



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE LA AFECTACIÓN A UN CAJÓN DEL SISTEMA DE
TRASPORTE COLECTIVO POR LA CONSTRUCCIÓN DE UN CAJÓN DE
CIMENTACIÓN COLINDANTE**

TESINA

QUE PARA OBTENER EL:

GRADO DE ESPECIALISTA

EN:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. DUARTE COLORADO JAVIER IRAI



DIRECTOR DE TESINA: **DR. SERGIO ANTONIO MARTÍNEZ GALVÁN**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX, FEBRERO 2024



Agradecimientos

Mi sincero agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Coordinación de Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la UNAM por la gran oportunidad otorgada para cursar el programa de posgrado en el área de Geotecnia.

Me gustaría agradecer al Dr. Sergio Martines Galván por su apoyo incondicional, quien dirigió este trabajo de titulación.

A mis amados madre y padre; Estela Colorado y Javier Duarte, gracias por su apoyo incondicional y cariño, quienes toda la vida me han motivado y querido, este triunfo también es de ustedes.

Querida hermana Kenia Duarte; gracias por tu apoyo incondicional y cariño.

Mariana Salazar gracias, por darme tanto apoyo, amor, y alegrías las cuales sirvieron de motivación para esta etapa de mi vida.

Agradezco CONAHCYT (Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías), por el apoyo económico recibido a lo largo de la especialidad.

Mi más sincero agradecimiento al Ing. Gabriel Álvarez y la empresa Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C, sin quien no hubiera sido posible el desarrollo de este proyecto por la información proporcionada.

Finalmente agradezco a todos aquellos profesores, familiares, amigxs que de una forma u otra contribuyeron mi formación como profesional y como persona.



TEMARIO GENERAL

1.- INTRODUCCIÓN.....	9
1.1.- Objetivo y alcances	11
1.2.- Planteamiento de problema	12
1.3.- Descripción de proyecto edificio habitacional	13
1.4. Cajón del sistema de transporte colectivo	14
1.5.- Normativa aplicable.....	16
Referencias y bibliografía	18
2.- DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DE ESTUDIO	19
2.1.- Pruebas de campo	20
2.2.- Ensayos de laboratorio	28
2.3.- Estratigrafía y parámetros de diseño geotécnicos	44
3.- CARGAS DEL EDIFICIO Y GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN.....	47
3.1. Cargas del edificio.....	47
3.2.- Determinación del coeficiente sísmico del sitio en estudio	50
3.3.- Geometría de la cimentación de la seleccionada del edificio.....	53
4.- ANÁLISIS DE INTERACCIÓN	54
4.1.- Evaluación de la capacidad de carga del cajón de cimentación	54
4.1.1.- Capacidad de carga admisible.....	54



4.1.2.- Revisión del estado límite de falla.....	57
4.2.- Evaluación de deformaciones (hundimientos y expansiones).....	63
4.2.1.- Cálculo de deformaciones inducidas al cajón del sistema de transporte colectivo.....	65
4.2.2.- Cálculo de deformaciones (hundimientos y desplazamientos) generados por el cajón del edificio habitacional.	72
4.3.- Evaluación de esfuerzos en el cajón del sistema de transporte colectivo. 78	
4.3.1.- Esfuerzos normales en el cajón del sistema de transporte colectivo..	80
4.3.2.- Evaluación de los esfuerzos cortantes en el cajón del sistema de transporte colectivo.....	88
5.- CONCLUSIONES	92
6.- REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA.....	94



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. PROYECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO Y EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO..... 12

FIGURA 2. CONSTRUCCIÓN DE LA ESTACIÓN TLATELOLCO, LÍNEA 3. 14

FIGURA 3. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL PREDIO DE INTERÉS. 19

FIGURA 4. UBICACIÓN DE SONDEOS Y ZONIFICACIÓN DE RELLENOS SUPERFICIALES. 21

FIGURA 5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO POZO A CIELO ABIERTO (PCA-1). 22

FIGURA 6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO POZO A CIELO ABIERTO (PCA-2). 23

FIGURA 7. PERFIL ESTRATIGRÁFICO POZO A CIELO ABIERTO (PCA-3). 24

FIGURA 8. REGISTRO DE EXPLORACIÓN DEL SONDEO SM-01 (PARTE 1)..... 25

FIGURA 9. REGISTRO DE EXPLORACIÓN DEL SONDEO SM-01 (PARTE 2)..... 26

FIGURA 10. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO MIXTO (SM-01). 27

FIGURA 11. CONTENIDOS DE AGUA E IDENTIFICACIÓN SM-01 (PARTE 1). 29

FIGURA 12. CONTENIDOS DE AGUA E IDENTIFICACIÓN SM-01 (PARTE 2). 30

FIGURA 13. CONTENIDOS DE AGUA E IDENTIFICACIÓN SM-01 (PARTE 3). 31

FIGURA 14. CONTENIDOS DE AGUA E IDENTIFICACIÓN SM-01 (PARTE 4). 32

FIGURA 15. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL MUESTRA 6 (3.90 M – 4.80 M). 33

FIGURA 16. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL MUESTRA 13 (9.00 M – 9.90 M). 34

FIGURA 17. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL MUESTRA 21 (14.10 M – 15.00 M). 35

FIGURA 18. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL MUESTRA 28 (9.20 M – 20.10 M). 36

FIGURA 19. CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL MUESTRA 34 (23.70 M – 24.60 M). 37

FIGURA 20. PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU MUESTRA 6 (SM-01). 38

FIGURA 21. PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU MUESTRA 13 (SM-01). 39

FIGURA 22. PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU MUESTRA 21 (SM-01). 40

FIGURA 23. PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU MUESTRA 28 (SM-01). 41

FIGURA 24. PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU MUESTRA 34 (SM-01). 42



FIGURA 25. PESO VOLUMÉTRICO NATURAL (SM-01)43

FIGURA 26. UBICACIÓN DE COLUMNAS EN LA PLANTA DEL SÓTANO48

FIGURA 27. RESUMEN DE RESULTADOS DE LA BAJADA DE CARGAS Y LA EXCENTRICIDAD CALCULADA POR UN ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
.....49

FIGURA 28. ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO Y COEFICIENTE SÍSMICO51

FIGURA 29. TABLA DE ESPECTRO ELÁSTICOS DE DISEÑO Y COEFICIENTE SÍSMICO.....52

FIGURA 30. GEOMETRÍA DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN PROYECTADO.....53

FIGURA 31. MODELO NUMÉRICO CON LA PROYECCIÓN DEL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO Y EL EDIFICIO COLINDANTE Y SU
CAJÓN DE LA CIMENTACIÓN.64

FIGURA 32. MALLA DEL MODELO NUMÉRICO.66

FIGURA 33. PERFIL DE PRESIÓN DE PORO, CONDICIONES INICIALES.....67

FIGURA 34. VARIACIÓN DE LA PRESIÓN DE PORO, CONDICIONES INICIALES.....68

FIGURA 35. DESPLAZAMIENTOS POR EXPANSIÓN DEL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO.70

FIGURA 36. DISTRIBUCIÓN DE HUNDIMIENTOS GENERADOS POR LA COMPRESIÓN DE LA FORMACIÓN ARCILLA Y POR LA CONSTRUCCIÓN DEL
EDIFICIO COLINDANTE Y SU CAJÓN DE LA CIMENTACIÓN Y SU INTERACCIÓN CON EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO. . 74

FIGURA 37. DEFORMADA DEL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO POR LA INTERACCIÓN CON EL CAJÓN DE CIMENTACIÓN DEL
EDIFICIO COLINDANTE, ESCALA DE DESPLAZAMIENTO AUMENTADA 50 VECES.....76

FIGURA 38. UBICACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DEL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO POR LA INTERACCIÓN
CON EL CAJÓN DE CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO COLINDANTE.....77

FIGURA 39. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS NORMALES HORIZONTALES CONSIDERANDO ÚNICAMENTE EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE
COLECTIVO.....82

FIGURA 40. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS NORMALES HORIZONTALES EN EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO
CONSIDERANDO LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO COLINDANTE Y SU CAJÓN DE LA CIMENTACIÓN.....83

FIGURA 41. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS NORMALES VERTICALES CONSIDERANDO ÚNICAMENTE EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE
COLECTIVO.....84



FIGURA 42. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS NORMALES VERTICALES EN EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO CONSIDERANDO LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO COLINDANTE Y SU CAJÓN DE LA CIMENTACIÓN..... 85

FIGURA 43. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS CORTANTES CONSIDERANDO ÚNICAMENTE EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO. 89

FIGURA 44. DISTRIBUCIÓN DE LOS ESFUERZOS CORTANTES EN EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO 90



ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES EN LA CIMENTACIÓN.....17

TABLA 2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES EN EL SUBSUELO EN EL SITIO DE ESTUDIO.44

TABLA 3. PARÁMETROS DEL SUBSUELO EN EL SITIO DE ESTUDIO CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS DE DEFORMACIONES A LARGO PLAZO.. 45

TABLA 4. COMPARACIÓN DE ESFUERZOS NORMALES HORIZONTALES VS LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO.....86

TABLA 5. COMPARACIÓN DE ESFUERZOS NORMALES VERTICALES VS LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO.....87

TABLA 6. COMPARACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES VS LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN EL CAJÓN DEL SISTEMA DE TRASPORTE COLECTIVO91



1.- INTRODUCCIÓN

La mayoría de las fallas estructurales atribuidas a un mal diseño de cimientos se deben a hundimientos excesivos, el colapso estructural rara vez ocurre, Bowles (1997). Cuando un suelo es cargado por cualquier nueva condición de carga, siempre ocurren hundimientos. Pueden ser insignificantes o lo suficientemente grandes como para requerir una construcción especial, Bowles (1997).

En el presente trabajo se evalúa la posible afectación a un cajón del sistema de transporte colectivo por la construcción de un cajón de cimentación colindante donde se consideran los efectos estáticos de corto y largo plazos.

La complejidad de las propiedades mecánicas de los suelos y la heterogeneidad derivada de su estratificación hace que el asentamiento de las estructuras puede preverse con exactitud en muy pocas ocasiones. Este no es impedimento para que el análisis teórico de los hundimientos sea indispensable y útil, ya que sus resultados permiten identificar los factores que determinan la magnitud y la distribución de los mismos (Terzaghi & Peck, 1955).

Para la evaluación de la capacidad carga de una losa de cimentación el suelo debe ser capaz de soportar las cargas y sobrecargas colocadas sobre él sin fallar y siendo las deformaciones resultantes tolerables para la estructura, Bowles (1997).

Cabe mencionar que la capacidad de carga última de una cimentación depende de las propiedades mecánicas e índice del suelo (resistencia, tipo de suelo), de la geometría del cimiento (área de contacto y profundidad de desplante de la cimentación) y del tipo de carga (fuerzas vertical y horizontal, momento de volteo) y de la excentricidad de carga.

Para obtener la capacidad de carga última existen métodos teóricos (Bowles, 1997) y métodos numéricos.



En el presente estudio, para el análisis de hundimientos (deformaciones) se emplea el modelo Hardening Soil (HS) o de suelo con endurecimiento isotrópico, este modelo avanzado es capaz de simular el comportamiento de varios tipos de suelo tanto cohesivos como granulares mediante la modelación del endurecimiento del suelo a lo largo del tiempo, se considera como una aproximación de segundo orden, constituye una variante elastoplástica del modelo hiperbólico. A diferencia del modelo elastoplástico perfecto, la superficie de fluencia del modelo HS no es fija en el espacio de los esfuerzos principales, sino que puede expandirse debido a deformaciones plásticas y en función del esfuerzo de pre-consolidación.

El modelo HS permite simular el comportamiento del suelo en situaciones de carga y descarga mediante los siguientes parámetros: el módulo de rigidez en descarga-recarga (E_{ur}), la representación del estado deformacional del suelo en situaciones de compresión unidimensional (módulo edométrico, E_{oed}) y la consideración de la dependencia de la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos específico (parámetro M). Estos parámetros constituyen los desarrollos más importantes del modelo de endurecimiento.

Cuando una probeta de suelo se somete a una tensión desviadora, el suelo muestra un decrecimiento de rigidez y simultáneamente se desarrollan deformaciones plásticas irreversibles. En el caso especial de un ensayo triaxial drenado, la relación observada entre la deformación axial y la tensión desviadora puede ser bastante aproximada a una hipérbola. Esta relación fue formulada en primer lugar por Kondner (1963) y usada posteriormente en el modelo de Duncan & Chang (1970). El modelo HS supera a este primer modelo hiperbólico en tres aspectos: por usar la teoría de la plasticidad en vez de la teoría de la elasticidad, por incluir la dilatación del suelo y por introducir una superficie de fluencia (yield cap) sobre el eje del esfuerzo isotrópico p' del espacio de Cambridge. La idea básica para la formulación del modelo HS es la relación hiperbólica entre la deformación axial ϵ_a y el esfuerzo desviador q .



1.1.- Objetivo y alcances

El objetivo principal es evaluar la afectación a un cajón del sistema de transporte colectivo por la construcción de un cajón de cimentación colindante (edificio colindante). El análisis de interacción entre cajones es mediante el método de elemento finito, donde se considera efectos estáticos de corto y largo plazos.

En el análisis se considera que el cajón del sistema de transporte colectivo está desplantado a una profundidad de -7.10 m con respecto al Nivel Actual de la Vialidad y el cajón de cimentación colindante está desplantado a -4.50 m de profundidad. La separación entre cajones de cimentación es de aproximadamente 3.85 m. El edificio colindante cuenta con planta baja y cinco niveles superiores.

Los alcances del presente trabajo contemplan la evaluación de la interacción entre ambas estructuras considera que el cajón del sistema de transporte colectivo cuenta con 50 años de ser construido y su comportamiento ha sido adecuado, actualmente presenta deformaciones diferenciales pequeños. Asimismo, la evaluación considera el cambio de esfuerzos y deformaciones inducidos al cajón del sistema de transporte colectivo por la construcción del cajón de cimentación colindante. Los objetivos y alcances secundarios comprenden: 1) Mostrar las consecuencias de la interacción entre ambas estructuras bajo carga estática; 2) Dar recomendaciones y criterios para el diseño geotécnico del cajón de cimentación colindante, en caso de ser necesario.

Si bien el proceso constructivo “excavación y construcción” de un cajón de cimentación es una etapa crítica de especial evaluación, los alcances de la presente tesina se centran únicamente en la evaluación de la interacción a largo plazo entre el cajón de cimentación del edificio proyectado y el cajón del sistema de transporte colectivo.

1.2.- Planteamiento de problema

Evaluar la afectación por la construcción de un edificio de habitacional con planta baja y cinco niveles superiores cuyo cajón de cimentación está conformado por un sótano desplantado a -4.50 m de profundidad, a un cajón del sistema de transporte colectivo el cual se encuentra desplantado a una profundidad de -7.10 m. La revisión se realizará con un análisis de interacción estática a corto y largo plazos, mediante análisis con el método de elementos finitos.

En la figura 1 se muestra un corte longitudinal del proyecto arquitectónico, donde se visualiza el edificio proyectado y su cajón de cimentación. En este corte, se puede apreciar las celdas de la cimentación diseñadas para alcanzar el nivel de desplante del cajón de cimentación y el cajón del sistema de transporte colectivo.



Nota: Tomado del Proyección de la cimentación del edificio y el cajón del sistema de transporte colectivo [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Dictamen de no afectación Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 1. Proyección de la cimentación del edificio y el cajón del sistema de transporte colectivo.



1.3.- Descripción de proyecto edificio habitacional

El edificio es de uso habitacional con 693.20 m² de área en planta y se conforma por un sótano para cisternas con fosas, un sótano para estacionamiento, una planta baja y cinco niveles superiores para departamentos. El nivel de piso terminado de la azotea del edificio es de +17.20 m con respecto al nivel de banqueteta (N.B.Q).

El edificio habitacional se ubica en la colonia Guerrero, alcaldía Cuauhtémoc, Ciudad de México.

El proyecto arquitectónico de la cimentación presenta las siguientes características:

- El nivel de piso terminado del sótano para estacionamiento varía entre -2.0 y -2.45 m con respecto al nivel de banqueteta.
- En la planta del sótano para estacionamiento: la dimensión mayor promedio es de 47.45 m, la dimensión menor promedio es de 14.75 m y relación entre ancho y largo promedios es de 3.21.
- El nivel de máxima excavación, sótano para cisternas con fosas, es de -4.50 m.
- La losa de fondo del cajón de cimentación tiene espesor de 25 cm y plantilla de 5 cm.

De acuerdo con las características arquitectónicas del proyecto, en particular la magnitud y distribución de las cargas proporcionadas por un especialista en estructuras, la cimentación fue resuelta mediante un cajón de cimentación formado por los sótanos del proyecto, donde la máxima profundidad de excavación es de -4.50 m.

En la figura 1 se presenta el corte longitudinal con el proyecto y las celdas de cimentación para alcanzar el nivel de desplante del cajón de cimentación.

1.4. Cajón del sistema de transporte colectivo

El cajón del sistema de transporte colectivo que será evaluado en este trabajo, pertenece a la línea 3. En la figura 2 se presenta una fotografía histórica, donde se observa un instante de la construcción del cajón de la línea 3 (sistema de transporte colectivo), incluye el sistema de apuntalamiento provisional.



Nota: Construcción del cajón subterráneo de la estación Tlatelolco. Tomado de Construcción de la estación Tlatelolco línea 3 [Fotografía]. Metro CDMX 2016, <https://twitter.com/MetroCDMX/status/773567074459201537/photo/1>. Obra de dominio público.

Figura 2. Construcción de la estación Tlatelolco, Línea 3.

Características generales de la Línea 3:

El tramo en evaluación se ubica en la zona de lago. El procedimiento de construcción considera dos muros diafragma (tipo muro Milán) paralelos. Entre estos muros se excavó a cielo



abierto (túnel falso) a sección completa, lo mismo es las estaciones. El peso de la estructura de la línea terminada prácticamente sustituye el peso de la arcilla extraída por la excavación, de manera que en su estructura interna el subsuelo se ve sometido sólo a ligeras variaciones de carga. La construcción inició en 1968 y terminó en los primeros años de los setenta (INGENET, 2009).

Tras una inspección visual y recorrido en los alrededores del predio de interés, no se detectaron daños en las estructuras adyacentes al cajón del sistema de transporte colectivo. Esta observación evidencia un comportamiento satisfactorio del cajón del sistema de transporte colectivo.



1.5.- Normativa aplicable

Para la evaluación de un cajón del sistema de transporte colectivo por la construcción de un cajón de cimentación colindante, se consideran las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para diseño y construcción de cimentaciones de la CDMX, publicadas el 15 de diciembre de 2017. Los lineamientos de seguridad a considerar en la evaluación de una cimentación son:

En el apartado 3. Verificación de la seguridad de las cimentaciones de las NTC para el diseño y construcción de cimentaciones de la CDMX, se señala:

3.1 Acciones de diseño

De acuerdo con lo señalado en el inciso 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de deformaciones u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad. (Administración Pública de la Ciudad México, RCDF y NTC 15 dic, 2017).



Con las presiones de contacto producto de las cargas que se transmitirán a la cimentación se revisarán los hundimientos diferenciales inmediatos y por consolidación sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 1);

TABLA 1. Límites máximos para movimientos y deformaciones en la cimentación.

.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	50 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	25 mm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	300 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	150 mm
Emersión:	Construcciones aisladas	300 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	150 mm
Velocidad del componente diferido		10 mm/semana
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas (véase tabla 6.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones)		

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este Capítulo.

² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

Tomada de (**Administración Pública de la Ciudad México, RCDF y NTC 15 dic, 2017**), las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones CDMX. Obra de Dominio Público.

Nota: De no cumplirse con los hundimientos máximos señalados en la tabla 1, la estructura se expone a una falla por hundimientos.



Además de la revisión por hundimientos, otra normativa que deberá cumplir el cajón de cimentación colíndate al cajón del sistema de transporte colectivo, es el apartado 3.3 Cimentaciones someras (zapatas y losas), sub índice 3.3.1 Estados límite de falla de las NTC para diseño y construcción de cimentaciones CDMX, donde se declara:

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

$$\left(\frac{\Sigma QFc}{A}\right) < r$$

donde:

ΣQFc : es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por su respectivo factor de carga;

A: es el área del elemento de cimentación.

r: es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

Referencias y bibliografía

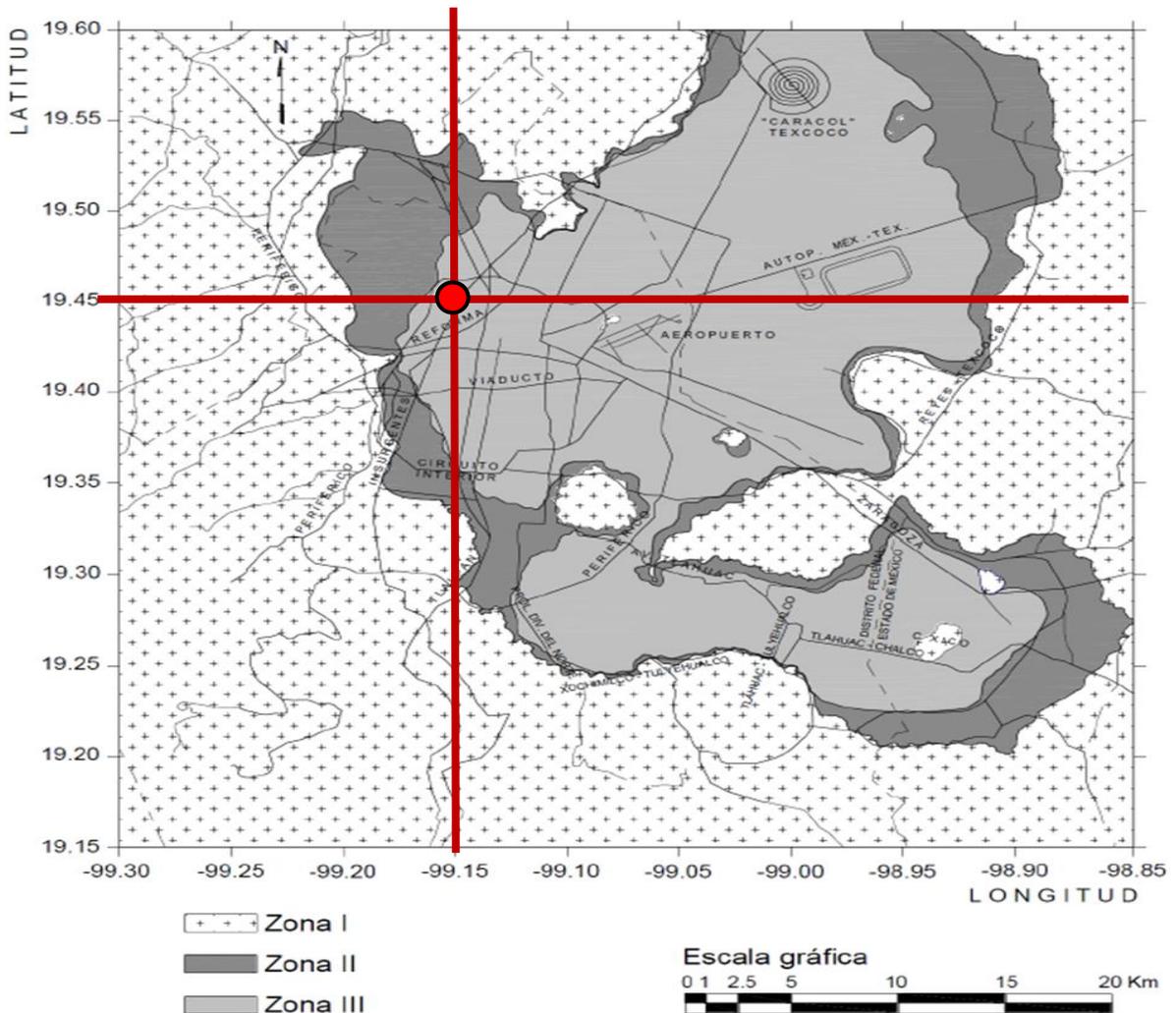
Bowles, J. E., (1997). Foundation analysis and design, McGraw-Hill Companies, Inc.

Terzaghi, K. y Peck, R. B., (1955). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica, USA y Barcelona, Industrias Gráficas M. Pareja – Montaña, 2 edición, tercera reimpresión.

INGENET, (2009), Línea 3, Ciudad de México, INGENET Infraestructura. Recuperado el 07 de junio del 2023, del sitio web <http://infraestructura.ingenet.com.mx/2009/07/linea-3-ciudad-de-mexico/>

2.- DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO DE ESTUDIO

De acuerdo a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III denominada de Lago, ver la figura 3, dentro del área que ocupaba el ex Lago de Texcoco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad.



Nota: Tomado de *Zonificación geotécnica del predio de interés* [imagen], (Administración Pública de la Ciudad México, RCDF y NTC 15 dic, 2017). Obra de Dominio Público [adaptada].

Figura 3. Zonificación geotécnica del predio de interés.



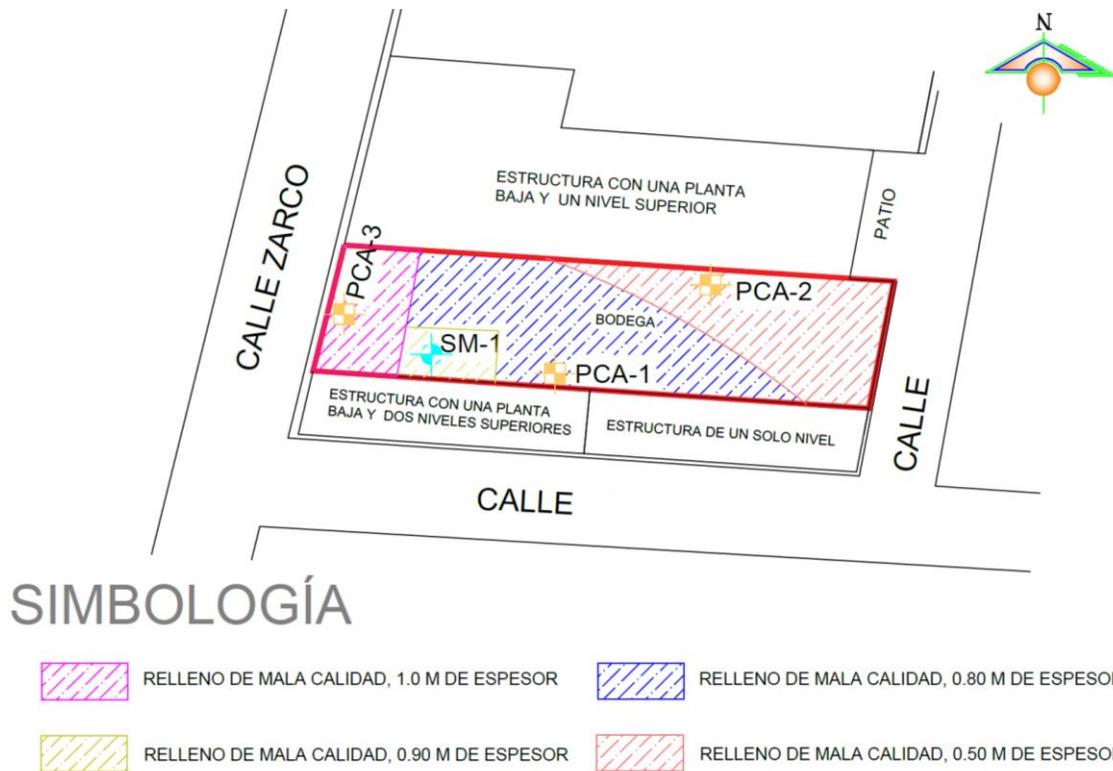
2.1.- Pruebas de campo

Para la determinación de las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá el edificio habitacional al cajón de cimentación que se proyecta construir, para tal fin se realizó la siguiente exploración:

Se realizó un sondeo de tipo mixto a 32.0 m de profundidad con respecto al nivel actual de terreno, combinando el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo Shelby con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar. Con los tubos Shelby se obtuvieron muestras inalteradas, mientras que con el tubo de penetración estándar se extrajeron muestras representativas alteradas y se midió el número de golpes necesarios que oponen los materiales a ser atravesados para determinar el índice de resistencia de estos, (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021).

Se excavaron tres pozos a cielo abierto a una profundidad variable entre 2.00 y 2.20m con respecto al nivel actual del terreno, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes del pozo, de igual manera se obtuvo información del desplante de la cimentación de las estructuras existentes en el predio de interés y las cimentaciones colindantes, (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021).

En la figura 4, se presenta un croquis del predio de interés, donde se ubican los pozos a cielo abiertos excavados y el sondeo mixto realizado, donde se realizó una zonificación de rellenos superficiales.



Nota: La zonificación de rellenos superficiales es estimada, al basarse en exploraciones puntuales. Tomado de *Ubicación de sondeos y zonificación de rellenos superficiales* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 4. Ubicación de sondeos y zonificación de rellenos superficiales.

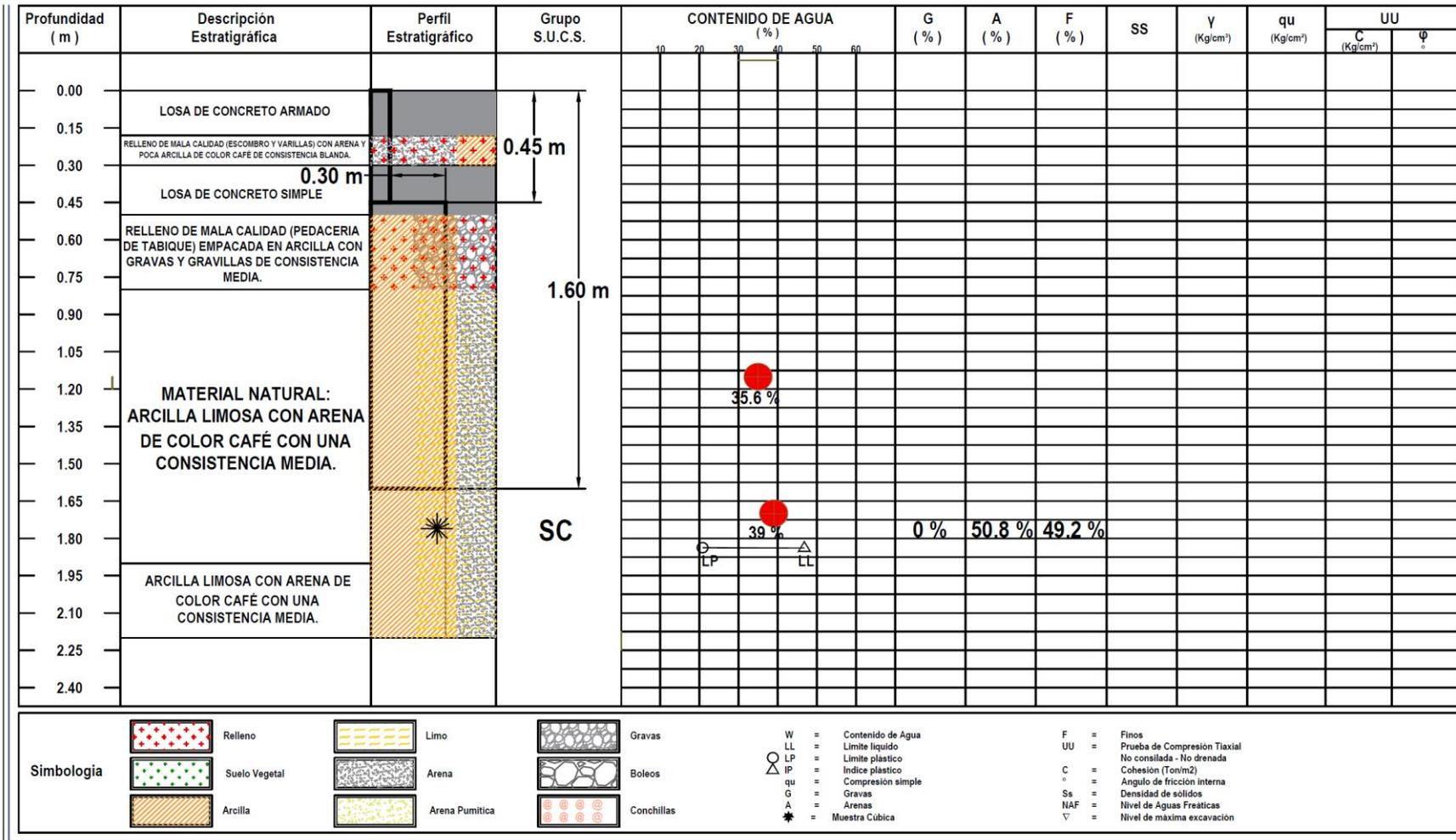
Perfiles estratigráficos y registros de exploración de campo

El perfil estratigráfico de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos y la proyección de la cimentación de la estructura existente en el predio se presenta en las figuras 5, 6 y 7.

En las figuras 8 y 9, se muestran los registros de campo del sondeo profundo de tipo mixto y la gráfica del perfil estratigráfico del mismo realizado en el sitio en estudio se muestra en la figura 10.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA

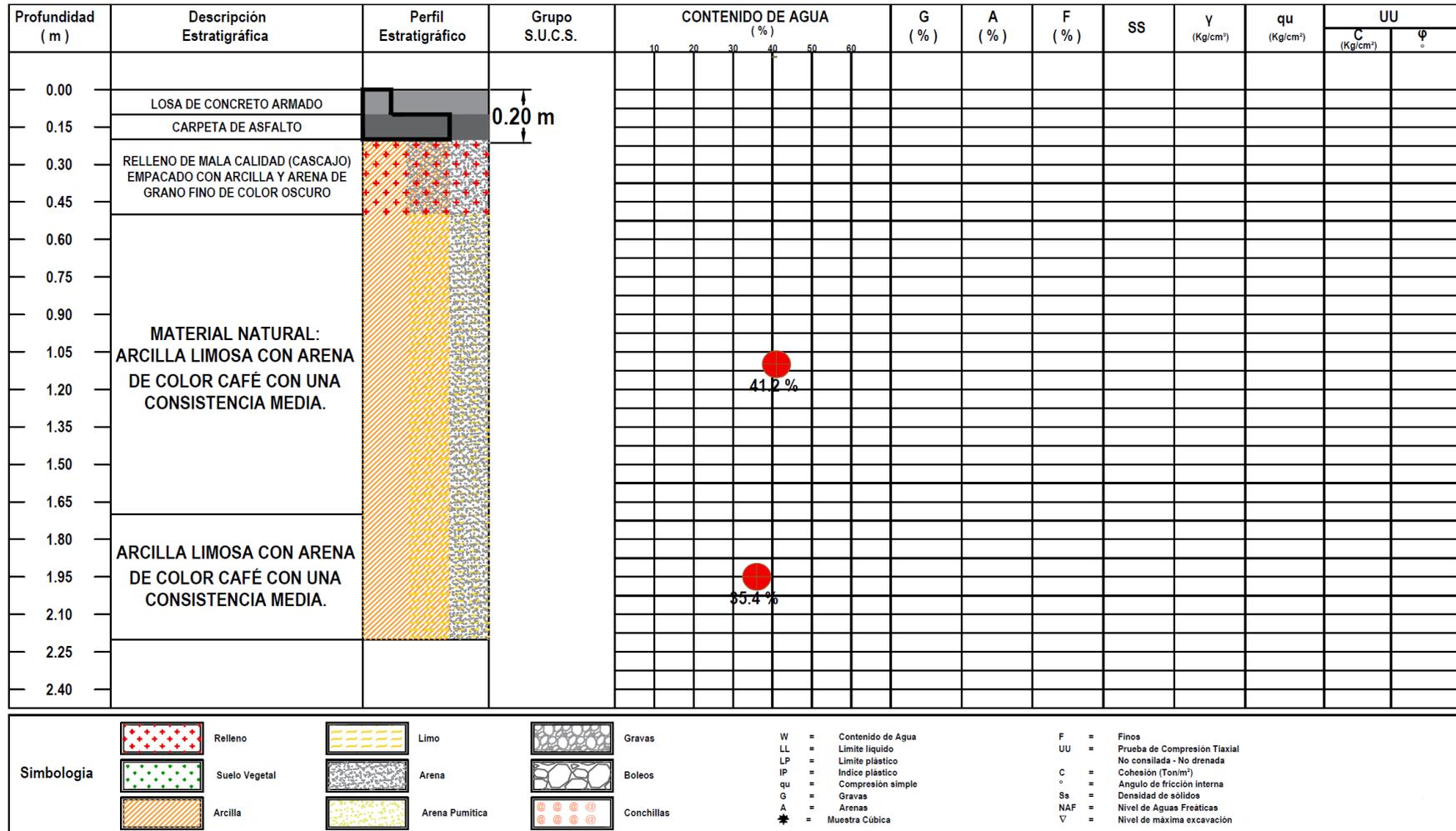


Nota: En la exploración se observó una zapata aislada vestigio de cimentaciones antiguas. Tomado de *Pozo a cielo abierto (PCA-1)* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 5. Perfil estratigráfico pozo a cielo abierto (PCA-1).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA

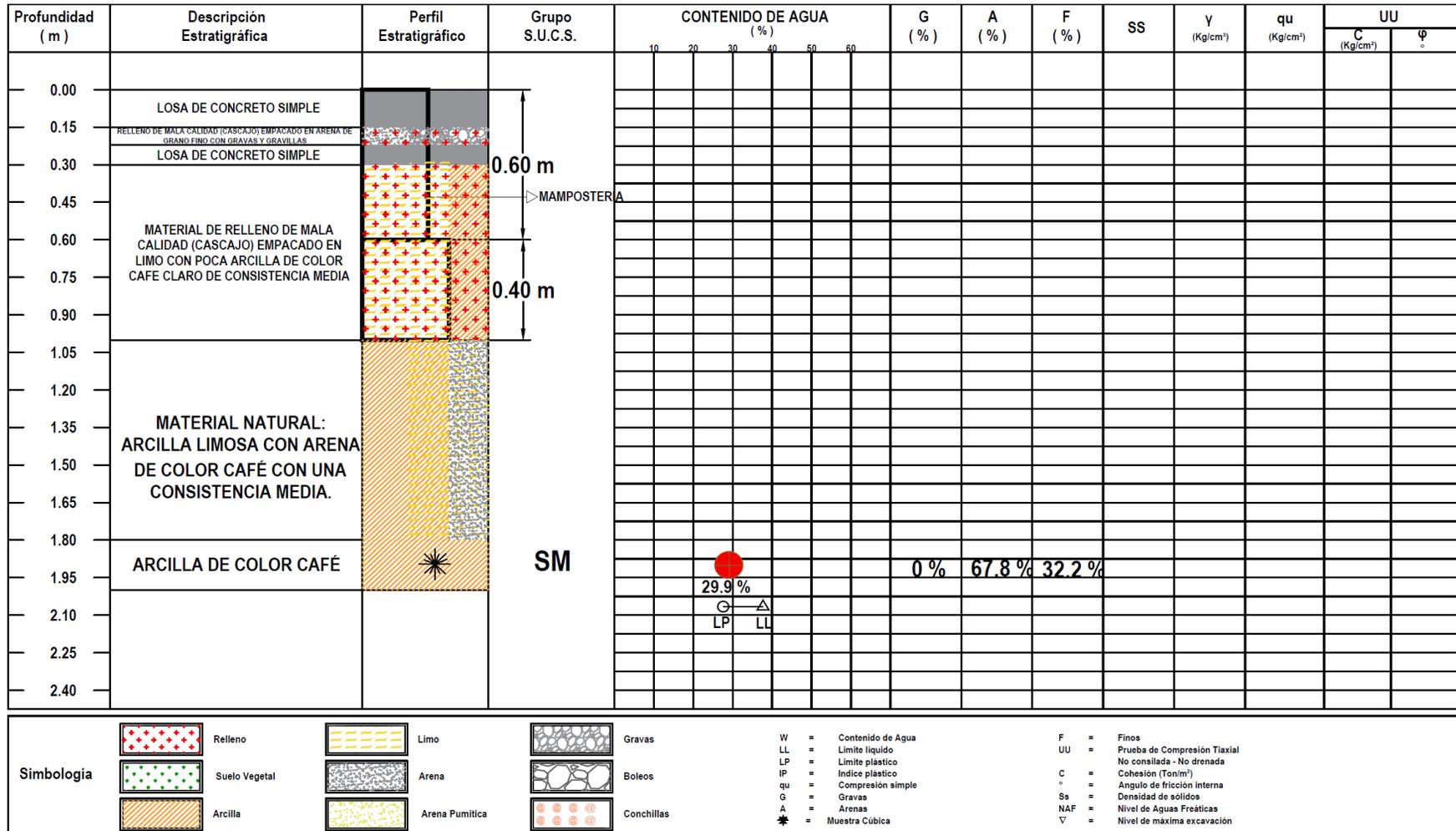


Nota: Los primeros 50 cm de subsuelo pertenecen a material de relleno de mala calidad (cascajo). Tomado de *Pozo a cielo abierto (PCA-2)* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 6. Perfil estratigráfico pozo a cielo abierto (PCA-2).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA



Nota: En la exploración se observó una zapata aislada vestigio de cimentaciones antiguas. Tomado de *Pozo a cielo abierto (PCA-3)* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 7. Perfil estratigráfico pozo a cielo abierto (PCA-3).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA



REGISTRO DE EXPLORACION

PROYECTO: COL. GUERRERO CDMX										
UBICACIÓN: CDMX										
SONDEO: SM-1										
N.A.F.: 2.0 MTS										
PREFORADORA: LONG YEAR 34										
FECHA DE INICIO: 24-jun-20										
BOMBA: M OYNO 3L6										
FECHA DE TERMINACIO: 26-jun-20										
HOJA 1										
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	DESCRIPCION
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance	
	0.00	0.30		AVANCE					BT	Avance con broca triconica (carpeta de concreto)
1	0.30	0.90	6	10	3	21			TP	Arena con ladrillo y gravas (relleno)
2	0.90	1.35	13	50/30		30			TP	P/S arena fina limosa color gris claro P/I arcilla poco limosa café claro
	1.35	1.50		AVANCE					BT	Avance con broca triconica
SM	1.50	2.10	5	13	6	SR			TP	Sin recuperacion de muestra
3	2.10	2.70	5	7	2	43			TP	Arcilla limosa color café claro
4	2.70	3.30	1	2	1	33			TP	Arcilla color gris claro
5	3.30	3.90	2	4	2	17			TP	P/S arcilla color P/I arena fina color gris claro
6	3.90	4.80	SHELBY	A	PRESION	80			TSH	Arcilla color café claro ambos lados
7	4.80	5.40	PH	PH	PH	22			TP	Arcilla color café verdoso
8	5.40	6.00	1	PH	PH	21			TP	Arcilla color gris verdoso
SM	6.00	6.60	PH	PH	PH	SR			TP	Sin recuperacion de muestra
9	6.60	7.20	1	2	1	32			TP	Arcilla color gris verdoso
10	7.20	7.80	2	1	1	25			TP	Arcilla color café obscuro
11	7.80	8.40	1	PH	PH	59			TP	Arcilla color café obscuro
12	8.40	9.00	PH	PH	PH	60			TP	Arcilla color café obscuro
13	9.00	9.90	SHELBY	A	PRESION	40			TSH	Arcilla color café obscuro ambos lados
14	9.90	10.50	1	PH	PH	60			TP	Arcilla color café obscuro
15	10.50	11.10	1	2	2	50			TP	Arcilla color café obscuro
16	11.10	11.70	4	6	3	59			TP	Arcilla color cafe obscuro
17	11.70	12.30	2	2	2	48			TP	Arcilla color gris verdoso
18	12.30	12.90	PH	PH	PH	49			TP	Arcilla color gris verdoso
19	12.90	13.50	PH	PH	PH	35			TP	Arcilla color gris verdoso
20	13.50	14.10	1	1	2	50			TP	Arcilla color gris verdoso
21	14.10	15.00	SHELBY	A	PRESION	50			TSH	Arcilla con varios tonos ambos lados
22	15.00	15.60	PH	PH	PH	22			TP	Arcilla color gris verdoso
23	15.60	16.20	13	25	15	60			TP	P/S arcilla color gris verdoso P/I arena fina limosa color gris verdoso
24	16.20	16.80	5	4	1	34			TP	Arcilla arenosa color gris verdoso
25	16.80	17.40	7	13	4	37			TP	Arcilla poco arenosa color gris verdoso
SM	17.40	18.00	4	3	3	SR			TP	Sin recuperacion de muestra
26	18.00	18.40	19	50/25		40			TP	P/S arcilla color café verdoso P/I arcilla arenosa color gris verdoso
	18.40	18.60		AVANCE					BT	Avance con broca triconica
27	18.60	19.20	20		18	23			TP	P/S arcilla arenosa color gris verdoso P/I arcilla color gris verdoso
28	19.20	20.10	SHELBY	A	PRESION	52			TSH	P/S arena media color gris claro P/I arcilla color gris verdoso
29	20.10	20.70	1	7	3	60			TP	Arcilla color gris verdosa
SM= SIN MUESTRA SR= SIN RÉCUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY	OBSERVACION: * Se ocupo 1,200 litros de agua									
									Operador Supervisor:	

Nota: A la profundidad de 18.0 m se detectó la primera capa dura. Tomado de *Registro de exploración del sondeo SM-01 (parte 1)* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 8. Registro de exploración del sondeo SM-01 (parte 1).



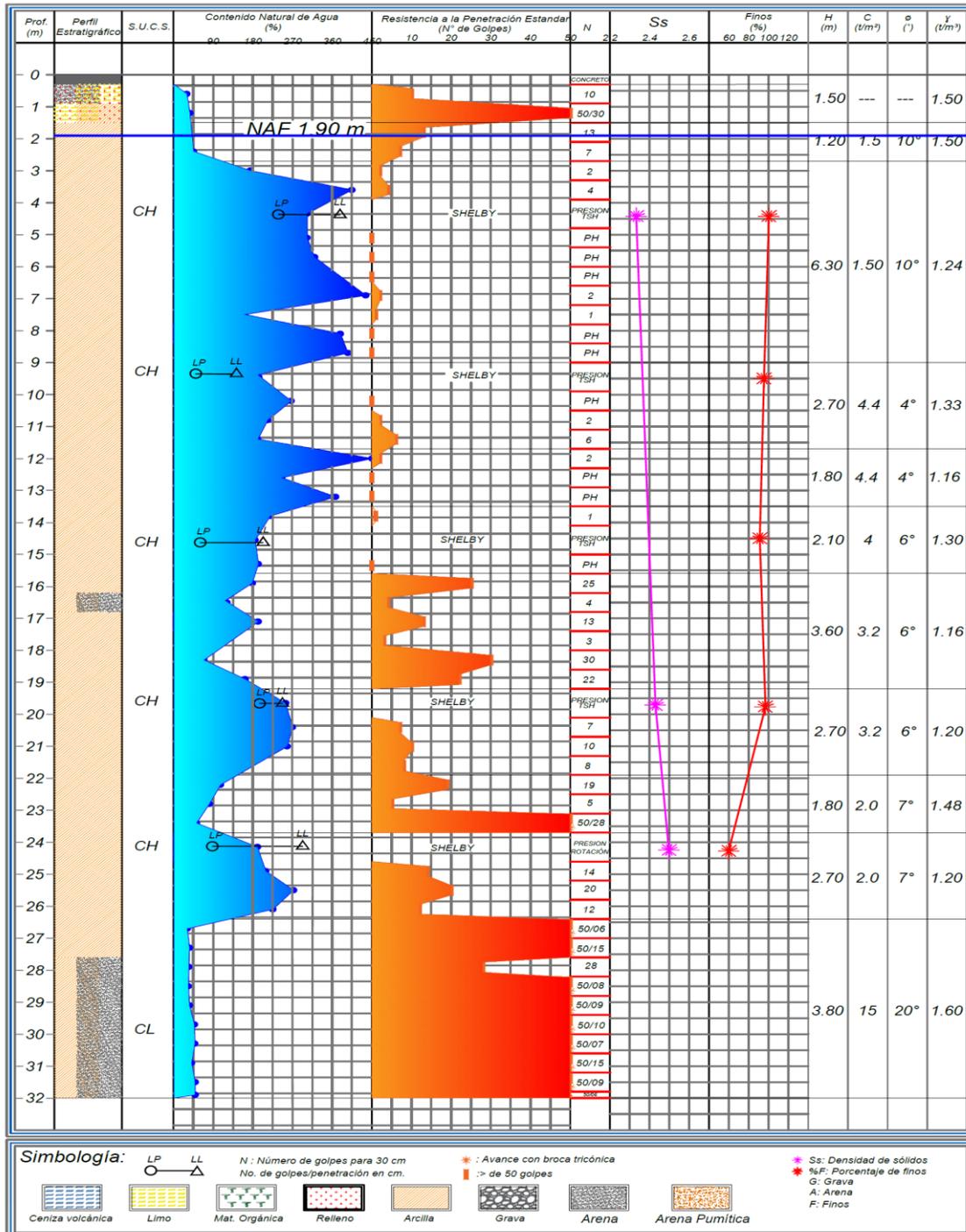
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA



REGISTRO DE EXPLORACION														
PROYECTO: GUERRERO CDMX UBICACIÓN: CDMX SONDEO: SM-1 N.A.F.: 2.0 MTS										PREFORADORA: LONG YEAR 34 FECHA DE INICIO: 24-jun-20		BOMBA: M OYNO 3L6 FECHA DE TERMINACIO: 26-jun-20		HOJA 2
Numero Muestra	Profundidad		No. De Golpes			Recuperación		RQD	Muestreo	DESCRIPCION				
	DE	A	15 cm	30 cm	15 cm	(cm)	(%)	(%)	Avance					
30	20.70	21.30	5	10	7	54			TP	Arcilla color gris verdosa				
SM	21.30	21.90	7	8	7	SR			TP	Sin recuperacion de muestra				
31	21.90	22.50	6	19	13	27			TP	Arcilla con lentes de ceniza volcanica color gris verdoso				
32	22.50	23.10	2	5	9	58			TP	P/S arcilla color gris verdoso P/I arena fina arcillosa color gris verdosa				
33	23.10	23.53	10	50/28		43			TP	Arcilla gris verdosa c/intercalaciones de arena fina gris claro y en zapata arena fina color gris claro				
	23.53	23.70		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
34	23.70	24.60	SHELBY A	PRESION Y	ROTACION	55			TSH	P/S arcilla arenosa color gris verdosa P/I arcilla color gris verdosa				
35	24.60	25.20	4	14	8	60			TP	Arcilla color gris verdosa				
36	25.20	25.80	8	20	14	60			TP	Arcilla color gris verdosa				
37	25.80	26.40	5	12	19	60			TP	Arcilla color verdosa				
38	26.40	26.46	50/06			6			TP	Arena fina poco arcillosa color gris oscuro				
	26.46	27.00		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
39	27.00	27.15	50/15			15			TP	Arena limosa poco arcillosa color gris claro				
	27.15	27.60		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
40	27.60	28.20	14	28	10	15			TP	Limo arenoso poco arcilloso color gris verdoso				
41	28.20	28.28	50/08			8			TP	Limo arenoso con intercalaciones de ceniza volcanica color blanquizca				
	28.28	28.80		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
42	28.80	28.89	50/09			9			TP	Limo arenoso c/grumos del mismo material gris verdoso e intercalaciones de ceniza volcanica blanquisca				
	28.89	29.40		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
43	29.40	29.50	50/10			10			TP	Limo arenoso poco arcilloso color gris verdoso				
	29.50	30.00		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
44	30.00	30.07	50/07			7			TP	Limo arenoso color gris verdoso				
	30.07	30.60		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
45	30.60	30.75	50/15			15			TP	Arena limosa color gris verdoso				
	30.75	31.20		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
46	31.20	31.29	50/09			9			TP	Arena limosa color gris verdoso				
	31.29	31.80		AVANCE					BT	Avance con broca triconica				
47	31.80	32.01	32	50/06		15			TP	Arena limosa color gris verdoso				
FIN DEL SONDEO A 32.01 m DE PROFUNDIDAD CON RESPECTO AL ACTUAL NIVEL DE TERRENO														
<small>SM= SIN MUESTRA SR= SIN RECLUP. DE MUESTRA TSH= TUBO SHELBY</small>														
OBSERVACION: * Se ocupo 1,200 litros de agua										Operador Supervisor:				

Nota: De 26 a 32 m de profundidad se detectó una continuación en la capa dura. Tomado de *Registro de exploración del sondeo SM-01 (parte 2)* [imagen]. (**Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021**), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 9. Registro de exploración del sondeo SM-01 (parte 2).



Nota: A la profundidad de 9.0 m se observa un % de agua superior al límite líquido del material (LL). Tomado de *Perfil estratigráfico del sondeo mixto (SM-01)* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor [modificado].

Figura 10. Perfil estratigráfico del sondeo mixto (SM-01).



2.2.- Ensayos de laboratorio

Con las muestras obtenidas en la exploración de campo, se realizaron pruebas de laboratorio para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. A continuación, se describen las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra.

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Contenido natural de agua (NMX-C-416 Cap.2 y 4).

A las muestras cúbicas inalteradas y a los tubos Shelby se les realizaron las siguientes pruebas:

- Clasificación SUCS y contenido natural de agua (NMX-C-416 Cap.2 y 4).
- Determinación de parámetros de consolidación, incluyendo consolidación secundaria, mediante pruebas odométricas con ocho (8) incrementos de carga. (ASTM D2435-03).
- Densidad de Sólidos (NMX-C-416 Cap.8).
- Análisis granulométrico por mallas (NMX-C-416-ONNCCE-2003 Y ASTM D 422-63).
- Límites de consistencia, líquido y plástico (NMX-C-416 Cap.6).
- Peso volumétrico natural.
- Porcentaje de finos.
- Determinación de los parámetros de resistencia al corte mediante pruebas de compresión triaxial no consolidadas no drenadas (UU) (ASTM D 2850) en juegos de mínimo tres (3) probetas. Incluyen gráficas de esfuerzo-deformación.

A continuación, se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas y descritas anteriormente.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA



SONDEO / PCA No.
SM-1

INFORME DE ENSAYO
IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO (NMX-C-416 Cap. 2)
CONTENIDO DE AGUA (NMX-C-416 Cap. 4)

RESISTENCIA AL CORTE CON TORCÓMETRO MANUAL DE MUESTRAS DE SUELO (ASTM 4648)

Seleccione el laboratorio que realizó el ensayo

LMS

Reacción al agitado (RA): R=rápida, L=lenta, ML=muy lenta y N=ñula
 Resistencia en seco (RS): 1=ñula, 2=ligeramente, 3=media, 4=alta y 5=muy alta
 Prueba de Tenacidad (PT): I=ñula, II=ligeramente, III=media y IV=alta

ESTE INFORME NO PUEDE SER MODIFICADO NI REPRODUCIDO EN FORMA PARCIAL SIN LA AUTORIZACIÓN PREVIA DE ESTE LABORATORIO

Muestra No.	Prof. (m)	Recipiente No.	EQUIPO DE MEDICIÓN UTILIZADO				RA	RS	PT	IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO	PERFIL ESTRATIGÁFICO	SOIL COLOR (ESTADO HÚMEDO)	SOIL COLOR (ESTADO SECO)
			Balanza:		Horno:								
			Wt	Wh + t	Ws + t	w							
1	0.30	724	14.69	95.60	76.98	29.89	ML	2.00	III	Arena limosa de color café grisáceo (SUELO DE RELLENO).			
	0.90												
2	0.90	711	15.44	92.65	71.81	36.97	ML	3.00	III	Limo arcilloso con arena de color café grisáceo (SUELO DE RELLENO).			
	1.35												
3	2.10	709	15.96	115.98	84.98	44.91	ML	3.00	III	Arcilla color café olivo.			
	2.70												
4	2.70	722	15.43	84.18	40.58	173.36	ML	2.00	III	Arcilla color café olivo.			
	3.30												
5	3.30	715	15.23	49.79	26.69	201.57	ML	4.00	III	Arcilla color café olivo.			
	3.90												
6	3.90	721	14.91	61.60	24.18	403.67	ML	3.00	III	Arcilla color café olivo.			
	4.80												
7	4.80	701	15.31	52.56	24.56	302.70	ML	4.00	III	Arcilla color café olivo.			
	5.40												
8	5.40	706	15.89	60.32	26.48	319.55	ML	4.00	III	Arcilla color café olivo.			
	6.00												
9	6.60	702	15.25	75.36	26.47	435.74	ML	2.00	III	Arcilla color café olivo.			
	7.20												
10	7.20	719	14.86	70.26	36.09	160.95	R	1.00	III	Arcilla color café olivo.			
	7.80												
11	7.80	710	15.96	75.93	28.50	378.23	R	1.00	III	Arcilla color café olivo.			
	8.40												
12	8.40	708	15.43	77.71	28.00	395.47	R	2.00	III	Arcilla color café olivo.			
	9.00												

Tomado del *Contenidos de agua e identificación SM-01 (parte 1)* [tabla]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 11. Contenidos de agua e identificación SM-01 (parte 1).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA



SONDEO / PCA No.
SM-1

INFORME DE ENSAYO
IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO (NMX-C-416 Cap. 2)

CONTENIDO DE AGUA (NMX-C-416 Cap. 4)

RESISTENCIA AL CORTE CON TORCÓMETRO MANUAL DE MUESTRAS DE SUELO (ASTM 4648)

Seleccione el laboratorio que realizó el ensayo

LMS

Reacción al agitado (RA): R=rápida, L=lenta, ML=muy lenta y N=nula
 Resistencia en seco (RS): 1=nula, 2=ligera, 3=media, 4=alta y 5=muy alta
 Prueba de Tenacidad (PT): I=nula, II=ligera, III=media y IV=alta

ESTE INFORME NO PUEDE SER MODIFICADO NI REPRODUCIDO EN FORMA PARCIAL SIN LA AUTORIZACIÓN PREVIA DE ESTE LABORATORIO

Muestra No.	Prof. (m)	Recipiente No.	EQUIPO DE MEDICIÓN UTILIZADO				RA	RS	PT	IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO	PERFIL ESTRATIGÁFICO	SOIL COLOR (ESTADO HÚMEDO)	SOIL COLOR (ESTADO SECO)
			Balanza:		Horno:								
			Wt	Wh + t	Ws + t	w							
13	9.00	717	15.22	70.45	34.11	192.38	ML	2.00	III	Arcilla de color café olivo.			
	9.90												
14	9.90	704	15.15	79.65	32.75	266.48	ML	3.00	III	Arcilla de color café olivo.			
	10.50												
15	10.50	712	15.79	75.84	34.94	213.58	ML	3.00	III	Arcilla de color café olivo.			
	11.10												
16	11.10	720	14.99	73.19	35.00	190.85	ML	2.00	III	Arcilla de color café olivo.			
	11.70												
17	11.70	716	19.73	75.48	29.85	450.89	ML	4.00	III	Arcilla de color café olivo.			
	12.30												
18	12.30	714	15.02	88.74	36.39	244.97	ML	3.00	III	Arcilla de color café olivo.			
	12.90												
19	12.90	703	14.98	76.54	28.16	367.07	ML	4.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	13.50												
20	13.50	718	14.92	79.28	35.10	218.93	ML	4.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	14.10												
21	14.10	707	15.68	69.86	34.72	184.56	ML	2.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	15.00												
22	15.00	713	15.73	91.24	41.65	191.32	R	100	III	Arcilla de color gris olivo.			
	15.60												
23	15.60	723	15.00	72.12	35.53	178.23	R	100	III	Arcilla de color gris olivo.			
	16.20												
24	16.20	705	15.04	82.01	45.40	120.59	R	2.00	III	Arcilla con arena de color gris olivo.			
	16.80												

Tomado del *Contenidos de agua e identificación SM-01 (parte 2)* [tabla]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 12. Contenidos de agua e identificación SM-01 (parte 2).



SONDEO / PCA No.
SM-1

INFORME DE ENSAYO
IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO (NMX-C-416 Cap. 2)
CONTENIDO DE AGUA (NMX-C-416 Cap. 4)
RESISTENCIA AL CORTE CON TORCÓMETRO MANUAL DE MUESTRAS DE SUELO (ASTM 4648)

Seleccione el laboratorio que realizó el ensayo
LMS
 Reacción al agitado (RA): R=rápida, L=lenta, ML=muy lenta y N=nula
 Resistencia en seco (RS): 1=nula, 2=ligera, 3=media, 4=alta y 5=muy alta
 Prueba de Tenacidad (PT): I=nula, II=ligera, III=media y IV=alta

ESTE INFORME NO PUEDE SER MODIFICADO NI REPRODUCIDO EN FORMA PARCIAL SIN LA AUTORIZACIÓN PREVIA DE ESTE LABORATORIO

EQUIPO DE MEDICIÓN UTILIZADO

Muestra No.	Prof. (m)	Recipiente No.	Balanza:		Horno:		RA	RS	PT	IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO	PERFIL ESTRATIGÁFICO	SOIL COLOR (ESTADO HÚMEDO)	SOIL COLOR (ESTADO SECO)
			Wt	Wh + t	Ws + t	w							
			gramos			%							
25	16.80	619	19.83	68.55	36.51	192.09	ML	2.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	17.40												
26	18.00	613	19.87	81.92	56.78	68.11	ML	3.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	18.40												
27	18.60	620	19.90	60.36	35.35	161.88	ML	3.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	19.20												
28	19.20	617	20.53	51.97	29.41	254.05	ML	2.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	20.10												
29	20.10	622	19.80	60.73	30.88	269.40	ML	4.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	20.70												
30	20.70	614	20.39	47.54	27.99	257.24	ML	3.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	21.30												
31	21.90	611	19.84	71.00	44.70	105.79	ML	4.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	22.50												
32	22.50	609	20.77	79.04	52.90	81.36	ML	4.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	23.10												
33	23.10	601	20.14	103.31	74.51	52.97	ML	2.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	23.53												
34	23.70	603	19.74	59.02	33.29	189.89	R	1.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	24.60												
35	24.60	616	20.76	87.08	42.21	209.18	R	1.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	25.20												
36	25.20	621	20.02	81.08	36.44	271.86	R	2.00	III	Arcilla de color gris olivo.			
	25.80												

Tomado del *Contenidos de agua e identificación SM-01 (parte 3)* [tabla]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 13. Contenidos de agua e identificación SM-01 (parte 3).



SONDEO / PCA No.
SM-1

INFORME DE ENSAYO
IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO (NMX-C-416 Cap. 2)
CONTENIDO DE AGUA (NMX-C-416 Cap. 4)

RESISTENCIA AL CORTE CON TORCÓMETRO MANUAL DE MUESTRAS DE SUELO (ASTM 4648)

Seleccione el laboratorio que realizó el ensayo

LMS

Reacción al agitado (RA): R=rápida, L=lenta, ML=muy lenta y N=nula
 Resistencia en seco (RS): 1=nula, 2=ligera, 3=media, 4=alta y 5=muy alta
 Prueba de Tenacidad (PT): I=nula, II=ligera, III=media y IV=alta

ESTE INFORME NO PUEDE SER MODIFICADO NI REPRODUCIDO EN FORMA PARCIAL SIN LA AUTORIZACIÓN PREVIA DE ESTE LABORATORIO

Muestra No.	Prof. (m)	Recipiente No.	EQUIPO DE MEDICIÓN UTILIZADO				RA	RS	PT	IDENTIFICACIÓN VISUAL Y AL TACTO	PERFIL ESTRATIGÁFICO	SOIL COLOR (ESTADO HÚMEDO)	SOIL COLOR (ESTADO SECO)
			Balanza:		Horno:								
			Wt	Wh + t	Ws + t	w							
37	25.80	624	20.07	81.27	38.91	224.84	ML	2.00	III	Arcilla de color café olivo.			
	26.40												
38	26.40	612	19.80	85.84	70.37	30.59	ML	3.00	III	Arcilla de color gris claro.			
	26.60												
39	27.00	615	19.77	74.59	59.96	36.40	ML	3.00	III	Arcilla de color gris claro.			
	27.15												
40	27.60	610	20.38	80.11	64.77	34.56	ML	2.00	III	Arcilla arenosa de color gris.			
	28.20												
41	28.20	623	20.67	87.89	70.89	33.85	ML	4.00	III	Arcilla arenosa de color gris.			
	28.28												
42	28.80	606	20.49	71.22	57.72	36.26	ML	3.00	III	Arcilla arenosa de color gris.			
	28.89												
43	29.40	604	19.99	83.44	63.11	47.15	ML	4.00	III	Arcilla arenosa de color gris.			
	29.50												
44	30.00	618	20.09	74.46	56.85	47.91	ML	4.00	III	Arcilla arenosa de color gris.			
	30.07												
45	30.60	607	20.75	74.03	58.69	40.43	ML	2.00	III	Arcilla arenosa de color gris.			
	30.75												
46	31.20	602	20.76	66.61	51.53	49.01	R	100	III	Arcilla arenosa de color gris.			
	31.29												
47	31.80	608	20.46	84.99	63.93	48.45	R	100	III	Arcilla arenosa de color gris.			
	32.01												

Tomado del *Contenidos de agua e identificación SM-01 (parte 4)* [tabla]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

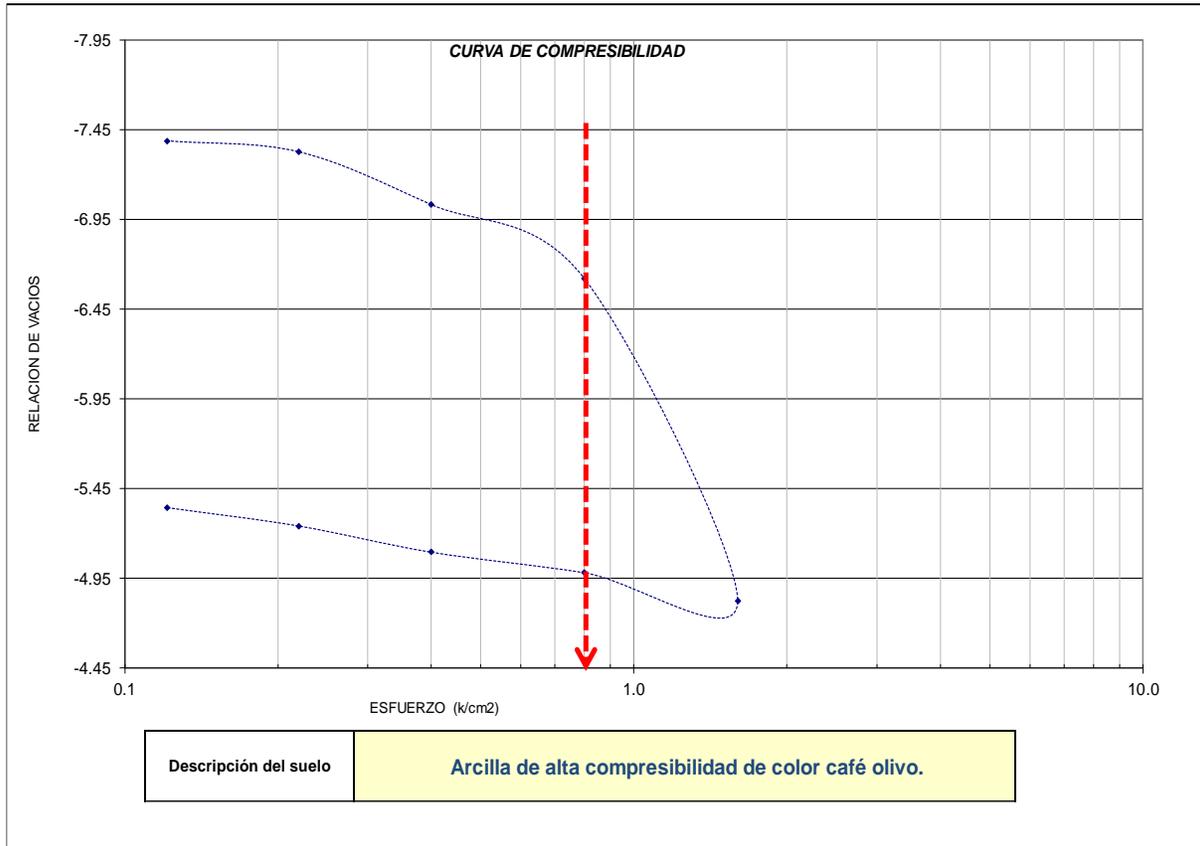
Figura 14. Contenidos de agua e identificación SM-01 (parte 4).



Compresibilidad en consolidación unidimensional (ASTM D 2435-03)

	PESO DEL ANILLO	153.78	GR	PESO DEL AGUA	87.04	GR	Sondeo:	SM-1
	DIAMETRO DEL ANILLO	8.00	CM	PESO SECO	27.56	GR	Muestra:	M-6
	ALTURA DEL ANILLO	2.00	CM	DENSIDAD DE SOLIDOS	2.300		PROFUNDIDAD:	3.90 m- 4.80 m
	PESO ANILLO Y SUELO HUMEDO	268.38	GR	CONTENIDO DE HUMEDAD	315.8	%		
	PESO ANILLO Y SUELO SECO	181.34	GR	PESO ESPECIFICO	1.14	TON/M3		
	AREA DEL ANILLO	50.27	CM2	ALTURA DE SOLIDOS	0.24	CM		
	VOLUMEN DEL ANILLO	100.53	CM3	ALTURA DE VACIOS	1.76	CM		
	PESO SUELO SECO	27.56	GR	RELACION DE VACIOS INICIAL	7.39			

HUE 5Y 3/2 DARK OLIVE GRAY



Descripción del suelo: **Arcilla de alta compresibilidad de color café olivo.**

TABLA RESUMEN DE RESULTADOS.				MODULOS DE COMPRESIBILIDAD								
	σ_c	H	δ	Hs	Hv	e	av	mv				
N O M E N C L A T U R A	σ_c	CARGA DE PRECONSOLIDACION DEL SUELO	0.720	KG/CM2	0	2.00	0.000	2.38	17.62	7.390		
	Cr	INDICE DE RECOMPRESION DEL SUELO	0.277	CM2/KG	0.12	2.00	0.005	2.38	17.61	7.388	0.017	0.0021
	Cc	INDICE DE COMPRESION VIRGEN	1.329	CM2/KG	0.22	2.00	0.152	2.38	17.46	7.326	0.623	0.0742
	Ce	INDICE DE EXPANSION	0.150	CM2/KG	0.40	2.00	0.852	2.38	16.76	7.032	1.632	0.1945
	σ	ESFUERZO SOBRE EL SUELO		KG/CM2	0.80	2.00	1.835	2.38	15.78	6.620	1.031	0.1228
	H	ESPOSOR DEFORMABLE DEL SUELO		CM	1.60	2.00	6.112	2.38	11.50	4.826	2.243	0.2673
	δ	DEFORMACION AL FINAL DE LA CONSOLIDACION DEL SUELO		MM	0.80	2.00	5.741	2.38	11.88	4.981	0.195	0.0232
	e	RELACION DE VACIOS DEL SUELO			0.40	2.00	5.468	2.38	12.15	5.096	0.286	0.0341
	av	MODULO DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO		CM2/KG	0.22	2.00	5.121	2.38	12.50	5.242	0.809	0.0964
	mv	MODULO DE VARIACION VOLUMETRICA DEL SUELO		CM2/KG	0.12	2.00	4.876	2.38	12.74	5.344	1.038	0.1237
Cv	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION PRIMARIA		MM2/seg									

Tomado del *Consolidación unidimensional muestra 6 (3.90 m – 4.80 m)* [imagen]. (**Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021**), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatarario. Reproducido con permiso del autor.

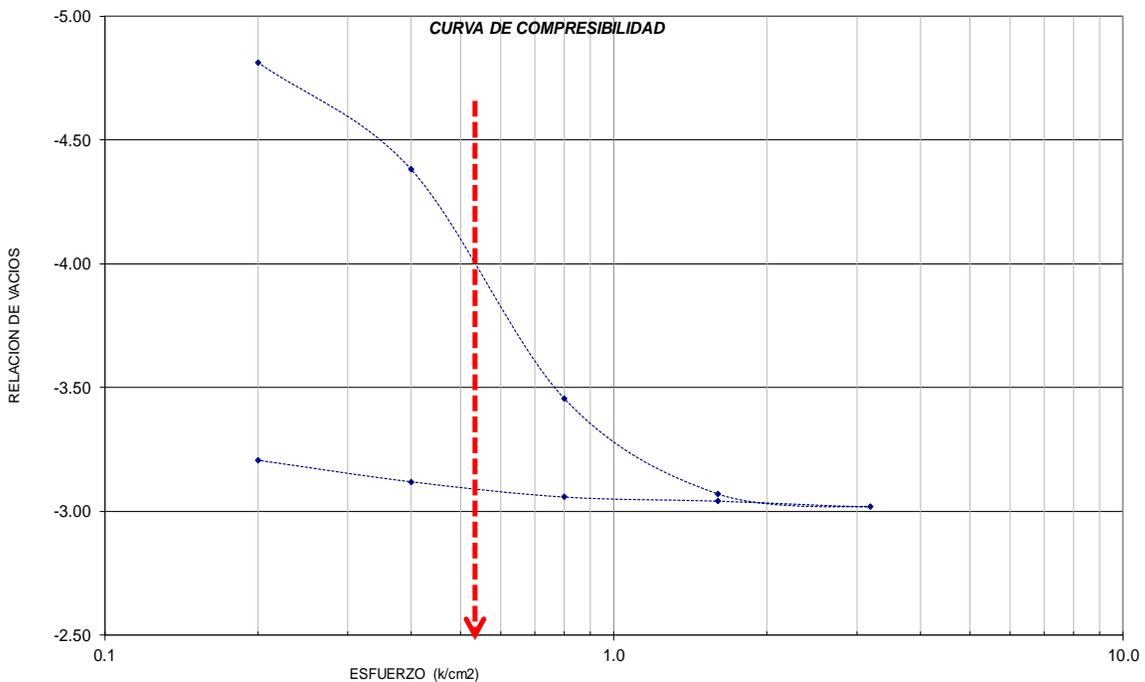
Figura 15. Consolidación unidimensional muestra 6 (3.90 m – 4.80 m).



Compresibilidad en consolidación unidimensional (ASTM D 2435-03)

	PESO DEL ANILLO	232.43	GR	PESO DEL AGUA	97.81	GR	Sondeo:	SM-1
	DIAMETRO DEL ANILLO	7.97	CM	PESO SECO	46.48	GR	Muestra:	M-13
	ALTURA DEL ANILLO	2.50	CM	DENSIDAD DE SOLIDOS	2.300		PROFUNDIDAD:	9.00 m - 9.90 m
	PESO ANILLO Y SUELO HUMEDO	376.72	GR	CONTENIDO DE HUMEDAD	210.4	%		
	PESO ANILLO Y SUELO SECO	278.91	GR	PESO ESPECIFICO	1.16	TON/M3		
	AREA DEL ANILLO	49.89	CM2	ALTURA DE SOLIDOS	0.41	CM		
	VOLUMEN DEL ANILLO	124.72	CM3	ALTURA DE VACIOS	2.09	CM		
	PESO SUELO SECO	46.48	GR	RELACION DE VACIOS INICIAL	5.17			

HUE 5Y 3/2 DARK OLIVE GRAY



Descripción del suelo: **Arcilla de alta compresibilidad de color café olivo.**

TABLA RESUMEN DE RESULTADOS.				MODULOS DE COMPRESIBILIDAD							
				σ	H	δ	Hs	Hv	e	av	mv
N O M E N C L A T U R A	σ_c	CARGA DE PRECONSOLIDACION DEL SUELO	0.540	KG/CM2	0	2.50	0.000	4.05	20.95	5.171	
	Cr	INDICE DE RECOMPRESION DEL SUELO	0.991	CM2/KG	0.20	2.50	1.450	4.05	19.50	4.814	1.790
	Cc	INDICE DE COMPRESION VIRGEN	3.668	CM2/KG	0.40	2.50	3.200	4.05	17.75	4.382	2.160
	Ce	INDICE DE EXPANSION	0.236	CM2/KG	0.80	2.50	6.950	4.05	14.00	3.456	2.314
	σ	ESFUERZO SOBRE EL SUELO		KG/CM2	1.60	2.50	8.510	4.05	12.44	3.071	0.481
	H	ESPESOR DEFORMABLE DEL SUELO		CM	3.19	2.50	8.720	4.05	12.23	3.019	0.0053
	δ	DEFORMACION AL FINAL DE LA CONSOLIDACION DEL SUELO		MM	1.60	2.50	8.630	4.05	12.32	3.041	0.014
	e	RELACION DE VACIOS DEL SUELO			0.80	2.50	8.563	4.05	12.39	3.058	0.021
	av	MODULO DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO		CM2/KG	0.40	2.50	8.313	4.05	12.64	3.119	0.154
	mv	MODULO DE VARIACION VOLUMETRICA DEL SUELO		CM2/KG	0.20	2.50	7.960	4.05	12.99	3.206	0.436
	Cv	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION PRIMARIA		MM2/seg							

Tomado del *Consolidación unidimensional muestra 13 (9.00 m – 9.900 m)* [imagen]. (**Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021**), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciataro. Reproducido con permiso del autor.

Figura 16. Consolidación unidimensional muestra 13 (9.00 m – 9.90 m).

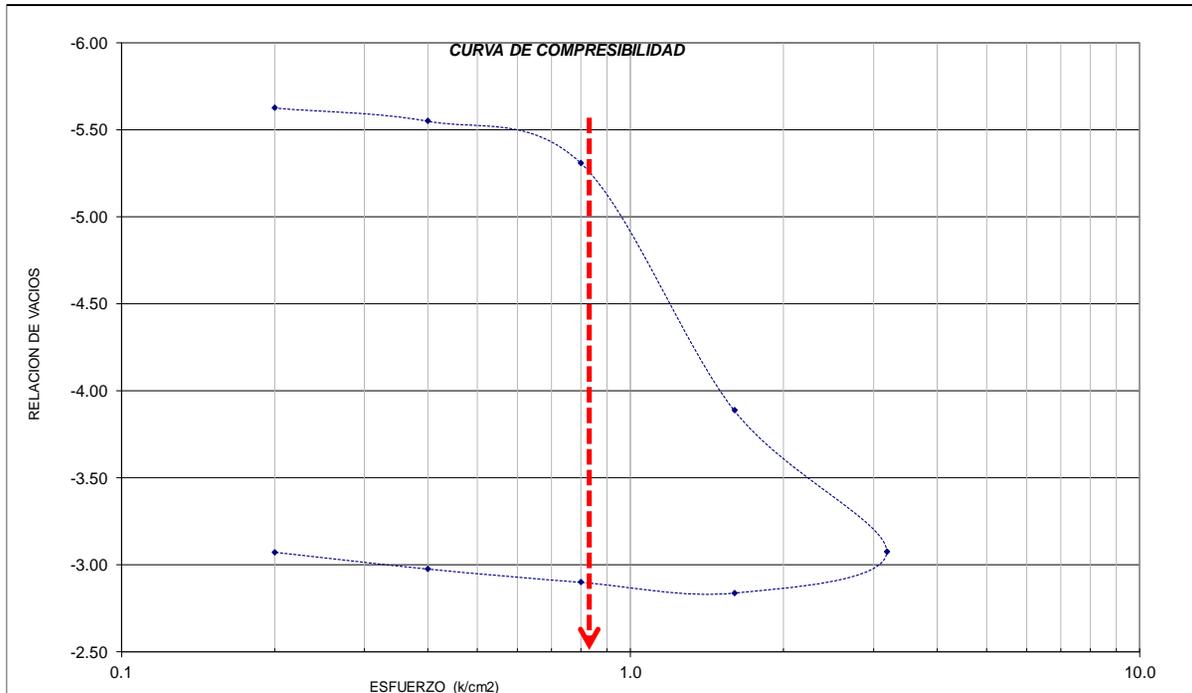


Compresibilidad en consolidación unidimensional (ASTM D 2435-03)



HUE 5Y 3/2 DARK OLIVE GRAY

PESO DEL ANILLO	161.62	GR	PESO DEL AGUA	84.34	GR	Sondeo:	SM-1
DIAMETRO DEL ANILLO	8.00	CM	PESO SECO	39.36	GR	Muestra:	M-21
ALTURA DEL ANILLO	2.00	CM	DENSIDAD DE SOLIDOS	2.606		PROFUNDIDAD:	14.10 m- 15.00 m
PESO ANILLO Y SUELO HUMEDO	285.32	GR	CONTENIDO DE HUMEDAD	214.3	%		
PESO ANILLO Y SUELO SECO	200.98	GR	PESO ESPECIFICO	1.23	TON/M3		
AREA DEL ANILLO	50.27	CM2	ALTURA DE SOLIDOS	0.30	CM		
VOLUMEN DEL ANILLO	100.53	CM3	ALTURA DE VACIOS	1.70	CM		
PESO SUELO SECO	39.36	GR	RELACION DE VACIOS INICIAL	5.66			



Descripción del suelo **Arcilla de alta compresibilidad de color gris olivo.**

TABLA RESUMEN DE RESULTADOS.				MODULOS DE COMPRESIBILIDAD								
N O M E N C L A T U R A	σ ^c	CARGA DE PRECONSOLIDACION DEL SUELO	0.805	KG/CM2	σ	H	δ	Hs	Hv	e	av	mv
					Cr	INDICE DE RECOMPRESION DEL SUELO	0.815	CM2/KG	0.20	2.00	0.092	3.00
Cc	INDICE DE COMPRESION VIRGEN	4.192	CM2/KG	0.40	2.00	0.320	3.00	16.68	5.550	0.379	0.0570	
Ce	INDICE DE EXPANSION	0.232	CM2/KG	0.80	2.00	1.045	3.00	15.95	5.309	0.603	0.0906	
σ	ESFUERZO SOBRE EL SUELO			KG/CM2	1.60	2.00	5.312	3.00	11.68	3.889	1.775	0.2667
H	ESPESOR DEFORMABLE DEL SUELO			CM	3.19	2.00	7.750	3.00	9.25	3.077	0.510	0.0767
δ	DEFORMACION AL FINAL DE LA CONSOLIDACION DEL SUELO			MM	1.60	2.00	8.630	3.00	8.37	2.784	-0.184	-0.0277
e	RELACION DE VACIOS DEL SUELO				0.80	2.00	8.563	3.00	8.43	2.807	0.028	0.0042
av	MODULO DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO			CM2/KG	0.40	2.00	8.313	3.00	8.68	2.890	0.208	0.0313
mv	MODULO DE VARIACION VOLUMETRICA DEL SUELO			CM2/KG	0.20	2.00	7.960	3.00	9.04	3.007	0.587	0.0883
Cv	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION PRIMARIA			MM2/seg								

Tomado del *Consolidación unidimensional muestra 13 (9.00 m – 9.90 m)* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatario. Reproducido con permiso del autor.

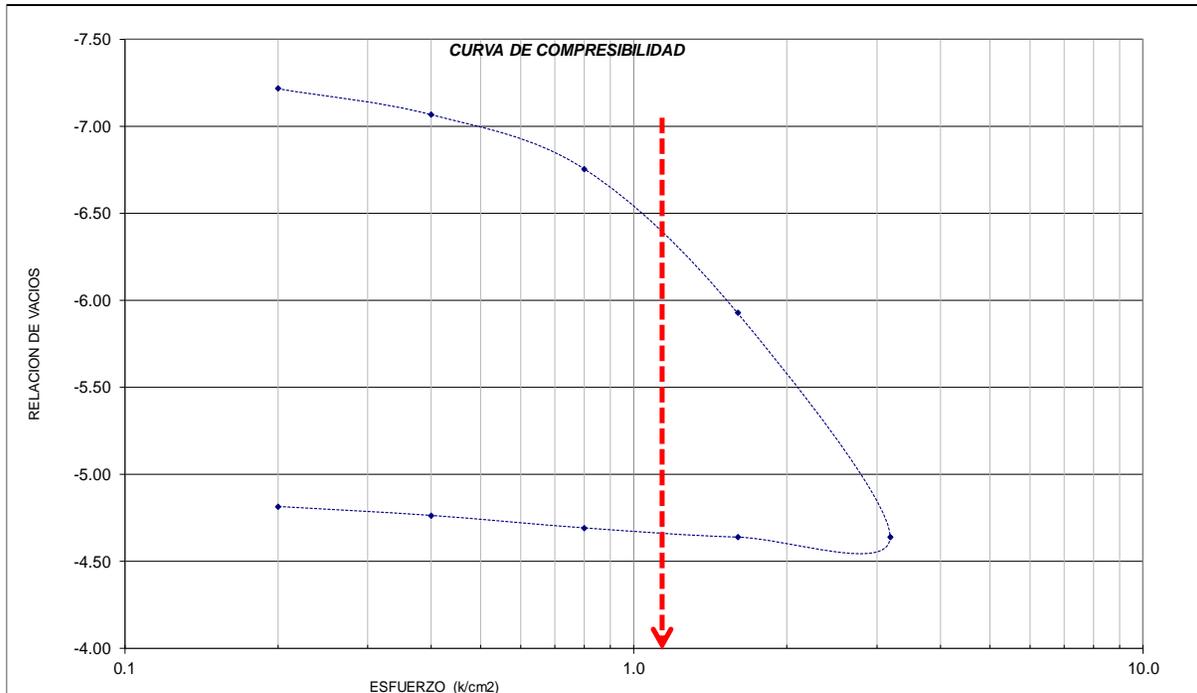
Figura 17. Consolidación unidimensional muestra 21 (14.10 m – 15.00 m).



Compresibilidad en consolidación unidimensional (ASTM D 2435-03)

	MUNSELL SOIL COLOR CHARTS	PESO DEL ANILLO	161.49 GR	PESO DEL AGUA	85.70 GR	Sondeo:	SM-1
	DIAMETRO DEL ANILLO	8.00 CM	PESO SECO	28.30 GR	Muestra:	M-28	
	ALTURA DEL ANILLO	2.00 CM	DENSIDAD DE SÓLIDOS	2.420	PROFUNDIDAD:	19.20 m - 20.10 m	
	PESO ANILLO Y SUELO HUMEDO	275.49 GR	CONTENIDO DE HUMEDAD	302.8 %			
	PESO ANILLO Y SUELO SECO	189.79 GR	PESO ESPECÍFICO	1.13 TON/M3			
	AREA DEL ANILLO	50.27 CM2	ALTURA DE SÓLIDOS	0.23 CM			
	VOLUMEN DEL ANILLO	100.53 CM3	ALTURA DE VACÍOS	1.77 CM			
PESO SUELO SECO	28.30 GR	RELACION DE VACÍOS INICIAL	7.60				

HUE 5Y 3/2 DARK OLIVE GRAY



Descripción del suelo **Arcilla de alta compresibilidad de color gris olivo.**

TABLA RESUMEN DE RESULTADOS.				MODULOS DE COMPRESIBILIDAD							
N O M E N C L A T U R A	σ ^c	CARGA DE PRECONSOLIDACION DEL SUELO	1.216 KG/CM2	σ	H	δ	Hs	Hv	e	av	mv
		Cr	INDICE DE RECOMPRESION DEL SUELO	1.299 CM2/KG	0.20	2.00	0.885	2.33	16.79	7.216	1.902
	Cc	INDICE DE COMPRESION VIRGEN	0.905 CM2/KG	0.40	2.00	1.232	2.33	16.44	7.067	0.745	0.0866
	Ce	INDICE DE EXPANSION	0.050 CM2/KG	0.80	2.00	1.958	2.33	15.72	6.755	0.781	0.0908
	σ	ESFUERZO SOBRE EL SUELO	KG/CM2	1.60	2.00	3.884	2.33	13.79	5.927	1.035	0.1204
	H	ESPESOR DEFORMABLE DEL SUELO	CM	3.19	2.00	6.875	2.33	10.80	4.642	0.809	0.0941
	δ	DEFORMACION AL FINAL DE LA CONSOLIDACION DEL SUELO	MM	1.60	2.00	6.880	2.33	10.79	4.639	-0.001	-0.0002
	e	RELACION DE VACIOS DEL SUELO		0.80	2.00	6.757	2.33	10.92	4.692	0.066	0.0077
	av	MODULO DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO	CM2/KG	0.40	2.00	6.590	2.33	11.08	4.764	0.179	0.0209
	mv	MODULO DE VARIACION VOLUMETRICA DEL SUELO	CM2/KG	0.20	2.00	6.470	2.33	11.20	4.816	0.258	0.0300
	Cv	COEFICIENTE DE CONSOLIDACION PRIMARIA	MM2/seg								

Tomado del *Consolidación unidimensional muestra 28 (19.20 m – 20.10 m)* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciataro. Reproducido con permiso del autor.

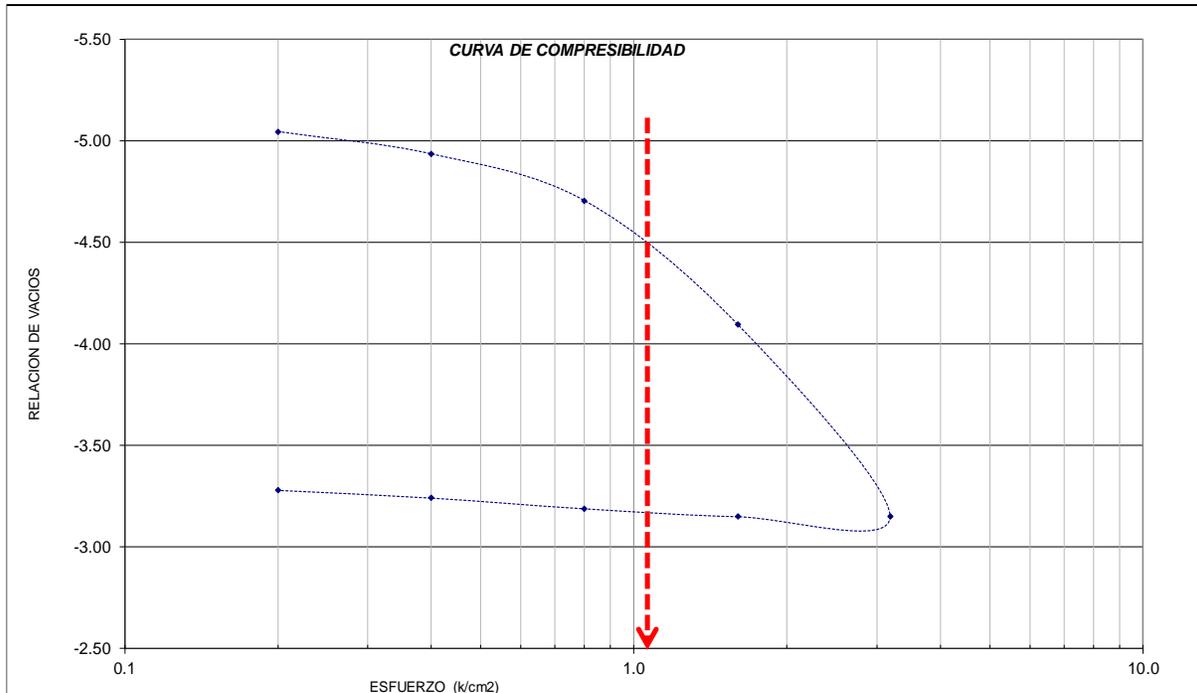
Figura 18. Consolidación unidimensional muestra 28 (9.20 m – 20.10 m).



Compresibilidad en consolidación unidimensional (ASTM D 2435-03)

	MUNSELL SOIL COLOR CHARTS	PESO DEL ANILLO	169.74 GR	PESO DEL AGUA	85.40 GR	Sondeo:	SM-1
	DIAMETRO DEL ANILLO	8.00 CM	PESO SECO	37.05 GR	Muestra:	M-34	
	ALTURA DEL ANILLO	2.00 CM	DENSIDAD DE SOLIDOS	2.331	PROFUNDIDAD:	23.70 m - 24.60 m	
	PESO ANILLO Y SUELO HUMEDO	292.19 GR	CONTENIDO DE HUMEDAD	230.5 %			
	PESO ANILLO Y SUELO SECO	206.79 GR	PESO ESPECIFICO	1.22 TON/M3			
	AREA DEL ANILLO	50.27 CM2	ALTURA DE SOLIDOS	0.32 CM			
	VOLUMEN DEL ANILLO	100.53 CM3	ALTURA DE VACIOS	1.68 CM			
	PESO SUELO SECO	37.05 GR	RELACION DE VACIOS INICIAL	5.32			

HUE 5Y 3/2 DARK OLIVE GRAY



Descripción del suelo **Arcilla de alta compresibilidad de color gris olivo.**

TABLA RESUMEN DE RESULTADOS.				MODULOS DE COMPRESIBILIDAD								
N O M E N C L A T U R A	σ ^c	CARGA DE PRECONSOLIDACION DEL SUELO	1.137	KG/CM2	σ	H	δ	Hs	Hv	e	av	mv
					0.20	2.00	0.885	3.16	15.95	5.045	1.399	0.2213
Cr		INDICE DE RECOMPRESION DEL SUELO	1.586	CM2/KG	0.40	2.00	1.232	3.16	15.61	4.935	0.548	0.0866
Cc		INDICE DE COMPRESION VIRGEN	1.108	CM2/KG	0.80	2.00	1.958	3.16	14.88	4.706	0.574	0.0908
Ce		INDICE DE EXPANSION	0.062	CM2/KG	1.60	2.00	3.884	3.16	12.95	4.097	0.761	0.1204
σ		ESFUERZO SOBRE EL SUELO		KG/CM2	3.19	2.00	6.875	3.16	9.96	3.151	0.595	0.0941
H		ESPESOR DEFORMABLE DEL SUELO		CM	1.60	2.00	6.880	3.16	9.96	3.149	-0.001	-0.0002
δ		DEFORMACION AL FINAL DE LA CONSOLIDACION DEL SUELO		MM	0.80	2.00	6.757	3.16	10.08	3.188	0.049	0.0077
e		RELACION DE VACIOS DEL SUELO			0.40	2.00	6.590	3.16	10.25	3.241	0.132	0.0209
av		MODULO DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO		CM2/KG	0.20	2.00	6.470	3.16	10.37	3.279	0.190	0.0300
mv		MODULO DE VARIACION VOLUMETRICA DEL SUELO		CM2/KG								
Cv		COEFICIENTE DE CONSOLIDACION PRIMARIA		MM2/seg								

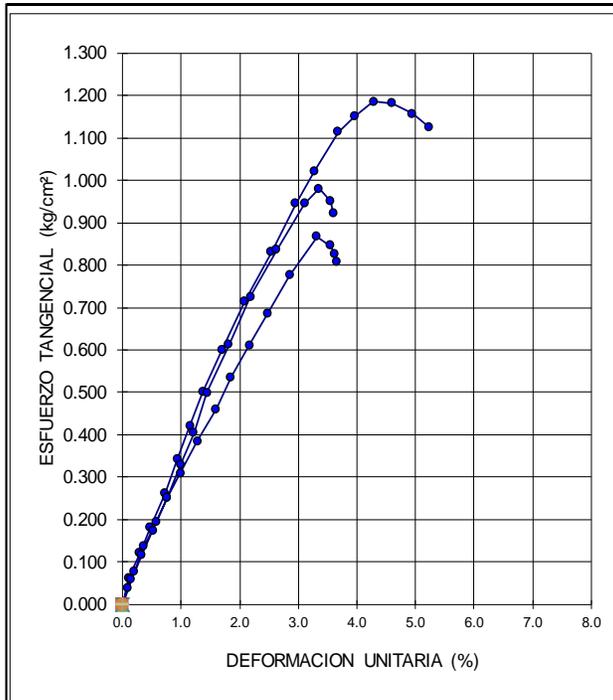
Tomado del *Consolidación unidimensional muestra 34 (23.70 m – 24.60 m)* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciataro. Reproducido con permiso del autor.

Figura 19. Consolidación unidimensional muestra 34 (23.70 m – 24.60 m).

INFORME DE ENSAYO

PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

SONDEO/PCA No.:	SM-1	MARCO DE PRUEBA No.:	1 A	BALANZA:	10
MUESTRA No.:	M-6	ANILLO No.:	165	HORNO:	4
PROFUNDIDAD:	3.90 m - 4.80 m	CAPACIDAD DEL ANILLO:		VERNIER:	VERN-23
		CONSTANTE DEL ANILLO:	0.159		

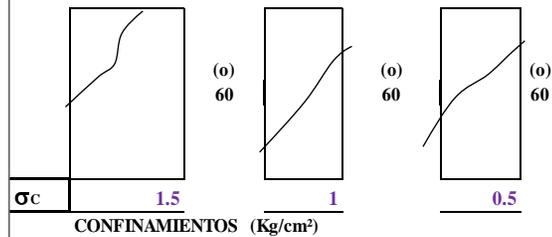


DESCRIPCIÓN DEL SUELO

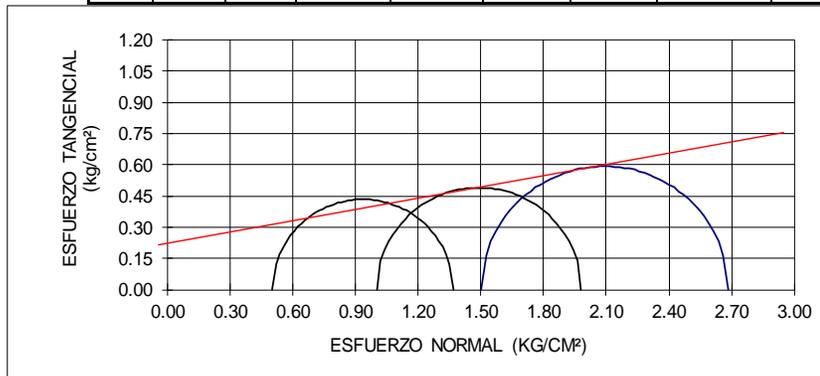
Arcilla de alta compresibilidad de color café olivo.

CLASIFICACIÓN			
SUCS.	% F	% S	% G
CH	99.66	0.34	0.00

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



PI	σc	W	S	e	Gw	p.v.h	p.v.s	E
Kg/cm²	Kg/cm²	%	s		%	ton/m3	ton/m3	Kg/cm²
2.69	1.50	432.89	2.45	9.97	100.00	1.19	0.22	49
1.98	1.00	432.17	2.45	10.27	100.00	1.16	0.22	45
1.37	0.50	429.48	2.45	35.90	29.31	0.35	0.07	26



PARÁMETROS MECÁNICOS	
$c =$	0.15 KG/CM ²
$\phi =$	10.0 GRADOS
$v =$	0.20
$E_c =$	47 KG/CM ⁻²

Ensayó _____ Revisó _____

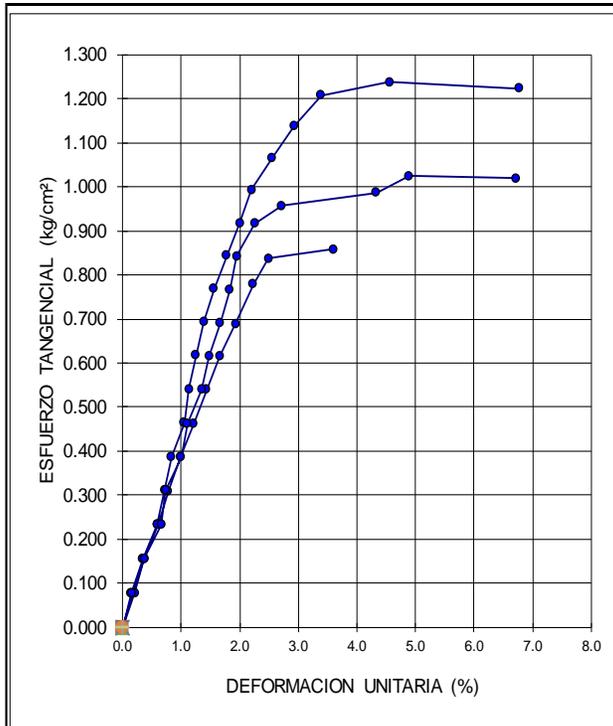
Tomado del Prueba compresión triaxial UU muestra 6 (SM-01) [Imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 20. Prueba compresión triaxial UU muestra 6 (SM-01).

INFORME DE ENSAYO

PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

SONDEO/PCA No.:	<u>SM-1</u>	MARCO DE PRUEBA No.:	<u>1 A</u>	BALANZA:	<u>10</u>
MUESTRA No.:	<u>M-13</u>	ANILLO No.:	<u>165</u>	HORNO:	<u>4</u>
PROFUNDIDAD:	<u>9.00 m - 9.90 m</u>	CAPACIDAD DEL ANILLO:		VERNIER:	<u>VERN-23</u>
		CONSTANTE DEL ANILLO:	<u>0.159</u>		

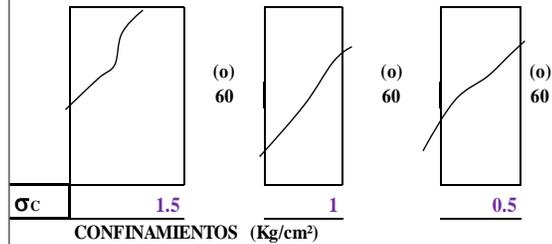


DESCRIPCIÓN DEL SUELO

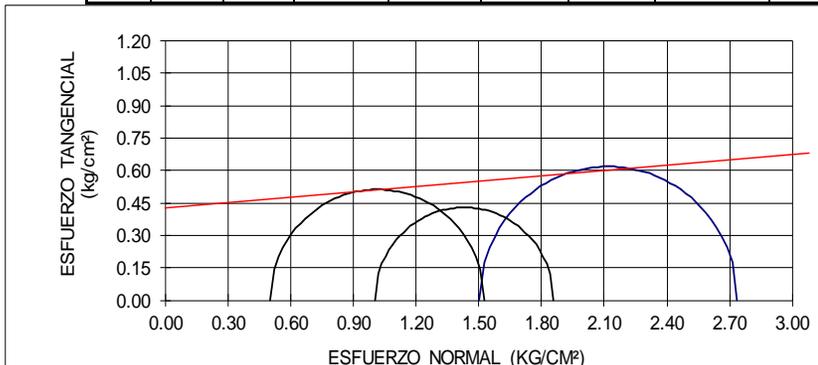
Arcilla de alta compresibilidad de color café olivo.

CLASIFICACIÓN			
SUCS.	% F	% S	% G
CH	97.3	2.7	-

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



PI	σc	W	S	e	Gw	p.v.h	p.v.s	E
Kg/cm²	Kg/cm²	%	s		%	ton/m3	ton/m3	Kg/cm²
2.74	1.50	133.35	2.33	3.13	99.21	1.32	0.56	52
1.86	1.00	133.97	2.33	3.04	100.00	1.35	0.58	39
1.53	0.50	138.42	2.33	3.24	99.51	1.31	0.55	30



PARÁMETROS MECÁNICOS	
$C =$	0.44 KG/CM ²
$\phi =$	4.0 GRADOS
$v =$	0.20
$E_c =$	45 KG/CM ⁻²

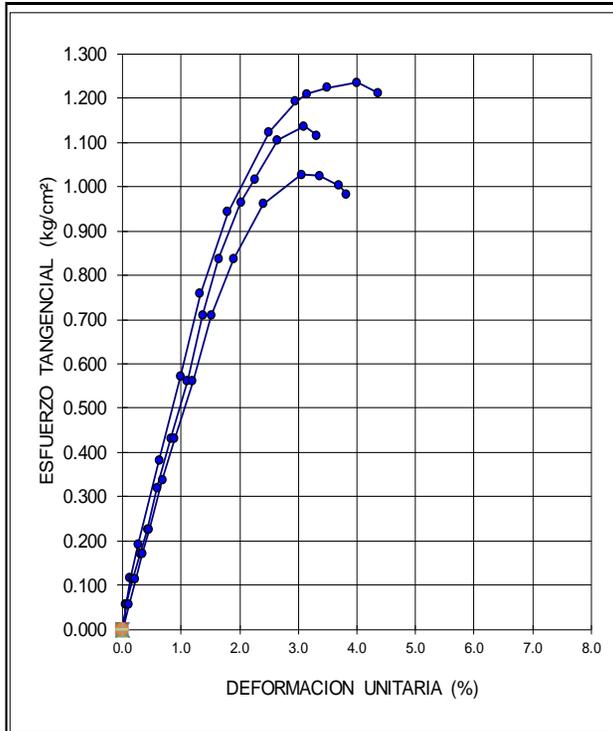
Tomado del *Prueba compresión triaxial UU muestra 13 (SM-01)* [Imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 21. Prueba compresión triaxial UU muestra 13 (SM-01).

INFORME DE ENSAYO

PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

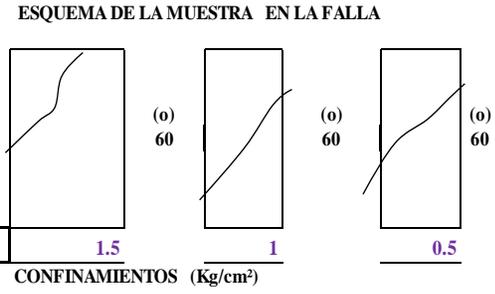
SONDEO/PCA No.:	<u>SM-1</u>	MARCO DE PRUEBA No.:	<u>1 A</u>	BALANZA:	<u>10</u>
MUESTRA No.:	<u>M-21</u>	ANILLO No.:	<u>165</u>	HORNO:	<u>4</u>
PROFUNDIDAD:	<u>14.10 m - 15.00 m</u>	CAPACIDAD DEL ANILLO:		VERNIER:	<u>VERN-23</u>
		CONSTANTE DEL ANILLO:	<u>0.159</u>		



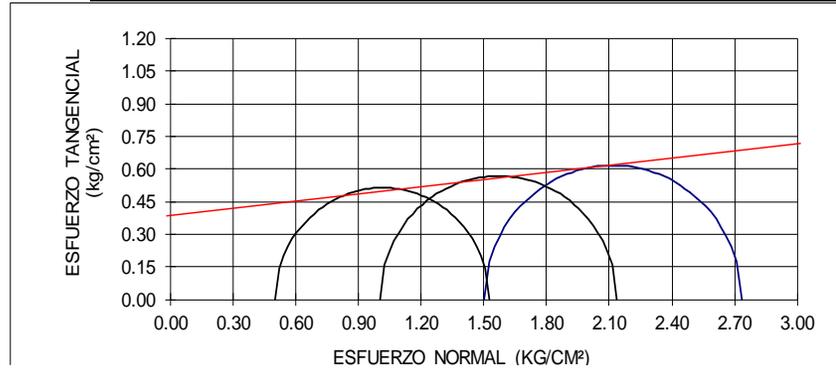
DESCRIPCIÓN DEL SUELO

Arcilla de alta compresibilidad de color gris olivo.

CLASIFICACIÓN			
SUCS.	% F	% S	% G
CH	95.80	4.20	0.00



PI	σ_c	W	S	e	Gw	p.v.h	p.v.s	E
Kg/cm²	Kg/cm²	%	s		%	ton/m3	ton/m3	Kg/cm²
2.73	1.50	161.33	2.45	4.04	97.76	1.27	0.49	51
2.14	1.00	149.27	2.45	3.66	100.00	1.31	0.53	52
1.53	0.50	151.60	2.45	3.61	102.86	1.34	0.53	30



PARÁMETROS MECÁNICOS	
c =	0.40 KG/CM ²
ϕ =	6.0 GRADOS
v =	0.20
E_c =	52 KG/CM - 2

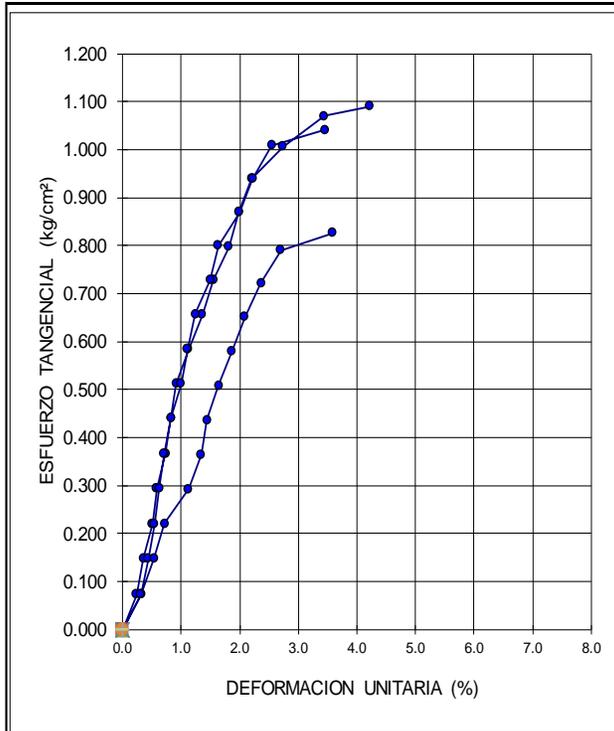
Tomado del *Prueba compresión triaxial UU muestra 21 (SM-01)* [Imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 22. Prueba compresión triaxial UU muestra 21 (SM-01).

INFORME DE ENSAYO

PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

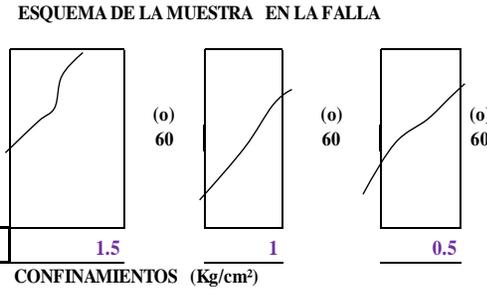
SONDEO/PCA No.:	<u>SM-1</u>	MARCO DE PRUEBA No.:	<u>1 A</u>	BALANZA:	<u>10</u>
MUESTRA No.:	<u>M-28</u>	ANILLO No.:	<u>165</u>	HORNO:	<u>4</u>
PROFUNDIDAD:	<u>19.20 m - 20.10 m</u>	CAPACIDAD DEL ANILLO:		VERNIER:	<u>VERN-23</u>
		CONSTANTE DEL ANILLO:	<u>0.159</u>		



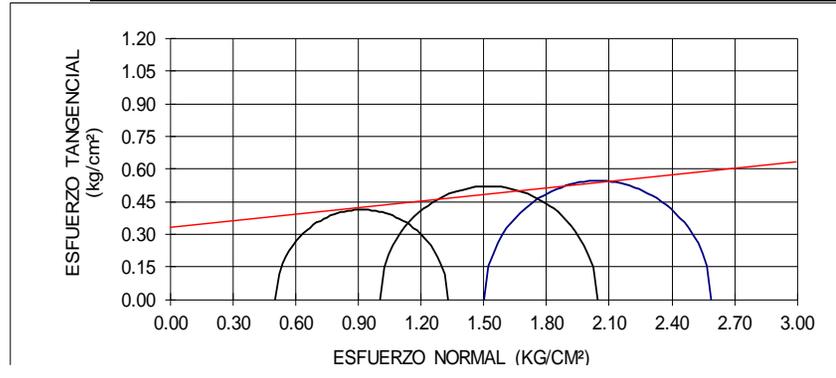
DESCRIPCIÓN DEL SUELO

Arcilla de alta compresibilidad de color gris olivo.

CLASIFICACIÓN			
SUCS.	% F	% S	% G
CH	94.74	5.26	-



PI	σ_c	W	S	e	Gw	p.v.h	p.v.s	E
Kg/cm²	Kg/cm²	%	s		%	ton/m3	ton/m3	Kg/cm²
2.59	1.50	259.21	2.42	6.28	99.87	1.19	0.33	45
2.04	1.00	257.39	2.42	6.32	98.62	1.18	0.33	47
1.33	0.50	253.45	2.42	6.15	99.70	1.20	0.34	24



PARÁMETROS MECÁNICOS

$c =$	0.32	KG/CM ²
$\phi =$	5.0	GRADOS
$v =$	0.21	
$E_c =$	46	KG/CM - 2

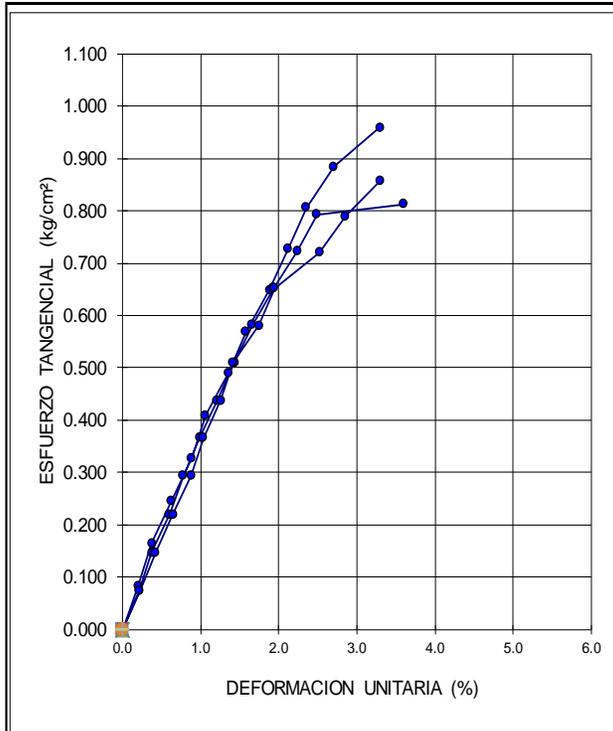
Tomado del *Prueba compresión triaxial UU muestra 28 (SM-01)* [Imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 23. Prueba compresión triaxial UU muestra 28 (SM-01).

INFORME DE ENSAYO

PRUEBA COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

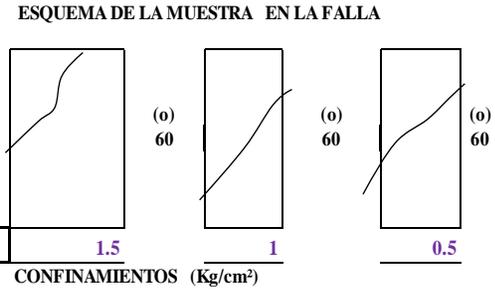
SONDEO/PCA No.:	<u>SM-1</u>	MARCO DE PRUEBA No.:	<u>1 A</u>	BALANZA:	<u>10</u>
MUESTRA No.:	<u>M-34</u>	ANILLO No.:	<u>165</u>	HORNO:	<u>4</u>
PROFUNDIDAD:	<u>23.70 m - 24.60 m</u>	CAPACIDAD DEL ANILLO:		VERNIER:	<u>VERN-23</u>
		CONSTANTE DEL ANILLO:	<u>0.159</u>		



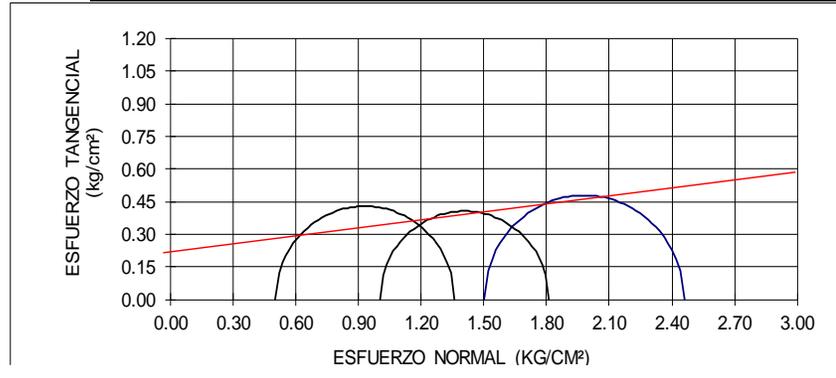
DESCRIPCIÓN DEL SUELO

Arcilla de alta compresibilidad de color gris olivo.

CLASIFICACIÓN			
SUCS.	% F	% S	% G
CH	98.98	1.12	-



PI	σ_c	W	S	e	Gw	p.v.h	p.v.s	E
Kg/cm²	Kg/cm²	%	s		%	ton/m3	ton/m3	Kg/cm²
2.46	1.50	18.37	2.50	1.37	33.55	1.25	1.06	40
1.81	1.00	53.04	2.50	2.25	59.05	1.18	0.77	37
1.36	0.50	224.48	2.50	5.76	97.49	1.20	0.37	25



PARÁMETROS MECÁNICOS

$c = 0.20$ KG/CM²

$\phi = 7.0$ GRADOS

$v = 0.21$

$E_c = 38$ KG/CM⁻²

Tomado del *Prueba compresión triaxial UU muestra 34 (SM-01)* [Imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciatario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 24. Prueba compresión triaxial UU muestra 34 (SM-01).



SONDEO/PCA No.: <u>SM-1 Col Guerrero</u>			INFORME DE ENSAYO							
PESO VOLUMÉTRICO NATURAL										
MUESTRA No.	PROF. (m) DE A		WM	Wmp	Wmps	Vmps	WP	Vp=(Wp/0.972)	Vm	PESO VOLUM. t/m3
2	0.3	0.9	26.00	27.40	7.24	20.16	1.4	1.44	18.72	1.39
3	2.1	2.7	26.95	28.28	5.58	22.7	1.33	1.37	21.33	1.26
4	2.7	3.3	28.65	30.02	4.60	25.42	1.37	1.41	24.01	1.19
6	3.9	4.8	28.13	29.82	4.52	25.3	1.69	1.74	23.56	1.19
8	5.4	6.0	26.74	28.15	3.26	24.89	1.41	1.45	23.44	1.14
9	6.6	7.2	22.00	24.31	2.38	21.93	2.31	2.38	19.55	1.13
13	9.0	9.9	27.35	29.78	2.75	27.03	2.43	2.51	24.52	1.12
15	10.5	11.1	23.17	24.25	2.40	21.85	1.08	1.11	20.74	1.12
16	11.1	11.7	9.80	10.44	1.47	8.97	0.64	0.66	8.31	1.18
18	12.3	12.9	24.78	26.25	3.15	23.1	1.47	1.52	21.58	1.15
20	13.5	14.1	24.59	26.02	3.35	22.67	1.43	1.47	21.20	1.16
25	16.8	17.4	18.17	20.55	2.43	18.12	2.38	2.45	15.67	1.16
29	20.1	20.7	20.87	21.52	3.17	18.35	0.65	0.67	17.68	1.18
33	23.1	23.7	31.23	32.21	6.38	25.83	0.98	1.01	24.82	1.26
35	24.6	25.2	21.95	23.28	3.38	19.9	1.33	1.37	18.53	1.18
39	27.0	27.6	29.32	31.00	3.31	27.69	1.68	1.73	25.96	1.13
43	29.4	30.0	31.35	35.43	4.34	31.09	4.08	4.21	26.88	1.17

Tomado del *Peso volumétrico natural (SM-01)* [Imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 25. Peso volumétrico natural (SM-01)



2.3.- Estratigrafía y parámetros de diseño geotécnicos

En la tabla 2 se presentan los parámetros índices y mecánicos actuales del subsuelo obtenidas a partir de pruebas triaxiales no consolidada no drenada (UU) y un ensayo de consolidación unidimensional.

TABLA 2. Propiedades mecánicas de los materiales en el subsuelo en el sitio de estudio.

PARÁMETROS MECÁNICOS DEL SUBSUELO									
				espesor	resultados obtenidos de pruebas TXX-UU				
				promedio	γ	Poisson	E (UU)	C (UU)	f° (UU)
		Estrato (m)		m	KN/m3	---	kPa	kPa	grados
Capa	---	de	hasta	---	---	---	---	---	---
1	SM - CS	0.00	-1.50	1.50	15.0	0.30	9000.0	1.0	0.0
2	CH-A	-1.50	-2.70	1.20	15.0	0.20	4700.0	15.0	10.0
3	CH-B	-2.70	-9.00	6.30	12.4	0.20	4700.0	15.0	10.0
4	CH-C	-9.00	-11.70	2.70	13.3	0.20	4500.0	44.0	4.0
5	CH-D	-11.70	-13.50	1.80	11.6	0.20	4500.0	44.0	4.0
6	CH-E	-13.50	-15.60	2.10	13.0	0.20	5200.0	40.0	6.0
7	CH-F	-15.60	-19.20	3.60	11.6	0.20	4600.0	32.0	6.0
8	CH-G	-19.20	-21.90	2.70	12.0	0.20	4600.0	32.0	6.0
9	CH-H	-21.90	-23.70	1.80	14.8	0.20	3800.0	20.0	7.0
10	CH-I	-23.70	-26.40	2.70	12.0	0.20	3800.0	20.0	7.0
11	CL-CD	-26.40	-32.00	5.60	16.0	0.30	250000.0	150.0	20.0



En la tabla 3 se presentan los parámetros considerados para el análisis de asentamientos a largo plazo (consolidación).

TABLA 3. Parámetros del subsuelo en el sitio de estudio considerados para el análisis de deformaciones a largo plazo

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN DEL SUBSUELO ANALISIS DE ASENTAMIENTOS A LARGO PLAZO															
				espesor	sv' campo	Porosidad	C (CD)	f° (CD)	eo	pre-consolidación	OCR	índice	índice	Kperm	Kperm
				promedio	Pv'	Po						recompresión	compresión		
		Estrato (m)		m	KN/m2	KN/m2	kPa	grados		kPa		cm2/kg	cm2/kg	m/día	m/seg
Capa	---	de	hasta	---	---	---	---	---	---	---	---	Cr - Cs	Cc - Cc	---	---
1	SM - CS	0.00	-1.50	1.50	22.50	---	1.00	35.00	---	---	---	---	---	8.640E-01	8.640E-01
2	CH-A	-1.50	-2.70	1.20	28.50	12.00	1.00	35.00	6.62	80.00	2.81	0.28	1.33	8.640E-05	8.640E-09
3	CH-B	-2.70	-9.00	6.30	43.62	75.00	1.00	35.00	6.62	80.00	1.83	0.28	1.33	8.640E-05	8.640E-09
4	CH-C	-9.00	-11.70	2.70	52.53	102.00	1.00	35.00	4.00	55.00	1.05	0.99	3.67	8.640E-05	8.640E-09
5	CH-D	-11.70	-13.50	1.80	55.41	120.00	1.00	35.00	4.00	55.00	0.99	0.99	3.67	8.640E-05	8.640E-09
6	CH-E	-13.50	-15.60	2.10	61.71	141.00	1.00	35.00	5.31	81.00	1.31	0.82	4.19	8.640E-05	8.640E-09
7	CH-F	-15.60	-19.20	3.60	67.47	177.00	1.00	35.00	6.50	110.00	1.63	1.30	0.91	8.640E-05	8.640E-09
8	CH-G	-19.20	-21.90	2.70	72.87	204.00	1.00	35.00	6.50	110.00	1.51	1.30	0.91	8.640E-05	8.640E-09
9	CH-H	-21.90	-23.70	1.80	81.51	222.00	1.00	35.00	4.50	105.00	1.29	1.59	1.11	8.640E-05	8.640E-09
10	CH-I	-23.70	-26.40	2.70	86.91	249.00	1.00	35.00	4.50	105.00	1.21	1.59	1.11	8.640E-05	8.640E-09
11	CL-CD	-26.40	-32.00	5.60	176.51	249.00	1.00	35.00	---	---	---	---	---	8.640E-01	8.640E-01

Nota: La permeabilidad considerada para los estratos arcillosos corresponde a los valores típicos asociados a este tipo de suelos. Los datos de Cohesión (CD) y f° ángulo de fricción (CD) son parámetros de resistencia corresponden al comportamiento a largo plazo, asumiendo que el material se encuentra en condición drenada, estos valores se derivan de investigaciones y datos proporcionados. La presión de poro (Po) es estimada al considerar una condición hidrostática y no se tienen pruebas de piezométricas.

Los datos de esfuerzo de preconsolidación, factor de sobre consolidación (OCR), índice de precompresión (Cr) e índice de compresión (Cc) se obtuvieron de las curvas de compresibilidad generadas mediante las pruebas de consolidación unidimensional.



Algunas características geotécnicas adicionales del subsuelo en el sitio de estudio son:

- **La profundidad del Nivel Freático, se detectó a 1.50 m de profundidad, con respecto al nivel de terreno actual cota 0.00.**
- Costra superficial de resistencia y compresibilidad media, con un espesor de 1.50 m.
- Arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia con un espesor de 25.0 m.
- La formación arcillosa se considera como un suelo cohesivo homogéneo.
- El hundimiento regional anual de la zona y del predio en estudio es variable entre 02 – 10 cm/año.
- Para las arcillas se consideró un K_0 igual a 0.54 (valor estimado con base en el valor promedio de las arcillas en el valle de México). Para la costra superficial y capa resistente se consideró un K_0 igual a 0.43.

Nota: K_0 , es el coeficiente de reposo del material.

- Para el análisis se consideró que los materiales de la formación arcillosa están una condición drenada.



3.- CARGAS DEL EDIFICIO Y GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN

3.1. Cargas del edificio

Peso de la Estructura con las cargas proporcionadas = 5,692.80 ton en condiciones máximas (incluye el peso de la cimentación y no está factorizada), 7,593.10 ton en condiciones máximas (incluye el peso de la cimentación y está factorizada), 5,198.50 ton en condiciones instantáneas (incluye el peso de la cimentación y no está factorizada) y de 5,018.20 ton en condiciones medias (incluye el peso de la cimentación y no está factorizada).

$W_E = 8.21 \text{ ton/m}^2$ condiciones máximas sin factorizar

10.95 ton/m² condiciones máximas factorizadas

7.50 ton/m² condiciones instantáneas sin factorizar

7.24 ton/m² condiciones medias sin factorizar

Excavación para un cajón desplantado a - 4.50m de profundidad:

Área excavada = 693.20 m²

Profundidad de excavación = - 4.50 m

Peso volumétrico del suelo excavado = variable entre 1.24 y 1.50 ton/m³

Peso aproximado del suelo excavado = 4,408.75 ton

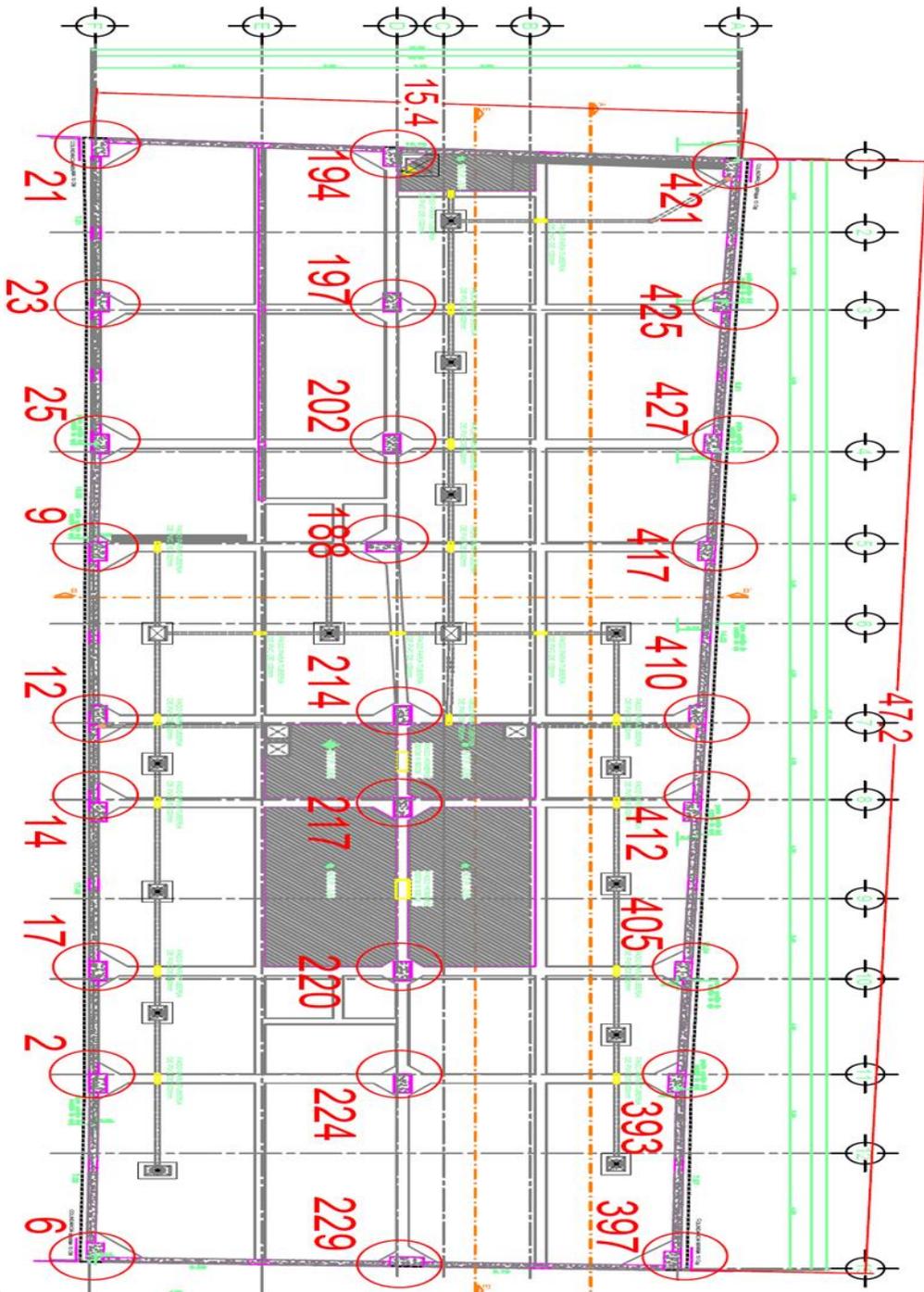
Peso aproximado del suelo excavado = 6.36 ton/m²

Esfuerzo Total = 7.24 ton/m² (condiciones medias y con peso de cajón de cimentación).

Por lo tanto, el esfuerzo neto = 0.88 ton/m²

Por lo que la cimentación quedará parcialmente compensada.

A continuación, se presenta la ubicación de las columnas y el número del nodo asignado por un especialista en estructuras.



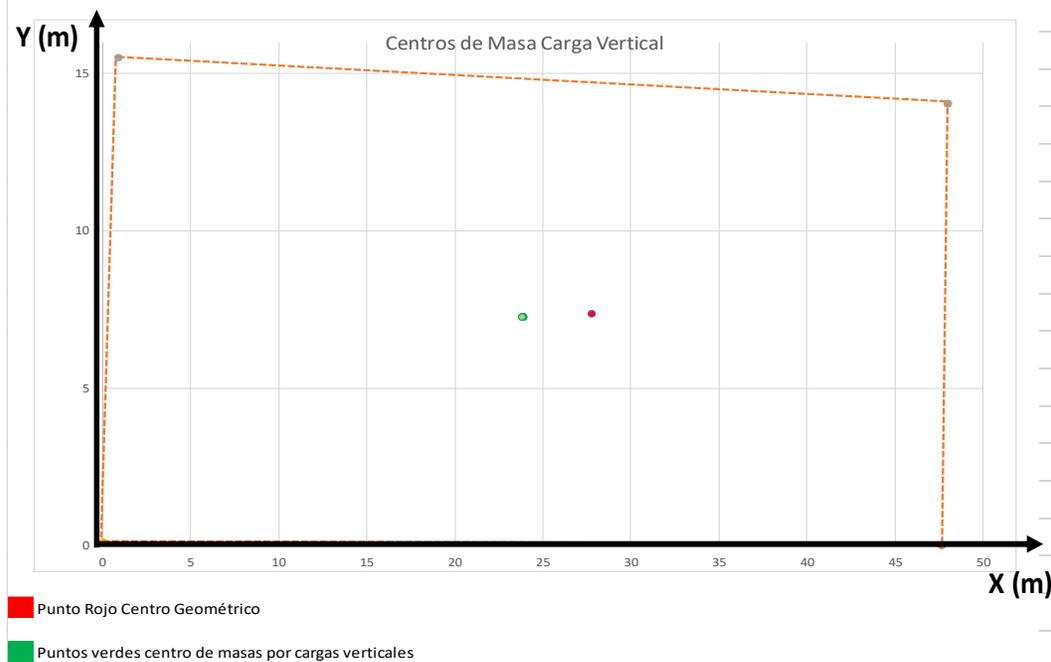
2

Tomado de *Ubicación de nodos en la planta del sótano* [tabla]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 26. Ubicación de columnas en la planta del sótano



RESUMEN DE CARGAS VERTICALES (cv)			Combinación	Factor de carga
$W01_{cvmax} =$	5692.80	ton	$W01_{cvmax} =$	CM(1) + PP(1) + Cvmax (1)
$W02_{cvinst} =$	5198.50	ton	$W02_{cvinst} =$	CM(1) + PP(1) + Cvinst (1)
$W03_{cvmed} =$	5018.20	ton	$W03_{cvmed} =$	CM(1) + PP(1) + Cvmed (1)
$W04_{cvmax} =$	7593.10	ton	$W04_{cvmax} =$	CM(1.3) + PP(1.3) + Cvmax (1.5)
ÁREA=	693.2068	m ²		
Centro de masa				
Combinación	coordenadas			
	X (m)	Y (m)		
Geométrico	27.77	7.38		
01 Cvmax	23.83	7.28		
02 CV Inst	23.85	7.27		
03 CV med	23.87			
04 CV max	23.82	7.28		
Exentricidad	7.10%	0.80%		



Tomado de *Conglomerado de cargas (bajada de carga)* [tabla]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor [modificado].

Figura 27. Resumen de resultados de la bajada de cargas y la excentricidad calculada por un especialista en estructuras



3.2.- Determinación del coeficiente sísmico del sitio en estudio

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el sitio en estudio se encuentra en la zona III denominada zona de lago.

Especificaciones de acuerdo NTC por sismo 2020, cuando se emplee el método de análisis dinámico modal definido en la sección 6.1 de las normas técnicas complementarias por sismo 2020, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del sitio en estudio. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre-resistencia R , que se usa para revisar el estado límite de prevención de colapso. (<https://saside.unam.mx/webNormasCDMX/>).

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante. El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; δ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ , ε y τ se listan en la tabla 3.1.1. de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo de la Ciudad de México 2020.

En las figuras 29 y 30, se presenta el resultado gráfico y por tablas del espectro de diseño, el mapa de localización del predio de interés con base en el programa SASID.

Los datos que serán considerando para determinar el coeficiente sísmico serán con base factor de comportamiento sísmico igual a 2 (ductilidad, Q).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA

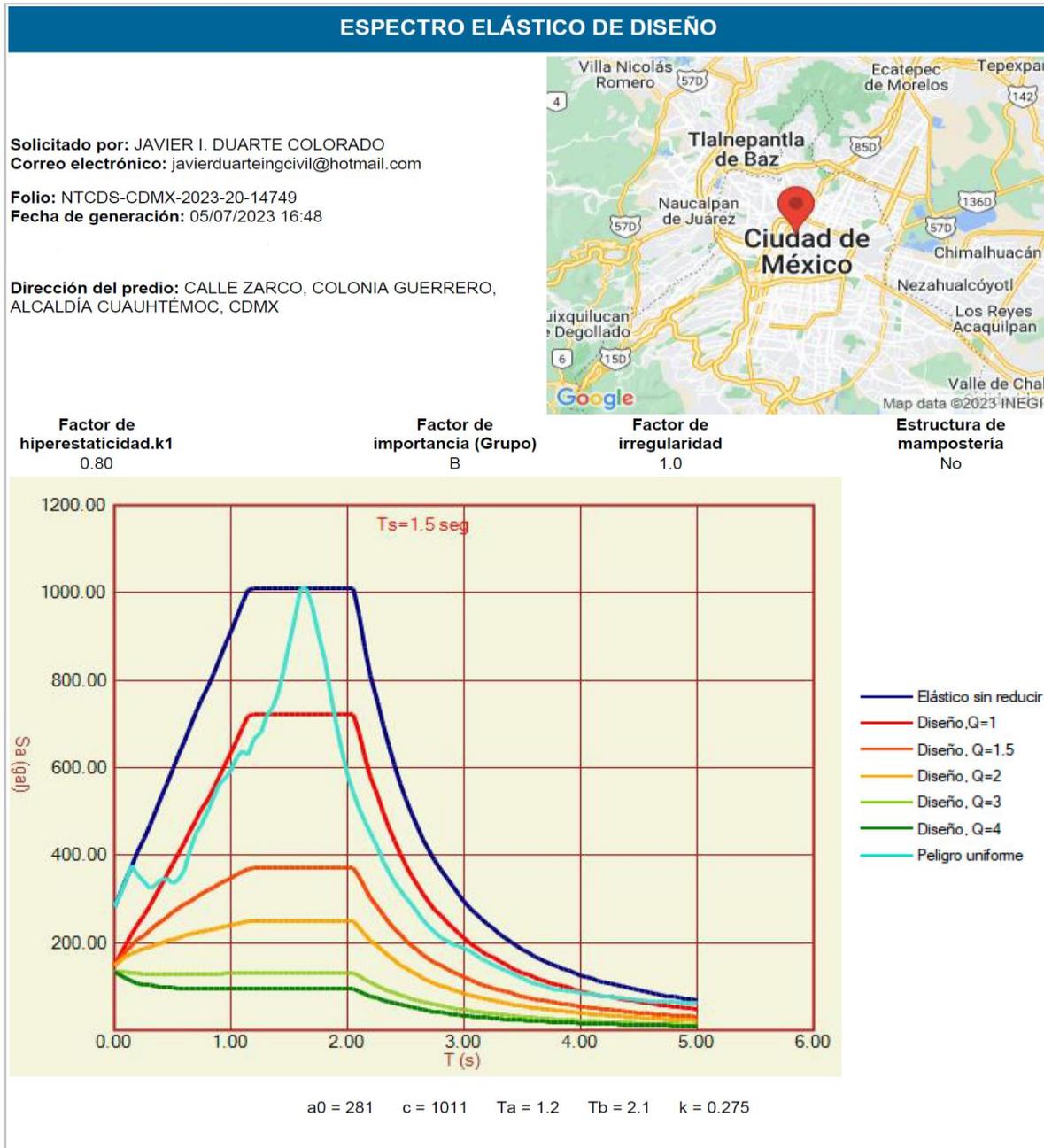


GOBIERNO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

EL INSTITUTO PARA LA SEGURIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES EN LA CIUDAD DE MÉXICO



Digitally signed by WIN-INGEN
Date: 2023.07.05 16:48:23 -06:00
Folio: NTCDS-CDMX-2023-20-14749
Normas: Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo - CDMX
Location: MEX-CDMX



Tomado de *Espectro elástico de diseño* [imagen]. (Instituto para la seguridad de las construcciones en la Ciudad de México) Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario.

Figura 28. Espectros elásticos de diseño y coeficiente sísmico



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE POSGRADO - GEOTECNIA



Periodo	EPU	Elástico	ED(Q=1.0)	ED(Q=1.5)	ED(Q=2)	ED(Q=3)	ED(Q=4)
0.000	280.7	280.7	147.8	147.8	147.8	133.7	133.7
0.100	342.0	344.0	196.2	181.3	168.4	132.4	117.8
0.150	378.7	375.6	218.4	194.3	175.1	130.9	112.3
0.200	355.2	407.2	240.7	206.6	181.0	129.7	108.2
0.250	338.0	438.8	263.2	218.2	186.3	128.8	105.0
0.300	325.1	470.4	285.9	229.2	191.3	128.1	102.6
0.350	333.2	502.0	309.0	239.8	195.9	127.7	100.7
0.400	344.1	533.7	332.3	249.9	200.2	127.4	99.2
0.450	346.7	565.3	356.0	259.6	204.3	127.2	98.0
0.500	335.8	596.9	379.9	269.0	208.2	127.2	97.0
0.550	343.7	628.5	404.2	278.0	211.9	127.2	96.2
0.600	366.6	660.1	428.8	286.8	215.5	127.3	95.6
0.650	409.2	691.8	453.6	295.3	218.9	127.5	95.1
0.700	448.3	723.4	478.8	303.5	222.2	127.7	94.7
0.750	468.6	755.0	504.3	311.5	225.4	128.0	94.4
0.800	505.1	786.6	530.1	319.3	228.5	128.3	94.2
0.850	535.6	818.2	556.2	326.9	231.5	128.7	94.0
0.900	563.9	849.8	582.6	334.4	234.5	129.1	93.9
0.950	577.6	881.5	609.4	341.6	237.3	129.5	93.9
1.000	593.8	913.1	636.4	348.7	240.2	129.9	93.9
1.050	623.7	944.7	663.7	355.7	242.9	130.3	93.9
1.100	639.1	976.3	691.4	362.5	245.6	130.8	94.0
1.150	630.8	1007.9	719.4	369.2	248.3	131.3	94.1
1.200	665.0	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.250	680.0	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.300	720.0	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.350	735.9	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.400	768.4	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.450	822.1	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.500	884.8	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.550	945.8	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.600	1008.8	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.650	1011.1	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.700	970.1	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.750	910.8	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.800	846.5	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.850	770.5	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.900	701.9	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
1.950	639.6	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
2.000	583.1	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
2.050	542.3	1011.1	722.2	369.8	248.5	131.3	94.1
2.100	506.5	950.3	678.8	349.8	235.6	124.7	89.4
2.150	476.8	876.7	626.2	325.3	219.7	116.6	83.7
2.200	452.2	810.7	579.1	303.2	205.3	109.2	78.4
2.250	418.3	751.3	536.6	283.0	192.2	102.4	73.6
2.300	386.9	697.7	498.3	264.7	180.2	96.2	69.3
2.350	361.5	649.2	463.7	248.0	169.2	90.6	65.2
2.400	337.8	605.2	432.3	232.7	159.2	85.4	61.5
2.450	319.6	565.3	403.8	218.7	150.0	80.6	58.1
2.500	302.7	528.9	377.8	205.8	141.5	76.1	55.0

Tomado de *Espectro elástico de diseño* [tabla]. (Instituto para la seguridad de las construcciones en la Ciudad de México) Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario.

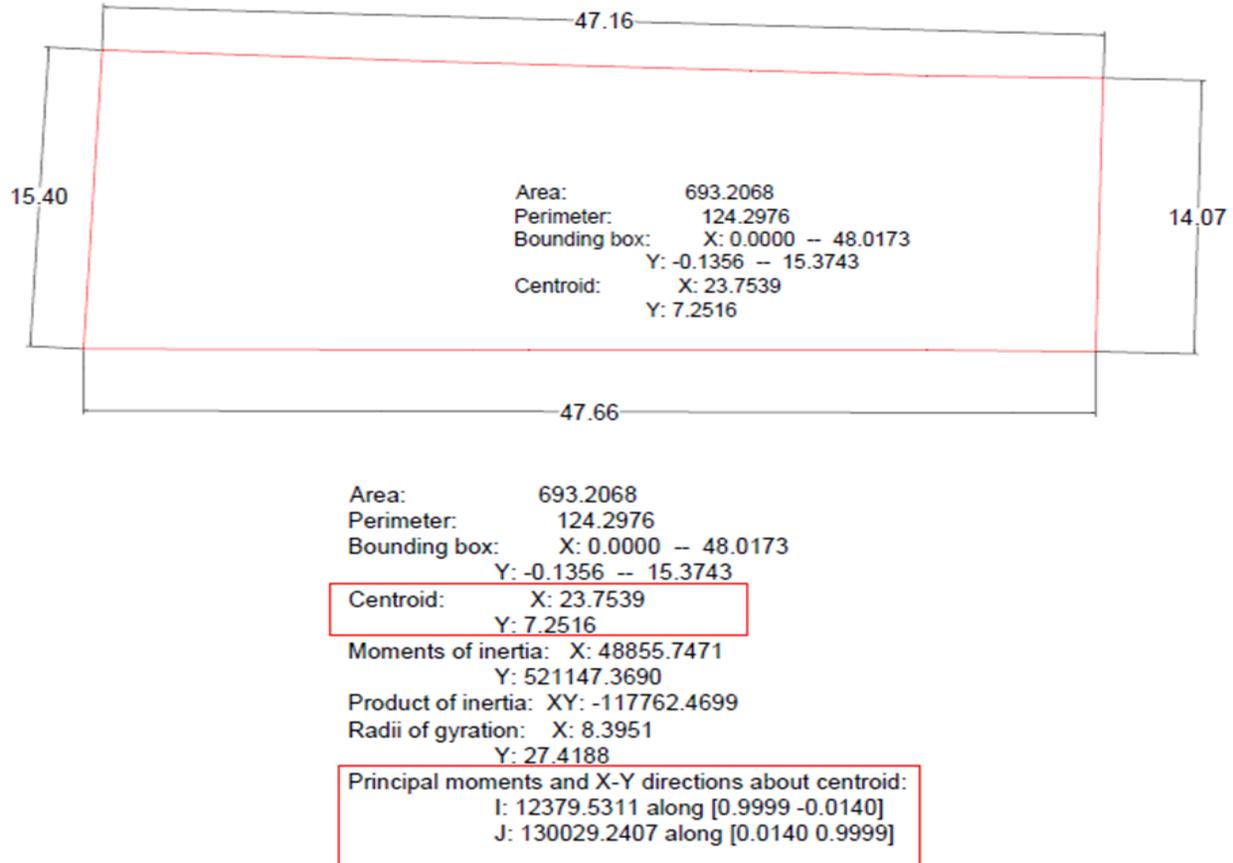
Figura 29. Tabla de espectro elásticos de diseño y coeficiente sísmico

Por lo tanto, considerando un factor de ductilidad igual a 2, el coeficiente sísmico será igual a 0.248 g para una estructura tipo B.

3.3.- Geometría de la cimentación de la seleccionada del edificio

El proyecto arquitectónico de la cimentación presenta las siguientes características geométricas, en la figura 1 se presenta la proyección de cimentación y corte longitudinal del proyecto, en la figura 28 se presenta la geometría del cajón de cimentación.

- La relación entre las dimensiones mayor promedio (47.45m) y menor promedio (14.75m) de la planta del sótano del estacionamiento es de 3.21.
- El nivel de máxima excavación del sótano y las cisternas es de -4.50m.



Nota: La geometría del cajón de cimentación se determinó con base en los planos arquitectónicos del sótano. Tomado de *Geometría del cajón de cimentación proyectado* [imagen]. (Geotecnia e Ingeniería CARELL S.C., 2021), del Reporte de Mecánica de Suelos Zarco. Todos los derechos reservados [2023] por Licenciario. Reproducido con permiso del autor.

Figura 30. Geometría del cajón de cimentación proyectado



4.- ANÁLISIS DE INTERACCIÓN

4.1.- Evaluación de la capacidad de carga del cajón de cimentación

4.1.1.- Capacidad de carga admisible

Para la determinación de la capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinará en un primer calculo la capacidad de carga ultima.

Capacidad de carga ultima

Para la determinación de la capacidad de carga ultima, se consideró que el cajón de cimentación se desplantará en materiales puramente cohesivo, por lo tanto, con fundamento en la fórmula propuesta por Terzaghi (1943) se determinará la capacidad de carga ultima.

La fórmula propuesta Terzaghi considera la profundidad de desplante de la cimentación y factores para considerar la forma en planta de la cimentación que se incluyen en la fórmula de factor de forma. Las modificaciones a la fórmula de Terzaghi realizadas por Meyerhof (1951), Hansen (1970), Vesic (1973, 1975) y Salgado *et al.*, (2004), consideran una magnitud diferente del factor cohesivo de capacidad de carga N_c .

El análisis de capacidad de carga ultima se realizó con la siguiente formula:

$$Q_u = [C_u N_c^*] + P_v$$

donde:

Q_u = Capacidad de carga ultima

C_u = Cohesión no drenada ponderada, 31.60 kN/m²

Para el análisis se consideró la cohesión promedio de la superficie de falla conservadora.



N_c^* = Factor de capacidad de carga, adimensional en donde se engloban los factores de forma y de profundidad.

La determinación del factor de capacidad de carga en el caso de una cimentación cuadrada al no tener una solución definida, se empleará la fórmula propuesta por Vésic (1973).

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{Df}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

Df = Profundidad de desplante del cajón de cimentación, - 4.50 m.

B = Ancho promedio del cajón de cimentación, 14.70 m.

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 47.20 m.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{4.50 \text{ m}}{14.70 \text{ m}} + 0.25 \frac{14.70 \text{ m}}{47.20 \text{ m}} \right) = 5.63$$

P_v = Esfuerzo vertical total a la profundidad de desplante (Df) de la cimentación.

$$P_v = \gamma * Df$$

γ = Peso volumétrico promedio del suelo vecino a la cimentación, 12.40 kN/m³.

$$P_v = \left(12.40 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 4.50 \text{ m} \right) = 55.80 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = [31.60 \text{ kN/m}^2 * 5.63] + 55.80 \text{ kN/m}^2 = 233.71 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, la capacidad de carga última (Q_u) es de 233.71 kN/m².

Determinación del factor de seguridad

Para la determinación del factor de seguridad, se realizó la siguiente operación matemática, donde, considero la capacidad última del subsuelo entre la carga del edificio en condiciones máximas sin factorizar.

$$\frac{Q_u}{W_E \text{ máximas}} = \frac{233.72 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}}{82.10 \text{ KN/m}^2} = 2.847$$



Por lo tanto, el factor de seguridad que se empleará es de 2.847, el cual es muy cercano al factor de seguridad de 3; en consecuencia, se considera admisible.

Determinación de la capacidad de carga admisible

La carga de servicio admisible, es la carga que puede ser aplicada al subsuelo sí que el subsuelo presente una falla por carga admisible, para la determinación de la capacidad de carga admisible del subsuelo se obtiene al aplicar un factor de seguridad, dicho factor de seguridad (*FS*) se consideró igual a 2.847.

$$Q_{admissible} = \frac{Q_u}{FS}$$
$$Q_{admissible} = \frac{\left(233.71 \frac{KN}{m^2}\right)}{2.847} = 82.10 \text{ KN/m}^2$$

La capacidad de carga admisible es igual a la carga máxima que transmitirá el edificio proyectado en condiciones estáticas, por lo tanto, la propuesta de cimentación es admisible, considerando que el factor de seguridad empleado es muy cercano a 3.



4.1.2.- Revisión del estado límite de falla

Para la revisión del estado límite de falla de la cimentación del edificio proyectado, se determinará como primer paso, la capacidad de carga unitaria reducida (r), empleado la siguiente fórmula (Administración Pública de la Ciudad México, RCDF y NTC 15 dic, 2017):

$$r = [C_u N_c] * F_R + P_v$$

donde:

r = es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

C_u = es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no drenado (UU), 31.60 kN/m²

Para el análisis se consideró la cohesión promedio de la superficie de falla conservadora.

N_c^* = Factor de capacidad de carga, adimensional en donde se engloban los factores de forma y de profundidad.

La determinación del factor de capacidad de carga en el caso de una cimentación cuadrada al no tener una solución definida, se empleará la fórmula propuesta por Vésic (1973).

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

D_f = Profundidad de desplante del cajón de cimentación, - 4.50 m.

B = Ancho promedio del cajón de cimentación, 14.70 m.

L = longitud promedio del cajón de cimentación, 47.20 m.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{4.50 \text{ m}}{14.70 \text{ m}} + 0.25 \frac{14.70 \text{ m}}{47.20 \text{ m}} \right) = 5.63$$

F_R = Factor de resistencia, igual a 0.65, considerando que la cimentación desplantará en suelo cohesivo tipo III (lago).

P_v = Presión vertical total a la profundidad de desplante (D_f) de la cimentación.



$$Pv = \gamma * Df$$

γ = Peso volumétrico promedio del suelo vecino a la cimentación, 12.40 kN/m³.

$$Pv = \left(12.40 \frac{kN}{m^3} * 4.50 m \right) = 55.80 kN/m^2$$

$$r = [31.60 kN/m^2 * 5.63] * 0.65 + 55.80 kN/m^2 = 171.44 kN/m^2$$

Por lo tanto, la capacidad de carga unitaria reducida (r) es de 171.44 kN/m².

Revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos, se verificará el cumplimiento de la desigualdad que a continuación se describe para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales (Administración Pública de la Ciudad México, RCDF y NTC 15 dic, 2017).

$$\frac{\Sigma Q Fc}{A} < r$$

donde:

ΣQ : suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

Fc : factor de carga, adimensional e igual a 1.5 para cargas vivas máximas y 1.3 para cargas permanentes.

A : área de la cimentación en m².

r : es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectadas por un factor de 1.3 cargas muertas y 1.5 cargas vivas.

$\Sigma Q Fc = 7,593.10$ ton (carga factorizada vertical proporcionada por un análisis estructural).



$\Sigma Q F_c = 75,931 \text{ kN}$ (carga factorizada vertical proporcionada por un análisis estructural).

Área = 693.20 m^2

$$\frac{75,931 \text{ kN}}{693.20 \text{ m}^2} < 171.44 \text{ KN/m}^2$$

$$109.54 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 171.44 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

La desigualdad se cumple, por lo tanto, la cimentación es adecuada ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

Revisión del estado límite de falla por sismo

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla por sismo, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea, más el peso de la cimentación afectadas por un factor de 1.1, (Administración Pública de la Ciudad México, RCDF y NTC 15 dic, 2017).

Para la revisión del estado límite de falla por sismo, se verificará el cumplimiento de la desigualdad que a continuación se describe.

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A_R} < r$$

donde:

ΣQ : suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea, más el peso de la cimentación en ton.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1.

A_R : área de la cimentación reducida en m^2 .

r : es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

El área reducida (A_R) del cajón de cimentación, se determina ajustando la geometría del cajón para garantizar que sea capaz de resistir el momento de volteo sísmico y se determina con la siguiente fórmula, teniendo en cuenta las excentricidades en las direcciones "x" e "y".



$$A_R = (B - 2ey) * (L - 2ex)$$

donde:

B: ancho promedio del cajón de cimentación, 14.70 m.

L: largo promedio del cajón de cimentación, 47.20 m.

e: excentricidad, la excentricidad (e) se refiere a la distancia desde el centro de gravedad de la losa de cimentación hasta el punto donde se genera el momento de volteo.

ey: excentricidad en el sentido corto (eje y)

ex: excentricidad en el sentido largo (eje x)

$$e = \frac{Mv}{W_t}$$

Esta ecuación asume que la excentricidad (e) se toma en cuenta tanto en el lado izquierdo como en el lado derecho de la losa de cimentación, lo que resulta en una reducción del área total.

No hay un autor específico asociado con esta ecuación, ya que se trata de una fórmula simplificada que se utiliza en el campo de la ingeniería civil de manera generalizada.

La fórmula se deriva de consideraciones prácticas y simplificaciones realizadas en el diseño de cimentaciones.

donde:

W_t : peso de la estructura en condiciones instantáneas, 5,198.50 ton.

Mv: momento de volteo debido a sismo, en ton-m

$$Mv = 0.80 \left(\frac{2}{3} \right) H_T W_t \left(\frac{C_{sis}}{Q} \right)$$

Nota: El cálculo del momento de volteo (Mv) se realizó con la formula antes descrita, debido a que solo se cuenta con una bajada de cargas acumulada al nivel de la losa fondo del cajón de cimentación. No se cuenta con cargas por niveles.

siendo:

H_T : altura total de la estructura, medida a partir del desplante, 21.70 m



Q: factor de comportamiento sísmico 2 (ductilidad).

Csis: coeficiente de diseño sísmico, 0.248 g.

El cálculo de la excentricidad de la estructura considera la determinación de la excentricidad en los dos sentidos de la estructura, sentido corto (eje Y) y el sentido largo (eje X), considerado que el lado más delgado es el más débil o deformable en un sismo.

De acuerdo con (Enrique Tamez) el momento de volteo (M_v) en el sentido largo, es igual al 30% del momento de volteo (M_v) calculado en el sentido corto. Por lo tanto, el valor de la excentricidad se determina en los dos sentidos de la estructura, en el sentido corto (eje Y) y en el sentido largo (eje X) con el siguiente calculo.

Cálculo de excentricidad en sentido corto (eje y)

$$M_v = 0.80 \left(\frac{2}{3} \right) 21.70 \text{ m} * 5,198.50 \text{ ton} \left(\frac{0.248 \text{ g}}{2} \right)$$

$$M_v(\text{sentido corto} - \text{eje y}) = 7,460.33 \text{ ton} - \text{m}$$

El valor de la excentricidad en el sentido corto (ancho promedio del cajón de cimentación) se determina con el siguiente calculo.

$$e_y = \frac{7,460.33 \text{ ton} - \text{m}}{5,198.50 \text{ ton}}$$

$$e_y(\text{sentido corto}) = 1.4351 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidad en sentido largo (eje x)

$$M_v = 0.80 (0.30) \left(\frac{2}{3} \right) 21.70 \text{ m} * 5,198.50 \text{ ton} \left(\frac{0.248 \text{ g}}{2} \right)$$

$$M_v(\text{sentido largo} - \text{eje x}) = 2,238.10 \text{ ton} - \text{m}$$

El valor de la excentricidad en el sentido largo (largo promedio del cajón de cimentación) se determina con el siguiente calculo.

$$e_x = \frac{2,238.10 \text{ ton} - \text{m}}{5,198.50 \text{ ton}}$$



$$e_x (\text{sentido largo}) = 0.4305 \text{ m}$$

Con la excentricidad calculada en las direcciones "x" e "y", se determina el área reducida (A_R) del cajón de cimentación.

$$A_R = (14.70 - 2(1.4351)) * (47.20 - 2(0.4305))$$

$$A_R = 548.1811 \text{ m}^2$$

Para la revisión del estado límite de falla por sismo se consideró una capacidad de carga unitaria reducida (r), la cual se calcula a continuación.

r : es la capacidad de carga unitaria reducida (es decir afectada por el factor de resistencia correspondiente) de la cimentación.

$$r = 171.44 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

A continuación, se realiza la revisión del estado límite de falla por sismo, empleando la siguiente desigualdad.

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A_R} < r$$

ΣQ Instantánea = 5,198.50 ton (carga vertical proporcionada por un análisis estructural)

ΣQ Instantánea = 51,985 kN (carga vertical proporcionada por un análisis estructural)

Área reducida = 548.1811 m².

$$\frac{51,985 \text{ kN} * 1.1}{548.1811 \text{ m}^2} < 171.44 \text{ KN/m}^2$$

$$104.315 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} < 171.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La desigualdad se cumple, por lo tanto, la cimentación es adecuada ante el estado límite de falla en condiciones por sismo.



4.2.- Evaluación de deformaciones (hundimientos y expansiones)

Para la determinación de las deformaciones (hundimientos y expansiones) se empleó un modelo numérico generando mediante el método de elemento finito, la estratigrafía presentada en la figura 10 (perfil estratigráfico) y los parámetros mecánicos del subsuelo presentados en la tabla 2. En la tabla 3 se presentan los parámetros empleados en el cálculo de asentamientos a largo plazo.

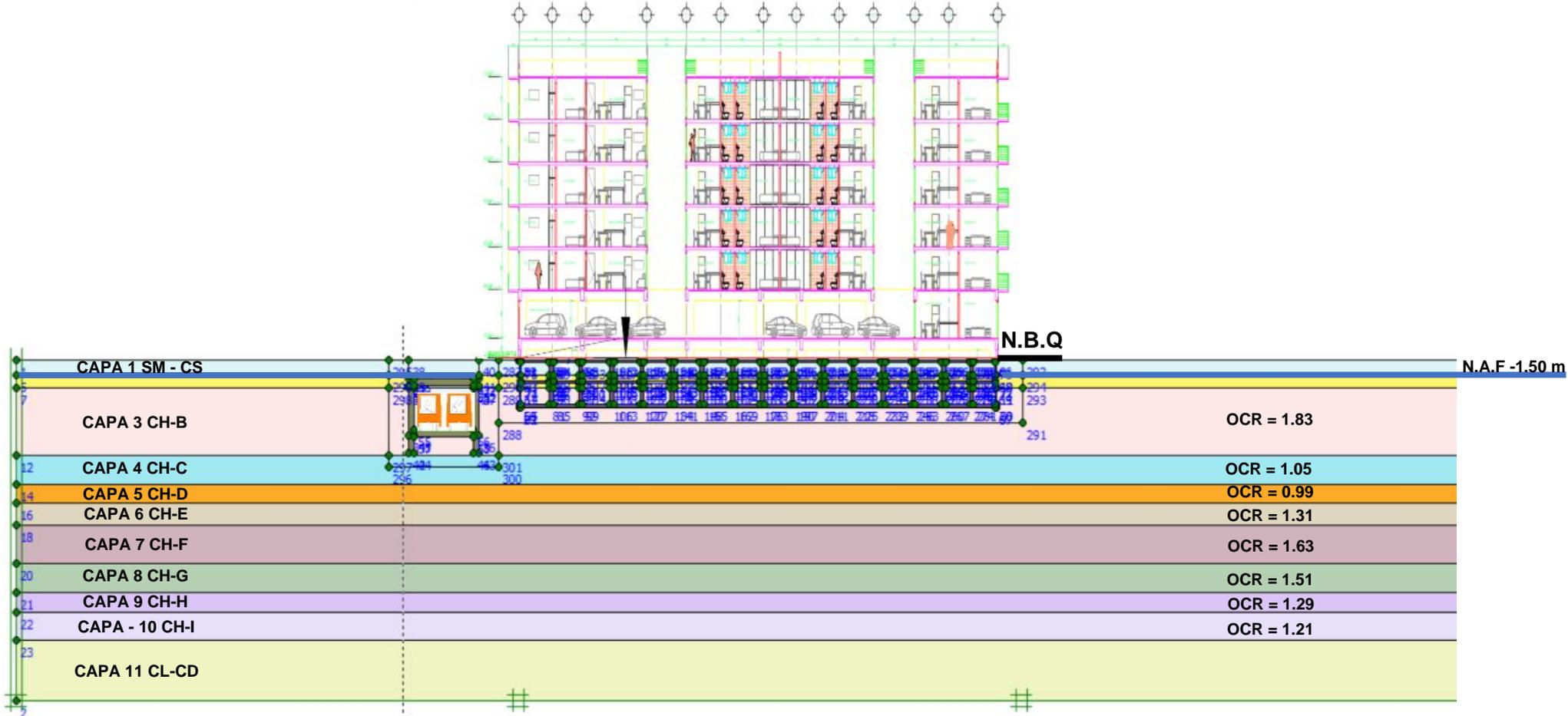
Para determinar los desplazamientos a lo que someterá el cajón del sistema transporte colectivo, se empleó en la formación de arcilla el modelo *Hardening soil* (HS) o de endurecimiento isotrópico a lo largo del tiempo.

La evaluación de afectación al cajón del sistema de transporte colectivo se realizará mediante análisis 2D (Plain Strain) con el método de elementos finos. En la primera etapa de análisis se determinan los desplazamientos que induce el cajón del sistema de transporte colectivo y seguidamente (etapa dos) se realiza el análisis hundimientos del cajón de cimentación del edificio colindante para determinar desplazamientos y elementos mecánicos (fuerzas axiales y cortantes y momento de flexión) inducidos al cajón del sistema de transporte colectivo por la construcción del edificio colindante.

El modelo HS es aplicado en las diferentes capas de arcilla, donde se considera una cohesión de 1.0 kPa y ángulo de fricción de 35°, estos parámetros de resistencia corresponden al comportamiento a largo plazo, asumiendo que el material se encuentra en condición drenada, estos valores se derivan de investigaciones y pruebas de laboratorio realizadas y la experiencia de ingenieros geotécnicos que han trabajado en proyectos en el Valle de México. El modelo HS tiene en cuenta la plasticidad y la deformación del suelo, incorporando la idea de endurecimiento a medida que la carga aplicada aumenta. Los parámetros de resistencia concuerdan con lo indicado por Alberro e Hiriart (1963).



En la figura 31 se muestra el modelo numérico que incluye con el cajón del sistema de transporte colectivo y el cajón de cimentación del edificio colindante para la evaluación de deformaciones (hundimientos y expansiones), no se consideró ninguna otra estructura colindante en los análisis, los parámetros considerados para el modelo numérico se presentan en la tabla 2.



Nota: El modelo numérico de elemento finito, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 31. Modelo numérico con la proyección del cajón del sistema de transporte colectivo y el edificio colindante y su cajón de la cimentación.

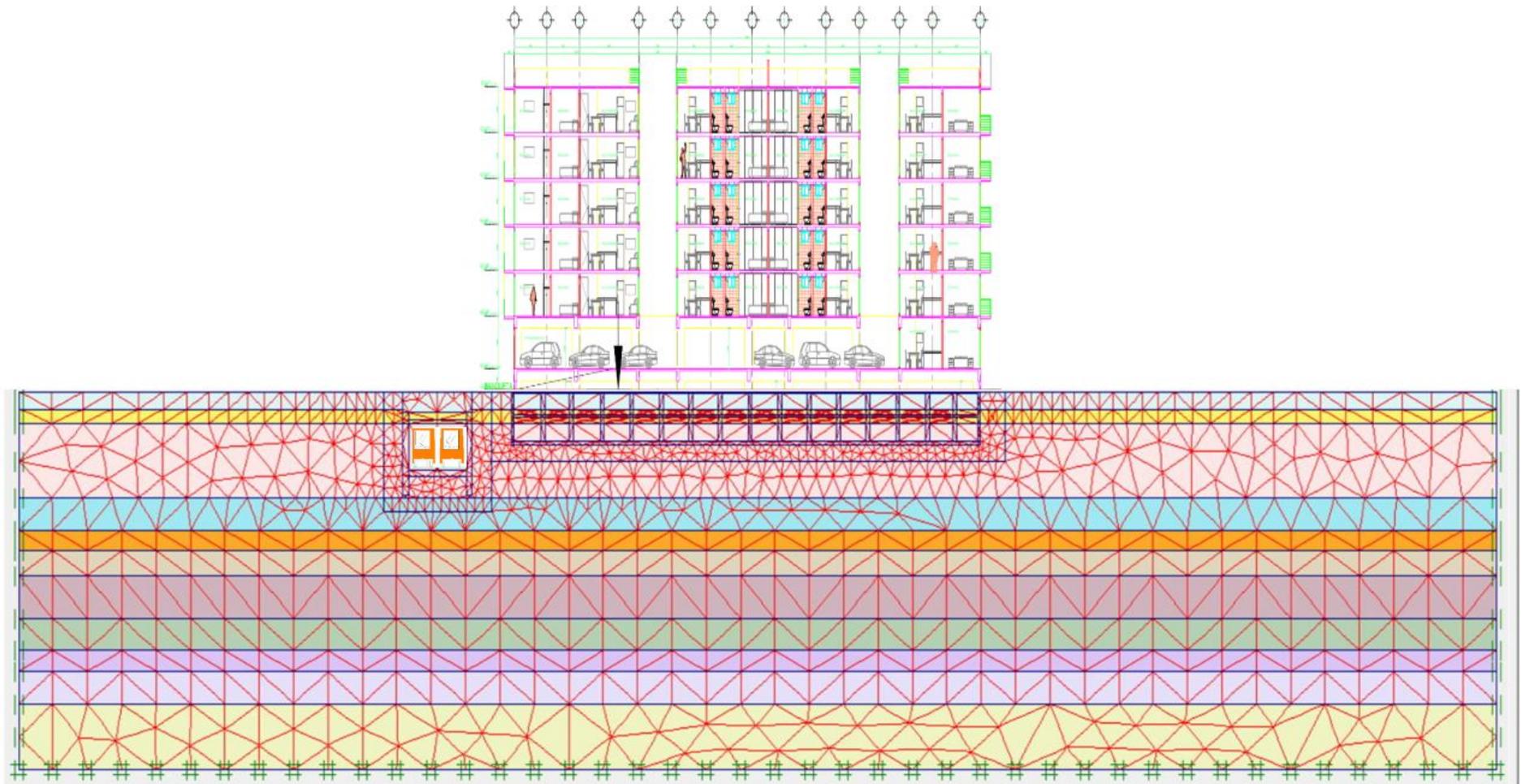


4.2.1.- Cálculo de deformaciones inducidas al cajón del sistema de transporte colectivo

En el cálculo de hundimientos y expansiones por consolidación generados por el peso del cajón del sistema de transporte colectivo se emplean los parámetros mecánicos indicados en las tablas 2 y 3, se considera el perfil de presión de poro hidrostático y se utiliza el modelo HS.

Etapas de análisis utilizadas:

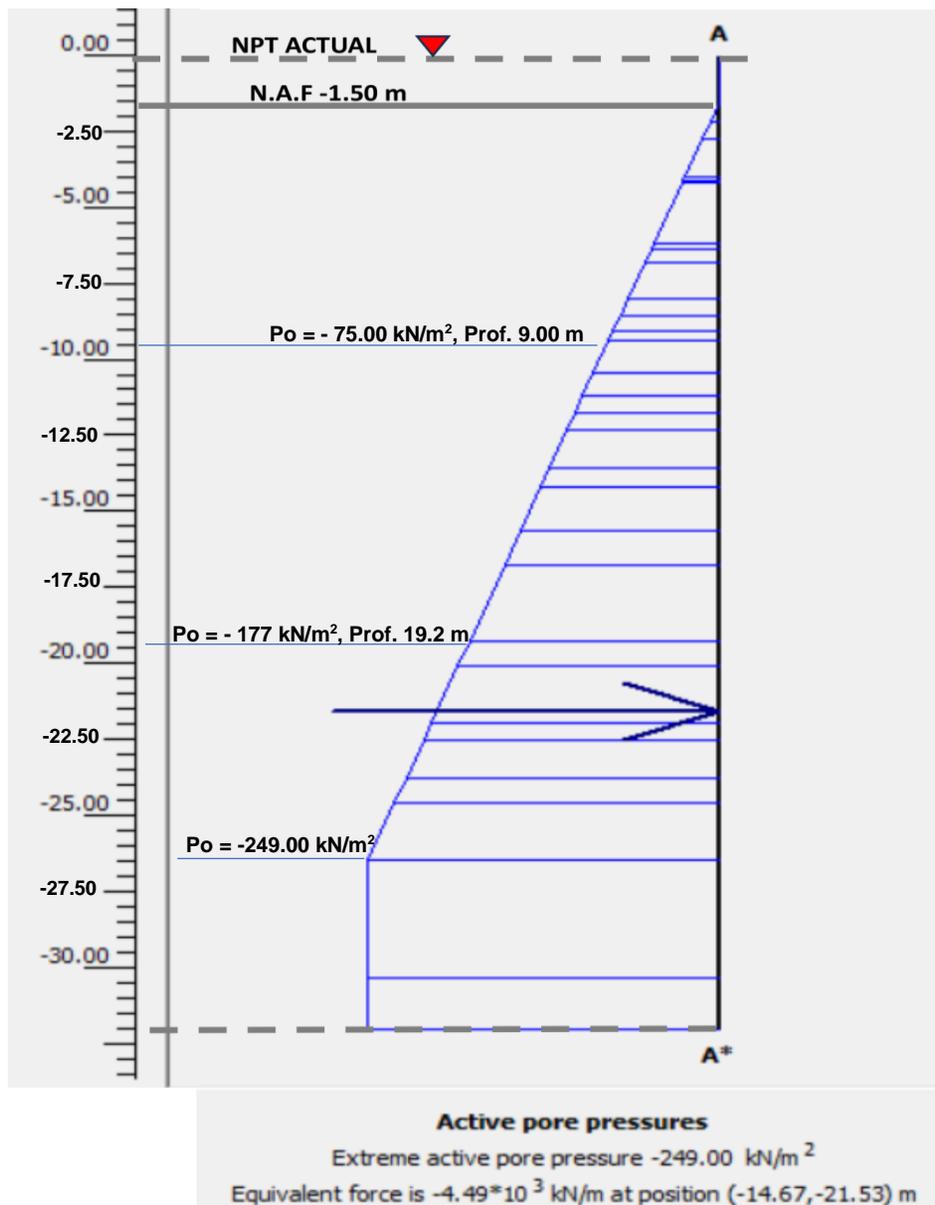
0. Condiciones iniciales geotécnicas del sitio en estudio, donde se calcula el estado de esfuerzos en el suelo en función del peso propio del suelo, las condiciones piezométricas estimadas y el coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0) de cada uno de los estratos de suelo y no se considera ninguna sobrecarga o estructura. El modelo geotécnico-numérico se alimenta con: peso volumétrico del suelo, coeficiente de permeabilidad, módulo elástico del suelo, relación de Poisson, cohesión drenada, ángulo de fricción, índice de compresión (C_c), índice de recompresión (C_r), coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0), presión de poro (P_o), presión vertical efectiva (P_v'), esfuerzo de preconsolidación (s_p) y OCR (relación entre el esfuerzo de preconsolidación y el esfuerzo vertical efectivo). En la figura 32 se presenta el modelo numérico, en esta etapa de análisis, las áreas del cajón del sistema de transporte colectivo y de la cimentación de la estructura colindante están representadas geoméricamente y tienen los parámetros del correspondiente suelo.



Nota: El modelo numérico y la malla, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 32. Malla del modelo numérico.

En el modelo matemático, las condiciones iniciales de piezometría se considera que la profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF) está a 1.50 m de profundidad con respecto al N.B.Q (nivel de banqueta, cota 0.0 m), es decir el NAF está por debajo de la costra superficial, y se considera condición hidrostática, ver figura 33. No se tienen pruebas de piezométricas.

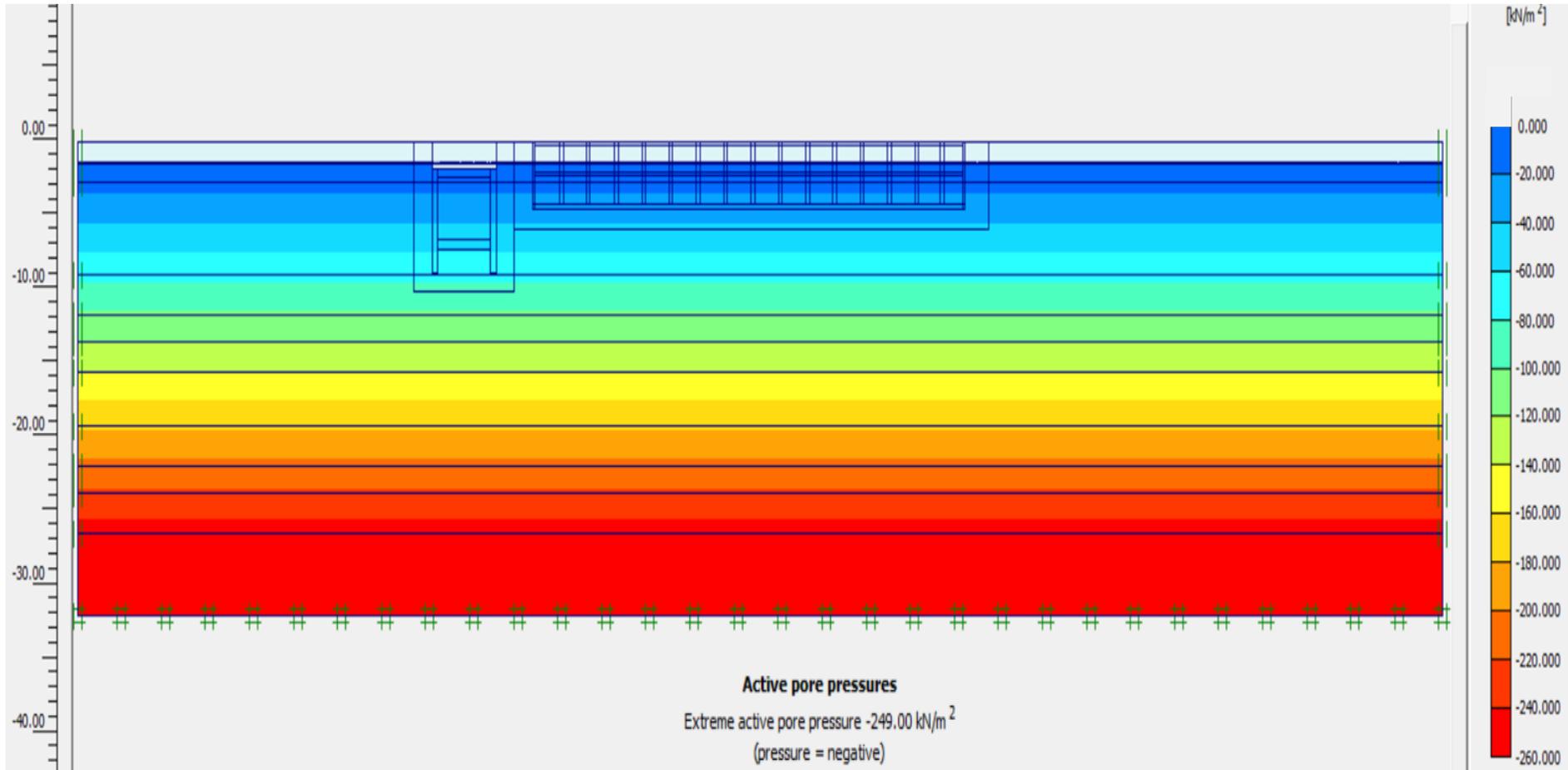


Nota: La grafica de presión de poro del subsuelo en condiciones hidrostáticas (iniciales), imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 33. Perfil de presión de poro, condiciones iniciales.



En la figura 34 se muestra la distribución de la presión de poro, condiciones iniciales en el modelo geotécnico a lo largo de la estratigrafía considerada. Se destaca que la presión de poro máxima es de -249.00 kN/m^2 .



Nota: El modelo numérico con la presión de poro, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 34. Variación de la presión de poro, condiciones iniciales.



1. Cálculo de esfuerzos y deformaciones inducidas por el peso del cajón del sistema de transporte colectivo sin la presencia de estructuras colindantes.

En este análisis se tiene en cuenta el peso propio del cajón y se incorporan las cargas muertas, como el riel y el balasto. Es importante resaltar que las cargas móviles, como los trenes en circulación, no se consideran factores influyentes en el proceso de consolidación. La geometría y dimensiones del cajón de del sistema de trasporte colectivo se presenta en la figura 1, para la determinación del peso propio del cajón del sistema de trasporte colectivo se consideró un peso volumétrico del concreto convencional de 2400 kg/cm^3 (24 kN/m^3).

Determinación de las cargas en el cajón del sistema de transporte colectivo.

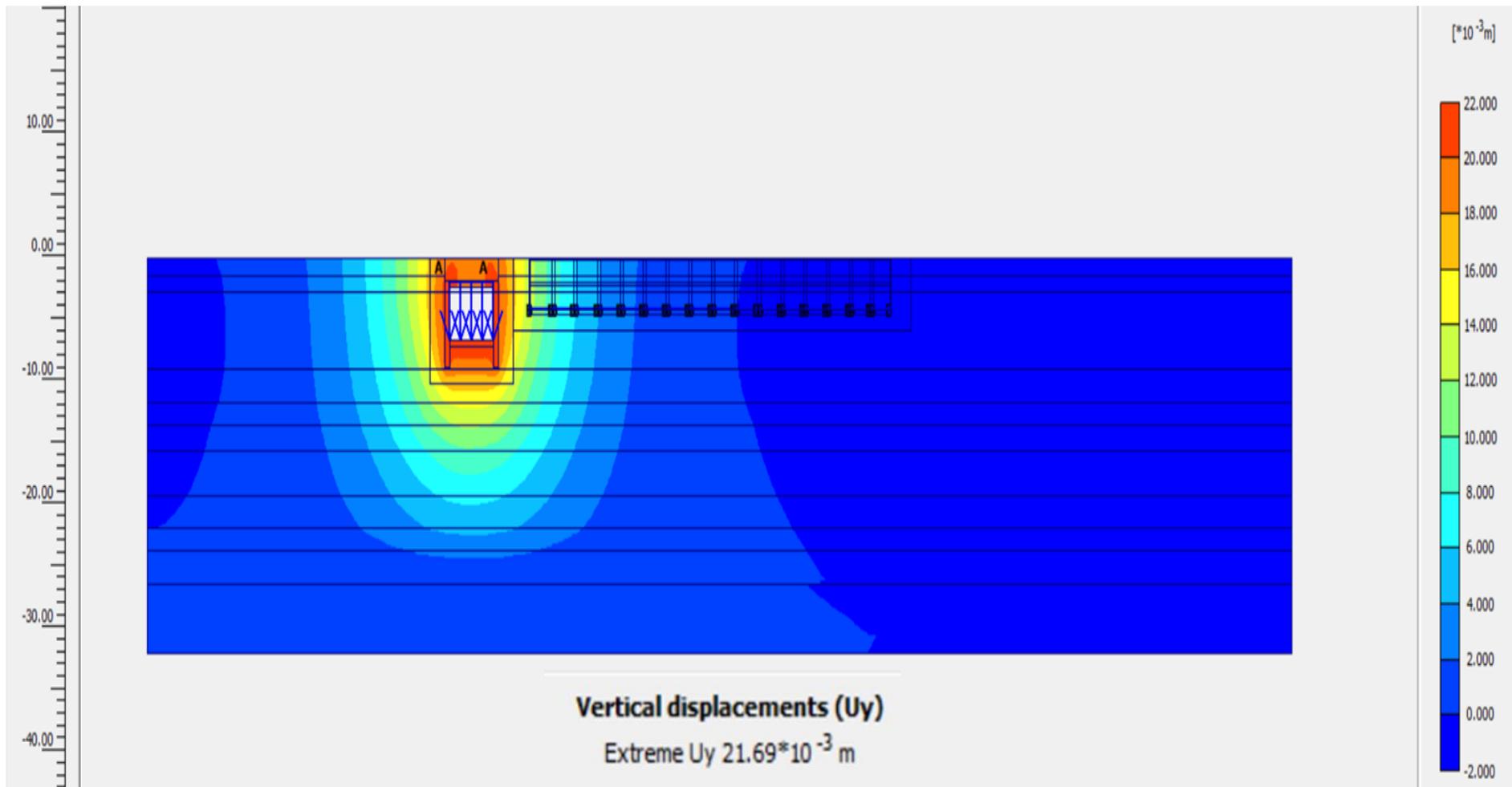
- Peso del riel por eje $39.807 \text{ Kg/m} * 2$ (número de ejes) = $79.614 \text{ Kg/m} * 1.0 \text{ m} = 79.614 \text{ kg} = 0.080 \text{ ton}$.
- Espesor de balasto considerado 0.40 m , con un peso volumétrico igual a 2.40 ton/m^3 .
- Área de análisis propuesta 6.30 m^2 .
- El peso uniformemente repartido del balasto es de $0.40 \text{ m} * 2.40 \text{ ton/m}^3 = 0.96 \text{ ton/m}^2$.

$$0.96 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 6.30 \text{ m}^2 = 6.10 \text{ ton}$$

- Sumatoria del peso de riel + balasto = 6.38 ton carga total de servicio.
- La carga de servicio uniformemente repartida es de:

$$\frac{6.38 \text{ ton}}{6.30 \text{ m}^2} = 1.02 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 10.0 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

En la figura 35 se presentan el resultado de las deformaciones a largo plazo inducidas por el cajón del sistema de transporte colectivo: en este caso resulta que el suelo bajo el cajón del sistema de transporte colectivo la deformación vertical se expande 2.0 cm .



Nota: Desplazamientos por expansión del cajón del sistema de transporte colectivo al término de su construcción, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 35. Desplazamientos por expansión del cajón del sistema de transporte colectivo.



Los resultados obtenidos del análisis mediante el método de elemento finito, figura 35, indican que el cajón del sistema de transporte colectivo experimenta una expansión por consolidación de 2.0 cm en un escenario de análisis a largo plazo, este proceso de expansión (emersión) tendrá una duración de aproximadamente 10 años. En este análisis se considera que los materiales que conforman la formación arcillosa se encuentran en un estado drenado. La magnitud de la expansión calculada indica que el cajón del sistema de transporte colectivo haya experimentado un comportamiento adecuado, lo cual se observa en las instalaciones del tramo en estudio.

Es importante remarcar que el cajón del sistema de transporte colectivo se proyectó para sustituir el peso de la arcilla extraída por la excavación, por lo tanto, la estructura que se tiene es una estructura totalmente compensada con la intención de que el cajón siga al hundimiento regional, el cual varía entre 2 a 10 cm/año en el sitio de estudio.



4.2.2- Cálculo de deformaciones (hundimientos y desplazamientos) generados por el cajón del edificio habitacional.

A partir de los desplazamientos calculados para el cajón del sistema de transporte colectivo (etapa de análisis 1), se calculan los hundimientos generados por el edificio colindante y su cajón de la cimentación.

En esta etapa de análisis se activa la geometría del cajón de cimentación del edificio colindante que fue determinada con base a planos topográficos y arquitectónicos, ver figura 1; asimismo se activan las cargas que modelan el peso del sótano, planta baja y las cinco plantas de la superestructura del edificio, en condiciones medias que transmitirá el edificio a la losa de cimentación del sótano. En el inciso 3.1 de este documento se presenta el desglose de la bajada de cargas del edificio, donde se describe una carga en condiciones medias de 5,018.20 ton que será igual a una carga uniformemente repartida de 7.24 ton/m² (72.40 kN/m²) con factores unitarios. Considerando el peso del edificio en condiciones medias, menos el peso del suelo excavado se determinó que la presión neta es de 0.88 ton/m² por lo que la cimentación está parcialmente compensada.

Asignada la carga que trasmite el cajón de cimentación colindante, se mantiene sin modificación el perfil de presión de poro respecto a la etapa uno (figuras 33 y 34) y el comportamiento de las arcillas es drenado dado que es un análisis a largo plazo por consolidación.

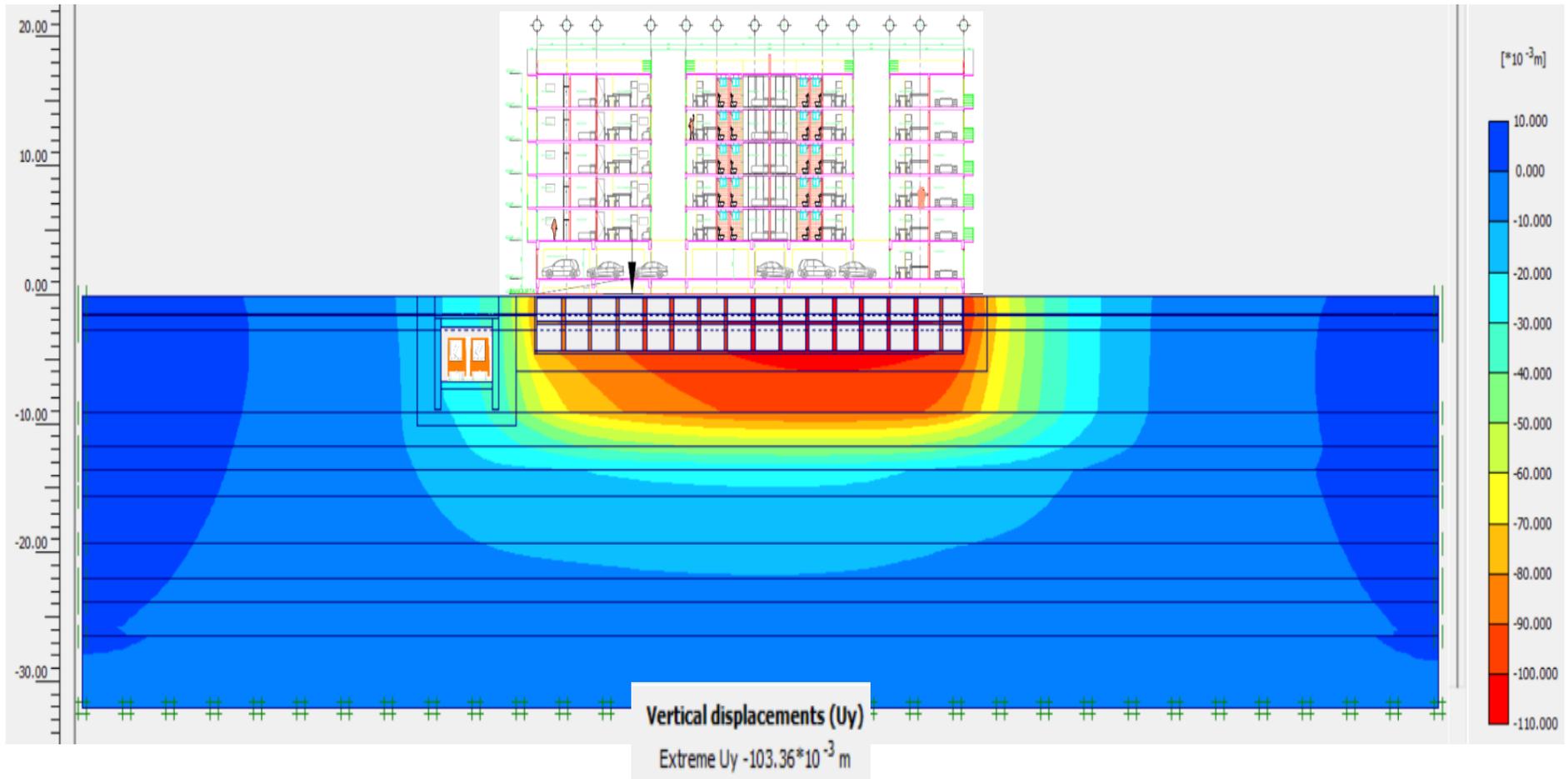
En la figura 36 se presentan la deformación (hundimiento) calculada en el suelo de apoyo del cajón de cimentación del edificio colindante y la interacción (hundimientos) que tendrá con el cajón del sistema de transporte colectivo, donde se observa que se tendrán hundimientos máximos de 10.0 cm. La magnitud del hundimiento máximo calculado es admisible. Con base en la escala de colores de la figura 36, se tiene:



- Los hundimientos de mayor intensidad se representan con un color rojo, se puede observar que el hundimiento máximo se desarrollará en la zona más alejada al cajón del sistema de transporte colectivo.

- El hundimiento máximo inducido en el cajón del sistema de transporte colectivo por la construcción del cajón de cimentación del edificio colindante es de 4.0 cm y el hundimiento mínimo inducido es de 2.0 cm, por lo tanto, se considera que la afectación al cajón del sistema de transporte colectivo es poco significativa.

- El hundimiento que experimentará el edificio proyectado se extenderá a lo largo de un periodo superior a 80 años aproximadamente, es decir a lo largo de la vida útil del edificio. Recordando que el tiempo de hundimiento del edificio pueden intervenir diversas variables como la permeabilidad de las arcillas, cantidad lluvia, condiciones del drenaje y demás variables que pueden acelerar o disminuir el proceso de consolidación a lo largo de la vida útil del edificio.



Nota: Deformación (hundimiento) generados por la compresión de la formación arcilla y por la construcción del edificio colindante y su cajón de la cimentación y su interacción con el cajón del sistema de transporte colectivo, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

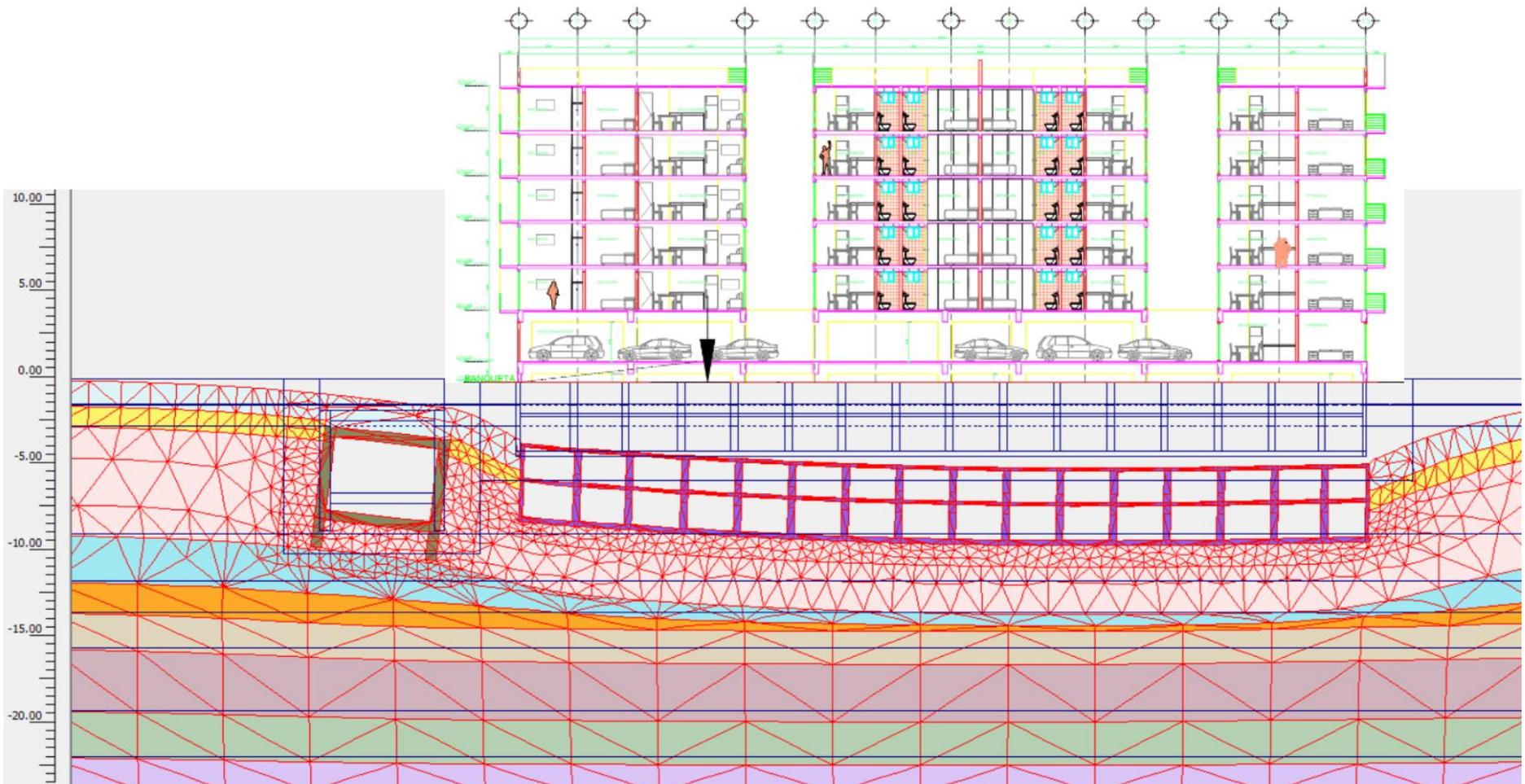
Figura 36. Distribución de hundimientos generados por la compresión de la formación arcilla y por la construcción del edificio colindante y su cajón de la cimentación y su interacción con el cajón del sistema de transporte colectivo.



En la figura 37 se presentan la deformada (conformada por desplazamientos horizontales y verticales) calculada en el cajón del sistema de transporte colectivo en el caso de la interacción del cajón de cimentación del edificio colindante con el cajón del sistema de transporte colectivo. La escala de la deformada está aumentada 50 veces. En la figura se observa que el cajón gira como cuerpo rígido y los muro tienen flexión nula prácticamente.

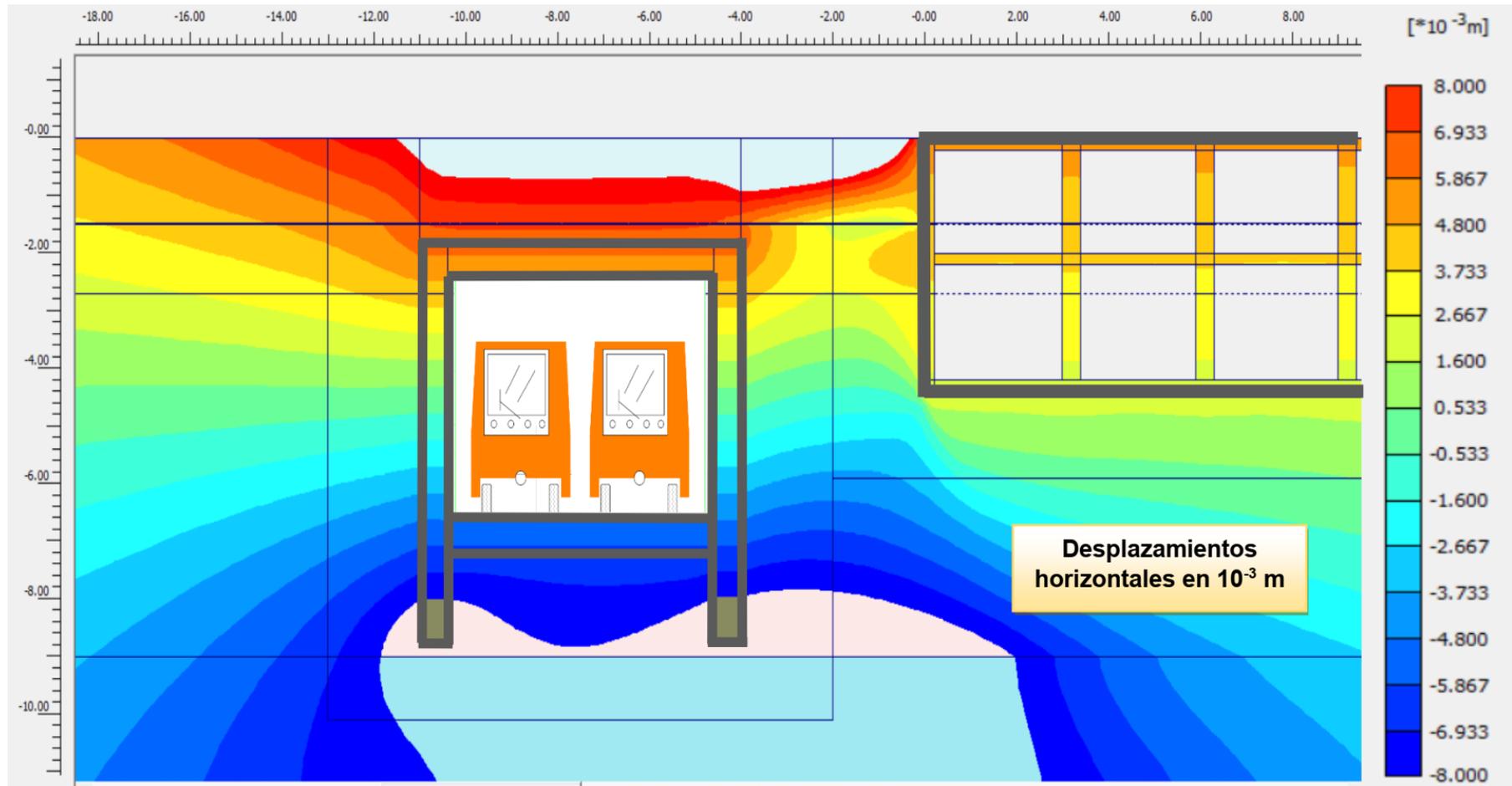
En la figura 38 se presenta en escala de colores los desplazamientos horizontales máximos calculados en el cajón del sistema de transporte colectivo, donde se observa:

- Los desplazamientos horizontales de mayor intensidad positivos (hacia el edificio colindante, de color rojo), se presentan en la parte superior del cajón y los desplazamientos horizontales de mayor intensidad negativos (en dirección contraria al edificio colindante, color azul), se presentan en la parte baja del cajón.
- Con base en los resultados de la figura 38, se determina que los desplazamientos horizontales máximos que experimentará el cajón del sistema de transporte colectivo son variables entre 7.0 mm y 8.0 mm. La magnitud de los desplazamientos máximos calculados es admisible y se consideran poco significativos al presentarse a lo largo de la vida útil del edificio proyectado. Recordando que el tiempo en el cual se presentarán los desplazamientos horizontales en el cajón del sistema de transporte colectivo pueden intervenir diversas variables como la permeabilidad de las arcillas, cantidad lluvia, condiciones del drenaje y demás variables que pueden aumentar o disminuir los desplazamientos horizontales a lo largo de la vida útil del del edificio.



Nota: Deformada (desplazamientos horizontales y verticales) del cajón del sistema de transporte colectivo por la interacción con el cajón del edificio colindante, escala de desplazamiento aumentada 50 veces, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 37. Deformada del cajón del sistema de transporte colectivo por la interacción con el cajón de cimentación del edificio colindante, escala de desplazamiento aumentada 50 veces.



Nota: Desplazamiento horizontal del cajón del sistema de transporte colectivo por la interacción con el cajón de cimentación del edificio colindante, escala de desplazamiento aumentada 50 veces, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 38. Ubicación de los desplazamientos horizontales del cajón del sistema de transporte colectivo por la interacción con el cajón de cimentación del edificio colindante.



4.3.- Evaluación de esfuerzos en el cajón del sistema de transporte colectivo

En la evaluación de la afectación al cajón del sistema de transporte colectivo por efecto de los hundimientos por consolidación del cajón de cimentación del edificio colindante, se consideran los esfuerzos normales y los esfuerzos cortantes calculados en el cajón indicado.

Los *esfuerzos normales* son consecuencia de las fuerzas que actúan perpendicularmente a una superficie dada, en la presente evaluación corresponden a los ejes longitudinales de los elementos estructurales del cajón del sistema de transporte colectivo: losa tapa, losa de fondo y muros laterales. De esta manera, estos esfuerzos están asociados a las cargas superficiales, al peso del suelo, al empuje del suelo y a la interacción del mencionado cajón con el cajón de cimentación del edificio colindante en combinación con la consolidación del suelo.

En la presente evaluación, los *esfuerzos cortantes* son consecuencia de las fuerzas que actúan tangencialmente a una superficie en el interior de la estructura del cajón del sistema de transporte colectivo y están asociados a las cargas superficiales, al peso del suelo, al empuje del suelo y a la interacción del mencionado cajón con el cajón de cimentación del edificio colindante en combinación con la consolidación del suelo.

Evaluar esfuerzos normales y cortantes determina la posibilidad de daño en el cajón del sistema de transporte colectivo y definen los elementos mecánicos de los elementos estructurales del cajón sistema de transporte colectivo. Los elementos mecánicos se definen como:

- *La fuerza axial* actúa a lo largo del eje central longitudinal del elemento estructural, puede ser de tensión o compresión, como consecuencia de cargas externas, del peso y empuje del suelo,



y por deformaciones inducidas por estructuras adyacentes. La fuerza axial se calcula como la multiplicación del esfuerzo normal por el área de la sección del elemento estructural en revisión.

- *La fuerza cortante* actúa de forma paralela a la superficie en revisión y puede deslizar una parte de este material sobre otra. La fuerza cortante se calcula como la multiplicación del esfuerzo cortante por el área de la sección del elemento estructural en revisión.

- *Momento flexionante* causa flexión o curvatura en el elemento estructural en revisión, como consecuencia de cargas externas, del peso y empuje del suelo, y por deformaciones inducidas por estructuras adyacentes. El momento de flexión se calcula como la multiplicación de la magnitud de un par fuerzas por la distancia o separación entre ambas fuerzas. Las Fuerzas actúan en la sección en revisión, cada fuerza es calculada con en el caso de fuerza axial. En el diseño estructural, el momento flexionante define la cuantía de acero en la sección del elemento estructural en revisión, con objeto de limitar la flexión del mismo elemento estructural.

En la presente evaluación, los momentos de flexión son poco relevantes por lo no se consideran en la evaluación del cajón, debido a que el cajón es muy rígido como se observa en la comparación de fuerzas normales y cortantes indicada más adelante.



4.3.1.- Esfuerzos normales en el cajón del sistema de transporte colectivo

Para que un elemento estructural de concreto como los que conforman el cajón del sistema de transporte colectivo se dañe, los esfuerzos normales deben superar la resistencia a la compresión del concreto, representada comúnmente por la resistencia especificada a la compresión del concreto (f_c), la resistencia a la compresión del concreto utilizado en la estructura del cajón del sistema de transporte colectivo se estimó de 250 kg/cm^2 , tomando en cuenta que el concreto utilizado en 1968 (año de construcción de la sección de interés del cajón del sistema de transporte colectivo) representa la resistencia convencional estándar para ese periodo. Además, se considera que la resistencia a la tensión del concreto simple es de 50 kg/cm^2 , magnitud de referencia debido a que no se cuenta con el diseño estructural.

Cuando los esfuerzos normales aplicados a un elemento de concreto superan la resistencia a la compresión del concreto (f_c), pueden ocurrir daños en el concreto. Estos daños pueden manifestarse como grietas, deformaciones excesivas o incluso colapsos estructurales, en función de la magnitud de los esfuerzos y la resistencia del concreto a compresión.

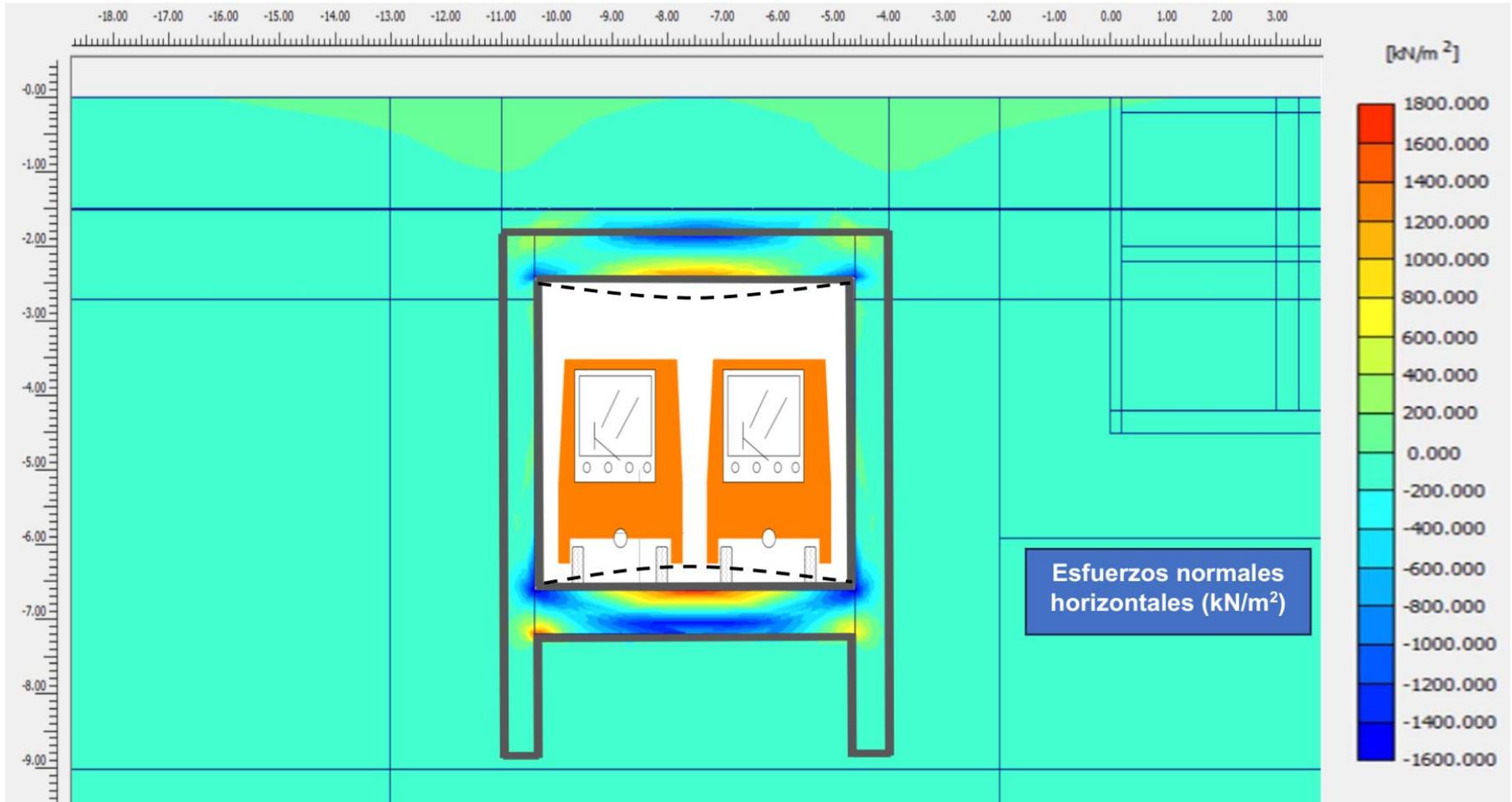
La figura 39 muestra los esfuerzos normales horizontales de tensión y de compresión calculados en el cajón del sistema de transporte colectivo, para el caso sin la influencia de la construcción del edificio colindante y su cajón de cimentación, donde se observa que los esfuerzos son simétricos en las losas tapa y de fondo del cajón. En la figura se muestra la deformación del cajón, línea punteada.

La figura 40 muestra los esfuerzos normales horizontales de tensión y de compresión calculados en el cajón del sistema de transporte colectivo, para el caso de interacción con el cajón de cimentación del edificio colindante, donde se observa que los esfuerzos son asimétricos con magnitudes máximas relativamente mayores comparadas con el caso del cajón sin la interacción, además de la deformada del cajón, línea punteada.



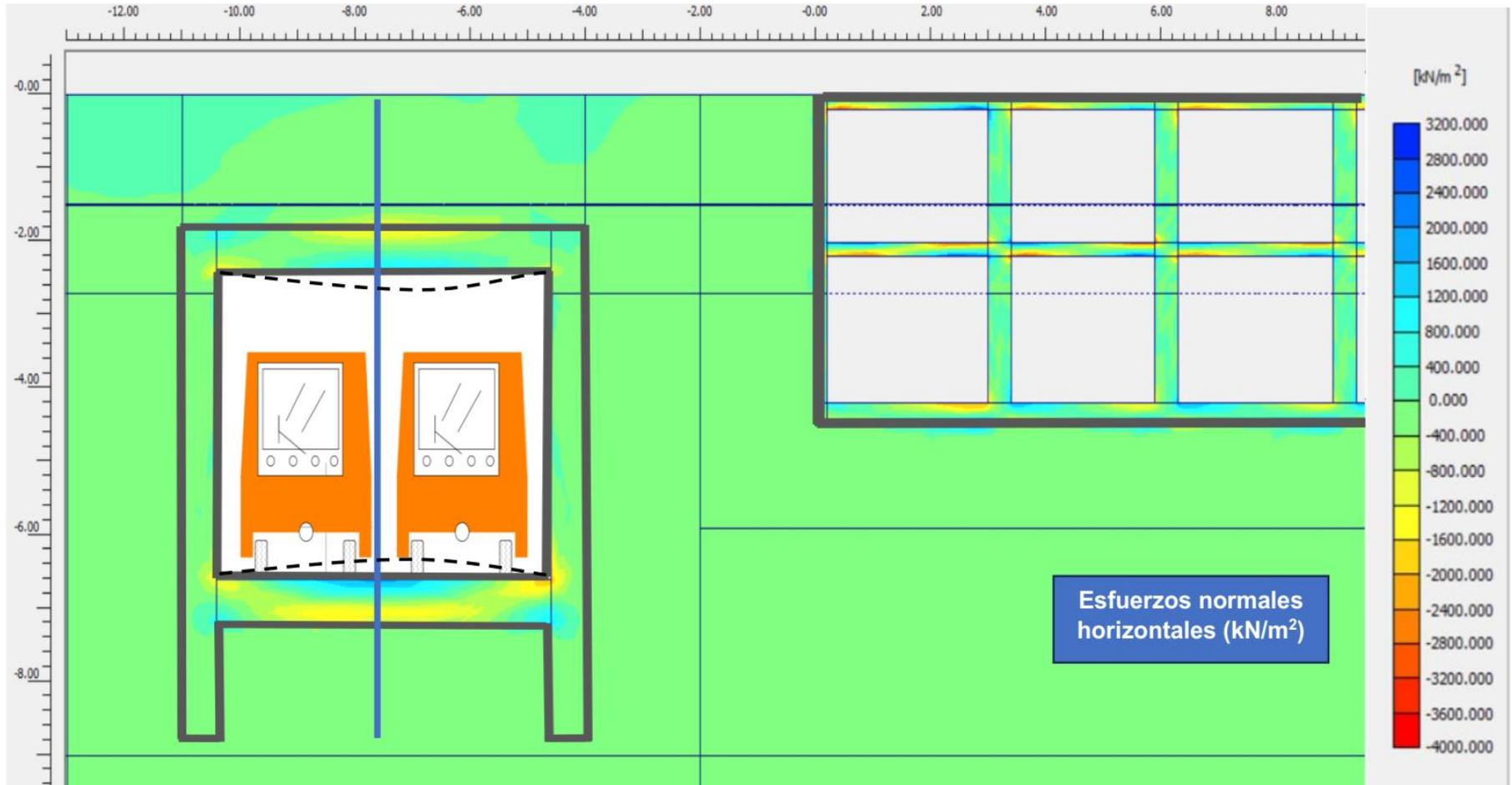
La figura 41 muestra los esfuerzos normales verticales de compresión y tensión calculados en el cajón, para el caso sin la influencia de la construcción del edificio colindante y su cajón de cimentación, donde se observa que los esfuerzos son simétricos con respecto a los muros del cajón y la deformada del cajón, línea punteada.

En la figura 42 muestra los esfuerzos normales verticales de compresión y tensión calculados en el cajón del sistema de transporte colectivo, para el caso de interacción con el cajón de cimentación del edificio colindante, donde se observa que los esfuerzos son asimétricos con magnitudes máximas relativamente mayores comparadas con el caso del cajón sin la interacción.



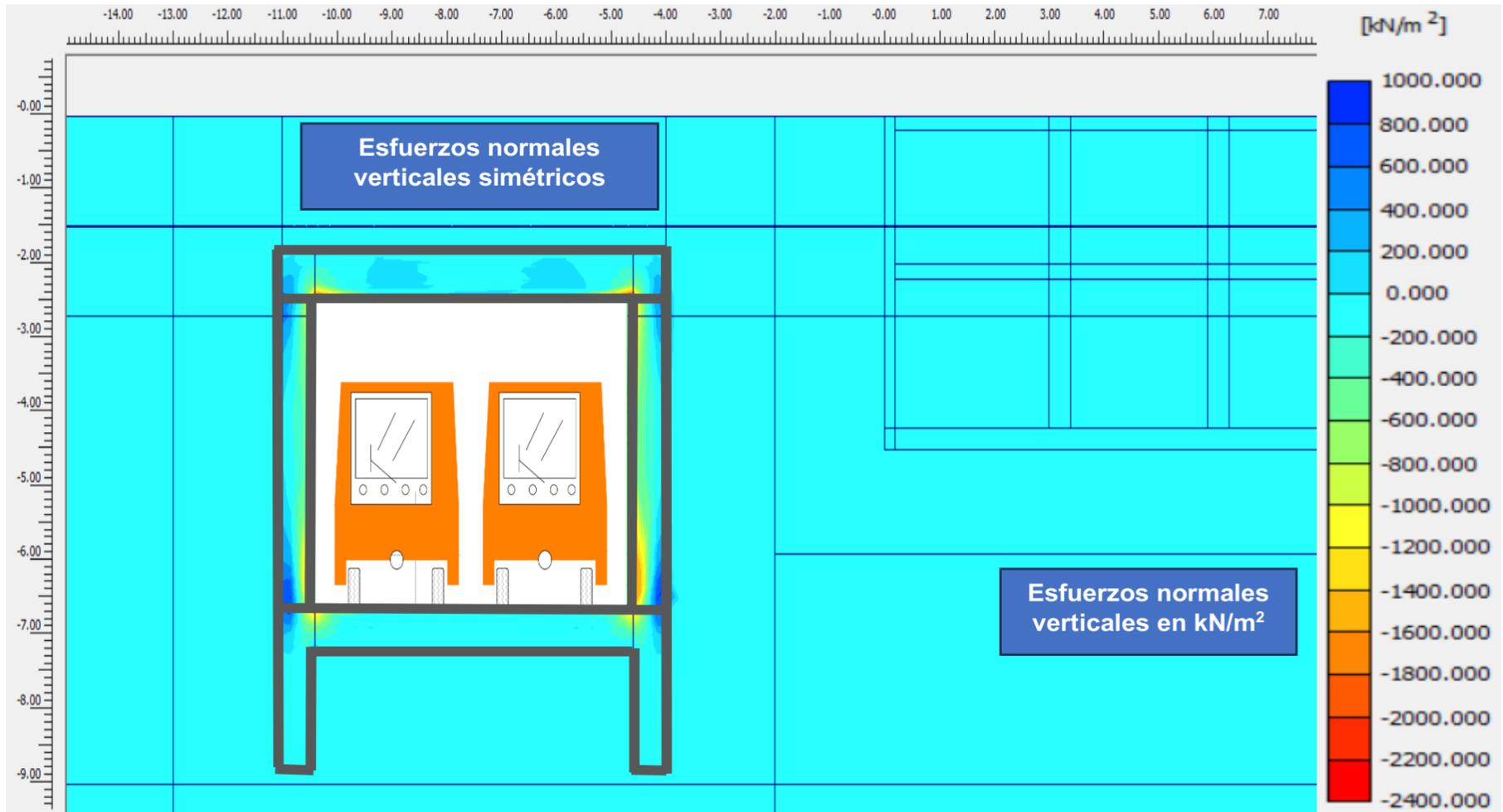
Nota: Distribución de los esfuerzos normales horizontales considerando únicamente el cajón del sistema de transporte colectivo, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 39. Distribución de los esfuerzos normales horizontales considerando únicamente el cajón del sistema de transporte colectivo.



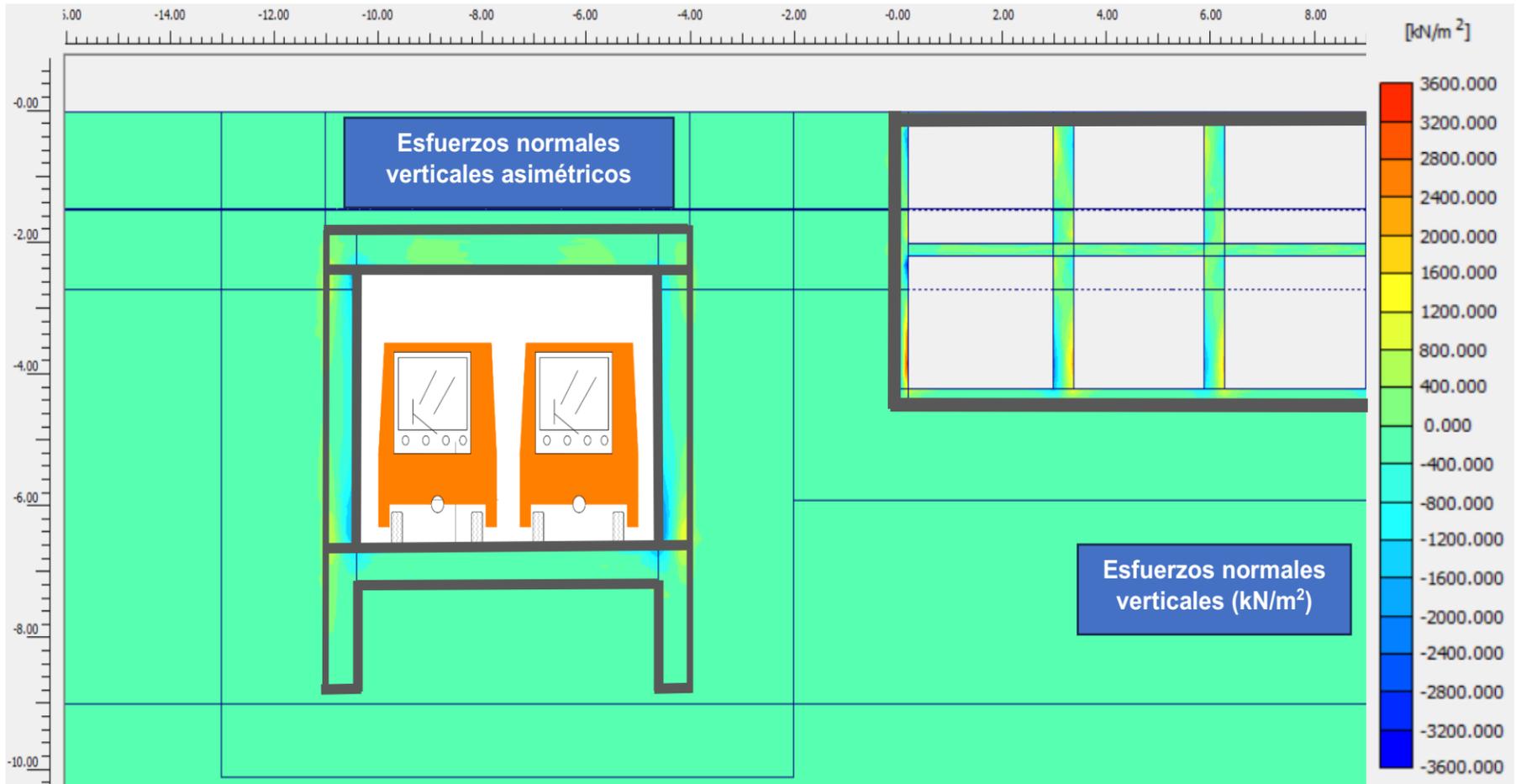
Nota: Distribución de los esfuerzos normales horizontales en el cajón del sistema de transporte colectivo considerando la construcción del edificio colindante y su cajón de cimentación, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 40. Distribución de los esfuerzos normales horizontales en el cajón del sistema de transporte colectivo considerando la construcción del edificio colindante y su cajón de la cimentación.



Nota: Distribución de los esfuerzos normales verticales considerando únicamente el cajón del sistema de transporte colectivo, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 41. Distribución de los esfuerzos normales verticales considerando únicamente el cajón del sistema de transporte colectivo.



Nota: Distribución de los esfuerzos normales verticales en el cajón del sistema de transporte colectivo considerando la construcción del edificio colindante y su cajón de cimentación, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 42. Distribución de los esfuerzos normales verticales en el cajón del sistema de transporte colectivo considerando la construcción del edificio colindante y su cajón de la cimentación.



Con base en la comparación de la distribución de esfuerzos normales horizontales en el cajón del sistema de transporte colectivo sin y con interacción con el cajón de cimentación del edificio colindante, respectivamente figuras 39 y 40, se tiene:

- Los esfuerzos normales de compresión de mayor intensidad (color azul) se presentan por el peso del suelo adyacente en el contacto entre las losas tapa y de fondo. Los esfuerzos normales de tensión de mayor intensidad (color rojo) se presentan por flexión de las losas tapa y de fondo.
- En la tabla 4 se comparan los resultados de los esfuerzos normales horizontales obtenidos en el modelo matemático de los dos casos de análisis. En ambos casos, no se supera la resistencia a la compresión y a la tensión del concreto del cajón del sistema de transporte colectivo. Por lo tanto, se espera que los esfuerzos normales horizontales no generen daño estructural en el cajón del sistema de transporte colectivo por interacción con el cajón colindante.

Tabla 4. Comparación de esfuerzos normales horizontales vs la resistencia del concreto en el cajón del sistema de transporte colectivo

COMPARACIÓN DE ESFUERZOS NORMALES HORIZONTALES VS LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO			
	Resistencia del concreto considerada para el cajón del sistema de transporte colectivo	Esfuerzos normales horizontales máximos en el cajón del sistema de transporte colectivo	Esfuerzos normales horizontales considero la construcción del edificio colindante
Esfuerzos normales (negativos-compresión)	250 kg/cm²	16.32 kg/cm²	32.63 kg/cm²
Esfuerzos normales (positivos - tensión)	50 kg/cm²	18.35 kg/cm²	36.00 kg/cm²

Con base en la comparación de la distribución de esfuerzos normales verticales en el cajón del sistema de transporte colectivo sin y con interacción con el cajón de cimentación del edificio colindante, respectivamente figuras 41 y 42, se tiene:



- Los esfuerzos normales de compresión de mayor intensidad se presentan al pie de cada muro y por la carga al interior del cajón. Los esfuerzos normales de tensión de mayor intensidad se presentan en la parte exterior del cajón al pie de cada muro.
- En la tabla 5 se comparan los resultados de los esfuerzos normales verticales obtenidos en el modelo matemático de los dos casos de análisis. En ambos casos, no se supera la resistencia a la compresión y no a tensión del concreto del cajón del sistema de transporte colectivo. Por lo tanto, se espera que los esfuerzos normales verticales no generen daño estructural en el cajón del transporte colectivo por interacción con el cajón colindante.

Tabla 5. Comparación de esfuerzos normales verticales vs la resistencia del concreto en el cajón del sistema de transporte colectivo

COMPARACIÓN DE ESFUERZOS NORMALES VERTICALES VS LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO			
	Resistencia del concreto considerada para el cajón del sistema de transporte colectivo	Esfuerzos normales verticales máximos en el cajón del sistema de transporte colectivo	Esfuerzos normales verticales máximos considero la construcción del edificio colindante
Esfuerzos normales (negativos-compresión)	250 kg/cm²	24.47 kg/cm²	36.71 kg/cm²
Esfuerzos normales (positivos - tensión)	50 kg/cm²	10.20 kg/cm²	36.71 kg/cm²

- Con base en los resultados de los desplazamientos horizontales y los esfuerzos normales se determina que no existirán deformaciones en la estructura del cajón del sistema de transporte colectivo por la construcción del edificio colindante y su cajón de cimentación, debido al espesor de los muros y losas del cajón, teniendo como resultado que el cajón se comporte como un cuerpo rígido.



4.3.2.- Evaluación de los esfuerzos cortantes en el cajón del sistema de transporte colectivo

El daño en un elemento de concreto debido a esfuerzos cortantes puede causar fisuras o agrietamientos diagonales en el concreto, especialmente en áreas donde se transmite el cortante, como en las vigas y losas.

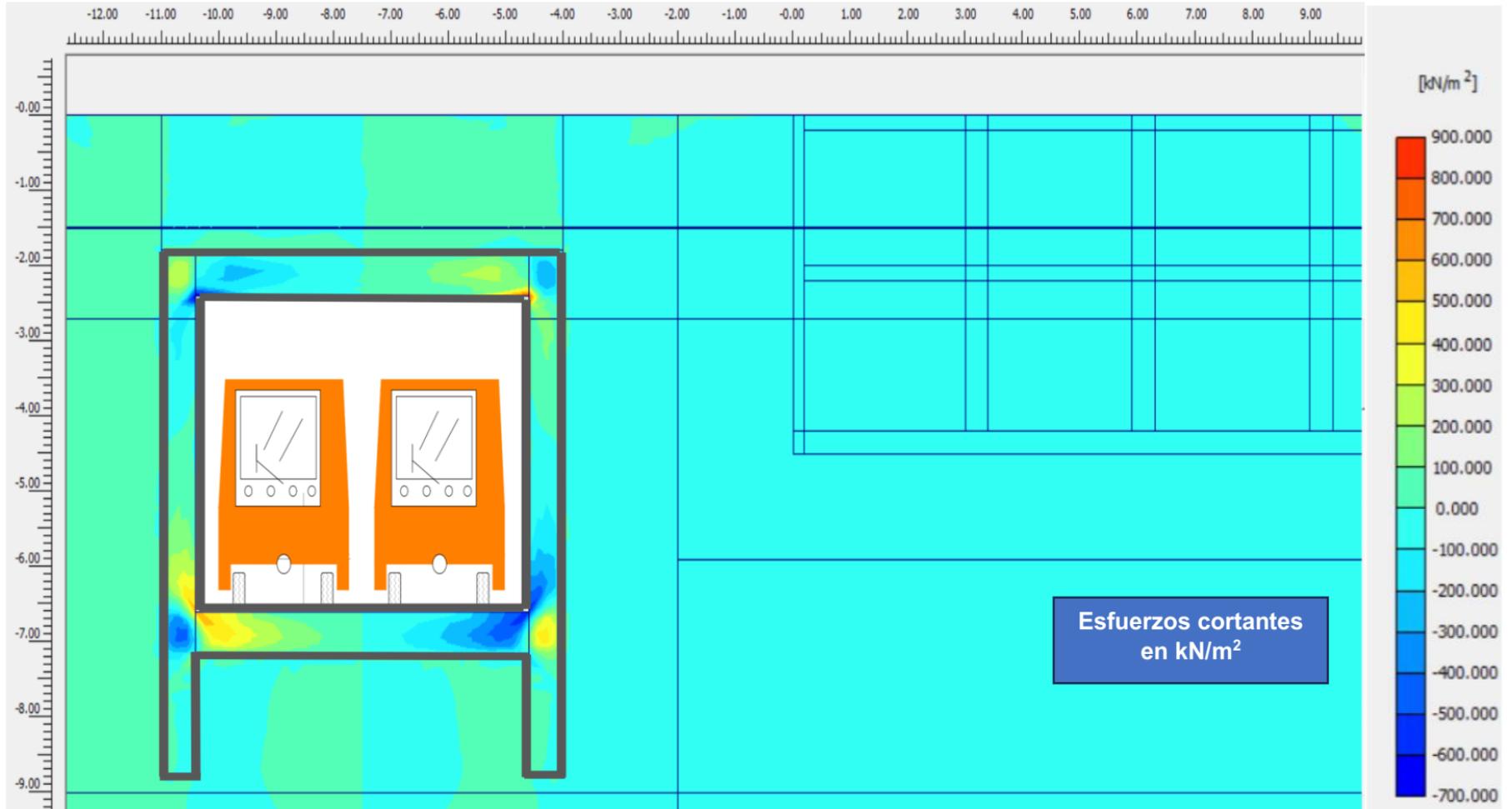
En resumen, para que un elemento de concreto se dañe, los esfuerzos cortantes deben ser superiores a la resistencia al cortante (V_c) del concreto.

Como referencia se consideró una resistencia del concreto al esfuerzo cortante es de $V_c = 125 \text{ kg/cm}^2$ mediante una relación empírica que aplica a concreto simple, $c = f'c/2$, se recalca que la revisión estructural del cajón no es parte del alcance de este documento.

En la figura 43 se muestran los esfuerzos cortantes presentes en el cajón del sistema de transporte colectivo. Cabe resaltar que el resultado presentado en el modelo numérico no tiene en cuenta la influencia de la construcción del cajón de cimentación del edificio colindante. Los esfuerzos cortantes en el cajón del sistema de transporte colectivo se concentran en las conexiones del cajón, la magnitud máxima absoluta es de 900 kPa (9.0 kg/cm²).

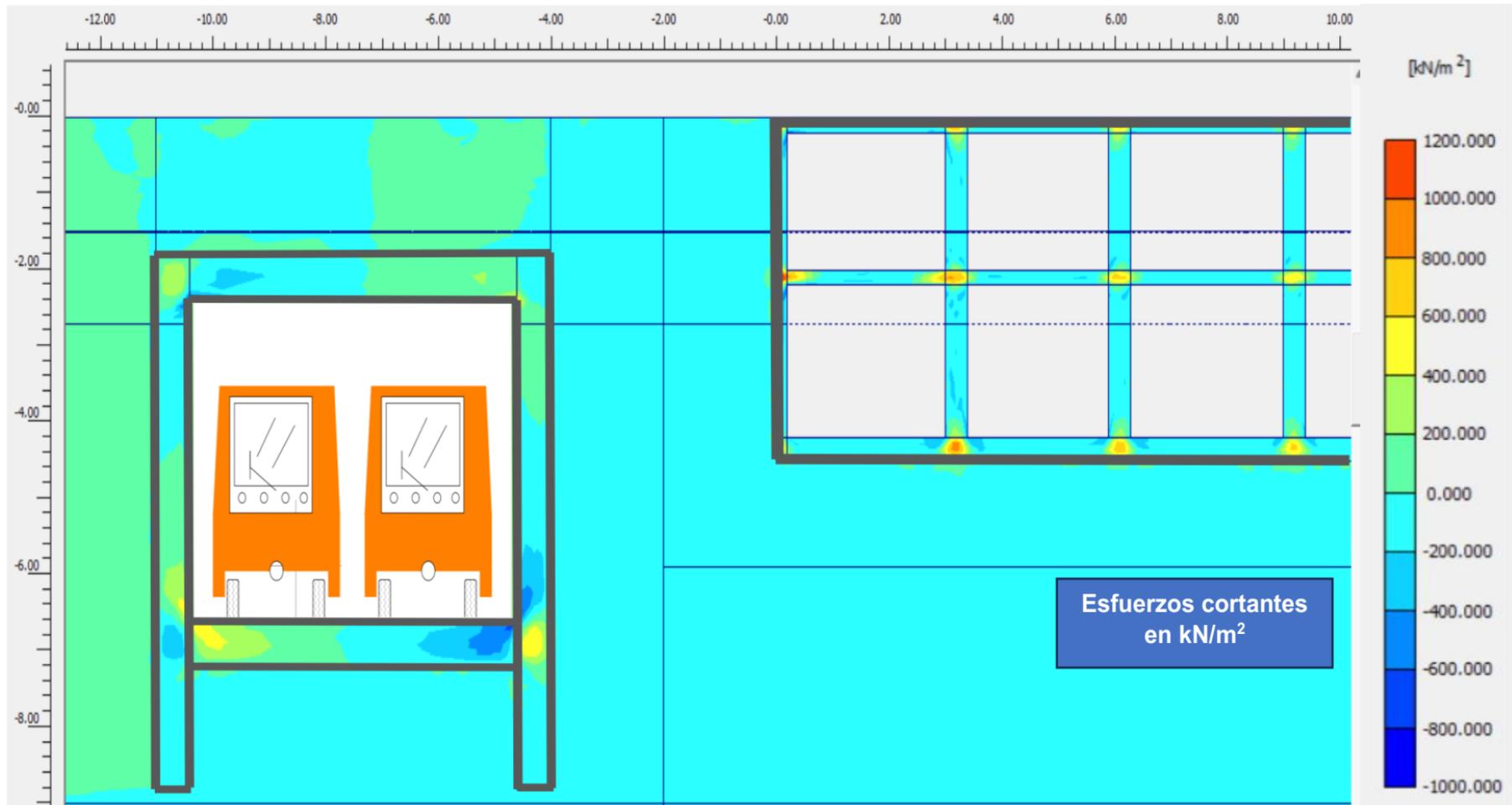
En la figura 44 se muestran los esfuerzos cortantes presentes en el cajón del sistema de transporte colectivo considerando la construcción del cajón de cimentación del edificio colindante, el modelo numérico indica que los esfuerzos cortantes se incrementan. Los esfuerzos cortantes en el cajón del sistema de transporte colectivo se concentran en las conexiones del cajón, la magnitud máxima absoluta es de 1,200 kPa (12.0 kg/cm²).

El esfuerzo cortante máximo, obtenido en los dos escenarios de análisis, no supera la resistencia al cortante del concreto tomada como referencia en la estructura del cajón del sistema de transporte colectivo. Por lo tanto, se espera que los esfuerzos cortantes no generen fisuras o agrietamientos diagonales en el concreto ni ningún otro tipo de daño estructural en el cajón del sistema transporte colectivo.



Nota: Distribución de los esfuerzos cortantes considerando únicamente el cajón del sistema de transporte colectivo, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 43. Distribución de los esfuerzos cortantes considerando únicamente el cajón del sistema de transporte colectivo.



Nota: Distribución de los esfuerzos cortantes en el cajón del sistema de transporte colectivo considerando la construcción del edificio colindante y su cajón de cimentación, imagen de elaboración propia. Todos los derechos reservados [2024].

Figura 44. Distribución de los esfuerzos cortantes en el cajón del sistema de transporte colectivo considerando la construcción del edificio colindante y su cajón de cimentación.



Tabla 6. Comparación de esfuerzos cortantes vs la resistencia del concreto en el cajón del sistema de transporte colectivo

COMPARACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES VS LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO		
Resistencia al esfuerzo cortante del concreto, considerada para el cajón del sistema de transporte colectivo	Esfuerzos cortantes máximos en el cajón del sistema de transporte colectivo	Esfuerzos cortantes máximos considero la construcción del edificio colindante
125 kg/cm²	9.17 kg/cm²	12.24 kg/cm²



5.- CONCLUSIONES

- En el presente documento se evalúa la afectación al cajón del sistema colectivo por la construcción de un edificio colindante y su cajón cimentación parcialmente compensado. La evaluación se realiza por el estado límite de servicio, donde se calculan hundimientos por consolidación generada por la carga del edificio colindante y por consolidación regional. Se observa que la influencia en el cajón es más significativa para hundimientos de consolidación generados por la carga de la estructura (vida útil del edificio). Además, se evalúan los incrementos de esfuerzos en el cajón causados por el edificio colindante y su cajón cimentación, donde se concluye que los incrementos de esfuerzos son poco relevantes para el comportamiento del cajón.

- La estimación de los hundimientos que experimentará el edificio colindante y su cajón cimentación a lo largo de su vida útil y sus efectos en el cajón del sistema de transporte colectivo, se llevaron a cabo considerando que el edificio transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 0.88 ton/m^2 . Esta carga actuará a partir del nivel de desplante de la cimentación y se obtuvo restando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, aplicando factores de carga unitarios.

- En el análisis de hundimientos se empleó el método de elemento finito en deformación plana (*Plain Strain*) con el que se generó un modelo matemático. El modelo de comportamiento de las formaciones de arcilla es *Hardening soil* (HS) o de endurecimiento isotrópico a lo largo del tiempo, para determinar los hundimientos y la distribución de esfuerzo normales y cortantes en el subsuelo.

- Los hundimientos en el edificio proyectado varían entre 6.50 cm y 10.0 cm, los cuales se presentarán a lo largo de la vida útil del edificio proyectado, se puede observar que el hundimiento máximo se desarrollará en la zona más alejada al cajón del sistema de transporte colectivo, los



cuales son admisibles de acuerdo con los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias.

- El hundimiento máximo inducido en el cajón del sistema de transporte colectivo por la construcción del cajón de cimentación del edificio colindante es de 4.0 cm y el hundimiento mínimo inducido es de 2.0 cm, por lo tanto, se considera que la afectación al cajón del sistema de transporte colectivo es poco significativa.

- Los desplazamientos horizontales máximos que experimentará el cajón del sistema de transporte colectivo son variables entre 7.0 mm a 8.0 mm. La magnitud de los desplazamientos horizontales máximos calculados es admisible y se consideran poco significativos al presentarse a lo largo de la vida útil del edificio proyectado; debido al espesor de los muros y losas del cajón, el cajón se comportará como un cuerpo rígido.

- Se concluye que el edificio proyectado colindante ejercerá una mínima influencia, que no afectará las instalaciones del cajón del sistema de transporte colectivo, debido a que los hundimientos y esfuerzos (normales horizontales, verticales y esfuerzos cortantes) inducidos por la construcción y funcionamiento del edificio proyectado *son poco significativos*.



6.- REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Bowles, J. E., (1997). Foundation analysis and design, (quinta edición), Peoria, Illinois, United States. The McGraw-Hill Companies, Inc.

Terzaghi, K. y Peck, R. B., (1955). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica, USA y Barcelona, Industrias Gráficas M. Pareja – Montaña, 2 edición, tercera reimpression.

INGENET, (2009), Línea 3, Ciudad de México, INGENET Infraestructura. Información recuperada el 07 de junio del 2023, del sitio web <http://infraestructura.ingenet.com.mx/2009/07/linea-3-ciudad-de-mexico/>

Administración Pública de la Ciudad de México, RCDF y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones de la CDMX, 15 de diciembre de 2017.

Plaxis Version 8, Material Models Manual, Plaxis BV.