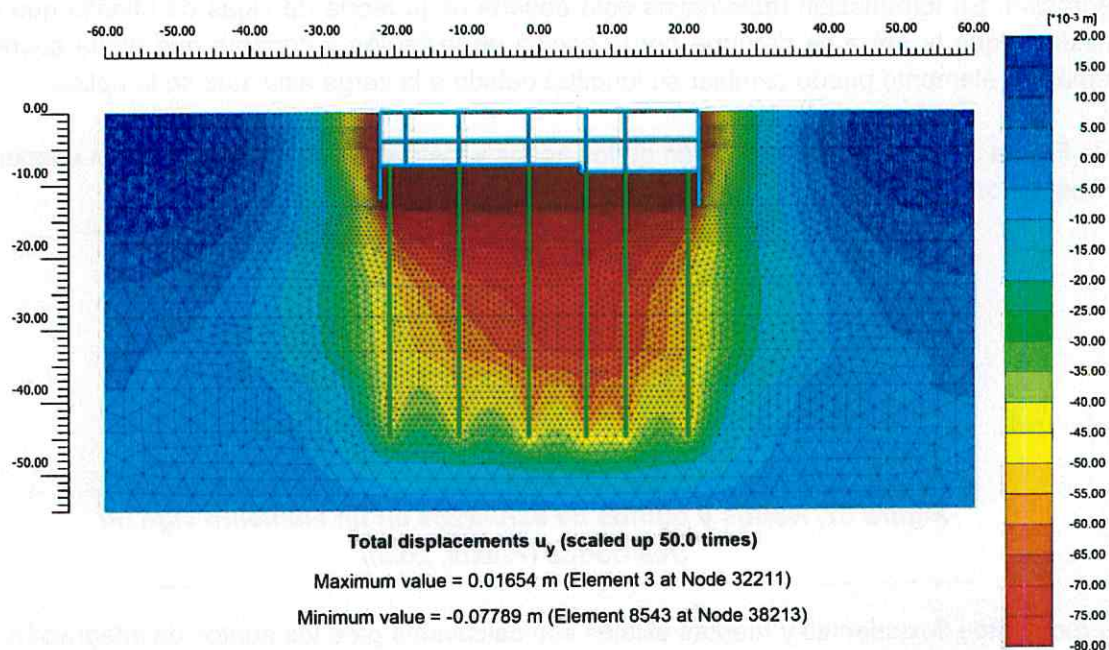


Figura 38. Desplazamientos verticales máximos en el terreno

En el modelo, las expansiones máximas que se presentan en el terreno son:

Expansiones en la zona de máxima excavación: $\delta_e = -16 \text{ cm}$

Expansiones en el perímetro: $\delta_e = -5 \text{ a } -9 \text{ cm}$

Se destaca que en el cálculo de las expansiones que resultaron del análisis, se consideró el bombeo y el efecto benéfico que este puede aportar en las expansiones en el terreno durante la excavación de los sótanos, además, se toma en cuenta la contribución de la presencia de las pilas de cimentación embebidas en el terreno.

Durante el proceso de construcción de la superestructura se generan asentamientos en el terreno de desplante que contrarrestan de manera paulatina a las expansiones. Con ello, al término de la construcción el asentamiento esperado es de:

Asentamiento total a corto plazo $\delta_i = 5 \text{ a } 8 \text{ cm}$

Asentamiento total a largo plazo $\delta_i = 3 \text{ a } 6 \text{ cm}$

5.11 Estado límite de servicio

El buen comportamiento de la cimentación y por tanto de la estructura en conjunto, depende de la magnitud de las deformaciones verticales y diferenciales que se presentan en el suelo durante la vida útil del inmueble. En las NTC-DCC (2017) se establece que para cumplir con los estados límite de servicio se deberán considerar los valores máximos admisibles indicados en la Tabla 15.

Tabla 15. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación en la Zona III

Movimientos verticales	Asentamiento	Construcciones aisladas	< 300 mm
		Construcciones colindantes	< 150 mm
Inclinación media	Inclinación visible	< $100/(100 + 3h)$ por ciento	h = altura de construcción
deformaciones diferenciales	Distorsión angular en marcos de acero		< 0.006
	Distorsión angular en marcos de concreto		< 0.004
	Distorsión angular en muros de carga		< 0.002

Como se observa, los movimientos verticales máximos calculados por expansión y asentamientos a corto y largo plazo se ubican dentro de los establecidos en las NTC-DCC, 2017. Con ello se cumple con el estado límite de servicio.

Se destaca que para cumplir con los valores máximos admisibles de deformación deberá seguirse un proceso constructivo cuidadoso, como se describe posteriormente en este informe

6 EXCAVACIÓN Y SISTEMA DE CONTENCIÓN

Por las características del proyecto y la presencia de estructuras colindantes, es necesaria la colocación de un sistema de contención que permita ejecutar la excavación que alojará a la estructura subterránea de sótanos. El sistema de contención propuesto se compone por un muro Milán formado con paneles de 60 cm de espesor desplantados a diferentes profundidades por zonas, dependiendo del nivel máximo de excavación.

La revisión de las condiciones de seguridad del muro Milán consistieron en la determinación y análisis de los siguientes aspectos:

- Determinación de esfuerzos y empujes horizontales a corto plazo sobre Muro Milán
- Determinación de esfuerzos y empujes horizontales a largo plazo sobre Muro Milán
- Revisión por Falla de fondo
- Revisión por Falla por supresión
- Revisión por Falla por pateo
- Revisión por Falla por flotación
- Análisis de estabilidad de taludes
- Revisión del sistema de contención y proceso de excavación

En la Figura 39 se muestra la propuesta de desplante de paneles de muro Milán en función de nivel máximo de excavación.

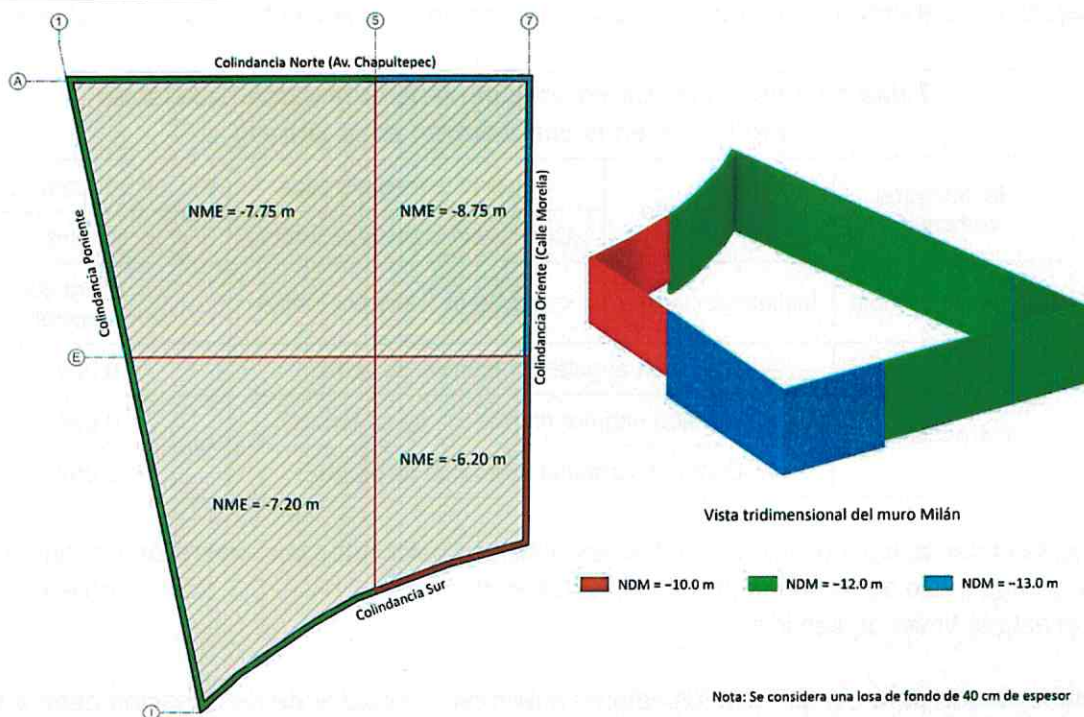


Figura 39. Distribución de paneles de muro Milán.

6.1 Procedimiento de excavación

El procedimiento de excavación que se propone tiene como objetivo permitir la construcción de la estructura de sótanos con los menores desplazamientos horizontales posibles sobre el sistema de contención, buscando la seguridad de la obra y de las estructuras colindantes.

El sistema de soporte horizontal de los paneles del muro Milán estará constituido por puntales metálicos apoyados en la estructura de sótanos construida en el centro del predio. Para ello se ha propuesto una secuencia de excavación que ofrezca un comportamiento adecuado durante la construcción de la estructura subterránea. El proceso constructivo establecido se resume de la forma siguiente:

- Etapla 1:** Construcción de muro Milán y pilas de cimentación
- Etapla 2:** Excavación de la zona central del predio en el área comprendida entre los ejes 3-6 y B-G. Esto tiene como propósito dejar bermas perimetrales que den estabilidad al sistema de contención mientras se realiza la excavación hasta el desplante de la losa de fondo en la zona indicada. La excavación se realizará con avances máximos de 2.0 m para minimizar las expansiones del suelo.
- Etapla 3:** Al alcanzar el nivel máximo de excavación se construirá la losa de fondo anclada estructuralmente a las pilas de cimentación.
- Etapla 4:** Construcción ascendente de la estructura de sótano (muros, columnas losas, etc.) en la zona indicada.
- Etapla 5:** Excavación de las bermas perimetrales y apuntalamiento del muro Milán con la estructura de sótano previamente construida en la zona central del predio.
- Etapla 6:** Llegando al nivel máximo de excavación se procederá a construir la losa de fondo anclada estructuralmente a las pilas de cimentación, al muro Milán y a la estructura de sótano.
- Etapla 7:** Construcción ascendente de la estructura de sótano en la zona perimetral.

6.2 Esfuerzos y empujes laterales para el diseño del Muro Milán

Empujes y esfuerzos de tipo activo a corto plazo durante la construcción. Las expresiones empleadas para la determinación de los diagramas de presiones horizontales a corto plazo y los empujes asociados son las siguientes:

$$E_a = \int_0^H (\sigma_a + u) dz$$

con

$$\sigma_a = \sigma_z k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

donde:

E_a	empuje activo, t
σ_a	esfuerzo horizontal activo a la profundidad z, t/m ²
σ_z	esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z incluyendo sobrecarga, t/m ²
c	cohesión, t/m ²

ϕ	ángulo de fricción interna, °
k_a	coeficiente de presión de tierras de tipo activo

siendo:

$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin \alpha \sin(\alpha - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

donde:

α	inclinación del respaldo del sistema de contención, grados
δ	ángulo de fricción entre el sistema de contención y terreno, grados
β	inclinación de la superficie del terreno, grados

Para el cálculo del coeficiente de presión de tierras se ha considerado $\alpha = \delta = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$.

Para el análisis de la estabilidad, el diagrama de esfuerzos horizontales redistribuidos generados por el suelo sobre el sistema de contención se determinó a partir de la expresión siguiente:

$$p_{rm} = \frac{1.28 E_a}{0.85 H}$$

Esfuerzo horizontal pasivo en la pata del muro. También se determinaron los esfuerzos pasivos que actúan en el empotramiento del muro. Las expresiones empleadas para la determinación del diagrama de presiones horizontales pasivos y el empuje asociado son las siguientes:

$$E_p = \int_{z_1}^{z_2} (\sigma_p + u) dz$$

con

$$\sigma_p = \sigma_z k_p + 2c \sqrt{k_p}$$

donde:

E_a	empuje activo, t
σ_a	esfuerzo horizontal activo a la profundidad z, t/m ²
σ_z	esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z incluyendo sobrecarga, t/m ²
c	cohesión, t/m ²
ϕ	ángulo de fricción interna, °
k_a	coeficiente de presión de tierras de tipo activo

siendo:

$$k_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Para el cálculo del coeficiente de presión de tierras se ha considerado $\alpha = 90^\circ$, $\delta = 90^\circ$ y $\beta = 0^\circ$.

En la Figura 41 se muestra el diagrama de presiones horizontales de tipo activo y el diagrama de presiones redistribuidas sobre el sistema de contención de la excavación para cada desplante de muro propuesto.

Por otro lado, en la Figura 40 se muestra el esquema de la distribución de presiones pasivas en la pata del muro Milán que reaccionan contra el suelo del fondo de la excavación, mientras que en la Tabla 16 se indican los valores del empuje pasivo para cada nivel de desplante de muro.

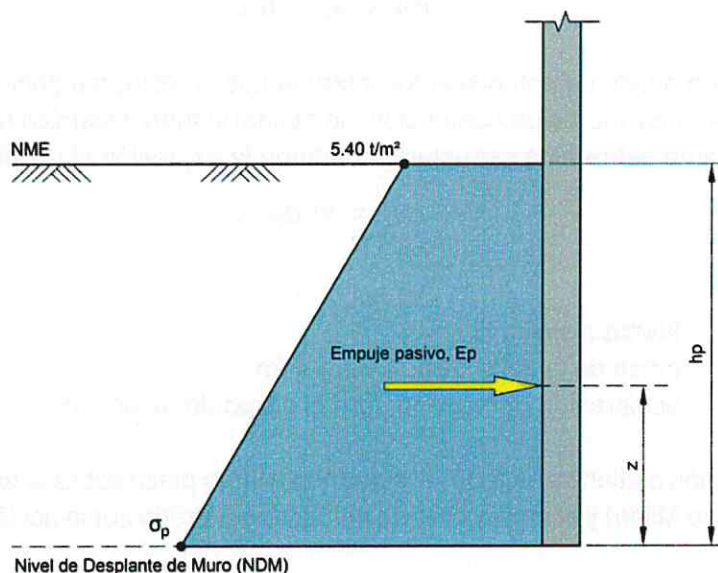


Figura 40. Esfuerzo y empuje pasivo horizontal en la pata del muro

Tabla 16. Empuje pasivo horizontal en la pata del muro

Nivel máximo de excavación, [m]	NDM [m]	Empuje pasivo E_p [t/m]	Posición del empuje respecto al desplante del muro, z [m]
6.20	10.0	29.0	1.71
7.20	12.0	39.5	2.12
7.75	12.0	33.6	1.90
8.75	13.0	33.6	1.90

Empujes y Esfuerzos horizontales a largo plazo. Los esfuerzos horizontales en reposo, o a largo plazo, que actuarán sobre el muro Milán al integrarse y formar las paredes de la estructura subterránea se evaluaron mediante:

$$P_{H0} = \sigma_{H0} + u$$

con

$$\sigma_{H0} = \sigma_z k_0$$

donde:

P_{H0}	Esfuerzo total horizontal en reposo, t/m ²
σ_{H0}	esfuerzo efectivo horizontal en reposo a la profundidad z, t/m ²
k_0	coeficiente de presión de tierras en reposo

siendo:

$$0.4 \leq k_0 \leq 0.8$$

Adicionalmente y con objeto de establecer los incrementos de esfuerzo generados por la acción del sismo de diseño sobre los muros de contención, se definió la fuerza sísmica horizontal generada por la cuña lateral actuante sobre esta estructura a partir de la expresión siguiente:

$$F = m a_0$$

donde:

F	fuerza sísmica, t
m	masa de la cuña deslizante, t s ² /m
a_0	aceleración del terreno para el sismo de diseño, g

El diagrama de presión de tierras en reposo, actuando a largo plazo sobre la pared lateral del sistema de cimentación (muro Milán) y el incremento de esfuerzo generado por la acción sísmica se muestran en la Figura 42.

Se señala que, para el cálculo de los esfuerzos horizontales por sismo se utilizó como aceleración del terreno $a_0 = 0.29$ g (284.5 cm/s²), de acuerdo con los parámetros obtenidos del estudio para determinar el Espectro de Diseño Sísmico de Sitio (SDS, 2022).

6.3 Revisión ante falla de fondo

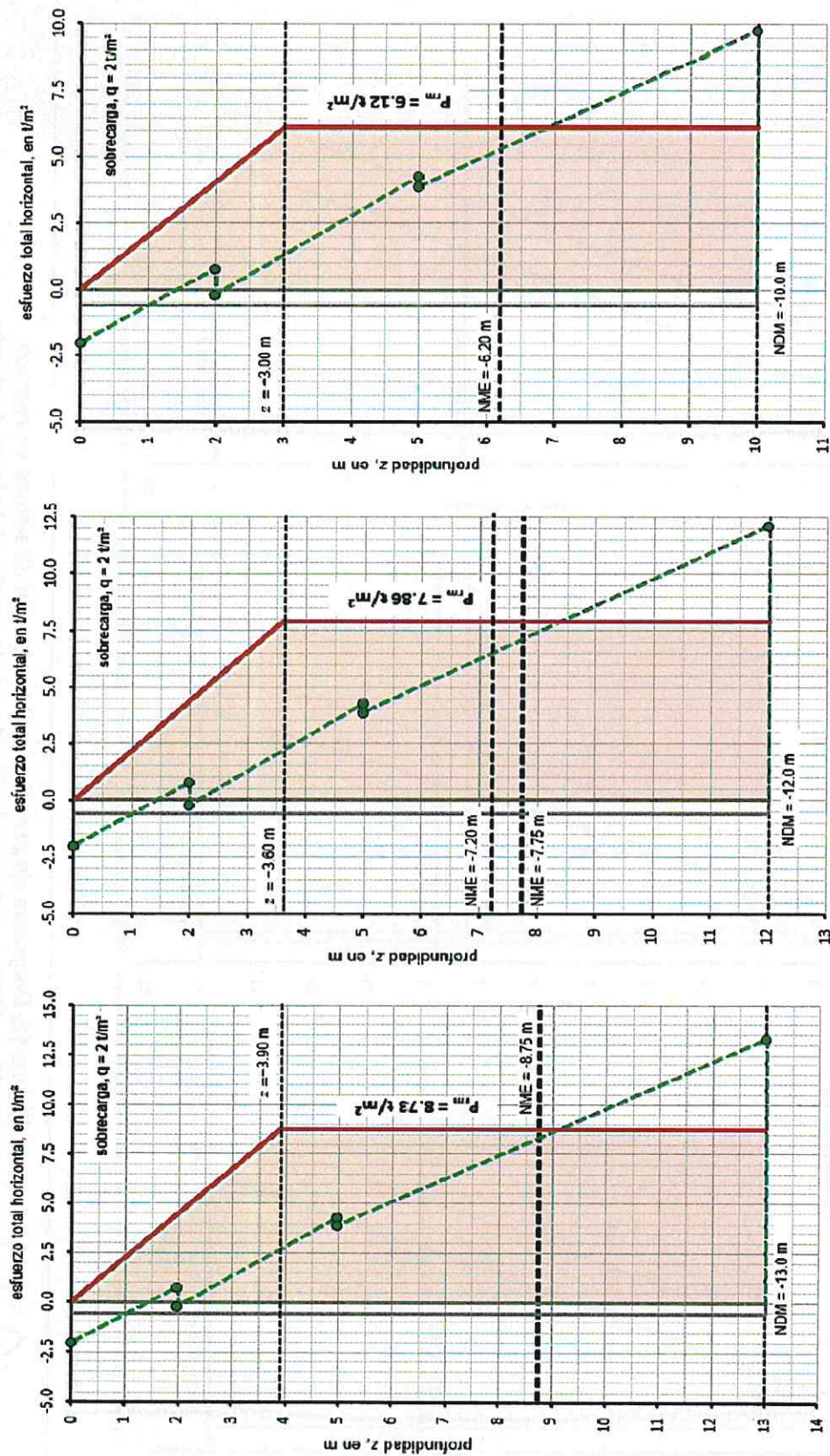
El análisis de la estabilidad de la excavación ante una posible falla de fondo generada por el esfuerzo inducido en la zona exterior del muro Milán, se analizó bajo los siguientes criterios:

➤ Análisis considerando la geometría de la excavación

$$FS_t = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u}{\gamma_n H + p_s}$$

donde

FS_t	factor de seguridad ante falla de fondo
B	ancho de excavación, m
L	largo de excavación, m



Muro desplazado a -10.0 m

Muro desplazado a -12.0 m

Muro desplazado a -13.0 m

Figura 41. Esfuerzos horizontales activos y diagrama de presiones redistribuidas

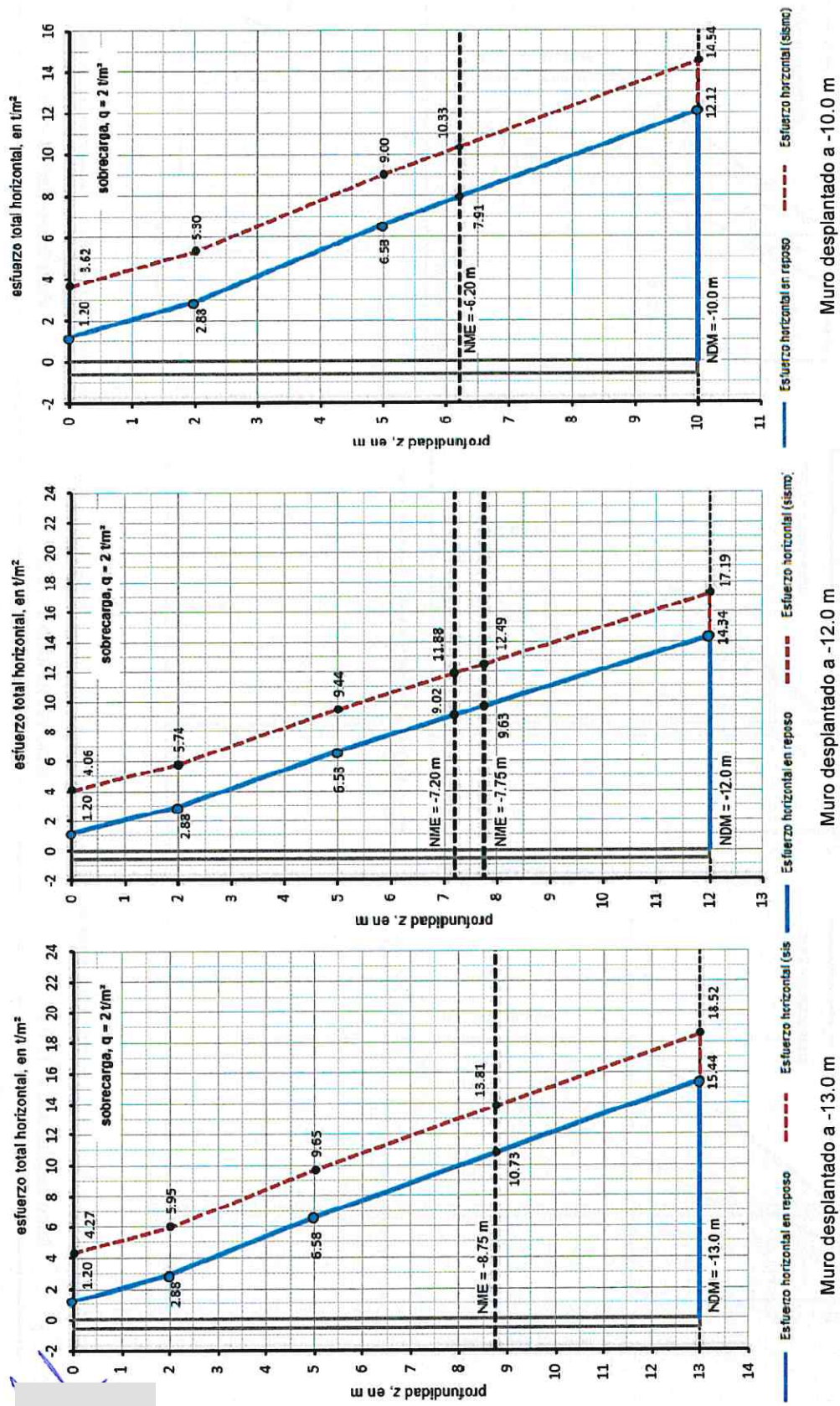


Figura 42. Diagrama de presión total horizontal de tierras en reposo sobre Muro Milán y esfuerzo generado por la acción del sismo de diseño

Esta ecuación es aplicable dentro de los siguientes límites:

$$H/B \leq 2.5 \quad ; \quad B/L \leq 1$$

➤ **Análisis incluyendo los efectos de la adherencia y rigidez de la pata del Muro Milán**

$$FS_t = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m}}{\gamma_n H + p_s}$$

con

$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r)$$

donde,

M_r	momento resistente admisible, en t-m
A_s	área de acero, por metro lineal, en la cara en tensión de la sección, en cm ²
F_R	factor de reducción de resistencia (considerado = 0.7)
f_y	esfuerzo límite de fluencia del acero, (4.2 t/cm ²)
h	espesor de la sección de concreto, en m
r	recubrimiento de acero, en m
H_p	altura de la pata del muro, en m
h_m	distancia del desplante del muro a la losa del sótano 1, en m

Se destaca que, con el procedimiento constructivo propuesto, la extensión de la falla dentro de la excavación no es mayor a un ancho de 18.0 m y su profundidad máxima es de 13.0 m por debajo del nivel máximo de excavación.

En la Figura 43 se muestra esquemáticamente el posible mecanismo ante la falla del fondo de la excavación.

Se analizaron las condiciones de falla para cada una de las colindancias y en la revisión de la estabilidad se aplicaron los criterios indicados. Los factores de seguridad obtenidos para cada condición se presentan en la Tabla 17.

Tabla 17. Factor de seguridad ante falla de fondo

Nivel de desplante de muro, en m	FS considerando la longitud de la excavación	FS considerando los efectos de la adherencia y rigidez del muro
-10.0 m	1.96	2.83
-12.0 m	1.67	2.34
-13.0 m	1.52	2.01

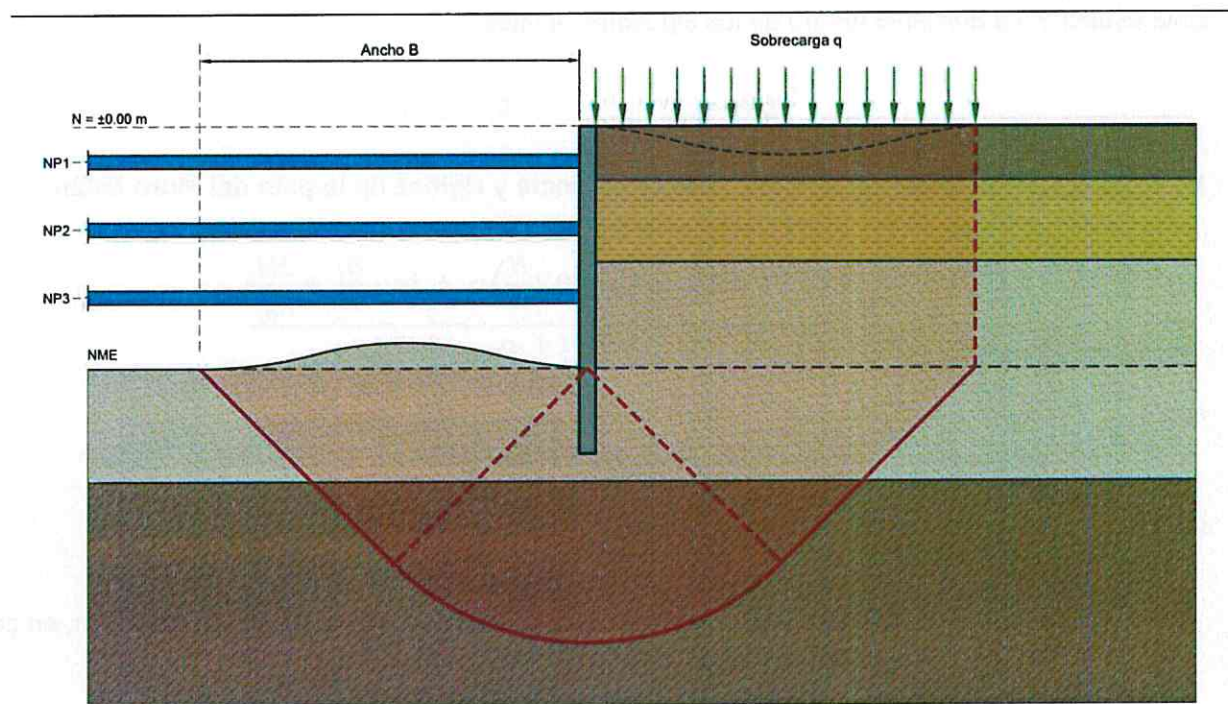


Figura 43. Esquema de posible mecanismo ante falla de fondo

En la Tabla 16 se aprecia que los factores de seguridad son superiores a la unidad bajo cualquier condición y se considera que el factor de seguridad crítico es el que se presenta para la zona con la excavación más profunda. En cualquier condición se tiene que:

$$FS_{fondo} \geq 1.52$$

Se considera que los factores de seguridad obtenidos de estos análisis son admisibles; sin embargo, se deberá desarrollar un proceso constructivo continuo y eficiente. En caso de permanecer la excavación abierta, los parámetros de resistencia del suelo se degradarán y el factor de seguridad disminuirá, por lo que se recomienda que una vez alcanzada la profundidad máxima de excavación se coloque la plantilla, y se realice el armado y colado de la losa de fondo.

6.4 Estado límite ante falla de fondo

Al aplicar el criterio establecido en las NTC-DCC-2017 para asegurar la estabilidad de excavaciones adomadas, la posibilidad de falla de fondo por corte en arcillas se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_c < c_u N_c F_R$$

donde:

c_u cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU);

N_c	coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación: el ancho de la excavación (B), longitud (L) y profundidad (D). Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo;
p_v	presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación
$\Sigma q F_c$	sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga
F_R	Factor de reducción que se tomará igual a 0.7

Bajo este criterio, los esfuerzos generados fuera de la zona de construcción a la misma profundidad de excavación deben cumplir con la desigualdad siguiente:

$$p_v + \sum q F_c < 15.8 \text{ t/m}^2$$

Esta condición se cumple al considerar que los esfuerzos inducidos por las construcciones y cargas en las vialidades que circundan la excavación, es:

$$p_v + \sum q F_c = 13.8 \text{ t/m}^2$$

Se destaca que en este análisis se ha considerado una sobrecarga desde la superficie de 2.0 t/m² en todas las colindancias.

6.5 Falla por subpresión

La revisión ante la posible falla por subpresión se realizó considerando la capa permeable más próxima por debajo del nivel máximo de excavación, de acuerdo con lo observado en los perfiles estratigráficos de los sondeos de penetración estándar.

En la Figura 44 se muestra esquemáticamente el posible mecanismo de falla por subpresión que se caracteriza por un bufamiento súbito debido al empuje ejercido por la presión hidrostática debajo del fondo de la excavación.

La revisión de la falla por subpresión se realizó aplicando la expresión siguiente:

$$FS_{\text{subpresión}} = \frac{p_v}{U}$$

donde:

p_v	esfuerzo vertical entre el fondo de la excavación y la capa permeable, t/m ² ;
U	presión hidrostática en la capa permeable, t/m ²

Bajo este criterio, el factor de seguridad obtenido ante falla por supresión es el siguiente:

$$FS_{\text{supresión}} = 0.48$$

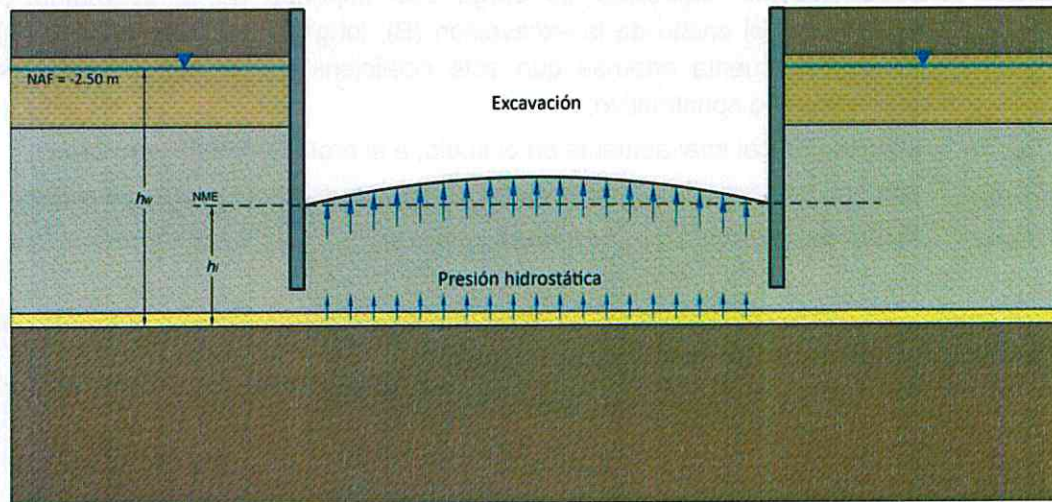


Figura 44. Esquema de posible mecanismo ante falla por subpresión

Dado que la falla por subpresión es inminente, el proyecto geotécnico requiere de la instalación de un sistema de bombeo, lo que producirá la disminución de la presión de poro debajo del fondo de la excavación, aumentando las condiciones de seguridad. Por ello, se propone abatir el nivel de agua al menos 1.5 m por debajo del nivel máximo de excavación, bajo esta condición la altura piezométrica es:

$$h_w = 3.3 \text{ m}$$

Con ello, el factor de seguridad por subpresión es admisible, al incrementarse a:

$$FS_{\text{subpresión}} = 1.54$$

6.6 Estado límite ante falla por subpresión

Al aplicar el criterio fijado en las NTC-DCC-2017, para evitar una falla por subpresión es necesario cumplir con la desigualdad siguiente:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

donde

h_w	altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable, t/m ² ;
γ_w	peso volumétrico del agua, t/m ³
γ_m	peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, t/m ³

Bajo este criterio, el espesor h_i debajo del fondo de la cimentación debe cumplir con:

$$h_i > 10.5 \text{ m}$$

En todos los casos de nivel máximo de excavación, el espesor h_i entre el fondo y la capa permeable ($z = -13.0$ m) varía entre 4.25 y 6.80 m, por lo que no se cumple la condición establecida. Por lo tanto, se espera la ocurrencia de una falla por subpresión bajo este criterio.

Una vez instalado el sistema de bombeo, el abatimiento piezométrico hasta al menos 1.5 m por debajo del nivel máximo de excavación, para el caso más desfavorable (NME = -8.75 m), se generará una altura piezométrica de:

$$h_w = 2.8 \text{ m}$$

Con ello, el espesor h_i debajo del fondo de la cimentación de 4.25 m, que cumple con el estado límite de falla fijado por la normatividad:

$$h_i > 2.4 \text{ m}$$

6.7 Falla por pateo

En el momento en que se alcanza la máxima profundidad máxima de excavación, el muro Milán se ve sujeto al mayor esfuerzo horizontal del suelo contenido. Esta presión es contrarrestada por el suelo de la zona interior donde se empotra el muro y por el sistema de apuntalamiento, previamente colocado.

Bajo la condición expuesta, es posible que ocurra una falla estructural del muro Milán por la formación de una articulación plástica en el sitio donde se ubica el último nivel de puntales. A este mecanismo de falla se le conoce como pateo y se ilustra en la Figura 45.

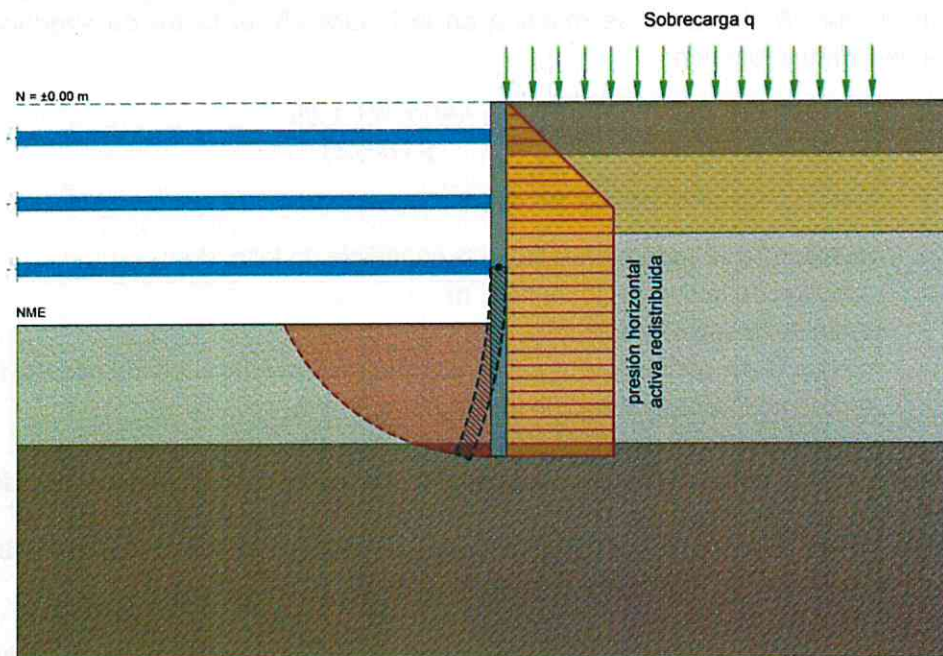


Figura 45. Esquema de posible mecanismo ante falla por pateo

La revisión de la falla por pateo se realizó atendiendo a dos diferentes criterios:

➤ **Análisis de esfuerzos horizontales**

La evaluación del factor de seguridad a partir de la comparación de los esfuerzos horizontales en el mecanismo de falla se realizó aplicando la expresión siguiente:

$$FS_{bp} = \frac{p_p + p_{em}}{p_{rm}}$$

con

$$p_p = 3.57c_u + 0.5\gamma_m H_p \quad ; \quad p_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2}$$

donde,

p_p	presión pasiva del suelo en la cara interior de la pata, t/m ² ;
p_{em}	presión media equivalente al momento resistente del muro, t/m ²
p_{rm}	presión activa redistribuida en la cara exterior de la pata, t/m ²
M_r	momento flexionante resistente del muro, t-m/m

➤ **Análisis de momentos considerando la resistencia a lo largo de la superficie de falla**

Al considerar la fuerza resistente que se desarrolla a lo largo de la superficie de falla circular que se presenta en el muro Milán como se muestra en la Figura 45, el factor de seguridad se evaluó mediante la siguiente expresión:

$$(FS)_p = \frac{\bar{c}Lr + Wl + M_r}{p(D^2/2)}$$

donde,

$\bar{c}$	resistencia al corte promedio en la superficie de falla, t/m ² ;
L	longitud de la superficie de falla, m
r	radio de la superficie de falla, m
l	distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente, m
M_r	momento flexionante resistente del muro, t-m/m
p	presión promedio sobre el muro, t/m ²
D	longitud entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro, m

En los análisis se consideraron las distintas alturas de muro, por lo que al finalizar la excavación se tendrán entre 3.8 y 4.3 m de empotramiento en el terreno.

Adicionalmente, en estos cálculos se ha considerado la posición del último nivel de puntales como punto de apoyo a 2.0 m por encima del nivel máximo de excavación y la resistencia a momento flexionante del muro Milán con las siguientes características:

Espesor del muro:	$e = 60 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r = 7.5 \text{ cm}$
Porcentaje de acero en tensión:	$\rho = 1\%$
Límite elástico del acero de refuerzo:	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
Factor de reducción de resistencia:	$F_R = 0.7$

Los factores de seguridad ante falla por pateo para la última etapa de excavación, obtenidos bajo los dos criterios de análisis son los que se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18. Factor de seguridad ante falla por pateo

Nivel máximo de excavación, [m]	Altura de muro [m]	FS considerando esfuerzos horizontales	FS considerando la resistencia a lo largo de la superficie de falla
6.20	10	2.62	1.84
7.20	12	1.97	1.64
7.75	12	1.89	1.56
8.75	13	1.80	1.51

Como se observa en la Tabla 18, los menores factores de seguridad resultan del análisis de momentos considerando la resistencia a lo largo de la superficie de falla.

Nótese también que en cada etapa de excavación se mantiene un factor de seguridad superior a 1.50 en todos los casos. Este valor se considera aceptable siempre que, una vez alcanzadas estas profundidades de excavación se construya de inmediato la losa de fondo. Una vez construido este elemento estructural el factor de seguridad se incrementa considerablemente, lo que garantiza la estabilidad del sistema de contención.

Se destaca que, conforme pase el tiempo, los parámetros de resistencia del suelo se degradarán y el factor de seguridad disminuirá. Por ello, se insiste en que, para garantizar la estabilidad del sistema de contención, es fundamental desarrollar un proceso constructivo eficiente, que se ejecute de manera continua, sin interrupciones y que los elementos estructurales y las losas estén adecuadamente ligados estructuralmente al muro Milán. Se deberá respetar el proceso constructivo definido y no exceder los niveles máximos de excavación establecidos para cada una de las etapas, principalmente en aquellas donde se tiene prevista la construcción de las losas.

6.8 Falla por flotación

Una vez suspendido el sistema de bombeo, la presión que se ejercerá el agua por debajo de la losa de cimentación deberá ser contrarrestada por las cargas inducidas por la estructura ya construida.

Para evitar la falla por flotación, el sistema de bombeo idealmente se deberá suspender una vez que las cargas que la estructura ejerce sobre el terreno sean superiores a la presión del agua generada en el desplante de las losas de fondo. Considerando que el nivel freático se ubica a 2.5 m de profundidad y la distribución piezométrica establecida, la presión de agua en el desplante es:

$$U = 6.0 \text{ t/m}^2$$

Se considera que el máximo nivel de esfuerzo generado por el agua será excedido por las cargas de la estructura después de concluir por completo el cajón de cimentación y preferentemente los tres primeros niveles del edificio; sin embargo, esta condición deberá ser ratificada por el área de estructuras.

6.9 Sistema de troquelamiento

Se propone que los troqueles se fabriquen con tubo OC cedula 40 con el diámetro que indique el área de estructuras, estos elementos serán colocados con una separación de 4.0 m, como máximo, precargados y reaccionando contra bloques de concreto dispuestos sobre las losas de fondo del sótano y contra la estructura de sótano construida en la zona central, por lo que se deberá considerar en el diseño y realizar las preparaciones en los elementos estructurales.

El sistema de soporte con puntales consiste en colocar de dos a tres niveles de troqueles que, dependiendo de la profundidad de desplante del muro y el nivel máximo de excavación, se define la posición de los diferentes niveles de apuntalamiento.

A partir de las presiones horizontales que actuarán en el sistema de contención durante el proceso de excavación, se determinaron las fuerzas que ejerce el terreno a la profundidad donde se encuentran colocados los troqueles, considerando un ancho tributario de estos elementos que, en este caso es de 4.0 m.

En la Tabla 19 se muestran los resultados de las fuerzas máximas que deben soportar los elementos para cada nivel de apuntalamiento, mismas que deberán ser utilizadas en el diseño estructural de los puntales, en la definición de la precarga y en la revisión de los elementos del sistema de contención.

Tabla 19. Empujes horizontales y fuerzas para cada nivel de troqueles					
Zona	NME [m]	Nivel de puntales	Profundidad [m]	Ea [t/m]	F_{máx} [t]
Zona 1 (NDM = -13.0 m)	-8.75	1	2.0	10.8	43.2
		2	4.5	20.2	80.8
		3	6.8	28.4	113.6
Zona 2 (NDM = -12.0 m)	-7.20 a -7.75	1	2.0	9.8	39.2
		2	4.2	15.4	61.6
		3	6.0	20.8	83.2
Zona 3 (NDM = -10.0 m)	-6.20	1	2.0	9.8	39.2
		2	4.2	18.9	75.6

6.10 Análisis de la excavación con el Método de Elemento Finito

Complementariamente se realizó la revisión de la estabilidad de la excavación con un modelo numérico utilizando el Método de Elementos Finitos mediante el programa PLAXIS 2D, con objeto de evaluar el comportamiento de la excavación siguiendo el procedimiento constructivo establecido.

Etapas de análisis. Las etapas de análisis en el modelo de elementos finito se ajustaron al procedimiento de excavación propuesto. La secuencia aplicada al modelo es la siguiente:

- a) Cálculo del estado inicial de esfuerzos.
- b) Colocación de elementos para simular el muro Milán, pilas (elementos *embedded beam*) y activación de las sobrecargas en superficie.
- c) Simulación del sistema de bombeo para modelar la excavación en condiciones estancas. En cada etapa se realiza el análisis del flujo en el subsuelo para mantener el nivel de agua por lo menos 1.0 m por debajo del nivel de excavación.
- d) Excavación del núcleo central en banquetes de 2.0 m y avances de 5.0 m hacia las colindancias dejando una berma con una pendiente de 1H:1.75V.
- e) Al concluir la excavación hasta el nivel de desplante del sótano se activa los elementos de la losa de fondo en la zona excavada.
- f) Se activan los elementos estructurales para simular la estructura del sótano en la zona central.
- g) Se inicia el retiro de las bermas excavando el material y activando los elementos que simulan los puntales. Estas etapas se llevan a cabo hasta llegar al nivel máximo de excavación.
- h) Construcción ascendente de la estructura de sótano en las colindancias.

En la Figura 46 se muestra la malla con los elementos del sistema de contención y pilas de cimentación en una etapa intermedia de excavación. En esta figura se puede apreciar el efecto del bombeo en el abatimiento del NAF.

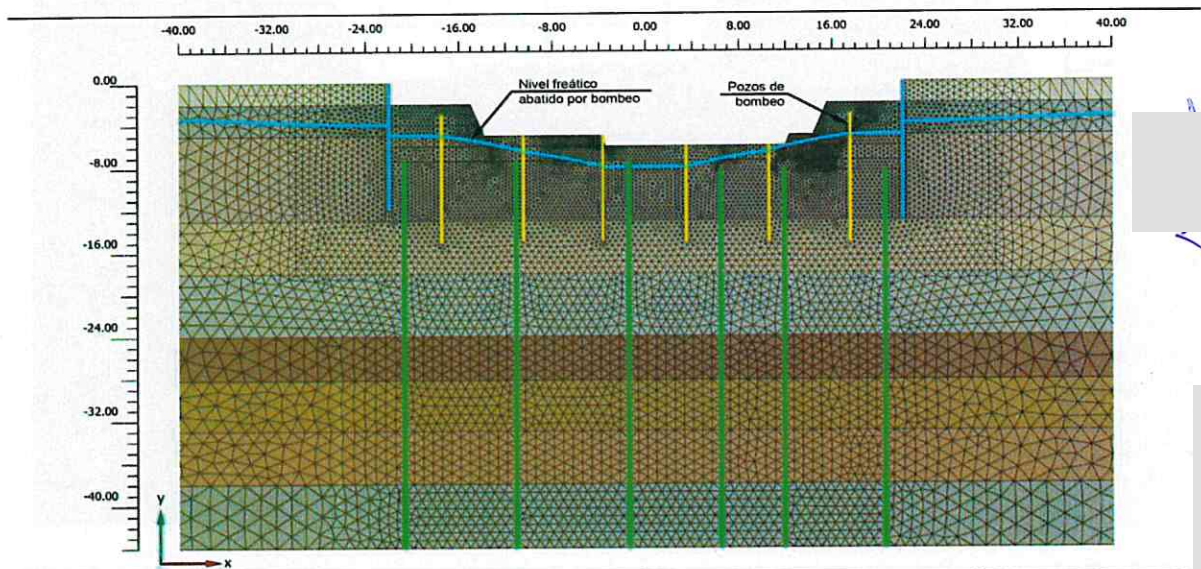


Figura 46. Malla de elementos finitos en una etapa de excavación del núcleo central

En la Figura 47 se muestra la etapa cuando se alcanza el nivel máximo de excavación en la zona central y también se presenta la malla en la etapa en la que se concluye la construcción de la estructura de sótano previo a la excavación de las bermas laterales.

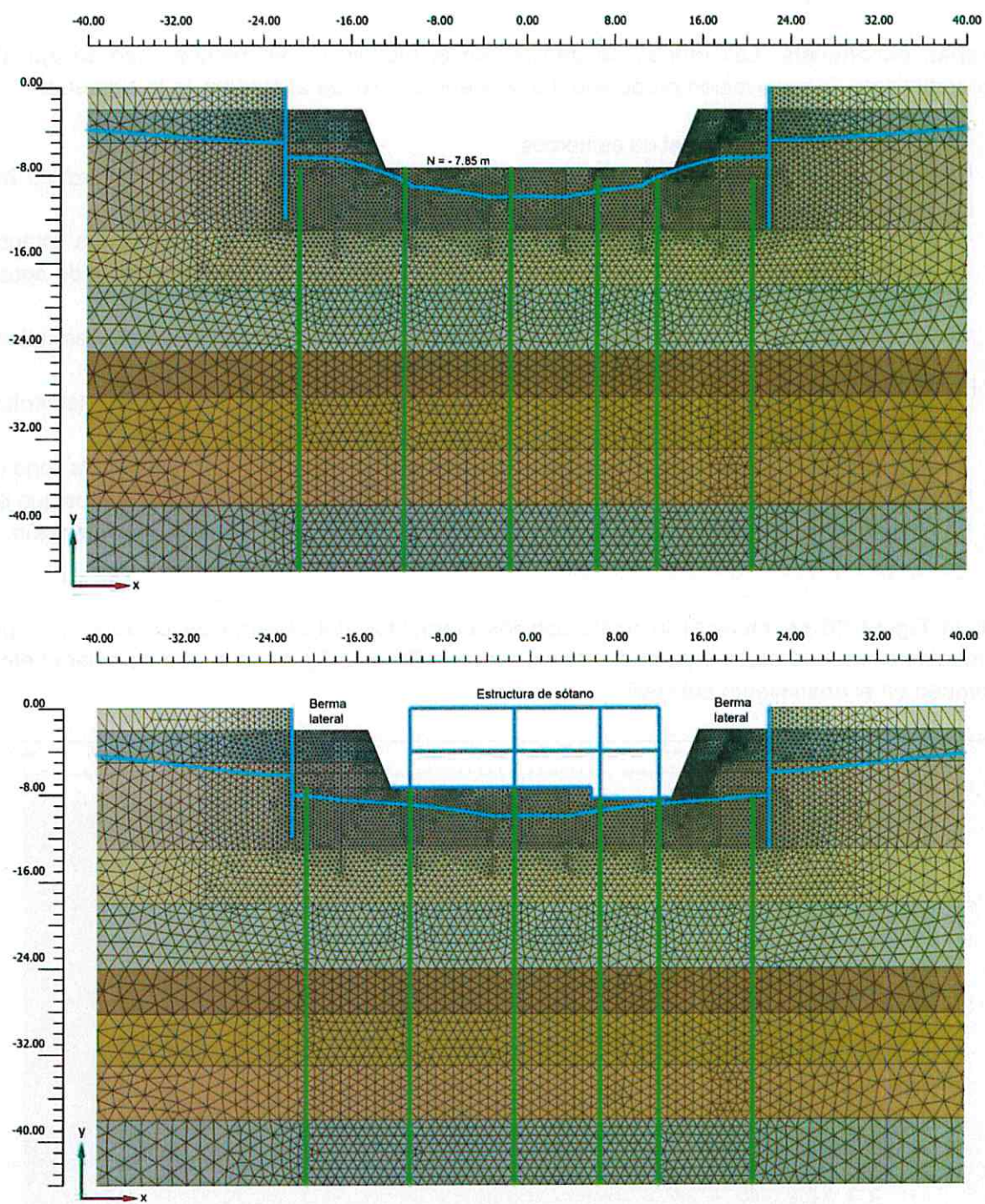


Figura 47. Malla de elementos finitos en una etapa de excavación del núcleo central

Resultados del análisis del modelo numérico

A partir de las etapas de análisis descritas y con los parámetros geomecánicos de la Tabla 5, se realizó el cálculo en el modelo numérico para definir el comportamiento esperado de la excavación y del sistema de contención durante el proceso constructivo.

En la Figura 48 se muestran los desplazamientos verticales generados durante el proceso de excavación al alcanzar el nivel máximo de desplante. En esta figura se aprecia que, al centro de la excavación, se tiene una expansión máxima de 14.5 cm.

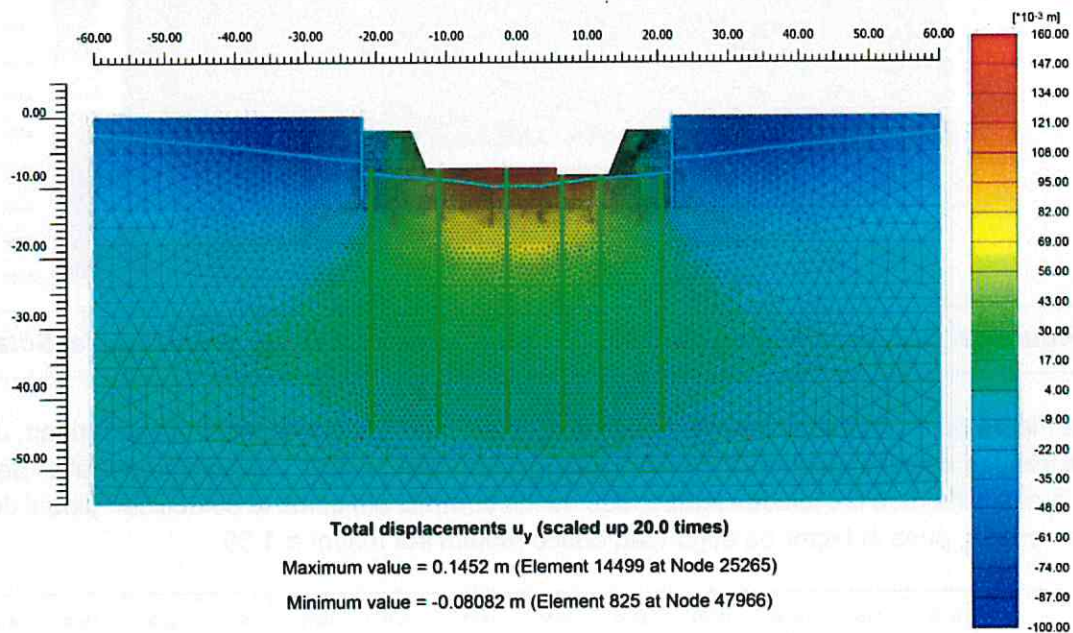


Figura 48. Desplazamientos verticales al alcanzar el nivel de desplante del Sótano 2

Se destaca que en este análisis se ha considerado el efecto del bombeo y la presencia de las pilas. Estos elementos contribuyen a la disminución de las expansiones en la excavación.

En la Figura 49 se presenta el campo de desplazamientos horizontales al término de la excavación de las bermas perimetrales. Esta etapa se considera la más desfavorable por la profundidad de la excavación y las condiciones del terreno. En esta figura se observa que en el desplante de los muros se tiene un desplazamiento hacia el interior de la excavación del orden de 10 cm; sin embargo, la estabilidad del muro está asegurada con el sistema de troquelamiento y con la construcción de la losa de fondo. Se destaca que hacia la superficie del terreno, junto a las colindancias, los desplazamientos son menores.

Se verificó también la estabilidad global del sistema principalmente en los taludes que forman las bermas considerando que la condición más desfavorable se presenta cuando se alcanza el nivel de desplante de los sótanos.

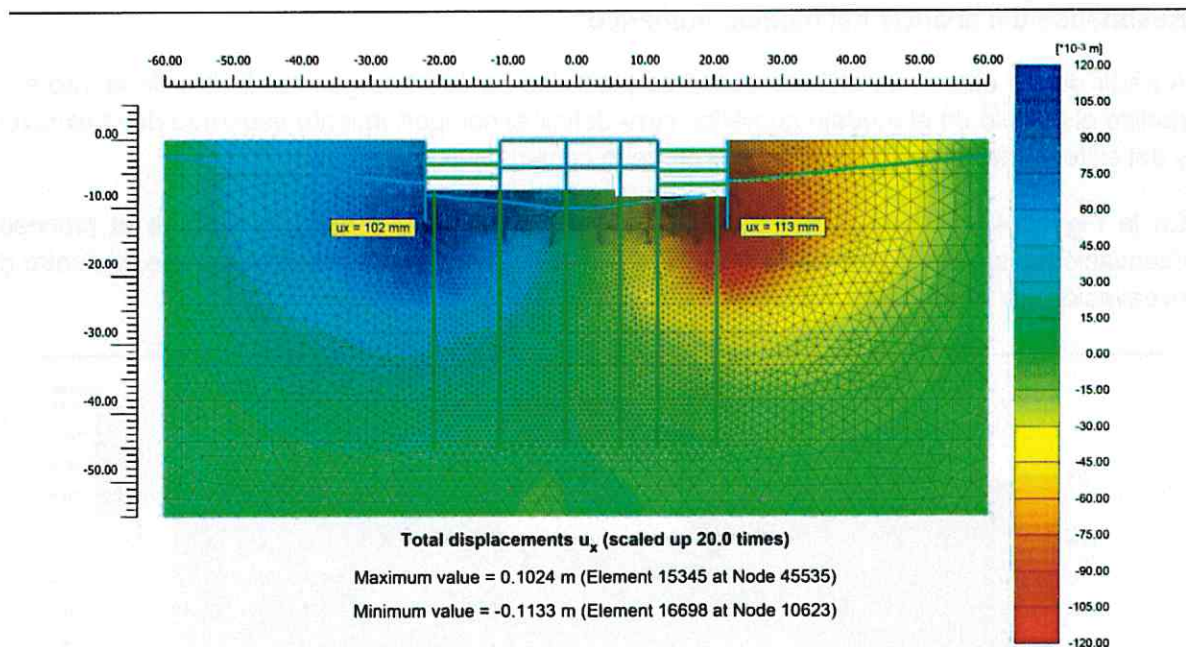


Figura 49. Desplazamientos horizontales al alcanzar el nivel de desplante del Sótano 2

En la Figura 50 se muestran los resultados obtenidos en el cálculo de factor de seguridad, donde se muestran los desplazamientos incrementales, así como el posible mecanismo de falla. Se aprecia que la estabilidad de los taludes temporales de las bermas, así como la estabilidad global de la obra es adecuada, pues el factor de seguridad crítico resulta ser mayor a 1.50.

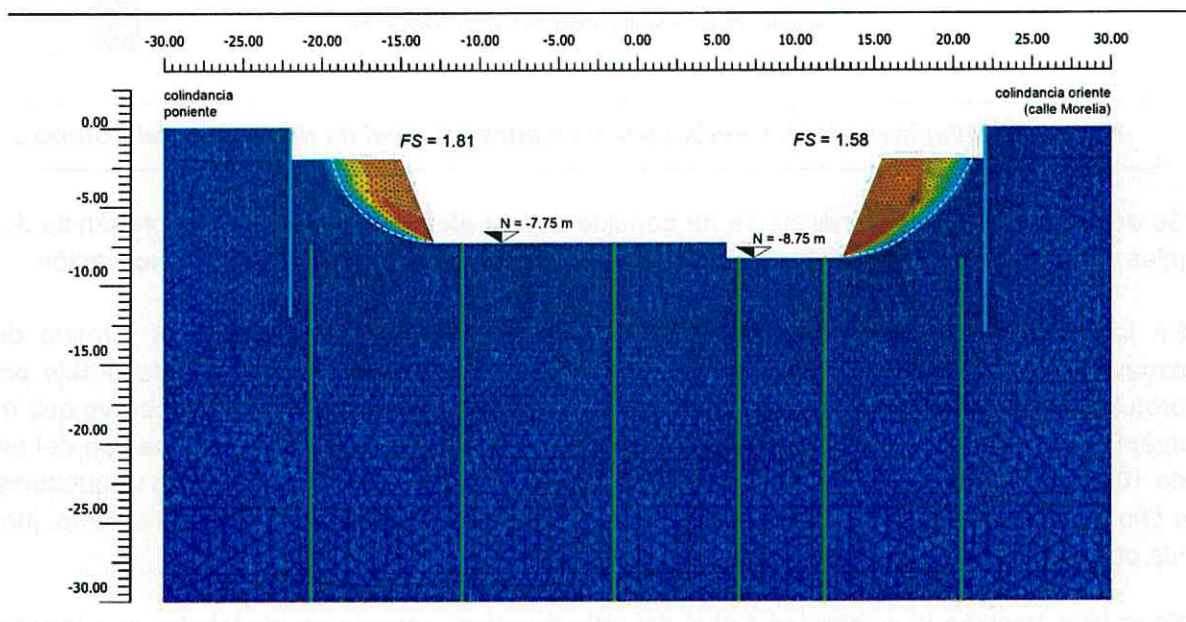


Figura 50. Cálculo del factor de seguridad al finalizar el proceso de excavación

7 PROCESO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo para la excavación y construcción de la cimentación de la estructura se compone por las siguientes actividades generales:

- Trabajos previos a la construcción
- Construcción del muro Milán
- Construcción de pilas
- Instalación del Sistema de Bombeo
- Excavación del cajón
- Construcción de los niveles de sótano
- Suspensión del Bombeo

7.1 Trabajos previos a la excavación

Levantamiento notarial. Antes del inicio de cualquier actividad en el predio, es recomendable realizar un levantamiento con el acompañamiento de un Notario Público que certifique el estado físico de las estructuras vecinas. En caso de encontrar algún daño estructural (grietas, fisuras, etc.) en las colindancias, se deberán colocar testigos para monitorear su comportamiento durante la construcción del edificio proyectado. Estas acciones buscan tener un antecedente legal sobre el estado físico de las edificaciones.

Monitoreo. Con la finalidad de verificar el comportamiento de la excavación y construcción del edificio, se deberá implementar un programa de instrumentación. Se busca identificar posibles condiciones de inestabilidad o deformaciones inadmisibles, con objeto de tomar oportunamente las medidas necesarias que permitan garantizar las condiciones de seguridad de la obra y de las estructuras vecinas. Consistirá en la colocación de referencias topográficas en el perímetro del predio y zona de influencia de la construcción, que muestren y den seguimiento a posibles desplazamientos verticales y horizontales.

Banco de nivel. Se situará un banco de nivel fuera del área de influencia de la obra. Se recomienda elegir un banco fijo a una distancia de 300 m del sitio, como mínimo. Se buscará que el banco no se vea afectado por el comportamiento de estructuras cercanas.

Puntos de control. Durante la etapa constructiva se instalarán puntos de control en las colindancias del predio, sobre las construcciones colindantes y las banquetas localizadas en el límite del predio. Sobre cada punto se deberá llevar un control de movimientos en los ejes "x", "y" y "z". Estos puntos de control deberán incluir:

- **Testigos superficiales.** La colocación de puntos superficiales en el perímetro del predio y en la banqueta. Consisten en líneas de colimación paralelas a los ejes de la excavación, que se observan con un tránsito para detectar los posibles desplazamientos horizontales, mientras que con un nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos superficiales que se instalarán en las banquetas para el control de movimientos horizontales y

verticales, consisten en un tornillo de cabeza esférica empotrado, con una línea grabada en dirección perpendicular a la ranura, que sirve como guía para colocar una regla metálica de medición. Los detalles de estos testigos superficiales se muestran en la Figura 51. Estos testigos se colocarán también en la trabe de coronamiento del muro Milán.

- **Testigos en muros.** Situar marcas de nivelación en los muros de las edificaciones aledañas al predio y sobre la banqueta. Estos testigos estarán preferentemente separados a cada 5.0 m, como máximo. La configuración que presentan estos testigos se indica en la Figura 51.
- **Plomadas.** Colocar plomos en las esquinas de todos los cuerpos de las estructuras colindantes para verificar la evolución de los desplazamientos durante la construcción.
- **Inclinómetros.** Instalación de inclinómetros en el muro Milán para monitorear posibles movimientos horizontales durante la excavación. Se recomienda instalar al menos un dispositivo en el panel central del muro Milán coincidente con cada uno de los cuerpos de las estructuras colindantes. Actualmente existen en el mercado dispositivos de diferentes características que permiten medir los desplazamientos horizontales; sin embargo, con cualquiera de ellos se deberá garantizar la medición confiable de las deformaciones horizontales en toda la profundidad de los paneles seleccionados del muro Milán.
- **Testigos en fisuras y grietas.** Colocación de testigos en elementos estructurales de las edificaciones vecinas en aquellos puntos en los que se haya identificado algún agrietamiento previo por daño estructural. Los testigos serán de yeso y permitirán monitorear el desarrollo de grietas y fisuras. En aquellos que presenten movimiento, se colocarán pares de reglas graduadas que ayuden a cuantificar el nivel de desplazamiento generado.

Seguimiento. La frecuencia de lecturas de medición en los puntos de control será de la siguiente manera:

- Se deberá realizar una nivelación inicial en todos los testigos instalados dos semanas antes de realizar cualquier actividad.
- La frecuencia de toma de lecturas deberá realizarse tres veces por semana durante la etapa de excavación.
- Concluida la excavación se realizará una medición por semana hasta el término de la construcción.
- Posterior a la construcción se realizará una medición al mes durante doce meses.
- Las mediciones posteriores serán cada seis meses durante los siguientes cinco años.
- De acuerdo con las NTC-DCC (2017), se realizará por lo menos una medición cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, particularmente a raíz de un sismo.

La frecuencia de las lecturas podrá modificarse a juicio de la supervisión, dependiendo de la magnitud de los movimientos medidos y del comportamiento de las excavaciones. Las mediciones tendrán como referencia el banco de nivel alejado del área de construcción y deberán estar disponibles como máximo al día siguiente de su levantamiento.

Grietas y fisuras en banquetas y vialidades. En caso de identificar agrietamientos o fisuras en la banqueta o en la vialidad, se avisará a la supervisión geotécnica y, después de su inspección, se procederá a su sellado para evitar la posible infiltración de agua de lluvia.

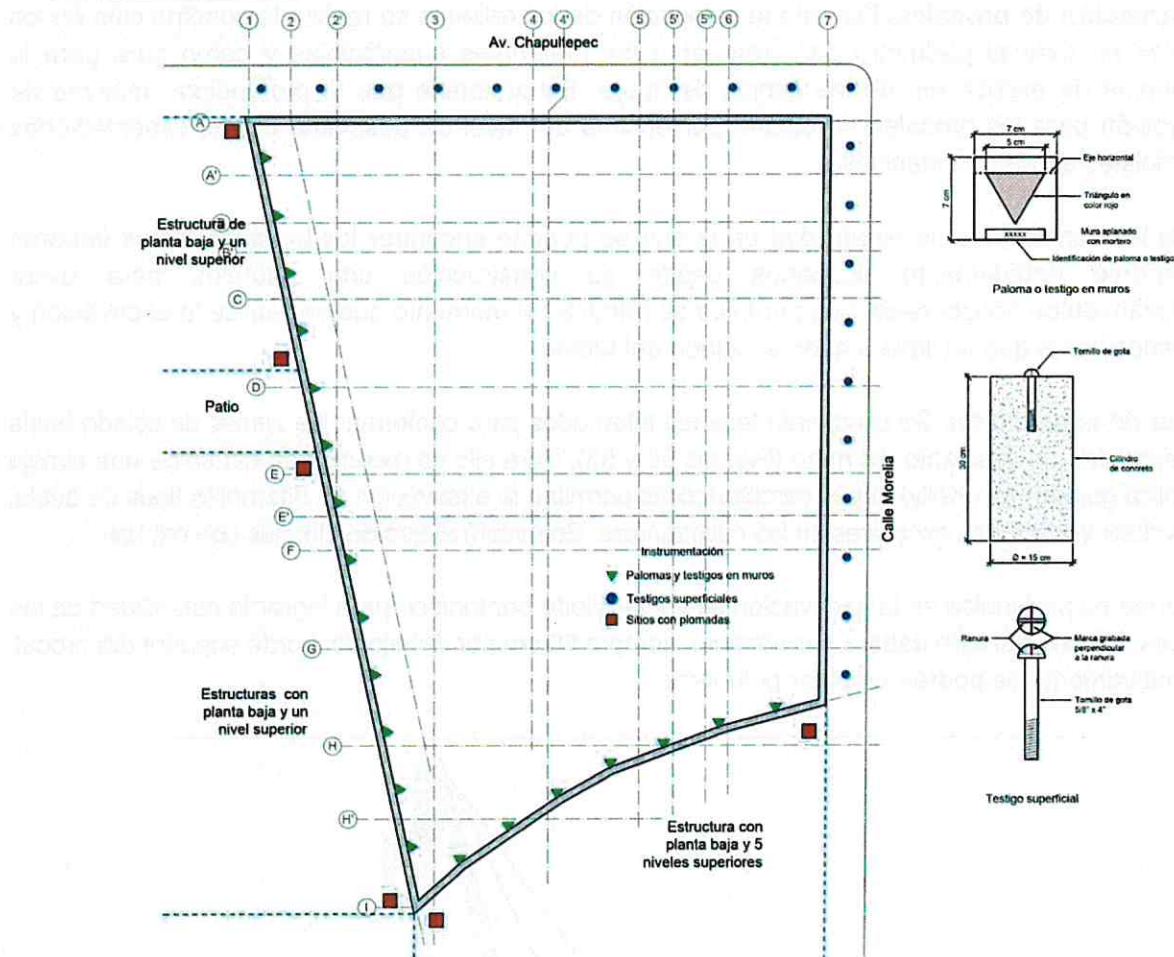


Figura 51. Propuesta de instrumentación

Demolición. Consiste en la limpieza total del predio efectuando la demolición de las edificaciones existentes en el sitio y la cimentación de las mismas. Al terminar estos trabajos se procederá a la identificación, retiro, protección y/o reubicación de instalaciones subterráneas en el predio. Los trabajos de demolición se realizarán empleando equipo ligero que no genere vibraciones inadmisibles en las estructuras colindantes. Adicionalmente el retiro de los bloques demolidos se ejecutará sin generar derrumbes locales que produzcan impactos que afecten a las construcciones cercanas.

Trazo y nivelación. Una vez demolida la estructura existente y después de retirar por completo el escombro, se realizará el trazo de los ejes del edificio en la superficie del predio, delimitando el área de excavación y construcción de la estructura subterránea. También se realizará el trazo de los tableros del Muro Milán, así como la ubicación de los pozos de bombeo.

7.2 Construcción del muro Milán

Ubicación. Se efectuará la localización y trazado del perímetro del sótano con topografía.

Construcción de brocales. Durante la colocación de los rellenos se realiza la construcción de los brocales en todo el perímetro para retener a los materiales superficiales y como guía para la maquinaria de excavación de las zanjas del muro. Es preferible que la profundidad máxima de excavación para los brocales se ubique por encima del nivel de desplante de las cimentaciones superficiales de las colindancias.

Dadas las condiciones de estabilidad en la que se pueden encontrar los brocales, estos deberán mantenerse debidamente acunados desde su construcción con puntales para evitar desplazamientos horizontales. Los puntales se retirarán al momento que se realice la excavación y colocarlos hasta que se lleve a cabo el colado del tablero.

Zanjas de excavación. Se excavarán tableros alternados para conformar las zanjas de colado hasta la profundidad de desplante del muro (Figuras 52 y 53). Para ello se recomienda el uso de una almeja hidráulica guiada (con Kelly) cuyas características permitan la excavación en diferentes tipos de suelo, sin producir vibraciones excesivas en las colindancias. Se evitará el uso de almejas con cables.

Conforme se profundice en la excavación se vaciará lodo bentonítico para lograr la estabilidad de las paredes. El nivel del lodo deberá permanecer siempre 50 cm por debajo del borde superior del brocal. Alternativamente se podrán emplear polímeros.

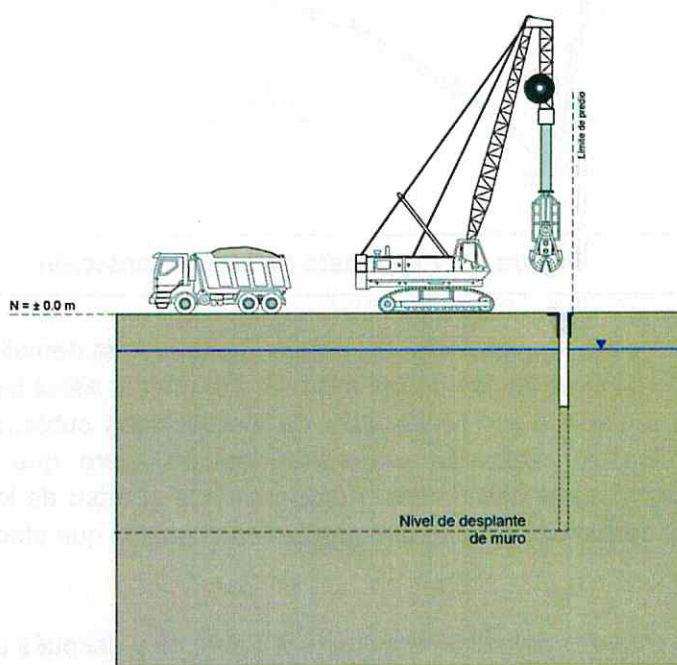


Figura 52. Excavación y construcción del Muro Milán perimetral

Verticalidad y alineamiento. Se deberá supervisar que durante todo el procedimiento constructivo se cumpla con la verticalidad y el alineamiento de la excavación. Se garantizará también que las paredes de la zanja no presenten caídos que perjudiquen el trabajo geotécnico y acabado aparente del muro.

Preparación para el colado del panel de muro. Una vez concluida la zanja se limpiará el fondo de azolves, se verificará la profundidad, se introducirán las juntas metálicas para confinar los extremos verticales de los paneles con la finalidad de adaptar la superficie para el machimbrado entre paneles que permita la continuidad estructural del muro Milán.

Se deberá colocar una pantalla que permita aislar el muro Milán con la cimentación de las estructuras en las colindancias sur y poniente, y con las banquetas de las colindancias oriente y norte. Esta pantalla propiciará el trabajo independiente entre cimentaciones, atenuando los daños que se puedan generar por la aparente emersión del edificio a largo plazo, producido por el hundimiento regional y el sistema de cimentación adoptado. La pantalla se colocará en todo el perímetro exterior de la zanja del muro Milán desde la superficie hasta al menos 4.0 m de profundidad.

Colocación del armado de refuerzo. Se colocará en la zanja la parrilla de refuerzo previamente habilitada, como lo indique el proyecto estructural. Para garantizar el recubrimiento, se colocarán separadores o rodamientos de concreto que se fijarán en los dos lechos de la parrilla.

El izaje de la parrilla de refuerzo y su colocación dentro de la zanja se realizará vigilando la verticalidad, alineamiento y profundidad.

Colado de los paneles del muro. Posteriormente se realizará el colado del tablero utilizando tubería tremie con diámetro de 12" y el vaciado del concreto se iniciará hasta 20 cm por encima del fondo de la zanja.

El colado del concreto en la zanja deberá ser de manera continua para evitar tiempos de espera prolongados que ocasionen que la tubería se obstruya o que, debido al fraguado inicial del concreto, se generen juntas frías en el panel del muro.

Es importante que el colado de los paneles del muro se realice dentro de las 24 horas siguientes a la finalización de la excavación de la zanja, la que deberá permanecer estabilizada con lodo bentonítico en ese periodo de tiempo. El concreto deberá tener un revenimiento de 22 cm o contener aditivos fluidificantes. La resistencia nominal del concreto a compresión (f'_c) será la que indique el proyecto estructural, pero no podrá ser menor a 300 kg/cm².

Es recomendable colocar tubos de PVC longitudinales de 2.5" de diámetro para ejecutar pruebas posteriores de integridad, mediante ensayos de Cross Hole Ultrasónicos que permitan verificar la calidad del muro Milán.

Trabe de coronamiento. Con la finalidad de ligar los paneles del muro Milán en la parte superior y para garantizar la continuidad estructural, se deberá construir una trabe de coronamiento o de liga

de concreto reforzado en todo el perímetro del muro. Las dimensiones y refuerzo de este elemento serán definidos por el encargado del proyecto estructural.

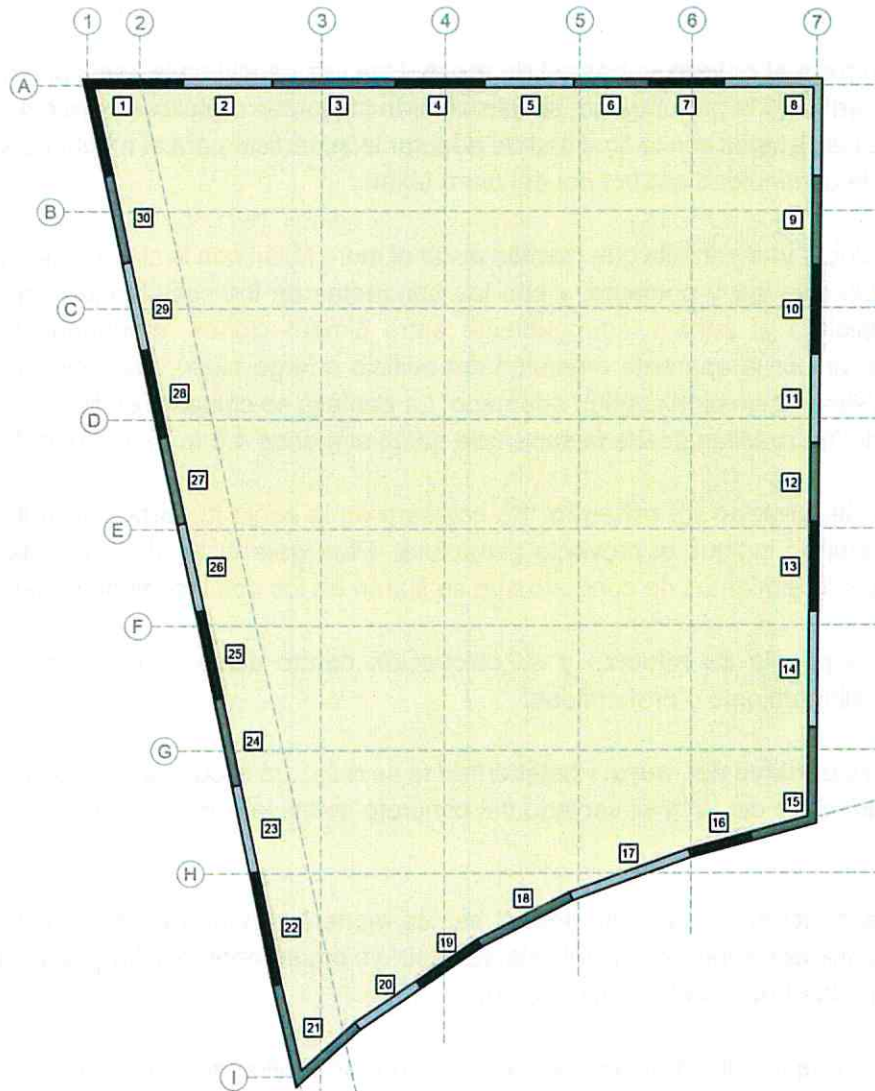


Figura 53. Ubicación de paneles de muro Milán

7.3 Construcción de pilas de cimentación

La construcción de las pilas se llevará a cabo al concluir la construcción del muro Milán y previo a la perforación de los pozos de bombeo.

Ubicación y construcción de brocales. Se efectuará la localización de las pilas de cimentación con equipo topográfico y, preferentemente, se construirán brocales como guía a la perforación.

Perforación. Una vez ubicada topográficamente la posición del eje de las pilas se procederá a realizar la perforación hasta 45.0 m de profundidad, desde el nivel de terreno conformado (ver Figura 53). En todo el proceso, la perforación se llevará a cabo con lodo bentonítico para estabilizar las paredes. Alternativamente se podrán emplear polímeros. Es fundamental que la supervisión geotécnica verifique la profundidad de perforación que alcance la unidad estratigráfica correcta para el desplante de las pilas. Adicionalmente, se verificará que la posición de las pilas no difiera con respecto a la de proyecto en más del 10% de su diámetro.

Supervisión y limpieza de la perforación. Se deberá supervisar que durante el proceso constructivo se cumpla con la verticalidad y el alineamiento de la perforación.

Una vez alcanzada la profundidad de proyecto, se verificará con plomada que se haya alcanzado el nivel de desplante de la pila. Además, se verificará la verticalidad de la perforación cuya tolerancia será ente 1 y 2% de la longitud de la pila, sin ser mayor al 12.5% del diámetro del elemento o a 38 mm.

Posteriormente se realizará una limpieza total del fondo de la perforación, garantizando que ha quedado libre de azolves.

Colocación del armado. Al concluir la perforación y verificada la profundidad del desplante y verticalidad de la pila, se procederá a colocar el acero de refuerzo previamente habilitado, como lo establece el proyecto estructural. Para garantizar el recubrimiento del refuerzo de la pila se deberán colocar separadores de concreto o plástico en forma de dona cuyos ejes de giro deberán ser los estribos o zunchos del armado. En la Figura 53, se muestra el esquema constructivo de las pilas de cimentación.

El armado se deberá rigidizar para evitar que sufra deformaciones durante las maniobras de izado que puedan dificultar la colocación dentro de la perforación. Con el fin de realizar la liga estructural entre pila y contratrabe o dado, se recomienda que el armado se extienda por lo menos 50 cm adicionales considerando el sobrecolado o la que indique el proyecto estructural.

Es recomendable colocar tubos de PVC cédula 80 longitudinales de 2.5" de diámetro para ejecutar pruebas posteriores de integridad, mediante ensayos de Cross Hole Ultrasónicos que permitan verificar la calidad en el concreto de las pilas. Atendiendo las indicaciones de la ASTM D6760-08, para el diámetro de las pilas proyectadas, se deberán colocar al menos cuatro tubos dispuestos según el esquema mostrado en la Figura 53. Se destaca que, por el tipo de estructura proyectada (Grupo B1) y zona geotécnica (III), se deberán ejecutar pruebas de integridad en el 75% de las pilas construidas. Aquellas pilas detectadas con anomalías deberán ser corregidas o sustituidas.

Colado del concreto de las pilas. El colado de la pila se realizará utilizando tubería tremie con diámetro de 12" y el vaciado del concreto se iniciará hasta 20 cm por encima del fondo de la perforación, garantizando que en todo momento la tubería se encuentre embebida en el concreto al menos 1.0 m.

El revenimiento del concreto será de 22 cm o el que indique el proyecto estructural, asegurando que su trabajabilidad y consistencia garanticen la integridad de las pilas en toda su longitud.

El colado del concreto en la perforación deberá ser de manera continua para evitar tiempos de espera prolongados que ocasionen obstrucción de la tubería, o que debido al fraguado inicial del concreto se generen juntas frías en la pila. El colado de concreto deberá llevarse al menos 90% del diámetro de la pila por encima del lecho inferior de las contratrabas/dados o del nivel tope de pila indicado en el proyecto.

Es importante que la colocación del armado y el colado de la pila se lleven a cabo dentro de las siguientes 24 horas después de haber concluido la perforación, la que deberá permanecer estabilizada con lodo bentonítico, o polímero, en ese periodo de tiempo. Previo a la colocación del armado y colado, se realizará una nueva limpieza del fondo de la perforación, garantizando la eliminación de azolves.

Una vez concluido el colado de concreto de la pila hasta el nivel requerido, se procederá a colar una mezcla de mortero de cemento-bentonita en el resto de la perforación hasta el nivel del terreno o relleno colocado, para dar estabilidad al terreno circundante. En la Figura 54, se muestra el esquema constructivo de las pilas de cimentación.

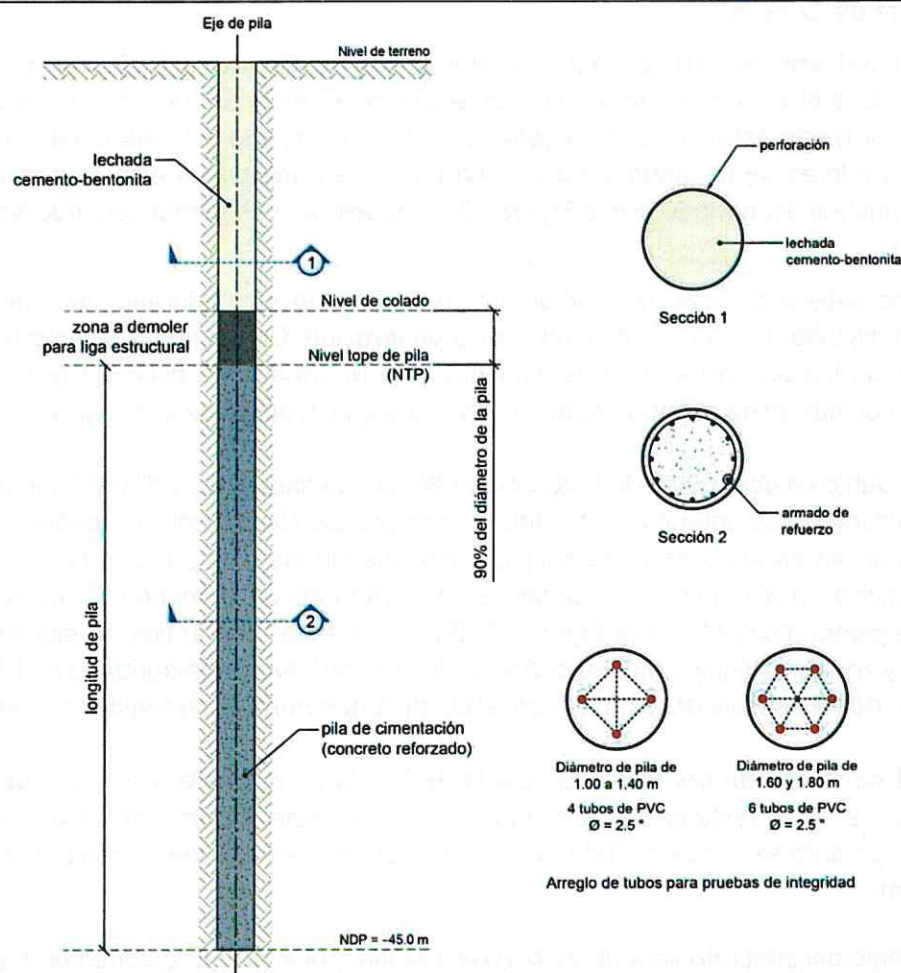


Figura 54. Configuración de pilas de cimentación

7.4 Lodo bentonítico

El lodo para la perforación estará compuesto por 60 kg de bentonita por cada metro cúbico de agua, garantizando que la mezcla tenga una viscosidad Marsh entre 30 y 55 s dependiendo del comportamiento de la perforación de pilas o excavación de las zanjas para los paneles del muro. Adicionalmente, la mezcla deberá tener un PH entre 7 y 10 y se evitará el uso de lodos con contenidos de arena superiores al 3%.

En el sitio de proyecto se deberán tener las instalaciones adecuadas para la preparación del lodo, esta se llevará a cabo en un tanque haciendo uso de bombas que hagan circular la mezcla para garantizar su homogeneidad y correcta hidratación de la bentonita. El lodo bentonítico deberá tener un reposo de por lo menos 24 horas previas a su uso. La filtración de agua del lodo no será mayor a 20 cm³ y la costra que se forme no podrá ser menor a 5 mm.

Es importante que el lodo bentonítico, por ningún motivo, sea vertido en el drenaje urbano y para ello se deberá destinar un área dentro de la obra para su recolección. A juicio del contratista y para evitar la contaminación con bentonita, esta podrá sustituirse por polímeros.

7.5 Instalación del sistema de bombeo

Una vez concluida la construcción de las pilas de cimentación, se instalará el sistema de bombeo. Consiste en la colocación de 40 pozos equipados con puntas eyectoras (Figuras 55 y 56). Para ello se realizarán perforaciones de 10" de diámetro con máquina rotatoria hasta una profundidad de 14.0 m.

Es conveniente realizar una prueba de bombeo antes de instalar el sistema completo. El interés es detallar las características y equipos más eficientes para el abatimiento del agua.

Las bombas podrán ser de cualquier marca, según convenga al contratista, pero deberán tener una potencia de 15 HP con una capacidad de operar del orden de 12 pozos de bombeo.

Ubicación. Se deberá verificar con los planos de proyecto que los pozos no interfieran con elementos estructurales, tales como muros, trabes, columnas o contratraves. Si ocurre una interferencia, se podrán reubicar los pozos procurando que estos queden lo más cerca posible de la posición en que se han propuesto.

Instalación de pozos. Después de lavar el pozo se instalarán un ademe con tubería de PVC de 4" con tapa en el fondo y ranuras de 1 mm a cada 10 mm, envuelto con malla de mosquitero. El espacio entre el ademe y la perforación se rellenará con gravilla de diámetro de 1/4 a 3/8".

Abatimiento del nivel freático. El sistema de bombeo tiene por objeto abatir el nivel freático al menos a una profundidad de 1.0 m por debajo del nivel máximo de excavación del Sótano 2 (-8.75 m). Por ello, la potencia y características de las bombas deberán garantizar el abatimiento indicado. Para verificar esta condición se instalarán cuatro tubos de observación que permitan identificar la efectividad del abatimiento (ver Figura 56).

El abatimiento del NAF se llevará a cabo de manera progresiva a medida que avance la excavación del sótano y la zona de cisternas. Es conveniente activar los pozos perimetrales hasta iniciar la última etapa de excavación, con objeto de evitar asentamientos de las estructuras colindantes.

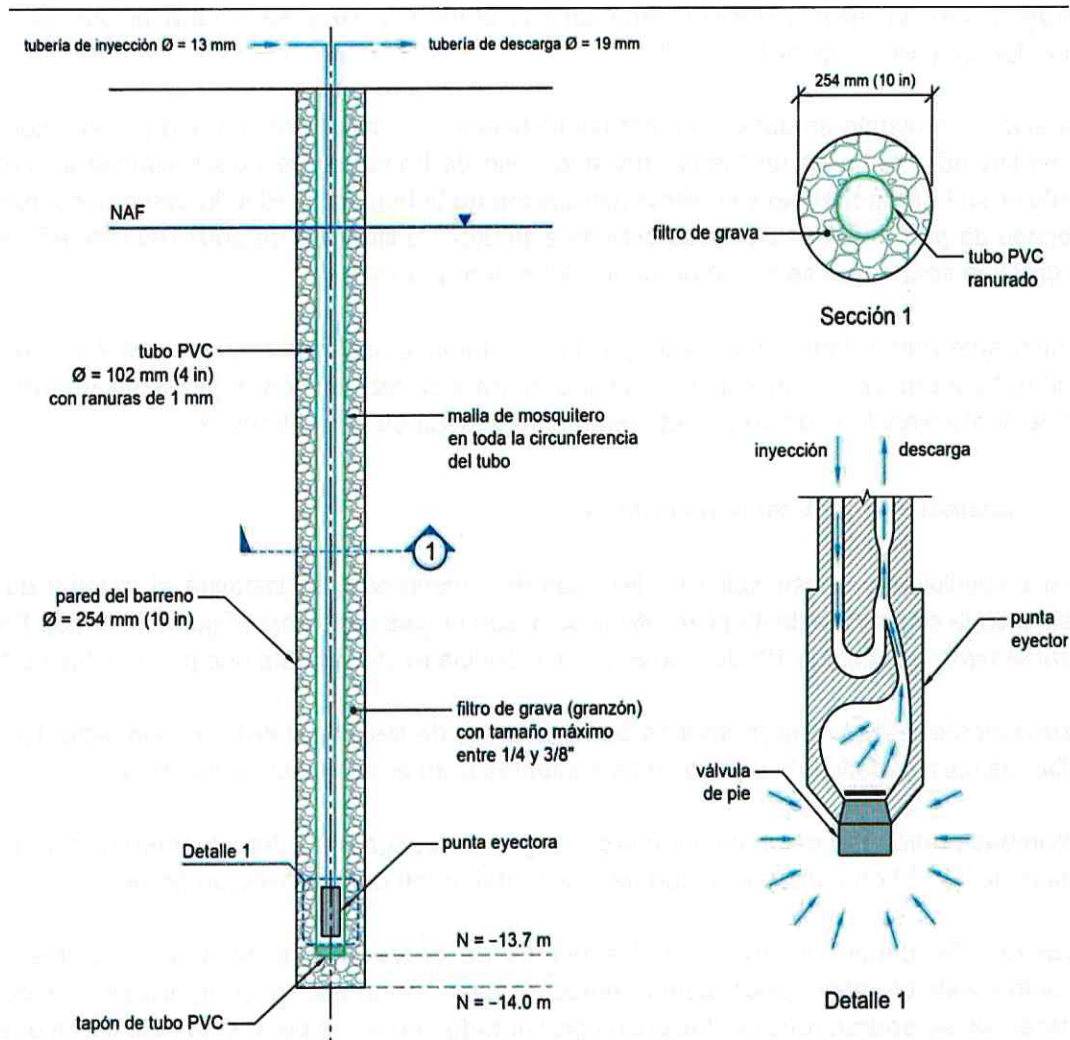


Figura 55. Detalle de instalación de pozo de bombeo

En caso de ser necesario, para alcanzar la profundidad máxima de excavación en la zona de cisternas y cuarto de máquinas, se tendrá disponible el equipo necesario para realizar un bombeo de achique. Para ello, se preverá la eventual construcción de cárcamos de captación que permitan la excavación en esta zona en condiciones estancas hasta llegar al nivel máximo de excavación.

Puesta en operación. La extracción de agua deberá comenzar una vez que inicien los trabajos de excavación para alcanzar el desplante de la losa del sótano, buscando que estas actividades se lleven a cabo en condiciones secas. A partir de ese momento, el sistema operará de manera continua durante las 24 horas del día.

A partir de ese momento, el sistema operará de manera continua durante las 24 horas del día. Por ello, se deberá de contar con dos acometidas eléctricas de 220 volts cada una con sus respectivos tableros de conexión. En caso de falla en el suministro eléctrico, se deberá considerar la implementación en obra de una planta de emergencia, conectada a cada uno de los sistemas de bombeo. La capacidad de la planta estará en función del número de pozos.

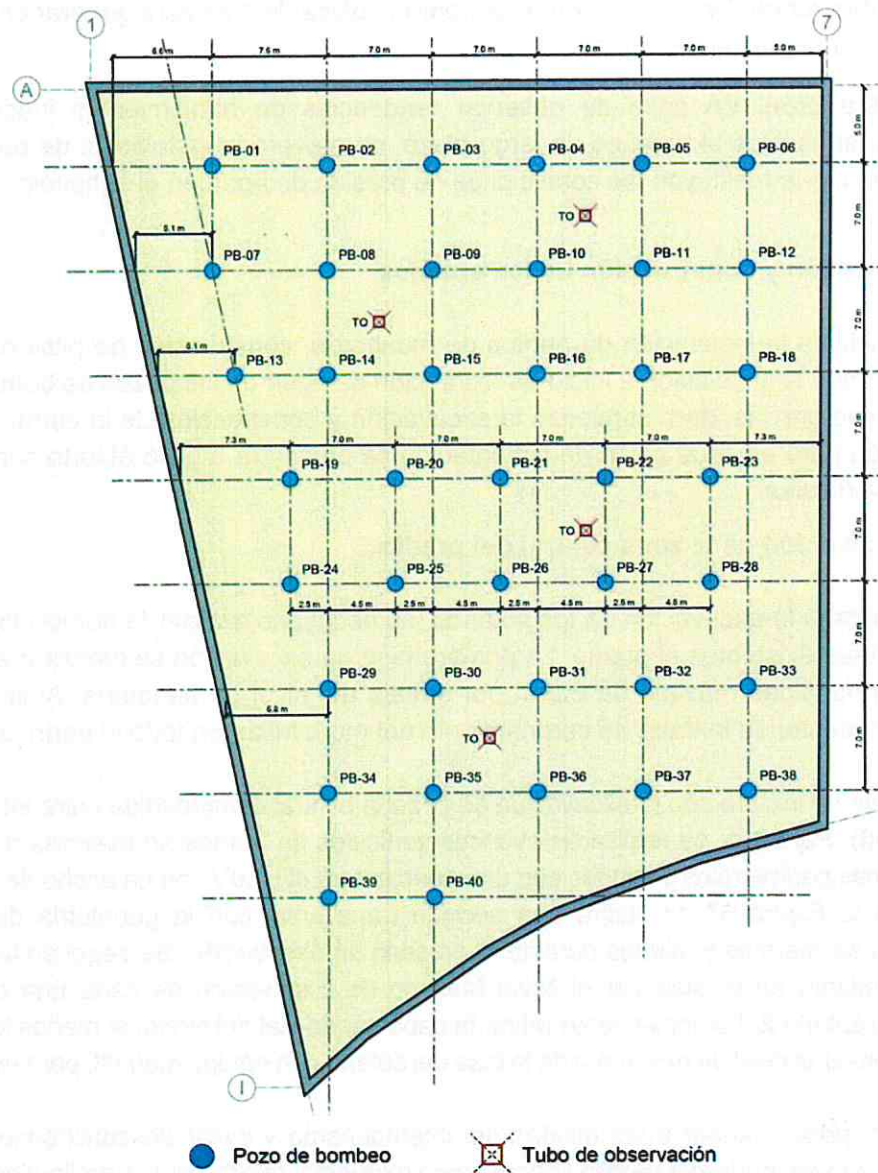


Figura 56. Sistema de bombeo

En las colindancias del predio se instalará una tubería de fierro o PVC de 10" de diámetro cédula 30 o 40 con extremos roscables para acoplarse. Esta tubería contará con conexiones laterales (codos de 45 grados y coples de 2" de diámetro), los necesarios para conectar cada una de las tuberías de

descarga provenientes de cada pozo. Esta línea general de captación de aguas freáticas descargará al drenaje municipal, la que debe ser accesible para poder medir los gastos.

El bombeo se suspenderá hasta que el peso de la construcción exceda a la presión de agua que actúa en las losas de fondo. Esta condición deberá ser verificada por el área de estructuras. Si se suspende previamente el bombeo, se corre el riesgo de presentar la falla por flotación de la estructura subterránea. De ser necesario, se podrán colocar lastres para generar en esfuerzo mayor al producido por la presión de agua.

Pozos de filtración. En caso de observar tendencias de hundimientos inadmisibles en las colindancias, atribuibles al bombeo de largo plazo, se preverá la instalación de pozos de filtración en el perímetro, que restituyan las condiciones de presión de agua en el subsuelo.

7.6 Excavación y construcción de los sótanos

Una vez concluida la instalación de puntos de monitoreo, construcción de pilas de cimentación y muro Milán y, con la instalación e inicio de extracción de agua de los pozos de bombeo, atendiendo las indicaciones previas, dará comienzo la excavación y construcción de la estructura de sótanos. La excavación para alojar al cajón de cimentación se efectuará a cielo abierto con dos niveles de excavación verticales.

Etapas 1. Excavación de la zona central del predio

Para llevar a cabo la excavación de los sótanos, es necesario realizar la demolición de las losas y otras estructuras existentes en el predio. La primera fase de excavación se realizará en todo el predio hasta una profundidad máxima de 2.0 m por debajo del nivel de banquetas. Al llegar a este nivel deberá estar construida la trabe de coronamiento del muro Milán en todo el perímetro del predio.

Posteriormente se iniciará con la excavación de la zona central comprendida entre los ejes 3-6 y B-G (ver Figura 56). Para ello, se realizarán avances verticales en tramos no mayores a 2.5 m de altura, dejando bermas perimetrales y taludes con una pendiente 0.4H:1.0V con un ancho de corona entre 5.0 y 6.0 m. En la Figura 57 se ilustra una sección transversal con la geometría de los avances y conformación de mermas y taludes durante el proceso de excavación. Se seguirá la excavación con este procedimiento hasta alcanzar el Nivel Máximo de Excavación de cada una de las zonas de desplante del sótano 2. Es conveniente retirar la capa superficial del suelo, al menos los últimos 30 cm antes de alcanzar el nivel de desplante de la losa del sótano con equipo manual, para evitar el remoldeo.

Por otro lado, para proteger a los taludes del intemperismo y evitar desconchamientos, se deberá colocar una capa de mortero a repello sobre la cara expuesta, reforzada con malla electrosoldada 6x6-10/10, fijada al terreno con varillas del No.6 a cada 1.5 m en ambos sentidos y con longitud de 1.5 m.

Conforme se alcancen los distintos niveles de desplante de cada zona, se habilitará el acero de refuerzo, ligado al acero estructural de las pilas y contratraveses, y se realizará el colado de las losas de fondo de acuerdo con lo indicado en el proyecto estructural.

Etapla 2. Construcción de la estructura de sótano en la zona central

Una vez construida la losa de fondo se procederá con la construcción de la estructura de sótanos de manera ascendente en la zona central entre los ejes antes mencionados. Al concluir la construcción de la estructura hasta la planta baja se continuará con la excavación de las bermas perimetrales (Etapla 3).

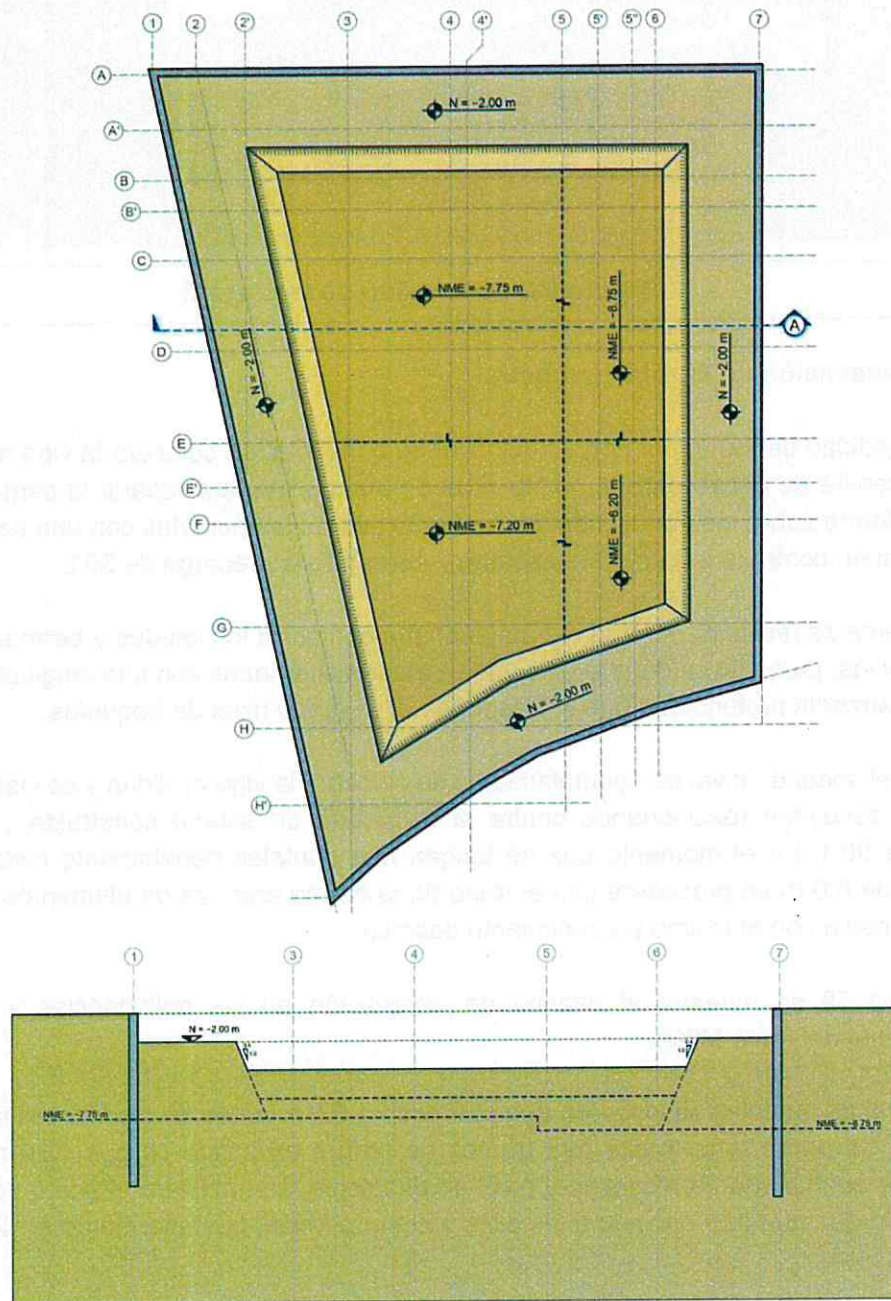


Figura 57. Vista en planta y sección transversal de la Etapa 1

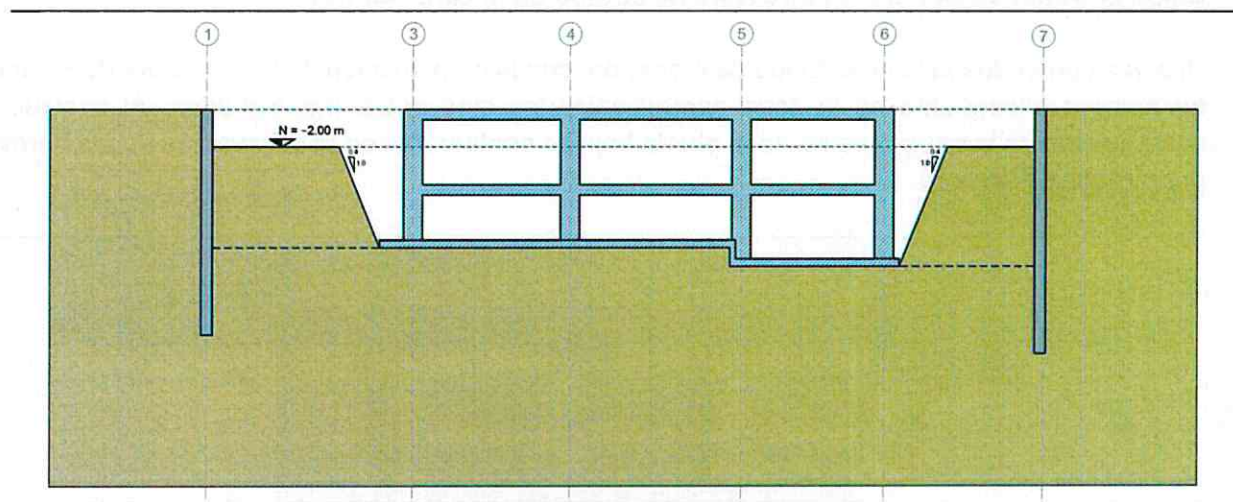


Figura 58. Conclusión de la Etapa 2

Etapa 3. Excavación de la zona perimetral

A una profundidad de 2.0 m por debajo del nivel de banquetas, se colocará la viga madrina sobre el Milán que servirá de apoyo para el primer nivel de puntales y para repartir la carga de soporte de manera uniforme sobre los paneles del muro. Se instalarán los puntales con una separación de 4.0 m reaccionando contra la estructura de sótano y aplicando la precarga de 50 t.

Posteriormente se realizará el retiro del material que conforma los taludes y bermas temporales en las colindancias, para ello se deberá excavar en tramos alternados con una longitud máxima de 4.0 m hasta alcanzar la profundidad que corresponde al segundo nivel de troqueles.

Al alcanzar el segundo nivel de apuntalamiento se colocará la viga madrina y se instalarán el puntal en la zona excavada reaccionando contra la estructura de sótano construida y aplicando una precarga de 90 t. En el momento que se tengan dos puntales debidamente instalados con una separación de 8.0 m se procederá con el retiro de la berma entre estos elementos para colocar el puntal intermedio con el mismo procedimiento descrito.

En la Figura 59 se muestra el avance de excavación en las colindancias y el sistema de apuntalamiento del muro Milán.

El último nivel de puntales se instalará generalmente a 2.0 m antes de alcanzar el nivel máximo de excavación. Se podrá tener hasta tres tramos de berma excavada ($L_{m\acute{a}x} = 12.0$ m) con el muro debidamente apuntalado. Al alcanzar el nivel de desplante, se habilitará el acero de refuerzo de la losa de fondo que quedará anclado a las pilas y al muro Milán, posteriormente se llevará a cabo el colado de la losa.

Es muy importante que el colado de estos elementos se realice dentro de las 24 horas siguientes de la colocación del armado de refuerzo y por ningún motivo se permitirá que permanezca un tramo sin

colar por más de cinco días pues, esto provoca que los factores de seguridad de la excavación disminuyan poniendo en riesgo la estabilidad de la obra.

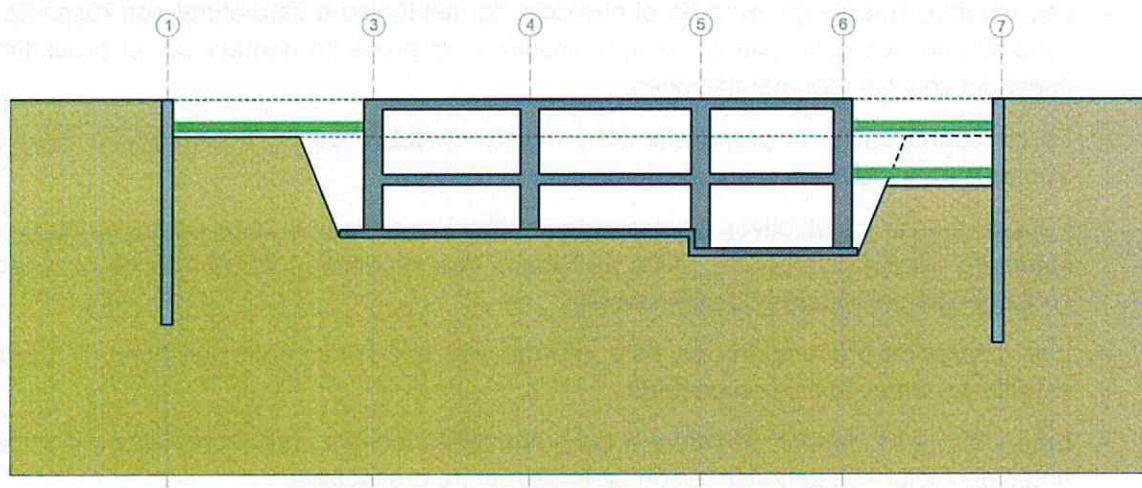


Figura 59. Excavación de bermas perimetrales y apuntalamiento de muro Milán

Etapla 4. Construcción de la estructura perimetral

Se llevará a cabo la construcción de la estructura de sótano de manera ascendente hasta llegar a la losa de planta baja. Es importante que los puntales no se retiren hasta que la estructura pueda soportar adecuadamente las cargas debidas al empuje sobre el muro Milán.

7.7 Suspensión del bombeo y deshabilitado del sistema

Después de ser verificado y aprobado por el área de estructuras, el bombeo se suspenderá al concluir la construcción del tercer nivel del edificio o cuando la descarga en el desplante sea mayor a la presión ejercida por el agua sobre las losas de fondo, de tal manera que se tenga el peso suficiente para evitar la flotación de la estructura. El bombeo se podrá suspender antes si se prevee la colocación de lastres.

Una vez suspendido el bombeo se procederá a la clausura y sellado de los pozos. Este procedimiento se realizará por un pozo a la vez, avanzando de los extremos del predio hacia el centro. El procedimiento consiste en retirar el equipamiento de cada perforación y posteriormente inyectar por gravedad desde la superficie, una mezcla de agua-cemento-bentonita con la finalidad de sellar la perforación y dar continuidad a la masa de terreno. Se recomienda el uso de aditivos acelerantes para disminuir el flujo de agua hacia el interior del pozo.

Finalmente, en la losa de cimentación se deberá colar un tapón de concreto simple con aditivo acelerante de fraguado y con impermeabilizante integral para evitar filtraciones de agua al interior de la estructura.

7.8 Comentarios finales

Es recomendable tener presente los siguientes aspectos:

- Los cambios que se generen en el proyecto arquitectónico o estructural con respecto a los considerados en este estudio, podrán modificar el proyecto geotécnico, el procedimiento constructivo y las recomendaciones.
- Es necesario enviar la propuesta del proyecto ejecutivo de la cimentación a Sísmica de Suelos para su revisión y aprobación.
- Para garantizar los objetivos del proyecto geotécnico, es fundamental contar en obra con un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos que supervise los trabajos de excavación y construcción del sistema de cimentación.
- Los resultados presentados en este informe son exclusivamente aplicables al predio en estudio y para el edificio proyectado.
- Este informe se deberá presentar a las autoridades locales para su revisión y aprobación, antes de iniciar con la construcción de la estructura proyectada.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados de los trabajos de campo ejecutados, ensayos de laboratorio y los análisis geotécnicos para el edificio proyectado en Av. Chapultepec No. 156, en la Ciudad de México, se desprenden los siguientes aspectos relevantes, las conclusiones y las recomendaciones:

- El edificio proyectado se compone por planta baja, 16 niveles superiores, roof garden y azotea, con altura máxima de 65.5 m sobre el nivel de banquetta. El proyecto también considera la construcción de dos niveles subterráneos.
- Geotécnicamente el predio se ubica en la Zona III, o de Lago, caracterizada por presentar potentes depósitos de arcillas altamente compresibles con baja resistencia al esfuerzo cortante.
- El espesor de los suelos compresibles en la zona de estudio, antes de alcanzar los Depósitos Profundos resistentes, es cercano a los 38.0 m.
- Para el más reciente periodo de monitoreo, el banco de nivel superficial más cercano al predio presenta una velocidad de hundimiento de 7.3 cm/año.
- De acuerdo con el monitoreo de la vibración ambiental, el periodo dominante de vibración del suelo es $T_s = 2.0$ s.
- Los resultados del análisis de respuesta sísmica del sitio e interacción dinámica suelo-estructura indican que corresponde aplicar un coeficiente sísmico máximo elástico, o transparente, $c = 1.17g$.
- El sitio se localiza en una zona de baja densidad de fracturas y las señaladas en el Atlas de Riesgos para la CDMX no generan afectación alguna en el área de proyecto.
- En la colindancia norte se encuentra la Av. Chapultepec, donde se localiza la estructura subterránea de la Línea 1 del Metro. Al oriente se ubica la calle Morelia. Al sur el predio colinda con un edificio de cinco niveles que está estructurado con marcos de concreto reforzado y muros de mampostería. Se destaca que esta construcción presenta un hundimiento considerable, de aproximadamente 40 cm. Hacia la colindancia poniente, el predio limita con un terreno que pertenece a la Secretaría de Economía, colindando con edificaciones de uno a dos niveles, estructurados con base en muros de mampostería. En esa misma colindancia, hacia Av. Chapultepec, el predio colinda con una estructura de uso comercial con altura aproximada de 6.0 m, presenta techumbre de armadura metálica y lámina, además de muros de mampostería.
- La exploración del subsuelo consistió en la ejecución de dos Sondeos Exploratorios, un Sondeo de Muestreo Selectivo, la instalación de una Estación Piezométrica y un Tubo de Observación.
- Las muestras alteradas e inalteradas se analizaron y ensayaron en el laboratorio para determinar sus propiedades índice y mecánicas.
- La composición estratigráfica del sitio se caracteriza por presentar las siguientes unidades:

Unidad U1: (CL/SP-SC) Rellenos heterogéneos dentro de una capa formada por arcillas limosas con contenido variable de arena fina. El espesor adoptado para esta unidad es de 2.0 m y muestra una resistencia en SPT de entre 5 y 12 golpes, asociadas a

suelos de consistencia blanda a media. El contenido de finos varía entre 20 y 60% y el contenido de agua se presenta entre el 20 y 50%.

- Unidad U2:**
(MH) Se encuentra a una profundidad de 2.0 a 5.0 m. Está conformada por suelos compuestos por limo arcilloso de baja plasticidad, de consistencia muy blanda a firme. Presenta algunos lentes de arena fina y el contenido de agua varía entre 80 y 100%. En la prueba de SPT el número de golpes es de 2 a 20.
- Unidad U3:**
(CH) Predominan arcillas de alta plasticidad y consistencia muy blanda, intercalada con lentes delgados de arena fina, con una capa de ceniza volcánica negra entre 8.6 y 9.0 m de profundidad. El espesor es de 8.0 m, con contenido de finos superior al 90%. El contenido de humedad varía entre 180 y 420%.
- Unidad 4a:**
(CH) Arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda con algunos lentes delgados de arena fina. Presenta un contenido de agua que varía entre 200 y 350%. El contenido de finos es superior al 90%. En la prueba de SPT el avance fue con peso de herramienta. El espesor promedio es de 5.0 m.
- Unidad 4b:**
(CH) Arcilla de alta plasticidad de consistencia muy blanda y alta compresibilidad. Presentó un contenido de agua que varía entre 180 y 350% y un contenido de finos mayor a 90%. El espesor de esta unidad es de 6.0 m.
- Unidad U5:**
(CH/MH) Corresponde a una arcilla limosa y limo arcilloso de alta plasticidad, de consistencia muy blanda a firme. Presenta un espesor promedio de 4.2 m. Muestra un contenido de agua de entre 80 y 120% y un contenido de finos del orden del 80%. Entre 24.0 y 25.2 m acusa una disminución en el contenido de humedad casi hasta el 50%, asociado a la presencia de un estrato de arcilla arenosa. El número de golpes en la prueba SPT oscila entre 0 y 14.
- Unidad U6:**
(CH) Arcilla con arena de consistencia media a firme, con 5 a 25 golpes en SPT. Se encuentra a una profundidad entre 28.2 y 33.0 m. El material recuperado de esta unidad presentó un contenido de agua entre 60 y 100%.
- Unidad U7:**
(CH) Se ubica a una profundidad de entre 33.0 y 38.0 m. Corresponde a una arcilla limosa con arena de consistencia dura que aumenta con la profundidad, con 0 a 10 golpes en la prueba SPT. El contenido de agua de esta unidad oscila entre 100 y 180%, mientras que el contenido de finos es mayor al 85%.
- Unidad U8:**
(ML/SM) A partir de los 38.0 m se detectaron los Depósitos Profundos. En el tramo comprendido entre 38.0 y 44.0 m, los materiales de esta unidad ofrecieron una resistencia variable en SPT de entre 20 y 50 golpes. El contenido de agua oscila entre 20 y 40% y el contenido de arena varía entre 20 y 80%.

- El nivel de agua superficial en el subsuelo se ubica a 2.5 m de profundidad.
- Del monitoreo de los niveles piezométricos se obtuvieron las siguientes presiones:

Instrumento	Profundidad, z [m]	Presión de poro [t/m²]
Piezómetro, PZ-1	13.0	3.5
Piezómetro, PZ-2	24.0	10.2
Piezómetro, PZ-3	40.0	22.1

- Dadas las características de la estructura por construir y las condiciones estratigráficas que caracterizan al subsuelo del sitio, se propone como solución de cimentación el empleo de pilas con diámetro variable, empotradas en los depósitos profundos resistentes.
- El sistema de cimentación se compone por 70 pilas con diámetro ubicado entre 1.0 y 1.8 m, todas desplantadas a 45.0 m de profundidad. Estos elementos soportarán las cargas generadas por toda la estructura bajo condiciones estáticas y accidentales por sismo.
- En el cuerpo del informe se presenta la distribución y diámetros (D) de las pilas propuestas que soportarán las cargas factorizadas máximas generadas por la estructura. El conjunto se compone por 14 pilas con D=1.0 m, 5 con D=1.2 m, 14 con D=1.4 m, 10 con D=1.6 m y 27 con D=1.8 m, agrupadas en cinco tipos de pilas con longitud dependiente del desplante de la losa del sótano.
- La capacidad de carga reducida a Compresión (R), Tensión (T) y fricción negativa (FN) de los cinco tipos de pilas de cimentación que rigen para el proyecto ejecutivo, se estableció aplicando el criterio de las NTC-DCC (2017), obteniendo lo siguiente:

Tipo	Diámetro D [m]	Número de elementos	R* [t]	T [t]	FN [t]
P-1	1.0	14	818.7	365.5	296.4
P-2	1.2	5	1,154.3	455.4	355.7
P-3	1.4	14	1,622.2	550.8	415.0
P-4	1.6	10	2,224.5	651.8	474.3
P-5	1.8	27	2,625.6	758.4	533.6

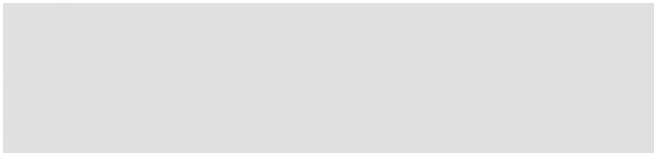
Nota: Se destaca que al valor de la capacidad de carga reducida R se le ha descontado el peso propio de la pila.

- Con la bajada de cargas proporcionada por el despacho ALBA Proyecto Estructural y la capacidad de carga reducida de las pilas, se verificó el cumplimiento del estado límite de falla establecido en las NTC-DCC (2017), considerando el trabajo individual y de grupo de las pilas.
- Considerando las cargas servicio, el peso propio de las pilas y las cargas adicionales producidas por la fricción negativa, se estiman asentamientos máximos de entre 4 y 11 cm.
- Con los niveles de asentamiento estimados, los módulos de reacción vertical *k* en las pilas se ubican entre los 114 y 205 t/cm.

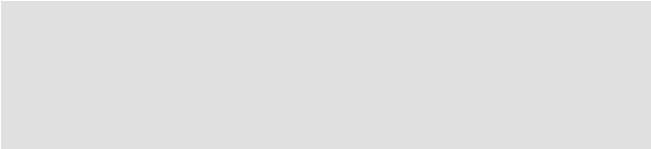
- Buscando optimizar la geometría de las pilas, se recomienda ejecutar una prueba de carga estática a compresión.
- A partir del modelo de elemento finito construido, durante la excavación para alojar a la estructura de sótanos, se esperan expansiones de 5 a 9 cm en el perímetro de la construcción, y hasta 15 cm en la zona central del predio al alcanzar el máximo nivel de excavación.
- Las deformaciones totales de la estructura durante la construcción y su vida útil son inferiores a 15 cm, cumpliendo así con el estado límite de servicio que fijan las NTC-DCC (2017).
- Los muros perimetrales del cajón de cimentación formarán parte del sistema de contención para realizar la excavación. Esta estructura de contención y protección a colindancias estará constituida por un muro Milán con paneles de 60 cm de espesor y desplantados entre 10.0 y 13.0 m de profundidad, según la zona y el nivel de desplante de la estructura de sótanos.
- Durante la construcción del muro Milán se preverá la colocación de un elemento aislante (celotex o pantallas) que permita el comportamiento independiente de la estructura de sótanos con respecto al comportamiento de las cimentaciones colindantes y vialidades. Esta medida evitará la afectación futura de las estructuras colindantes por efecto del hundimiento regional.
- Para el diseño estructural del muro Milán, en el cuerpo de este documento se presentan los diagramas de esfuerzos horizontales redistribuidos que estarán actuando contra esta estructura durante el proceso constructivo, y los esfuerzos horizontales de largo plazo y bajo condiciones sísmicas.
- La estabilidad del muro Milán se analizó bajo los distintos posibles mecanismos de falla, obteniendo lo siguiente:

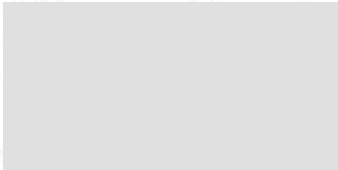
Mecanismo de falla	Factor de seguridad
Falla de fondo	$1.52 < FS < 1.96$
Falla por subpresión	$FS = 1.54$ con bombeo
Falla por pateo	$1.51 < FS < 1.84$

- El sistema de contención cumple con el estado límite de falla establecido en las NTC-DCC (2017).
- Por ningún motivo se ejecutarán excavaciones por debajo de los 7.8 m de profundidad en la zona cercana al muro Milán. En la zona de cisternas, bajo ninguna circunstancia, la excavación se realizará a más de 8.8 m de profundidad.
- Durante la excavación es necesaria la implementación de un sistema de bombeo. Se formará con la construcción de 40 pozos a 14.0 m de profundidad equipados con puntas eyectoras, que cubran una superficie cercana a los 50.0 m², cada uno.
- Para evitar la falla por flotación, el sistema de bombeo se deberá suspender una vez que las cargas que la estructura ejerce sobre el terreno sean superiores a:

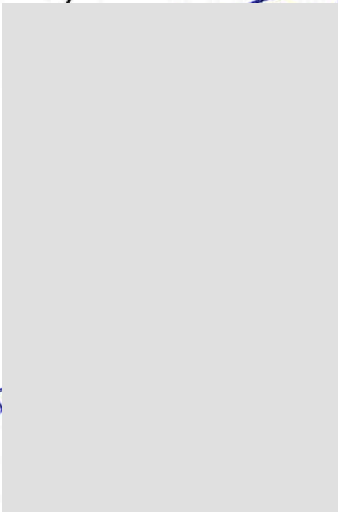

$$U = 6.0 \text{ t/m}^2$$

- Se considera que el máximo nivel de esfuerzo generado por el agua será excedido por las cargas de la estructura después de concluir la estructura de sótanos y los tres primeros niveles del edificio; sin embargo, esta condición deberá ser ratificada por el área de estructuras.
- Se destaca que, a largo plazo, el hundimiento regional tenderá a producir la separación del terreno con la losa de fondo de la estructura subterránea. Bajo esta condición la losa trabajará como losa de entrepiso y quedará sujeta sólo a la presión hidrostática que actúa debajo, lo que deberá ser considerado en el diseño estructural.
- Las etapas principales del proceso constructivo son las siguientes y se detallan en el cuerpo de este documento:
 - Construcción de muro Milán y pilas de cimentación
 - Excavación de la zona central del predio en el área comprendida entre los ejes 3-6 y B-G. Esto tiene como propósito dejar bermas perimetrales que den estabilidad al sistema de contención mientras se realiza la excavación hasta el desplante de la losa de fondo en la zona indicada. La excavación se realizará con avances verticales máximos de 2.0 m para minimizar las expansiones del suelo.
 - Al alcanzar el nivel máximo de excavación se construirá la losa de fondo anclada estructuralmente a las pilas de cimentación.
 - Construcción ascendente de la estructura de sótano (muros, columnas losas, etc.) en la zona central excavada.
 - Excavación de las bermas perimetrales y apuntalamiento del muro Milán con la estructura de sótano previamente construida en la zona central del predio.
 - Llegando al nivel máximo de excavación se procederá a construir la losa de fondo anclada estructuralmente a las pilas de cimentación, al muro Milán y a la estructura de sótano.
 - Construcción ascendente de la estructura de sótano en la zona perimetral.
- El comportamiento del proceso constructivo observado con el modelo numérico de elementos finitos fue satisfactorio en todas las etapas.
- Durante el proceso constructivo se dará seguimiento topográfico a los movimientos verticales y horizontales que experimenten las estructuras vecinas. Los reportes que resulten de estos levantamientos deberán estar actualizados de forma expedita y disponibles en cualquier momento para su revisión. En el cuerpo del informe se detalla el sistema de monitoreo y la frecuencia de las mediciones, previo, durante y posterior al proceso constructivo.
- Los resultados presentados en este informe son exclusivamente aplicables al predio en estudio y para el edificio proyectado. Los cambios que se generen en el proyecto arquitectónico o estructural con respecto a los considerados en este estudio, podrán modificar el proyecto geotécnico, el procedimiento constructivo y las recomendaciones. Cualquier cambio deberá ser informado Símica de Suelos para su valoración y análisis.

- 
- Es conveniente tener una reunión con la empresa encargada de la construcción para detallar los procesos aquí establecidos, buscando un proceso constructivo eficiente.
 - El proyecto ejecutivo final del sistema de cimentación y estructura subterránea deberá ser enviado a Sísmica de Suelos para su revisión y aprobación.
 - Para garantizar los objetivos del proyecto geotécnico, es fundamental contar en obra con un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos que supervise los trabajos de excavación y construcción del sistema de cimentación.
 - Previo a la construcción de la estructura proyectada, este informe se deberá presentar al Corresponsable en Seguridad Estructural, al Director Responsable de Obra y al Insititio para la Seguidad de las Construcciones en la Ciudad de México, para su revisión y aprobación.



Dr. Raúl Aguilar Becerril



Ing. Cristian Rubén Medina Guzmán

CÉDULA 7178346

SEP



México D.F. 28 de Septiembre del 2011

FIRMA DEL TITULAR

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
DIRECCIÓN GENERAL DE PROFESIONES

CUMPLIO CON LOS REQUISITOS EXIGIDOS POR LA LEY
REGlamentaria DEL ARTÍCULO 5º CONSTITUCIONAL
RELATIVO AL EJERCICIO DE LAS PROFESIONES EN EL
DISTRITO FEDERAL Y SU REGLAMENTO. SE LE EXPIDE

EN EDUCACIÓN DE TIPO SUPERIOR LA

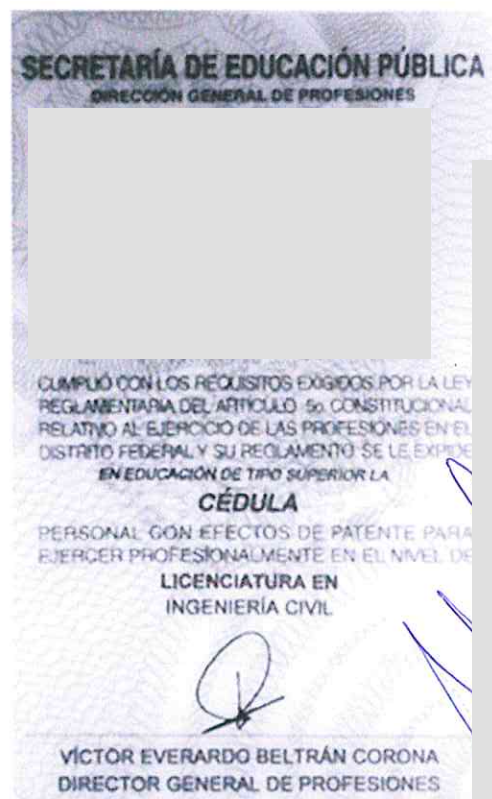
CÉDULA

PERSONAL CON EFECTOS DE PATENTE PARA
EJERCER PROFESIONALMENTE EN EL NIVEL DE

**DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

VÍCTOR EVERARDO BELTRÁN CORONA
DIRECTOR GENERAL DE PROFESIONES

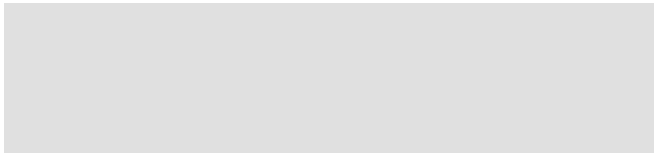
PARA USO EXCLUSIVO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA EL
EDIFICIO PROYECTADO EN AV. CHAPULTEPEC No. 156, COLONIA ROMA NORTE,
ALCALDÍA CUAUHTÉMOC, CIUDAD DE MÉXICO



**PARA USO EXCLUSIVO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA EL
EDIFICIO PROYECTADO EN AV. CHAPULTEPEC No. 156, COLONIA ROMA NORTE,
ALCALDÍA CUAUHTÉMOC, CIUDAD DE MÉXICO**

9 REFERENCIAS

- Bowles, J E (1984)** "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill.
- Juárez E y Rico A (1989)** "Mecánica de Suelos", Tomo II. Edit. Limusa, México.
- NTC-DCC (2004)**. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal del 6 de octubre de 2004. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones".
- NTC-DCC (2017)**. Gaceta Oficial de la Ciudad de México del 15 de diciembre de 2017. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones".
- NTC-DS (2017)**. Gaceta Oficial de la Ciudad de México del 15 de diciembre de 2017. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo".
- NTC-DS (2020)**. Gaceta Oficial de la Ciudad de México del 9 de junio de 2020. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo".
- RCDF (2017)**. Gaceta Oficial de la Ciudad de México. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal".
- Peck R, Hanson y Thornburn (1987)** "Ingeniería de Cimentaciones", Edit. Limusa, México.
- Poulos H G y Davis E H (1974)** "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". Series in Soil Engineering, John Wiley and Sons, Inc. New York.
- SACMEX (2005, 2016)**. Nivelaciones realizadas por el Sistema de Aguas de la Ciudad de México en 2005 y 2016.
- SEHEDIS (2018)**. Sistema de Evolución del Hundimiento y Espectros de Diseño Sísmico. Sitio web: www.sismica.com.mx
- SDS (2022)**. Espectro de Diseño Sísmico con efectos de Interacción Dinámica Cinemática e Inercial para el Edificio proyectado en Morelia No.10, colonia Roma Norte, Alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México. Elaborado para CCLA GROUP. Abril, 2022.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2002)**. "Manual de Construcción Geotécnica" México, D.F.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2017)**. "Ingeniería de Cimentaciones Profundas 1" México, D.F.
- Santoyo V., Enrique (2005)**. "Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México", México, TGC Geotecnia
- Tamez E (2000)** "Ingeniería de Cimentaciones", TGC Geotecnia.
- Terzaghi K (1943)**. "Theoretical Soil Mechanics" John Wiley and Sons, Inc. New York.
- Terzaghi K (1945)**. "Evaluation of coefficients of subgrade reaction". Geotechnique, Vol. 5, No. 4.
- Zeevaert L (1983)** "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, New York.

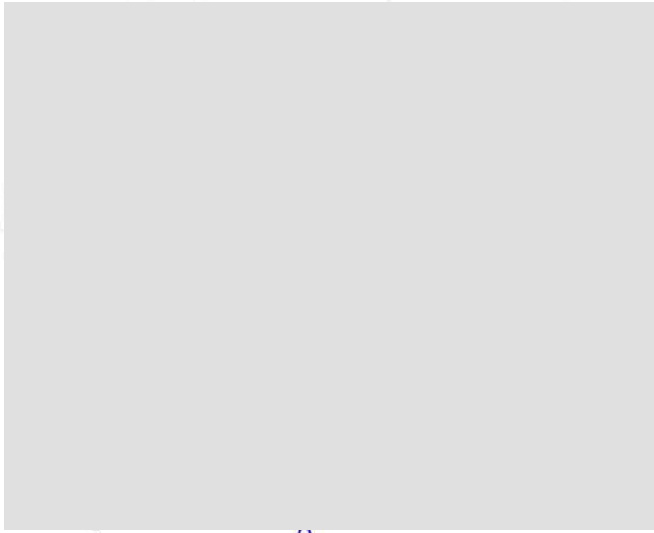


Dr. [Redacted]

[Redacted text block]

ANEXO 1
RESULTADOS DE LABORATORIO

[Redacted text block]



Proyecto: **Morelia 10**

Sondeo: **SE-1**

Fecha: **octubre 2021**

Hoja: **1 de 2**

CONTENIDO DE FINOS

Muestra	Profundidad (m)		Capsula	Ws inicial [g]	Ws final [g]	Gravas [g]	Arenas [g]	Finos [g]	Porcentaje		
	de	a							Gravas	Arenas	Finos
4-INF	2.40	2.50	103	36.91	14.10	0.00	14.10	22.81	0	38.20	61.80
5-SUP	2.50	2.95	90	23.15	3.43	0.00	3.43	19.72	0	14.82	85.18
5-INF	2.95	3.10	174	15.98	11.02	0.00	11.02	4.96	0	68.96	31.04
6	3.10	3.70	143	39.41	34.57	0.00	34.57	4.84	0	87.72	12.28
7	3.70	4.30	202	35.07	5.86	0.00	5.86	29.21	0	16.71	83.29
8	4.30	4.90	132	18.25	0.90	0.00	0.90	17.35	0	4.93	95.07
9	4.90	5.50	112	16.27	2.20	0.00	2.20	14.07	0	13.52	86.48
10	5.50	6.10	96	15.12	1.59	0.32	1.27	13.53	2.12	8.40	89.48
11	6.10	6.70	206	13.17	0.34	0.00	0.34	12.83	0	2.58	97.42
12	6.70	7.30	61	9.17	0.06	0.00	0.06	9.11	0	0.65	99.35
13	7.30	7.90	64	9.26	0.08	0.00	0.08	9.18	0	0.86	99.14
14	7.90	8.50	78	8.89	0.09	0.00	0.09	8.80	0	1.01	98.99
15	8.50	9.10	86	9.81	0.11	0.00	0.11	9.70	0	1.12	98.88
16	9.10	9.70	154	11.15	0.48	0.00	0.48	10.67	0	4.30	95.70
17	9.70	10.30	186	15.42	0.81	0.00	0.81	14.61	0	5.25	94.75
18	10.30	10.90	115	12.01	0.11	0.00	0.11	11.90	0	0.92	99.08
19	10.90	11.50	92	17.73	1.03	0.00	1.03	16.70	0	5.81	94.19
20	11.50	12.10	79	11.57	0.10	0.00	0.10	11.47	0	0.86	99.14
21	12.10	12.70	214	8.87	0.16	0.00	0.16	8.71	0	1.80	98.20
22	12.70	13.30	176	32.4	4.53	0.00	4.53	27.87	0	13.98	86.02
23	13.30	13.90	437	16.79	0.15	0.00	0.15	16.64	0	0.89	99.11
24	13.90	14.50	146	14.34	0.42	0.00	0.42	13.92	0	2.93	97.07
25	14.50	15.10	204	12.39	0.12	0.00	0.12	12.27	0	0.97	99.03
26	15.10	15.70	182	10.05	0.77	0.00	0.77	9.28	0	7.66	92.34
27	15.70	16.30	199	12.87	1.12	0.00	1.12	11.75	0	8.70	91.30
29	16.90	17.50	111	14.59	0.15	0.00	0.15	14.44	0	1.03	98.97
30	17.50	18.10	68	13.18	0.95	0.00	0.95	12.23	0	7.21	92.79
31	18.10	18.70	166	13.81	0.40	0.00	0.40	13.41	0	2.90	97.10
33	19.30	19.90	157	13.34	0.43	0.00	0.43	12.91	0	3.22	96.78
34	19.90	20.50	432	10.93	0.56	0.00	0.56	10.37	0	5.12	94.88
35	20.50	21.10	163	11.65	0.07	0.00	0.07	11.58	0	0.60	99.40
36	21.10	21.70	175	11.99	0.05	0.00	0.05	11.94	0	0.42	99.58
37	21.70	22.30	57	11.52	0.08	0.00	0.08	11.44	0	0.69	99.31
38	22.30	22.90	72	16.81	0.20	0.00	0.20	16.61	0	1.19	98.81
39	22.90	23.50	436	8.95	0.15	0.00	0.15	8.80	0	1.68	98.32
40	23.50	24.10	189	25.61	1.41	0.00	1.41	24.20	0	5.51	94.49
41-SUP	24.10	24.50	107	11.28	0.49	0.00	0.49	10.79	0	4.34	95.66
41-INF	24.50	24.70	148	41.29	18.61	0.00	18.61	22.68	0	45.07	54.93
42-SUP	24.70	24.90	59	41.23	17.72	0.00	17.72	23.51	0	42.98	57.02
42-INF	24.90	25.30	93	42.87	9.82	0.00	9.82	33.05	0	22.91	77.09
43	25.30	25.90	203	39.35	3.94	0.00	3.94	35.41	0	10.01	89.99
44	25.90	26.50	151	31.71	3.49	0.00	3.49	28.22	0	11.01	88.99

Proyecto: **Morelia 10**

Sondeo: **SE-1**

Fecha: **octubre 2021**

Hoja: **2 de 2**

CONTENIDO DE FINOS

Muestra	Profundidad (m)		Capsula	Ws inicial [g]	Ws final [g]	Gravas [g]	Arenas [g]	Finos [g]	Porcentaje		
	de	a							Gravas	Arenas	Finos
45	26.50	27.10	359	27.28	6.03	0.00	6.03	21.25	0	22.10	77.90
46	27.10	27.70	134	27.24	3.17	0.00	3.17	24.07	0	11.64	88.36
47-SUP	27.70	27.90	67	41.32	9.50	0.00	9.50	31.82	0	22.99	77.01
47-INF	27.90	28.30	165	26.24	4.11	0.00	4.11	22.13	0	15.66	84.34
48	28.30	28.90	91	43.44	10.61	0.00	10.61	32.83	0	24.42	75.58
49	28.90	29.50	343	37.78	9.73	0.00	9.73	28.05	0	25.75	74.25
50	29.50	30.10	88	36.84	9.59	0.00	9.59	27.25	0	26.03	73.97
51	30.10	30.70	356	34.18	8.59	0.00	8.59	25.59	0	25.13	74.87
52	30.70	31.30	142	62.36	16.38	0.00	16.38	45.98	0	26.27	73.73
53	31.30	31.90	207	49.48	3.23	0.00	3.23	46.25	0	6.53	93.47
54	31.90	32.50	188	41.28	0.89	0.00	0.89	40.39	0	2.16	97.84
55	32.50	33.10	364	48.68	16.63	0.00	16.63	32.05	0	34.16	65.84
56	33.10	33.70	105	35.4	5.69	0.00	5.69	29.71	0	16.07	83.93
57	33.70	34.30	317	10.88	1.87	0.00	1.87	9.01	0	17.19	82.81
59	34.90	35.50	1	28.97	9.24	0.00	9.24	19.73	0	31.90	68.10
60	35.50	36.10	66	23.36	5.16	0.00	5.16	18.20	0	22.09	77.91
61	36.10	36.70	109	20.08	0.38	0.00	0.38	19.70	0	1.89	98.11
62	36.70	37.30	65	18.69	0.33	0.00	0.33	18.36	0	1.77	98.23
63	37.30	37.90	74	18.87	0.08	0.00	0.08	18.79	0	0.42	99.58
64-SUP	37.90	38.35	169	6.5	1.03	0.00	1.03	5.47	0	15.85	84.15
64-INF	38.35	38.50	149	66.2	37.01	0.00	37.01	29.19	0	55.91	44.09
65	38.50	39.10	366	65.44	56.29	14.74	41.55	9.15	22.52	63.49	13.98
67	39.70	40.30	344	70.5	22.73	0.00	22.73	47.77	0	32.24	67.76
68	40.30	40.90	330	82.66	13.34	0.00	13.34	69.32	0	16.14	83.86
69	40.90	41.50	340	80.37	14.23	0.00	14.23	66.14	0	17.71	82.29
70	41.50	42.10	347	67.81	3.80	0.00	3.80	64.01	0	5.60	94.40
71	42.10	42.70	417	74.4	65.88	28.92	36.96	8.52	38.87	49.68	11.45
72	42.70	43.30	430	117.76	71.40	1.03	70.37	46.36	0.87	59.76	39.37
73	43.30	43.90	322	105.75	79.19	14.95	64.24	26.56	14.14	60.75	25.12
74	43.90	44.50	53	102.71	84.10	34.56	49.54	18.61	33.65	48.23	18.12
75	44.50	45.10	164	70.92	62.56	8.47	54.09	8.36	11.94	76.27	11.79
76	45.10	45.70	114	82.8	21.06	0.00	21.06	61.74	0	25.43	74.57
77	45.70	46.30	333	77.97	38.76	3.22	35.54	39.21	4.13	45.58	50.29
78	46.30	46.90	124	76.53	56.84	1.08	55.76	19.69	1.41	72.86	25.73
79	46.90	47.50	125	92.05	68.81	0.00	68.81	23.24	0	74.75	25.25
80	47.50	48.10	95	80.81	62.51	0.25	62.26	18.30	0.31	77.04	22.65
81	48.10	48.70	127	79.93	38.35	0.79	37.56	41.58	0.99	46.99	52.02
82	48.70	49.30	190	87.67	70.37	0.00	70.37	17.30	0	80.27	19.73
83	49.30	49.90	349	109.11	86.66	0.00	86.66	22.45	0	79.42	20.58
84	49.90	50.50	411	114.75	87.43	0.27	87.16	27.32	0.24	75.96	23.81
TSHELBY	50.50		429	38.79	7.62	0.00	7.62	31.17	0	19.64	80.36

Proyecto: **Morelia 10**
Sondeo: **SMS-1 y SMS-2**
Fecha: **octubre 2021**
Hoja: **1 de 1**

CONTENIDO DE FINOS

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)	Capsula	Wc [g]	Ws inicial [g]	Ws final [g]	W finos [g]	finos [%]
SMS-1	1	3.50	426	16.26	80.89	28.36	52.53	81.28
	2	9.00	321	16.34	43.53	16.37	27.16	99.89
	3	16.00	424	16.02	37.15	16.40	20.75	98.20
	4	20.00	428	15.77	66.14	21.57	44.57	88.49
	5	25.50	447	19.01	82.97	29.79	53.18	83.15
	6	31.00	467	17.42	83.01	20.06	62.95	95.97
	7	35.50	195	16.09	86.19	44.07	42.12	60.09
SMS-2	10	3.00	318	16.23	82.93	25.17	57.76	86.60
	11	6.00	332	16.63	43.93	17.42	26.51	97.11
	12	9.00	348	16.8	39.76	20.18	19.58	85.28

Proyecto: **Morelia 10**

Sondeo: **SE-1**

Fecha: **octubre 2021**

Hoja: **1 de 6**

CONTENIDO DE AGUA Y CLASIFICACIÓN VISUAL

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	TARA	W_{tara} [g]	$W_{tara} + W_{SH}$ [g]	$W_{tara} + W_{SS}$ [g]	W_{SH} [g]	W_{SS} [g]	w [%]	CLASIFICACIÓN VISUAL
1	0.10 a 0.70	158	11.73	60.23	52.76	7.47	41.03	18.21	RELLENO CONFORMADO DE PEDACERIA DE CASCAJO TABIQUE Y CONCRETO
2	0.70 a 1.30	216	16.1	99.59	77.36	22.23	61.26	36.29	IDEM
3	1.30 a 1.90	101	15.17	149.73	119.22	30.51	104.05	29.32	IDEM
4-SUP	1.90 a 2.40	160	11.69	51.28	39.52	11.76	27.83	42.26	(CL) ARCILLA COLOR CAFÉ CON ARENA, CON GRUMOS DE TABIQUE, MORTERO Y ALGUNOS PEDAZOS DE PLASTICO
4-INF	2.40 a 2.50	103	15.27	71.18	52.18	19	36.91	51.48	(ML) LIMO COLOR GRIS CON ARENA FINA POCA MEDIA CUARZOSA Y VOLCÁNICA, CON GRUMOS DE CARBONATOS
5-SUP	2.50 a 2.95	90	15.63	51.53	38.78	12.75	23.15	55.08	(ML) IDEM
5-INF	2.95 a 3.10	174	13.55	37.58	29.53	8.05	15.98	50.38	(SM) ARENA FINA Y MEDIA CUARZOSA Y PUMITICA, LIMOSA COLOR GRIS, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
6	3.10 a 3.70	143	14.98	70.62	54.39	16.23	39.41	41.18	(SM) IDEM
7	3.70 a 4.30	133	13.53	64.86	43.57	21.29	30.04	70.87	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO OBSCURO CON AGUNASBOLSAS DE ARENA FINA VOLCÁNICA POCA CUARZOSA CONMICROFOSILES CARBONATADOS.
8	4.30 a 4.90	140	14.96	59.11	39.58	19.53	24.62	79.33	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA YMEDIA VOLCÁNICA POCA CUARZOSA CON MICROFOSILES CARBONATADOS
9	4.90 a 5.50	97	15.74	56.49	37.6	23.89	16.86	141.70	(ML) IDEM
10	5.50 a 6.10	129	15.13	69.04	35.98	33.06	20.85	158.56	(CH) ARCILLA COLOR ROJIZO CON MANCHAS COLOR GRIS, CON POCA ARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
11	6.10 a 6.70	131	14.89	57.48	29.41	28.07	14.52	193.32	(CH) ARCILLA COLOR ROJIZO CON MANCHAS COLOR GRIS, CON POCA ARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
12	6.70 a 7.30	87	15.38	61.58	24.68	36.9	9.3	396.77	(CH) ARCILLA DE COLOR CAFÉ CLARO A GRIS OLIVO, CON MUY POCAARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
13	7.30-7.90	62	15.54	59.81	24.08	35.73	8.54	418.38	(CH) ARCILLA COLOR GRIS OLIVO CON MANCHAS CAFÉ CLARO, CON MUYPOCA ARENA FINA VOLCÁNICA Y CUARZOSA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
14	7.90-8.50	106	15.29	58.2	23.43	34.77	8.14	427.15	(CH) ARCILLA COLOR HETEROGENEO CON MUY POCA ARENA FINA VOLCÁNICA Y CUARZOSA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SE-1**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **2 de 6**

CONTENIDO DE AGUA Y CLASIFICACIÓN VISUAL

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	TARA	W_{tara} [g]	$W_{tara} + W_{SH}$ [g]	$W_{tara} + W_{SS}$ [g]	W_{SH} [g]	W_{SS} [g]	w [%]	CLASIFICACIÓN VISUAL
15	8.50-9.10	94	15.79	64.22	27.08	37.14	11.29	328.96	(CH) ARCILLA COLOR HETEROGENEO CON BOLSAS DE ARENA FINA VOLCÁNICA, ALGUNOS GRUMOS DE CENIZA VOLCÁNICA EN LA P/INF
16	9.10-9.70	341	16.18	65.32	29.08	36.24	12.9	280.93	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ OLIVO CON ALGUNOS GRUMOS DE CENIZA, CON POCA ARENA FINA VOLCÁNICA POCA CUARZOSA
17	9.70-10.30	104	15.27	65.93	30.64	35.29	15.37	229.60	(CH) ARCILLA COLOR ROJIZO CON MANCHAS COLOR CAFÉ, POCA ARENA FINA CUARZOSA Y MICROFOSILES CARBONATADOS
18	10.30-10.90	420	16.45	73.55	28.91	44.64	12.46	358.27	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZO CON MANCHAS COLOR GRIS VERDOSO, CON MUY POCA ARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA
19	10.90-11.50	126	14.69	78.37	32.08	46.29	17.39	266.19	(CH) ARCILLA COLOR GRIS VERDOSO CON MANCHAS COLOR ROJIZO EN LA P/INFERIOR, CON POCA ARENA FINA CUARZOSA Y MICROFOSILES CARBONATADOS
20	11.50-12.10	80	15.69	67.24	30.65	36.59	14.96	244.59	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ VERDOSO CON MANCHA COLOR ROJIZO EN LA P/SUPERIOR, CON MUY POCA ARENA FINA VOLCÁNICA Y CUARZOSA, CON ALGUNOS GRUMOS DE CENIZA Y MICROFOSILES CARBONATADOS
21	12.10-12.70	116	15.19	61.14	27.31	33.83	12.12	279.13	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZO CON MANCHA COLOR GRIS VERDOSO, CON MUY POCA ARENA FINA VOLCÁNICA Y CUARZOSA
22	12.70-13.30	187	15.25	86.17	53.86	32.31	38.61	83.68	(CH) ARCILLA COLOR GRIS VERDOSO OSCURO CON ALGUNAS BOLSAS DE ARENA FINA POCA MEDIA VOLCÁNICA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
23	13.30-13.90	171	11.43	56.16	28.1	28.06	16.67	168.33	(CH) ARCILLA COLOR GRIS VERDOSO CON MUY POCA ARENA FINA VOLCÁNICA
24	13.90-14.50	85	15.75	72.04	32.48	39.56	16.73	236.46	(CH) IDEM CON ALGUNAS MANCHAS COLOR CAFÉ
25	14.50-15.10	69	15.96	49.41	25.27	24.14	9.31	259.29	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ CON MANCHAS COLOR GRIS VERDOSO, CON MUY POCA ARENA FINA CUARZOSA
26	15.10-15.70	210	15.24	69.87	27.59	42.28	12.35	342.35	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ OLIVO CON POCA ARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA
27	15.70-16.30	55	14.92	65.41	27.6	37.81	12.68	298.19	(CH) ARCILLA COLOR GRIS VERDOSO CON POCA ARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
29	16.90-17.50	70	14.73	54.7	26.75	27.95	12.02	232.53	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ VERDOSO CON MUY POCA ARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA, CON ALGUNOS GRUMOS DE CENIZA VOLCÁNICA

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SE-1**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **3 de 6**

CONTENIDO DE AGUA Y CLASIFICACIÓN VISUAL

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	TARA	W _{tara} [g]	W _{tara} + W _{SH} [g]	W _{tara} + W _{SS} [g]	W _{SH} [g]	W _{SS} [g]	w [%]	CLASIFICACIÓN VISUAL
30	17.50-18.10	83	15.87	55.64	28.77	26.87	12.9	208.29	(CH) IDEM
31	18.10-18.70	178	13.24	59.19	30.46	28.73	17.22	166.84	(CH) ARCILLA COLOR ROJIZO CON MANCHAS COLOR CAFÉ, CON POCA ARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
33	19.30-19.90	161	13.47	53.26	24.98	28.28	11.51	245.70	(CH) ARCILLA DE COLOR CAFÉ CLARO A GRIS VERDOSO CON POCA ARENA FINA VOLCÁNICA Y CUARZOSA, CON ALGUNAS PEQUEÑAS RAICILLAS FOSILIZADAS Y MICROFOSILES CARBONATADOS
34	19.90-20.50	431	13.22	62.31	27.81	34.5	14.59	236.46	(CH) ARCILLA COLOR ROJIZO CON POCA ARENA FINA VOLCÁNICA Y CUARZOSA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
35	20.50-21.10	159	13.41	50.56	25.13	25.43	11.72	216.98	(CH) ARCILLA COLOR GRIS VERDOSO CON MUY POCA ARENA FINA VOLCÁNICA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
36	21.10-21.70	180	13.97	60.75	28.01	32.74	14.04	233.19	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ VERDOSO CON MANCHAS COLOR GRIS VERDOSO, CON MUY POCA ARENA FINA VOLCÁNICA Y MICROFOSILES CARBONATADOS
37	21.70-22.30	162	11.7	59.43	24.7	34.73	13	267.15	(CH) IDEM
38	22.30-22.90	213	15.27	64.51	30.3	34.21	15.03	227.61	(CH) IDEM
39	22.90-23.50	198	16.1	65.88	28.82	37.06	12.72	291.35	(CH) IDEM
40	23.50-24.10	150	14.99	62.34	35.14	27.2	20.15	134.99	(CH) ARCILLA COLOR HETEROGENEO CON POCA ARENA FINA CUARZOSA, CON ALGUNAS BOLSAS DE CENIZA VOLCÁNICA EN LA P/MEDIA
41-SUP	24.10-24.50	138	15.2	53.94	28.33	25.61	13.13	195.05	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y MEDIA VOLCÁNICA Y CUARZOSA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
41-INF	24.50-24.70	141	15.1	81.49	57.63	23.86	42.53	56.10	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO CON ARENA FINA Y MEDIA VOLCÁNICA Y CUARZOSA CON MICROFOSILES CARBONATADOS
42-SUP	24.70-24.90	59	14.98	77.53	56.21	21.32	41.23	51.71	(SC) ARENA FINA Y MEDIA VOLCÁNICA ARCILLOSA COLOR CAFÉ OSCURO CON MICROFOSILES CARBONATADOS
42-INF	24.90-25.30	93	15.69	88.83	58.56	30.27	42.87	70.61	(CH) ARCILLA COLOR VERDOSO OSCURO CON ARENA FINA Y MEDIA VOLCÁNICA, CON ALGUNOS PEQUEÑOS FRAGMENTOS DE CARACOLILLOS Y MICROFOSILES CARBONATADOS
43	25.30-25.90	203	16.38	89.51	55.73	33.78	39.35	85.84	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR CAFÉ OSCURO CON ARENA FINA POCA MEDIA VOLCÁNICA POCA CUARZOSA

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SE-1**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **4 de 6**

CONTENIDO DE AGUA Y CLASIFICACIÓN VISUAL

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	TARA	W _{tara} [g]	W _{tara} + W _{SH} [g]	W _{tara} + W _{SS} [g]	W _{SH} [g]	W _{SS} [g]	w [%]	CLASIFICACIÓN VISUAL
44	25.90-26.50	120	14.88	81.13	48.57	32.56	33.69	96.65	(OH) ARCILLA ORGÁNICA COLOR CAFÉ OSCURO CON ARENA FINA Y MEDIA VOLCÁNICA Y ANDESÍTICA CON ALGUNOS PEQUEÑOS FRAGMENTOS DE RAICILLAS FOSILIZADAS Y ALGUNOS MICROFOSILES CARBONATADOS
45	26.50-27.10	359	15.64	63.58	42.92	20.66	27.28	75.73	(OH) IDEM
46	27.10-27.70	130	15.48	73.83	41.6	32.23	26.12	123.39	(CH) ARCILLA COLOR VERDOSO OSCURO CON ARENA FINA VOLCÁNICA Y CUARZOSA CON RAICILLAS FOSILIZADAS Y MICROFOSILES CARBONATADOS
47-SUP	27.70-27.90	67	15.34	88.39	56.66	31.73	41.32	76.79	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR VERDOSO OSCURO CON ARENA FINA Y MEDIA, CON FRAGMENTOS DE RAICILLAS FOSILIZADAS Y MICROFOSILES CARBONATADOS
47-INF	27.90-28.30	165	12.14	62.02	38.38	23.64	26.24	90.09	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR CAFÉ OSCURO CON ALGUNAS BOLSAS DE ARENA FINA POCA MEDIA VOLCÁNICA Y MICROFOSILES CARBONATADOS
48	28.30-28.90	91	15.56	85.97	59	26.97	43.44	62.09	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS OSCURO CON ALGUNAS MANCHAS COLOR CAFÉ, CON ARENA FINA VOLCÁNICA POCA CUARZOSA Y MICROFOSILES CARBONATADOS
49	28.90-29.50	343	16.46	78.91	54.24	24.67	37.78	65.30	(SM) ARENA FINA VOLCÁNICA POCA CUARZOSA LIMOSA COLOR CAFÉ CON MICROFOSILES CARBONATADOS
50	29.50-30.10	88	15.91	74.43	52.75	21.68	36.84	58.85	(SM) IDEM
51	30.10-30.70	356	16.23	85.98	57.16	28.82	40.93	70.41	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR CAFÉ CON ARENA FINA VOLCÁNICA POCA CUARZOSA, CON MICROFOSILES CARBONATADOS
52	30.70-31.30	142	15.23	88.76	61.92	26.84	46.69	57.49	(SM) ARENA FINA VOLCÁNICA POCA CUARZOSA LIMOSA COLOR CAFÉ CON MICROFOSILES CARBONATADOS
53	31.30-31.90	207	15.24	99.05	64.72	34.33	49.48	69.38	(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ ROJIZO OSCURO CON ARENA FINA POCA MEDIA VOLCÁNICA Y CUARZOSA CON MICROFOSILES CARBONATADOS
54	31.90-32.50	188	15.32	82.17	56.6	25.57	41.28	61.94	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y MEDIA CUARZOSA Y VOLCÁNICA
55	32.50-33.10	364	15.86	105.22	64.54	40.68	48.68	83.56614626	(OH) ARCILLA ORGÁNICA COLOR CAFÉ OSCURO CON ALGUNOS PEQUEÑOS TROZOS DE MADERA DESCOMPUESTA, CON ALGUNAS BOLSAS DE ARENA FINA CUARZOSA Y VOLCÁNICA POCA PUMITICA

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SE-1**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **5 de 6**

CONTENIDO DE AGUA Y CLASIFICACIÓN VISUAL

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	TARA	W_{tara} [g]	$W_{tara} + W_{SH}$ [g]	$W_{tara} + W_{SS}$ [g]	W_{SH} [g]	W_{SS} [g]	w [%]	CLASIFICACIÓN VISUAL
56	33.10-33.70	353	15.73	81.97	49.33	32.64	33.6	97.14	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CON ARENA FINA Y MEDIA PUMITICA Y CUARZOSA CON ALGUNOS PEQUEÑOS LENTES DE CENIZA VOLCÁNICA
57	33.70-34.30	317	11.25	31.19	22.13	9.06	10.88	83.27	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR CAFÉ CON POCA ARENA FINA Y MEDIA CUARZOSA Y ANDESITICA
59	34.90-35.50	1	121.4	169.01	150.37	18.64	28.97	64.34	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS CON ARENA FINA Y MEDIA CUARZOSA, ANDESITICA Y PUMITICA
60	35.50-36.10	81	15.42	63.77	34	29.77	18.58	160.23	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CON ARENA FINA POCA MEDIA CUARZOSA Y PUMITICA POCA ANDESITICA, CON ALGUNAS RAICES FOSILIZADAS
61	36.10-36.70	102	14.67	88.69	40.78	47.91	26.11	183.49	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CLARO CON POCA ARENA FINA VOLCÁNICA CUARZOSA
62	36.70-37.30	89	15.03	67.09	34.01	33.08	18.98	174.29	(MH) IDEM
63	37.30-37.90	74	15.28	66.38	34.15	32.23	18.87	170.80	(MH) IDEM
64-SUP	37.90-38.55	139	15.1	68.35	40.15	28.2	25.05	112.57	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CON ARENA FINA POCA MEDIA ANDESITICA, CUARZOSA Y VOLCÁNICA
64-INF	38.55-38.50	149	14.95	97.65	81.15	16.5	66.2	24.92	(SM) ARENA FINA Y MEDIA CUARZOSA, PUMITICA Y ANDESITICA LIMOSA COLOR GRIS VERDOSO
65	38.50-39.10	366	13.45	86.42	78.89	7.53	65.44	11.51	(SM) ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA ANDESITICA POCA CUARZOSA LIMOSA COLOR GRIS CON ALGUNAS GRAVAS
67	39.70-40.30	344	16.51	114.18	87.01	27.17	70.5	38.54	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS CON ARENA FINA Y MEDIA MUY POCA GRUESA ANDESITICA Y PUMITICA MUY POCA CUARZOSA
68	40.30-40.90	330	16.78	132.19	99.44	32.75	82.66	39.62	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CON ARENA FINA Y MEDIA ANDESITICA Y CUARZOSA POCA PUMITICA
69	40.90-41.50	340	16.99	128.26	97.36	30.9	80.37	38.45	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CON ARENA FINA Y MEDIA MUY POCA GRUESA ANDESITICA Y CUARZOSA POCA PUMITICA
70	41.50-42.10	347	17.02	113.59	84.83	28.76	67.81	42.41	(MH) IDEM
71	42.10-42.70	417	15.98	99.89	90.38	9.51	74.4	12.78	(SM) ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA ANDESITICA LIMOSA COLOR GRIS CON ALGUNAS GRAVAS FRACTURADAS

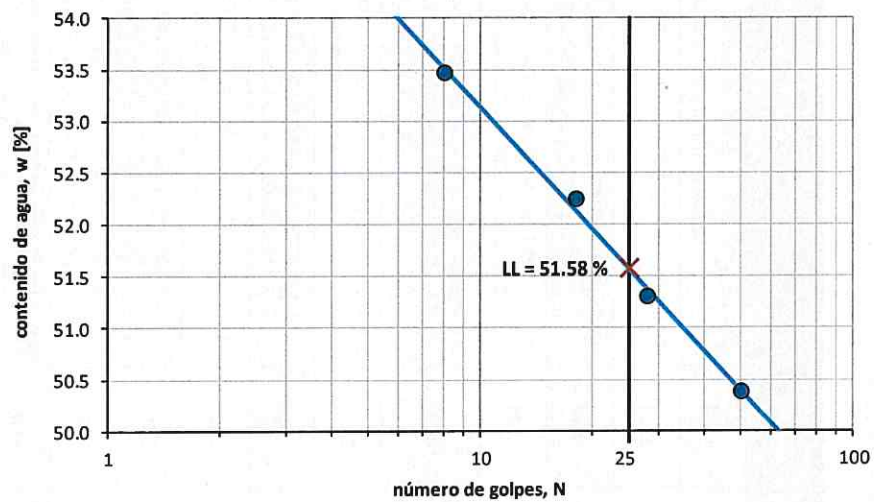
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SE-1**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **6 de 6**

CONTENIDO DE AGUA Y CLASIFICACIÓN VISUAL

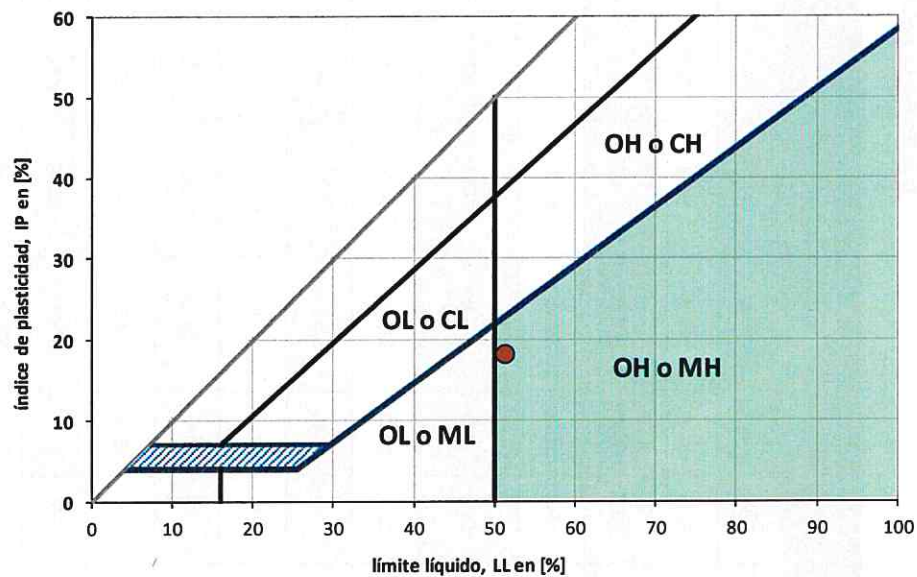
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	TARA	W _{tara} [g]	W _{tara} + W _{SH} [g]	W _{tara} + W _{SS} [g]	W _{SH} [g]	W _{SS} [g]	w [%]	CLASIFICACIÓN VISUAL
72	42.70-43.30	430	15.8	165.98	133.56	32.42	117.76	27.53	(SM) ARENA FINA POCA MEDIA CUARZOSA, PUMITICA Y ANDESITICA LIMOSA COLOR CAFÉ GRISACEO CON ALGUNAS GRAVILLAS
73	43.30-43.90	372	16.45	145.58	122.2	23.38	105.75	22.11	(SM) ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA ANDESITICA POCA CUARZOSA LIMOSA COLOR GRIS VERDOSO CON ALGUNAS GRAVAS ANDESITICAS
74	43.90-44.50	53	15.39	133.56	118.1	15.46	102.71	15.05	(SM) ARENA FINA Y MEDIA POCA GRUESA ANDESITICA Y CUARZOSA LIMOSA COLOR GRIS CON ALGUNAS GRAVAS FRACTURADAS
75	44.50-45.10	164	11.99	92.16	82.91	9.25	70.92	13.04	(SM) ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA ANDESITICA POCA CUARZOSA LIMOSA COLOR GRIS VERDOSO CON ALGUNAS GRAVAS FRACTURADAS
76	45.10-45.70	114	14.88	133.35	97.68	35.67	82.8	43.08	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CLARO CON ARENA FINA Y MEDIA POCA GRUESA PUMITICA POCA CUARZOSA CON ALGUNAS GRAVAS PUMITICAS FRACTURADAS
77	45.70-46.30	333	16.82	123.74	94.79	28.95	77.97	37.13	(SM) ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA PUMITICA LIMOSA COLOR GRIS VERDOSO CON GRAVAS PUMITICAS FRACTURADAS
78	46.30-46.90	124	15.08	106.02	91.61	14.41	76.53	18.83	(SM) ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA ANDESITICA Y PUMITICA POCA CUARZOSA LIMOSA COLOR GRIS VERDOSO CON ALGUNAS GRAVAS
79	46.90-47.50	125	15.06	124.83	107.11	17.72	92.05	19.25	(SM) ARENA FINA Y MEDIA MUY POCA GRUESA ANDESITICA, CUARZOSAY PUMITICA LIMOSA COLOR GRIS AZULOSO
80	47.50-48.10	95	15.8	118.63	96.61	22.02	80.81	27.25	(SM) ARENA FINA Y MEDIA POCA GRUESA PUMITICA Y CUARZOSA POCAANDESITICA LIMOSA COLOR GRIS AZULOSO
81	48.10-48.70	127	15.06	124.57	94.99	29.58	79.93	37.01	(SM) ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA PUMITICA POCA CUARZOSA LIMOSA COLOR VERDE CLARO CON ALGUNAS GRAVILLAS PUMITICAS FRACTURADAS
82	48.70-49.30	190	15.63	124.9	107.4	17.5	91.77	19.07	(SM) ARENA FINA Y MEDIA CUARZOSA Y ANDESITICA POCA PUMITICA LIMOSA COLOR GRIS VERDOSO
83	49.30-49.90	349	15.93	146.18	125.04	21.14	109.11	19.37	(SM) IDEM
84	49.90-50.50	411	15.63	156.78	130.38	26.4	114.75	23.01	(SM) ARENA FINA Y MEDIA POCA GRUESA PUMITICA Y CUARZOSA POCAANDESITICA LIMOSA COLOR GRIS VERDOSO
TSHELBY	50.50	429	15.82	66.91	54.61	12.3	38.79	31.71	(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CON ARENA FINA Y MEDIAANDESITICA Y CUARZOSA MUY POCA PUMITICA

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-1**
 Profundidad: **3.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

CURVA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD

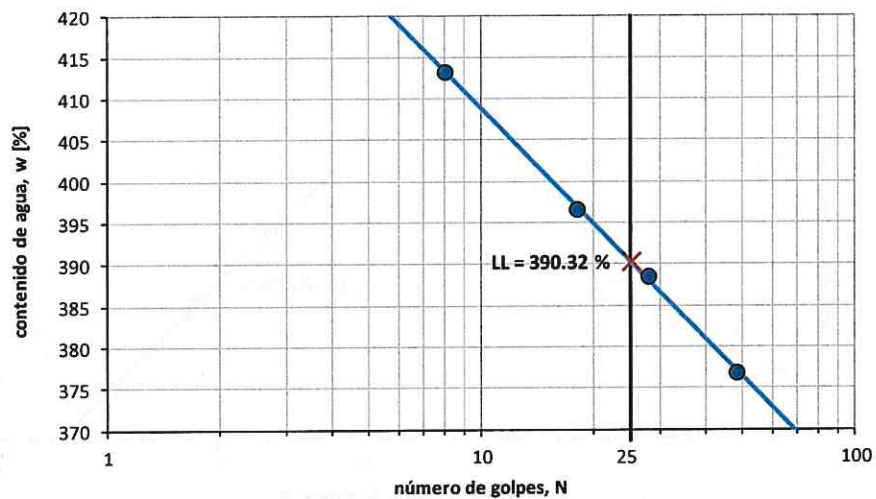


Límite Líquido: **51.58 %**
 Límite Plástico: **33.74 %**
 Índice de Plasticidad: **17.84 %**

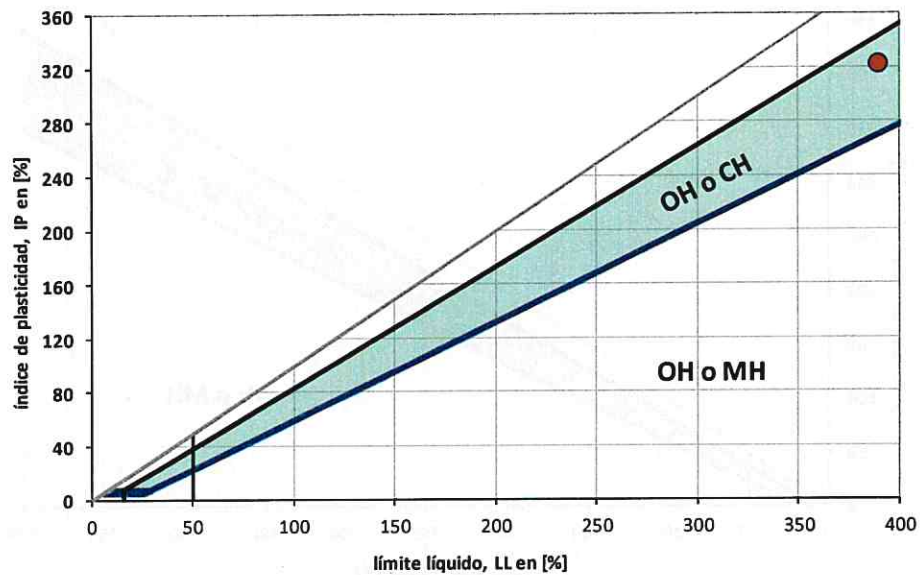
Clasificación SUCS	Descripción
MH	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE OSCURO

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-2**
 Profundidad: **9.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

CURVA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD

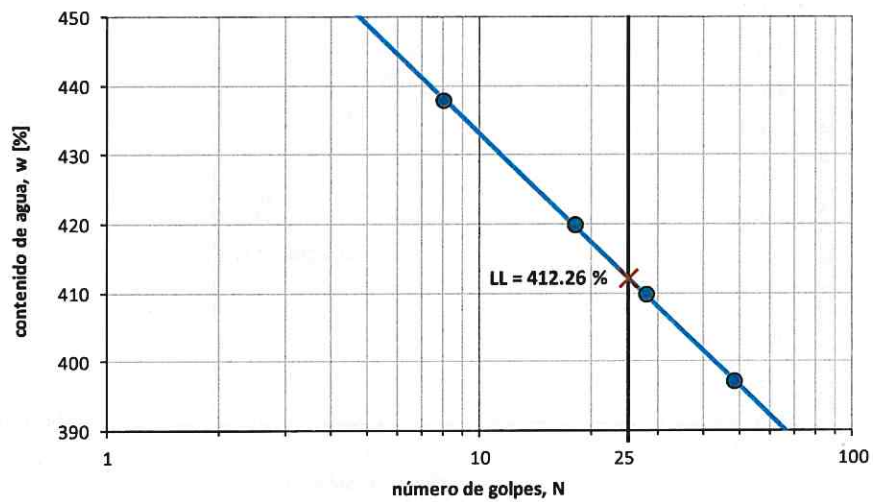


Límite Líquido: **390.32 %**
 Límite Plástico: **69.85 %**
 Índice de Plasticidad: **320.47 %**

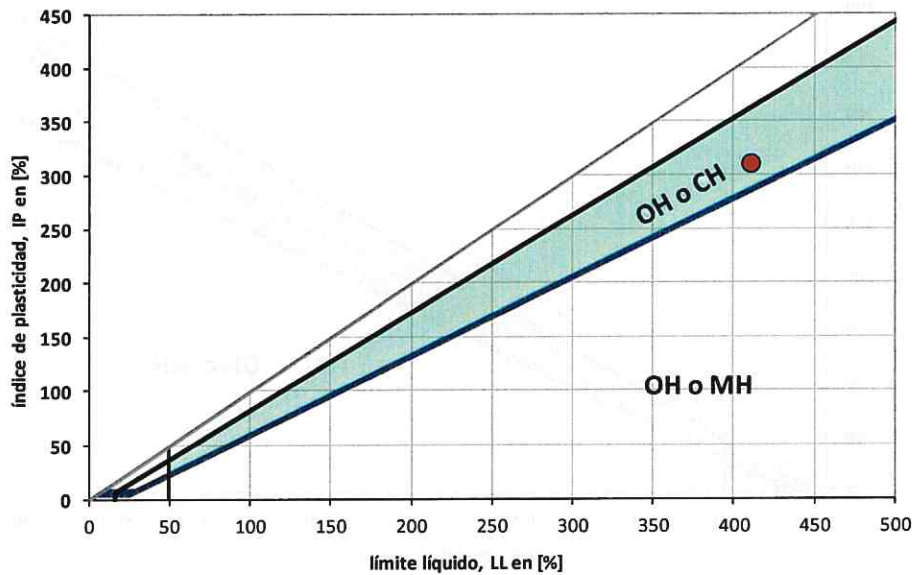
Clasificación SUCS	Descripción
CH	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-3**
 Profundidad: **16.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

CURVA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD

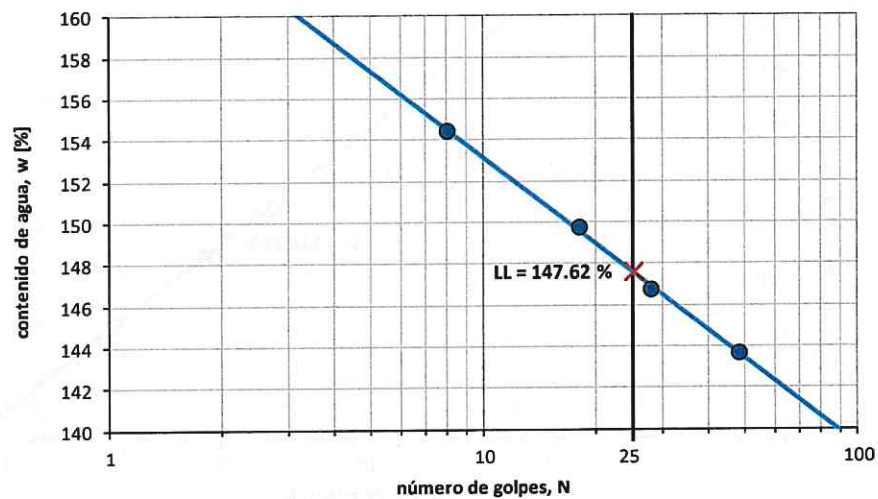


Límite Líquido: **412.26 %**
 Límite Plástico: **104.19 %**
 Índice de Plasticidad: **308.07 %**

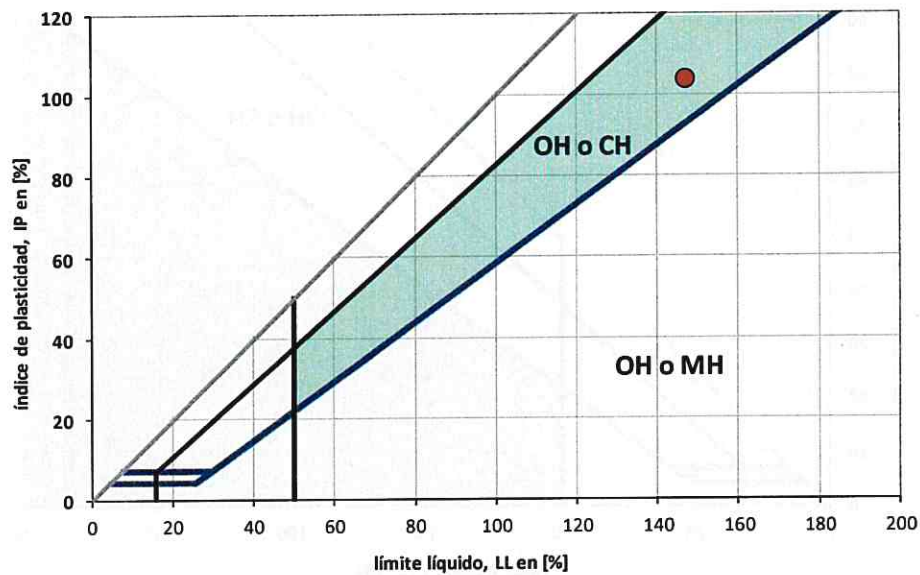
Clasificación SUCS	Descripción
CH	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-4**
 Profundidad: **20.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

CURVA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD

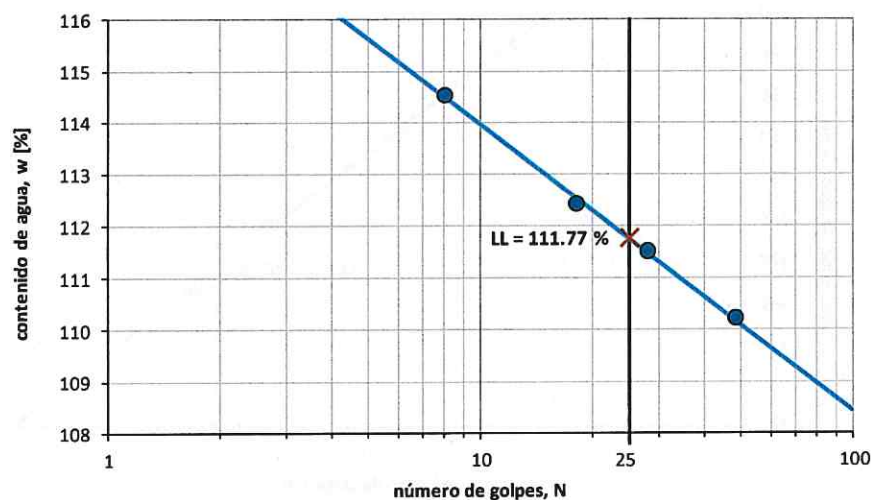


Límite Líquido: **147.62 %**
 Límite Plástico: **44.45 %**
 Índice de Plasticidad: **103.18 %**

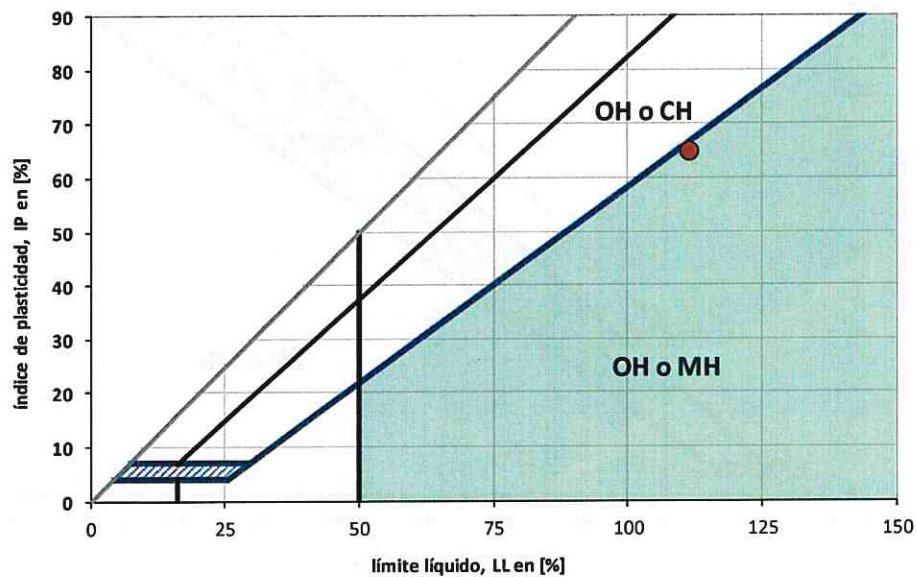
Clasificación SUCS	Descripción
CH	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE OSCURO

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-5**
 Profundidad: **25.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

CURVA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD

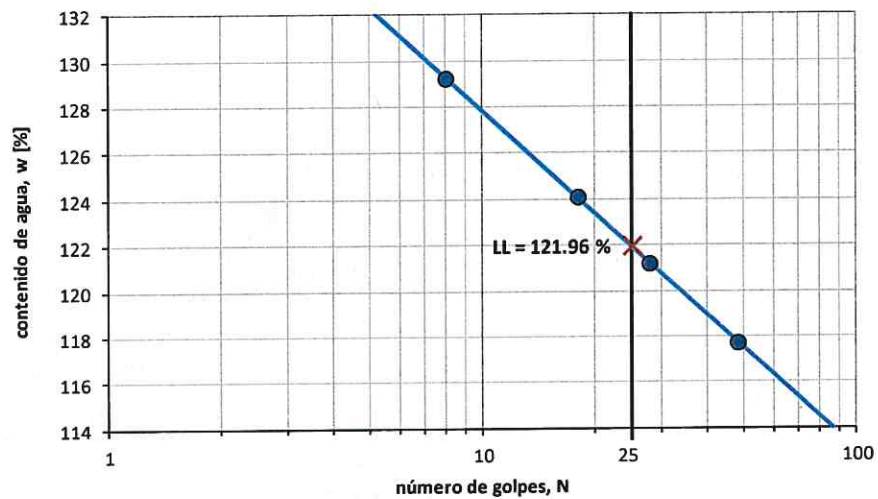


Límite Líquido: **111.77 %**
 Límite Plástico: **47.26 %**
 Índice de Plasticidad: **64.51 %**

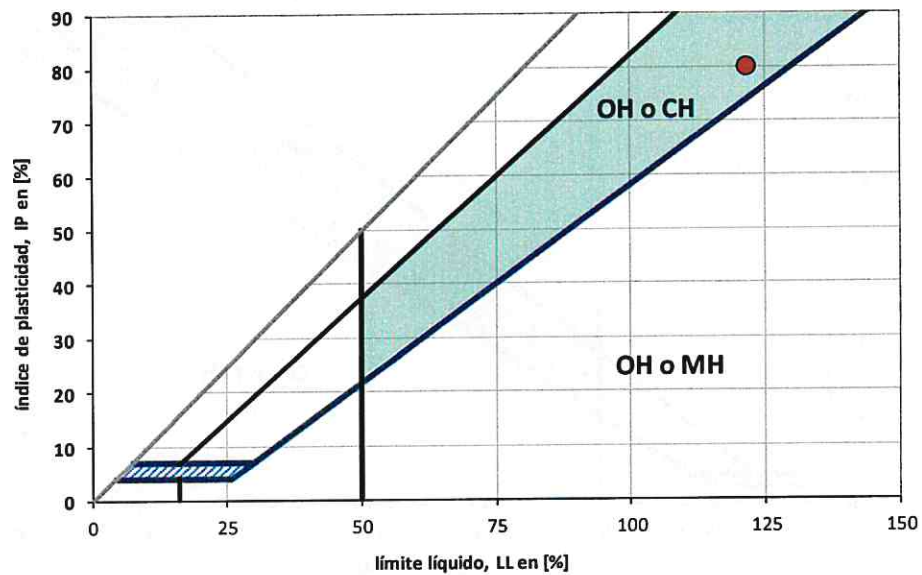
Clasificación SUCS	Descripción
MH	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-6**
 Profundidad: **31.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

CURVA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD



Límite Líquido: **121.96 %**
 Límite Plástico: **42.36 %**
 Índice de Plasticidad: **79.60 %**

Clasificación SUCS	Descripción
CH	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO

Gráfico de semi-log para a determinação da Líquida Limitada (LL) de um solo. O eixo horizontal (X) representa o número de golpes (N) em uma escala logarítmica, variando de 1 a 100. O eixo vertical (Y) representa o teor de água (w) em porcentagem, variando de 138 a 162. Quatro pontos experimentais são plotados e conectados por uma linha azul. Uma linha vertical preta é traçada no ponto N=25, e o ponto correspondente na linha azul é marcado com um 'X' vermelho, indicando o valor de LL = 147.45%.

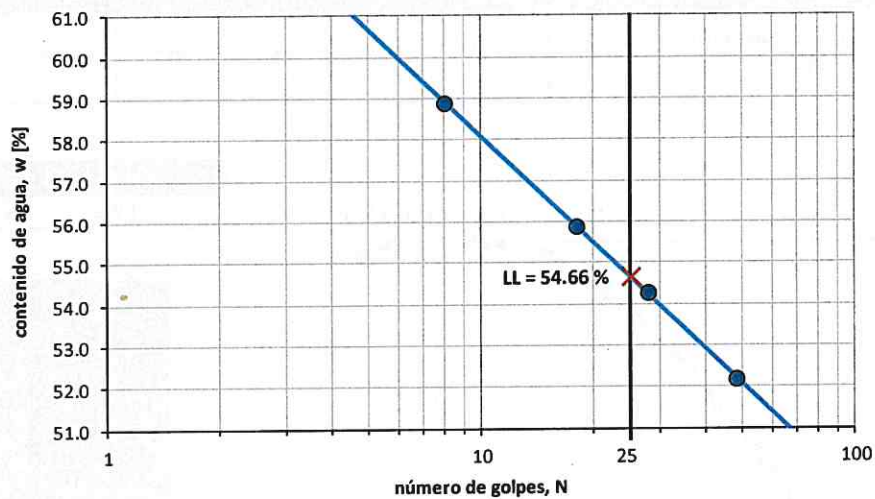
número de golpes, N	conteúdo de água, w [%]
8	160
20	151
25	147.45 (LL)
40	140.5

Gráfico de clasificación de suelos (Fig. 1.10) que muestra el Índice de Plasticidad (IP) en el eje Y (0 a 120) versus el Límite Líquido (LL) en el eje X (0 a 175). Se definen las zonas de clasificación: 'OH o CH' (zona superior, sombreada en verde) y 'OH o MH' (zona inferior). Se indican los límites de clasificación: LL=25, LL=50, LL=75, LL=100, LL=125, LL=150, LL=175. Se muestra un ejemplo de suelo con LL=150 y IP=105, clasificado como 'OH o CH'.

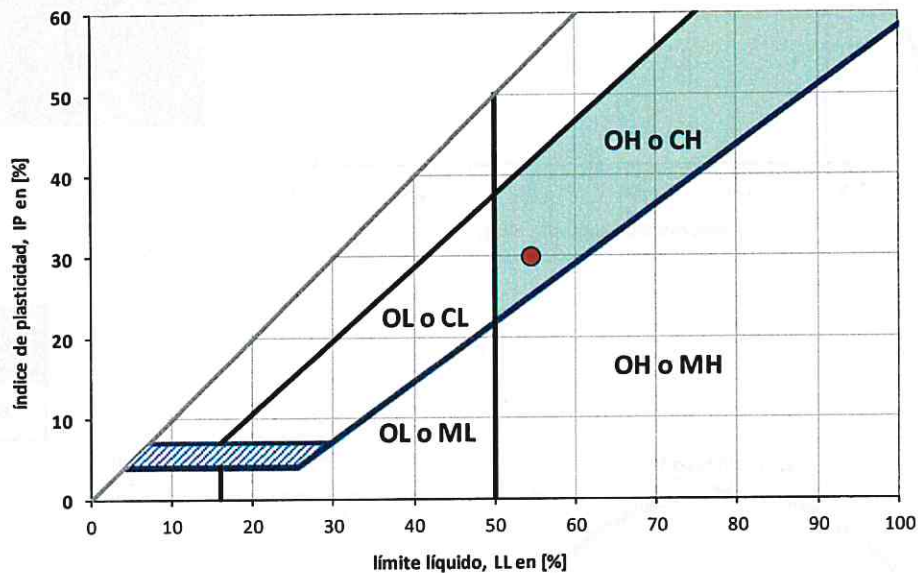
Clasificación SUCS	Descripción
CH	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS VERDOSO

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-8**
 Profundidad: **50.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

CURVA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD



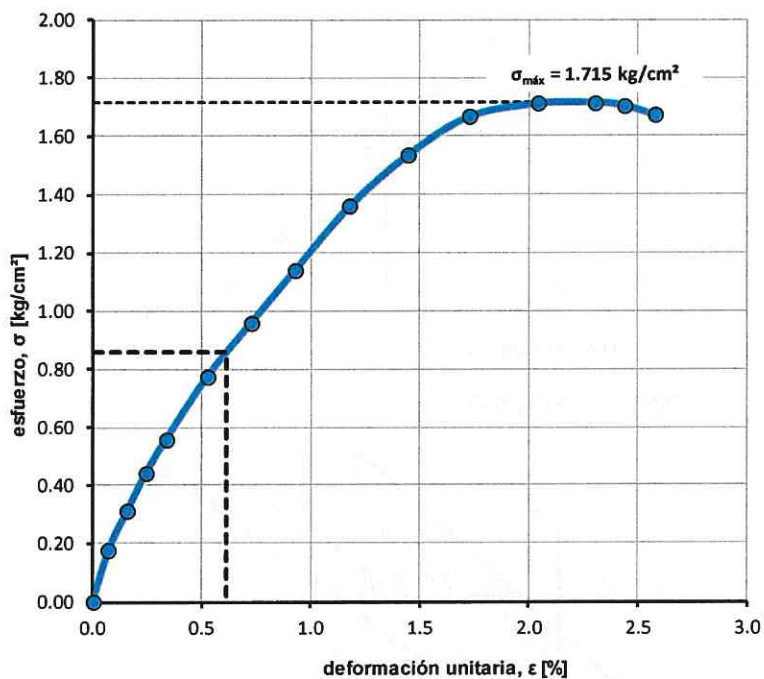
Límite Líquido: **54.66 %**
 Límite Plástico: **25.01 %**
 Índice de Plasticidad: **29.65 %**

Clasificación SUCS	Descripción
CH	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS VERDOSO

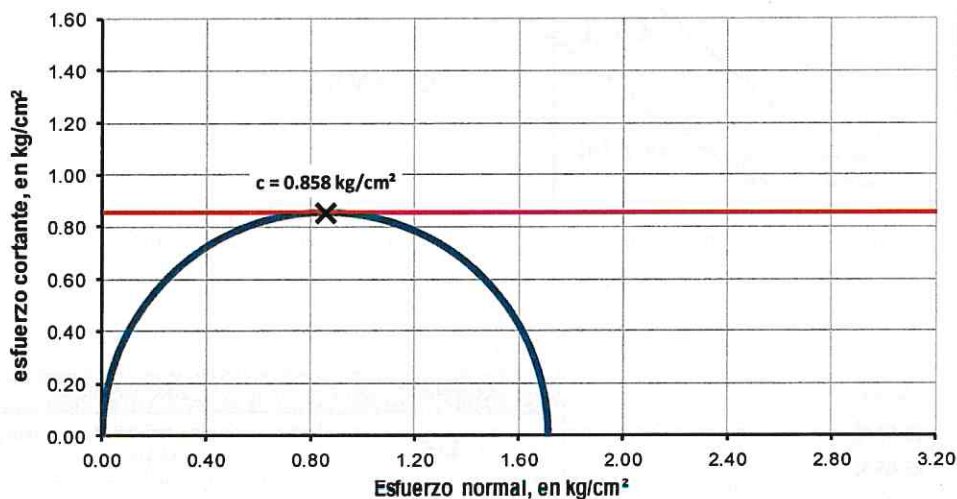
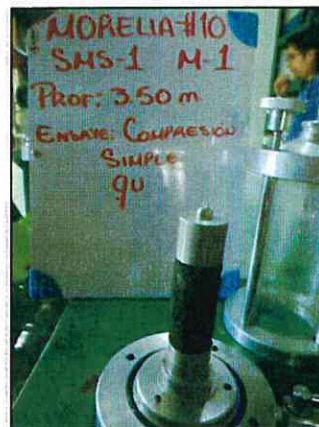
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-1**
 Profundidad: **3.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

Clasificación del material	W_i [%]	W_f [%]	e_i	e_f	G_{wi} [%]	G_{wf} [%]	γ_{hi} [t/m ³]	S_s
(MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS OSCURO CON ARENA FINA Y CENIZA VOLCÁNICA	62.76	62.70	1.66	1.66	93.7	93.6	1.518	2.483



σ [kg/cm ²]	E_{50} [kg/cm ²]
1.715	92.230

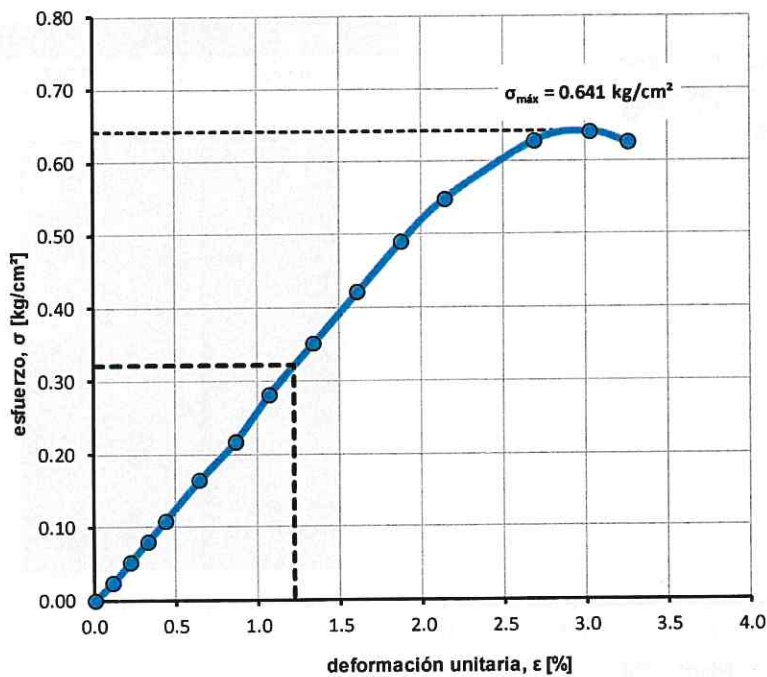


q_u [t/m ²]	c [t/m ²]
17.15	8.58

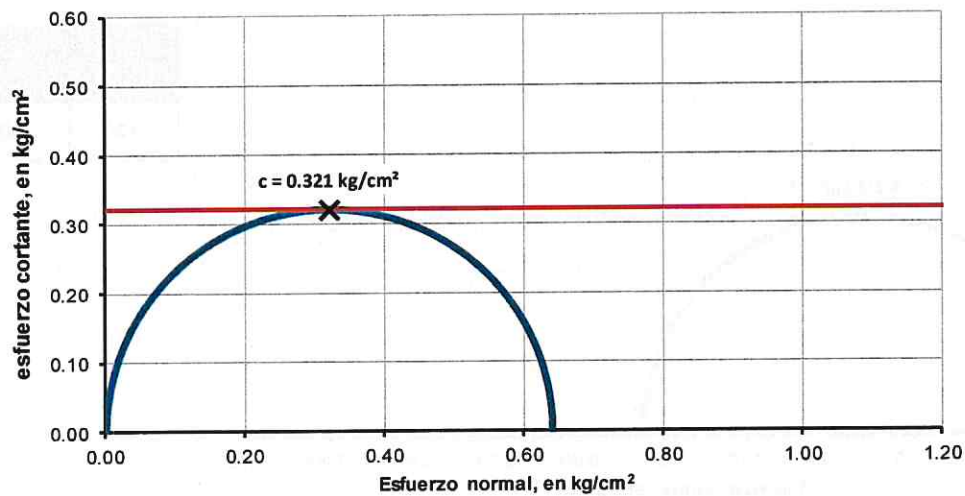
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-2**
 Profundidad: **9.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

Clasificación del material	W_L [%]	W_P [%]	e_L	e_P	G_{wL} [%]	G_{wP} [%]	γ_{hi} [t/m ³]	S_s
(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ CON ALGUNAS PEQUEÑAS BOLSAS DE CENIZA VOLCÁNICA	274.53	273.93	6.25	6.25	100.0	100.0	1.186	2.297



σ [kg/cm ²]	E_{50} [kg/cm ²]
0.641	26.055

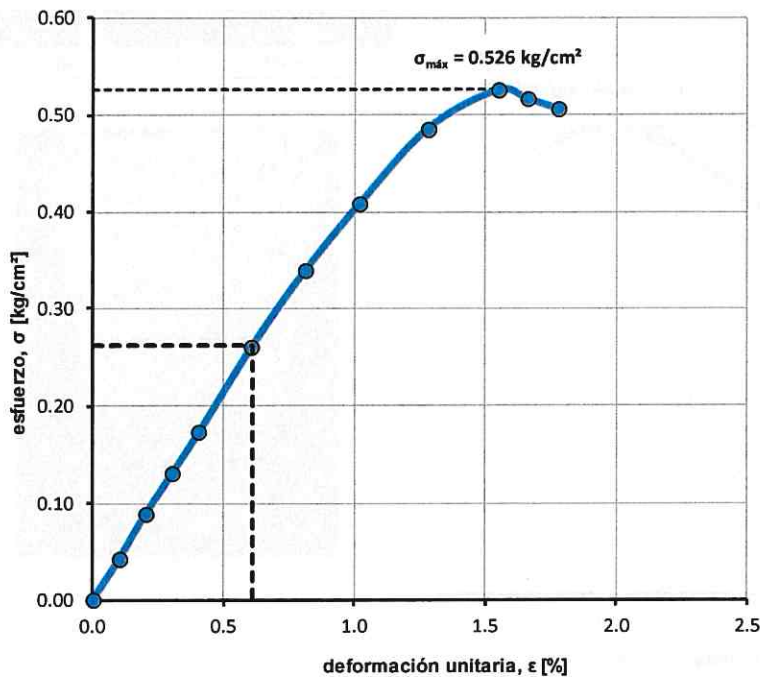


q_u [t/m ²]	c [t/m ²]
6.41	3.21

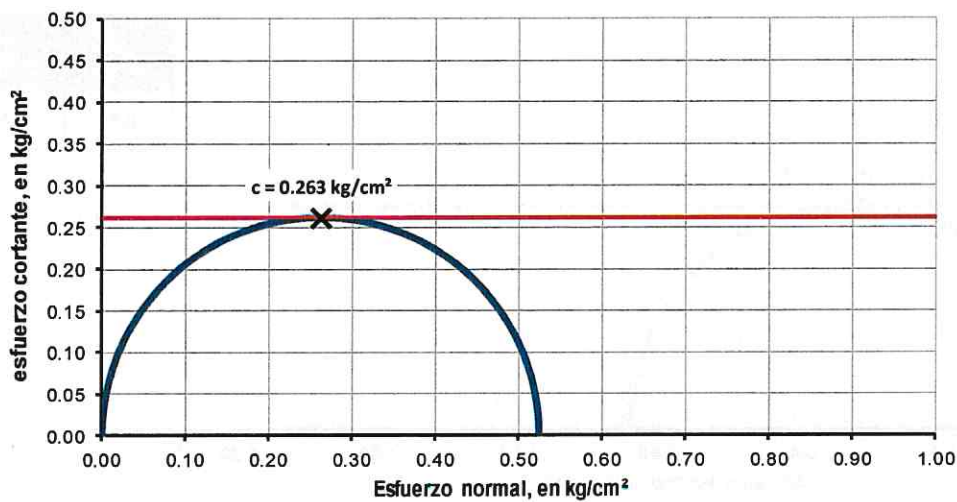
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-3**
 Profundidad: **16.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

Clasificación del material	w_i [%]	w_f [%]	e_i	e_f	G_{wi} [%]	G_{wf} [%]	γ_{hi} [t/m ³]	S_s
(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE	377.64	377.21	8.89	8.89	99.6	99.5	1.133	2.346



σ [kg/cm ²]	E_{50} [kg/cm ²]
0.526	38.367

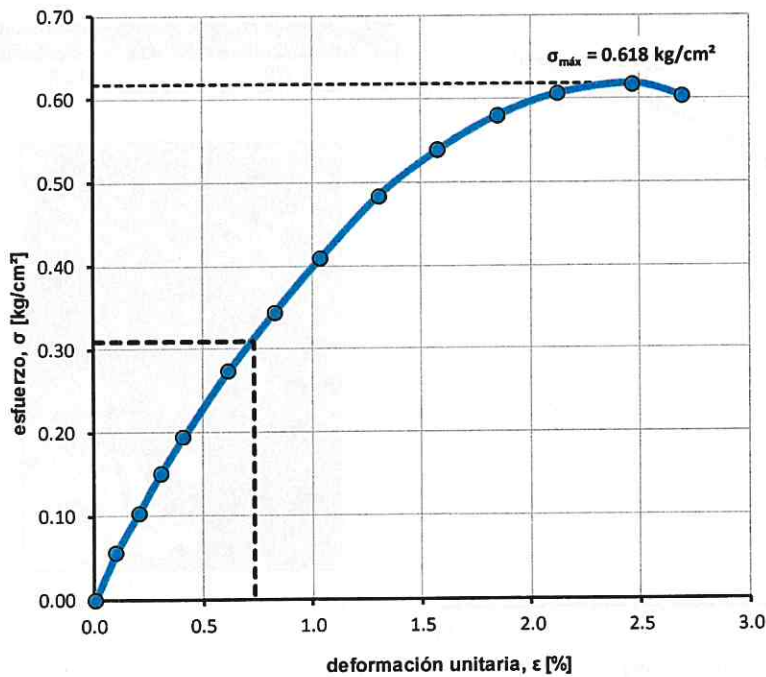


q_u [t/m ²]	c [t/m ²]
5.26	2.63

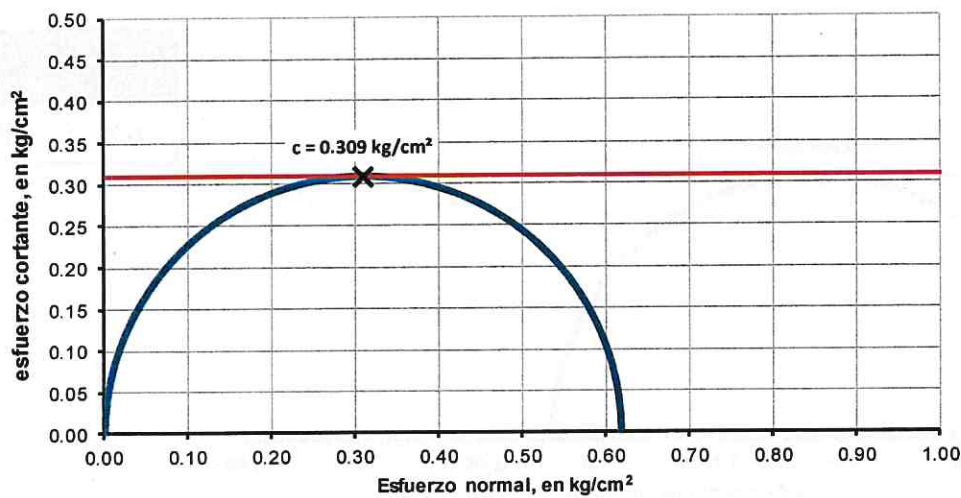
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-4**
 Profundidad: **20.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

Clasificación del material	w_L [%]	w_f [%]	e_i	e_f	G_{wL} [%]	G_{wF} [%]	γ_{hi} [t/m ³]	S_s
(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE OSCURO	115.92	115.75	2.84	2.84	97.7	97.5	1.345	2.389



σ [kg/cm ²]	E_{50} [kg/cm ²]
0.618	33.446

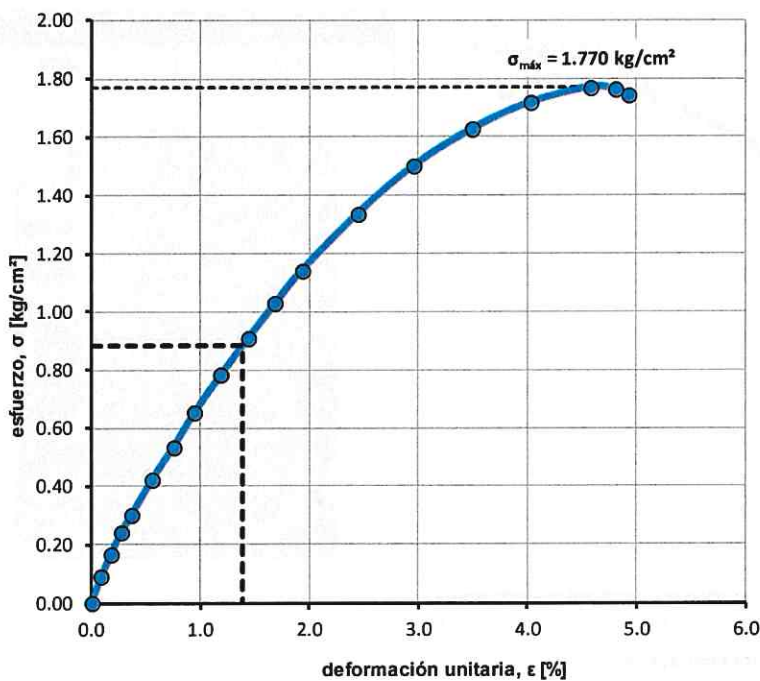


q_u [t/m ²]	c [t/m ²]
6.18	3.09

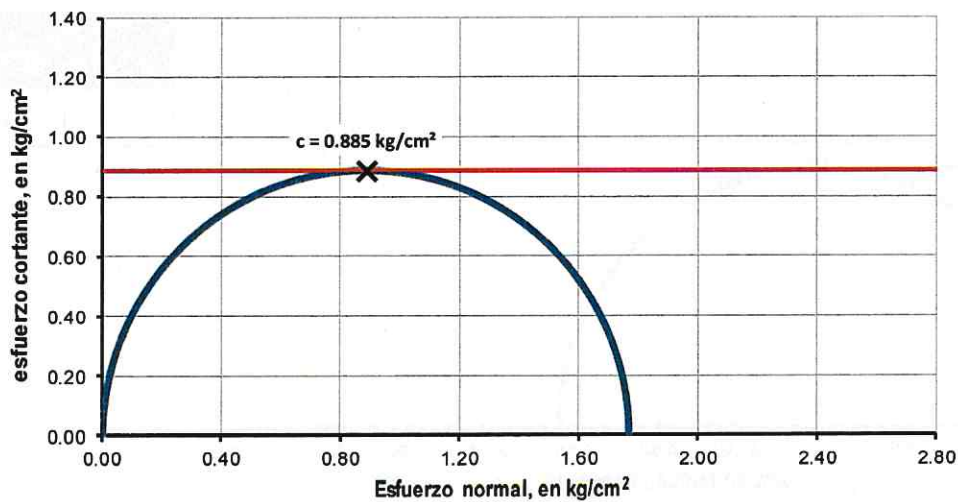
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-5**
 Profundidad: **25.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

Clasificación del material	w_i [%]	w_f [%]	e_i	e_f	G_{wi} [%]	G_{wf} [%]	v_{hi} [t/m ³]	S_s
(MH) LIMO DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO	91.36	91.13	2.05	2.05	100.0	100.0	1.417	2.257



σ [kg/cm ²]	E_{50} [kg/cm ²]
1.770	50.190

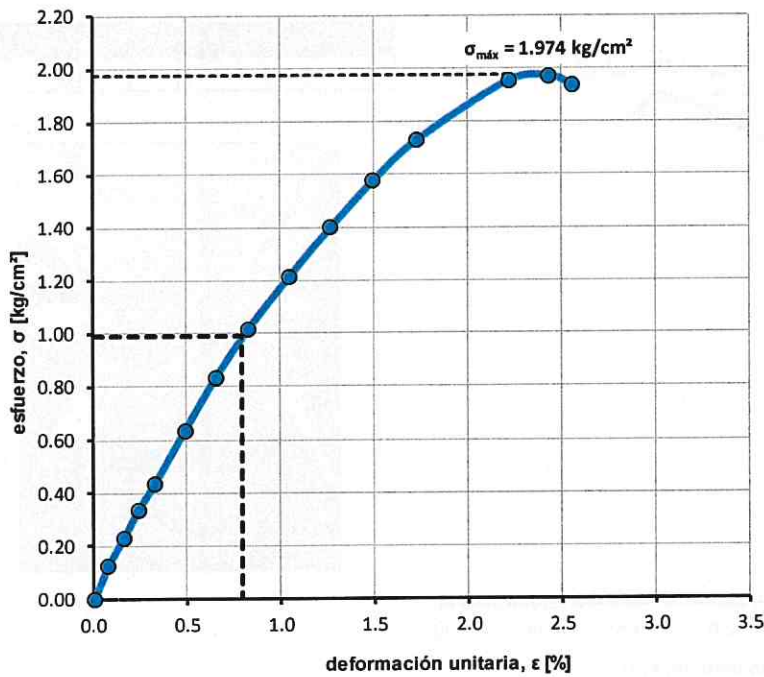


q_u [t/m ²]	c [t/m ²]
17.70	8.85

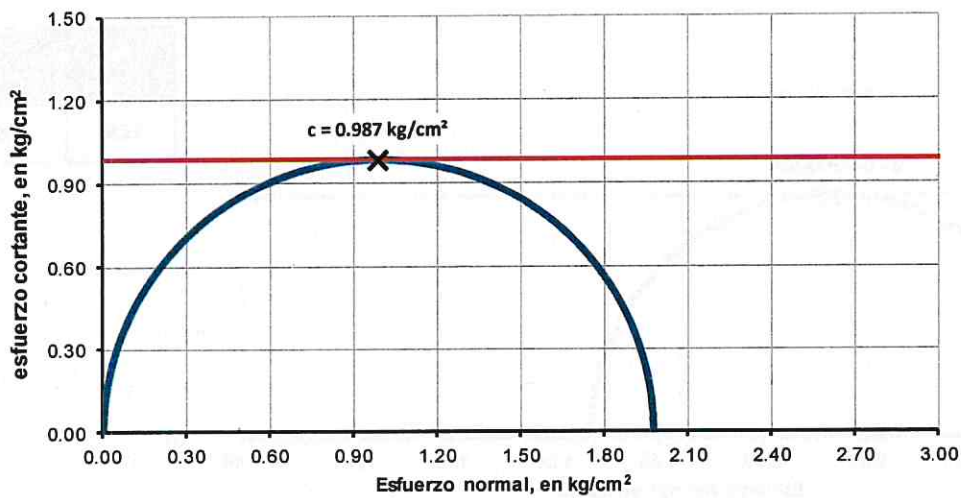
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-6**
 Profundidad: **31.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

Clasificación del material	w_i [%]	w_f [%]	e_i	e_f	G_{wi} [%]	G_{wf} [%]	γ_{hi} [t/m ³]	S_s
(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO	101.90	101.83	2.62	2.62	91.1	91.1	1.306	2.341



σ [kg/cm ²]	E_{50} [kg/cm ²]
1.974	104.438

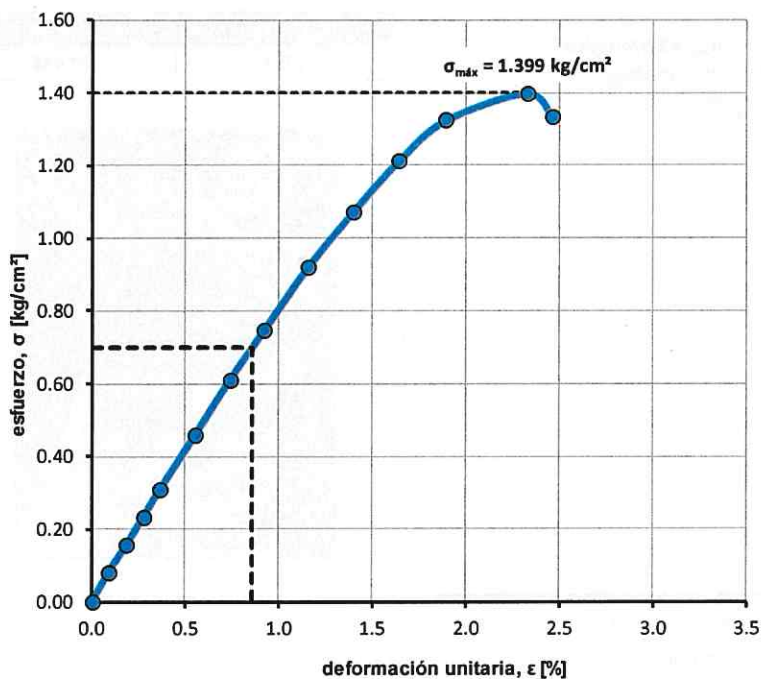


q_u [t/m ²]	c [t/m ²]
19.74	9.87

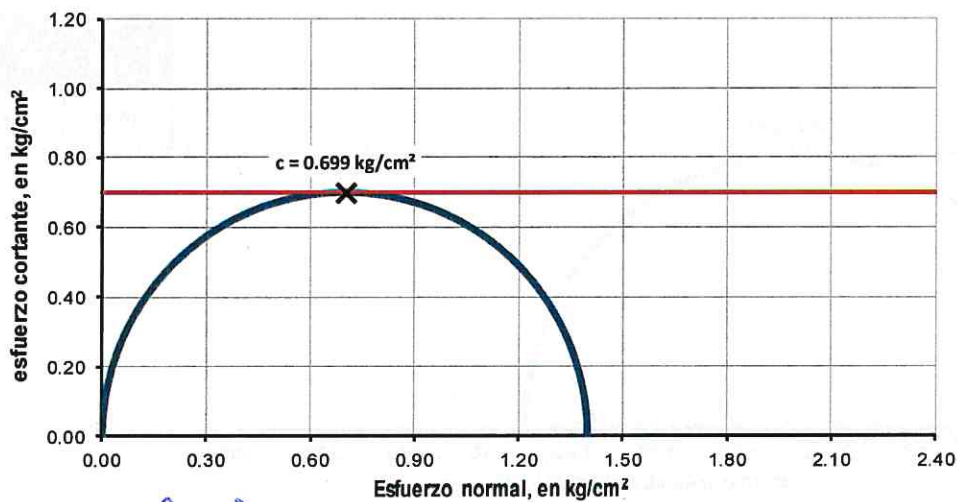
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-7**
 Profundidad: **35.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

Clasificación del material	w_l [%]	w_f [%]	e_i	e_f	G_{wl} [%]	G_{wf} [%]	γ_{hi} [t/m ³]	S_s
(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS VERDOSO CON VETAS DE CENIZA Y VIDRIO VOLCÁNICO	62.03	61.90	1.72	1.72	86.9	86.7	1.436	2.411



σ [kg/cm ²]	E_{50} [kg/cm ²]
1.399	73.837

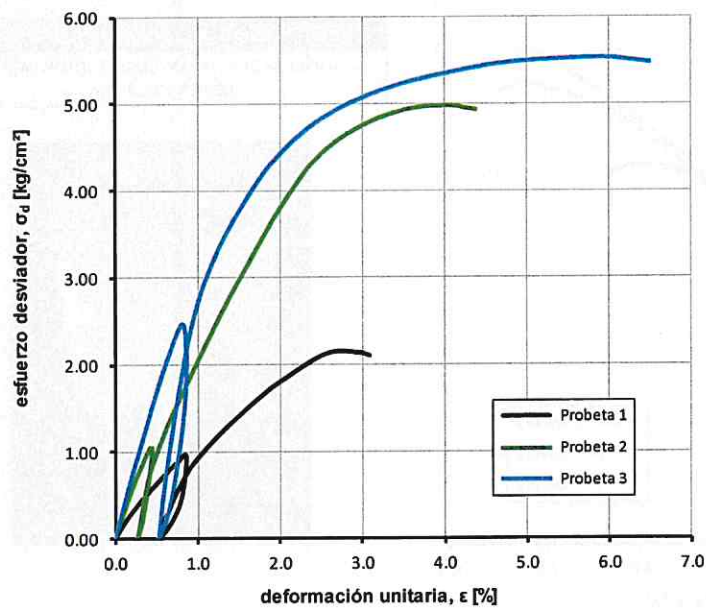


q_u [t/m ²]	c [t/m ²]
13.99	6.99

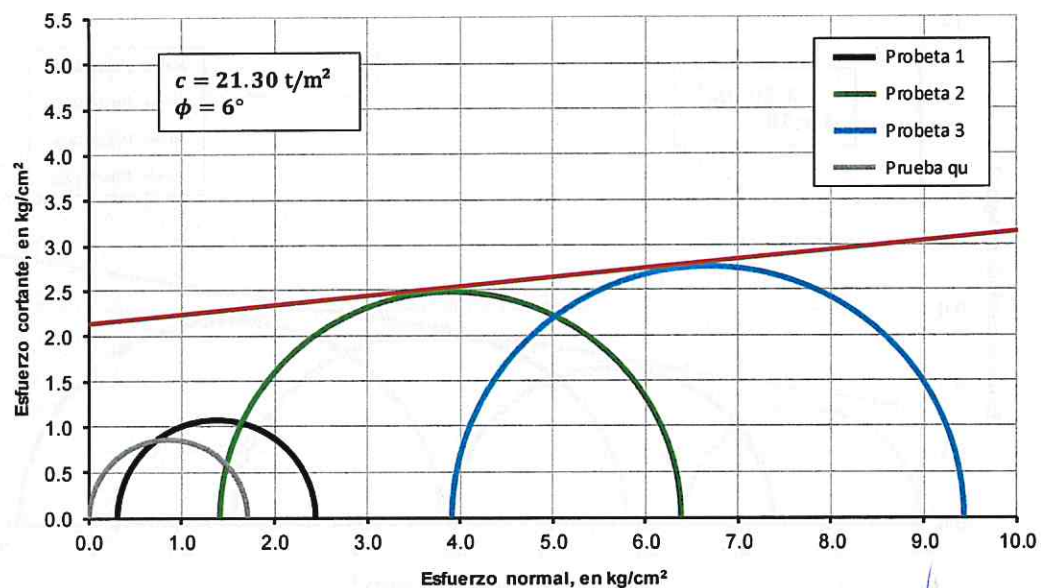
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-1**
 Profundidad: **3.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	2.44	0.30	2.14	70.96	1.82	97.0	1.507	2.483	93.27	286.58
2	6.38	1.40	4.98	70.26	1.81	96.3	1.503		202.55	637.25
3	9.43	3.90	5.53	71.54	1.83	96.8	1.503		265.58	888.47



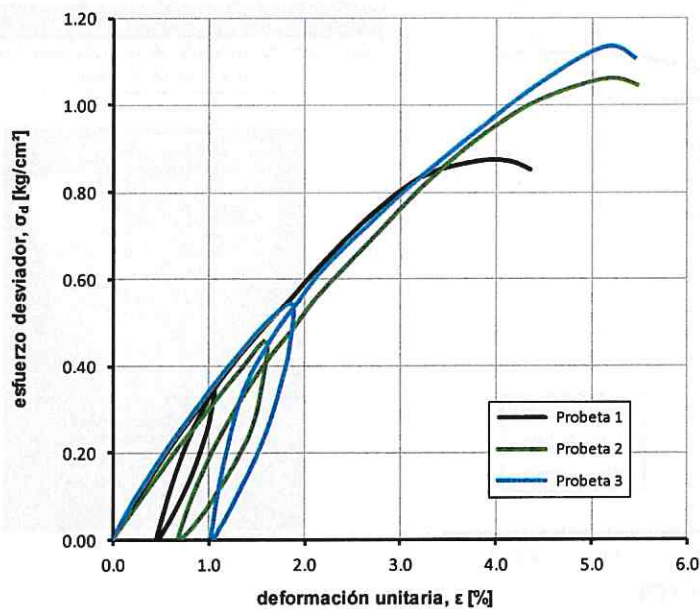
Clasificación del material
 (MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS OSCURO CON ARENA FINA Y CENIZA VOLCÁNICA



Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-2**
 Profundidad: **9.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

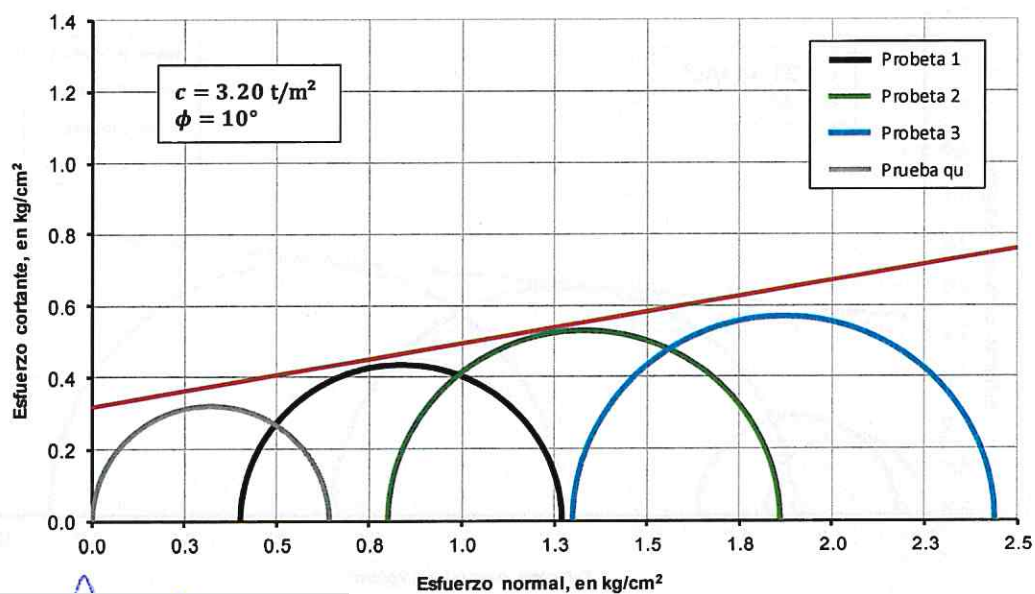
PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E _{so} [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	1.27	0.40	0.87	267.95	5.90	100	1.178	2.207	31.44	58.71
2	1.86	0.80	1.06	267.57	5.86	100	1.182		25.95	49.42
3	2.44	1.30	1.14	265.17	5.75	100	1.194		28.36	64.48



Clasificación del material

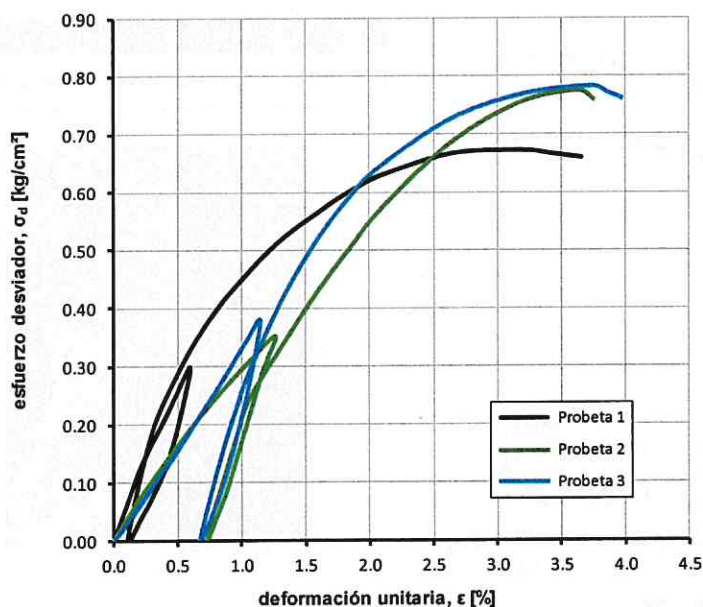
(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ CON CENIZA VOLCÁNICA



Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-3**
 Profundidad: **16.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

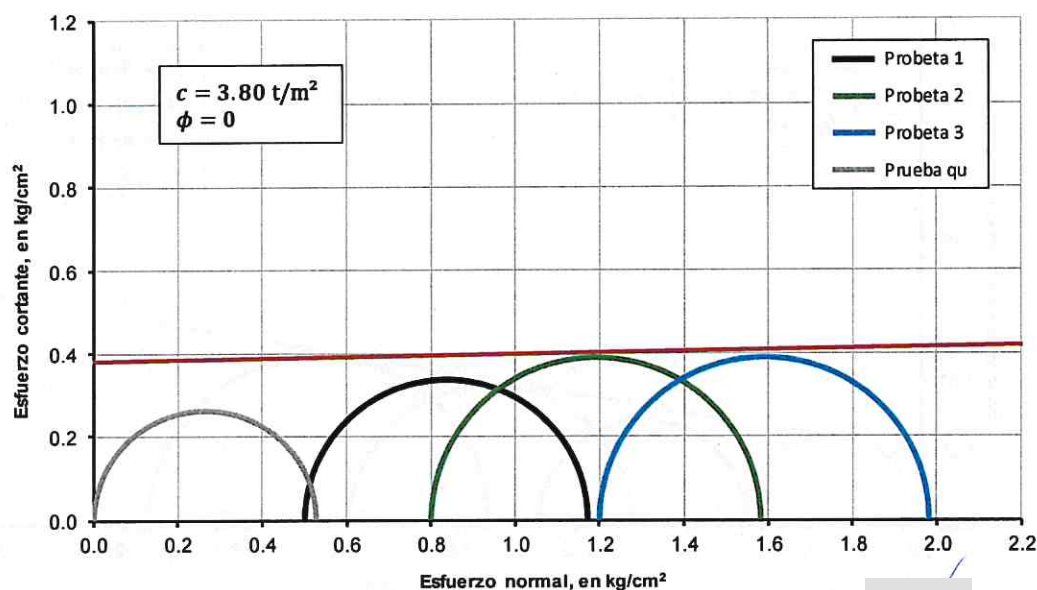
PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	1.17	0.50	0.67	373.79	8.68	100	1.148	2.346	51.70	60.81
2	1.58	0.80	0.78	371.27	8.64	100	1.146		26.37	66.39
3	1.98	1.20	0.78	370.29	8.67	100	1.141		29.62	80.17



Clasificación del material

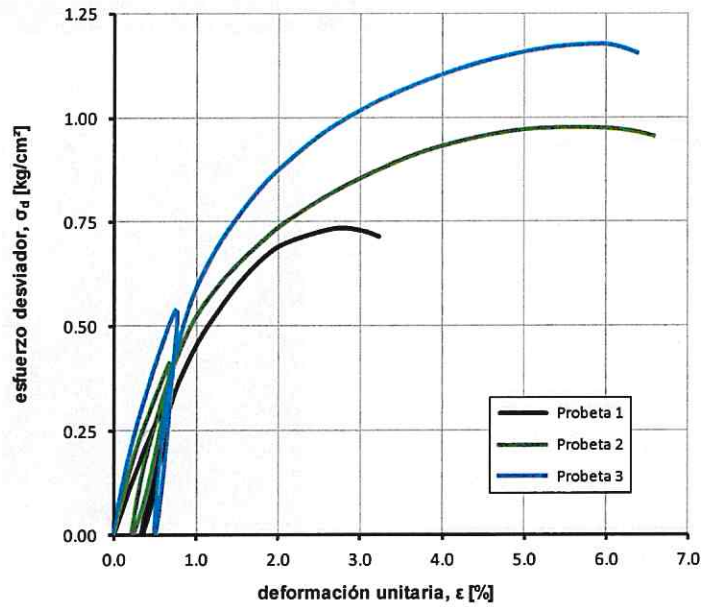
(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE



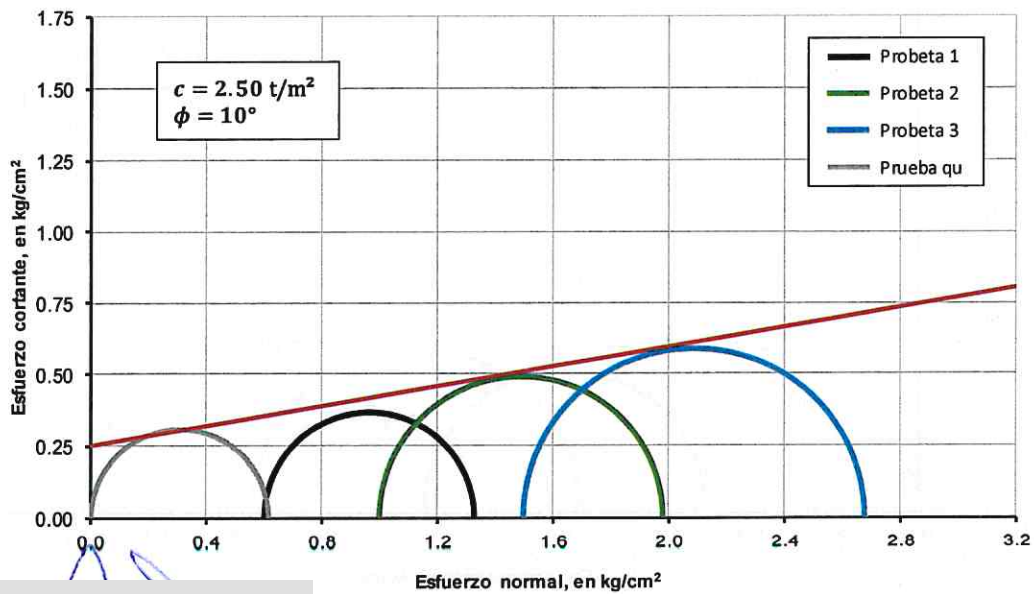
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-4**
 Profundidad: **20.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	1.33	0.60	0.73	125.88	2.98	100	1.357	2.389	45.94	91.49
2	1.98	1.00	0.98	128.49	3.10	99.1	1.333		53.03	87.85
3	2.68	1.50	1.18	128.56	3.17	96.9	1.309		56.22	199.86



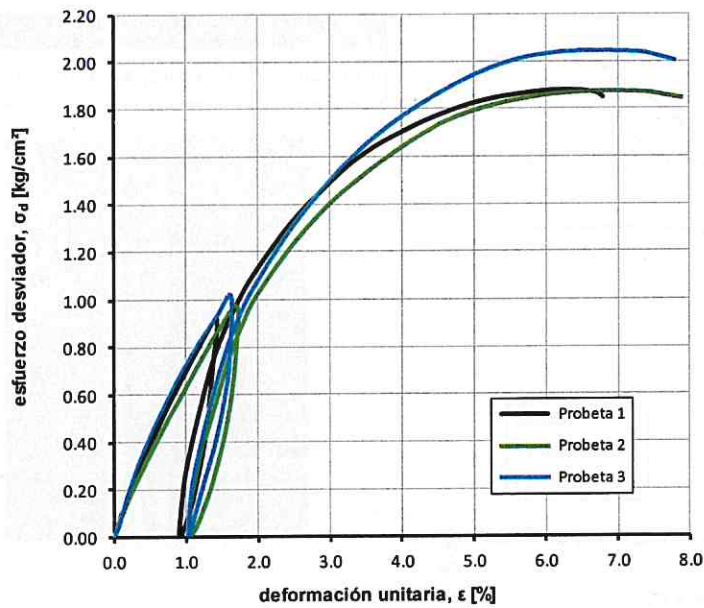
Clasificación del material
 (CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE OSCURO



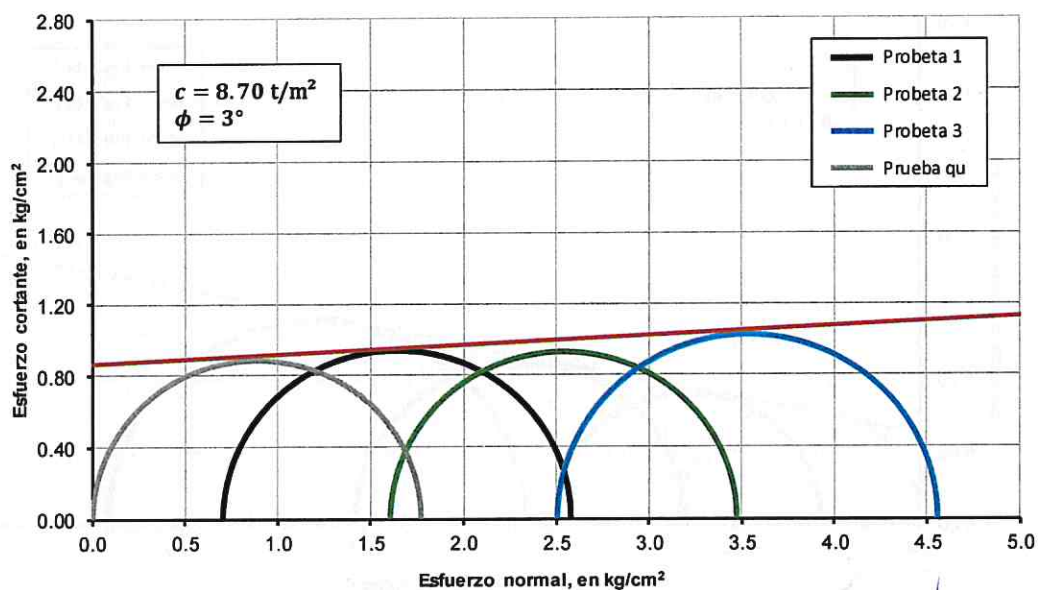
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-5**
 Profundidad: **25.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	2.58	0.70	1.88	89.20	1.99	100	1.430	2.257	57.24	176.35
2	3.47	1.60	1.87	95.01	2.10	100	1.418		50.96	144.20
3	4.55	2.50	2.05	94.42	2.15	99.2	1.394		54.05	168.46



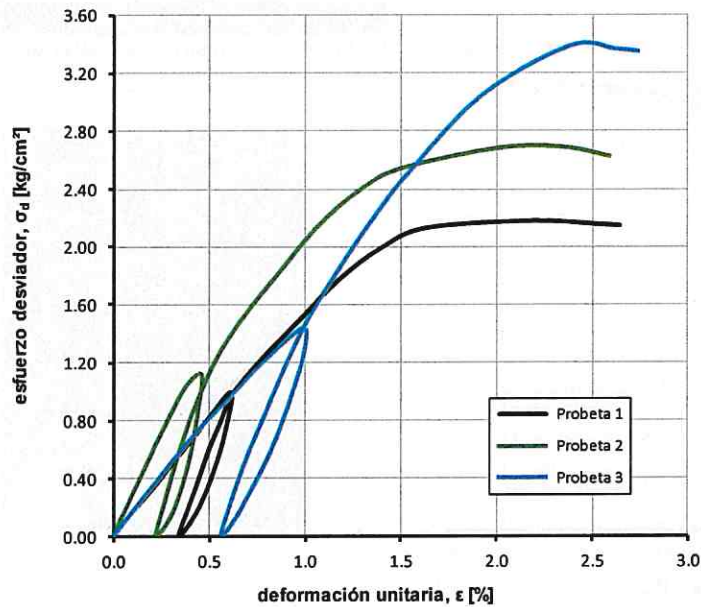
Clasificación del material
 (MH) LIMO DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO
 CON ARENA FINA



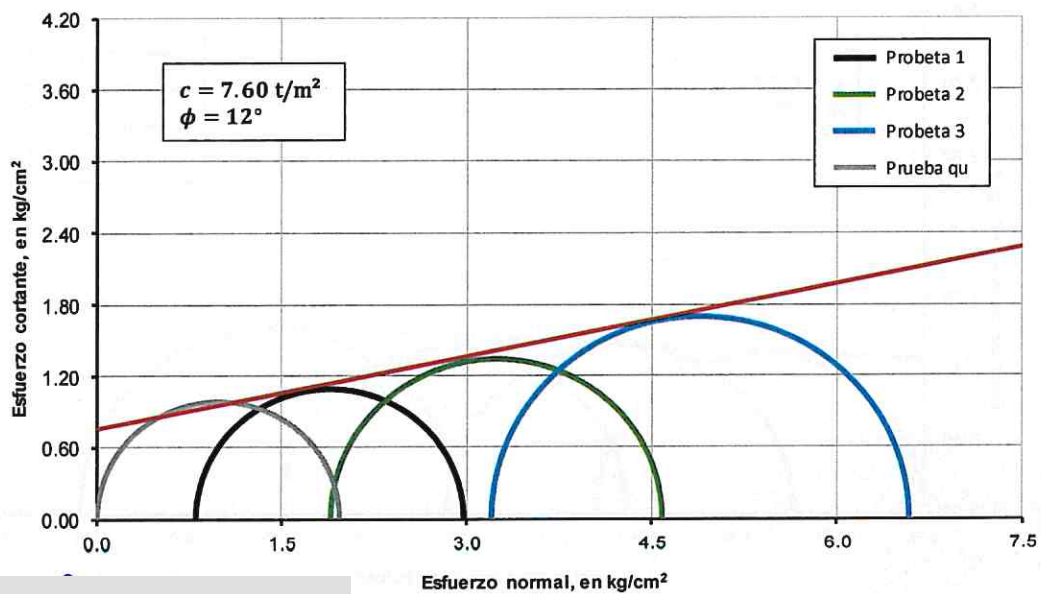
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-6**
 Profundidad: **31.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	v [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	2.98	0.80	2.18	100.51	2.32	100	1.415	2.341	158.32	363.62
2	4.59	1.90	2.69	99.90	2.11	100	1.506		223.84	466.49
3	6.59	3.20	3.39	100.54	2.48	95.1	1.351		150.66	335.04



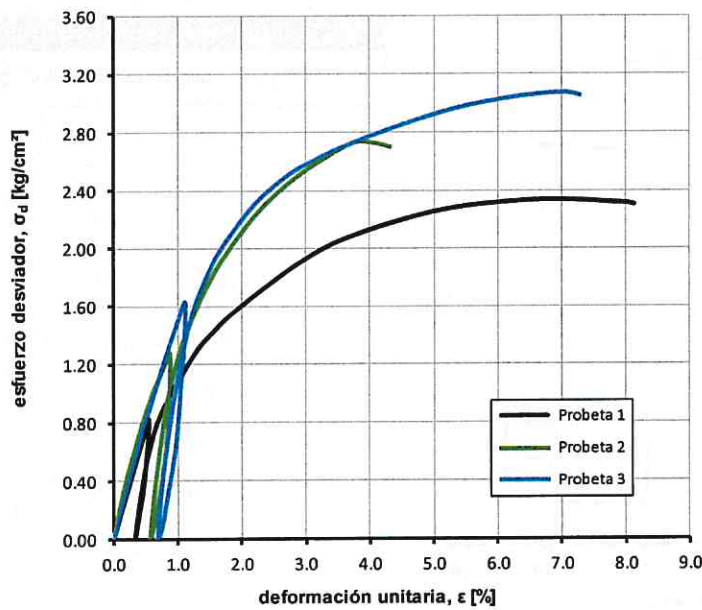
Clasificación del material
 (CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO



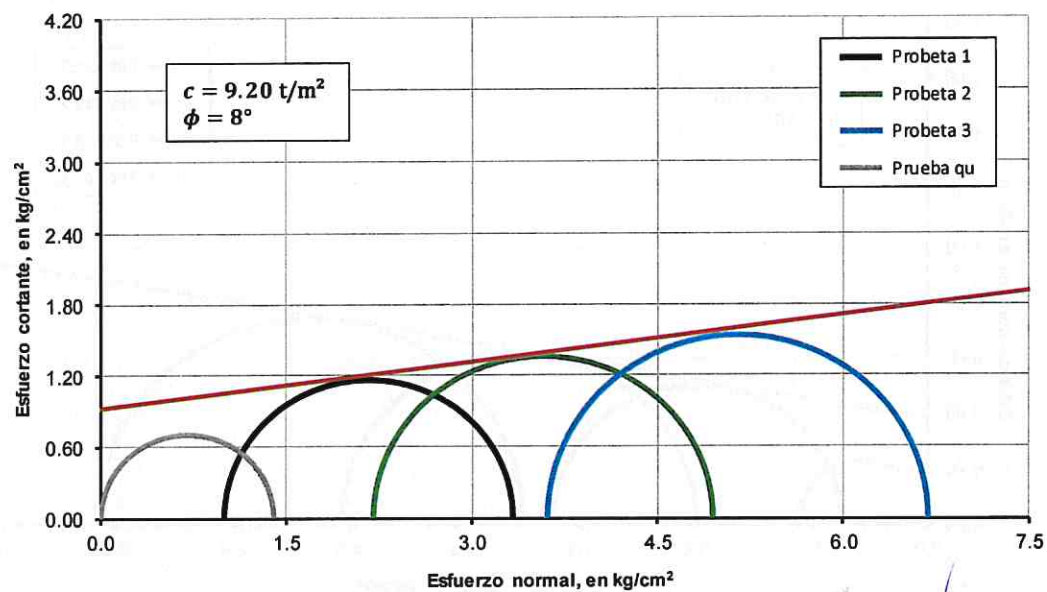
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-7**
 Profundidad: **35.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	3.33	1.00	2.33	73.92	1.89	94.2	1.450	2.411	101.18	372.94
2	4.94	2.20	2.74	76.09	1.94	94.7	1.446		123.91	410.02
3	6.68	3.60	3.08	78.24	2.08	90.7	1.395		122.31	377.80



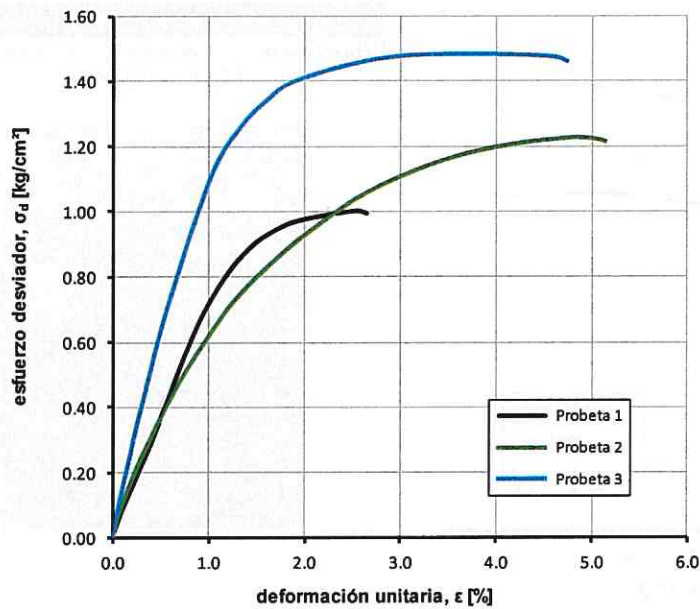
Clasificación del material
 (CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS VERDOSO
 CON VETAS DE CENIZA



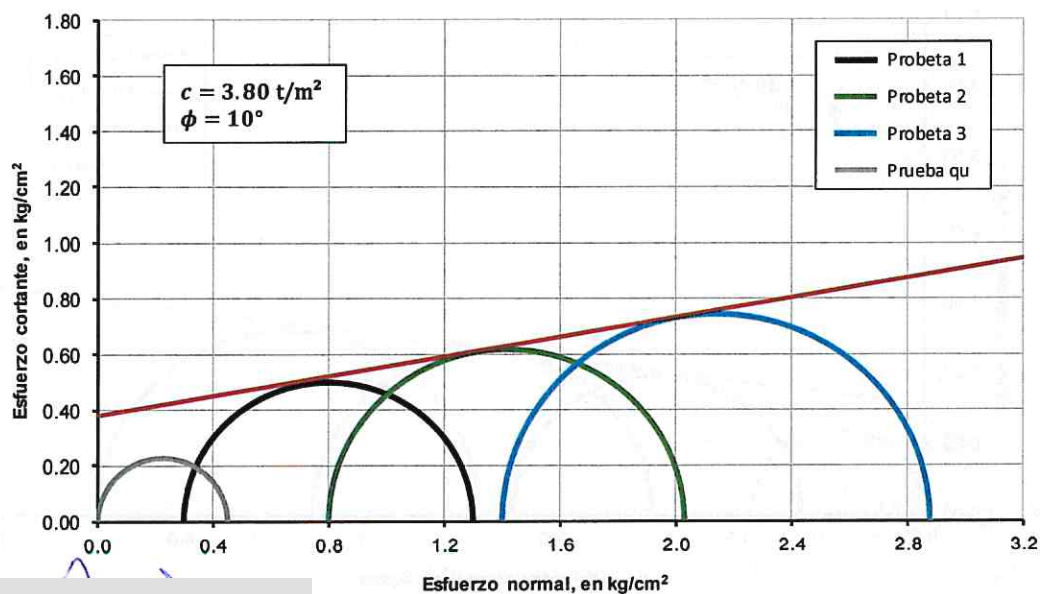
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-2**
 Muestra: **M-10**
 Profundidad: **3.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	1.30	0.30	1.00	66.27	1.83	92.3	1.499	2.555	73.61	-
2	2.03	0.80	1.23	67.69	1.91	90.6	1.472		59.84	-
3	2.88	1.40	1.48	67.13	1.84	93.0	1.502		121.07	-



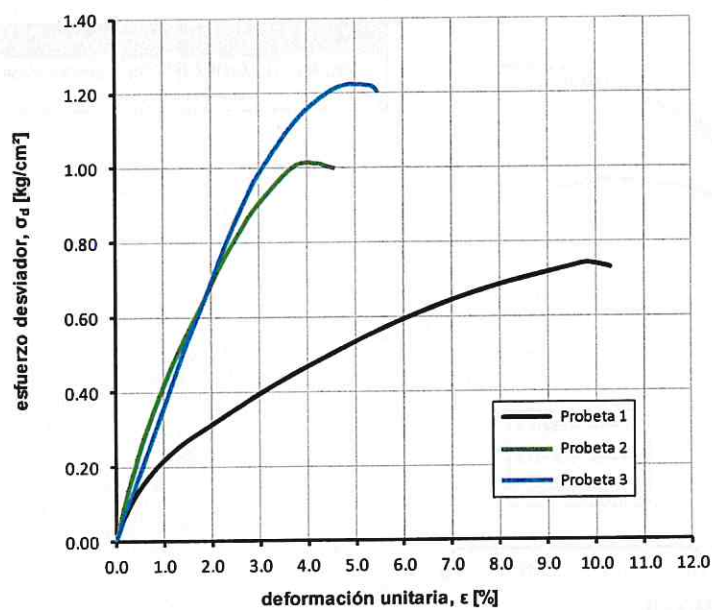
Clasificación del material
(CH) ARCILLA COLOR GRIS CON ARENA FINA VOLCÁNICA



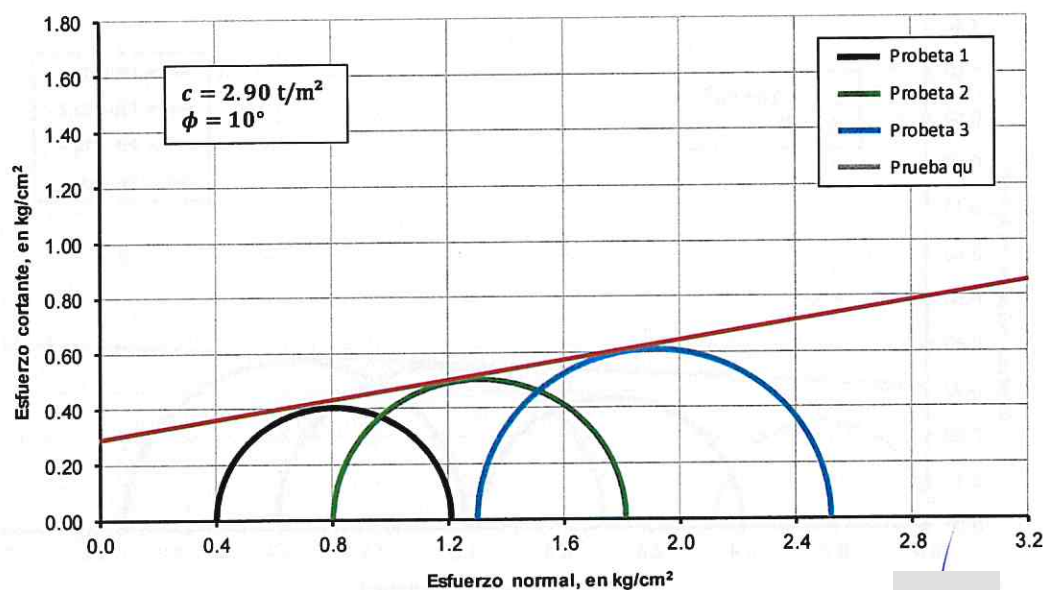
Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-2**
 Muestra: **M-11**
 Profundidad: **6.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	1.21	0.40	0.81	191.76	4.60	98.9	1.236	2.374	13.57	-
2	1.81	0.80	1.01	190.21	4.59	98.4	1.233		38.93	-
3	2.52	1.30	1.22	191.75	4.63	98.4	1.231		35.23	-



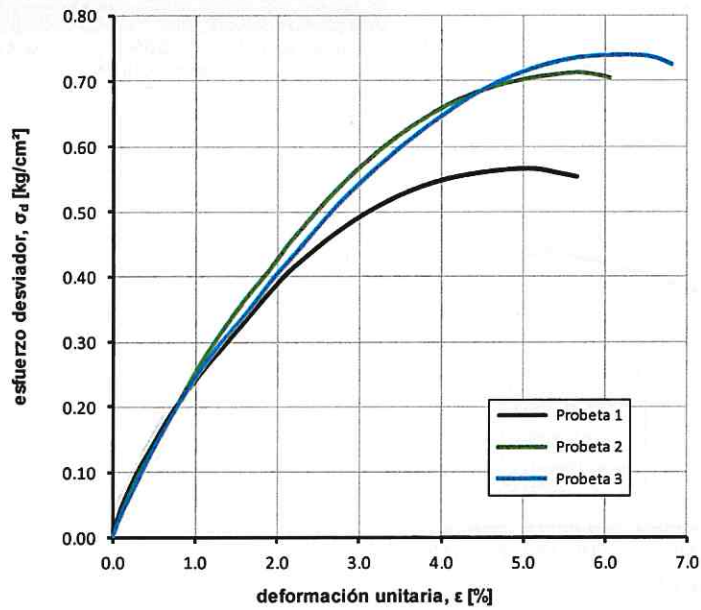
Clasificación del material
 (CH) ARCILLA COLOR HETEROGENEO CON POCA ARENA
 FINA VOLCANICA



Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-2**
 Muestra: **M-12**
 Profundidad: **9.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**

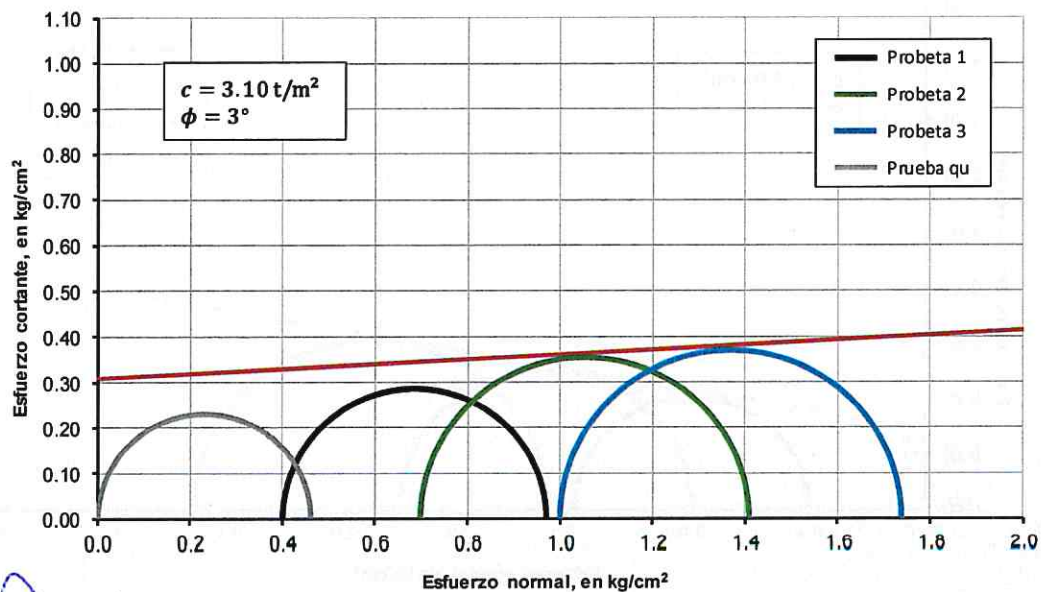
PRUEBA TRIAXIAL TX-UU

Probeta	σ_1 [kg/cm ²]	σ_3 [kg/cm ²]	σ_d [kg/cm ²]	w [%]	e [-]	G _w [%]	γ [t/m ³]	S _s	E ₅₀ [kg/cm ²]	E _{ur} [kg/cm ²]
1	0.97	0.40	0.57	307.51	7.38	100	1.183	2.432	22.34	-
2	1.41	0.70	0.71	309.28	7.55	99.6	1.164		22.93	-
3	1.74	1.00	0.74	306.29	7.51	99.2	1.161		20.56	-



Clasificación del material

(CH) ARCILLA COLOR CAFÉ CON ALGUNAS BOLSAS DE ARENA FINA VOLCÁNICA



Proyecto: **Morelia 10**
Sondeo: **SMS-1**
Muestra: **M-2**
Profundidad: **9.0 m**
Fecha: **octubre 2021**
Hoja: **1 de 2**

Datos:

Anillo No. **2**
Diámetro del anillo (ϕ_a) **8.01** cm
Altura del anillo (H_a) **1.980** cm
Peso anillo (W_a) **217.98** g
Área del anillo (A_a) **50.39** cm²
Vidrio No. **62**
Peso vidrio (W_v) **61.40** g

Antes de la prueba:

Peso suelo húmedo+anillo (W_{sh+a}) **334.49** g
Densidad de sólidos (S_s) **2.207** g/cm³
Peso volumétrico del agua (V_w) **1.0** g/cm³

Después de la prueba:

Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (W_{v+sh+a}) **367.90** g
Peso vidrio+suelo seco+anillo (W_{v+ss+a}) **308.03** g
Deformación final corregida (d_{fc}) **0.610** cm

Peso de sólidos (W_s) **28.65** g
Peso húmedo inicial (W_{shi}) **116.51** g
Peso húmedo final (W_{shf}) **88.52** g
Peso del agua inicial (W_{wi}) **87.86** g
Peso del agua final (W_{wff}) **59.87** g

Volumen inicial (V_i) **99.77** cm³
Volumen de sólidos (V_s) **12.98** cm³
Volumen de vacíos (V_v) **86.79** cm³
Vol. de agua inicial (V_{wi}) **87.86** cm³

Peso volumétrico inicial (w_i) **1.168** g/cm³
Humedad inicial (w_i) **306.7** %
Relación de vacíos inicial (e_i) **6.69**
Grado de saturación (G_w) **101.2** %

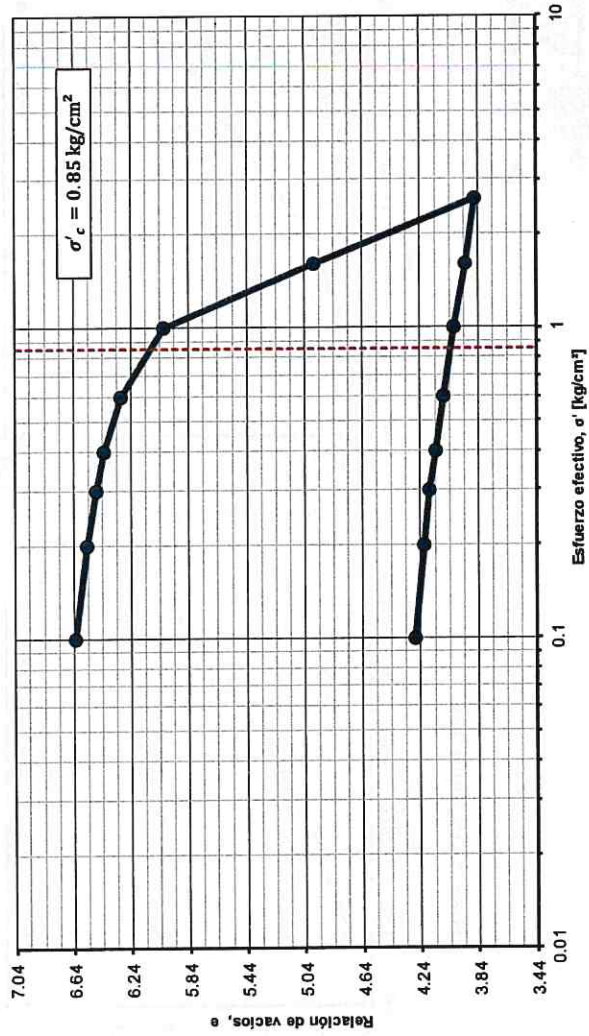
Altura final (H_f) **1.370** cm
Volumen final (V_f) **69.04** cm³
Peso volumétrico final (w_f) **1.28** g/cm³
Humedad final (w_f) **209.0** %
Relación de vacíos final (e_f) **4.32**
Grado de saturación final (G_{sf}) **106.8** %

Descripción del suelo

(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ CON CENIZA VOLCÁNICA

ENSAJE DE CONSOLIDACIÓN

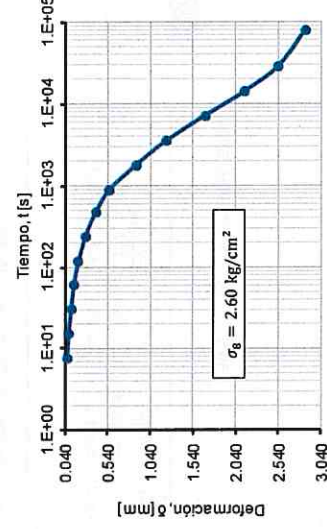
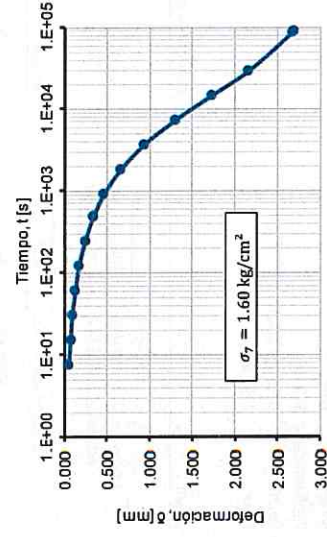
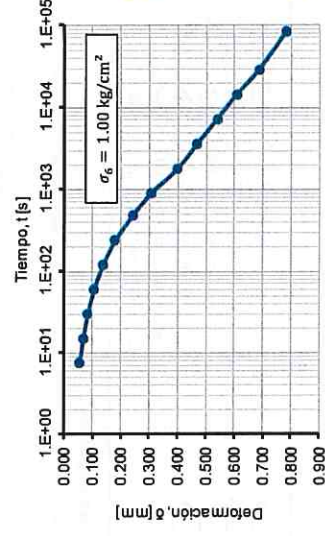
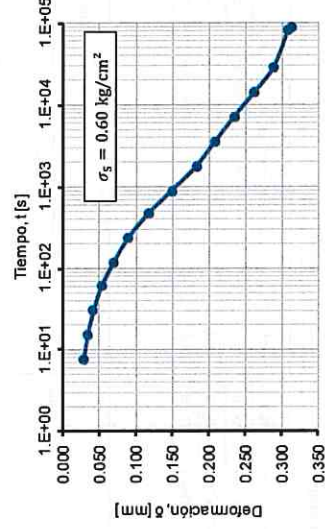
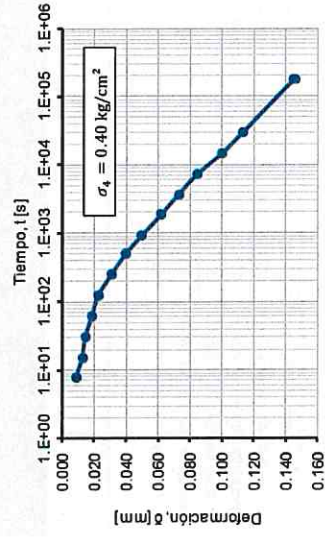
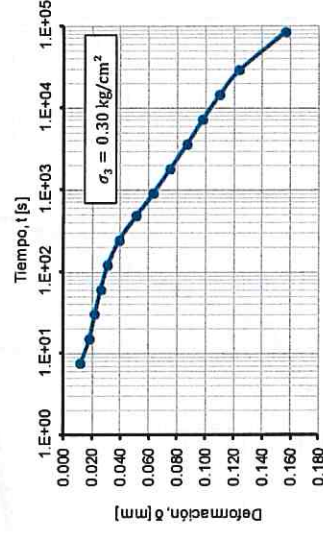
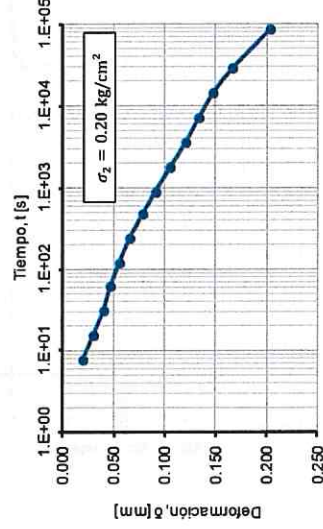
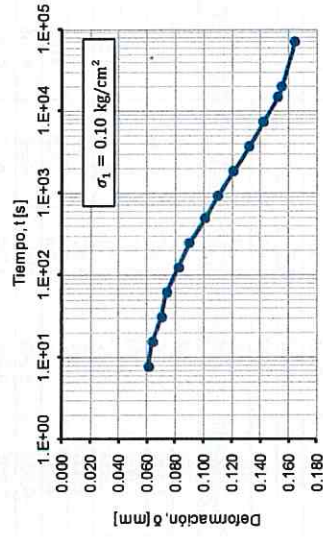
CURVA DE COMPRESIBILIDAD



Esfuerzo aplicado (kg/cm²)	Lectura micrometro (mm)	Corrección de aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0	16.422	0.000	0.000	6.686
0.100	16.258	0.004	0.160	6.624
0.200	16.054	0.009	0.359	6.546
0.300	15.897	0.013	0.512	6.487
0.400	15.751	0.017	0.654	6.432
0.600	15.438	0.024	0.960	6.313
1.000	14.655	0.037	1.730	6.014
1.600	11.959	0.052	4.411	4.974
2.600	9.096	0.071	7.255	3.870
1.600	9.260	0.067	7.095	3.932
1.000	9.468	0.053	6.901	4.007
0.600	9.683	0.042	6.697	4.086
0.400	9.829	0.034	6.559	4.140
0.300	9.938	0.029	6.455	4.180
0.200	10.047	0.023	6.352	4.220
0.100	10.217	0.016	6.189	4.283
0.000	10.315	0.004	6.103	4.317

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-2**
 Profundidad: **9.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **2 de 2**

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN



Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-3**
 Profundidad: **16.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **1 de 2**

ENSAYE DE CONSOLIDACIÓN

Datos:

Antes de la prueba:

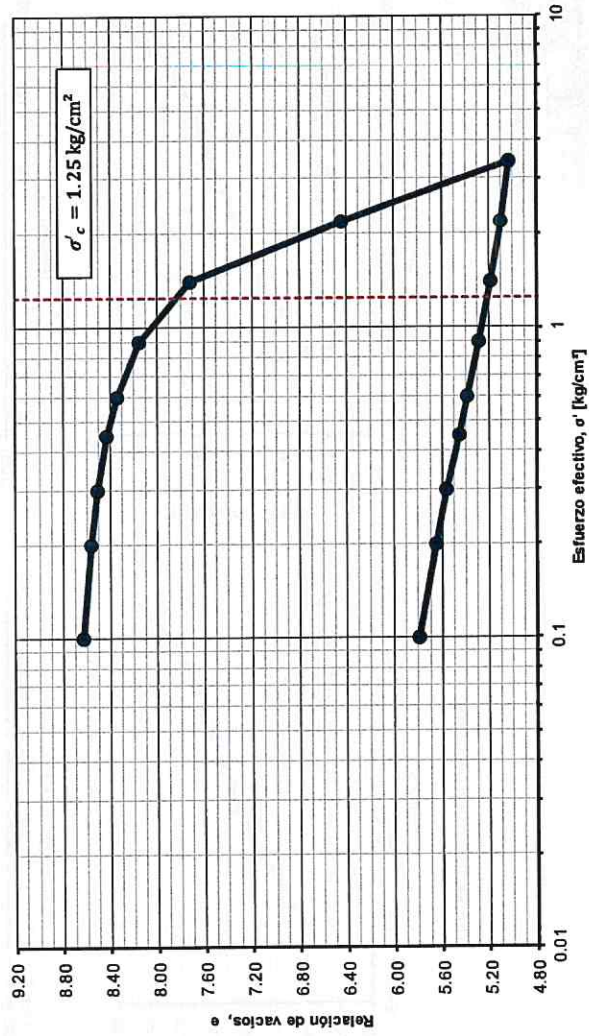
Anillo No.	3	Peso suelo húmedo+anillo (Wsh+a)	278.62	g
Diámetro del anillo (φa)	8.00	Densidad de sólidos (Ss)	2.346	-
Altura del anillo (Ha)	2.000	Peso volumétrico del agua (Vw)	1.0	g/cm³
Peso anillo (Wa)	165.08			
Área del anillo (Aa)	50.27			
Vidrio No.	54	Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (Wv+sh+a)	328.40	g
Peso vidrio (Wv)	73.37	Peso vidrio+suelo seco+anillo (Wv+ss+a)	262.71	g
		Deformación final corregida (dfc)	0.568	cm

Después de la prueba:

Peso de sólidos (Ws)	24.26	g
Peso húmedo inicial (Wshi)	113.54	g
Peso húmedo final (Wshf)	89.95	g
Peso del agua inicial (Wwi)	89.28	g
Peso del agua final (Wwfi)	65.69	g

Peso de sólidos (Ws)	24.26	g	Volumen inicial (Vi)	100.53	cm³	Peso volumétrico inicial (vi)	1.129	g/cm³	Altura final (Hf)	1.432	cm
Peso húmedo inicial (Wshi)	113.54	g	Volumen de sólidos (Vs)	10.34	cm³	Humedad inicial (wi)	368.0	%	Volumen final (Vf)	71.98	cm³
Peso húmedo final (Wshf)	89.95	g	Volumen de vacíos (Vv)	90.19	cm³	Relación de vacíos inicial (ei)	8.72		Peso volumétrico final (vf)	1.25	g/cm³
Peso del agua inicial (Wwi)	89.28	g	Vol. de agua inicial (Vwi)	89.28	cm³	Grado de saturación (Gwi)	99.0	%	Humedad final (wf)	270.8	%
Peso del agua final (Wwfi)	65.69	g							Relación de vacíos final (ef)	5.96	
									Grado de saturación final (Gsf)	106.6	%

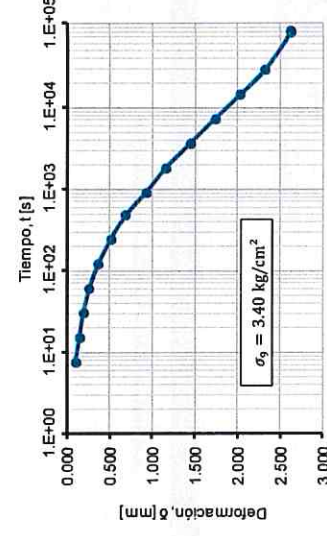
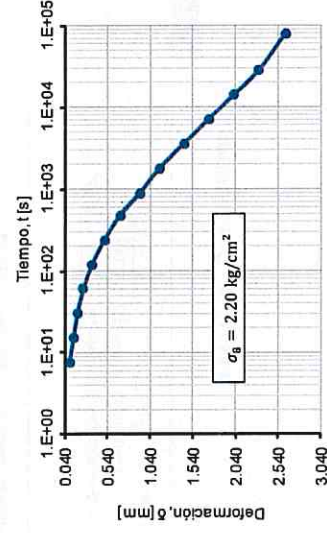
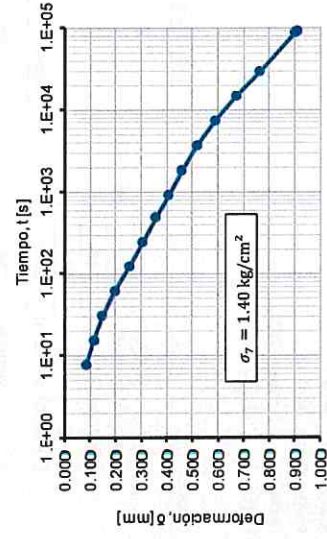
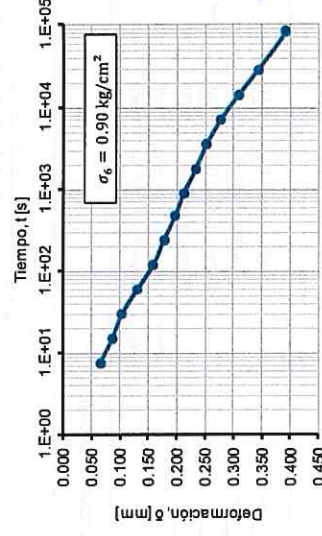
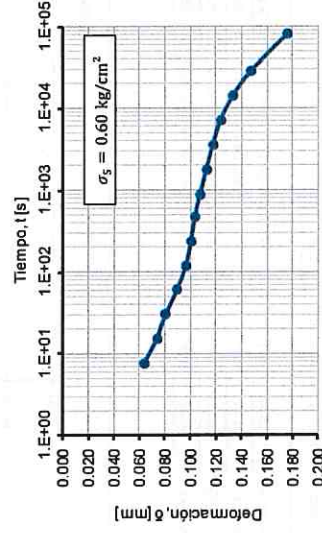
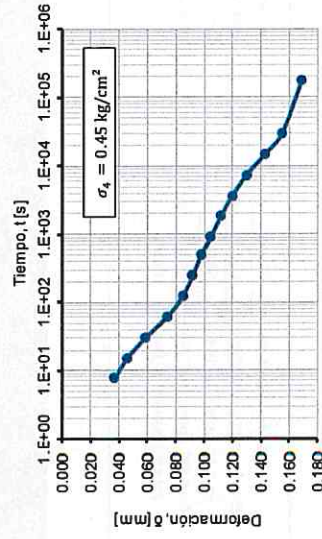
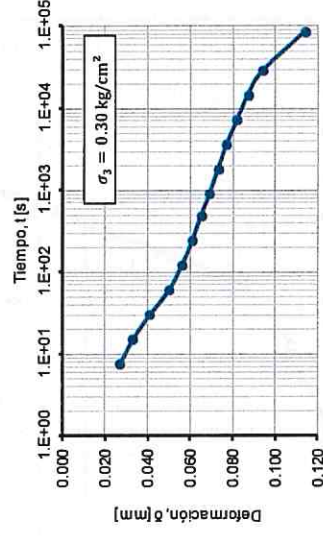
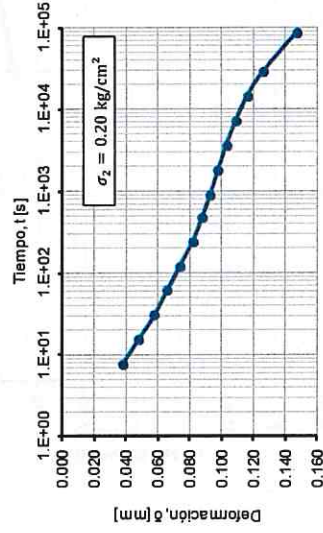
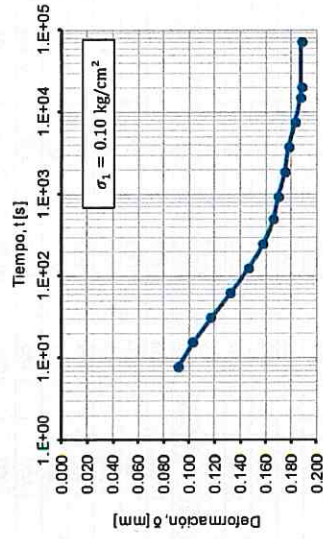
CURVA DE COMPRESIBILIDAD



Esfuerzo aplicado (kg/cm^2)	Lectura micrometro (mm)	Corrección de aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0	17.106	0.000	0.000	8.722
0.100	16.918	0.007	0.181	8.634
0.200	16.771	0.012	0.323	8.565
0.300	16.657	0.015	0.434	8.511
0.450	16.488	0.020	0.598	8.432
0.600	16.312	0.025	0.769	8.349
0.900	15.918	0.033	1.155	8.161
1.400	15.004	0.043	2.059	7.722
2.200	12.369	0.057	4.680	6.447
3.400	9.453	0.073	7.580	5.038
2.200	9.592	0.063	7.451	5.100
1.400	9.780	0.049	7.277	5.185
0.900	9.993	0.038	7.075	5.283
0.600	10.208	0.030	6.868	5.384
0.450	10.353	0.024	6.729	5.451
0.300	10.579	0.019	6.508	5.559
0.200	10.782	0.015	6.309	5.656
0.100	11.067	0.011	6.078	5.792
0.000	11.422	0.002	5.682	5.960

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-3**
 Profundidad: **16.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **2 de 2**

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN



Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-4**
 Profundidad: **20.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **1 de 2**

ENSAYE DE CONSOLIDACIÓN

Datos:

Anillo No.	4
Diámetro del anillo (Øa)	8.00 cm
Altura del anillo (Ha)	2.000 cm
Peso anillo (Wa)	165.17 g
Área del anillo (Aa)	50.27 cm²
Vidrio No.	66
Peso vidrio (Wv)	60.19 g

Antes de la prueba:

Peso suelo húmedo+anillo (Wsh+sa)	298.45 g
Densidad de sólidos (Sc)	2.389 g/cm³
Peso volumétrico del agua (Vw)	1.0 g/cm³

Después de la prueba:

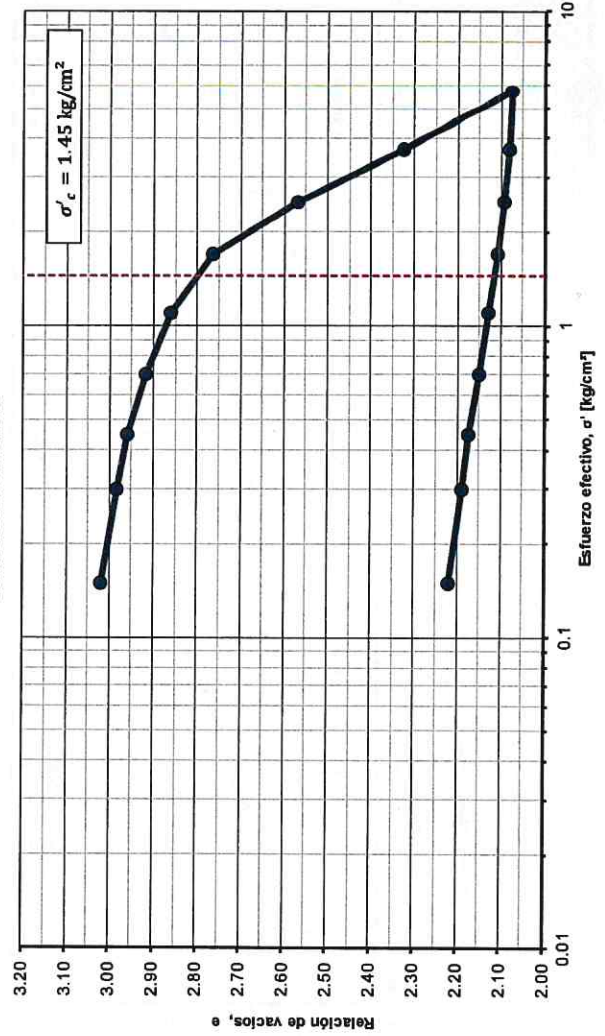
Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (Wv+sh+sa)	342.86 g
Peso vidrio+suelo seco+anillo (Wv+ss+sa)	284.20 g
Deformación final corregida (dfc)	0.391 cm

Descripción del suelo

(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR VERDE OSCURO

Peso de sólidos (Ws)	58.84 g	Volumen inicial (Vi)	100.53 cm³	Peso volumétrico inicial (wi)	1.326 g/cm³	Altura final (Hf)	1.609 cm
Peso húmedo inicial (Wshi)	133.28 g	Volumen de sólidos (Vs)	24.63 cm³	Humedad inicial (wi)	126.5 %	Volumen final (Vf)	80.88 cm³
Peso húmedo final (Wshf)	117.50 g	Volumen de vacíos (Vv)	75.90 cm³	Relación de vacíos inicial (ei)	3.08	Peso volumétrico final (Vf)	1.45 g/cm³
Peso del agua inicial (Wwi)	74.44 g	Vol. de agua inicial (Vwi)	74.44 cm³	Grado de saturación (Gwi)	98.1 %	Humedad final (wf)	99.7 %
Peso del agua final (Wwf)	58.66 g					Relación de vacíos final (ef)	2.28
						Grado de saturación final (Gsf)	104.3 %

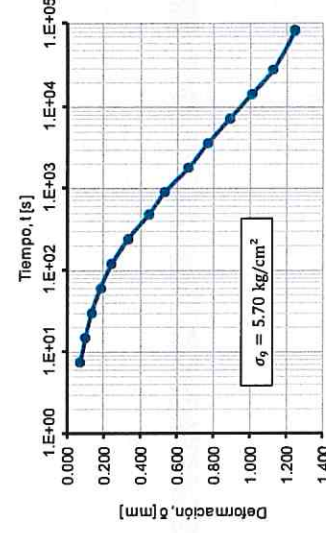
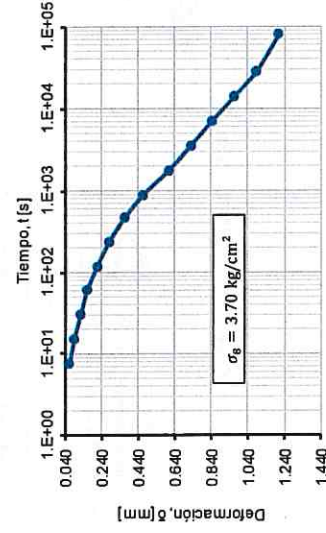
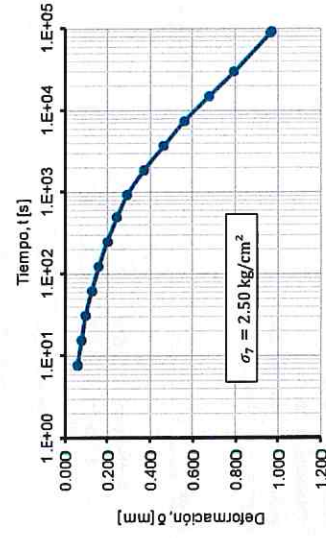
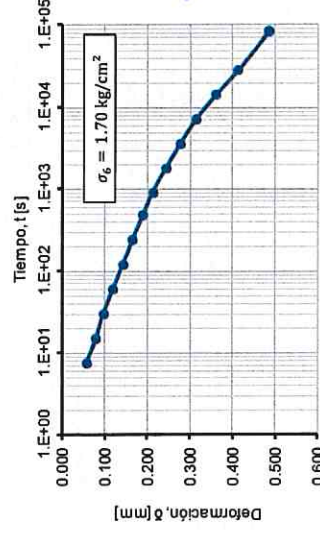
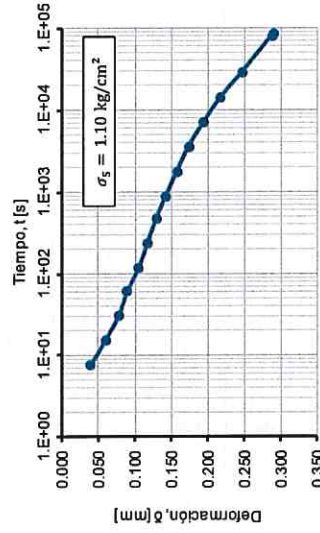
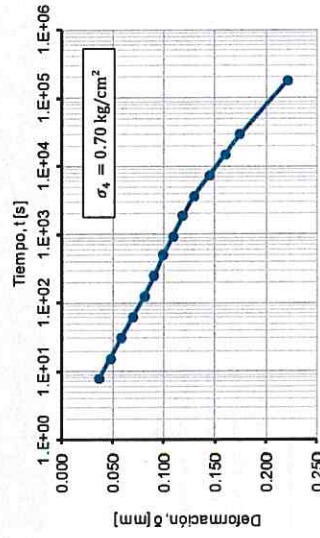
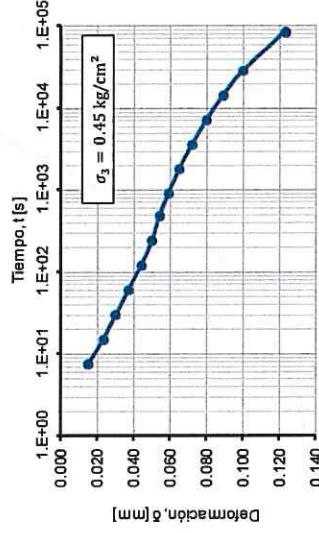
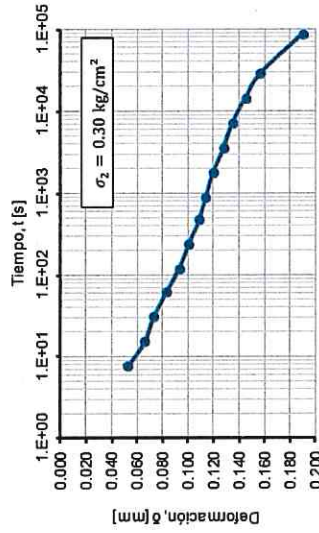
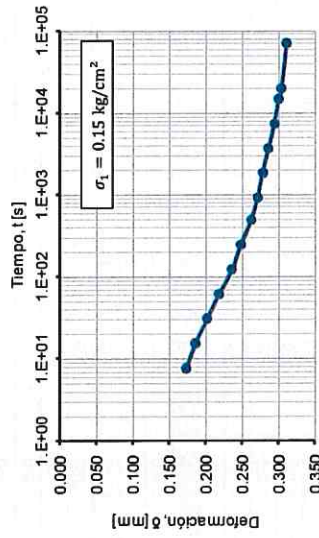
CURVA DE COMPRESIBILIDAD



Esfuerzo aplicado (kg/cm²)	Lectura micrometro (mm)	Corrección de aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0	17.263	0.000	0.000	3.082
0.150	16.953	0.011	0.299	3.021
0.300	16.763	0.021	0.479	2.984
0.450	16.640	0.028	0.595	2.961
0.700	16.418	0.038	0.807	2.917
1.100	16.128	0.050	1.085	2.861
1.700	15.643	0.064	1.556	2.765
2.500	14.671	0.080	2.512	2.569
3.700	13.457	0.103	3.703	2.326
5.700	12.206	0.121	4.936	2.075
3.700	12.260	0.103	4.900	2.082
2.500	12.332	0.084	4.847	2.093
1.700	12.418	0.070	4.775	2.107
1.100	12.533	0.058	4.672	2.129
0.700	12.659	0.045	4.559	2.152
0.450	12.779	0.036	4.448	2.174
0.300	12.860	0.028	4.375	2.189
0.150	13.023	0.019	4.221	2.221
0.000	13.351	0.002	3.910	2.284

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-4**
 Profundidad: **20.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **2 de 2**

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN



Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-5**
 Profundidad: **25.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **1 de 2**

ENSAJE DE CONSOLIDACIÓN

Datos:

Anillo No.	5
Diámetro del anillo (ϕ_a)	8.01 cm
Altura del anillo (H_a)	2.000 cm
Peso anillo (W_a)	166.04 g
Área del anillo (A_a)	50.39 cm ²
Vidrio No.	25
Peso vidrio (W_v)	60.53 g

Antes de la prueba:

Peso suelo húmedo+anillo (W_{sh+a})	309.69 g
Densidad de sólidos (S_s)	2.257 g/cm ³
Peso volumétrico del agua (V_w)	1.0 g/cm ³

Después de la prueba:

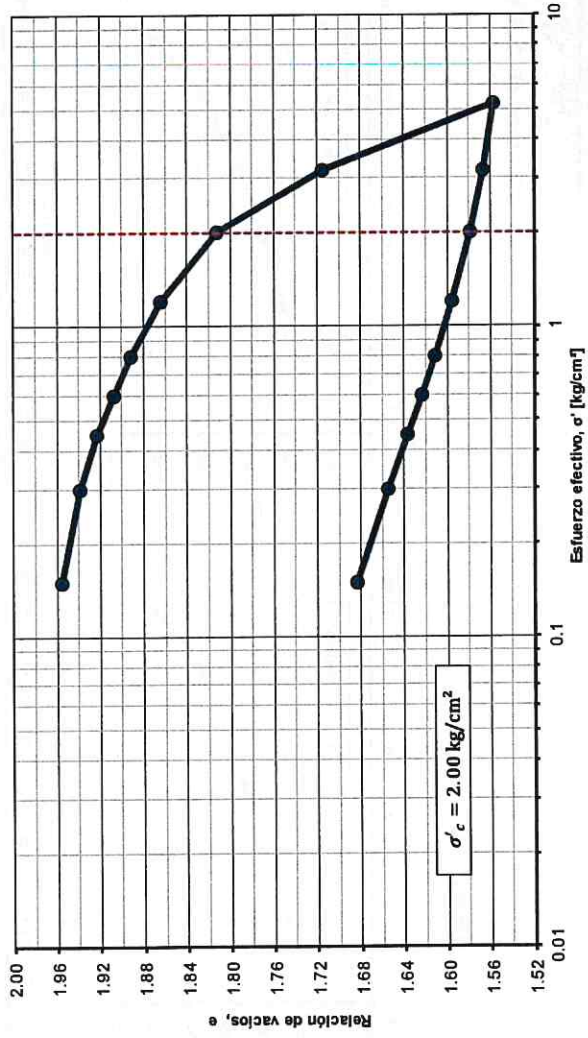
Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (W_{vsh+a})	365.96 g
Peso vidrio+suelo seco+anillo (W_{vss+a})	302.54 g
Deformación final corregida (d_{fc})	0.160 cm

Peso de sólidos (W_s)	75.97 g
Peso húmedo inicial (W_{shi})	143.65 g
Peso húmedo final (W_{shf})	139.39 g
Peso del agua inicial (W_{wi})	67.68 g
Peso del agua final (W_{wfi})	63.42 g

Volumen inicial (V_i)	100.78 cm ³
Volumen de sólidos (V_s)	33.66 cm ³
Volumen de vacíos (V_v)	67.12 cm ³
Vol. de agua inicial (V_{wi})	67.68 cm ³
Peso volumétrico inicial (ρ_i)	1.425 g/cm ³
Humedad inicial (w_i)	89.1 %
Relación de vacíos inicial (e_i)	1.99
Grado de saturación (G_w)	100.8 %

Altura final (H_f)	1.840 cm
Volumen final (V_f)	92.72 cm ³
Peso volumétrico final (ρ_f)	1.50 g/cm ³
Humedad final (w_f)	83.5 %
Relación de vacíos final (e_f)	1.75
Grado de saturación final (G_{sf})	107.4 %

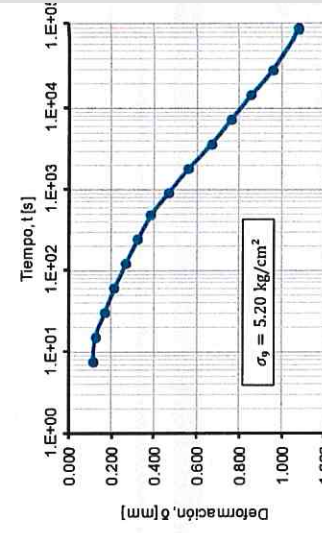
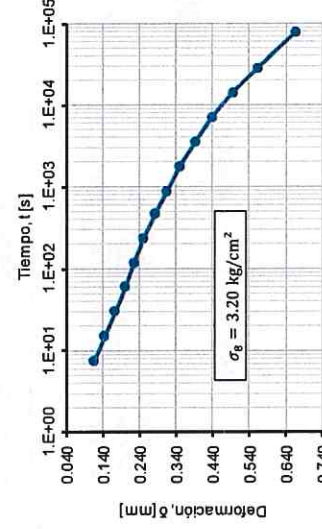
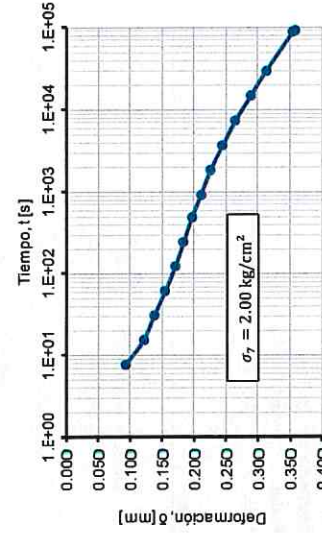
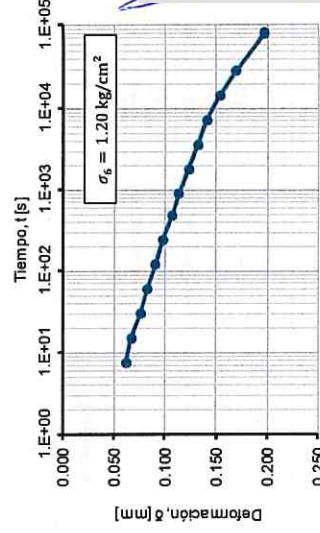
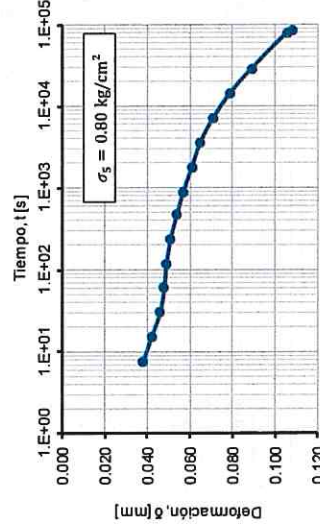
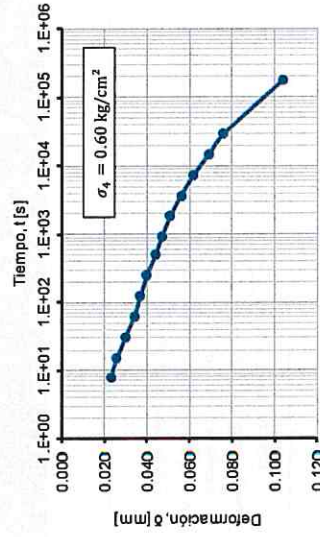
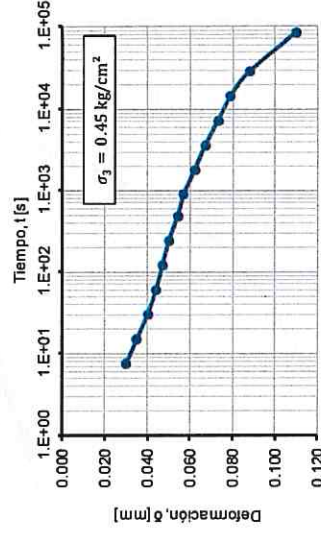
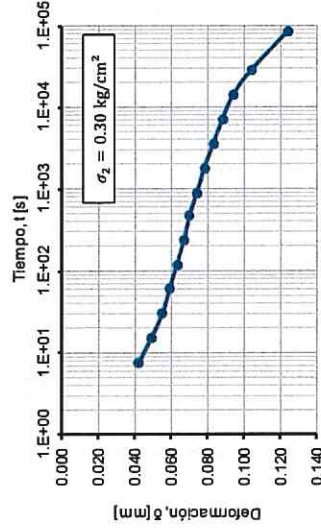
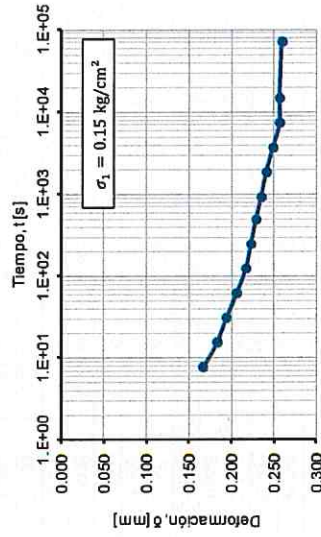
CURVA DE COMPRESIBILIDAD



Esfuerzo aplicado (kg/cm²)	Lectura micrometro (mm)	Corrección de aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0	17.617	0.000	0.000	1.994
0.150	17.358	0.008	0.251	1.957
0.300	17.234	0.013	0.370	1.939
0.450	17.124	0.017	0.476	1.923
0.600	17.020	0.021	0.576	1.908
0.800	16.912	0.026	0.679	1.892
1.200	16.714	0.036	0.867	1.864
2.000	16.355	0.053	1.209	1.813
3.200	15.686	0.071	1.860	1.716
5.200	14.604	0.094	2.919	1.557
3.200	14.681	0.082	2.854	1.567
2.000	14.784	0.062	2.771	1.579
1.200	14.914	0.044	2.659	1.596
0.800	15.027	0.035	2.555	1.612
0.600	15.113	0.030	2.474	1.624
0.450	15.204	0.025	2.388	1.637
0.300	15.331	0.020	2.266	1.655
0.150	15.534	0.014	2.069	1.684
0.000	16.014	0.004	1.599	1.755

Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-5**
 Profundidad: **25.5 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **2 de 2**

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN



Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-6**
 Profundidad: **31.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **1 de 2**

Datos:

Anillo No. **6**
 Diámetro del anillo (Øa) **8.00** cm
 Altura del anillo (Ha) **1.980** cm
 Peso anillo (Wa) **166.77** g
 Área del anillo (Aa) **50.27** cm²
 Vidrio No. **65**
 Peso vidrio (Wv) **60.85** g

Antes de la prueba:

Peso suelo húmedo+anillo (Wsh+a) **306.20** g
 Densidad de sólidos (Ss) **2.341** g/cm³
 Peso volumétrico del agua (Vw) **1.0** g/cm³

Después de la prueba:

Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (Wv+sh+a) **360.49** g
 Peso vidrio+suelo seco+anillo (Wv+ss+a) **297.53** g
 Deformación final corregida (dfc) **0.212** cm

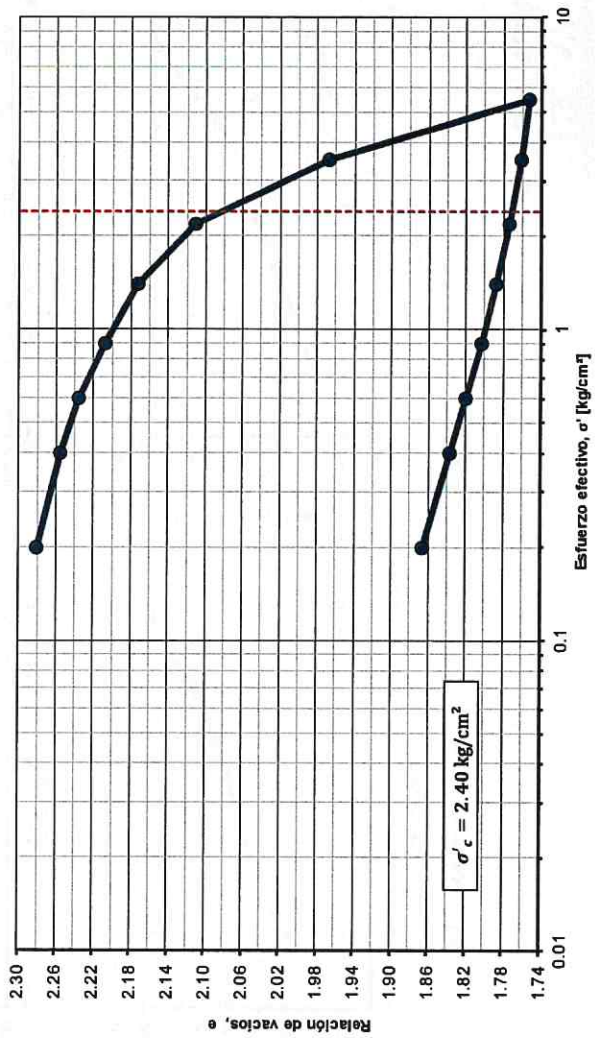
Peso de sólidos (Ws)	69.91	g	Volumen inicial (Vi)	99.53	cm ³	Peso volumétrico inicial (vi)	1.401	g/cm ³	Altura final (Hf)	1.768	cm
Peso húmedo inicial (Wshi)	139.43	g	Volumen de sólidos (Vs)	29.86	cm ³	Humedad inicial (wi)	99.4	%	Volumen final (Vf)	88.87	cm ³
Peso húmedo final (Wshf)	132.87	g	Volumen de vacíos (Vv)	69.66	cm ³	Relación de vacíos inicial (ei)	2.33		Peso volumétrico final (vf)	1.50	g/cm ³
Peso del agua inicial (Wwi)	69.52	g	Vol. de agua inicial (Vwi)	69.52	cm ³	Grado de saturación (Gwi)	99.8	%	Humedad final (wf)	90.1	%
Peso del agua final (Wwfi)	62.96	g							Relación de vacíos final (ef)	1.98	
									Grado de saturación final (Gsf)	106.7	%

Descripción del suelo

(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR CAFÉ OSCURO

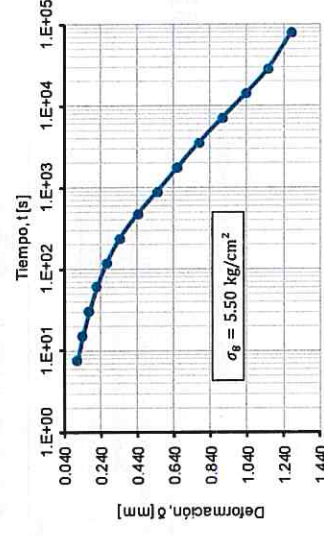
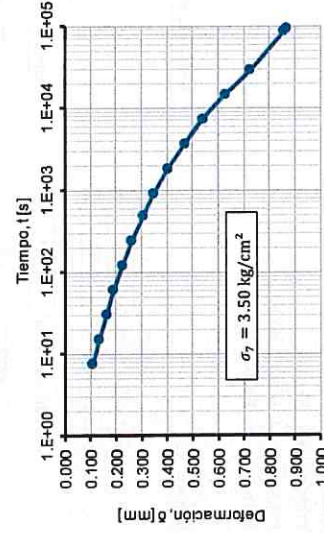
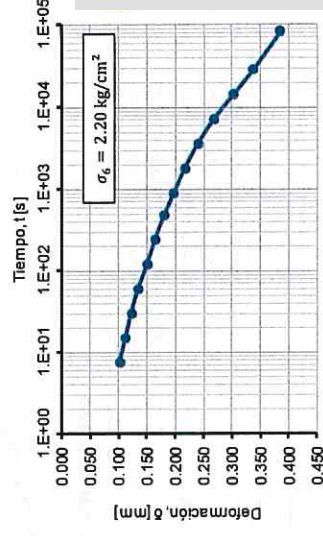
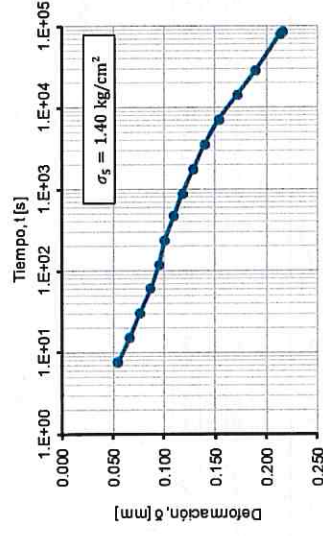
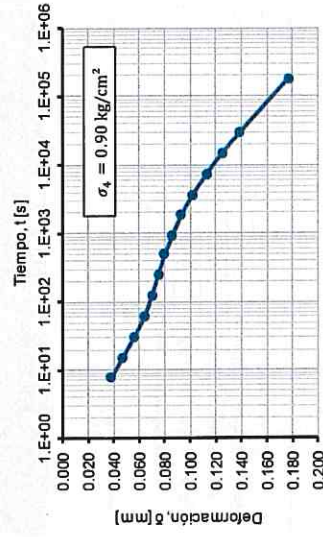
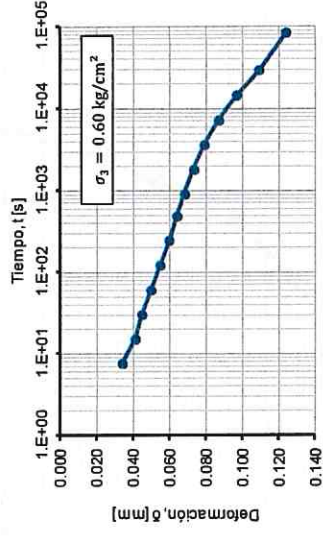
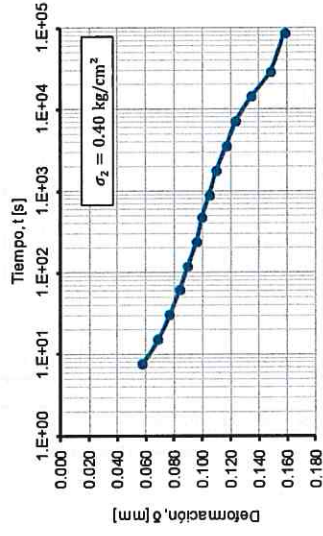
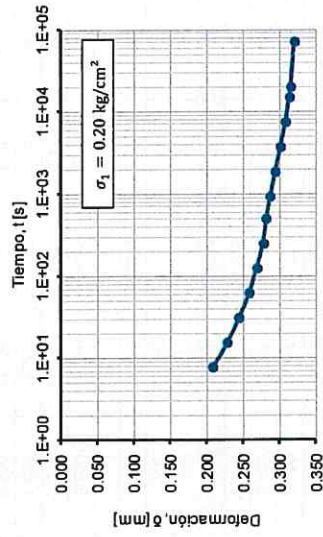
Esfuerzo aplicado (kg/cm ²)	Lectura micrometro (mm)	Corrección de aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0	16.568	0.000	0.000	2.333
0.200	16.248	0.011	0.309	2.281
0.400	16.090	0.020	0.458	2.256
0.600	15.966	0.026	0.576	2.236
0.900	15.789	0.035	0.744	2.208
1.400	15.573	0.045	0.950	2.173
2.200	15.187	0.058	1.323	2.110
3.500	14.322	0.074	2.172	1.967
5.500	13.033	0.091	3.444	1.753
3.500	13.090	0.080	3.398	1.761
2.200	13.176	0.067	3.325	1.773
1.400	13.272	0.055	3.241	1.787
0.900	13.378	0.045	3.145	1.804
0.600	13.486	0.035	3.047	1.820
0.400	13.596	0.027	2.945	1.837
0.200	13.778	0.019	2.771	1.867
0.000	14.447	0.004	2.117	1.977

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



Proyecto: **Morelia 10**
 Sondeo: **SMS-1**
 Muestra: **M-6**
 Profundidad: **31.0 m**
 Fecha: **octubre 2021**
 Hoja: **2 de 2**

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN



Proyecto: **Morelia 10**
Sondeo: **SMS-1**
Muestra: **M-7**
Profundidad: **35.5 m**
Fecha: **octubre 2021**
Hoja: **1 de 2**

ENSAJE DE CONSOLIDACIÓN

Datos:

Antes de la prueba:

Anillo No.	7	Peso suelo húmedo+anillo (W _{sh} +a)	315.64	g
Diámetro del anillo (Øa)	8.02	Densidad de sólidos (S _s)	2.411	-
Altura del anillo (H _a)	1.990	Peso volumétrico del agua (V _w)	1.0	g/cm ³
Peso anillo (W _a)	160.92			
Área del anillo (A _a)	50.52			
Vidrio No.	19	Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (W _v +sh+a)	377.30	g
Peso vidrio (W _v)	60.02	Peso vidrio+suelo seco+anillo (W _v +ss+a)	322.75	g
		Deformación final corregida (dfc)	0.117	cm

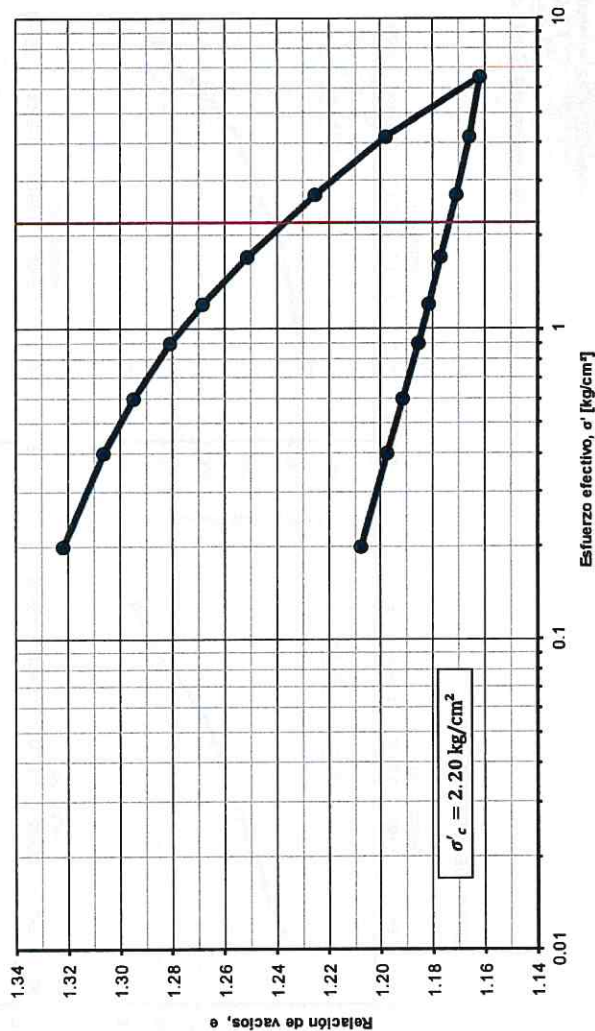
Después de la prueba:

Peso de sólidos (W _s)	101.81	g	Volumen inicial (V _i)	100.53	cm ³	Peso volumétrico inicial (v _i)	1.539	g/cm ³	Altura final (H _f)	1.873	cm
Peso húmedo inicial (W _{shi})	154.72	g	Volumen de sólidos (V _s)	42.23	cm ³	Humedad inicial (w _i)	52.0	%	Volumen final (V _f)	94.62	cm ³
Peso húmedo final (W _{shf})	156.36	g	Volumen de vacíos (V _v)	58.30	cm ³	Relación de vacíos inicial (e _i)	1.38		Peso volumétrico final (v _f)	1.65	g/cm ³
Peso del agua inicial (W _{wi})	52.91	g	Vol. de agua inicial (V _{wi})	52.91	cm ³	Grado de saturación (G _{wi})	90.8	%	Humedad final (w _f)	53.6	%
Peso del agua final (W _{wf})	54.55	g							Relación de vacíos final (e _f)	1.24	
									Grado de saturación final (G _{sf})	104.1	%

Descripción del suelo

(CH) ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD COLOR GRIS-VERDOSO CON VETAS DE CENIZA Y VIDRIO VOLCÁNICO

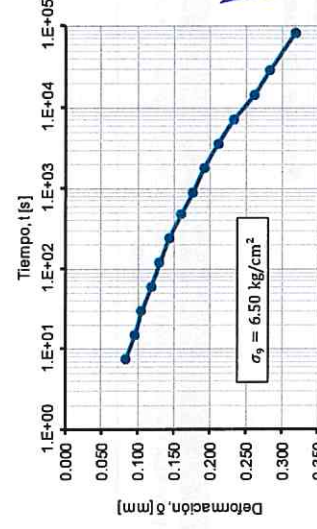
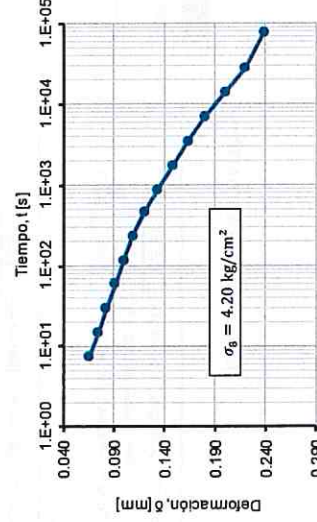
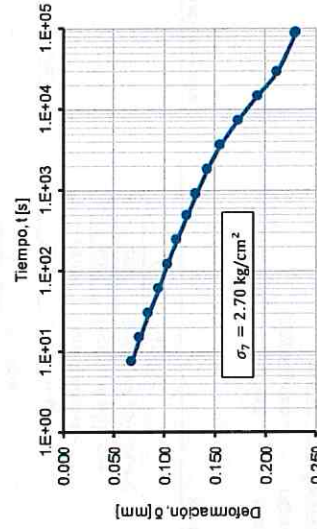
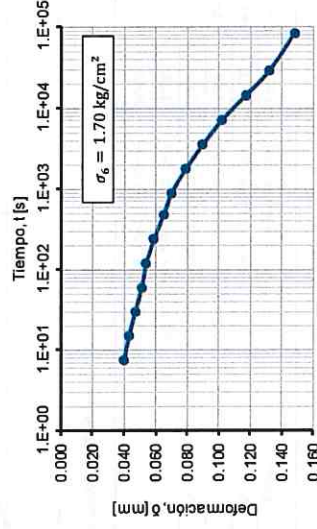
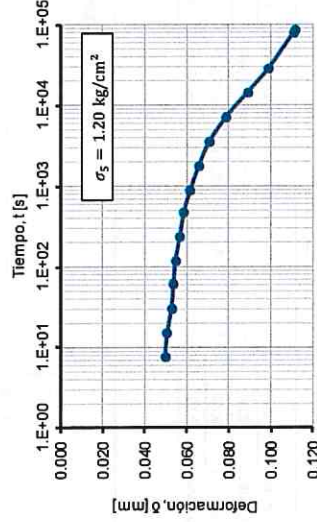
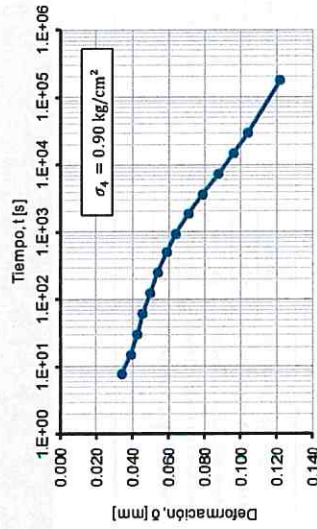
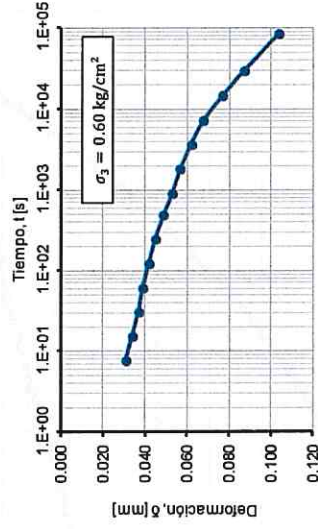
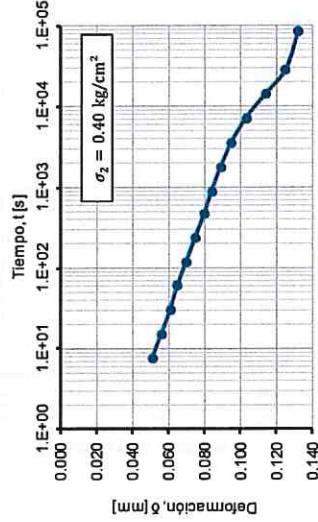
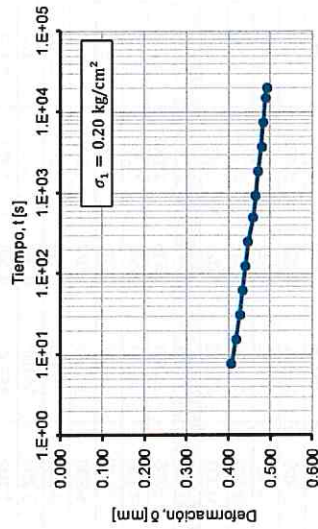
CURVA DE COMPRESIBILIDAD



Esfuerzo aplicado (kg/cm ²)	Lectura micrometro (mm)	Corrección de aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0	15.868	0.000	0.000	1.381
0.200	15.370	0.006	0.492	1.322
0.400	15.238	0.011	0.619	1.307
0.600	15.134	0.016	0.718	1.295
0.900	15.012	0.022	0.834	1.281
1.200	14.900	0.028	0.940	1.268
1.700	14.752	0.036	1.080	1.252
2.700	14.521	0.049	1.298	1.226
4.200	14.282	0.062	1.524	1.198
6.500	13.962	0.077	1.829	1.162
4.200	13.998	0.075	1.795	1.166
2.700	14.055	0.061	1.752	1.171
1.700	14.118	0.049	1.701	1.177
1.200	14.163	0.041	1.664	1.182
0.900	14.209	0.036	1.630	1.186
0.600	14.259	0.029	1.580	1.192
0.400	14.316	0.022	1.530	1.198
0.200	14.408	0.014	1.446	1.208
0.000	14.697	0.002	1.169	1.241

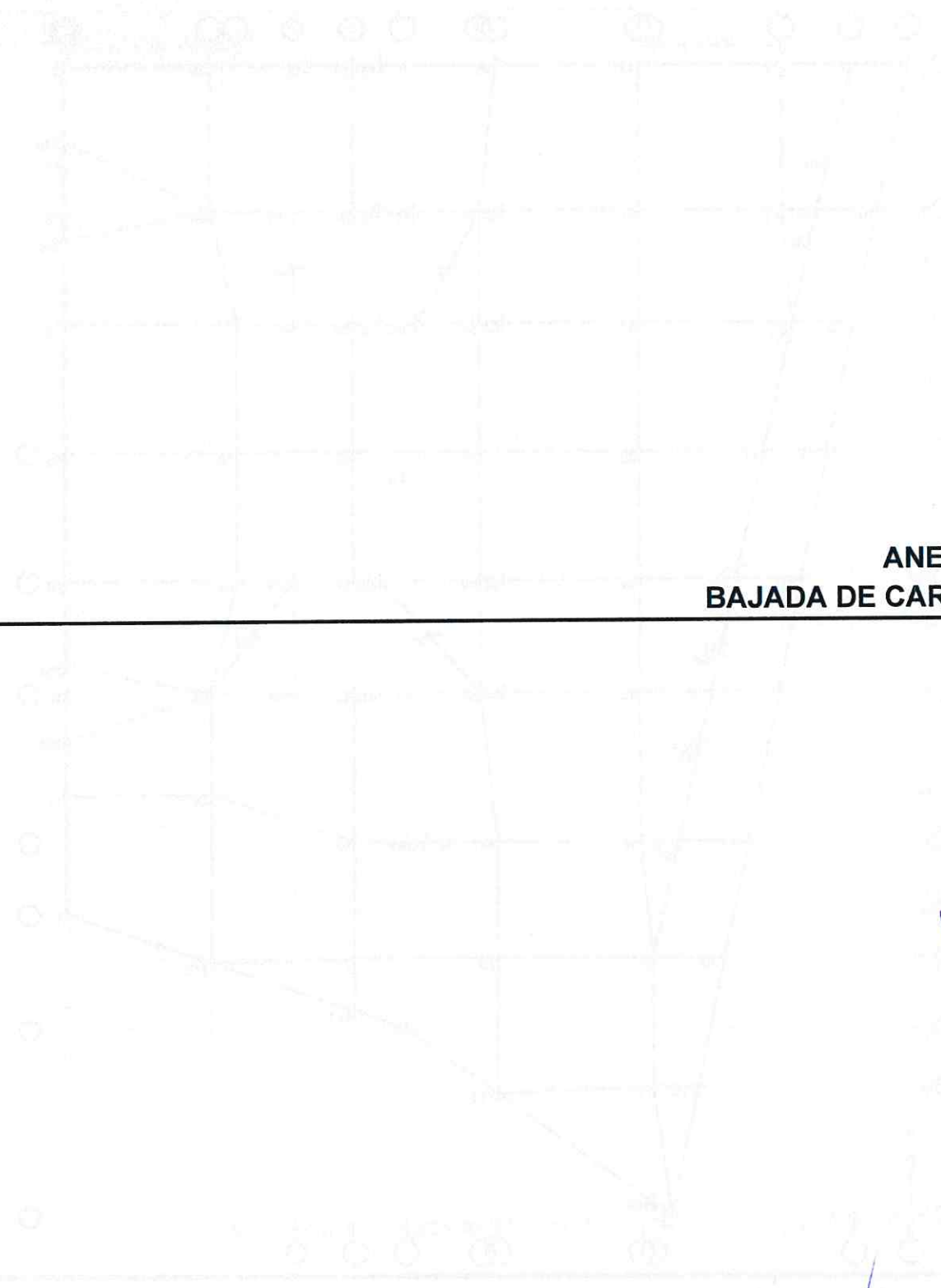
Proyecto: Morelia 10
 Sondeo: SMS-1
 Muestra: M-7
 Profundidad: 35.5 m
 Fecha: octubre 2021
 Hoja: 2 de 2

CURVAS DE CONSOLIDACIÓN



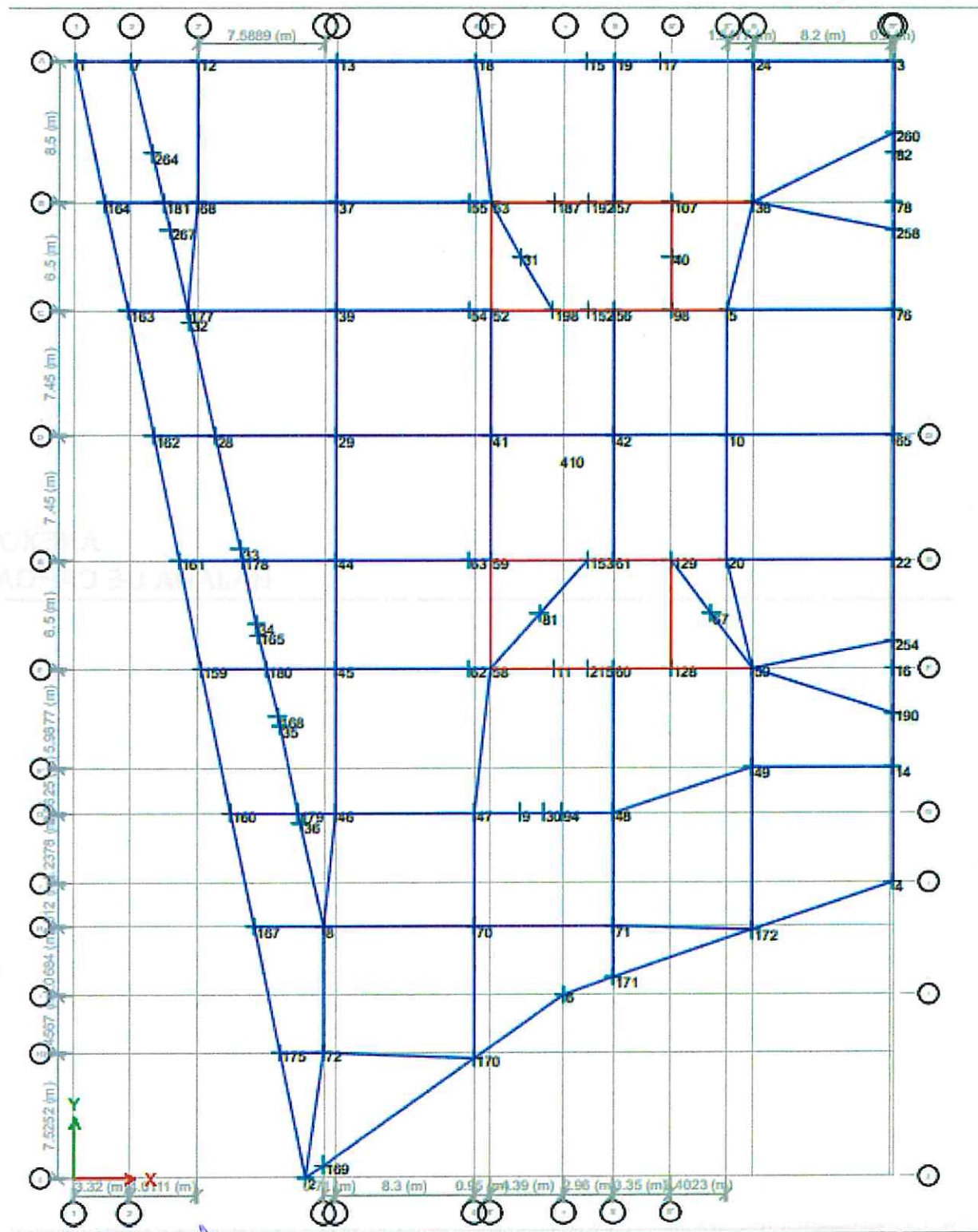


Resumen de datos



ANEXO 2
BAJADA DE CARGAS

Posición de nudos



Envolventes de carga (1/3)

TABLE: Joint Reactions (CARGA VIVA MAXIMA)								
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
BASE	1	3174	ENV LRFD	Combination	Max	126.4969	132.3295	1144.4833
BASE	1	3174	ENV LRFD	Combination	Min	-57.18	-120.6732	-515.3493
BASE	2	3181	ENV LRFD	Combination	Max	44.582	146.3401	243.6628
BASE	2	3181	ENV LRFD	Combination	Min	-42.7597	-133.3777	-117.0432
BASE	3	3154	ENV LRFD	Combination	Max	189.9819	0.0497	2774.8879
BASE	3	3154	ENV LRFD	Combination	Min	-291.4839	-107.2043	-412.9497
BASE	4	3175	ENV LRFD	Combination	Max	193.2963	321.1146	807.7322
BASE	4	3175	ENV LRFD	Combination	Min	-222.4421	-171.2377	-217.5627
BASE	6	3178	ENV LRFD	Combination	Max	179.4416	103.362	148.9514
BASE	6	3178	ENV LRFD	Combination	Min	-195.5595	-109.4535	-31.4896
BASE	7	3147	ENV LRFD	Combination	Max	216.7506	-33.9036	2143.5987
BASE	7	3147	ENV LRFD	Combination	Min	-99.9102	-109.622	-311.171
BASE	8	3142	ENV LRFD	Combination	Max	11.1919	2.1366	102.1323
BASE	8	3142	ENV LRFD	Combination	Min	3.1649	-1.3195	50.9746
BASE	32	3256	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	4.9787
BASE	32	3256	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	2.6195
BASE	12	3118	ENV LRFD	Combination	Max	269.8271	-10.1229	1597.6578
BASE	12	3118	ENV LRFD	Combination	Min	-266.0539	-21.7939	-146.2263
BASE	13	3167	ENV LRFD	Combination	Max	408.8853	-6.8604	1631.7491
BASE	13	3167	ENV LRFD	Combination	Min	-410.6823	-14.4541	-753.3377
BASE	18	3168	ENV LRFD	Combination	Max	437.393	-5.2011	1570.7643
BASE	18	3168	ENV LRFD	Combination	Min	-384.6336	-11.4535	-602.8653
BASE	19	3119	ENV LRFD	Combination	Max	86.6741	2.793	749.389
BASE	19	3119	ENV LRFD	Combination	Min	-64.1247	-0.8844	-143.9159
BASE	24	3120	ENV LRFD	Combination	Max	239.4288	-8.2837	2186.7893
BASE	24	3120	ENV LRFD	Combination	Min	-331.8318	-17.5925	-203.3681
BASE	37	3121	ENV LRFD	Combination	Max	12.1137	2.0114	1912.8604
BASE	37	3121	ENV LRFD	Combination	Min	4.71	-0.4681	-1017.8725
BASE	38	3122	ENV LRFD	Combination	Max	7.568	1.4371	1719.7372
BASE	38	3122	ENV LRFD	Combination	Min	-1.3181	-2.2562	-757.2922
BASE	39	3169	ENV LRFD	Combination	Max	10.53	0.1994	1396.3291
BASE	39	3169	ENV LRFD	Combination	Min	4.1358	-1.628	-375.0015
BASE	41	3132	ENV LRFD	Combination	Max	0.1867	1.4484	1339.1512
BASE	41	3132	ENV LRFD	Combination	Min	-1.8589	-1.4484	-339.8137
BASE	42	3133	ENV LRFD	Combination	Max	0.8654	-1.6841	1706.1569
BASE	42	3133	ENV LRFD	Combination	Min	-1.1263	-4.7374	-956.695
BASE	44	3170	ENV LRFD	Combination	Max	10.2963	2.9651	1137.993
BASE	44	3170	ENV LRFD	Combination	Min	5.4092	0.2543	-311.2706
BASE	45	3135	ENV LRFD	Combination	Max	3.6747	0.8985	1222.3612
BASE	45	3135	ENV LRFD	Combination	Min	-0.5323	-1.6608	-560.6073
BASE	46	3171	ENV LRFD	Combination	Max	7.0982	0.9778	1088.2724
BASE	46	3171	ENV LRFD	Combination	Min	1.7274	-1.3285	-385.4214
BASE	47	3136	ENV LRFD	Combination	Max	130.5579	1.6697	1753.8022
BASE	47	3136	ENV LRFD	Combination	Min	34.5124	-2.4147	-32.0848
BASE	48	3137	ENV LRFD	Combination	Max	-30.0552	6.4221	2009.5763
BASE	48	3137	ENV LRFD	Combination	Min	-140.5201	1.504	-86.5285
BASE	49	3138	ENV LRFD	Combination	Max	1.1287	-1.4132	1606.5529
BASE	49	3138	ENV LRFD	Combination	Min	0.1675	-13.2176	-696.5077
BASE	50	3139	ENV LRFD	Combination	Max	2.1948	1.6335	1404.8984
BASE	50	3139	ENV LRFD	Combination	Min	0.0704	-0.3959	-618.1113
BASE	52	3164	ENV LRFD	Combination	Max	185.4308	213.164	4212.0187
BASE	52	3164	ENV LRFD	Combination	Min	1.7243	-4.4075	-107.4086
BASE	53	3163	ENV LRFD	Combination	Max	151.5861	8.9603	4163.3007
BASE	53	3163	ENV LRFD	Combination	Min	-58.2323	-223.1088	-37.7857
BASE	264	3161	ENV LRFD	Combination	Max	8.5588	50.3024	1101.1826
BASE	264	3161	ENV LRFD	Combination	Min	-9.3963	-18.6216	-321.1243
BASE	267	3162	ENV LRFD	Combination	Max	41.3341	24.6546	1579.0203
BASE	267	3162	ENV LRFD	Combination	Min	-5.1564	-178.7525	-385.53
BASE	56	3203	ENV LRFD	Combination	Max	138.9361	1.0395	530.285
BASE	56	3203	ENV LRFD	Combination	Min	46.0075	-0.4595	-134.5595

Envolventes de carga (2/3)

TABLE: Joint Reactions (CARGA VIVA MAXIMA)								
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
BASE	57	3191	ENV LRFD	Combination	Max	95.7627	2.2461	299.0255
BASE	57	3191	ENV LRFD	Combination	Min	18.5822	0.3723	-36.3354
BASE	58	3166	ENV LRFD	Combination	Max	196.868	210.7032	4308.5254
BASE	58	3166	ENV LRFD	Combination	Min	-4.901	-8.2962	-152.3901
BASE	59	3165	ENV LRFD	Combination	Max	172.6582	24.8235	4716.4502
BASE	59	3165	ENV LRFD	Combination	Min	8.8632	-242.1598	94.498
BASE	70	3143	ENV LRFD	Combination	Max	1.2534	0.0277	129.1891
BASE	70	3143	ENV LRFD	Combination	Min	-3.45E+00	-4.3931	65.1704
BASE	71	3144	ENV LRFD	Combination	Max	2.1379	7.2031	97.556
BASE	71	3144	ENV LRFD	Combination	Min	-3.0996	1.363	50.744
BASE	72	3145	ENV LRFD	Combination	Max	8.6729	4.9161	76.5662
BASE	72	3145	ENV LRFD	Combination	Min	1.9041	1.0187	37.5811
BASE	14	3151	ENV LRFD	Combination	Max	-4.6307	302.4182	1726.6493
BASE	14	3151	ENV LRFD	Combination	Min	-10.1899	-143.4056	-148.3468
BASE	16	3195	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	0
BASE	16	3195	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	0
BASE	22	3152	ENV LRFD	Combination	Max	-3.5298	204.7021	1933.7786
BASE	22	3152	ENV LRFD	Combination	Min	-9.1937	-297.8607	-3.8843
BASE	28	3140	ENV LRFD	Combination	Max	4.4089	-0.455	293.6802
BASE	28	3140	ENV LRFD	Combination	Min	0.6095	-4.9432	138.0219
BASE	29	3141	ENV LRFD	Combination	Max	0.6141	0.8333	319.5062
BASE	29	3141	ENV LRFD	Combination	Min	-1.898	-1.9982	150.3281
BASE	65	3194	ENV LRFD	Combination	Max	-3.3677	426.6812	915.464
BASE	65	3194	ENV LRFD	Combination	Min	-10.3836	-413.8336	479.6906
BASE	76	3153	ENV LRFD	Combination	Max	-2.7028	305.4668	2016.171
BASE	76	3153	ENV LRFD	Combination	Min	-11.898	-205.1586	104.0219
BASE	78	402	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	0
BASE	78	402	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	0
BASE	159	3185	ENV LRFD	Combination	Max	60.772	284.3793	386.7206
BASE	159	3185	ENV LRFD	Combination	Min	-55.0927	-275.6775	-110.7497
BASE	160	3184	ENV LRFD	Combination	Max	69.137	325.7431	337.9923
BASE	160	3184	ENV LRFD	Combination	Min	-63.1259	-317.716	-88.415
BASE	161	3186	ENV LRFD	Combination	Max	53.1806	247.8209	203.5712
BASE	161	3186	ENV LRFD	Combination	Min	-48.8841	-243.7537	51.1668
BASE	162	3187	ENV LRFD	Combination	Max	62.2626	288.7391	187.3624
BASE	162	3187	ENV LRFD	Combination	Min	-57.385	-286.9281	106.5472
BASE	163	3188	ENV LRFD	Combination	Max	53.9022	264.62	180.1653
BASE	163	3188	ENV LRFD	Combination	Min	-53.4176	-252.1442	89.1684
BASE	164	3189	ENV LRFD	Combination	Max	43.2727	235.1698	477.9978
BASE	164	3189	ENV LRFD	Combination	Min	-46.4319	-198.5681	-84.9391
BASE	167	3183	ENV LRFD	Combination	Max	64.0415	300.5311	147.1524
BASE	167	3183	ENV LRFD	Combination	Min	-59.2805	-294.6477	74.3885
BASE	169	632	ENV LRFD	Combination	Max	203.0344	146.9121	171.4573
BASE	169	632	ENV LRFD	Combination	Min	-209.6794	-144.0494	8.5472
BASE	170	3179	ENV LRFD	Combination	Max	293.4982	213.9816	204.9041
BASE	170	3179	ENV LRFD	Combination	Min	-315.9521	-214.0945	122.5659
BASE	187	3202	ENV LRFD	Combination	Max	-0.3411	1.7437	932.8188
BASE	187	3202	ENV LRFD	Combination	Min	-89.7884	0.1778	102.9437
BASE	30	1149	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	781.2128
BASE	30	1149	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	110.8394
BASE	171	3177	ENV LRFD	Combination	Max	262.2332	90.9063	132.1019
BASE	171	3177	ENV LRFD	Combination	Min	-275.8155	-90.7455	67.7002
BASE	172	3176	ENV LRFD	Combination	Max	387.4129	142.5707	214.5586
BASE	172	3176	ENV LRFD	Combination	Min	-413.8621	-129.332	86.4764

Envolventes de carga (3/3)

TABLE: Joint Reactions (CARGA VIVA MAXIMA)								
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ
BASE	67	1861	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	15.8308
BASE	67	1861	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	9.3553
BASE	81	1862	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	10.3144
BASE	81	1862	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	5.5512
BASE	175	3182	ENV LRFD	Combination	Max	58.5242	283.1859	148.4381
BASE	175	3182	ENV LRFD	Combination	Min	-57.1758	-273.9106	67.8268
BASE	177	3148	ENV LRFD	Combination	Max	1.0768	115.3041	2394.4784
BASE	177	3148	ENV LRFD	Combination	Min	-22.3154	11.3045	-442.9566
BASE	178	3149	ENV LRFD	Combination	Max	30.2681	-31.5123	2093.2424
BASE	178	3149	ENV LRFD	Combination	Min	9.7204	-99.847	-161.0339
BASE	179	3150	ENV LRFD	Combination	Max	-5.7047	99.0344	2197.379
BASE	179	3150	ENV LRFD	Combination	Min	-20.7311	30.3598	-351.1193
BASE	215	3204	ENV LRFD	Combination	Max	-9.7331	-1.0134	111.5743
BASE	215	3204	ENV LRFD	Combination	Min	-143.6009	-2.5562	-69.2033
BASE	68	3146	ENV LRFD	Combination	Max	3.8805	7.0741	917.9987
BASE	68	3146	ENV LRFD	Combination	Min	-0.6866	2.2694	425.8302
BASE	165	3159	ENV LRFD	Combination	Max	8.156	151.6486	1415.1416
BASE	165	3159	ENV LRFD	Combination	Min	-36.5227	-13.8529	519.2163
BASE	168	3160	ENV LRFD	Combination	Max	44.5388	41.7132	1496.5147
BASE	168	3160	ENV LRFD	Combination	Min	-10.6872	-187.4629	562.4439
BASE	82	455	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	0
BASE	82	455	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	0
BASE	128	3201	ENV LRFD	Combination	Max	5.0966	236.2409	2307.9135
BASE	128	3201	ENV LRFD	Combination	Min	-174.1373	-17.6249	270.0738
BASE	129	3200	ENV LRFD	Combination	Max	70.5166	-38.8073	3020.0391
BASE	129	3200	ENV LRFD	Combination	Min	-59.4613	-188.2547	222.0475
BASE	153	3206	ENV LRFD	Combination	Max	-25.7783	2.5341	1235.8364
BASE	153	3206	ENV LRFD	Combination	Min	-152.5358	0.4056	261.6918
BASE	5	3172	ENV LRFD	Combination	Max	14.3526	1.4183	2695.7548
BASE	5	3172	ENV LRFD	Combination	Min	-205.8083	-2.5959	-309.9794
BASE	10	3134	ENV LRFD	Combination	Max	0.2355	1.3092	1397.4681
BASE	10	3134	ENV LRFD	Combination	Min	-2.0766	-1.2836	474.007
BASE	20	3173	ENV LRFD	Combination	Max	6.0263	2.304	2949.983
BASE	20	3173	ENV LRFD	Combination	Min	-192.7421	-0.9927	-510.7292
BASE	198	3210	ENV LRFD	Combination	Max	7.4433	0.1511	914.7457
BASE	198	3210	ENV LRFD	Combination	Min	-34.4752	-0.8641	102.2006
BASE	15	3209	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	0
BASE	15	3209	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	0
BASE	17	1993	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	0
BASE	17	1993	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	0
BASE	190	3158	ENV LRFD	Combination	Max	-4.1758	72.2001	1134.554
BASE	190	3158	ENV LRFD	Combination	Min	-10.7088	-37.5303	229.1396
BASE	254	3157	ENV LRFD	Combination	Max	-2.0937	32.2292	936.9029
BASE	254	3157	ENV LRFD	Combination	Min	-5.2872	-67.7033	375.0698
BASE	258	3156	ENV LRFD	Combination	Max	-31.4903	78.0002	1090.8245
BASE	258	3156	ENV LRFD	Combination	Min	-51.9764	-45.6273	489.1613
BASE	260	3155	ENV LRFD	Combination	Max	-1.7032	0.6154	1331.4209
BASE	260	3155	ENV LRFD	Combination	Min	-7.9513	-90.997	357.3157
BASE	31	1779	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	12.4081
BASE	31	1779	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	6.6483
BASE	40	1859	ENV LRFD	Combination	Max	0	0	178.78
BASE	40	1859	ENV LRFD	Combination	Min	0	0	68.8047

Carga Muerta

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	FX	FY	FZ
BASE	1	3174 MUERTA T	UnStatic	34.2643	6.6063	307.9283	
BASE	2	3181 MUERTA T	UnStatic	0.8069	7.0958	63.9962	
BASE	3	3154 MUERTA T	UnStatic	-43.174	-50.6751	1108.4462	
BASE	4	3175 MUERTA T	UnStatic	-13.644	72.3215	288.1388	
BASE	6	3178 MUERTA T	UnStatic	-7.226	-2.6865	88.9605	
BASE	7	3147 MUERTA T	UnStatic	58.5544	-69.2386	894.1236	
BASE	8	3142 MUERTA T	UnStatic	5.7986	0.4267	58.7467	
BASE	32	3256 MUERTA T	UnStatic	0	0	3.3808	
BASE	33	3257 MUERTA T	UnStatic	0	0	4.8117	
BASE	34	3258 MUERTA T	UnStatic	0	0	5.9831	
BASE	35	3259 MUERTA T	UnStatic	0	0	4.7012	
BASE	36	3260 MUERTA T	UnStatic	0	0	2.938	
BASE	12	3118 MUERTA T	UnStatic	3.2322	-12.8282	841.998	
BASE	13	3167 MUERTA T	UnStatic	4.78E-01	-8.0797	1068.4898	
BASE	18	3168 MUERTA T	UnStatic	9.5209	-6.3039	1020.2589	
BASE	19	3119 MUERTA T	UnStatic	4.7223	1.2688	583.2758	
BASE	24	3120 MUERTA T	UnStatic	-14.3222	-11.4326	1127.4885	
BASE	37	3121 MUERTA T	UnStatic	0.8237	0.7769	1128.0757	
BASE	38	3122 MUERTA T	UnStatic	3.1185	-0.3954	1099.4281	
BASE	39	3169 MUERTA T	UnStatic	0.4557	-0.6481	847.8313	
BASE	41	3132 MUERTA T	UnStatic	-0.7929	-0.0042	856.2263	
BASE	42	3133 MUERTA T	UnStatic	-0.0885	0.0225	1047.4883	
BASE	44	3170 MUERTA T	UnStatic	1.5854	1.2024	657.9687	
BASE	45	3135 MUERTA T	UnStatic	2.9454	-0.3264	767.789	
BASE	46	3171 MUERTA T	UnStatic	3.8288	-0.0658	705.6837	
BASE	47	3136 MUERTA T	UnStatic	79.225	-0.2449	793.5006	
BASE	48	3137 MUERTA T	UnStatic	-80.7967	-0.8778	864.2102	
BASE	49	3138 MUERTA T	UnStatic	0.6195	-6.9427	1057.2295	
BASE	50	3139 MUERTA T	UnStatic	1.0494	0.5797	893.0867	
BASE	52	3164 MUERTA T	UnStatic	91.416	100.1601	1987.4832	
BASE	53	3163 MUERTA T	UnStatic	45.9321	-101.7862	1891.6015	
BASE	54	3263 MUERTA T	UnStatic	0	0	5.03	
BASE	55	3261 MUERTA T	UnStatic	0	0	4.6945	
BASE	56	3203 MUERTA T	UnStatic	83.7875	0.2383	436.007	
BASE	57	3191 MUERTA T	UnStatic	41.9762	1.3189	524.2537	
BASE	58	3166 MUERTA T	UnStatic	92.6807	97.6848	2003.7761	
BASE	59	3165 MUERTA T	UnStatic	88.7063	-103.1538	2230.6998	
BASE	60	3205 MUERTA T	UnStatic	73.4386	-0.6022	441.3181	
BASE	61	3207 MUERTA T	UnStatic	86.0422	-0.1561	440.3267	
BASE	62	3265 MUERTA T	UnStatic	0	0	4.188	
BASE	63	3264 MUERTA T	UnStatic	0	0	4.8338	
BASE	70	3143 MUERTA T	UnStatic	-0.9754	-2.0564	73.8196	
BASE	71	3144 MUERTA T	UnStatic	-0.4502	3.8772	58.0546	
BASE	72	3145 MUERTA T	UnStatic	4.5072	2.545	44.5291	
BASE	14	3151 MUERTA T	UnStatic	-5.618	76.2486	768.5326	
BASE	16	3195 MUERTA T	UnStatic	-0.8658	0.189	299.3923	
BASE	22	3152 MUERTA T	UnStatic	-4.6466	-44.4876	936.734	
BASE	28	3140 MUERTA T	UnStatic	1.6921	-0.0631	126.3281	
BASE	29	3141 MUERTA T	UnStatic	-0.383	-0.3429	168.1816	
BASE	65	3194 MUERTA T	UnStatic	-5.1244	5.0045	622.9531	
BASE	76	3153 MUERTA T	UnStatic	-6.4429	46.0551	1022.6302	
BASE	78	402 MUERTA T	UnStatic	-2.4662	-4.5492	340.9503	
BASE	159	3185 MUERTA T	UnStatic	2.5584	5.3647	130.186	
BASE	160	3184 MUERTA T	UnStatic	2.5129	5.3067	123.441	
BASE	161	3186 MUERTA T	UnStatic	1.1937	3.1379	125.7671	
BASE	162	3187 MUERTA T	UnStatic	1.5246	2.1756	130.4117	
BASE	163	3188 MUERTA T	UnStatic	-0.0439	7.4545	124.8857	
BASE	164	3189 MUERTA T	UnStatic	-2.4925	1.93E+01	187.701	
BASE	167	3183 MUERTA T	UnStatic	1.9711	4.1864	107.7478	
BASE	169	632 MUERTA T	UnStatic	-2.6586	1.7113	89.7984	
BASE	170	3179 MUERTA T	UnStatic	-9.9669	0.3973	144.6347	
BASE	171	3177 MUERTA T	UnStatic	-5.9287	0.2414	95.3165	
BASE	172	3176 MUERTA T	UnStatic	-11.8222	6.488	148.7477	
BASE	175	3182 MUERTA T	UnStatic	0.3352	5.86E+00	107.7589	
BASE	177	3148 MUERTA T	UnStatic	-10.3738	62.294	951.6895	
BASE	178	3149 MUERTA T	UnStatic	19.6517	-66.3931	907.5731	
BASE	180	3150 MUERTA T	UnStatic	-12.8899	62.929	896.6365	
BASE	181	3214 MUERTA T	UnStatic	0	0	5.033	
BASE	192	3190 MUERTA T	UnStatic	0	0	4.7725	
BASE	215	3204 MUERTA T	UnStatic	14.7163	-1.704	377.8615	
BASE	68	3146 MUERTA T	UnStatic	-71.6901	-0.1018	273.4215	
BASE	165	3159 MUERTA T	UnStatic	2.4557	3.8348	589.2968	
BASE	166	3159 MUERTA T	UnStatic	-13.8243	68.939	915.8282	
BASE	168	3160 MUERTA T	UnStatic	16.4129	-70.7962	978.5533	
BASE	82	455 MUERTA T	UnStatic	0.1951	-4.2414	298.473	
BASE	94	3196 MUERTA T	UnStatic	4.283	0.5593	552.0819	
BASE	98	3199 MUERTA T	UnStatic	10.4265	94.9026	1610.0713	
BASE	107	3198 MUERTA T	UnStatic	-74.4776	-110.6827	1232.9897	
BASE	128	3201 MUERTA T	UnStatic	-78.1549	105.2465	1255.5356	
BASE	129	3200 MUERTA T	UnStatic	9.0352	-107.7559	1655.7575	
BASE	152	3211 MUERTA T	UnStatic	-73.0116	0.5576	289.985	
BASE	153	3206 MUERTA T	UnStatic	-84.2802	0.7534	715.2294	
BASE	5	3172 MUERTA T	UnStatic	-86.1107	-0.5598	1153.0173	
BASE	10	3134 MUERTA T	UnStatic	-0.7823	0.0132	892.3541	
BASE	20	3173 MUERTA T	UnStatic	-88.0163	0.6128	1165.5699	
BASE	198	3210 MUERTA T	UnStatic	-13.1415	-0.4665	705.9166	
BASE	9	3208 MUERTA T	UnStatic	-0.7631	0.1978	504.4618	
BASE	15	3209 MUERTA T	UnStatic	11.2532	-1.2357	491.3355	
BASE	17	1993 MUERTA T	UnStatic	1.2829	-22.8659	559.9841	
BASE	190	3158 MUERTA T	UnStatic	-6.3012	11.9642	688.0894	
BASE	254	3157 MUERTA T	UnStatic	-2.513	-14.5744	711.1838	
BASE	258	3156 MUERTA T	UnStatic	-36.6274	11.1273	826.5003	
BASE	260	3155 MUERTA T	UnStatic	-4.6733	-17.6659	645.1824	
BASE	264	3161 MUERTA T	UnStatic	-0.5008	16.2165	671.8785	
BASE	267	3162 MUERTA T	UnStatic	17.59	-74.1511	991.6719	
BASE	187	3202 MUERTA T	UnStatic	-44.7208	0.7803	612.0676	
BASE	30	1149 MUERTA T	UnStatic	0	0	11.6633	
BASE	31	1779 MUERTA T	UnStatic	0	0	8.5642	
BASE	40	1859 MUERTA T	UnStatic	0	0	23.273	
BASE	67	1861 MUERTA T	UnStatic	0	0	10.445	
BASE	81	1862 MUERTA T	UnStatic	0	0	6.4941	
BASE	11	153 MUERTA T	UnStatic	-13.8063	-1.9685	712.3997	

Carga Viva Media

Label	Unique Name	Output Case	Case Type	FX	FY	FZ
1	3174 Wm	UnStatic	1.1077	0.1561	8.1862	
2	3181 Wm	UnStatic	0.0233	0.0377	0.0993	
3	3154 Wm	UnStatic	-2.1814	-1.2975	33.7329	
4	3175 Wm	UnStatic	-0.3498	2.1327	5.8582	
6	3178 Wm	UnStatic	-0.2692	-0.0625	0.9013	
7	3147 Wm	UnStatic	2.4346	-1.893	26.3756	
8	3142 Wm	UnStatic	0.2805	-0.0023	1.9893	
32	3256 Wm	UnStatic	0	0	0.0825	
33	3257 Wm	UnStatic	0	0	0.7505	
34	3258 Wm	UnStatic	0	0	0.9583	
35	3259 Wm	UnStatic	0	0	0.1979	
36	3260 Wm	UnStatic	0	0	0.0588	
12	3118 Wm	UnStatic	1.2131	-0.2803	32.8343	
13	3167 Wm	UnStatic	5.93E-01	-0.0479	49.8818	
18	3168 Wm	UnStatic	-0.0262	-0.0158	46.9088	
19	3119 Wm	UnStatic	0.1076	0.0688	23.9321	
24	3120 Wm	UnStatic	-1.5964	-0.0516	43.1107	
37	3121 Wm	UnStatic	0.0145	-0.0309	80.719	
38	3122 Wm	UnStatic	0.0016	-0.0529	59.4255	
39	3169 Wm	UnStatic	0.0649	0.0199	43.9051	
41	3132 Wm	UnStatic	0.0848	0.0117	43.4308	
42	3133 Wm	UnStatic	0.0051	-0.0013	65.4215	
44	3170 Wm	UnStatic	-1.0193	0.4325	37.1038	
45	3135 Wm	UnStatic	-0.2472	0.3882	43.6015	
46	3171 Wm	UnStatic	0.1598	-0.1279	31.7193	
47	3136 Wm	UnStatic	3.1416	-0.1585	31.4051	
48	3137 Wm	UnStatic	-3.2089	-0.1547	33.6625	
49	3138 Wm	UnStatic	0.0241	-0.267	48.5092	
50	3139 Wm	UnStatic	-0.017	0.0367	50.4024	
52	3164 Wm	UnStatic	4.1416	4.8653	90.3577	
53	3163 Wm	UnStatic	2.2077	-4.8632	86.9638	
54	3263 Wm	UnStatic	0	0	0.1495	
55	3261 Wm	UnStatic	0	0	0.1066	
56	3203 Wm	UnStatic	3.9148	0.0781	19.4288	
57	3191 Wm	UnStatic	1.9392	-0.0925	23.1205	
58	3166 Wm	UnStatic	4.2786	4.6961	91.3657	
59	3165 Wm	UnStatic	4.0633	-5.028	102.0915	
60	3205 Wm	UnStatic	3.3324	0.0623	19.377	
61	3207 Wm	UnStatic	3.9468	-0.0794	19.3597	
62	3265 Wm	UnStatic	0	0	0.0985	
63	3264 Wm	UnStatic	0	0	0.1192	
70	3143 Wm	UnStatic	-0.0909	-0.0849	2.5685	
71	3144 Wm	UnStatic	-0.0161	0.1782	1.7123	
72	3145 Wm	UnStatic	0.2133	0.1223	1.4207	
14	3151 Wm	UnStatic	-0.2111	2.2902	20.9034	
16	3195 Wm	UnStatic	-0.0215	0.0313	8.5072	
22	3152 Wm	UnStatic	-0.0769	-1.2513	27.5111	
28	3140 Wm	UnStatic	0.7425	-0.6816	13.6588	
29	3141 Wm	UnStatic	-0.8595	-0.7651	17.9136	
65	3194 Wm	UnStatic	-0.1229	0.0456	18.5759	
76	3153 Wm	UnStatic	-0.1549	1.1496	29.7431	
78	402 Wm	UnStatic	-0.0354	-0.2173	9.4733	
159	3185 Wm	UnStatic	0.0519	0.1376	1.5847	
160	3184 Wm	UnStatic	0.1206	0.0667	0.9536	
161	3186 Wm	UnStatic	-0.0438	0.0063	2.3764	
162	3187 Wm	UnStatic	-0.0348	-0.0481	2.3542	
163	3188 Wm	UnStatic	-0.0004	0.1182	2.3594	
164	3189 Wm	UnStatic	-0.0659	4.45E-01	4.1599	
167	3183 Wm	UnStatic	0.109	0.0348	0.5522	
169	632 Wm	UnStatic	-0.1332	0.0487	0.4065	
170	3179 Wm	UnStatic	-0.3699	0.0608	1.2818	
171	3177 Wm	UnStatic	-0.1943	0.022	0.6157	
172	3176 Wm	UnStatic	-0.358	0.3006	1.3149	
175	3182 Wm	UnStatic	0.0603	3.76E-02	0.3731	
177	3148 Wm	UnStatic	-0.4522	1.9309	29.7038	
178	3149 Wm	UnStatic	1.8336	-1.4615	32.8378	
179	3150 Wm	UnStatic	-0.2835	1.4888	20.9618	
180	3215 Wm	UnStatic	0	0	0.1766	
181	3214 Wm	UnStatic	0	0	0.0305	
192	3190 Wm	UnStatic	0.757	-0.0367	16.8383	
215	3204 Wm	UnStatic	-3.3492	0.034	11.9246	
68	3146 Wm	UnStatic	0.0267	0.1181	26.79	
165	3159 Wm	UnStatic	0.1249	3.1505	32.9948	
168	3160 Wm	UnStatic	0.3422	-1.6923	23.1321	
82	455 Wm	UnStatic	-0.0085	-0.1916	8.297	
94	3196 Wm	UnStatic	0.1552	-0.0161	21.4212	
98	3199 Wm	UnStatic	0.407	4.5294	73.4203	
107	3198 Wm	UnStatic	-3.5472	-5.3402	52.4365	
128	3201 Wm	UnStatic	-3.6596	4.9288	56.04	
129	3200 Wm	UnStatic	0.3084	-5.1106	74.0858	
152	3211 Wm	UnStatic	-3.3996	0.0607	12.4859	
153	3206 Wm	UnStatic	-3.9214	-0.0204	31.9394	
5	3172 Wm	UnStatic	-4.0717	-0.0065	52.4155	
10	3134 Wm	UnStatic	-0.1233	-0.0011	43.081	
20	3173 Wm	UnStatic	-4.0883	0.0005	52.3402	
198	3210 Wm	UnStatic	-0.7084	0.0384	30.9921	
9	3208 Wm	UnStatic	-0.1054	-0.0243	19.7031	
15	3209 Wm	UnStatic	0.1444	-0.1299	21.089	
17	1993 Wm	UnStatic	-0.1921	-0.1683	22.1212	
190	3158 Wm	UnStatic	-0.148	0.3827	19.3006	
254	3157 Wm	UnStatic	-0.0733	-0.3702	20.4722	
258	3156 Wm	UnStatic	-0.2779	0.1399	22.1546	
260	3155 Wm	UnStatic	-0.0859	-0.5953	17.8497	
264	3161 Wm	UnStatic	-0.0153	0.5204	18.4621	
267	3162 Wm	UnStatic	0.5458	-2.4445	29.0226	
187	3202 Wm	UnStatic	-2.0346	0.0507	27.4953	
30	1149 Wm	UnStatic	0	0	0.3807	
31	1779 Wm	UnStatic	0	0	0.2218	
40	1859 Wm	UnStatic	0	0	0.109	
67	1861 Wm	UnStatic	0	0	0.1729	
81	1862 Wm	UnStatic	0	0	0.164	
11	153 Wm	UnStatic	-0.6978	-0.0451	31.6432	

Carga Viva Máxima

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	FX	FY	FZ
BASE	1	3174 VIVA		UnStatic	3.5305	0.3123	25.3843
BASE	2	3181 VIVA		UnStatic	0.2935	0.7267	1.8554
BASE	3	3154 VIVA		UnStatic	-6.9239	-4.6677	103.739
BASE	4	3175 VIVA		UnStatic	-2.2666	7.3632	19.4514
BASE	6	3178 VIVA		UnStatic	-1.4068	0.0198	7.7965
BASE	7	3147 VIVA		UnStatic	7.9422	-6.1245	79.7647
BASE	8	3142 VIVA		UnStatic	2.4416	-0.1254	17.1792
BASE	32	3256 VIVA		UnStatic	0	0	0.6642
BASE	33	3257 VIVA		UnStatic	0	0	1.578
BASE	34	3258 VIVA		UnStatic	0	0	2.2788
BASE	35	3259 VIVA		UnStatic	0	0	0.8542
BASE	36	3260 VIVA		UnStatic	0	0	0.5089
BASE	12	3118 VIVA		UnStatic	4.4023	-3.4651	102.9368
BASE	13	3167 VIVA		UnStatic	2.32E+00	-2.5087	153.77
BASE	18	3168 VIVA		UnStatic	-0.0866	-2.0185	144.9641
BASE	19	3119 VIVA		UnStatic	0.4281	-0.2292	73.4848
BASE	24	3120 VIVA		UnStatic	-4.7077	-1.7873	133.6349
BASE	37	3121 VIVA		UnStatic	0.1628	0.2226	253.052
BASE	38	3122 VIVA		UnStatic	0.8189	0.1244	192.7145
BASE	39	3169 VIVA		UnStatic	0.2067	-0.2352	148.0686
BASE	41	3132 VIVA		UnStatic	-0.2249	0.0006	150.4165
BASE	42	3133 VIVA		UnStatic	-0.1041	0.0016	196.3488
BASE	44	3170 VIVA		UnStatic	-0.7368	0.9491	109.86
BASE	45	3135 VIVA		UnStatic	0.5374	0.3942	134.0383
BASE	46	3171 VIVA		UnStatic	1.4275	-0.3006	98.2682
BASE	47	3136 VIVA		UnStatic	8.8957	-0.3674	97.5916
BASE	48	3137 VIVA		UnStatic	-9.0991	-0.4864	105.1
BASE	49	3138 VIVA		UnStatic	0.2352	-2.4242	154.7391
BASE	50	3139 VIVA		UnStatic	0.59	0.2131	162.4349
BASE	52	3164 VIVA		UnStatic	13.0898	15.6165	293.7117
BASE	53	3163 VIVA		UnStatic	6.3928	-15.0997	281.4017
BASE	54	3263 VIVA		UnStatic	0	0	1.288
BASE	55	3261 VIVA		UnStatic	0	0	0.9402
BASE	56	3203 VIVA		UnStatic	12.4492	0.0997	64.3736
BASE	57	3191 VIVA		UnStatic	6.1433	-0.0315	75.8824
BASE	58	3166 VIVA		UnStatic	14.1102	15.5846	314.3272
BASE	59	3165 VIVA		UnStatic	13.3659	-16.7088	350.1105
BASE	60	3205 VIVA		UnStatic	11.3897	-0.1913	67.9539
BASE	61	3207 VIVA		UnStatic	13.1897	-0.0876	66.8567
BASE	62	3265 VIVA		UnStatic	0	0	0.8419
BASE	63	3264 VIVA		UnStatic	0	0	1.0141
BASE	70	3143 VIVA		UnStatic	-0.7861	-0.932	22.1452
BASE	71	3144 VIVA		UnStatic	-0.1422	1.4016	14.5738
BASE	72	3145 VIVA		UnStatic	1.879	1.0784	12.4475
BASE	14	3151 VIVA		UnStatic	-1.9151	7.4252	67.0464
BASE	16	3195 VIVA		UnStatic	-0.2488	0.2872	27.3538
BASE	22	3152 VIVA		UnStatic	-2.0868	-2.8233	93.6415
BASE	28	3140 VIVA		UnStatic	1.3721	-0.846	47.5266
BASE	29	3141 VIVA		UnStatic	-0.9133	-1.0261	67.5182
BASE	65	3194 VIVA		UnStatic	-2.4695	0.4156	67.3775
BASE	76	3153 VIVA		UnStatic	-2.3208	3.0304	100.1919
BASE	78	402 VIVA		UnStatic	-0.3659	-0.7242	30.7537
BASE	159	3185 VIVA		UnStatic	0.537	1.232	9.6572
BASE	160	3184 VIVA		UnStatic	0.9274	0.8927	6.8522
BASE	161	3186 VIVA		UnStatic	0.2957	0.5018	11.8114
BASE	162	3187 VIVA		UnStatic	0.3639	0.4182	12.5829
BASE	163	3188 VIVA		UnStatic	0.2586	0.7857	11.8018
BASE	164	3189 VIVA		UnStatic	0.1659	1.38E+00	16.3862
BASE	167	3183 VIVA		UnStatic	0.8238	0.8584	4.7158
BASE	169	632 VIVA		UnStatic	-0.0749	1.2029	3.9427
BASE	170	3179 VIVA		UnStatic	-1.6102	1.7008	11.309
BASE	171	3177 VIVA		UnStatic	-0.3623	0.6294	5.4896
BASE	172	3176 VIVA		UnStatic	-1.7638	2.942	11.078
BASE	175	3182 VIVA		UnStatic	0.4209	9.06E-01	3.5141
BASE	177	3148 VIVA		UnStatic	-0.5451	5.351	95.4331
BASE	178	3149 VIVA		UnStatic	3.612	-4.6354	87.0516
BASE	179	3150 VIVA		UnStatic	-0.977	4.5338	61.7685
BASE	180	3215 VIVA		UnStatic	0	0	0.5036
BASE	181	3214 VIVA		UnStatic	0	0	0.2667
BASE	192	3190 VIVA		UnStatic	2.6975	-0.047	55.0168
BASE	215	3204 VIVA		UnStatic	-11.269	-0.0836	41.7415
BASE	68	3146 VIVA		UnStatic	0.794	1.351	92.9108
BASE	165	3159 VIVA		UnStatic	-0.4843	7.941	88.3498
BASE	168	3160 VIVA		UnStatic	0.9917	-5.0553	67.7259
BASE	82	455 VIVA		UnStatic	-0.1397	-0.6685	26.6593
BASE	94	3196 VIVA		UnStatic	1.3445	0.1334	67.7519
BASE	98	3199 VIVA		UnStatic	2.2476	14.7543	240.6938
BASE	107	3198 VIVA		UnStatic	-11.5658	-16.6518	170.9828
BASE	128	3201 VIVA		UnStatic	-12.9109	16.4285	193.5963
BASE	129	3200 VIVA		UnStatic	1.9917	-17.3315	254.8255
BASE	152	3211 VIVA		UnStatic	-10.7991	0.2793	40.8377
BASE	153	3206 VIVA		UnStatic	-13.5005	0.364	109.9583
BASE	5	3172 VIVA		UnStatic	-12.3011	-0.3254	171.0206
BASE	10	3134 VIVA		UnStatic	0.1587	-0.0015	150.0605
BASE	20	3173 VIVA		UnStatic	-13.0039	0.2808	179.3917
BASE	198	3210 VIVA		UnStatic	-2.5933	0.0702	100.974
BASE	9	3208 VIVA		UnStatic	-1.1227	0.0391	61.2295
BASE	15	3209 VIVA		UnStatic	0.4201	-1.4575	65.1463
BASE	17	1993 VIVA		UnStatic	-0.1741	-1.7239	68.7525
BASE	190	3158 VIVA		UnStatic	-1.5582	1.4077	62.908
BASE	254	3157 VIVA		UnStatic	-1.1022	-0.544	67.1582
BASE	258	3156 VIVA		UnStatic	-2.7036	0.2911	73.9548
BASE	260	3155 VIVA		UnStatic	-0.9511	-2.0822	57.0613
BASE	264	3161 VIVA		UnStatic	0.2998	1.6659	58.4439
BASE	267	3162 VIVA		UnStatic	1.7004	-8.4856	90.241
BASE	187	3202 VIVA		UnStatic	-6.225	0.6942	90.5478
BASE	30	1149 VIVA		UnStatic	0	0	3.4757
BASE	31	1779 VIVA		UnStatic	0	0	1.063
BASE	40	1859 VIVA		UnStatic	0	0	1.4156
BASE	67	1861 VIVA		UnStatic	0	0	1.5157
BASE	81	1862 VIVA		UnStatic	0	0	1.4533
BASE	11	153 VIVA		UnStatic	-2.931	-0.6352	110.9336

Carga Viva Accidental

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	FX	FY	FZ
BASE	1	3174 VA	UnStatic		1.8131	0.2484	13.2587
BASE	2	3181 VA	UnStatic		0.0639	0.2059	0.4521
BASE	3	3154 VA	UnStatic		-3.5778	-2.1889	54.5518
BASE	4	3175 VA	UnStatic		-0.7436	3.5622	9.64
BASE	6	3178 VA	UnStatic		-0.5138	-0.0603	2.2202
BASE	7	3147 VA	UnStatic		4.0833	-3.0763	42.2687
BASE	8	3142 VA	UnStatic		0.6994	-0.02	4.9399
BASE	32	3256 VA	UnStatic		0	0	0.1861
BASE	33	3257 VA	UnStatic		0	0	0.0285
BASE	34	3258 VA	UnStatic		0	0	0.2262
BASE	35	3259 VA	UnStatic		0	0	0.0777
BASE	36	3260 VA	UnStatic		0	0	0.1455
BASE	12	3118 VA	UnStatic		2.1931	-0.8466	54.0078
BASE	13	3167 VA	UnStatic		1.12E+00	-0.4059	81.8813
BASE	18	3168 VA	UnStatic		-0.0033	-0.299	77.0786
BASE	19	3119 VA	UnStatic		0.195	0.0524	39.1658
BASE	24	3120 VA	UnStatic		-2.577	-0.3137	70.3548
BASE	37	3121 VA	UnStatic		0.0463	0.0149	134.3485
BASE	38	3122 VA	UnStatic		0.143	-0.0373	100.478
BASE	39	3169 VA	UnStatic		0.0486	-0.0838	75.4019
BASE	41	3132 VA	UnStatic		0.0233	-0.0082	78.1515
BASE	42	3133 VA	UnStatic		-0.0046	0.0002	108.9275
BASE	44	3170 VA	UnStatic		0.4331	0.0105	48.0162
BASE	45	3135 VA	UnStatic		0.2162	-0.0708	69.1343
BASE	46	3171 VA	UnStatic		0.4331	-0.174	56.7589
BASE	47	3136 VA	UnStatic		7.5827	-0.2233	76.1943
BASE	48	3137 VA	UnStatic		-7.7076	-0.225	80.9615
BASE	49	3138 VA	UnStatic		0.0519	-0.6882	80.5062
BASE	50	3139 VA	UnStatic		0.0858	0.0809	85.0702
BASE	52	3164 VA	UnStatic		7.039	8.3162	154.5611
BASE	53	3163 VA	UnStatic		3.7289	-8.1111	148.4274
BASE	54	3263 VA	UnStatic		0	0	0.368
BASE	55	3261 VA	UnStatic		0	0	0.2668
BASE	56	3203 VA	UnStatic		6.692	0.1257	33.5738
BASE	57	3191 VA	UnStatic		3.3121	-0.1328	39.7127
BASE	58	3166 VA	UnStatic		7.4437	8.1271	160.4657
BASE	59	3165 VA	UnStatic		6.9737	-8.6874	178.4652
BASE	60	3205 VA	UnStatic		5.8771	0.0616	34.3779
BASE	61	3207 VA	UnStatic		6.8979	-0.1277	34.1394
BASE	62	3265 VA	UnStatic		0	0	0.2403
BASE	63	3264 VA	UnStatic		0	0	0.2894
BASE	70	3143 VA	UnStatic		-0.2228	-0.2191	6.4026
BASE	71	3144 VA	UnStatic		-0.042	0.4401	4.259
BASE	72	3145 VA	UnStatic		0.5349	0.3071	3.5536
BASE	14	3151 VA	UnStatic		-0.5352	3.7756	33.8637
BASE	16	3195 VA	UnStatic		-0.0622	0.1263	13.9181
BASE	22	3152 VA	UnStatic		-0.3652	-1.7617	46.3967
BASE	28	3140 VA	UnStatic		-0.2398	0.1292	15.5861
BASE	29	3141 VA	UnStatic		0.1445	0.1694	23.3276
BASE	65	3194 VA	UnStatic		-0.4573	0.1146	32.1998
BASE	76	3153 VA	UnStatic		-0.494	1.7352	49.3279
BASE	78	402 VA	UnStatic		-0.0947	-0.3217	15.5087
BASE	159	3185 VA	UnStatic		0.1041	0.4956	3.8229
BASE	160	3184 VA	UnStatic		0.2478	0.3707	2.2967
BASE	161	3186 VA	UnStatic		0.0681	0.2285	4.8537
BASE	162	3187 VA	UnStatic		0.1071	0.0952	5.394
BASE	163	3188 VA	UnStatic		0.0203	0.2798	5.036
BASE	164	3189 VA	UnStatic		-0.067	7.74E-01	7.5675
BASE	167	3183 VA	UnStatic		0.2312	0.2723	1.355
BASE	169	632 VA	UnStatic		-0.1469	0.2545	1.0985
BASE	170	3179 VA	UnStatic		-0.6462	0.3516	3.2174
BASE	171	3177 VA	UnStatic		-0.2665	0.1268	1.543
BASE	172	3176 VA	UnStatic		-0.6678	0.8066	3.2292
BASE	175	3182 VA	UnStatic		0.1161	2.72E-01	0.9744
BASE	177	3148 VA	UnStatic		-0.5702	2.9747	49.0498
BASE	178	3149 VA	UnStatic		0.6981	-3.1888	41.1773
BASE	179	3150 VA	UnStatic		-0.4721	2.4685	33.8972
BASE	180	3215 VA	UnStatic		0	0	0.0554
BASE	181	3214 VA	UnStatic		0	0	0.0763
BASE	192	3190 VA	UnStatic		1.3659	-0.055	28.9102
BASE	215	3204 VA	UnStatic		-5.8486	0.0368	21.0558
BASE	68	3146 VA	UnStatic		0.1518	0.3592	46.9786
BASE	165	3159 VA	UnStatic		-0.802	3.1628	41.166
BASE	168	3160 VA	UnStatic		0.6177	-2.7766	37.5111
BASE	82	455 VA	UnStatic		-0.0292	-0.29	13.575
BASE	94	3196 VA	UnStatic		0.3665	-0.0072	51.6664
BASE	98	3199 VA	UnStatic		0.8342	7.7805	126.4186
BASE	107	3198 VA	UnStatic		-6.0732	-9.0575	89.9113
BASE	128	3201 VA	UnStatic		-6.4956	8.6419	98.9688
BASE	129	3200 VA	UnStatic		0.6822	-8.9461	130.5006
BASE	152	3211 VA	UnStatic		-5.7773	0.1215	21.3755
BASE	153	3206 VA	UnStatic		-6.8818	0.0081	55.8698
BASE	5	3172 VA	UnStatic		-6.8585	-0.0507	90.1184
BASE	10	3134 VA	UnStatic		-0.1842	-0.0012	77.9795
BASE	20	3173 VA	UnStatic		-7.0424	0.035	92.0668
BASE	198	3210 VA	UnStatic		-1.2358	0.0607	53.033
BASE	9	3208 VA	UnStatic		-0.3038	-0.0296	47.6616
BASE	15	3209 VA	UnStatic		0.2482	-0.3696	34.6156
BASE	17	1993 VA	UnStatic		-0.251	-0.4547	36.2648
BASE	190	3158 VA	UnStatic		-0.4064	0.7113	31.5662
BASE	254	3157 VA	UnStatic		-0.246	-0.4295	33.8575
BASE	258	3156 VA	UnStatic		-0.7252	0.2259	36.501
BASE	260	3155 VA	UnStatic		-0.2365	-0.9787	29.2037
BASE	264	3161 VA	UnStatic		0.0204	0.8526	30.2078
BASE	267	3162 VA	UnStatic		0.8883	-4.1707	47.0553
BASE	187	3202 VA	UnStatic		-3.3434	0.1609	47.2501
BASE	30	1149 VA	UnStatic		0	0	0.9574
BASE	31	1779 VA	UnStatic		0	0	0.5575
BASE	40	1859 VA	UnStatic		0	0	0.3379
BASE	67	1861 VA	UnStatic		0	0	0.4325
BASE	81	1862 VA	UnStatic		0	0	0.4123
BASE	11	153 VA	UnStatic		-1.2863	-0.1468	55.9156

MOMENTOS

TABLE: Story Response

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf-m	Y-Dir tonf-m
NIVEL 18	65.5	Top	0.21	0.34
NIVEL 17	62	Top	342.46	305.64
NIVEL 16	58.5	Top	2,304.91	2,218.43
NIVEL 15	55	Top	5,318.19	5,181.19
NIVEL 14	51.5	Top	9,235.41	9,055.15
NIVEL 13	48	Top	13,954.55	13,742.33
NIVEL 12	44.5	Top	19,401.52	19,174.11
NIVEL 11	41	Top	25,516.37	25,295.54
NIVEL 10	37.5	Top	32,235.89	32,046.01
NIVEL 9	34	Top	39,498.38	39,363.70
NIVEL 8	30.5	Top	47,247.79	47,191.07
NIVEL 7	27	Top	55,428.90	55,470.94
NIVEL 6	23.5	Top	63,988.70	64,148.50
NIVEL 5	20	Top	72,876.72	73,170.72
NIVEL 4	16.5	Top	82,045.14	82,485.69
NIVEL 3	13	Top	91,446.68	92,039.06
NIVEL 2	9.5	Top	101,033.08	101,774.15
NIVEL 1	5	Top	113,580.72	114,501.28
PB	0.5	Top	126,299.38	127,402.66
SOTANO 1	-4	Top	139,057.95	140,321.02
BASE	-8.35	Top	151,418.28	152,793.90