



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO CON INTERACCIÓN ESTÁTICA Y
DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA DE UNA CIMENTACIÓN
COMPENSADA PARA UN EDIFICIO UBICADO EN ZONA DE LAGO
DE LA CDMX**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

ING. MARIO EDUARDO SANTOS JIMENEZ

DIRECTOR DE TESINA: **DR. HÉCTOR RAÚL AGUILAR BECERRIL**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

OCTUBRE 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Agradecimientos

Mi sincero agradecimiento al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico brindado durante mi formación como especialista.

Mi eterno agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería que desde el primer momento me brindaron las herramientas y me guiaron para tener una formación académica exitosa.

A mi director de tesina, el Dr. Héctor Raúl Aguilar Becerril, mi eterna gratitud por haberme brindado las herramientas y el apoyo necesarios para la realización de este trabajo.

A mis profesores en la licenciatura, gracias por haberme brindaron los conocimientos necesarios para lograr ser aceptado en el Programa Único de Especialización de Ingeniería (PUEI).

A mis profesores en la especialidad, mi eterna gratitud y mi más profunda admiración, ya que cada uno de ellos me transmitió valioso conocimiento sin el cual el desarrollo de este trabajo no habría sido posible.

A mis padres Candida y Mario, a quienes amo, me faltan las palabras para agradecerles por el apoyo incondicional y desinteresado que siempre me han brindado en beneficio de mi formación personal, académica y profesional, sin ellos nada de esto sería posible.

A mis amigos y compañeros, muchas gracias por su amistad, tolerancia y solidaridad.

“Comprender los fenómenos de la naturaleza es una tarea difícil y de tiempo para el ingeniero científico que debe descubrir sin desesperarse”

Leonardo Zeevaert Wiechers

CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN.....	1
2	ANTECEDENTES.....	3
2.1	Ubicación del proyecto.....	3
2.2	Descripción del proyecto.....	3
2.3	Exploración geotécnica.....	5
2.4	Ensayes de laboratorio.....	6
3	CONDICIONES GEOTECNICAS DEL SITIO.....	7
3.1	Geología regional.....	7
3.2	Estratigrafía del sitio.....	7
4	DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACIÓN.....	11
4.1	Cimentaciones compensadas.....	11
4.2	Condiciones de carga.....	12
4.3	Sistema de cimentación.....	14
4.4	Parámetros geotécnicos.....	16
4.5	Capacidad de carga.....	17
4.6	Deformaciones.....	17
4.6.1	Análisis de compensación.....	17
4.6.2	Cálculo de deformaciones elásticas (corto plazo).....	18
4.6.3	Cálculo de deformaciones a largo plazo.....	25
4.6.4	Asentamientos totales.....	26
5	REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE.....	27
5.1	Estado límite de falla (ELF).....	27
5.2	Estado límite de servicio (ELS).....	29
6	INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.....	30
6.1	Interacción estática.....	30
6.2	Interacción dinámica.....	33
6.2.1	Interacción inercial.....	33
6.2.2	Interacción cinemática.....	38
7	CONCLUSIONES.....	40
8	REFERENCIAS.....	42
9	ANEXOS.....	

9.1	Pruebas de laboratorio
9.1.1	Compresión simple.....
9.1.2	Triaxiales
9.1.3	Límites de consistencia.....
9.1.4	Consolidación

1 INTRODUCCIÓN

Las condiciones geológicas y geotécnicas adversas en el Valle de México han representado un desafío para las ingenierías geotécnica y estructural a lo largo de los años, para la primera los grandes retos han sido diseñar cimentaciones para estructuras cada vez más grandes, más pesadas y con distribuciones de carga complejas sobre suelos con una baja resistencia al esfuerzo cortante y de alta deformabilidad mientras que para la segunda uno de los mayores retos ha sido diseñar estructuras capaces de resistir sismos de magnitudes importantes y lidiar con los efectos de sitio que se presentan en el Valle de México.

La ingeniería geotécnica para resolver la problemática que implica diseñar y construir una cimentación en el Valle de México para que el terreno sea capaz de resistir los esfuerzos que la estructura induce a nivel de desplante y mantener los asentamientos en un rango aceptable para las condiciones de falla y de servicio, respectivamente, ha recurrido al ingenio de grandes ingenieros geotecnistas que han visto a nuestra ciudad como uno de los laboratorio de mecánica de suelos más grandes para comprobar sus teorías, dando vida así a cimentaciones a base de cajones, pilas y pilotes de cimentación e incluso combinaciones de las mismas, dando resultados satisfactorios.

Sin embargo en cimentaciones con áreas de contacto con el suelo tan grandes como son los cajones de cimentación surge el gran problema de los asentamientos diferenciales por lo que surge la necesidad de evitar a toda costa que las descargas de la superestructura hacia la cimentación provoquen excentricidades ante cargas estáticas, por lo que se recurre al empleo de lastres para disminuir la excentricidad entre el centro geométrico y el centro de cargas. Pero este no es el único problema con los asentamientos, pues también se debe buscar la rigidez adecuada de la losa del cajón de cimentación para que el asentamiento sea lo más uniforme posible y aunque el ingeniero estructurista es el encargado del diseño estructural de la losa, la labor del ingeniero geotecnia es proporcionarle los módulos de reacción que se obtienen estudiando la compatibilidad de las deformaciones de la cimentación con el suelo de desplante mediante la interacción estática suelo-estructura.

Por otra parte la ingeniería geotécnica en su incansable búsqueda de estudiar el comportamiento del suelo en la interfaz de este con la estructura de cimentación, ahora ante cargas accidentales como son las que se generan ante eventos sísmicos, mediante la interacción dinámica suelo-estructura que tiene como objetivo calcular el periodo y amortiguamiento efectivo de la estructura, busca reducir el espectro de diseño sísmico para disminuir las magnitudes de la fuerza lateral y el momento de volteo utilizadas tanto para el cálculo de los elementos mecánicos de la estructura como para la revisión de los esfuerzos en la cimentación ante las cargas generadas durante eventos sísmicos.

En el presente trabajo se realizó el diseño geotécnico de un cajón de cimentación en Zona de Lago del Valle de México calculando la capacidad de carga del terreno con la teoría de Skempton y posteriormente se revisa el Estado Limite de Falla (ELF) con ayuda de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC-2017). También se calcularon las expansiones y asentamientos con la teoría de la

elasticidad así como los asentamientos con la teoría de consolidación para suelos finos saturados para verificar el cumplimiento del Estado Limite de Servicio (ELS) de las NTC-DCC-2017 para finalmente estudiar los fenómenos de Interacción Estática Suelo-Estructura (IESE) e Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE).

2 ANTECEDENTES

2.1 Ubicación del proyecto

El predio del proyecto tiene una geometría rectangular con un área en planta de aproximadamente 440.0 m^2 , con 29.5 m de largo y 14.85 m de ancho, figura 2.1. Se localiza en la Ciudad de México, alcaldía Cuauhtémoc, en algún punto de la colonia Roma Norte.

Geotécnicamente, el proyecto se ubica en la zona de Lago III del valle de México (NTC-DCC, 2017), figura 2.3. Esta zona se caracteriza por presentar depósitos de suelo predominantemente arcillosos, con baja resistencia al esfuerzo cortante, alta deformabilidad y espesor cercano a los 40.0 m.

2.2 Descripción del proyecto

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de una estructura conformada por un sótano para comercios con nivel de piso terminado de -3.20 m , planta baja con nivel de piso terminado de $+1.30 \text{ m}$, cinco niveles superiores y azotea figura 2.2.

De acuerdo con la información proporcionada del proyecto, se sabe que el inmueble estará estructurado por columnas y trabes de concreto armado, formando marcos en direcciones ortogonales, además de losas reticulares en los niveles inferiores y losas macizas en los niveles intermedio y superiores.

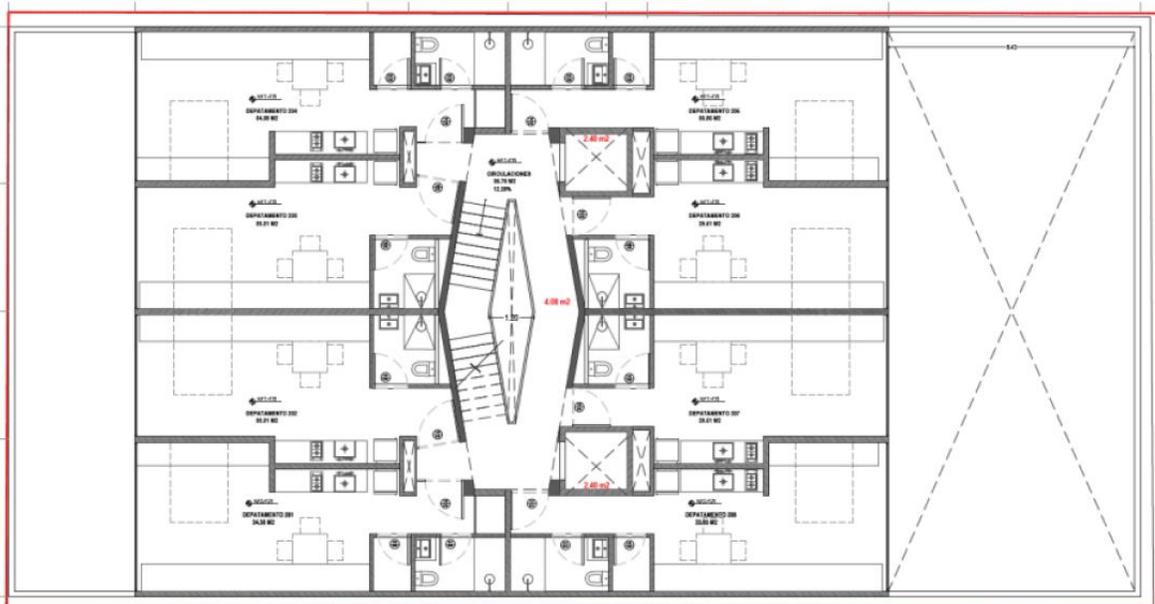


Figura 2.1 Planta tipo

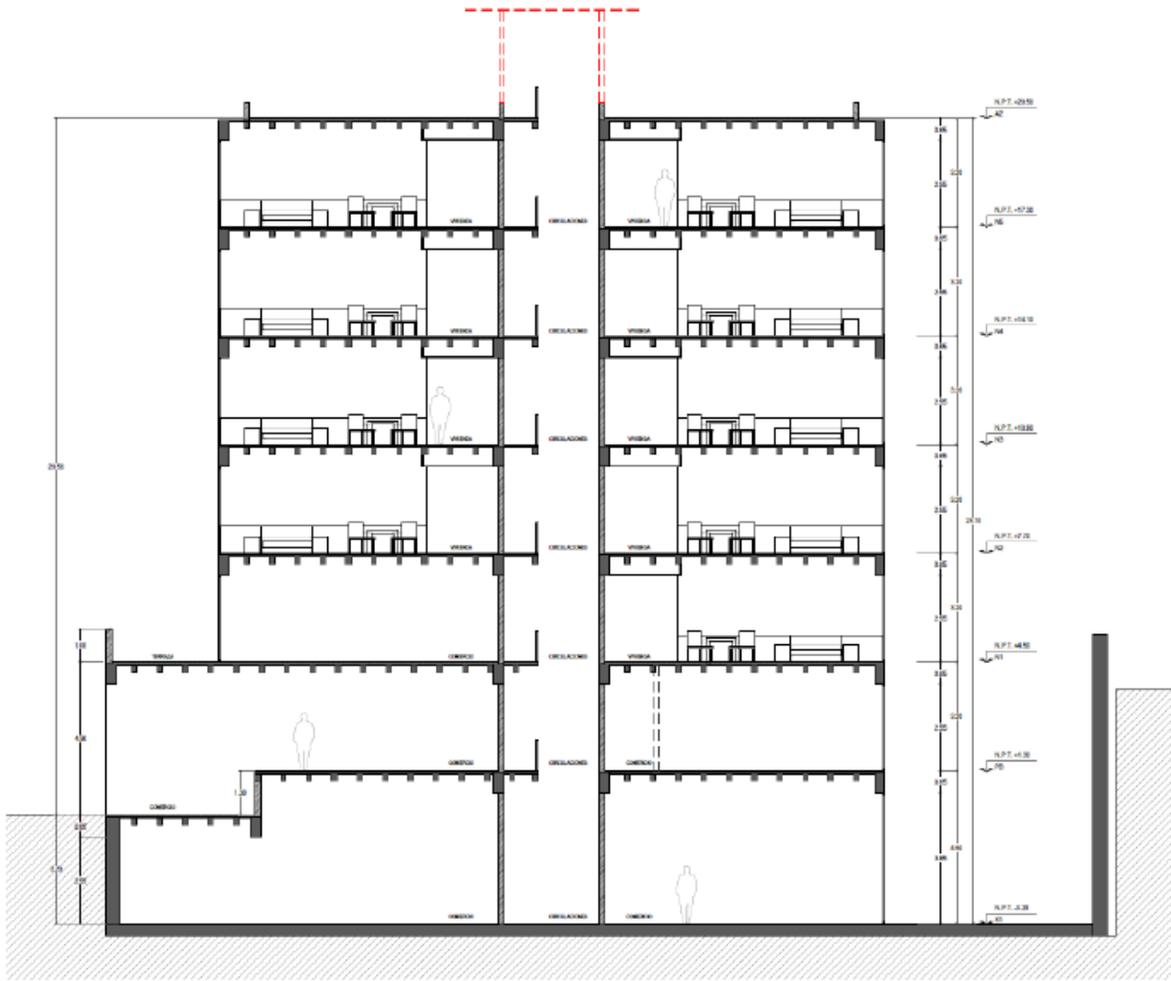


Figura 2.2. Corte esquemático del edificio

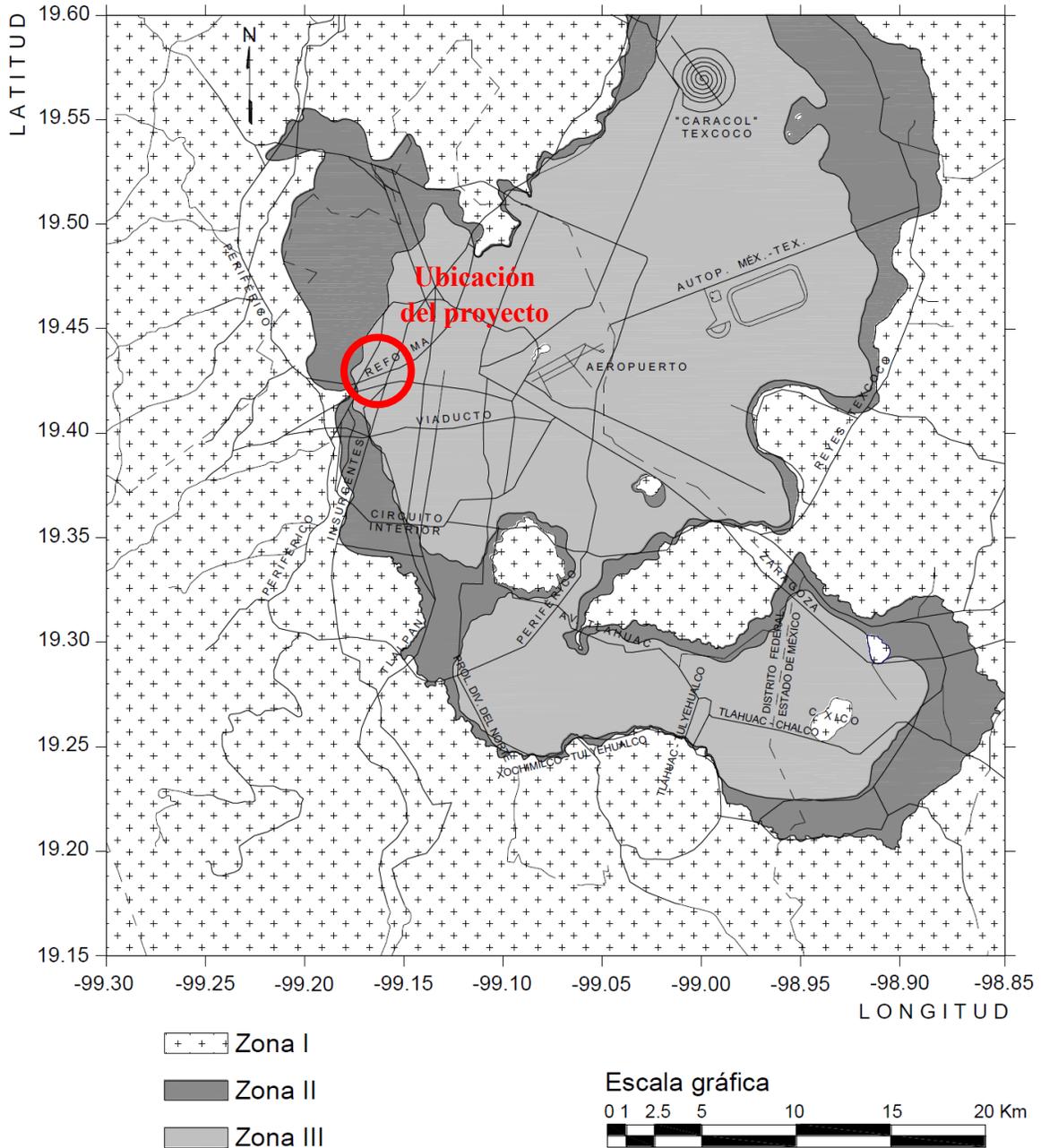


Figura 2.3 Zonificación geotécnica (NTC-DCC, 2017)

2.3 Exploración geotécnica

Para identificar las características y composición de los materiales del subsuelo se realizaron los siguientes trabajos de exploración geotécnica:

- Un Sondeo Exploratorio (SE), aplicando la técnica de Penetración Estándar (SPT)
- Un Sondeo de Muestreo Selectivo (SMS)
- Tres Pozos a Cielo Abierto (PCA)

Con la ejecución del Sondeo Exploratorio (SE) se investigaron los materiales del subsuelo hasta 40.0 m de profundidad, aplicando la técnica de penetración estándar (SPT), siguiendo la norma establecida en la ASTM D 1586, la cual determina de forma cualitativa la resistencia del suelo a la penetración mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar. Adicionalmente, se recuperaron muestras alteradas del terreno de forma continua en toda la profundidad explorada. Al terminar el sondeo, con ayuda del número de golpes se construyó un perfil estratigráfico preliminar del sitio con el que se definieron los estratos de suelo representativos.

El Sondeo de Muestreo Selectivo (SMS) se realizó con objeto de recuperar muestras de suelo inalteradas de los estratos representativos definidos en el perfil estratigráfico preliminar que son los que mayor influencia tendrán en el comportamiento de la estructura. La obtención de las muestras inalteradas se realizó empleando tubos de pared delgada, tipo Shelby, de 4" de diámetro.

Para complementar los trabajos de exploración, se realizaron tres Pozos a Cielo Abierto (PCA) hasta una profundidad máxima de 2.9 m cada uno, de las paredes de la excavación se realizó una descripción de la estratigrafía y se labraron muestras cúbicas inalteradas.

2.4 Ensayes de laboratorio

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

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

- Contenido de agua (Norma ASTM D2216-98)
- Contenido de finos por lavado (Norma ASTM D1140)

Adicionalmente en muestras seleccionadas se determinaron:

- Límites de consistencia (Norma ASTM D4318)
- Peso volumétrico (Norma ASTM D854/D854-02)
- Densidad de sólidos (Norma ASTM D854)
- Relación de vacíos

En las muestras inalteradas se programó además la ejecución de los siguientes ensayos mecánicos:

- Compresión simple
- Compresión Triaxial tipo UU (Norma ASTM D4767-02)
- Consolidación unidimensional (Norma ASTM D2435)

Las gráficas y resultados de los ensayos efectuados en laboratorio se consignan en los Anexos y algunos de los resultados se incluyen en el perfil estratigráfico de las Figura 3.1 y 3.2.

3 CONDICIONES GEOTECNICAS DEL SITIO

3.1 Geología regional

La cuenca de México es una estructura geomorfológica de origen tectónico originalmente endorreica sin embargo fue abierta artificialmente mediante el tajo de Nochistongo y las obras civiles del desagüe profundo de la Ciudad de México.

Fisiográficamente se conforma por dos elementos geomórficos principales, el primero consta de las partes altas, cerros, laderas y lomeríos que bordean el Valle de México y el segundo está formado por las partes planas o de poca inclinación que morfológicamente corresponden a una altiplanicie, la cual consta de varias depresiones lacustres y pequeñas elevaciones topográficas aisladas. Regionalmente la cuenca se sitúa en la provincia geomórfica que Humboldt llamo Eje Volcánico y a la que posteriormente varios autores se han referido de diferentes formas. La superficie aproximada de la cuenca es de 7500 km^2 , esta limitada al norte por las sierras de Pachuca y Tepoztlán y los cerros de Xalpa y Sinconque, al sur por el campo volcánico Chichinautzin y la sierra de Ajusco, al occidente por las estribaciones de la sierra de las Cruces y finalmente al oriente se encuentra delimitada por las estribaciones de la sierra Nevada.

Los suelos de la planicie lacustre del Valle de México se formaron durante los periodos Pleistoceno y Holoceno. El primero duró más de un millón de años y el segundo, llamado también Reciente, tuvo 10,000 años de duración. Los cambios climáticos del Pleistoceno formaron glaciares con mantos de hielo que triplicaban el área a los que actualmente tienen el Popocatepetl y el Iztaccíhuatl

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de deposición y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación inducida por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas, eventualmente las erupciones formaron costras compuestas de arenas volcánicas.

3.2 Estratigrafía del sitio

A partir de la información recopilada, el conocimiento que se tiene de la zona, en conjunto con los resultados de los trabajos de exploración geotécnica y ensayos de laboratorio ejecutados, se establecieron las condiciones estratigráficas que caracterizan al subsuelo del sitio donde se ubica el edificio, la cual corresponde con la típica de zona de lago, formada por una Costra Superficial (CS), la cual en el sitio presenta un espesor promedio de 4 m , constituida por rellenos heterogéneos y suelos limosos color marrón con tonalidades verdes, posteriormente y hasta aproximadamente 33 m se presenta la Serie Arcillosa Superior (SAS), constituida por depósitos lacustres formados por arcillas normalmente consolidadas,

altamente deformables y con baja resistencia al esfuerzo cortante, interestratificadas por lentes arenosos y limo-arenosos duros. Bajo la secuencia descrita se encontró la Capa Dura (CD), que es un depósito de ceniza volcánica con granulometría similar a un limo, densa y cementada, con permeabilidad suficiente para funcionar como un acuífero con un espesor aproximado de 1 *m*. Por debajo de la CD y hasta 37 *m* de profundidad se encontró la Serie Arcillosa Inferior (SAI) compuesta por una secuencia de estratos de arcilla limosa separados por lentes duros, similar a la SAS. Finalmente, por debajo se encontraron los Depósitos Profundos (DP) compuestos por limos, arenas finas y limosas muy compactas de composición pumítica.

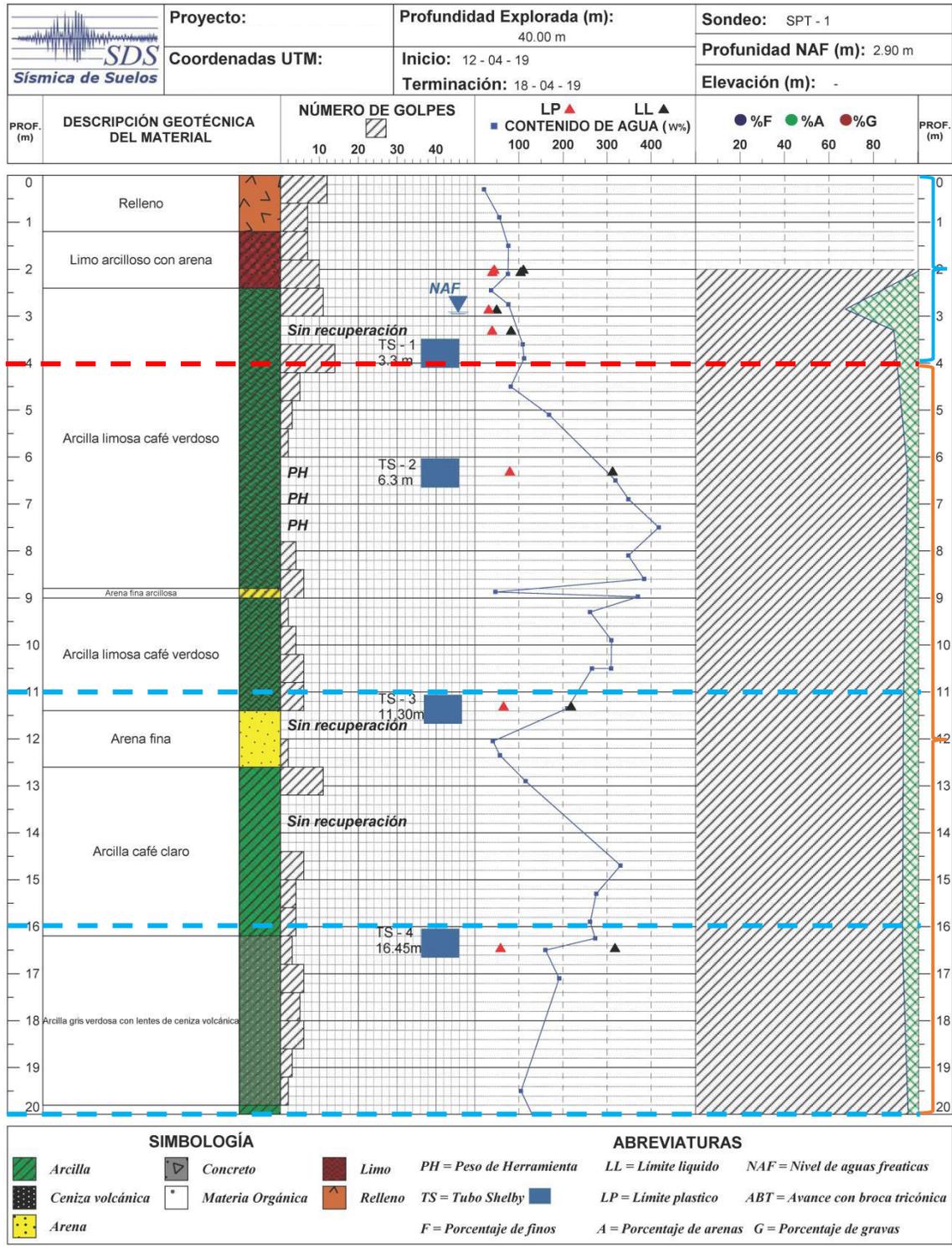


Figura 3.1. Perfil estratigráfico obtenido del SPT de 0 a 20 m

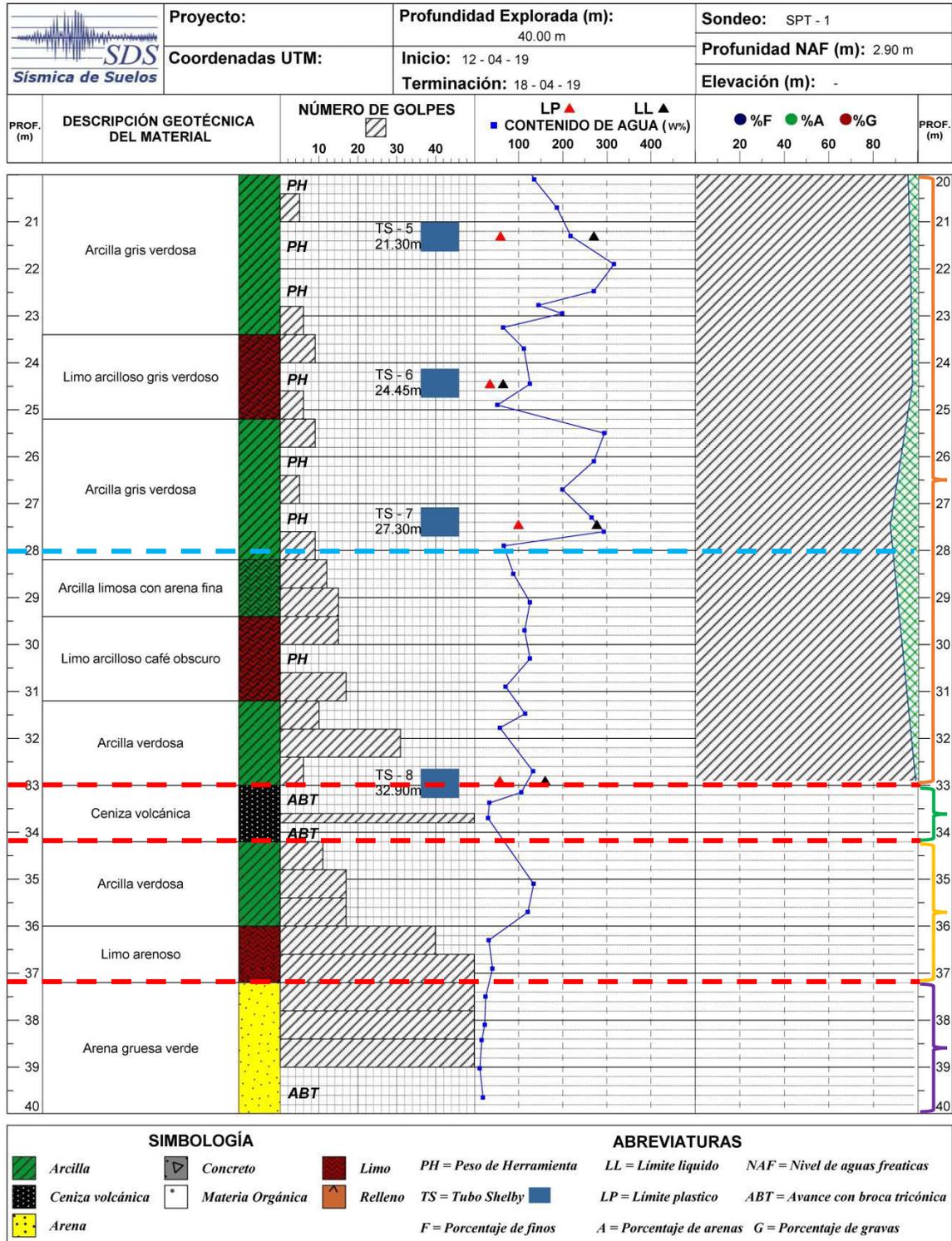


Figura 3.2. Perfil estratigráfico obtenido del SPT de 20 a 40 m

4 DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACIÓN

4.1 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al suelo por la cimentación mediante excavación del terreno y construcción de un cajón desplantado a cierta profundidad (Cuevas, 1936). Según el incremento neto de carga en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina “parcialmente compensada”, “compensada” o “sobrecompensada”, respectivamente. El uso de este tipo de cimentación está limitado por las dificultades que se encuentran para realizar excavaciones suficientemente profundas, incluyendo los problemas de estabilidad de taludes o de ademes, de control del agua y de expansión del suelo por descarga. Para que cumpla con su función, es necesario además que el cajón de cimentación sea totalmente estanco o que se instale un sistema automático de “achique” permanente. Los edificios esbeltos cimentados sobre una cimentación parcialmente compensada pueden resultar inestables en caso de sismo. En cimentaciones sobrecompensadas, la interacción con la consolidación regional puede conducir a una emersión aparente del cajón respecto al terreno circundante que no se estabiliza con el tiempo.

Las cimentaciones compensadas se usan en zonas donde existen sedimentos lacustres o marinos de media a muy alta compresibilidad que se extienden a gran profundidad. En estos ambientes el nivel superficial del agua se encuentra generalmente cerca de la superficie del suelo, de tal manera que es indispensable impermeabilizar la estructura de la cimentación para obtener el beneficio del efecto de flotación por el agua. La estructura de cimentación se diseña como una cimentación monolítica impermeable, esto es un cajón rígido que contiene la propia cimentación y los sótanos del edificio y queda constituido por la losa de cimentación, los muros de retención y la losa de planta baja del edificio (Zeevaert, 1990).

En el diseño de cimentaciones compensadas el suelo se considera como un material de dos fases, sólida y líquida. La fase sólida soporta parte del peso del edificio por esfuerzos efectivos y la fase líquida por medio de presión hidráulica con una reacción uniforme de acuerdo con la presión que pueda asignársele a la elevación de la losa de cimentación. Los esfuerzos efectivos producen desplazamientos verticales de acuerdo con las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo del suelo (Zeevaert, 1990).

Cuando la cimentación compensada se diseña como un cajón rígido, los hundimientos diferenciales no implican un problema especial dentro de la cimentación misma. Sin embargo, es necesario valorar las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en la estructura de cimentación para poder alcanzar un diseño económico y justificado. Por esta razón deberá buscarse la compatibilidad de los desplazamientos verticales entre la masa del suelo y la estructura de cimentación, y por lo tanto encontrar la distribución de esfuerzos de contacto actuantes en la losa de cimentación.

El diseño de una cimentación compensada requiere una excavación lo suficientemente profunda para desarrollar la capacidad de carga necesaria, por un lado y por el otro, cumplir

con los asentamientos especificados. Su comportamiento futuro depende exclusivamente del cambio de esfuerzos efectivos que se permiten durante la construcción, tanto de la excavación como de la colocación del edificio.

4.2 Condiciones de carga

El área de estructuras determinó las cargas transmitidas al terreno bajo condiciones estáticas y accidentales por sismo. En el análisis dinámico de la estructura se consideraron los resultados obtenidos del estudio para determinar el espectro de diseño sísmico de sitio con efectos de interacción dinámica suelo-cimentación-estructura.

Las cargas que produce la estructura proyectada se resumen en la tabla 4.1. En ella se presentan las cargas verticales totales generadas al nivel de desplante de la cimentación a 8.5 m de profundidad y se indican las coordenadas de los puntos de aplicación para cada caso, de acuerdo con la convención de la figura 4.1.

Tabla 4.1 Cargas inducidas por la estructura a nivel de desplante

Condición	Carga vertical en kN	Resultante en m	
		x	y
Carga estática máxima	54320	13.79	7.41
Carga estática media	51130	13.77	7.42
Carga accidental por sismo	52150	13.78	7.42

Como se observa en la tabla 4.1 y la figura 4.1, debido a la configuración estructural y la distribución de las cargas gravitacionales del edificio, se producen excentricidades en el sistema de cimentación, debido a que el centro de masa no coincide con el centro geométrico en la planta de cimentación. Las excentricidades provocan que la distribución de cargas a nivel de desplante de la cimentación no sea uniforme y se generen asentamientos diferenciales en la construcción.

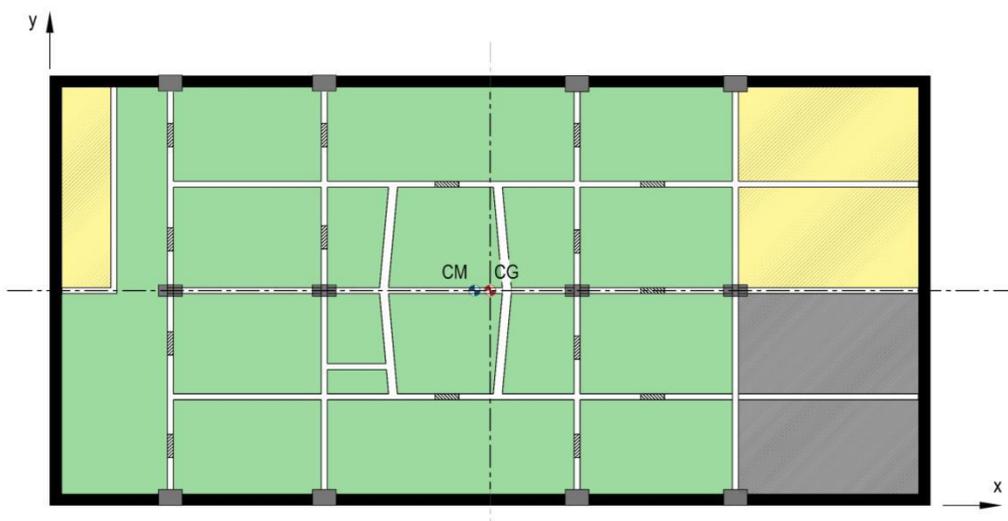


Figura 4.1 Ubicaciones del centro geométrico y de masa

Adicionalmente, el proyecto arquitectónico ha adicionado la construcción de zonas ajardinadas hacia el frente y fondo del predio, situadas hacia la colindancia oriente, como se observa en la figura 4.1. Se ha considerado que el peso volumétrico del suelo vegetal para los jardines es de aproximadamente $\gamma_{Jardin} = 13.24 \frac{kN}{m^3}$.

Para lograr una excentricidad inferior al 1% de la semi-longitud y semi-ancho del cajón de cimentación es necesario colocar lastre. Para ello, se requiere colocar una carga adicional en todo el espacio disponible de las celdas de la zona sur como se muestra en la figura 4.2, con un peso volumétrico de:

$$\gamma_{Lastre} = 13.73 \frac{kN}{m^3}$$

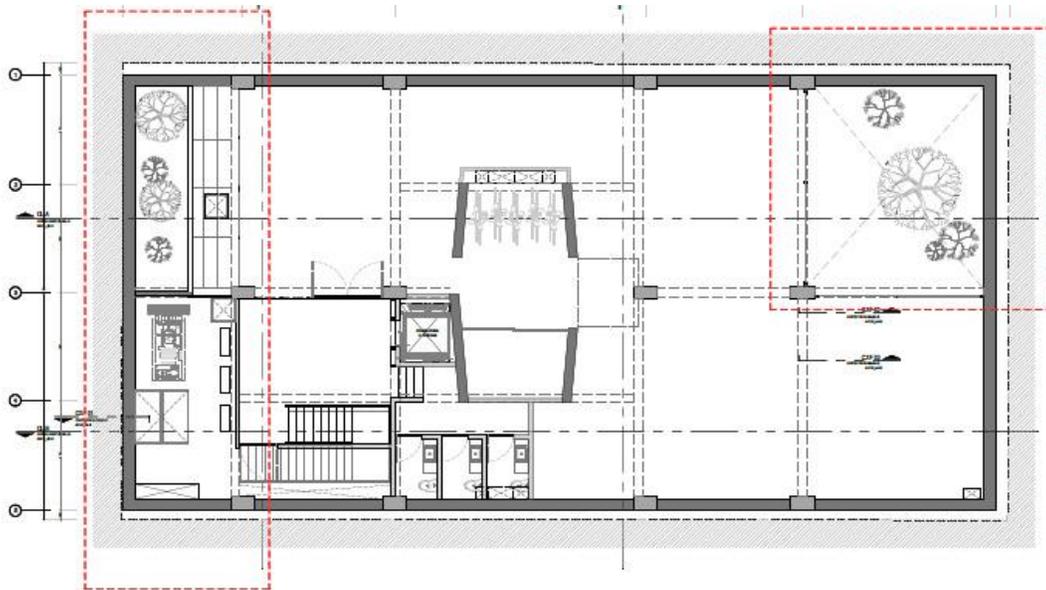


Figura 4.2 Zonas ajardinadas

El lastre puede formarse con relleno fluido ligero, con costales de arena o cualquier material que genere el peso volumétrico indicado. Se destaca que la colocación del lastre debe realizarse por etapas conforme se desarrolle la construcción de la estructura, de acuerdo como lo indica en el procedimiento constructivo que se detalla posteriormente.

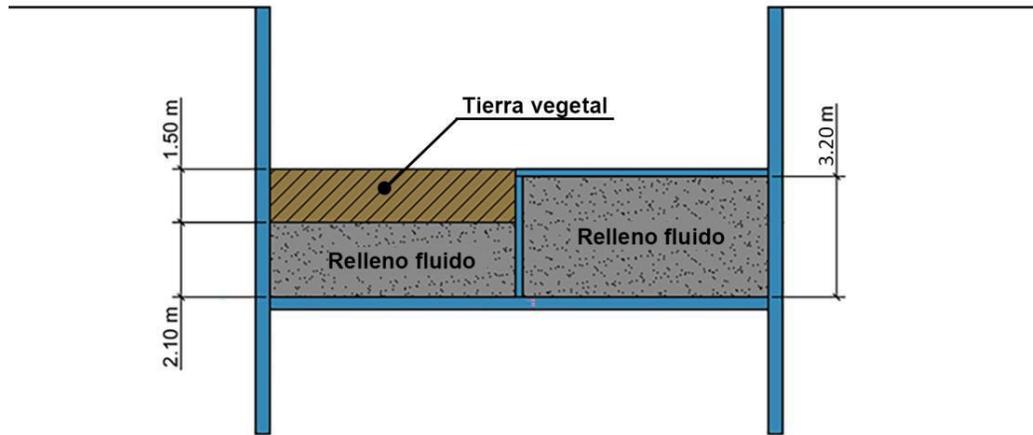


Figura 4.3 Propuesta de colocación de lastre

Al considerar la fuerza adicional inducida por el lastre (3160 kN, aproximadamente) más las fuerza que producen las áreas de jardín (1013 kN, aproximadamente), las cargas y esfuerzos modificados transmitidos al suelo para el diseño y comportamiento del sistema de cimentación se indican en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Cargas inducidas por la estructura a nivel de desplante con lastre y jardines

Condición	Carga vertical en kN	Esfuerzo en kPa	Resultante	
			x	y
Carga estática máxima	58490	133.4	14.57	7.43
Carga estática media	55300	126.5	14.60	7.43
Carga accidental por sismo	56320	128.5	14.60	7.44

Con el lastre tenemos una excentricidad del semi-ancho del 0.2% y una excentricidad de la semi-longitud del 0.6%, consiguiendo así que la estructura tenga un comportamiento uniforme.

4.3 Sistema de cimentación

Dadas las características de la estructura por construir y las condiciones que caracterizan al subsuelo del sitio, se propone como solución de cimentación aprovechar a la estructura de sótano del proyecto, complementada con una celda inferior donde se alojará la cisterna, la zona de máquinas y un espacio para la colocación de lastre. Esta estructura subterránea formará un cajón de cimentación desplantado a 8.5 m de profundidad, que compensará parcialmente las cargas impuestas.

Se destaca que los muros perimetrales del cajón de cimentación formarán parte del sistema de contención necesario para realizar la excavación. Esta estructura de contención y protección a colindancias estará formada por la construcción de un Muro Milán con 40 cm de espesor, desplantado a 12.0 m de profundidad

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

- Determinación de esfuerzos y empujes horizontales a corto plazo sobre Muro Milán
- Determinación de esfuerzos y empujes horizontales a largo plazo sobre Muro Milán
- Cálculo de empujes en troqueles
- Revisión por Falla de fondo
- Revisión por Falla por supresión
- Revisión por Falla por pateo
- Revisión por Falla por flotación

Una vez que se evaluó cada una de las condiciones anteriores se determinó que lateralmente el Muro Milán estará soportado por tres niveles de troqueles ubicados a 1.5, 4.0 y 6.5 m de profundidad además de que dado que la falla por supresión es inminente, el proyecto geotécnico requiere de la instalación de un sistema de bombeo, lo que producirá la disminución de la presión de poro debajo del fondo de la excavación.

La configuración propuesta del sistema de cimentación se muestra en la figura 4.3. En ella se muestra el sótano del proyecto, la celda inferior complementaria desplantada a 8.5 m de profundidad, la zona de lastre y el Muro Milán perimetral.

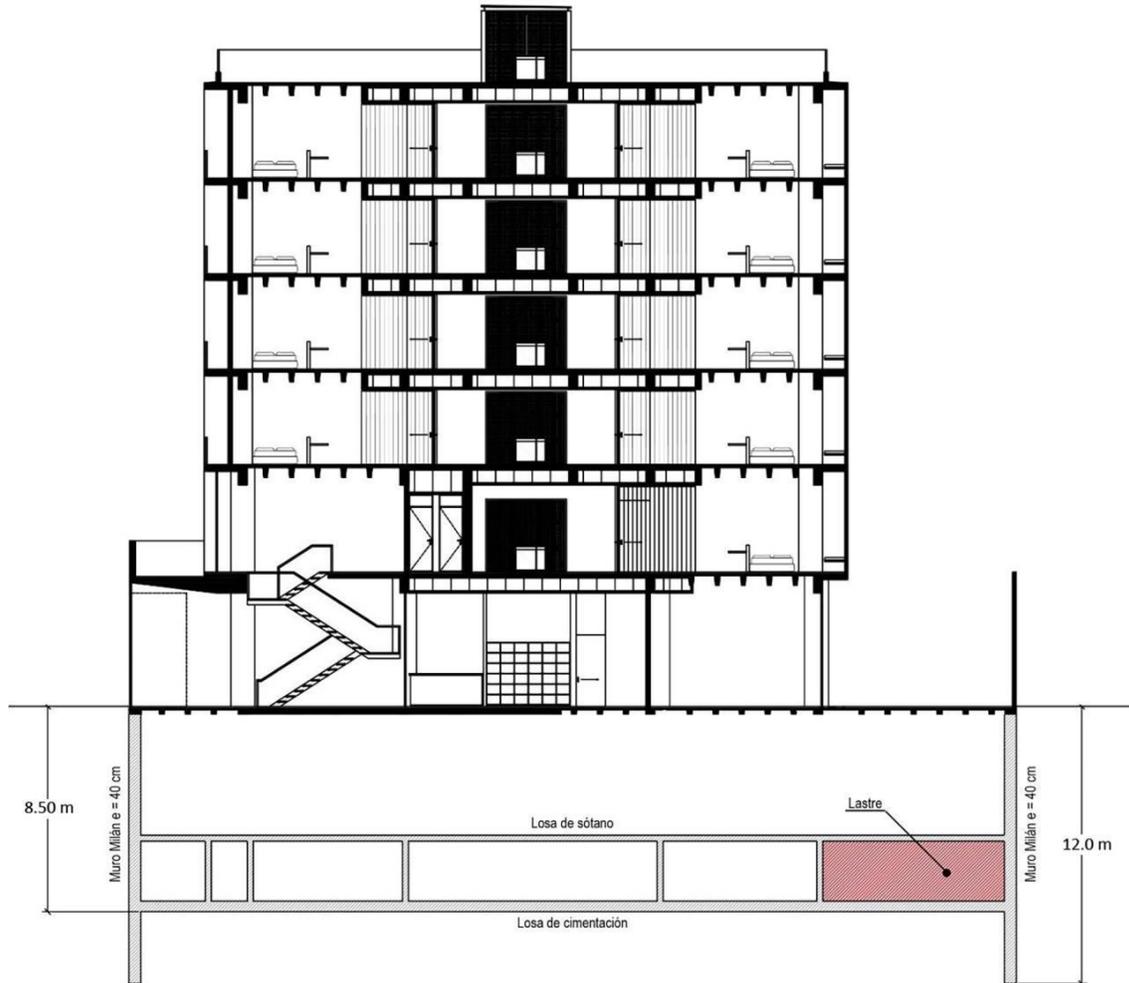


Figura 4.4 Sistema de cimentación propuesto

4.4 Parámetros geotécnicos

Tabla 4.3. Propiedades geomecánicas asignadas

Unidad estratigráfica		Propiedad					
		De [m]	A [m]	Espesor [m]	γ [$\frac{kN}{m^3}$]	c [kPa]	ϕ [°]
CS	U-1	0.00	4.00	4.00	14.70	29.50	20.00
SAS	U-2	4.00	11.00	7.00	11.20	22.50	0.00
	U-3	11.00	16.00	5.00	11.90	39.30	0.00
	U-4	16.00	20.00	4.00	11.30	37.30	0.00
	U-5	20.00	28.00	8.00	12.50	55.00	0.00
	U-6	28.00	33.00	6.00	13.00	107.90	0.00
CD	U-7	33.00	34.00	1.00	15.00	-	-
SAI	U-8	34.00	37.00	3.00	13.20	-	-
DP	U-9	37.00	-	-	-	-	-

4.5 Capacidad de carga

La capacidad de carga, de acuerdo con las propiedades de resistencia del material donde se apoyará la losa del cajón de cimentación, se calcula empleando el criterio de Skempton, mediante la siguiente ecuación:

$$q_a = \frac{cN_c}{FS} + p_{0d} \text{ --- 4.4. a}$$

En donde c representa el valor medio de la cohesión en condición no drenada, no consolidada (c_{uu}) de las unidades estratigráficas involucradas en la superficie potencial de falla, N_c es un factor de capacidad de carga que depende de la geometría de la losa del cajón, FS es el factor de seguridad, que para este tipo de cimentaciones en la práctica se considera generalmente de 3 y 2 para condiciones de carga permanente y accidental, respectivamente y p_{0d} es el esfuerzo total a nivel de desplante.

Aplicando las propiedades geomecánicas del material de desplante y geométricas de la cimentación, la capacidad de carga admisible para carga permanente resulta de $q_{ap} = 189 \text{ kPa}$, mientras que la capacidad de carga para carga accidental resulta de $q_{aa} = 228 \text{ kPa}$.

4.6 Deformaciones

De acuerdo con las propiedades del suelo, procedimiento constructivo, características del sistema de cimentación y descargas de la estructura, se esperan deformaciones de cuatro tipos: expansiones debidas al decremento de esfuerzos causados por la excavación δ_{ex} ; asentamientos por recompresión δ_{re} asociados a la aplicación de cargas generadas por la estructura hasta alcanzar el esfuerzo de campo antes de la excavación y asentamientos por compresión δ_e como resultado del incremento neto de esfuerzos; estos asentamientos serán simultáneos al proceso constructivo, finalmente, durante los primeros años de servicio se presentarán asentamientos por consolidación δ_p de la SAS (Serie Arcillosa Superior) debido al incremento neto de esfuerzos.

4.6.1 Análisis de compensación

De acuerdo con las descargas del edificio a nivel de losa de fondo proporcionadas por el área de estructuras (carga muerta y carga viva para asentamientos), la presión de contacto, q_0 , bajo la losa es de 128 kPa , sin que presenten excentricidades mayores al 1%, lo cual garantiza un comportamiento uniforme del edificio. Por otra parte, con los resultados de las pruebas de laboratorio se realizó la caracterización de cada uno de los estratos para poder construir el diagrama de esfuerzos de la figura 4.5, encontrando que el esfuerzo total p_{0d} al nivel de desplante D_f es de 109 kPa , con lo que se presenta un incremento neto de esfuerzos $\Delta\sigma_{0d}$ del orden de 19 kPa , teniendo una compensación del 85 %.

De acuerdo con la clasificación de cimentaciones compensadas, tenemos que nuestra cimentación será una cimentación parcialmente compensada o semicompensada.

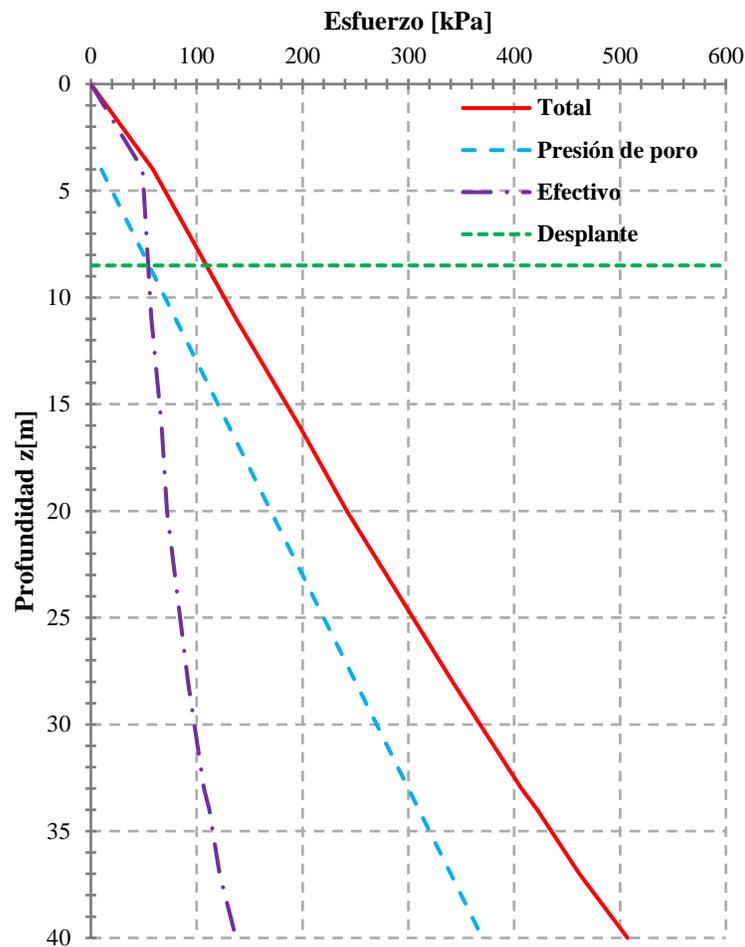


Figura 4.5. Diagrama de esfuerzos

4.6.2 Cálculo de deformaciones elásticas (corto plazo)

Para aplicar la teoría de la elasticidad en los suelos es necesario hacer las siguientes hipótesis: a) el suelo es un medio continuo; b) el suelo es un material homogéneo; c) el suelo es un material isótropo; d) la compresibilidad medida en el suelo es la misma en cualquier dirección y e) la relación esfuerzo-deformación del suelo es lineal.

La remoción de la sobrecarga cuando se excava al nivel de la cimentación causa una expansión del fondo de la excavación. Después de aplicar la carga, el suelo se recomprime, una vez que la carga se incrementa hasta la presión original de la sobrecarga, ocurre la recompresión inmediata (Tomlinson, 1996). Estos movimientos son insignificantes en el caso de cimentaciones poco profundas; sin embargo, se debe tomar en cuenta para cimentaciones con profundidades de desplante importantes como en el caso de las cimentaciones compensadas.

Tabla 4.4 Parámetros de deformabilidad del suelo

Unidad estratigráfica		Propiedad					
		<i>De</i> [m]	<i>A</i> [m]	<i>Espesor</i> [m]	<i>E</i> ₅₀ [MPa]	<i>E</i> _{tan} [kPa]	<i>v</i> [-]
CS	U-1	0.00	4.00	4.00	4.20	-	0.45
SAS	U-2	4.00	11.00	7.00	2.50	2824.30	0.45
	U-3	11.00	16.00	5.00	4.60	4726.07	0.45
	U-4	16.00	20.00	4.00	5.00	7543.54	0.45
	U-5	20.00	28.00	8.00	8.50	13039.15	0.45
	U-6	28.00	33.00	6.00	15.00	22287.73	0.45
CD	U-7	33.00	34.00	1.00	200.00	20000.00	0.45
SAI	U-8	34.00	37.00	3.00	20.00	11315.31	0.45
DP	U-9	37.00	-	-	100.00	15000.00	0.45

4.6.2.1 Expansión

Las expansiones inmediatas son de tipo elástico, por lo que con frecuencia se calculan usando la teoría elástica; sin embargo, es conveniente considerar que el módulo elástico del suelo E_e aumenta con la presión de confinamiento, el cual se puede obtener por medio de pruebas de compresión triaxial, aplicando para cada presión de confinamiento ciclos de carga y descarga en el suelo.

El procedimiento del cálculo de expansiones es el mismo que se sigue para el cálculo de asentamientos por compresión, solo que en lugar de utilizar el incremento de esfuerzos vertical neto, empleamos el valor del esfuerzo vertical total al nivel de desplante con signo de tensión, ya que existe una relajación de los esfuerzos al retirar el material para poder alojar el cajón de cimentación. El valor del esfuerzo vertical total al nivel de desplante se obtiene de la figura 4.5 y es igual a **109.2 kPa**, como se mencionó se debe manejar con signo de tensión que por la convención que se maneja en el presente texto será negativo.

El cambio significativo para el cálculo de expansiones es que en lugar de utilizar el módulo de Young al 50 por ciento de deformación unitaria E_{50} se optó por utilizar el módulo tangente E_{tan} . El cálculo del asentamiento de cada estrato para la parte media del lado corto de la losa se muestra en la tabla 4.5.

Tabla 4.5

Unidad estratigráfica		Propiedad				
		<i>H</i> [m]	<i>E_m</i> [kPa]	<i>I_w</i> [-]	Δq_z [kPa]	ΔH_i [cm]
CS	U-1	0.00	-	-	-	-
SAS	U-2	2.50	10712.87	0.498	-54.39	-1.2694
	U-3	5.00	17926.48	0.455	-49.72	-1.3868
	U-4	4.00	28613.42	0.364	-39.74	-0.5556
	U-5	8.00	49458.83	0.263	-28.68	-0.4639
	U-6	6.00	84539.66	0.189	-20.59	-0.1218
CD	U-7	1.00	113793.10	0.164	-17.90	-0.0157
SAI	U-8	3.00	28613.42	0.150	-16.41	-0.1721
DP	U-9	-	56896.55	0.132	-14.47	-0.0763
					$\Sigma \Delta H_i$	4.0614

La expansión total para los diferentes puntos de interés en la losa del cajón de cimentación debida al alivio de esfuerzos provocado por la excavación se resume en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Expansiones por la liberación de esfuerzos debida a la excavación

<i>Posición del punto en la losa</i>	<i>Expansión en cm</i>
Centro	-7.8
Esquina	-2.4
Parte media del lado corto	-4.1
Parte media del lado largo	-4.5

4.6.2.2 *Recompresión*

Los asentamientos inmediatos por recompresión se calculan al igual que los asentamientos por compresión con la teoría de la elasticidad, considerando el aumento del módulo de deformación E_{rc} con la presión de confinamiento. El cálculo se efectúa en forma similar al de las compresiones.

Los asentamientos por recompresión se calculan, al igual que las expansiones, con el valor del esfuerzo vertical total a nivel de desplante, solo que esta vez tendrán signo de compresión ya que se presentaran conforme se construya el cajón de cimentación y la superestructura, hasta alcanzar el esfuerzo de campo antes de la excavación.

Siguiendo el mismo procedimiento que se sigue para el cálculo de asentamientos por compresión, se obtuvo el asentamiento total por recompresión para diferentes puntos de la losa de cimentación, sumando la aportación de cada uno de los estratos. En la tabla 4.6 se resumen los cálculos realizados para determinar el asentamiento de cada estrato en la esquina de la losa del cajón de cimentación y en la tabla 4.7 se resume el asentamiento total para los diferentes puntos de interés de la losa.

Tabla 4.7 Calculo de asentamientos por recompresión al centro de la losa

Unidad estratigráfica		Propiedad				
		$H [m]$	$E_m [kPa]$	$I_w [-]$	$\Delta q_z [kPa]$	$\Delta H_i [cm]$
CS	U-1	0.00	15931.03	0.000	0.00	0.0000
SAS	U-2	2.50	9482.76	0.250	27.29	0.7193
	U-3	5.00	17448.28	0.245	26.80	0.7681
	U-4	4.00	18965.52	0.230	25.08	0.5291
	U-5	8.00	32241.38	0.196	21.35	0.5299
	U-6	6.00	56896.55	0.157	17.17	0.1509
CD	U-7	1.00	758620.69	0.141	15.43	0.0020
SAI	U-8	3.00	75862.07	0.132	14.38	0.0569
DP	U-9	-	379310.34	0.118	12.93	0.0102
					$\Sigma \Delta H_i$	2.7664

Tabla 4.8 Asentamientos por recompresión

<i>Posición del punto en la losa</i>	<i>Asentamiento en cm</i>
Centro	9.0
Esquina	2.8
Parte media del lado corto	4.7
Parte media del lado largo	5.2

4.6.2.3 Compresión

Los asentamientos por compresión se presentan por el incremento neto de carga y al igual que las expansiones y recompresiones se calculan con la teoría de la elasticidad, sin embargo el módulo de deformación que se emplea es el típico de una curva esfuerzo-deformación, considerando el confinamiento.

Para evaluar los asentamientos por compresión de acuerdo a la teoría de la elasticidad se optó por utilizar la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_{zi}}{E_{mi}} H_i \text{ --- 4.5. a}$$

donde:

n número de estratos

Δq_{zi} incremento del esfuerzo vertical neto al centro del estrato i

E_{mi} módulo edométrico del estrato i

H_i espesor del estrato i

El incremento del esfuerzo vertical al centro de cada uno de los estratos se puede calcular con una función que represente la variación del incremento del esfuerzo vertical respecto a la profundidad, por ejemplo Boussinesq obtuvo dicha función a partir de la teoría de la elasticidad para un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico; Westergaard y Frölich presentaron soluciones similares para medios con deformación lateral restringida y medios anisotrópicos respectivamente.

El módulo edométrico puede relacionarse con el módulo de Young, E , obtenido de pruebas triaxiales mediante la ecuación:

$$E_m = E_{50} \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \text{ --- 4.5. b}$$

donde:

E_{50} módulo de Young

ν Relación de Poisson

Para el caso de la losa de cimentación del cajón, debido a sus dimensiones es recomendable obtener sus asentamientos en diferentes puntos de la misma, esto para observar la configuración que estos tendrán, por lo que se debe calcular el incremento del esfuerzo

vertical para dichos puntos. Los puntos en los cuales se calculara el asentamiento serán al centro de la losa, en la esquina, a la mitad del lado largo de la losa y a la mitad del lado corto de la losa, calculando el incremento del esfuerzo vertical con la solución de Boussinesq y para hacerlo más representativo, en lugar de calcular el incremento a la mitad del estrato se calculara el incremento del esfuerzo vertical medio del estrato, los resultados de la variación del esfuerzo vertical para los puntos seleccionados se presentan en las figuras 4.6 a 4.9.

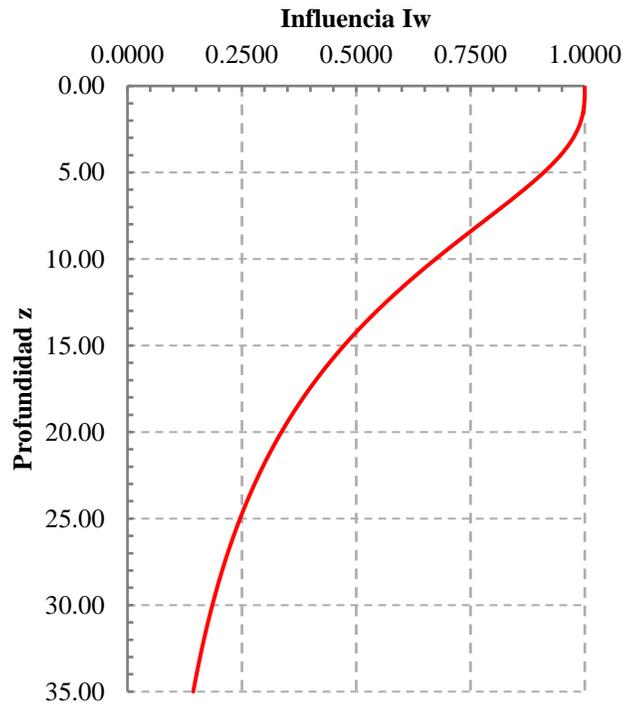


Figura 4.6 Variación del incremento del esfuerzo vertical al centro de la losa

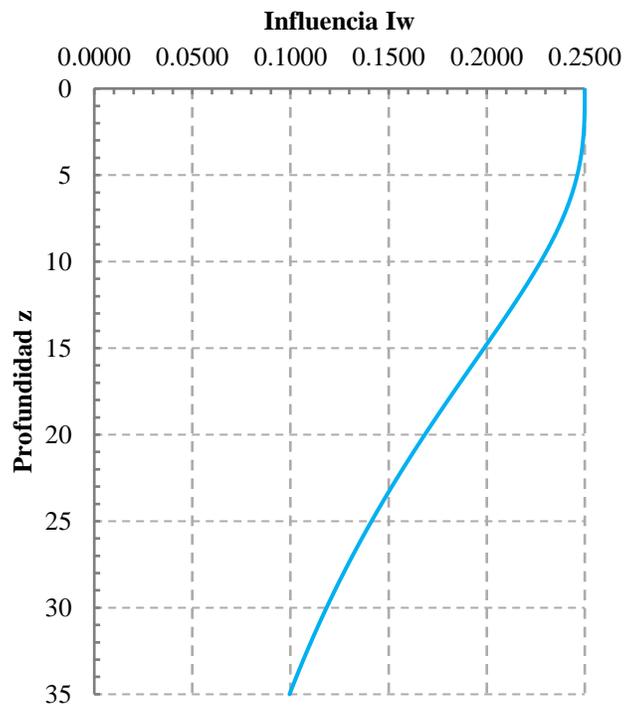


Figura 4.7 Variación del incremento del esfuerzo vertical en la esquina de la losa

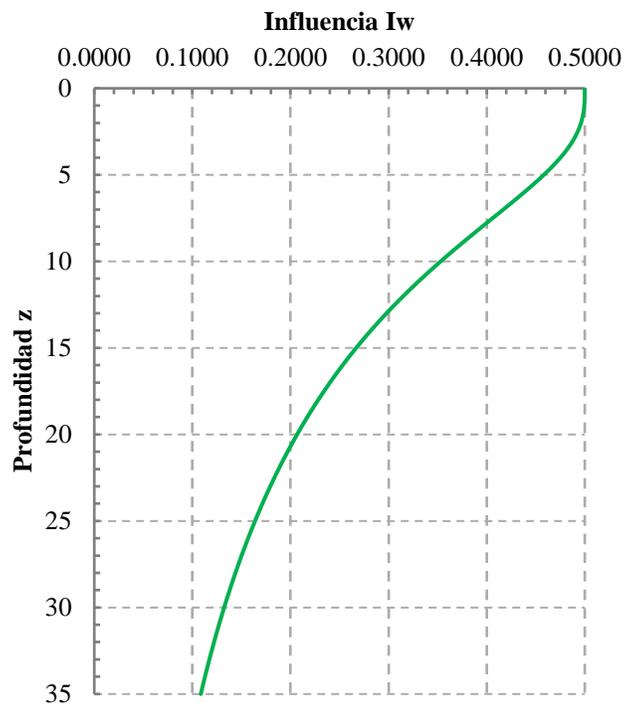


Figura 4.8 Variación del incremento del esfuerzo vertical en la parte media del lado corto de la losa

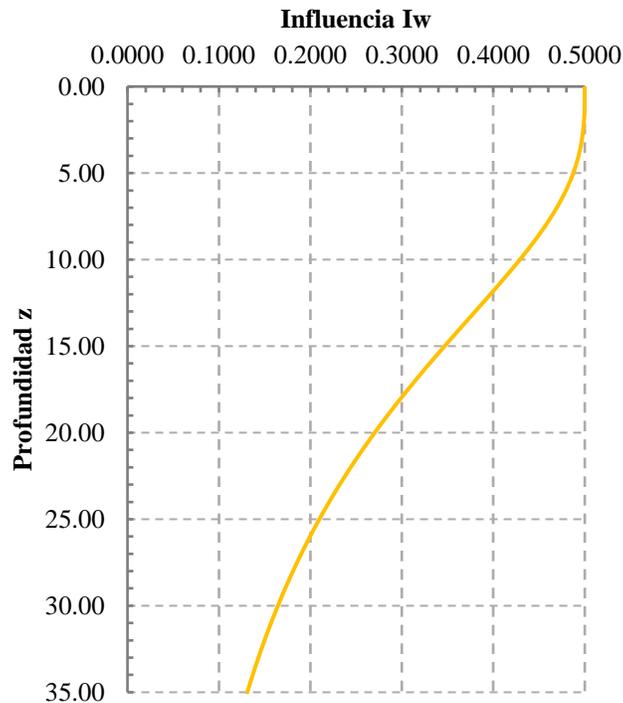


Figura 4.9 Variación del incremento del esfuerzo vertical en la parte media del lado largo de la losa

Al aplicar los parámetros de deformabilidad y el incremento de esfuerzo vertical medio de cada estrato suponiendo que la distribución de esfuerzos en la losa es uniforme en toda su superficie, para el centro de la losa obtenemos el asentamiento de cada estrato apoyándonos en la siguiente tabla:

Tabla 4.9 Calculo de asentamientos por compresión al centro de la losa

Unidad estratigráfica		Propiedad				
		H [m]	E_m [kPa]	I_w [-]	Δq_z [kPa]	ΔH_i [cm]
CS	U-1	0.00	15931.03	-	-	-
SAS	U-2	2.50	9482.76	0.996	17.43	0.4595
	U-3	5.00	17448.28	0.903	15.81	0.4530
	U-4	4.00	18965.52	0.698	12.22	0.2578
	U-5	8.00	32241.38	0.464	8.12	0.2014
	U-6	6.00	56896.55	0.298	5.21	0.0458
CD	U-7	1.00	758620.69	0.246	4.31	0.0006
SAI	U-8	3.00	75862.07	0.220	3.84	0.0152
DP	U-9	-	379310.34	0.186	3.25	0.0026
					$\Sigma \Delta H_i$	1.4358

De la misma forma que se calculó el asentamiento por compresión al centro de la losa, se calcularon para la esquina, parte media del lado corto y parte media del lado largo de la losa, los asentamientos resultantes se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.10 Asentamientos por compresión

<i>Posición del punto en la losa</i>	<i>Asentamiento en cm</i>
Centro	1.4
Esquina	0.4
Parte media del lado corto	0.7
Parte media del lado largo	0.8

4.6.3 Cálculo de deformaciones a largo plazo

4.6.3.1 Consolidación

La teoría de la consolidación de los suelos fue propuesta inicialmente por *Karl Terzaghi* en 1923. Esta teoría está referida principalmente a todos aquellos suelos que tienen como características principales su alta compresibilidad (arcillas, arcillas limosas, etc), y que al estar sus vacíos saturados por agua sufren un incremento de presión de poro Δu por una sobrecarga aplicada en la superficie. Este incremento en la presión de poro se produce principalmente por un cambio en el estado de esfuerzos en el suelo provocado por una sobrecarga en la superficie. Esta presión se reduce con el paso del tiempo, y con la reducción de la presión de poro se viene un incremento en los esfuerzos efectivos y un decremento volumétrico del suelo. La reducción en la presión de poro en los suelos de alta compresibilidad, a diferencia de los suelos granulares tal como las arenas, es dependiente principalmente de su permeabilidad, es por esto por lo que un suelo poco permeable tiende a reducir la presión de poro por medio de la expulsión del agua entre sus partículas más lentamente. Es por este fenómeno que el cambio volumétrico del suelo no ocurre al mismo tiempo en que se modifica el estado de esfuerzos en el suelo, sino que va evolucionando poco a poco, pudiendo tomar muchos años hasta que alcance su deformación final (González, 2013).

El cálculo de asentamientos por consolidación para cada estrato se realizará con las siguientes ecuaciones:

$$\delta_{pi} = \frac{H_i}{1+e_{oi}} C_{ri} \log \frac{\sigma'_{fi}}{\sigma'_{oi}} \quad \text{Si } \sigma'_f \leq \sigma_c \quad \text{--- 4.5. c}$$

$$\delta_{pi} = \frac{H_i}{1+e_{oi}} \left(C_{ri} \log \frac{\sigma_{ci}}{\sigma'_{oi}} + C_{ci} \log \frac{\sigma'_{fi}}{\sigma_{ci}} \right) \quad \text{Si } \sigma'_f > \sigma_c \quad \text{--- 4.5. d}$$

donde:

- H_i Espesor del estrato i
- e_{oi} Relación de vacíos inicial del estrato i
- C_{ri} Índice de recompresión del estrato i
- C_{ci} Índice de compresión del estrato i
- σ_{ci} Esfuerzo de preconsolidación del estrato i
- σ'_{oi} Esfuerzo efectivo inicial del estrato i
- σ'_{fi} Esfuerzo efectivo final del estrato i

Al final se suma el asentamiento de cada estrato para obtener el asentamiento total por consolidación:

$$\delta_p = \sum_{i=1}^n \delta_{pi} \dots 4.5. e$$

donde:

n Número de estratos compresibles

Los valores de los índices de recompresión y compresión, el valor del esfuerzo de preconsolidación y la relación de vacíos inicial de cada estrato se obtienen de las curvas de compresibilidad, mientras que el esfuerzo inicial efectivo de cada estrato se obtiene del diagrama de esfuerzos y el esfuerzo final efectivo de cada estrato se obtienen sumando al esfuerzo efectivo inicial el incremento de esfuerzos neto medio de cada estrato.

Los cálculos de asentamientos por consolidación se realizaron con ayuda de una hoja de cálculo de Excel para los mismos puntos para los que se calcularon los asentamientos por compresión y se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.11 Asentamientos por consolidación

<i>Posición del punto en la losa</i>	<i>Asentamiento en cm</i>
Centro	10.3
Esquina	3.4
Parte media del lado corto	5.7
Parte media del lado largo	6.3

4.6.4 Asentamientos totales

Finalmente es común en la práctica profesional presentar las deformaciones totales estimadas que sufrirá el suelo realizando la suma de las deformaciones causadas por la recompresión y compresión a corto y largo plazo.

Estas deformaciones se calcularon para los cuatro puntos de la losa de cimentación que se han venido trabajando y se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.12 Asentamientos totales

<i>Posición del punto en la losa</i>	<i>Deformación total en cm</i>
Centro	20.7
Esquina	6.6
Parte media del lado corto	11.1
Parte media del lado largo	12.3

5 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE

5.1 Estado límite de falla (ELF)

Considerando lo establecido en las NTC-DCC -2017, se tiene que, para cimentaciones compensadas, los esfuerzos actuantes y resistentes deberán cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{\sum QF_c}{A} < r \text{ --- 5.1. a}$$

donde $\frac{\sum QF_c}{A}$ representa el esfuerzo transmitido al suelo, evaluado a partir de la sumatoria de las acciones verticales ante cualquier condición de carga sobre la superficie de la cimentación, afectadas por su respectivo factor de carga F_c .

El segundo miembro de la ecuación r se asocia con la capacidad de carga del terreno y para el caso se determina mediante la siguiente ecuación por tratarse de un material con comportamiento preferentemente cohesivo:

$$r = [c_u N_c] F_R + p_v \text{ --- 5.1. b}$$

Aplicando las propiedades geomecánicas de los materiales y geométricas del sistema de cimentación para el cajón considerado, se tiene que:

$$r = 257 \text{ kPa}$$

Considerando las cargas generadas por la estructura, el peso propio de la cimentación y rellenos, afectando a todas ellas por su respectivo factor de carga, se tiene que:

$$\frac{\sum QF_c}{A} = 190 \text{ kPa}$$

Como se observa, el uso del cajón como sistema de cimentación cumple con el ELF establecido en las NTC-DCC-RCDF-2017, ya que:

$$\frac{\sum QF_c}{A} = 190 \text{ kPa} < r = 257 \text{ kPa}$$

El resultado anterior se aplicó para evaluar las acciones permanentes, para verificar el cumplimiento del ELF por el efecto de las acciones accidentales se calculara el área efectiva de la cimentación, como:

$$A' = B'L' \text{ --- 5.1. c}$$

donde:

B' Ancho efectivo de la cimentación

$$B' = B - 2e \text{ --- 5.1. d}$$

L' Longitud efectiva de la cimentación

$$L' = L - 2e \text{ --- 5.1. e}$$

En donde e representa la excentricidad a causa del momento de volteo en la dirección correspondiente. La excentricidades se calculan con los momentos de volteo en la dirección de análisis y la carga vertical accidental:

$$e = \frac{M}{F} \text{ --- 5.1. f}$$

Para poder calcular los momentos de volteo, el primer paso es calcular el cortante basal en la dirección de análisis como se encuentra en el capítulo 8, sección 2 de las NTC-DS-2017:

$$\tilde{V}_0 = a'W_0 - (a' - \tilde{a}')W_e \text{ --- 5.1. g}$$

donde:

W_0 Peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas

W_e Peso efectivo de la estructura, igual a $0.7W_0$, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a W_0

Las ordenadas espectrales de diseño a' y \tilde{a}' , sin y con efectos de interacción, respectivamente se determinarán como sigue:

$$a' = \frac{a}{RQ'} \text{ --- 5.1. h}$$

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'} \text{ --- 5.1. i}$$

Las ordenadas espectrales de diseño se obtienen de los espectros de diseño del capítulo 6, para ambas direcciones de análisis. Posteriormente las fuerzas laterales y los momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor \tilde{V}_0/V_0 a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, siendo $V_0 = a'W_0$ la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida.

El cortante basal modificado en la dirección x se calcula con la ecuación 5.1.g, y resulta igual a:

$$\tilde{V}_0 = 9169.2 \text{ kN}$$

Mientras que el momento de volteo tomando en cuenta la interacción suelo estructura se calcula con la siguiente expresión:

$$M_x = \frac{2}{3}h\tilde{V}_0 \text{ --- 5.1. g}$$

Dando como resultado un momento de volteo de **127757.2 kN-m** y una excentricidad de acuerdo con la ecuación 5.1.f de **2.27 m**.

Por su parte para la dirección de análisis y , el cortante basal modificado y el momento de volteo resultan de, **9798.5 kN** y **136526.2 kN-m** respectivamente. El momento calculado genera una excentricidad de **2.42 m**.

El área efectiva de la cimentación se calcula con las ecuaciones 5.1.c, 5.1.d y 5.1.e, para la condición más desfavorable resulta de

$$A' = 281.44 \text{ m}^2$$

Con ello se calcula la presión de contacto efectiva para verificar el ELF, sustituyendo en la ecuación 5.1.a el valor del área total de la losa del cajón por el área efectiva calculada para la condición más desfavorable para condiciones accidentales, obteniendo:

$$\frac{\sum QF_c}{A'} = 221 \text{ kPa}$$

Finalmente se puede observar que ante condiciones de carga accidental el cajón de cimentación cumple satisfactoriamente con el ELF al no rebasar la capacidad de carga del terreno, ya que:

$$\frac{\sum QF_c}{A'} = 221 \text{ kPa} < r = 257 \text{ kPa}$$

5.2 Estado límite de servicio (ELS)

Las NTC-DCC-RCDF-2017 establecen que para cumplir con el estado límite de servicio (ELS) en la zona III, deberán considerarse los siguientes valores de deformación máximos admisibles:

<i>Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación</i>			
Movimientos verticales	Asentamientos	Construcciones aisladas	< 30 cm
		Construcciones colindantes	< 15 cm
	Emersión		< 30 cm
Inclinación media	Inclinación visible	$< \frac{100}{100 + 3h}$ por ciento	$h = \text{altura de construcción}$
Deformaciones diferenciales	Distorsión angular en marcos de acero		< 0.006
	Distorsión angular en marcos de concreto		< 0.004
	Distorsión angular en muros de carga		< 0.002

Como se observa las deformaciones estimadas en el largo plazo al centro de la losa se ubican por arriba de los indicados en la tabla para construcciones colindantes en zona de Lago y por tanto el sistema de cimentación adoptado no cumple satisfactoriamente con el ELS, sin embargo los asentamientos fueron calculados considerando un elemento de cimentación flexible, de aquí surge la necesidad de realizar una interacción estática suelo-estructura para estudiar el comportamiento de la cimentación considerándola como un elemento rígido y verificar si el ELS se cumple.

6 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

6.1 Interacción estática

La interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos (Zeevaert, 1973). La Interacción Estática Suelo-Estructura (IESE), se realizara aplicando el método propuesto por Zeevaert.

De manera general el método consiste en dividir el área cargada en dovelas, y a partir de éstas, determinar matrices de influencia bajo la cimentación al considerar una carga unitaria por dovela de forma independiente. Los valores de influencia para cada dovela cargada se calculan al centro de los estratos que se encuentran por debajo de la cimentación.

Con las matrices de influencia y las propiedades geométricas y de deformación para cada estrato, se construyó la matriz general de deformaciones unitarias. Para ello, se consideraron los espesores y módulos de deformación propuestos en la tabla 6.1:

Tabla 6.1 Parámetros para la IESE

<i>De</i>	<i>A</i>	<i>h en m</i>	<i>m_v en kPa⁻¹</i>
8.5	11.0	2.5	0.000105
11.0	16.0	5.0	0.000057
16.0	20.0	4.0	0.000053
20.0	28.0	8.0	0.000031
28.0	33.0	5.0	0.000018
33.0	34.0	1.0	0.000001
34.0	37.0	3.0	0.000013
37.0	40.0	3.0	0.000003

Llamando α^N a la deformación volumétrica de un estrato N para un tiempo determinado t , y σ_{ji}^N al incremento medio de esfuerzo en un punto j para el mismo estrato N debido a la carga aplicada en un área tributaria a_i .

La deformación del estrato N en ese punto será

$$\Delta\delta_{ji}^N = \alpha^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N \text{ --- 6.1. a}$$

Y el desplazamiento vertical de la superficie en el punto j será la suma de las deformaciones de todos los estratos:

$$\delta_{ji}^N = \sum_A^N \alpha^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N \text{ --- 6.1. b}$$

El valor de $\Delta\sigma_{ji}^N$ en cualquier punto de la masa del suelo se puede expresar en función de la carga unitaria superficial q_i aplicada en un área tributaria a_i :

$$\Delta\sigma_{ji}^N = I_{ji}^N \cdot q_i \text{ --- 6.1. c}$$

En donde N indica el estrato en cuestión. El punto i se entiende localizado al centro del área tributaria a_i donde se aplica la carga unitaria q_i , y j el punto donde se calculan los efectos resultantes.

De esta manera se tiene que:

$$\delta_{ji}^N = \sum_A^N \alpha^N \cdot I_{ji}^N \cdot q_i \text{ --- 6.1. d}$$

Considerando una carga unitaria aplicada en una de las áreas tributarias, es posible obtener el desplazamiento vertical en j debido a la carga unitaria en i .

$$\bar{\delta}_{ji}^N = \sum_A^N \alpha^N \cdot I_{ji}^N \text{ --- 6.1. e}$$

Disponiendo el cálculo de las influencias I_{ji} de esfuerzo unitario en la forma que se muestra en la figura 6.1, se podrán calcular los desplazamientos verticales de la superficie debidos a la carga $q_1 = +1$ aplicada en el área tributaria del punto (1), de acuerdo con la siguiente ecuación matricial:

$$\begin{pmatrix} \delta_{11} \\ \delta_{21} \\ \delta_{31} \\ \delta_{41} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} (I_{11})^A & (I_{21})^A & (I_{31})^A & (I_{41})^A \\ (I_{11})^B & (I_{21})^B & (I_{31})^B & (I_{41})^B \\ (I_{11})^C & (I_{21})^C & (I_{31})^C & (I_{41})^C \end{bmatrix}^T \cdot \begin{pmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \alpha^C \end{pmatrix}$$

O bien (vector de desplazamientos para carga unitaria).

$$|\bar{\delta}_{ji}| = [I_{ji}^N]^T \cdot |\alpha^N| \text{ --- 6.1. f}$$

	+1					
		2	3	4	i	
A	I_{11}^A	I_{21}^A	I_{31}^A	I_{41}^A	I_{i1}^A	α^A
B	I_{11}^B	I_{21}^B	I_{31}^B	I_{41}^B	I_{i1}^B	α^B
C	I_{11}^C	I_{21}^C	I_{31}^C	I_{41}^C	I_{i1}^C	α^C

Figura 6.1 Factor de influencias para carga unitaria

Utilizando la ecuación anterior para los puntos deseados es posible obtener la matriz de hundimientos por carga unitaria:

$$|\bar{\delta}_{ji}| = \begin{pmatrix} \delta_{aa} & \delta_{ai} & \delta_{aj} & \delta_{ab} \\ \delta_{ia} & \delta_{ii} & \delta_{ij} & \delta_{ib} \\ \delta_{ja} & \delta_{ji} & \delta_{jj} & \delta_{jb} \\ \delta_{ba} & \delta_{bi} & \delta_{bj} & \delta_{bb} \end{pmatrix}$$

La matriz expresada transpuesta y multiplicándola por la matriz columnar de las cargas unitarias aplicadas en las áreas tributarias a, proporciona el vector de desplazamientos verticales de la superficie cargada y se define por la “Ecuación matricial de asentamientos o hundimientos”:

$$|\delta_i| = |\bar{\delta}_{ji}|^T \cdot |q_i| \text{ --- 6.1. g}$$

Si las áreas tributarias se escogen iguales se obtendrá una matriz simétrica de desplazamientos unitarios, esto es $\bar{\delta}_{ji} = \bar{\delta}_{ij}$.

Si la cimentación es rígida y no hay excentricidad de carga, el asentamiento es uniforme, por lo que pueden obtenerse las reacciones R estimando un valor del asentamiento promedio δ_a , esto es:

$$\delta_a = \frac{1}{n} \sum_i^n \delta_i \text{ --- 6.1. h}$$

Por lo que puede resolverse el sistema:

$$|R| = [\bar{\delta}_{ii}]^{-1} \cdot |\delta'_a| \text{ --- 6.1. i}$$

Así mismo, deberá verificarse el equilibrio de tal manera que:

$$W = \sum_i^n R_i \cdot \bar{a}_i \text{ --- 6.1. j}$$

Si no se cumple, es necesario hacer una corrección de las reacciones obtenidas:

$$R_c = R \cdot \frac{W}{\sum_1^n q'_i \bar{a}_i} \text{ --- 6.1. k}$$

En el caso de que la cimentación tenga una rigidez finita EI , habrá que sustituir al suelo de apoyo por una serie de resortes, los que pueden suponerse inicialmente por medio de la expresión:

$$K_i = \frac{R_{ci} \bar{a}_i}{\delta_i} \text{ --- 6.1. l}$$

Considerando 6 dovelas de 4.92 x 14.85 m, aplicando las ecuaciones anteriores, y considerando la cimentación como un elemento infinitamente rígido; los materiales del sitio; y la condición de carga, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 6.2 Resultados de la interacción estática suelo-estructura

Dovela	1	2	3	4	5	6
Asentamiento promedio en cm	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49
Esfuerzo en kPa	149.93	115.89	113.67	113.67	115.89	149.93
Módulo de reacción en kPa/cm	15.79	12.21	11.97	11.97	12.21	15.79

6.2 Interacción dinámica

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación. Debido a la excepcional deformabilidad de las arcillas de la ciudad de México, los efectos de sitio e interacción suelo-estructura que se presentan durante temblores intensos alcanzan niveles muy superiores a los usuales en otras ciudades asentadas sobre depósitos de suelo blando (Reséndiz y Roesset, 1986). Pese a que ambos fenómenos se relacionan entre sí, para propósitos de diseño es conveniente tenerlos en cuenta por separado (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

Para fines prácticos es recomendable que los efectos de interacción inercial y cinemática se traten de forma independiente. El alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad, respecto a los valores de base rígida, son producto de la interacción inercial (Avilés y Pérez-Rocha, 2003). Si el cimiento es suficientemente rígido, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación (filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica), así como en la generación de cabeceo y torsión de la cimentación (Luco y Wong, 1987). Se ha observado que para la ciudad de México es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento de campo libre empleado como movimiento de entrada para la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación, generalmente es más desfavorable que la excitación efectiva de la base obtenida de un análisis de interacción cinemática (Avilés y Pérez-Rocha, 2004).

6.2.1 Interacción inercial

De acuerdo con las NTC-DS-2017, los efectos de la interacción inercial para estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes pueden despreciarse si se cumple con la siguiente condición:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \text{ --- } 6.2. a$$

Donde:

T_e Periodo fundamental de la estructura con base rígida

H_e Altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total

T_s Periodo dominante del sitio; se tomará del SASID

H_s Profundidad de la segunda capa dura

Idealmente para obtener el periodo fundamental de una estructura se debería realizar un análisis modal o bien mediante algún software especializado, sin embargo, es bien aceptado en la práctica estimarlo de forma rápida como el número de niveles que posea el edificio entre 10. Sin embargo, este puede variar para sus diferentes direcciones en función de la rigidez que tenga la estructura en cada dirección. La estructura por analizar cuenta con 6 niveles por lo que su periodo fundamental de acuerdo con la consideración anterior será de 0.6 s. El área de estructuras proporciono los periodos de la estructura con base rígida en ambas direcciones, siendo de 0.174 s para la dirección de análisis x y de 0.675 s para la dirección de análisis y .

La altura total del edificio es de 20.9 m, su altura efectiva se tomó de 14.63 m, mientras que el periodo dominante del sitio de acuerdo con SASID es de 1.83 s y finalmente la profundidad de la segunda capa dura se estableció a los 37 m.

Sustituyendo cada uno de los valores en la ecuación 6.2.a, se tiene:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} = 0.92$$

Al no cumplirse la desigualdad, los efectos de la interacción inercial deben ser tomados en cuenta para la interacción dinámica suelo-estructura, esto se hace como se encuentra plasmado en el capítulo 8, sección 8.2 de las NTC-DS-2017.

El periodo efectivo del sistema suelo-estructura en la dirección de análisis se determina con la ecuación 6.2.b:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \text{ --- 6.2. b}$$

donde:

T_h periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \text{ --- 6.2. c}$$

T_r periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \text{ --- 6.2. d}$$

Mientras que el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura elástico se determina con la ecuación 6.2.e:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e}\right)^2 \text{ --- 6.2. e}$$

donde:

ζ_e coeficiente de amortiguamiento para la estructura con base rígida

ζ_h coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \text{ --- 6.2. f}$$

ζ_r coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \text{ --- 6.2. g}$$

C_h y C_r son la fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación horizontal y rotación, respectivamente.

Las rigideces de los resortes elásticos, K_h y K_r , y los coeficientes de los amortiguadores viscosos, C_h y C_r se obtienen de la tabla 6.1, la cual se puede encontrar en el capítulo 8, sección 2 de las NTC-DS-2017 para la frecuencia efectiva del sistema, $\omega = \frac{2\pi}{T_e}$, considerando círculos equivalentes en área y momento de inercia al área de desplante de la cimentación.

Para los modos de traslación y rotación, los radios de dichos círculos están dados por:

$$R_h = \left(\frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \text{ --- 6.2. h}$$

$$R_r = \left(\frac{4I}{\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \text{ --- 6.2. i}$$

donde:

A área de la superficie neta de la cimentación

I momento de inercia de la superficie neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis

Los resultados que se buscan obtener al finalizar la interacción inercial suelo-estructura son el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura, con las ecuaciones 6.2.b y 6.2.e respectivamente, los cuales se obtienen de forma iterativa, ya que los valores de K_h y K_r así

como C_h y C_r cambian con la frecuencia, sin embargo las iteraciones necesarias para que el modelo converja por lo general no son más de tres.

Tabla 6.3 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m) / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_s}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta_m = \omega R_m / \beta_s \\ \eta_s = \pi R_s / 2H_s \\ \eta_p = [2(1-\nu_s)/(1-2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_s) \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2-\nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right)$ $\times \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$	$k_h = 1$	$c_h = \frac{0.65\zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1-2\zeta_s)\eta_{hs}^2}$; si $\eta_{hs} = \eta_h/\eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576$; si $\eta_{hs} = \eta_h/\eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4G_s R_v}{1-\nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right)$ $\times \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu_s)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v}$; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-\nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right)$ $\times \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r$; si $\eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5$; si $\eta_r > 2.5$, $\nu_s \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r$; si $\eta_r > 2.5$, $\nu_s \geq 0.45$ Interpolar linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$	$c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta_s)\eta_{rp}^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}$; si $\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1$

Los cálculos se realizaron con ayuda de una hoja de Excel para ambas direcciones y los resultados que se obtuvieron fueron:

- Para la dirección x:
 - Alargamiento en el periodo efectivo de la estructura que paso de 0.174 s en base rígida a 0.604 s con base flexible.
 - Aumento del amortiguamiento estructural de 5 % a 12.5 %.
- Para la dirección y:
 - Alargamiento en el periodo efectivo de la estructura que paso de 0.675 s en base rígida a 0.986 s con base flexible.
 - Aumento del amortiguamiento estructural de 5 % a 6.2 %.

Con el valor del amortiguamiento efectivo se modifican tanto el espectro de diseño Transparente de SASID como el espectro reducido, tomando en cuenta que para calcular el espectro reducido por IDSE inercial, únicamente se modifica el factor de comportamiento sísmico pues el factor de sobre-resistencia R es independiente de la IDSE. Los resultados se muestran en las figuras 6.1 y 6.2 para ambas direcciones de análisis. Como se puede observar, en el espectro transparente con IDSE inercial se reduce la meseta del espectro, sin embargo al aplicar el factor de sobre-resistencia y el factor de comportamiento sísmico modificado, se

observa que los valores de coeficiente sísmico son mayores que cuando no se había aplicado la IDSE inercial y si a lo anterior sumamos que el periodo de la estructura aumenta, la fuerza cortante y el momento de volteo crecerán por lo que no se observa un beneficio debido a la interacción inercial.

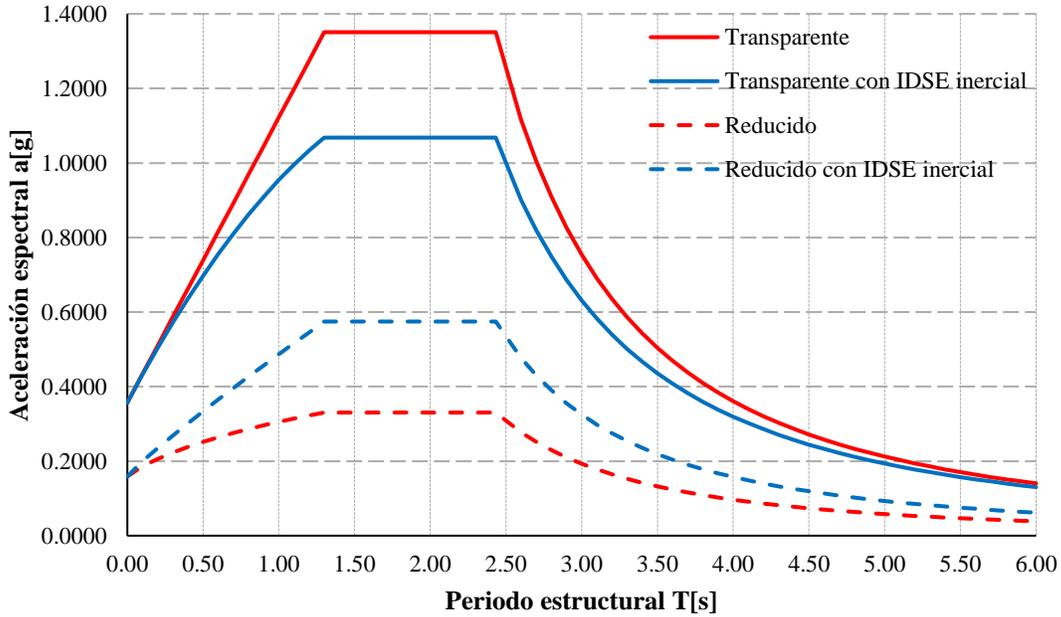


Figura 6.2 Espectros de diseño transparente y reducido de SASID y con IDSE inercial para la dirección de análisis x

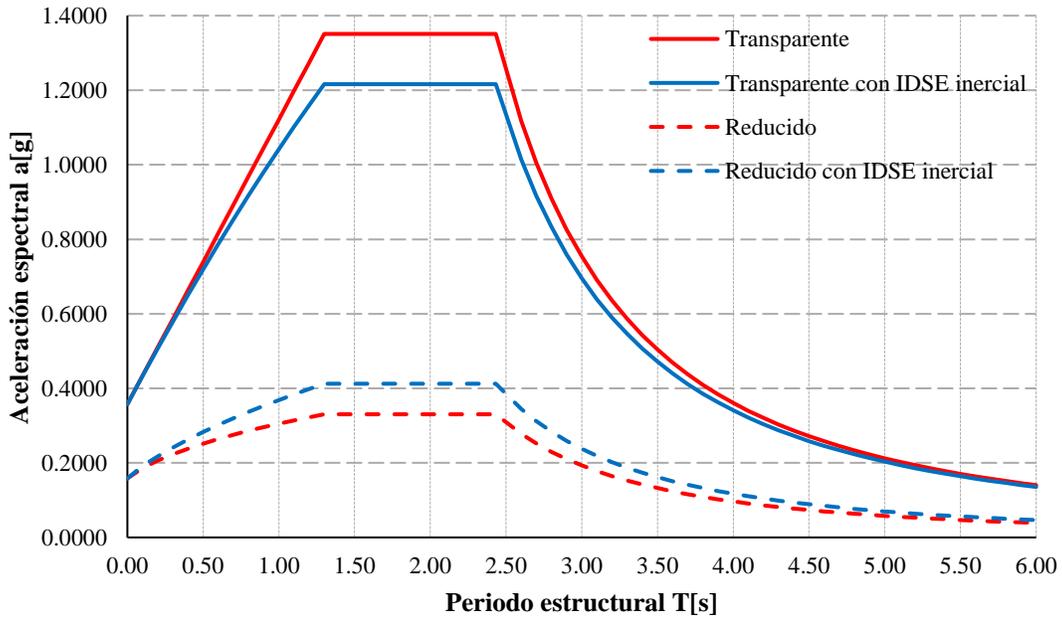


Figura 6.3 Espectros de diseño transparente y reducido de SASID y con IDSE inercial para la dirección de análisis y

6.2.2 Interacción cinemática

De acuerdo con las NTC-DS-2017, los efectos de la interacción cinemática para estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes pueden despreciarse si se cumple con las siguientes condiciones:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \text{ --- } 6.2. j$$

$$\frac{D}{r} < 0.5 \text{ --- } 6.2. k$$

donde:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \text{ --- } 6.2. l$$

A Área de la cimentación

D Profundidad de desplante

τ_v tiempo de transito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante

$$\tau_v = \frac{D}{V_s} \text{ --- } 6.2. m$$

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s} \text{ --- } 6.2. n$$

H_s Profundidad de la segunda capa dura

Para nuestra estructura y terreno de desplante tenemos un área de 438 m^2 , una profundidad de desplante de 8.5 m, profundidad de la segunda capa dura a 37 m y periodo dominante del sitio de 1.83 s. Sustituyendo estos valores en las ecuaciones 6.2.l, 6.2.m y 6.2.n, se obtienen los siguientes resultados:

$$r = 11.81 \text{ m}$$

$$\tau_v = 0.11 \text{ s}$$

$$V_s = 80.80 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Posteriormente sustituyendo los valores obtenidos en las ecuaciones 6.2.j y 6.2.k, tenemos:

$$\frac{T_s}{\tau_v} = 17.41$$

$$\frac{D}{r} = 0.72$$

Como podemos observar, la primera condición si cumple que $\frac{T_s}{\tau_v} > 12$, sin embargo, la segunda condición no se cumple ya que $\frac{D}{r} > 0.5$, por lo que los efectos de IDSE cinemática, no deberían ser despreciados, sin embargo, actuando de forma conservadora no serán tomados en cuenta para este proyecto.

7 CONCLUSIONES

El proyecto se ubica, de acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México, en la Zona de Lago caracterizada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Los espesores de dichos depósitos se determinaron a partir del sondeo exploratorio realizado mediante la técnica de Penetración Estándar (SPT), construyendo así el perfil estratigráfico del sitio.

Las propiedades mecánicas de los materiales se obtuvieron mediante pruebas de laboratorio que se realizaron sobre muestras inalteradas obtenidas del Sondeo de Muestreo Selectivo, dichas pruebas consistieron en ensayos de compresión simple, ensayos de compresión triaxial no drenada no consolidada y pruebas de consolidación unidimensional, los valores de cohesión y fricción se compararon con los existentes en la bibliografía, obteniendo los resultados esperados al encontrarse dentro de los rangos existentes.

El proyecto arquitectónico, las condiciones de carga y las propiedades mecánicas del terreno de desplante, llevaron a optar por un cajón de cimentación desplantado a 8.5 m de profundidad como la mejor solución de cimentación. Los resultados del cálculo de capacidad de carga del terreno con la teoría de Skempton arrojaron una capacidad de carga admisible para acciones permanente y accidentales de **189 kPa** y **228 kPa**, respectivamente, que comparados con el esfuerzo de **134 kPa** que genera la estructura por cargas máximas permanentes, se cumple satisfactoriamente con condiciones de seguridad ante falla del material.

Como se puede observar el suelo no tendrá problemas por capacidad de carga, sin embargo, del cálculo de expansiones y recompresiones se deberá llevar a cabo un proceso constructivo, posiblemente en etapas, adecuado para controlarlos y no generar daños a las estructuras colindantes. Mientras que, del cálculo de asentamientos a corto y largo plazo por el incremento neto de esfuerzos, el asentamiento total máximo se estima del orden de 21 cm, por lo que no se cumple adecuadamente con el ELS, de aquí la necesidad de realizar una interacción estática suelo-estructura para estudiar el comportamiento de la cimentación considerándola como un elemento rígido.

La interacción estática nos permitió encontrar la configuración de asentamientos con base flexible y posteriormente encontrar el asentamiento promedio suponiendo que la losa del cajón será lo suficientemente rígida para que el asentamiento sea uniforme.

El resultado de la interacción dinámica suelo-estructura, tomando en cuenta únicamente el efecto inercial, arrojó un alargamiento del periodo efectivo en ambas direcciones de análisis respecto a los periodos con base rígida de la estructura, así como un incremento en el amortiguamiento efectivo del sistema estructural, mayor en la dirección de análisis x , resultados esperados que indican que se llevó a cabo de forma correcta, sin embargo al calcular el espectro de diseño reducido tomando en cuenta los efectos de IDSE inercial, no se observa un beneficio ya que resultan mayores que los espectros de diseño reducidos sin los efectos de interacción, pues como también se esperaba se presentó una reducción de la

ductilidad. Ya que la condición resulto más desfavorable, se optó por evaluar los momentos de volteo con los espectros de diseño reducidos por efecto de la IDSE inercial y verificar que la cimentación cumpla satisfactoriamente con el ELF ante cargas accidentales, obteniendo el área reducida de la cimentación que resulto para la combinación más desfavorable igual a **282 m²**, con lo que el esfuerzo a nivel de desplante ante cargas accidentales resulta de **221 kPa**, valor que resulta menor a **257kPa**, que es la capacidad de carga calculada como se indica en las NTC-DCC-2017 para suelos con comportamiento cohesivo.

Al cumplir satisfactoriamente con el ELF considerando la IDSE inercial sabiendo que representa una condición desfavorable, se decidió no realizar el cálculo de la IDSE cinemática, omitiendo así sus efectos y actuando de forma conservadora.

8 REFERENCIAS

- Amezcuapastrana, X.P. (2019). *Evaluación geotécnica estructural de la cimentación de un edificio de 11 niveles reforzado debido al sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017*. Tesina de especialidad. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Avilés, J., & Pérez Rocha, L. E. (2004). Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 71, 1-36.
- Budhu, M. (2011). *Soil Mechanics and Foundations*. (3ª ed.). USA: John Wiley & Sons Inc.
- Domínguez Caicedo, M. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 8, (2), 1-13.
- Gobierno de la Ciudad de México (2017). *Normas Técnicas Complementarias Oficiales*. México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- González Acosta, J. L. (2013). *Determinación de asentamientos considerando la variación horizontal de los parámetros mecánicos del suelo*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Jaime, A. & Gordillo, N. (2012). *Asentamiento de un edificio en arcilla blanda, observación y cálculo*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- Juárez Badillo, E. & Rico Rodríguez, A. (2004). *Mecánica de suelos: Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa.
- Mánica, M. (2012). *Distribución de asentamientos elásticos producidos por una configuración de carga superficial compleja*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A.C.
- Secretaría General de Obras (1987). *Manual de Diseño Geotécnico*. México: Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.
- Zea Constantino, C., López Rincón, G. & Rivera Constantino, R. (2011). *Cálculo de las expansiones, recompresiones y compresiones generadas en el suelo de apoyo por las cargas de un edificio y su cimentación*. 2011 Pan-Am Geotechnical Conference, ISSMGE.
- Zea Constantino, C., Rivera Constantino, R., López Rincón, G., Umaña Romero, J.L. & Elizalde Romero, E. (2011). *Una investigación sobre los módulos de deformabilidad y compresibilidad de los fenómenos de expansión y recompresión en suelos finos saturados*. 2011 Pan-Am Geotechnical Conference, ISSMGE.
- Zeevaert Wiechers, L. (1990). *Conceptos Básicos en el Diseño de Cimentaciones Compensadas sin y con pilotes de Fricción*. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Zeevaert Wiechers, L. (1980). *Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*. México: Limusa.

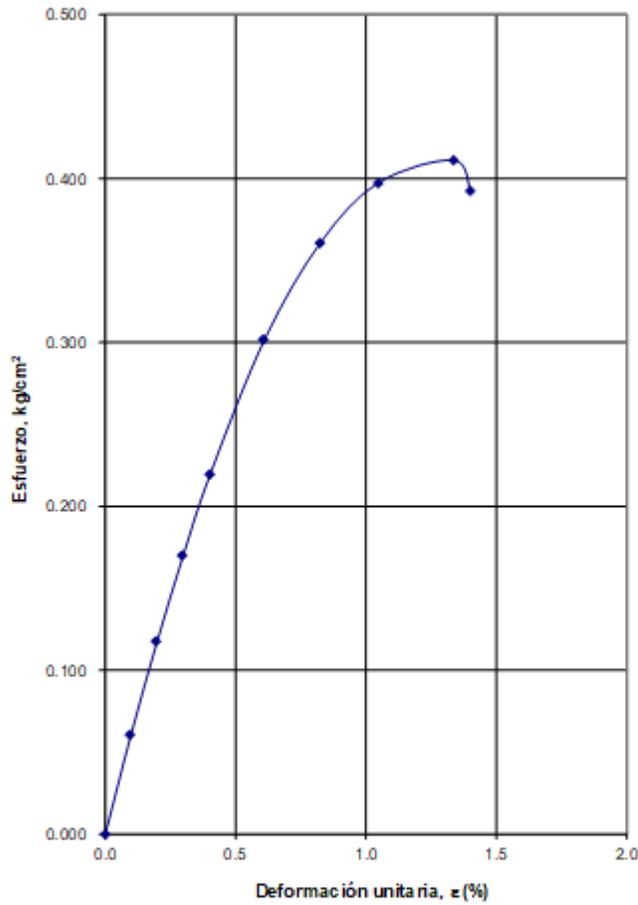
9.1 Pruebas de laboratorio

9.1.1 Compresión simple

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019

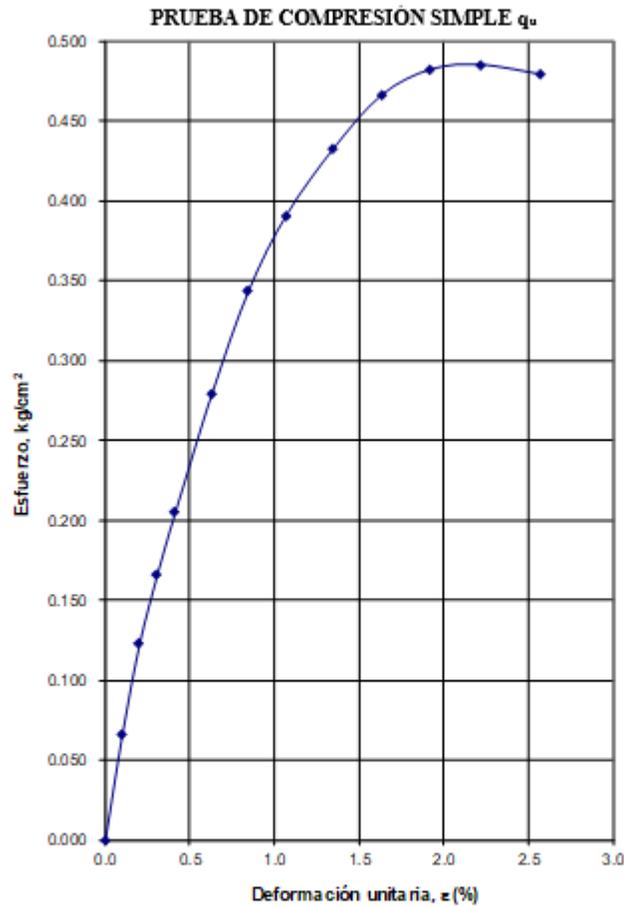


PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u



SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_f %	e_i	e_f
PCA-1	MC-1	1.80-2.30 m	61.08	60.86	1.91	1.91
G_{ni} %	G_{nf} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
81.97	81.67	1.42	2.566	4.11	2.05	47.78

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019

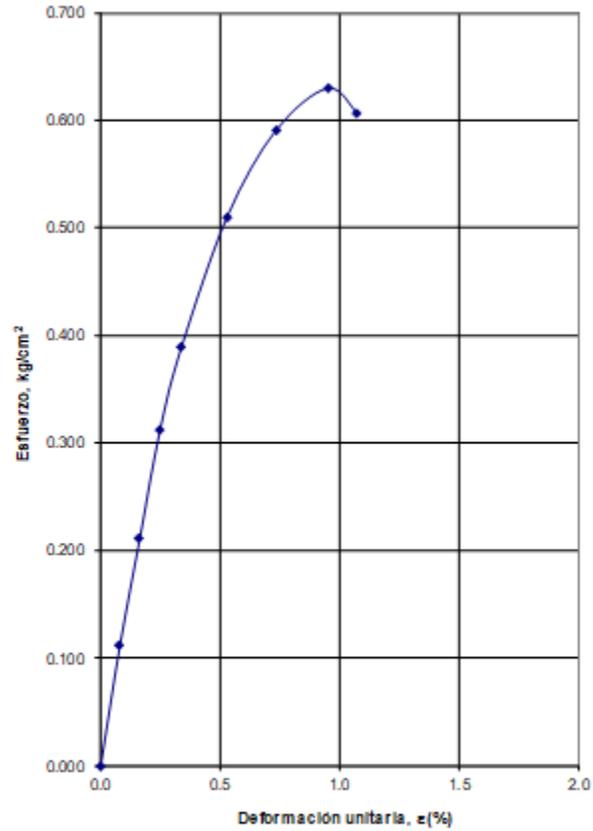


SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_r %	e_i	e_r
PCA-3	MC-1	1.90-2.10 m	62.50	62.37	1.91	1.91
G_{ef} %	G_{ef} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
84.56	84.39	1.44	2.585	4.85	2.42	34.28

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

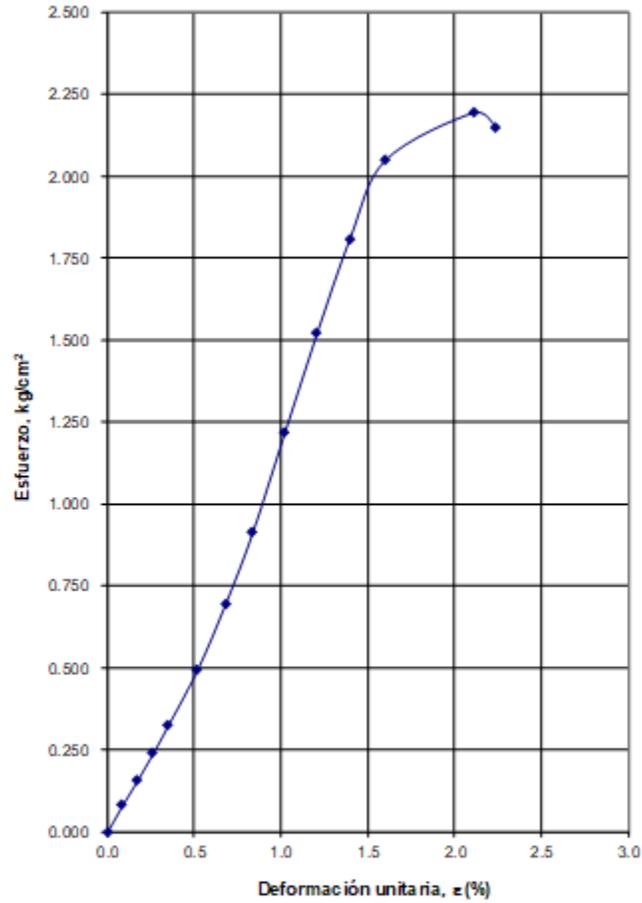


SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_r %	e_r	e_r
PCA-2	MC-1	2.70-3.00 m	63.03	62.83	1.80	1.80
G_{60} %	G_r %	γ_{60} t/m ³	S_s	q_c t/m ²	c t/m ²	E kg/cm ²
85.73	85.45	1.43	2.452	6.29	3.15	85.25

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019

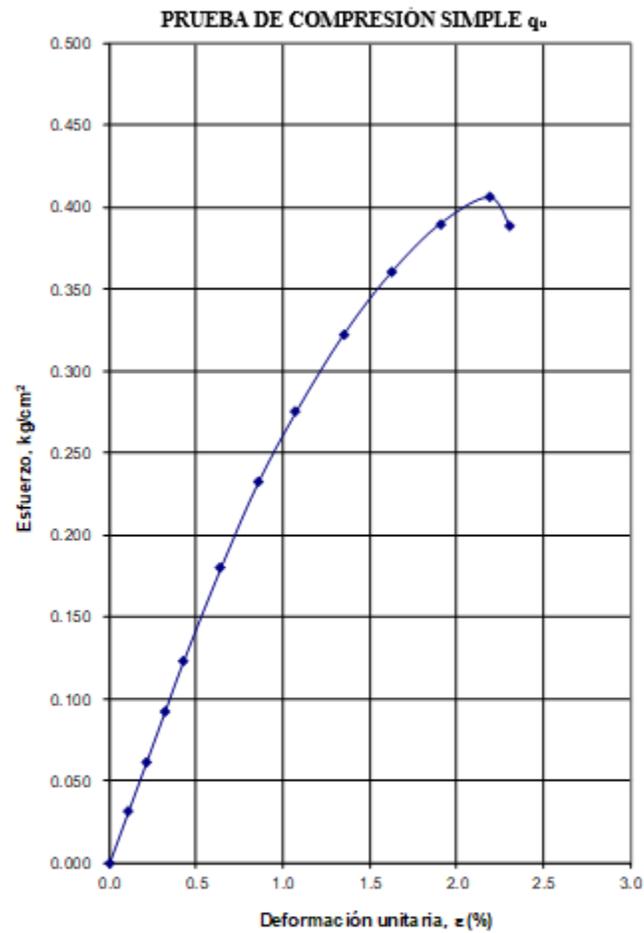


PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u



SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_r %	e_i	e_r
SMS-1	1-TS	3.00-3.60 m	80.92	80.81	2.24	2.24
G_{ni} %	G_{nr} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
90.34	90.22	1.40	2.496	21.92	10.96	164.33

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019

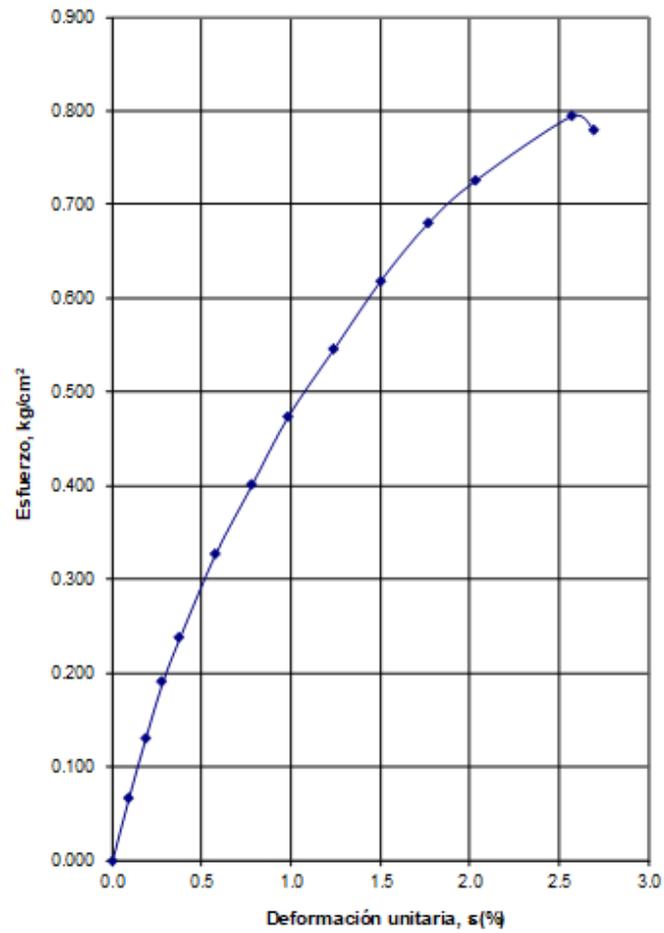


SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_r %	e_i	e_r
SMS-1	2-TS	6.00-6.60 m	329.54	329.09	7.04	7.04
G_{ni} %	G_{nr} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
100.00	100.00	1.15	2.161	4.06	2.03	24.13

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019

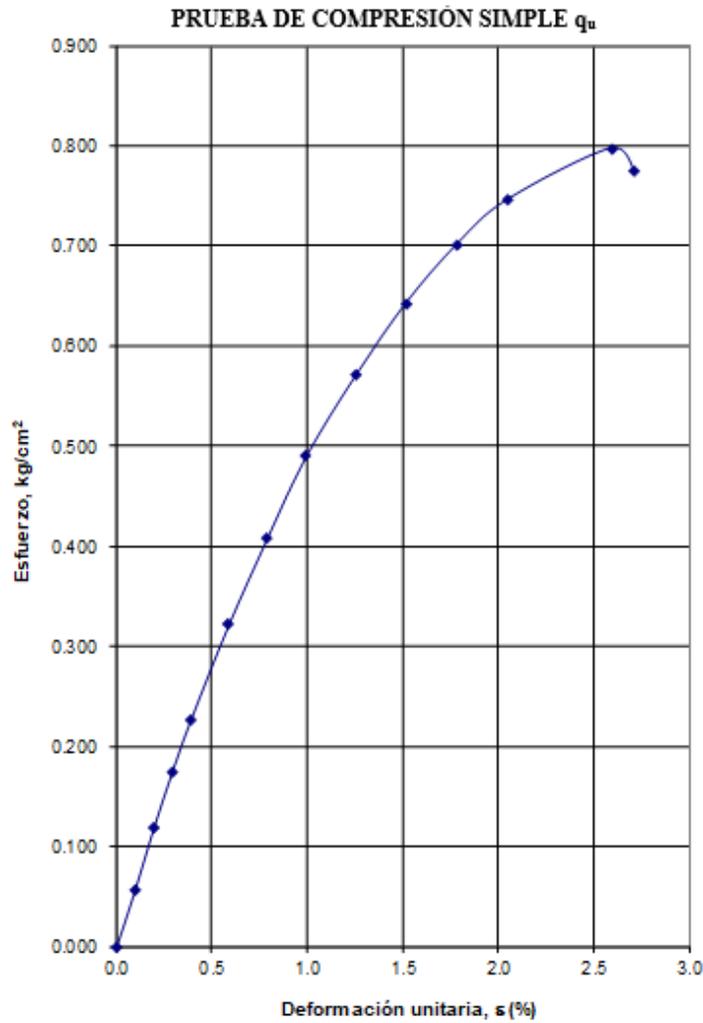


PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u



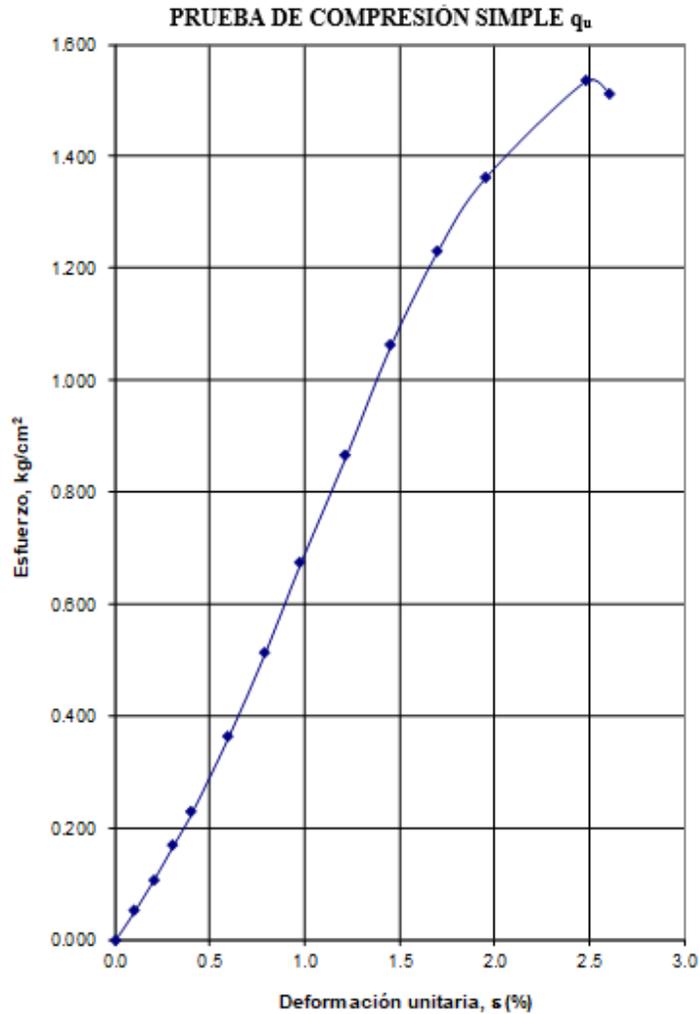
SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W^i %	W^f %	e^i	e^f
SMS-1	3-TS	11.00-11.60 m	236.53	236.22	5.78	5.78
G^i %	G^f %	γ_{hi} t/m ³	S_s	q^e t/m ²	c t/m ²	E kg/cm ²
98.45	98.32	119	2.407	7.94	3.97	36.23

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_f %	e_i	e_f
SMS-1	4-TS	16.00-16.90 m	306.37	306.07	7.14	7.14
G_{ni} %	G_{nf} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
98.76	98.66	1.15	2.301	7.97	3.99	42.62

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019

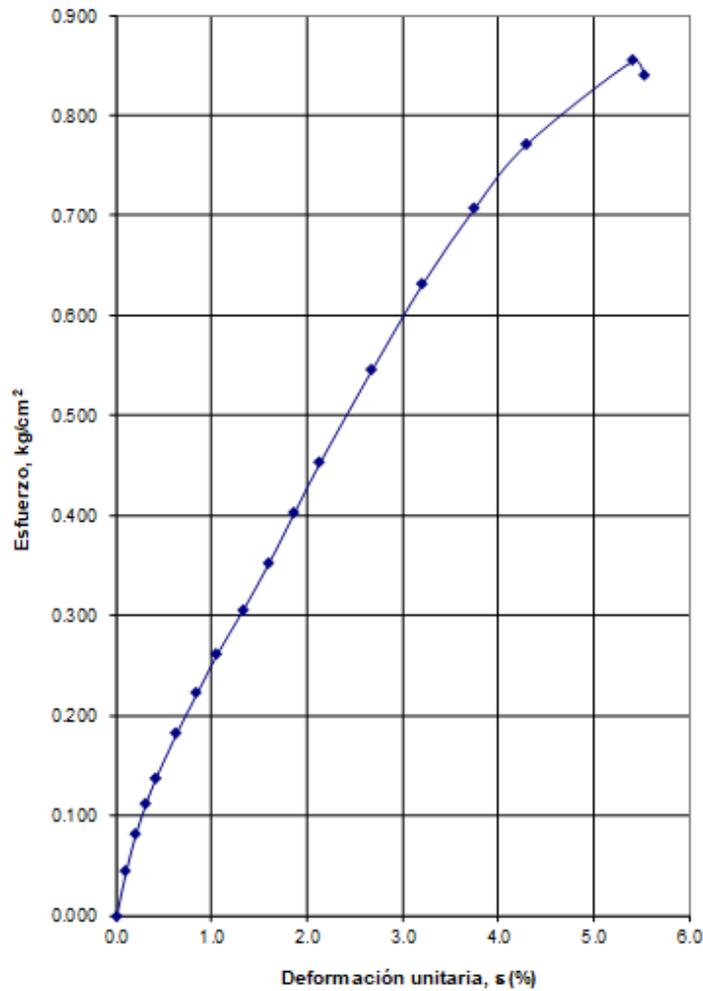


SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_f %	e_s	e_r
SMS-1	5-TS	21.00-21.60 m	226.96	226.84	5.37	5.37
G_{ni} %	G_{nf} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
100.00	100.00	1.22	2.380	15.35	7.68	79.81

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

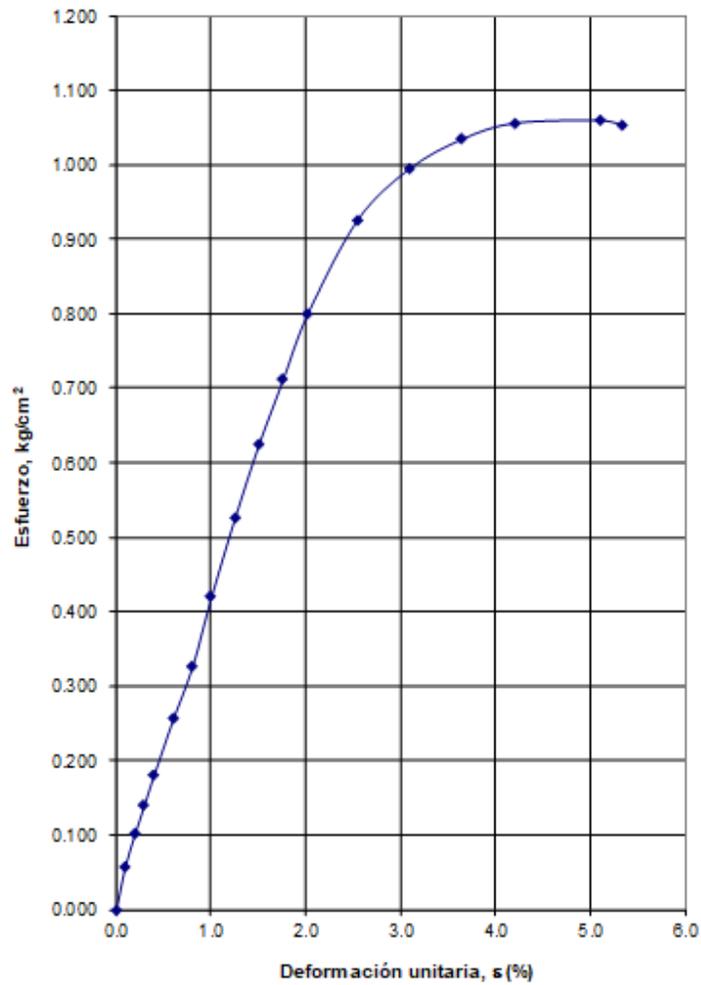


SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_f %	e_s	e_f
SMS-1	6-TS	24.00-24.90 m	88.26	88.13	2.12	2.12
G_{hi} %	G_{mf} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
100.00	100.00	1.49	2.464	8.55	4.27	18.66

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019

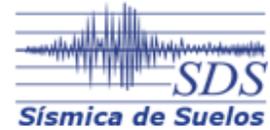


PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u

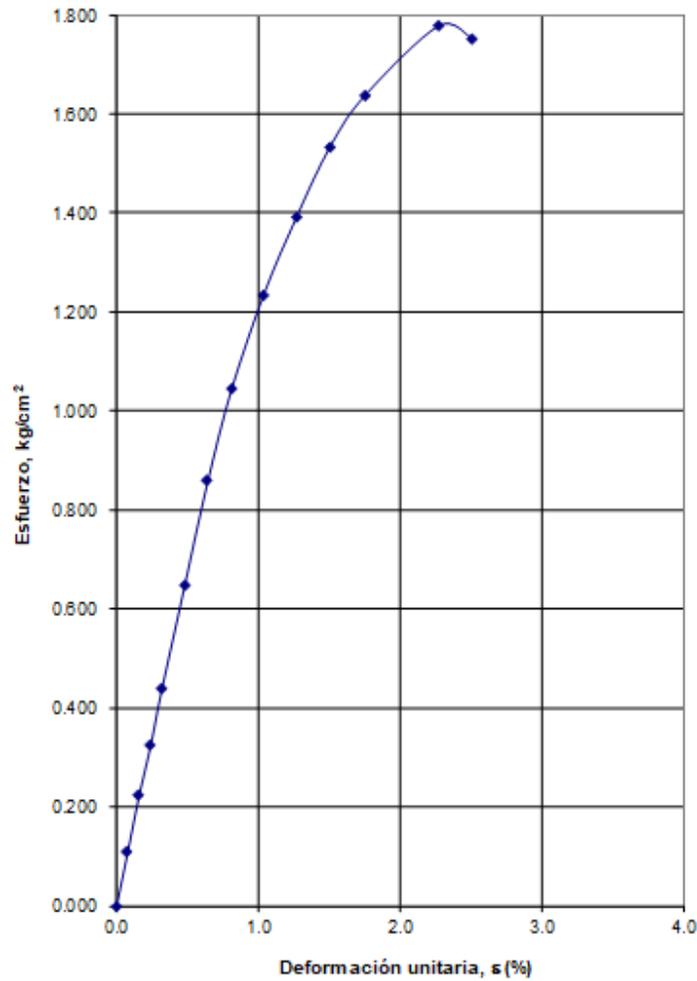


SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_f %	e_s	e_f
SMS-1	7-TS	27.00-27.90 m	238.05	237.76	5.87	5.87
G_{ni} %	G_{nf} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
94.99	94.88	1.15	2.341	10.60	5.30	39.03

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE q_u



SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	W_i %	W_f %	e_i	e_f
SMS-1	8-TS	32.50-33.30 m	125.55	125.19	3.17	3.17
G_{ni} %	G_{nf} %	γ_{hi} t/m^3	S_s	q_u t/m^2	c t/m^2	E kg/cm^2
95.05	94.79	1.30	2.402	17.77	8.89	84.05

9.1.2 Triaxiales

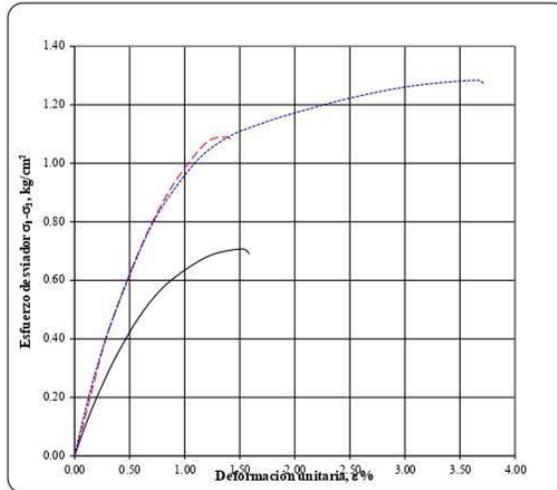
PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



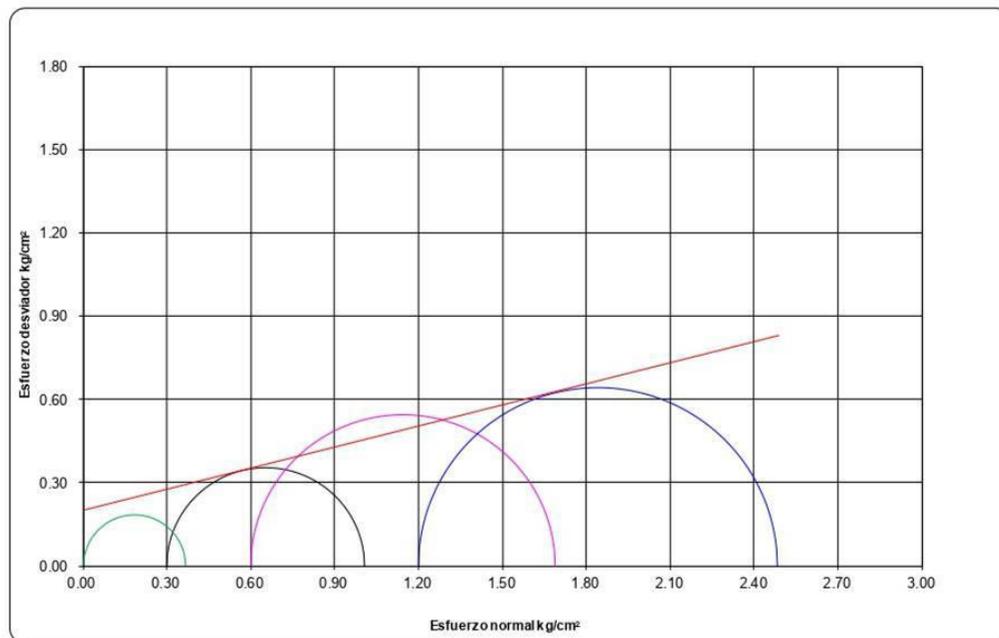
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
CH	

SIMBOLO	σ_2 kg/cm ²	E_{50} kg/cm ²	NOTAS
—	0.30	85.09	
- - -	0.60	126.84	
.....	1.20	117.29	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_2 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	w_L %	w_p %	S_u	e	G_{vL} %	G_{vf} %	γ_m kg/m ³	γ_w kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
PCA-1	1.80-2.30 m	MC-1	0.30	0.71	59.75	60.46		1.721	89.11	90.16	1.507	1.513	2.0	14
			0.60	1.09	59.92	59.76	2.566	1.784	86.17	85.94	1.474	1.472		
			1.20	1.28	61.11	60.93	1.802	87.02	86.77	1.475	1.474			



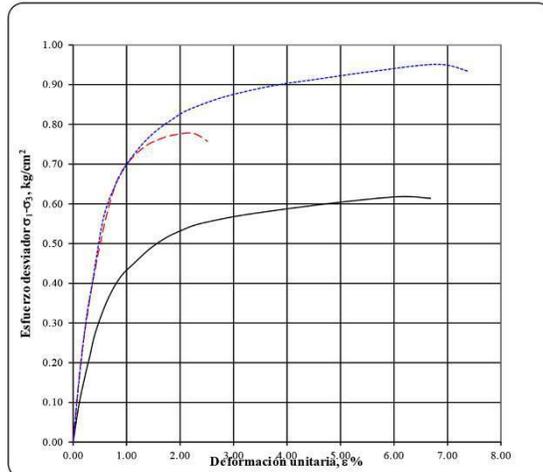
PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



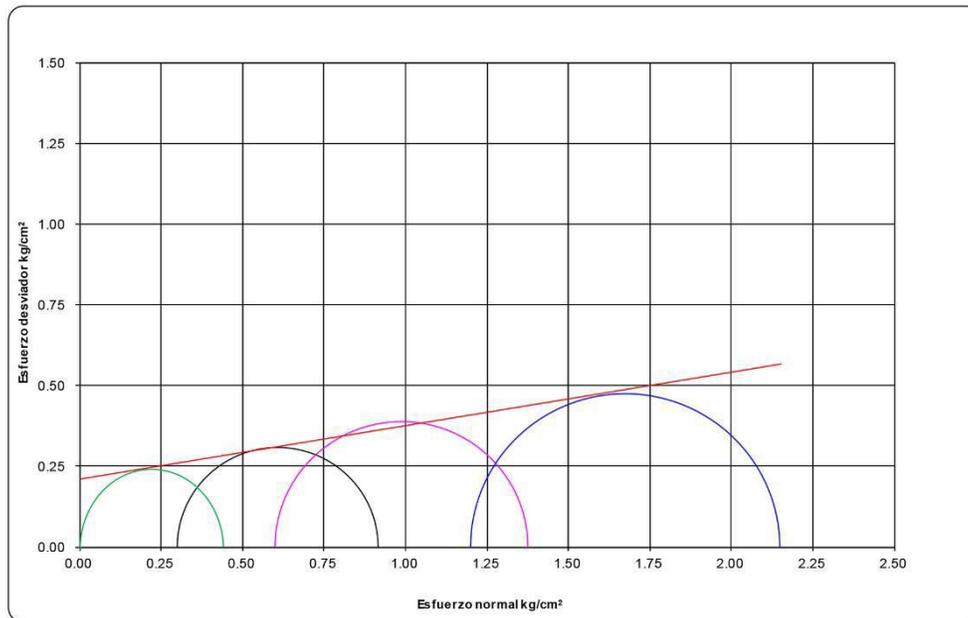
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
CH	

SIMBOLO	σ_1 kg/cm ²	E_{se} kg/cm ²	NOTAS
—	0.30	59.58	
- - -	0.60	111.98	
.....	1.20	104.23	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_1 kg/cm ²	σ_3 kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	c_i	G_w %	G_wf %	γ_{si} kg/m ³	γ_{sf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
PCA-3	1.90-2.10 m	MC-1	0.30	0.62	70.99	70.58		1.980	92.66	92.12	1.483	1.479	2.1	9
			0.60	0.78	72.01	71.61	2.585	2.048	90.90	90.39	1.459	1.455		
			1.20	0.95	64.93	64.59	1.967	85.33	84.88	1.437	1.434			



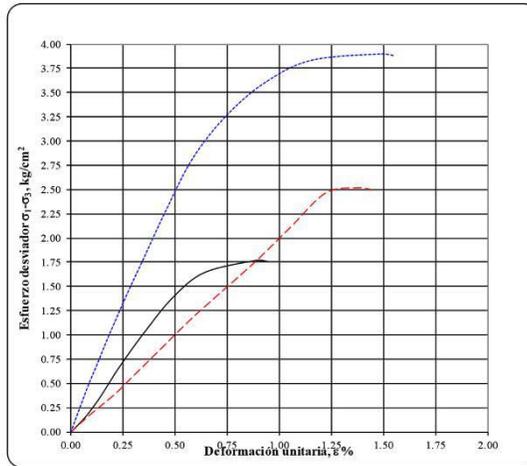
PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



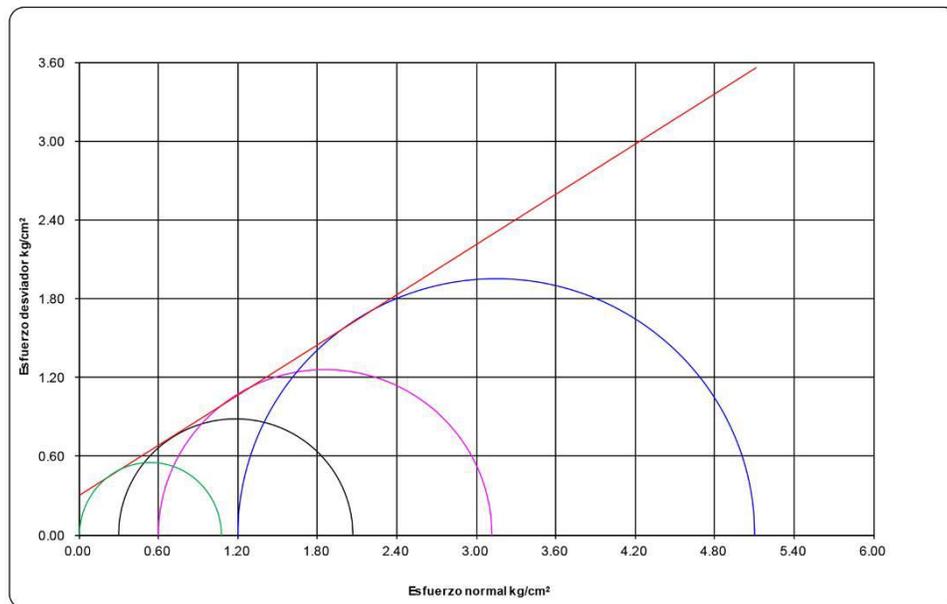
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
ML	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{s0} kg/cm ²	NOTAS
—	0.30	289.97	
- - -	0.60	201.10	
.....	1.20	505.47	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_l %	w_f %	S_s	c_i	G_w %	G_w %	γ_{su} kg/m ³	γ_{sf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
PCA-2	2.70-3.00 m	MC-1	0.30	1.77	63.47	63.14	2.452	1.711	90.94	90.47	1.478	1.475	3.0	33
			0.60	2.52	61.02	60.89		1.700	88.02	87.82	1.462	1.461		
			1.20	3.90	58.33	58.03		1.613	88.69	88.23	1.486	1.483		



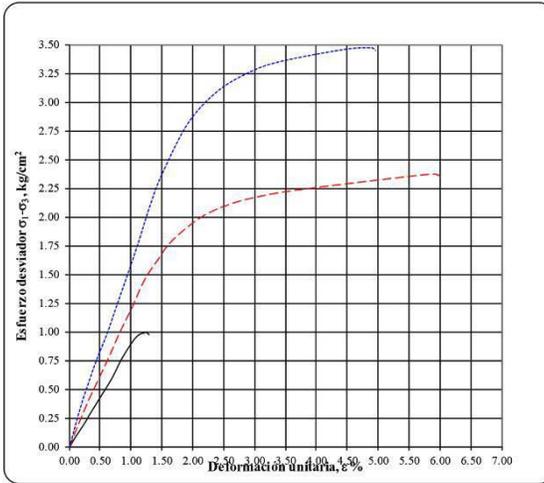
PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



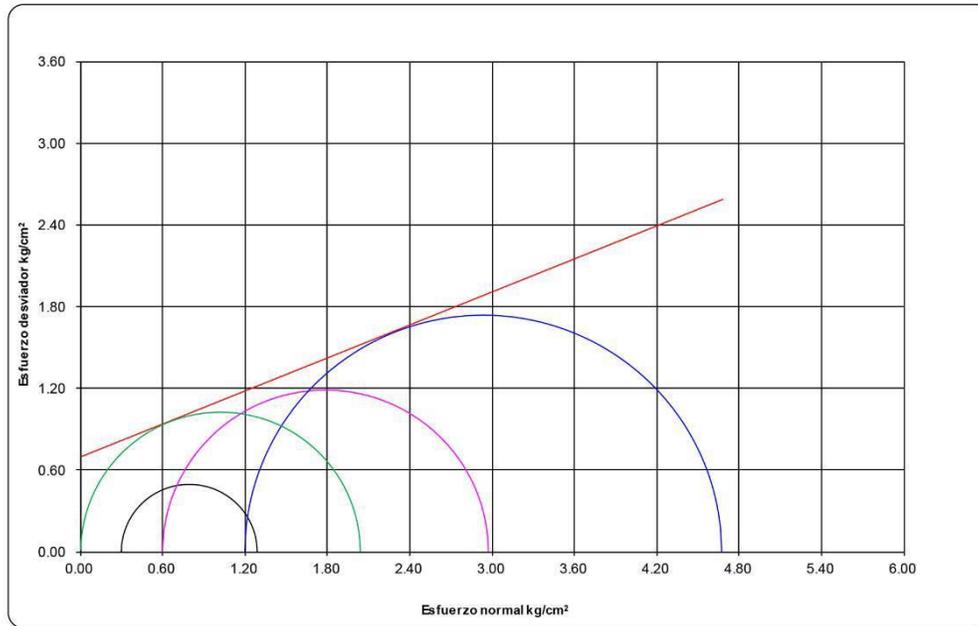
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
MH	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{s0} kg/cm ²	NOTAS
—	0.30	85.64	
- - -	0.60	121.04	
.....	1.20	159.80	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	G_w %	G_w %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS-1	3.00-3.60 m	1-TS	0.30	0.99	85.82	85.68	2.496	2.493	85.94	85.80	1.328	1.327	7.0	22
			0.60	2.37	84.26	84.12		2.342	89.80	89.66	1.376	1.375		
			1.20	3.47	88.73	88.60		2.387	92.78	92.65	1.391	1.390		



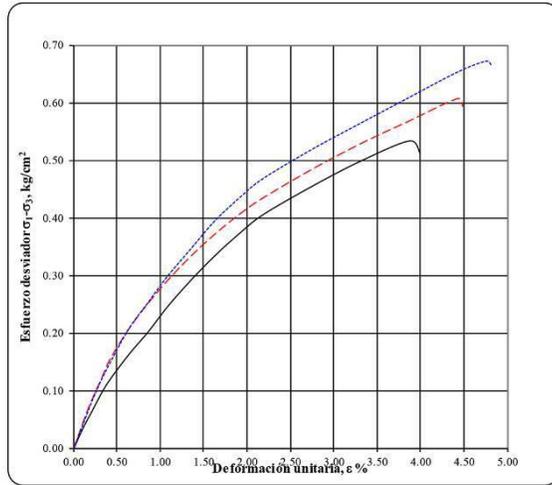
PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
FECHA:	Abril, 2019



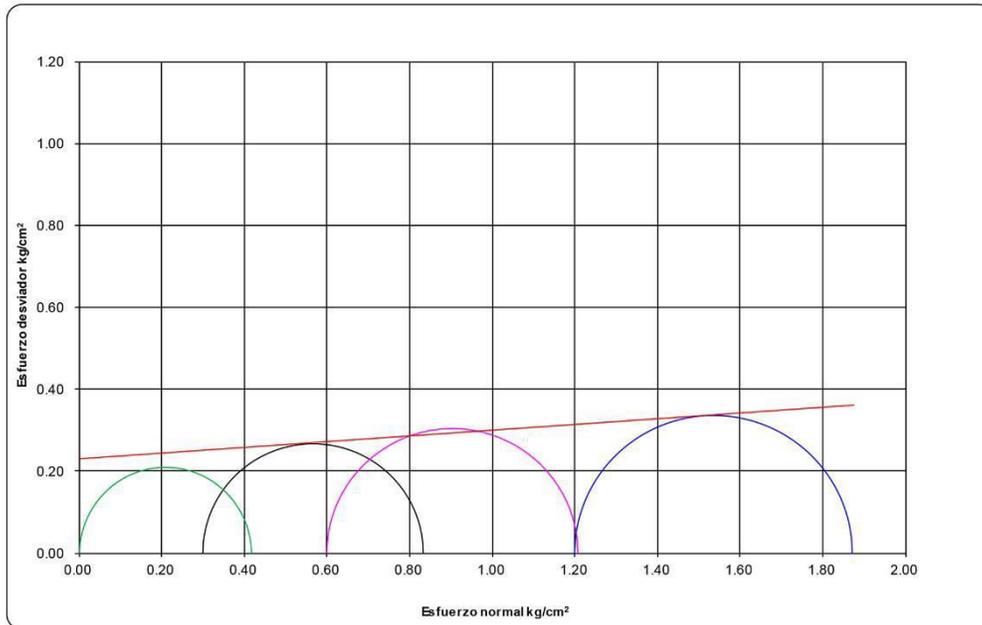
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
CH	

SIMBOLO	σ_1 kg/cm ²	E _{s0} kg/cm ²	NOTAS
—	0.30	22.11	
- - -	0.60	25.75	
.....	1.20	26.59	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w _i %	w _f %	S _s	e _i	G _{wi} %	G _{wf} %	γ_m kg/m ³	γ_{af} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS-1	6.00-6.60 m	2-TS	0.30	0.53	316.32	315.75	2.161	6.974	98.01	97.84	1.128	1.127	2.3	4
			0.60	0.61	320.78	320.20		7.051	98.32	98.14	1.129	1.128		
			1.20	0.67	319.31	318.90		6.768	100.00	100.00	1.166	1.165		



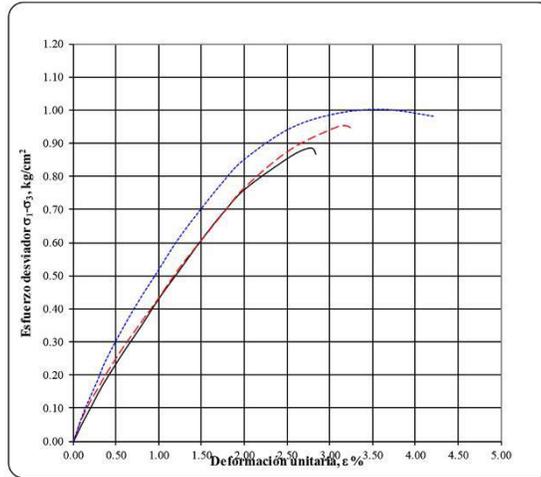
PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
FECHA:	Abril, 2019



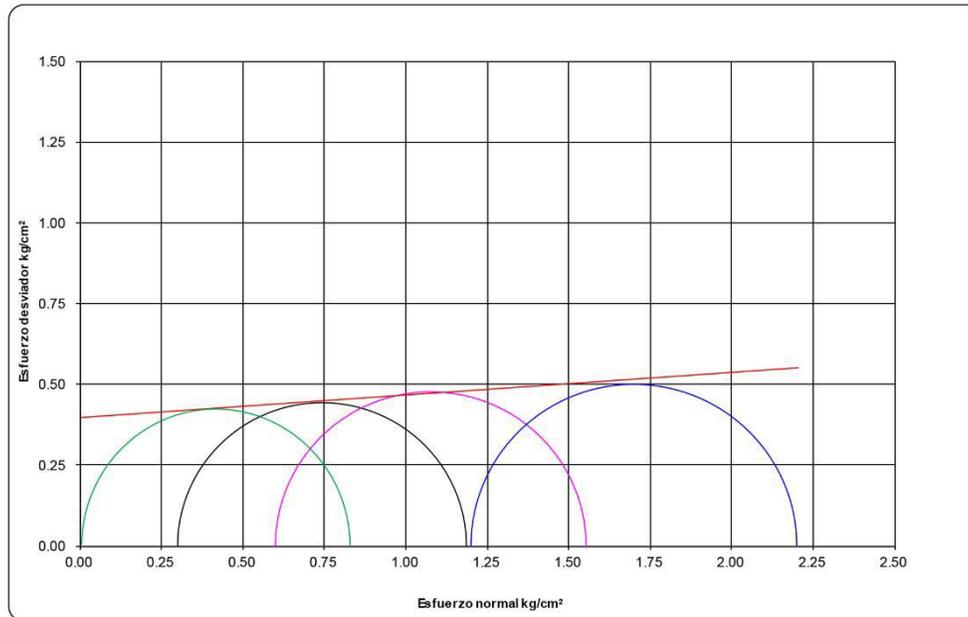
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
CH	

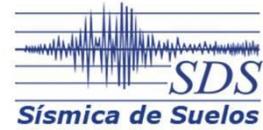
SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{s0} kg/cm ²	NOTAS
—	0.30	42.29	
- - -	0.60	42.83	
⋯	1.20	53.61	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	Qw_i %	Qw_f %	γ_{su} kg/m ³	γ_{sf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS-1	11.00-11.60 m	3-TS	0.30	0.89	226.24	226.00	2.407	5.498	99.05	98.95	1.209	1.208	4.0	4
			0.60	0.95	225.66	225.48		5.465	99.39	99.31	1.212	1.212		
			1.20	1.00	221.44	221.06		5.369	99.28	99.11	1.215	1.213		



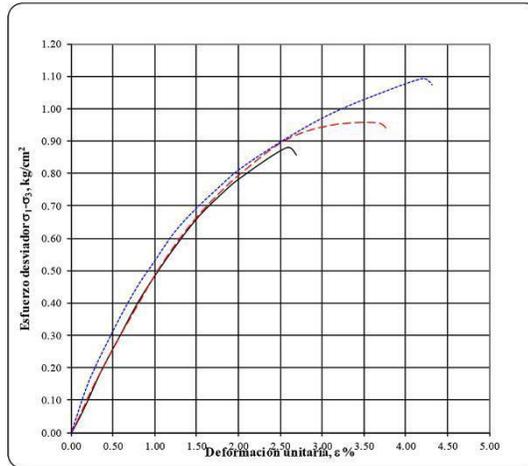
PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
FECHA:	Abril, 2019



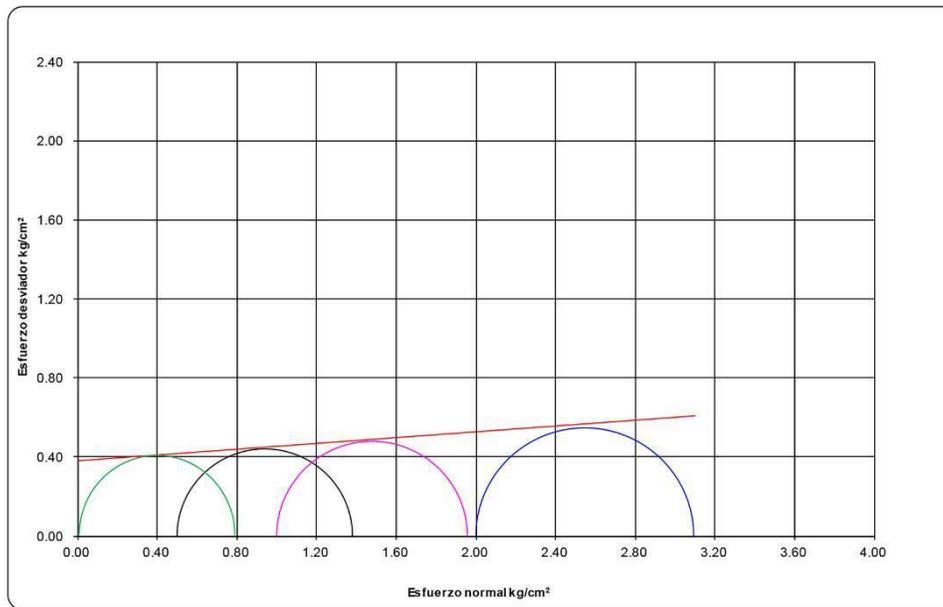
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
CH	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E^{00} kg/cm ²	NOTAS
—	0.50	49.49	
- - -	1.00	49.21	
.....	2.00	51.60	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_c	e_i	G_w %	G_w %	γ_{si} kg/m ³	γ_{sf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS-1	16.00-16.90 m	4-TS	0.50	0.88	309.97	309.74	2.301	7.226	98.71	98.63	1.147	1.146	3.8	4
			2.00	1.09	311.07	310.64		7.263	98.55	98.41	1.145	1.143		



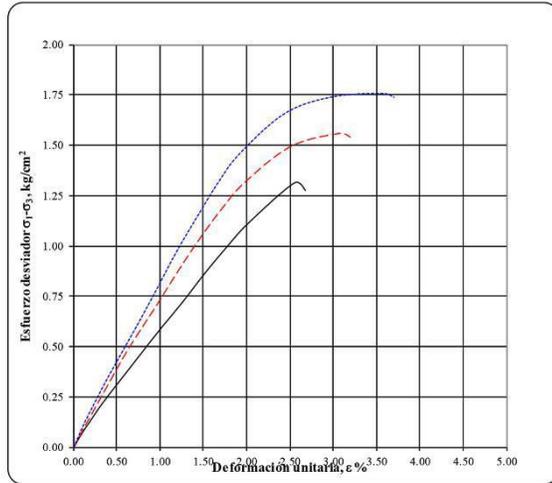
PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
FECHA:	Abril, 2019



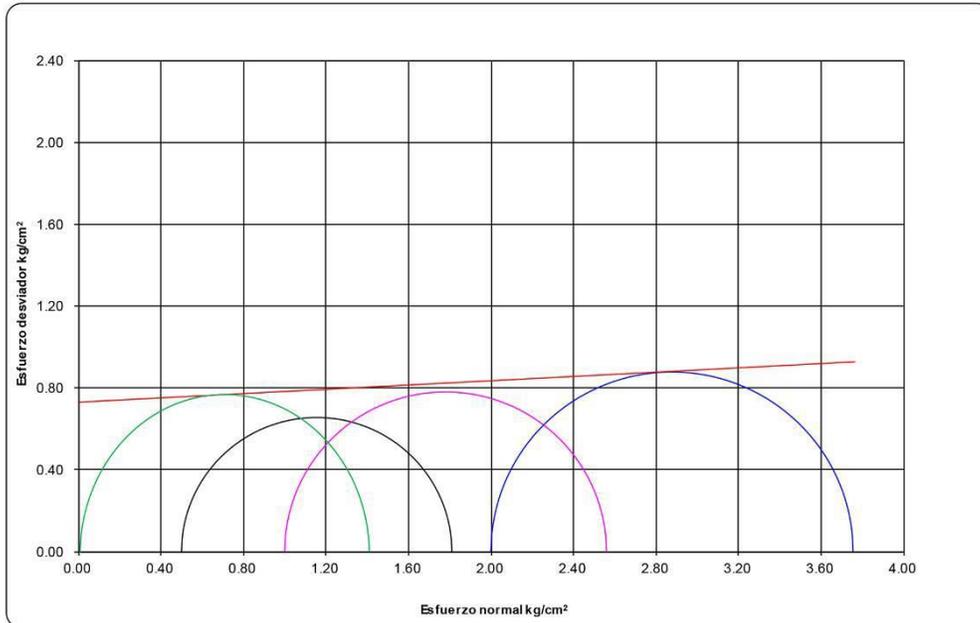
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
CH	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{s0} kg/cm ²	NOTAS
—	0.50	57.72	
- - -	1.00	72.94	
.....	2.00	81.61	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	G_w %	G_w %	γ_{ni} kg/m ³	γ_{nf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS-1	21.00-21.60 m	5-TS	0.50	1.31	223.13	222.83	2.380	5.386	98.60	98.46	1.204	1.203	7.3	3
			1.00	1.56	225.20	252.73		5.520	97.10	100.00	1.187	1.288		
			2.00	1.76	221.66	221.42		5.350	98.61	98.50	1.206	1.205		



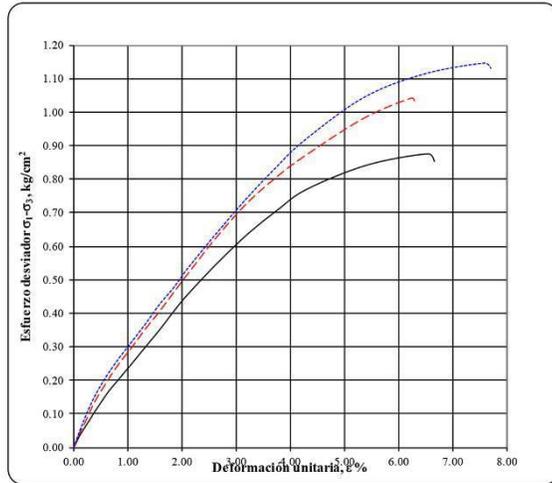
PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
FECHA:	Abril, 2019



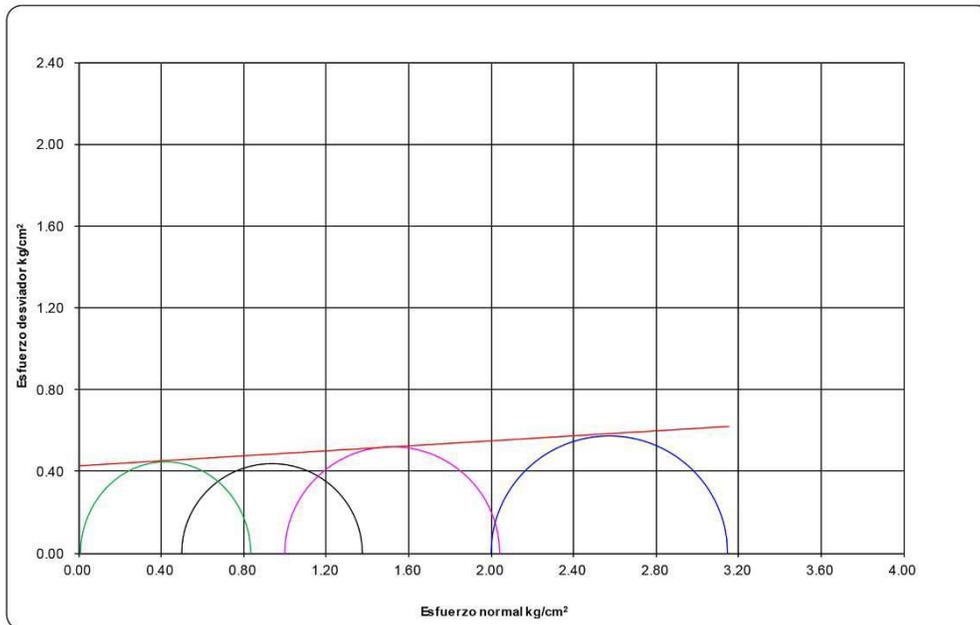
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
MH	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E^{50} kg/cm ²	NOTAS
—	0.50	21.78	
- - -	1.00	24.09	
⋯	2.00	24.74	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	e_i	G_w %	G_w %	γ_m kg/m ³	γ_{uf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS-1	24.00-24.90 m	6-TS	0.50	0.88	87.07	86.80	2.464	2.052	100.00	100.00	1.510	1.508	4.3	4
			1.00	1.04	89.62	89.27		2.227	99.17	98.78	1.448	1.445		
			2.00	1.15	89.12	88.72		2.136	100.00	100.00	1.486	1.483		



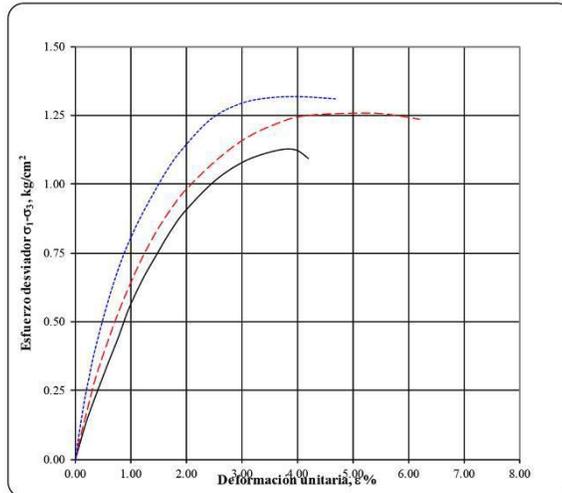
PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
FECHA:	Abril, 2019



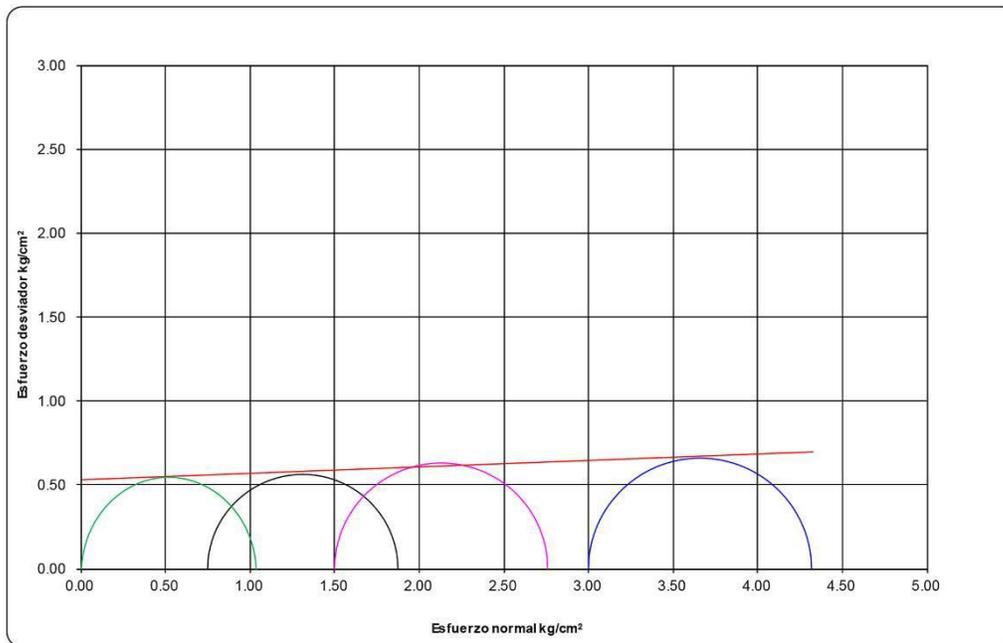
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
CH	

SIMBOLO	σ_3 kg/cm ²	E_{s0} kg/cm ²	NOTAS
—	0.75	39.03	
- - -	1.50	62.97	
⋯	3.00	87.67	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_e	e_i	G_w %	G_w^f %	γ_{si} kg/m ³	γ_{sf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS-1	27.00-27.90 m	7-TS	0.75	1.12	254.47	254.06	2.341	6.108	97.53	97.37	1.167	1.166	5.3	2
			1.50	1.26	254.50	254.10		6.154	96.81	96.66	1.160	1.159		
			3.00	1.32	248.17	247.71		6.036	96.25	96.07	1.158	1.157		



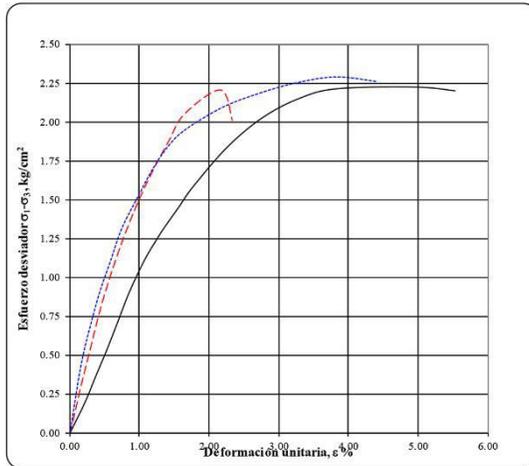
PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
FECHA:	Abril, 2019



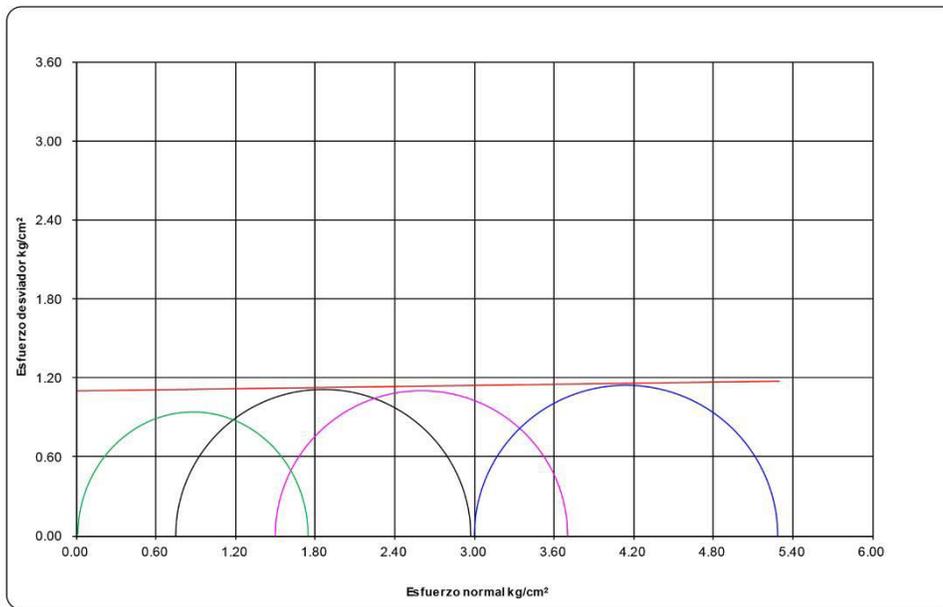
PRUEBA TRIAXIAL UU

CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL	
CH	

SIMBOLO	σ_1 kg/cm ²	E^{so} kg/cm ²	NOTAS
—	0.75	104.66	
- - -	1.50	166.91	
.....	3.00	182.00	



SONDEO	PROF.	MUESTRA	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	w_i %	w_f %	S_s	c_i	G_w %	G_w^f %	γ_{si} kg/m ³	γ_{sf} kg/m ³	c ton/m ²	ϕ grados
SMS-1	32.50-33.30 m	8-TS	0.75	2.22	126.06	125.89		3.108	97.44	97.30	1.322	1.321	11.0	1
			1.50	2.20	125.69	125.61	2.402	3.102	97.34	97.28	1.322	1.321		
			3.00	2.29	125.43	125.16		3.049	98.82	98.61	1.337	1.336		



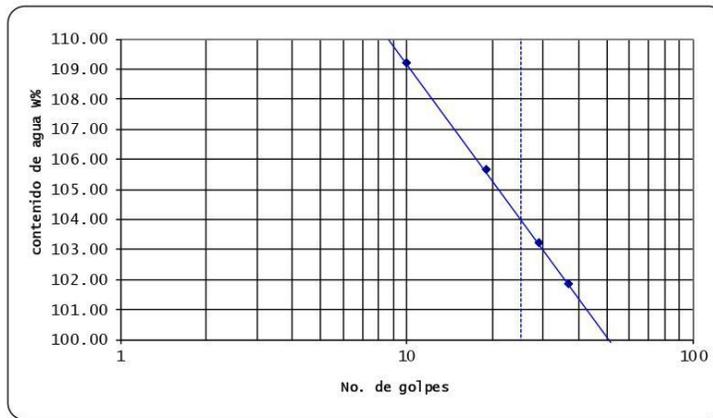
9.1.3 Límites de consistencia

PROYECTO:	
SONDEO:	PCA-1
PROFUNDIDAD:	1.80 – 2.30 m

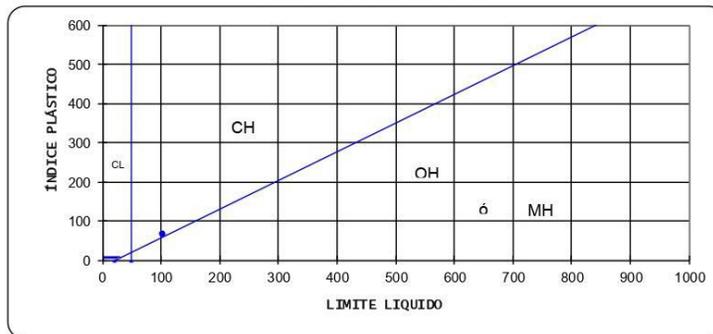


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
CH	
límite liquido % :	104
límite plastico % :	39.81
índice plastico % :	64.19

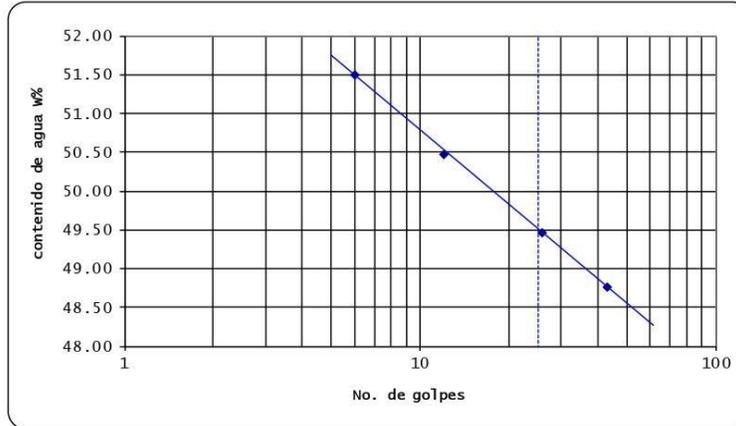
OBSERVACIONES
ARCILLA COLOR CAFÉ

PROYECTO:	
SONDEO:	PCA-2
PROFUNDIDAD:	2.70 – 3.00 m

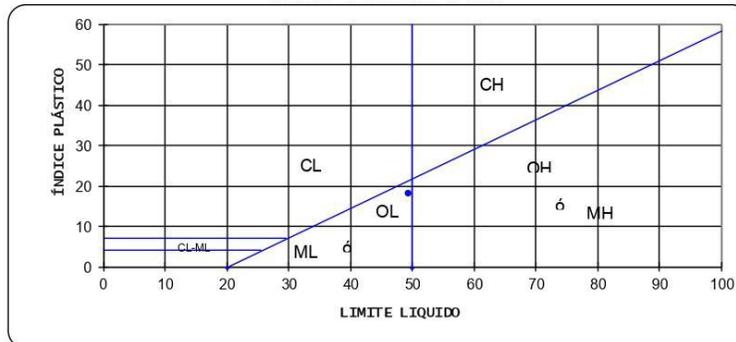


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
	ML
límite líquido % :	49.5
límite plástico % :	31.70
índice plástico % :	17.80

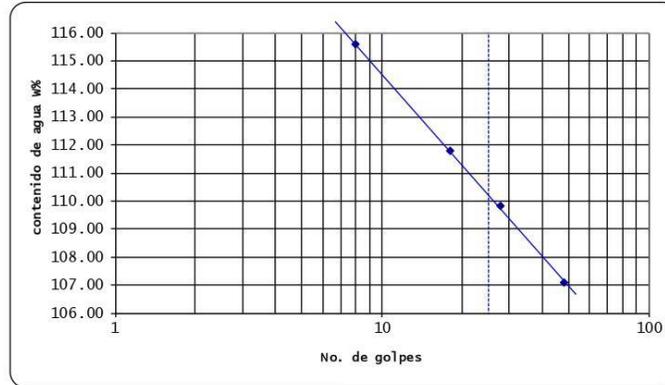
OBSERVACIONES
LIMO DE BAJA PLASTICIDAD

PROYECTO:	
SONDEO:	PCA-3
PROFUNDIDAD:	1.90 – 2.10 m

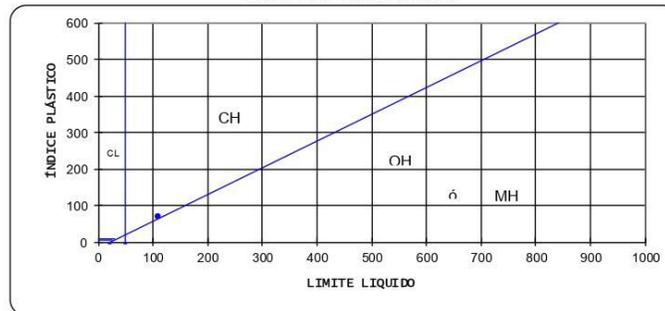


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
CH	
límite líquido % :	110.2
límite plástico % :	44.06
índice plástico % :	66.14

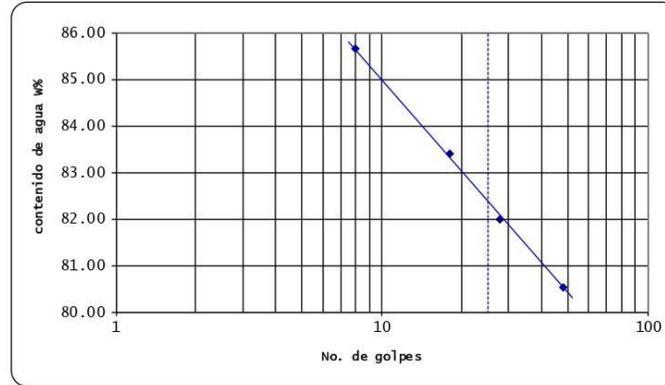
OBSERVACIONES
ARCILLA COLOR CAFÉ OSCURO

PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
PROFUNDIDAD:	3.00 – 3.60 m

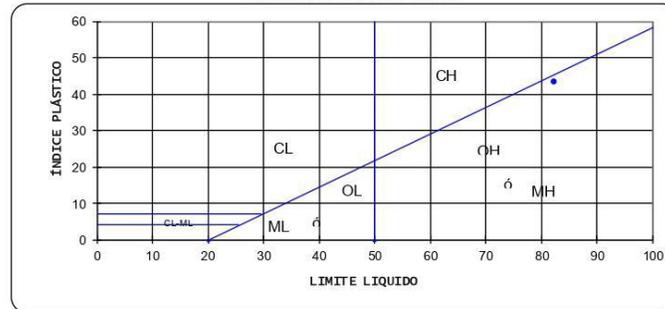


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
	MH
límite líquido % :	82.4
límite plástico % :	39.34
índice plástico % :	43.06

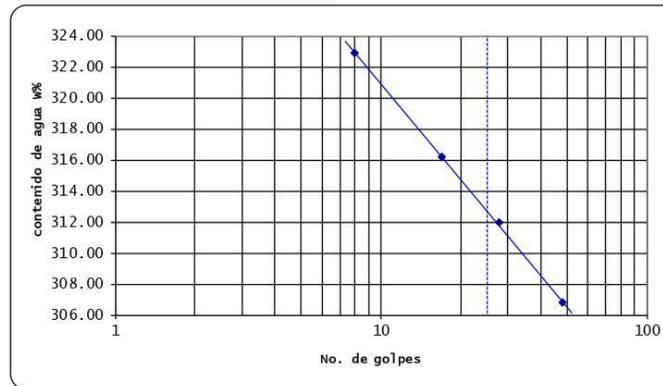
OBSERVACIONES
LIMO DE ALTA PLASTICIDAD

PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
PROFUNDIDAD:	6.00 – 6.60 m

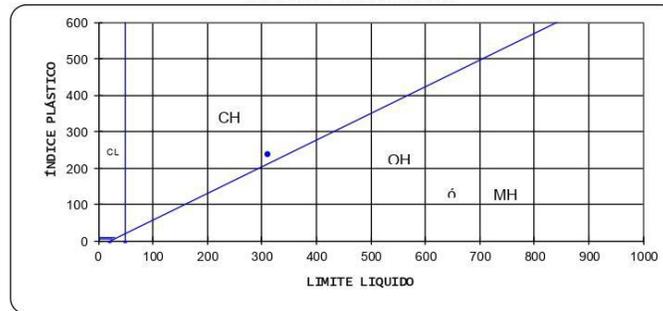


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
CH	
límite líquido % :	312.8
límite plástico % :	79.64
índice plástico % :	233.16

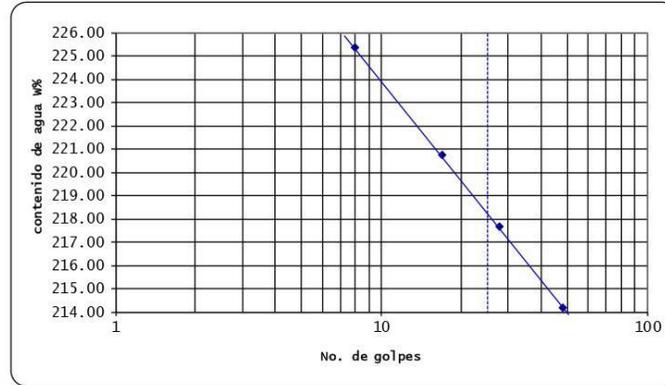
OBSERVACIONES
ARCILLA COLOR CAFÉ

PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
PROFUNDIDAD:	11.00 – 11.60 m

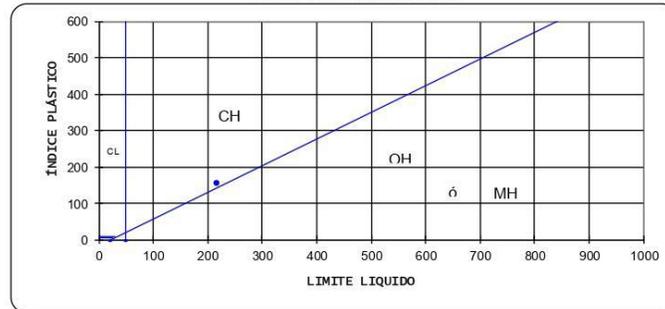


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
	CH
límite líquido % :	218.2
límite plástico % :	65.25
índice plástico % :	152.95

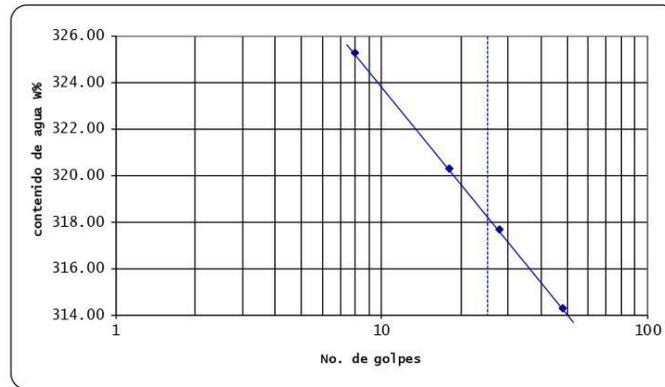
OBSERVACIONES
ARCILLA COLOR OLIVO

PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
PROFUNDIDAD:	16.00 – 16.90 m

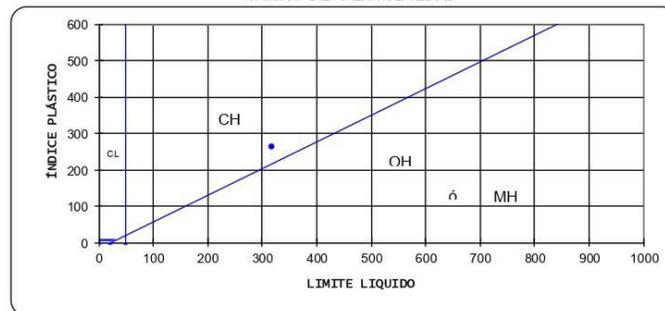


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
CH	
límite líquido % :	318.2
límite plástico % :	58.38
índice plástico % :	259.82

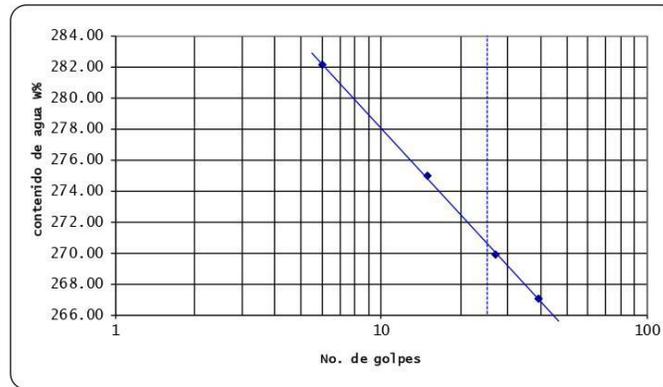
OBSERVACIONES
ARCILLA COLOR GRIS VERDOSO

PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
PROFUNDIDAD:	21.00 – 21.60 m

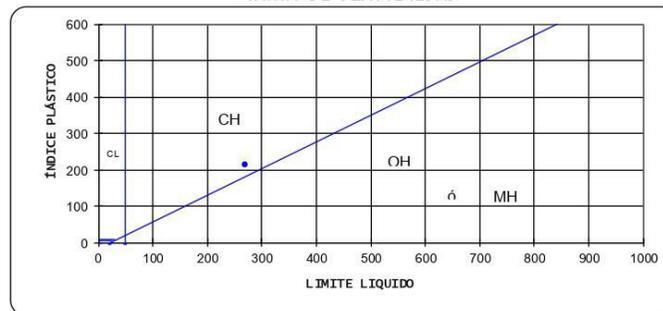


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
CH	
límite líquido % :	270.6
límite plástico % :	58.77
índice plástico % :	211.83

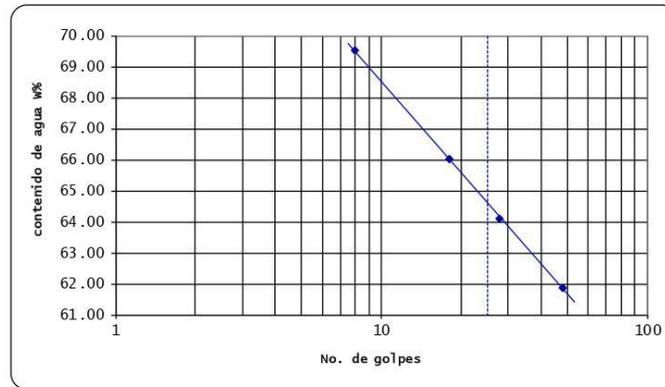
OBSERVACIONES
ARCILLA COLOR VERDOSO

PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
PROFUNDIDAD:	24.00 – 24.90 m

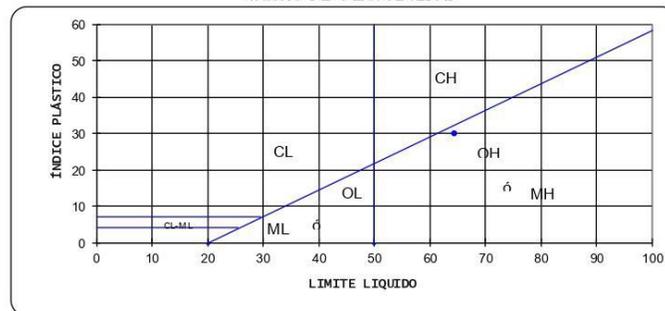


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
MH	
límite líquido % :	64.6
límite plástico % :	35.05
índice plástico % :	29.55

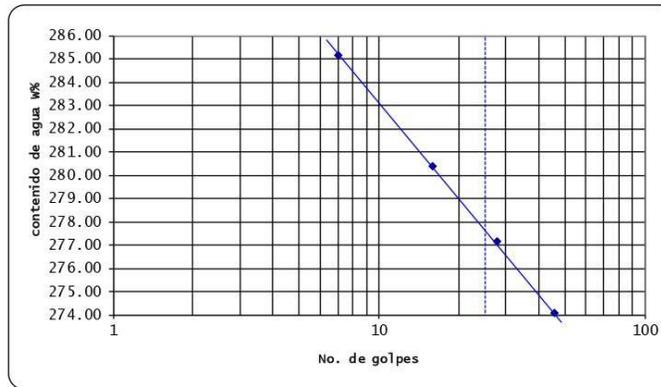
OBSERVACIONES
LIMO DE ALTA PLASTICIDAD

PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
PROFUNDIDAD:	27.00 – 27.90 m

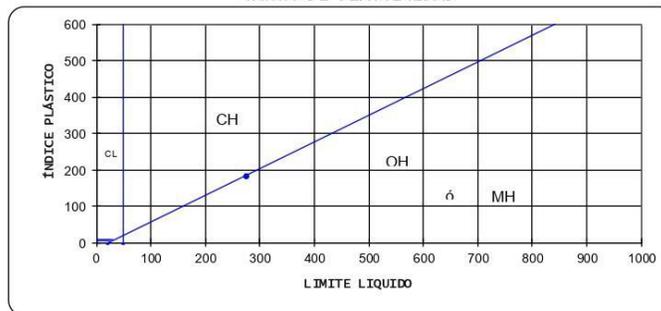


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
MH	
límite líquido % :	277.6
límite plástico % :	99.48
índice plástico % :	178.12

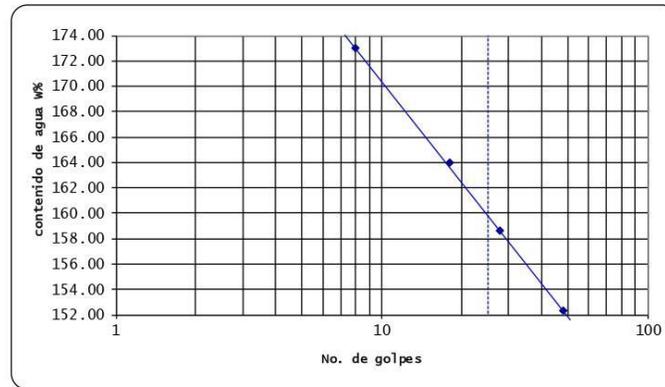
OBSERVACIONES
LIMO ARCILLOSO COLOR CAFÉ

PROYECTO:	
SONDEO:	SMS-1
PROFUNDIDAD:	32.50 – 33.30 m

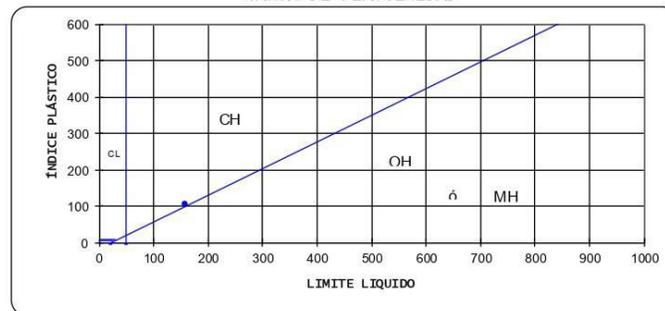


LIMITES DE CONSISTENCIA

GRAFICA DE LÍMITE LIQUIDO



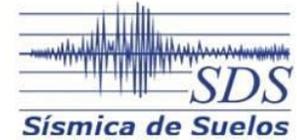
CARTA DE PLASTICIDAD



CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
CH	
límite líquido % :	160
límite plástico % :	57.46
índice plástico % :	102.54

OBSERVACIONES
ARCILLA COLOR VERDOSO

PROYECTO:	
SONDEO:	SPT-1
FECHA:	Abril, 2019



ENSAYE DE CONSOLIDACIÓN

Proyecto: _____ Localización: _____ Fecha: 08-may-19	Sondeo: SMS-1 Muestra: 6-TS Profundidad: 24.00-24.90 m	Consolidómetro No.: 3 Operador: _____ Calculista: _____	Descripción del suelo: (MH) LIMO ARCILLOSO COLOR GRIS VERDOSO CON ARENA FINA ANDESITICA, CON ALGUNAS RAICILLAS FOSILIZADAS Y ALGUNOS MICROFOSILES CARBONATADOS
---	---	--	--

Datos: Anillo No. 8 Diámetro del anillo (D _a) 3.00 cm Altura del anillo (H _a) 1.930 cm Peso anillo (W _a) 165.32 g Área del anillo (A _a) 50.27 cm ² Vidrio No. 26 Peso vidrio (W _v) 60.39 g	Antes de la prueba: Peso suelo húmedo+anillo (W _{sh+a}) 303.35 g Densidad de sólidos (G _s) 2.464 Peso volumétrico del agua (Y _w) 1.0 g/cm ³	Después de la prueba: Peso vidrio+suelo húmedo+anillo (W _{v+sh+a}) 348.53 g Peso vidrio+suelo seco+anillo (W _{v+ss+a}) 290.10 g Deformación final corregida (d _f) 0.370 cm
--	---	---

Cálculos iniciales: Peso de sólidos (W _s) 64.39 g Peso húmedo inicial (W _{sh}) 138.03 g Peso húmedo final (W _{shf}) 122.82 g Peso del agua inicial (W _{wi}) 73.64 g Peso del agua final (W _{wf}) 58.43 g	Volumen inicial (V _i) 99.53 cm ³ Volumen de sólidos (V _s) 26.13 cm ³ Volumen de vacíos (V _v) 73.39 cm ³ Vol. de agua inicial (V _{wi}) 73.64 cm ³	Peso volumétrico inicial (Y _{hi}) 1.387 g/cm ³ Humedad inicial (w _i) 114 % Relación de vacíos inicial (e _i) 2.81 Grado de saturación inicial (G _{wi}) 100 %	Cálculos finales: Altura final (H _f) 1.61 cm Volumen final (V _f) 80.91 cm ³ Peso volumétrico final (Y _{shf}) 1.52 g/cm ³ Humedad final (w _f) 91 % Relación de vacíos final (e _f) 2.10 Grado de saturación final (G _{sf}) 107 %
---	---	---	---

Esfuerzo aplicado (kg/cm ²)	Lectura micrometro (mm)	Corrección de aparato (mm)	Deformación corregida (mm)	Relación de vacíos
0.000	16.362	0.000	0.000	2.81
0.200	16.074	0.013	0.275	2.76
0.400	15.910	0.022	0.430	2.73
0.800	15.600	0.038	0.724	2.67
1.400	15.215	0.055	1.092	2.60
2.400	14.468	0.073	1.821	2.46
4.200	12.768	0.097	3.497	2.14
7.000	11.071	0.126	5.165	1.82
4.200	11.154	0.102	5.106	1.83
2.400	11.280	0.079	5.003	1.85
1.400	11.417	0.061	4.834	1.87
0.800	11.589	0.044	4.729	1.90
0.400	11.812	0.029	4.521	1.94
0.200	12.036	0.018	4.308	1.98
0.000	12.656	0.002	3.704	2.10

