



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“Metodología para el diseño de una cimentación
parcialmente compensada. Un caso práctico”**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A N

Marcial Alcántara Gil

Zenaido Soto Guzmán

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Agustín Deméneghi Colina



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2024



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/007/2020

Señores
MARCIAL ALCÁNTARA GIL
ZENAIDO SOTO GUZMÁN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, que aprobó este Comité, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UNA CIMENTACIÓN PARCIALMENTE COMPENSADA. UN CASO PRÁCTICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. OBJETIVO Y ALCANCE DE LA TESIS
- II. GEOLOGÍA DEL VALLE DE MÉXICO
- III. EL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS
- IV. MÉTODO DE ANÁLISIS (CRITERIO DEL RCDF Y SUS NTC-2017)
- V. TRABAJOS DE CAMPO
- VI. ENSAYES DE LABORATORIO
- VII. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS
- VIII. ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN
- IX. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN RECOMENDADA
- X. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA EXCAVACIÓN NECESARIA PARA ALOJAR LA CIMENTACIÓN PROPUESTA
- XI. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 28 de enero del 2020.
EL PRESIDENTE

M.I. MARCO TULIO MENDOZA ROSAS

MTMR/gar.

Vo Bo
A Demeneghi C. J.L. Espinal
05/02/2020 07/02/20
Héctor Sanguinét
05/02/2020

Vo Bo
María Puellos C.
07/feb/2020.
Kec. López
11/02/2020

CAPÍTULO **TEMA**

INTRODUCCIÓN	1
I.- OBJETIVO Y ALCANCES DE LA TESIS	2
II.- GEOLOGÍA DEL VALLE DE MÉXICO	3
II.1- Geología histórica.....	3
II.2- Estratigrafía general.....	4
II.3- Zonificación de la Cuenca del Valle México.....	4
II.4- Zona de Lomas.....	5
III.- EL FENÓMENO DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS	5
III.1- Analogía de Terzsaghi.....	9
IV.- MÉTODO DE ANALISIS (CRITERIO DEL RCDF Y SUS NTCDCDF 2019)	10
IV.1- Cimentaciones compensadas.....	10
IV.2- Cimentaciones someras (zapatas y losas).....	10
IV.2.1- Factores de carga y de resistencia.....	10
IV.2.2- Estados límite de falla.....	11
IV.2.3- Estados límite de servicio.....	12
IV.3- Presiones sobre muros exteriores de la subestructura.....	13
V.- TRABAJOS DE CAMPO	14
V.1- Visita de inspección.....	14
V.2- Prueba de penetración dinámica estándar.....	14
V.3- Exploración y muestreo de los estratos del subsuelo.....	15
V.4- Profundidad del nivel de aguas freáticas.....	16
V.5- Determinación de las propiedades en laboratorio.....	16
VI.- ENSAYES DE LABORATORIO	17
VII.- CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS	18
VII.1- Geología.....	18
VII.2- Estratigrafía general de los estratos del subsuelo.....	19
VII.3- Descripción estratigráfica detallada de los estratos del subsuelo.....	21
VII.4- Estado de esfuerzos en el interior de la masa del suelo.....	30
VII.5- Zonificación geotécnica y regionalización sísmica.....	31
VII.6- Hundimiento regional.....	31
VIII.- ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN	31
VIII.1- Tipo de cimentación.....	31
VIII.2- Profundidad de desplante.....	32
IX.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN RECOMENDADA	33
IX.1- Acciones.....	33
IX.2- Determinación del incremento de carga que se transmitirá a los estratos del subsuelo.....	34
IX.3- Revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado límite de falla bajo condiciones estáticas.....	35
IX.3.1- Capacidad de carga admisible de los depósitos de apoyo de la losa de cimentación.....	35
IX.4- Revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado límite de falla bajo Condiciones dinámicas	36
IX.5- Revisión de la estabilidad de la cimentación en condiciones sísmicas.....	39
IX.6- Revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado límite de servicio.....	40
IX.6.1- Expansiones elásticas.....	40
IX.6.2- Hundimientos elásticos.....	41

IX.6.3-	Hundimientos diferidos.....	42
IX.7-	Empujes sobre los muros perimetrales del semisótano.....	43
IX.8-	Falla de fondo por cortante.....	44
IX.9-	Estabilidad de las paredes de la excavación.....	45
IX.10-	Módulo de reacción vertical.....	46
X.-	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA EXCAVACIÓN NECESARIA PARA ALOJAR LA CIMENTACIÓN PROPUESTA.....	46
X.1-	Acciones iniciales.....	46
X.2-	Excavación necesaria para alojar el semisótano y la losa de cimentación.....	47
X.3-	Excavación hacia las colindancias.....	48
X.4-	Instrumentación.....	48
X.4.1-	Banco de nivel flotante.....	48
X.4.2-	Banco de nivel superficial y líneas de colimación.....	48
X.4.3-	Comportamiento de las estructuras.....	49
XI.-	CONCLUSIONES.....	50
	BIBLIOGRAFÍA	

Zenaido Soto Guzmán

Agradezco a mi noble institución Facultad de Ingeniería “UNAM” y a maestros por haberme enseñado conocimientos que me sirven en mi vida profesional.

Además doy gracias a mi director de tesis M. I. Agustín Deméneghi Colina y sinodales. Al mismo tiempo a mis queridos padres y esposa que siempre me apoyaron y comprendieron durante mis estudios, y la comprensión de mi yerno Hugo, Almita, a mis hijos y hermanos. ¡Gracias a Dios!

Marcial Alcántara Gil

Doy gracias a la Facultad de Ingeniería que me formo como Ingeniero y hombre de bien para servir a mi patria y a la sociedad en general; Agradezco a todos mis profesores que me enseñaron y transmitieron conocimientos para desempeñarme en el ámbito profesional.

Al mismo tiempo aprovecho el espacio para agradecer A mi estimado director de tesis por su invaluable comprensión M.I Agustín Deméneghi Colina y a todos mis sinodales que me apoyaron con entusiasmo. A mis compañeros que me acompañaron durante mi estancia en esta noble institución; Además mi más sincero agradecimiento al personal administrativo por la atención recibida.

Finalmente quiero dedicar este trabajo a mis Padres Mercedes Gil Nicolás, Candido Alcántara Lázaro, & Juan Ramírez García, Teresa Flores Ramírez que por desgracia ya no están conmigo ¡ Dios los tenga en su gloria ¡ a mi esposa Susana Ramírez Flores le doy gracias ya que en todo momento me comprendió para culminar mi sueño, sin más por el momento. Por mi Raza Hablara mi Espíritu “ UNAM” ...

INTRODUCCIÓN

En el presente estudio de mecánica de suelos realizado se describe para la exploración y muestreo de los estratos del subsuelo efectuado en el sitio de interés, los ensayos de laboratorio realizados a los materiales representativos, en los que se apoyaron los análisis relacionados para fundamentar las conclusiones y recomendaciones sobre el tipo de cimentación definida como más adecuado para el **Edificio de departamentos** y para la cual se establece la capacidad de carga admisible de los estratos del subsuelo (mediante las revisiones geotécnicas de la alternativa de cimentación según el Reglamento de Construcciones para la Cd. de México) y la estimación de las deformaciones probables del subsuelo que habrán de tomarse en cuenta para el proyecto correspondiente, así como las recomendaciones geotécnicas generales a su procedimiento constructivo.

Realizamos este estudio y diseño con el fin de ejemplificar una metodología para aplicar la teoría de Mecánica de Suelos, Cimentaciones y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 10a. Ed. 2019 para un proyecto real.

El predio en estudio presenta una superficie de 508.54 m² y tiene una geometría en planta similar a un “rectángulo”, con su lado corto de 12.60 m y su lado largo de 40.36 m; su colindancia del lado sur es con la calle 2da. Cerrada de San Andrés Tetepilco, y hacia los otros lados es con predios particulares. Además la topografía del predio es plana y en el momento de efectuar la investigación del suelo parte del terreno se encontraba baldío y en otra parte se encuentra una estructura de dos niveles de altura, que será retirada para alojar el Edificio de departamentos proyectado.

De acuerdo a la información proporcionada, el **Edificio de departamentos**, tendrá un semisótano, que ocupará toda la superficie del predio con nivel de piso terminado a 2.40 m (medido con respecto al nivel de banqueteta) y cinco niveles superiores, en donde se alojará lo siguiente:

<u>Nivel</u>	<u>Ocupación</u>	<u>Nivel de piso terminado</u>
<u>Semisótano</u>	<u>16 cajones de estacionamiento</u> (empleando elevador de autos)	<u>- 2.40 m</u>
<u>Planta tipo (5 niveles)</u>	<u>5 departamentos por nivel</u>	<u>3m+5.70m+8.40+10.10m+13.80m+</u> <u>16.50+18.90</u>
<u>Total</u>	<u>16 cajones de estacionamiento + 25</u> <u>departamentos</u>	<u>18.90</u>

Los departamentos serán de 70 y 80 m² de superficie y tendrán dos o tres recámaras, sala, comedor, 2 baños, cocina, cuarto de servicio y área de circulación.

La estructuración del edificio, estará resuelta en el semisótano mediante columnas, trabes y losas de concreto reforzado con claros máximos entre columnas de 4.5 y 8.0 m, en los sentidos longitudinal y transversal, respectivamente; en los niveles superiores su estructuración será resuelta a base de muros de carga de concreto y de mampostería de block de barro hueco extruido confinados con castillos ahogados y cadenas de concreto armado, trabes y losas de concreto con el sistema de entre-piso a base de vigueta y bovedilla de poliestireno con una capa de compresión, los claros máximos entre muros serán de 3.53 m en el sentido transversal y 5.95 m en el sentido longitudinal. En la figura 2 se muestra la planta del semisótano con la distribución de columnas y cajones de estacionamiento, en la figura 3 se presenta la planta del mezzanine, en la figura 4 se muestra la planta

tipo, en donde se indica la distribución de los departamentos y de los muros de carga. Además en las figuras 5 y 6, se presentan cortes verticales longitudinal y transversal, respectivamente.

Dado que cuando se realizó el presente estudio de mecánica de suelos se encontraba en proceso el cálculo estructural del proyecto por lo que no se cuentan con las acciones precisas a las que estará sujeta la estructura, debido a ello se estimaron en forma aproximada, en función del área del proyecto arquitectónico y la posible estructuración, considerando los pesos de estructuras con características de estructuración y uso similares, estableciéndose que conceptualmente el tipo de cimentación y la cual probablemente no cambiará cuando se establezcan con las acciones precisas a las que estará sujeta la estructura.

I OBJETIVO Y ALCANCES DE LA TESIS

El objetivo que se pretende con este estudio, es ilustrar como se aplican algunos conceptos relativos al presente estudio de mecánica de suelos y cimentaciones en la práctica real. Aplicado a un proyecto, para la construcción de un Edificio de Departamentos, para así determinar las características estratigráficas físicas y mecánicas de los depósitos superficiales y profundas del subsuelo en el sitio, con el fin de poder establecer la alternativa de cimentación que se considere como más adecuada para dicho proyecto.

Los aspectos que se cubren en el presente estudio, como parte de su alcance, son los siguientes:

- Descripción de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio efectuados, así como la presentación de resultados.
- Información geológica del área en estudio.
- Descripción de la estratigrafía y de las propiedades de los materiales encontrados en el subsuelo, así como las consideraciones sísmicas de la zona.
- Solución de la alternativa de cimentación que se considere como más adecuada para soportar a la estructura proyectada.
- Elaboración del modelo geotécnico de los materiales del subsuelo, la realización de las revisiones geotécnicas de la estabilidad de la alternativa de cimentación propuesta ante las combinaciones de carga permanentes más cargas estáticas y dinámicas según el Reglamento de Construcciones y las cargas de servicio (correspondiente a la estimación de las deformaciones) considerando las acciones a las que estarán sujeta la cimentación de la estructura.
- Recomendaciones generales al procedimiento constructivo de la alternativa de cimentación propuesta, indicando las sugerencias para no afectar a las colindancias.
- Conclusiones y recomendaciones.

En el Anexo I se muestra la geometría del predio para el proyecto y en el Anexo II se muestra el registro de campo del sondeo profundo efectuado, mientras que en el Anexo III se muestra un reporte fotográfico con imágenes tomadas durante la ejecución de los trabajos de campo del presente estudio; en el anexo IV se incluyen la memoria de los cálculos efectuados durante la revisión de la estabilidad de la alternativa de cimentación propuesta y en el Anexo V se presentan los resultados de laboratorio.

II GEOLOGÍA DEL VALLE DE MÉXICO.

La cuenca de México es endorreica se encuentra asentada sobre una planicie aluvial que anteriormente era un sistema de antiguos lagos, abarca parte del Estado de México y la Ciudad de México. La Ciudad de México, se compone básicamente de rocas volcánicas y sedimentos lacustres. Las rocas volcánicas se encuentran como secuencias alternadas de derrames lávicos, piroclastos y cenizas alrededor de las sierras, mientras que los sedimentos lacustres están distribuidos principalmente en la parte central de la Ciudad de México.

La cuenca tiene una altitud promedio de 2240 m sobre el nivel del mar y un área aproximada de 9600 km² de los cuales, 2400 m² corresponden al área urbana. Se encuentra limitada al norte por la Sierra de Pachuca y la sierra de Tezontlalpan, al sur por la Sierra de Chichinautzin, al este por, la Sierra Nevada, la Sierra Calpulalpan y la Sierra de Tepozán, y al oeste por la Sierra de Monte Bajo y la Sierra de las cruces.

II.1 Geología Histórica.

Los principales acontecimientos que dieron origen y transformación de la Cd. De México sucedieron en los últimos 25 millones de años aproximadamente. La cuenca donde se localiza actualmente en principio fue parte del mar somero, luego se convirtió en una planicie costera, después en una zona de subducción y finalmente en una cuenca lacustre. Estos eventos tuvieron lugar durante el Mioceno, Plioceno y Pleistoceno.

La región donde se encuentra actualmente la cuenca de México resultó de una intensa actividad volcánica y tectónica que inició en el Mioceno. El Basamento volcánico del Terciario Medio fue afectado por fracturas y fallas de la corteza terrestre provocando hundimientos y formando algunas fosas tectónicas. Posteriormente en la parte oriente y poniente del valle, obstruyendo y desviando los ríos existentes, en esta época se forma la Sierra de Guadalupe. Antes del Pleistoceno los ríos existentes dentro de la cuenca drenaban hacia el Sur.

En el Plioceno la actividad volcánica caracterizada por potentes derrames de andesitas basálticas produce el cierre de la cuenca en la parte norte, en esta época surge la Sierra de las Cruces al poniente. A finales del Plioceno se producen fracturas con orientación W-E, por las cuales se tuvieron grandes efusiones de basalto que crearon la Sierra de Chichinautzin. Durante esta etapa se forman pequeños cuerpos de agua que posteriormente dan origen a los diferentes lagos en la cuenca, este sistema de lagos provoca el surgimiento de grandes abanicos aluviales sobre los flancos poniente y oriente de la cuenca conocidos ahora como Formación Tarango.

Con la formación de la Sierra Chichinautzin se formó una represa natural que obstruyó el drenaje de la cuenca en la parte Sur delimitando el sistema fluvial, ocasionando que el agua se estancara dando origen primero a pequeños cuerpos de agua y después grandes lagos, los que se conocen ahora, se conocen como el sistema compuesto por: Zumpango, Xaltocan, Texcoco, Xochimilco, y Chalco. Los lagos se formaron sobre depresiones, es decir, solo permanecían durante la época de lluvia, pero en época de sequía se formaban zonas áridas, dando origen a sedimentos fluvio-lacustres interstratificados.

II.2 Estratigrafía general

La Cd. De México en su mayoría está compuesta por rocas volcánicas y sedimentos de tipo lacustre. Las rocas volcánicas se originaron de los diferentes periodos de actividad tectónica y volcánica, los sedimentos lacustres provienen de lagos surgidos después del cierre de la cuenca. A continuación se hace una breve descripción de la estratigrafía generalizada de la Cd. De México, se trata de una estratigrafía típica ya que existen versiones diferentes realizadas por distintos autores que varía dependiendo de la zona.

Como ya se mencionó anteriormente, los lagos en la Cd. De México fueron formados por la acumulación de agua en depresiones y alimentados por agua de lluvia de temporada, sin embargo solo permanecían algún tiempo desapareciendo después a causa de la filtración y la evaporación

ocasionada por el cambio en el clima. Estas condiciones climáticas originaron una acumulación de arenas, Limos, arcillas, cenizas, además de clastos derivados de la acción de los ríos, arroyos, glaciares y volcanes rellanando la parte central de la cuenca. Actualmente los estratos en la cuenca son limos-arenosos, limo-arcillosos, clásticos y existen capas de cenizas y pómez producto de las erupciones que sucedieron en el último millón de años.

Los sedimentos depositados por los lagos resultaron en un perfil de capas dispuestas horizontalmente sobre la cuenca. Enseguida se describe un perfil estratigráfico que trata de caracterizar el área urbanizada de la Cuenca de México.

En las zonas altas de la cuenca se encuentran mantos de lava y material piroclástico, existen grandes depósitos de basalto sobre todo en la zona Sur. Al pie de las sierras se localiza grandes depósitos aluviales de composición muy variable, debido a la forma en cómo se depositaron los clastos fluviales y aluviales se produjo una intercalación con las arcillas. En las partes bajas, entre las sierras y principalmente en la región central de la cuenca, existen depósitos lacustres constituidos por ceniza volcánica con intercalaciones de pómez, arenas finas y limos. Entre estos depósitos se encuentran intercalados estratos de origen aluvial, o bien, se encuentran en contacto con las formaciones de las zonas altas. Las formaciones lacustres alcanzan un espesor de hasta 80 m, disminuyendo en algunos lugares, por ejemplo debajo del Zócalo existe un espesor de unos 60 m y desaparece al pie de las lomas de Chapultepec, Entre las arcillas lacustres aparece una capa dura de entre 30 y 40 m la cual va desapareciendo hacia el centro de Texcoco.

Finalmente, en la estratigrafía de la cuenca aparece la formación Tarango, compuesta en la parte superficial de arena cementada con carbonato de calcio, un poco de limo en las capas superiores y con grava en las capas inferiores. Hasta el momento se tiene conocimiento sólo de los primeros 150 m pero con poco detalle y exactitud.

II.3 Zonificación de la Cuenca de México.

Para efectos de construcción, existe un mapa de zonificación geotécnica que está basado en los criterios establecidos en el Reglamento de Construcciones para la el Distrito Federal. En el mapa se ha dividido la Cd, de México en tres grandes zonas (Lomas, Transición y Lago) fig. 3. Se trata de una zonoficación generalizada, aunque se sabe que la estratigrafía local cambia y no se parece a lo que se considera típico en el mapa de zonificación.

II.4 Zona de Lomas.

Se llama de esta forma debido a que se localiza en las partes más altas de la Cd. De México; Con los deshilos a finales de los periodos glaciares surgieron arroyos y ríos caudalosos los cuales generaron grandes depósitos fluviales que se reconocen en diferentes puntos de esta zona. La mayoría del suelo en esta zona está constituido por mantos de lava y material piroclástico, principalmente en la parte sur donde sus espesores son de gran tamaño. Los suelos de esta zona son muy resistentes por lo tanto poco deformables.

En el sur, la zona de lomas abarca desde las faldas de la Sierra de Chichinautzin hasta la Cuenca de Chalco, y al norte, abarca del Peñón de los Baños, La Sierra de Guadalupe, el Cerro del Chiquihuite, El Cerro del Tigre, el Cerro de la Estrella y la Sierra de Santa Catarina.

III EL FENÓMENO DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS.

Al observar los depósitos de material muy suave situados en el fondo de una masa de agua, por ejemplo un lago, se nota que el suelo reduce su volumen conforme pasa el tiempo y aumentan las cargas por sedimentación sucesiva. A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso. Provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama *proceso de consolidación*.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; ésta es la consolidación *unidireccional o unidimensional*. En el caso citado arriba, por ejemplo, la consolidación sería de este tipo, considerando que los estratos depositados tienen gran extensión horizontal, en comparación.

Con su espesor. En la consolidación unidimensional, por lo tanto, el volumen de la masa de suelo disminuye, pero los desplazamientos horizontales de las partículas sólidas son nulos.

Si eventualmente, el anterior material depositado llega a subyacer en el lugar donde se construya una estructura y se observa el comportamiento ulterior del suelo, podrá notarse que los estratos se comprimen aún más, bajo las nuevas cargas que se les comunica. El que los desplazamientos horizontales de la arcilla sean o no esencialmente nulos, dependerá de varios factores. Si el estrato de arcilla es relativamente delgado y está confinado entre estratos de arena o grava o de materiales más rígidos, o si el estrato de arcilla, aun siendo grueso, contiene gran cantidad de capas delgadas de arena, ocurre que la deformación lateral de la arcilla se restringe tanto que puede despreciarse, en comparación a los desplazamientos verticales.

En estos casos, las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de consolidación unidimensional sobre especímenes representativos del suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos, se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio, que es mucho más lento el que tiene lugar en la naturaleza. Si éste es el caso o no, no se sabe en la actualidad. Es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyen en el hecho observado de que los asentamientos predichos son mayores que los reales.

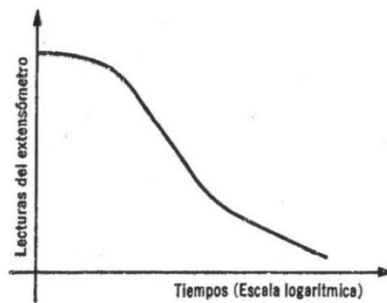


Figura X-3. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera escala).

En rigor, la prueba de consolidación, tal como se hace en un consolidómetro, hace disminuir el volumen de la muestra por acortamiento de la altura, pero sin cambio en la sección transversal; por lo tanto, tomando en cuenta las definiciones de deformación volumétrica y desviadora, se ve que ambas ocurren; a todo nuevo volumen de la muestra le corresponde una nueva forma. La popularidad de la prueba se debe a su facilidad, respecto a una idea en que solo hubiera cambio de volumen, prueba que sería difícil de realizar. Por otra parte, aun cuando la discusión correspondiente queda fuera de los alcances de esta obra, todo parece indicar que la compresibilidad volumétrica del suelo en el consolidómetro es similar a la que se manifestaría en condiciones de aplicación de la misma presión por igual en todas direcciones, en la forma en que se ocurriría hacerlo en la prueba ideal, quizá sobre un espécimen esférico.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor, evidentemente, que el inicial y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e (relación e vacíos) en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la Fig. X-4 se muestran fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (Fig-X-4.b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B es generalmente un tramo recto muy aproximadamente y con el se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter el espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se sujeta al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento al tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en cada etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la Fig. X-4.b corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse “tramo de recompresión”, el tramo B, “tramo virgen” y el C “tramo de descarga” La razón de estos nombres se comprenderá en lo que sigue.

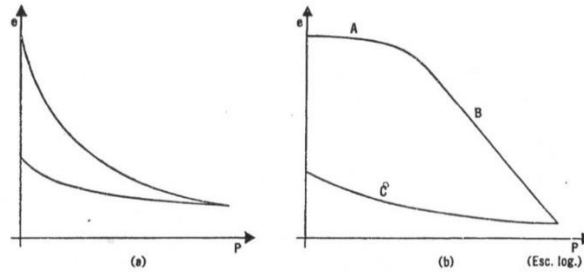


Figura X-4. Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles.
 a) Representación aritmética.
 b) Representación semilogarítmica.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se sujeta a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consolidación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p=0$.

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, que se mencionarán posteriormente y que afectan en algunos detalles la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio, ésta es la que aparece en la Fig. X-5.

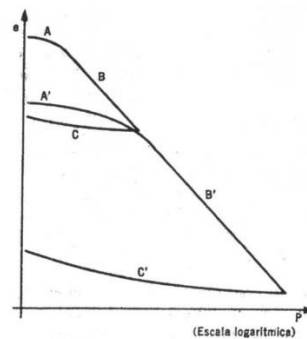


Figura X-5. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

En el primer ciclo de carga y descarga la gráfica obtenida es la ABC, de acuerdo con lo antes expuesto. En la gráfica A'B'C', correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A', de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado el suelo en el suelo anterior, mientras que el nuevo tramo virgen, B', rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C', resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A', B' y C', del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B, y C, del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A', cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior, mientras que un tramo virgen, tal como el B', resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. X-4.b, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que aquellas correspondientes al tramo B, son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

III.1 Analogía de Terzaghi.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pistón sin fricción, con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. X-7

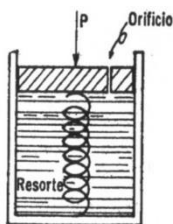


Figura X-7. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la comprensión de la consolidación de suelos finos.

El pistón está soportado por un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga p , manteniendo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse nada y, así, toda la carga p estará soportada por el fluido. Pero se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte, que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que la totalidad de la carga p quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de p .

Si en lugar de un cilindro con su resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados como se muestra en la Fig. X-8, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1-2 de la Fig. X-8)

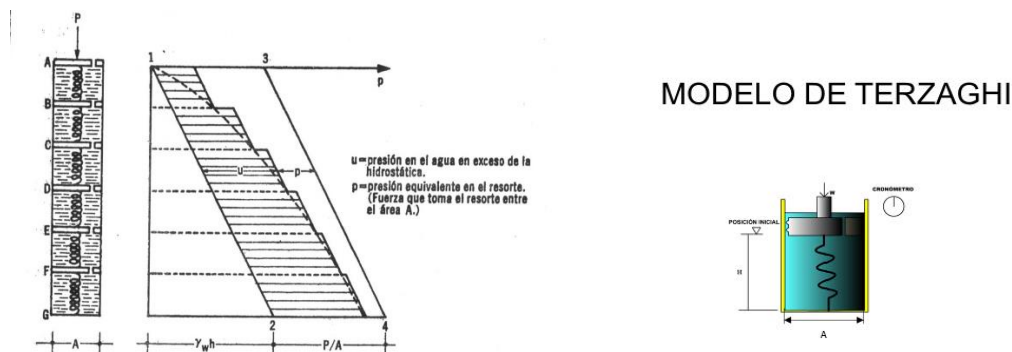


Figura X-8. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

IV MÉTODO DE ANÁLISIS (CRITERIO DEL RCDF Y SUS NTCDCDF 2019)

A continuación se retoman algunos capítulos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2019) en el Apartado para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCDF 2019), para después discutir algunos de los puntos en que algunas teorías difieren de lo que ahí se menciona:

IV.1 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en la que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobre-compensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta, incluyendo el peso de la subestructura, más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario. El cálculo anterior deberá realizarse con precisión tomando en cuenta que los asentamientos son muy sensibles a pequeños incrementos de la carga neta.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura, a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación.

IV.2 Cimentaciones someras (zapatas y losas)

IV.2.1 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_c , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. La acción del peso propio del suelo y de la subpresión se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_R , relativo a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo de zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato friccional; y
- b) $F_R = 0.65$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

IV.2.2 Estados límite de falla

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

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} < r \quad (3.3.1)$$

Donde:

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

A : es el área del elemento de cimentación;

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

Para evaluar r , se recurrirá a por lo menos a dos de los métodos siguientes:

A) Métodos analíticos.

Este enfoque será aplicable solamente a suelos sensiblemente uniformes. En este caso, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II , de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante, dependiendo del nivel de formación esperado. Se tendrá:

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos.

$$r = [c_u N_c] F_R + P_v \quad (3.3.2)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$r = \left[\bar{p}_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + P_v \quad (3.3.3)$$

Donde:

γ : es el peso volumétrico del suelo;

c_u : es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-cosolidado no drenado, (UU):

B : es el ancho de la cimentación;

P_v : es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;

\bar{p}_v : es la presión vertical efectiva a la misma profundidad

N_c : es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + \frac{0.25D_f}{B} + \frac{0.25B}{L} \right) \quad (3.3.4)$$

Para : $\frac{D_f}{B} < 2$ y $\frac{B}{L} < 1$;

Donde D es la profundidad de desplante y L la longitud del cimiento; en caso de que $\frac{D_f}{B}$ y $\frac{B}{L}$ no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q : es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.3.5)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados;

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.3.6)$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados;

F_R : es el factor de resistencia especificado 3.2.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Angtan} \left(\lambda \tan \phi^* \right) \quad (3.3.7)$$

Donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

IV.2.3 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas podrán calcularse en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en

la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo correspondientes al segundo tipo de combinación de acciones se calcularán, cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1+e_0} \right] \Delta z \quad (3.3.11)$$

Donde:

ΔH : es el asentamiento de un estrato de espesor H;

e_0 : es la relación de vacíos inicial;

Δe : es la variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz : son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

Como alternativa al procedimiento simplificado anterior, se podrá recurrir a modelado numérico para estimar los asentamientos, especialmente cuando las condiciones geométricas y de carga resulten complejas.

IV.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura.

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y del suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a cimientos vecinos y a sobrecargas permanentes y accidentales en la superficie del terreno. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 50 por ciento de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos 70 por ciento de la presión vertical. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo. La resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas no se desarrollen fuerzas que pueden dañar a cualquiera de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

V. TRABAJOS DE CAMPO

V.1 Visita de inspección.

Con el objeto de obtener la mayor información posible del sitio en estudio, así como para verificar la no existencia de anomalías en el predio, se realizó una visita de inspección a cargo de un ingeniero especialista en mecánica de suelos. Durante la visita de inspección se realizó un recorrido por la zona en estudio, en este recorrido se fueron registrando el tipo y características de las construcciones vecinas, así como el estado en que se encuentran. Como resultado de esta inspección se pudo determinar lo siguiente:

El sitio se localiza dentro de la zona plana del Valle de México y que corresponde al antiguo Ex-Lago de Texcoco y hacia el sur del centro de la Ciudad de México.

En los alrededores del predio se observan construcciones, de hasta cuatro niveles de altura, destinados a uso habitacional, locales comerciales y escuelas, que a simple vista su comportamiento ha sido adecuado ya que no se observan ni asentamientos, ni desplomes apreciables a simple vista. Y en las inmediaciones del predio no pasan instalaciones subterráneas importantes.

V.2 Prueba de penetración dinámica estándar

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índices; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia y estimado de resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible en los suelos cohesivos, como los de la Cd. De México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 65 kg, dejada caer desde 75 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación. En caso de que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba.

Los resultados más comunes obtenidos de esta prueba son:

- A) Muestras alteradas
- B) Perfil estratigráfico
- C) Resistencia a la penetración

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la Cd, de México y que para los suelos más blandos del lago, en los que el penetrómetro se hincó únicamente por el peso de las barras y el martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla.

Por lo anterior, las correlaciones que se describen a continuación deben aplicarse con las debidas reservas, ya que se desconoce su orden de precisión y tampoco se sabe la tendencia del signo de cada correlación; por ejemplo, podría subestimarse sistemáticamente la resistencia.

- a) Correlación de N en suelos cohesivos.
- b) Correlación de N en suelos granulares.

Las colindancias del predio se indican en la figura 7 y son las siguientes:

- * lado sur que corresponde al acceso al predio que es con la Calle 2da. Cerrada de San Andrés Tetepilco
- * lado oriente colinda con estructuras de uno y dos niveles de altura
- * lado norte colinda con un callejón
- * lado poniente colinda con patio y una estructura de dos niveles de altura

en las colindancias, no se aprecian a simple vista hundimientos y/o emersiones, ni agrietamientos superficiales en los materiales del subsuelo.

V.3 Exploración y muestreo de los estratos del subsuelo

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo en el predio en estudio, se llevó a cabo una campaña de exploración y muestreo de los depósitos existentes en el terreno, en mayo 2019, que consistió en la realización de un sondeo profundo de tipo mixto (denominado SM - 1), que alcanza una profundidad de 30.20 m, medido con respecto al nivel actual de la banquetta; además de la excavación de tres pozos a cielo abierto, denominados PCA – 1 a PCA 3, que llegaron a una profundidad media de 2.70 m, también medidos con respecto al nivel del terreno perimetral.

Con el sondeo se obtuvieron muestras representativas alteradas mediante la realización de la prueba de penetración estándar, que consiste en determinar el Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) de los materiales atravesados, correspondiente al número de golpes necesarios para hincar 60 cm el penetrómetro estándar, que tiene 2” de diámetro exterior, 1 ½” de diámetro interior y 80 cm de longitud, mediante la energía de impacto que le proporciona un martinete de 63.5 Kg de peso, el cual se deja caer libremente desde 76 ± 1 cm de altura. El IRPE corresponde al número de golpes necesarios para hincar el muestreador los 30 cm intermedios (norma ASTM D 1586).

Además con el sondeo mixto se realizó el muestreo inalterado de los materiales representativos del subsuelo, los que se efectuaron utilizando el muestreador Shelby que son tubos de acero de pared delgada de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado y unido por extremo superior a un cabezal con una válvula que le permite el alivio de presión durante el hincado y se cierra durante la extracción. En los suelos el muestreador se hincó 80 cm a presión con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm en donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

Para determinar las características estratigráficas y físicas de los estratos superficiales del subsuelo, se excavaron y muestrearon tres pozos a cielo abierto que llegaron a una profundidad media de 2.70 m, los que se realizaron mediante el empleo de herramienta manual a base de pico y pala, posteriormente se inspeccionaron sus paredes y se determinó su estratigrafía mediante la utilización de las técnicas de clasificación en campo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), después se labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos o integrales de los estratos representativos. Además se determinó la resistencia in-situ mediante el empleo del penetrómetro manual de los diferentes estratos.

En el Anexo II se presenta el registro de campo obtenido durante la ejecución del sondeo profundo efectuado.

La totalidad de las muestras recuperadas con la prueba de penetración estándar, las obtenidas con los tubos Shelby y las del pozo a cielo abierto, se protegieron adecuadamente contra la pérdida de humedad, se identificaron y debidamente protegidas fueron enviadas al laboratorio.

En la figura 7 se muestra en forma esquemática la ubicación de los sitios en planta en donde se realizó el sondeo de tipo mixto y en donde se excavaron los pozos a cielo abierto. En el Anexo III se presenta un reporte fotográfico con imágenes tomadas durante los trabajos de exploración, la cual es una prueba fehaciente de la ejecución de dichos trabajos. En la siguiente tabla se muestran las coordenadas obtenidas de la ubicación del sondeo y de los pozos a cielo abierto con el GPS (Global Positioning System) con un error de ± 2.0 m.

TIPO DE SONDEO	Latitud	Longitud
SM – 1	19 ° 22' 15.0''	99° 07' 54.7''
PCA – 1	19 ° 22' 15.4''	99° 07' 54.9''
PCA – 2	19 ° 22' 14.5''	99° 07' 54.9''
PCA – 3	19 ° 22' 14.6''	99° 07' 54.5''

V.4 Profundidad del Nivel de Aguas Freáticas

En la fecha en que se realizaron los trabajos de exploración y muestreo de los estratos del subsuelo, el nivel de aguas freáticas se encontró a 2.7 m de profundidad, medido con respecto al nivel del terreno perimetral, determinado en el sondeo profundo realizado y pozos a cielo abierto excavados, en la fecha de la exploración, pero es importante indicar que este puede variar por infiltraciones de las instalaciones sanitarias, municipales y la temporada de lluvias.

V.5 determinación de las propiedades en el laboratorio.

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades, mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso mediante procedimientos de laboratorio aceptados.

Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representan las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el péndulo de torsión, el ensayo triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos, En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de g y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

VI. ENSAYES DE LABORATORIO

A todas las muestras alteradas obtenidas con la herramienta de la prueba de penetración estándar se clasificaron en forma visual y al tacto en estado húmedo y en seco según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se les determinó su contenido natural de agua, y algunas muestras representativas se les hicieron las siguientes pruebas de laboratorio de tipo índice:

- * límites de consistencia
- * análisis granulométrico mediante mallas
- * densidad de sólidos.

A las muestras representativas inalteradas obtenidas con el muestreador Shelby y las labradas de los pozos a cielo abierto, además de las anteriores pruebas se hicieron los siguientes ensayos de laboratorio de tipo mecánico:

- * compresión axial no confinada
- * compresión triaxial no consolidada – no drenada
- * peso volumétrico natural
- * consolidación unidimensional

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría Agricultura y Recursos Hidráulicos y el Manual de la A. S. T. M.

En la figura 8 se presenta el perfil estratigráfico obtenido mediante la realización del sondeo mixto efectuado, en el que se presenta en columnas lo siguiente:

- * Profundidad
- * Gráfica del perfil estratigráfico obtenido con la clasificación visual y al tacto de las muestras extraídas
- * Gráfica de los contenidos natural de agua vs. Profundidad obtenidas de las muestras alteradas e inalteradas
- * Índice de resistencia a la penetración Estándar (IRPE) en forma numérica y graficada vs. Profundidad
- * Descripción de cada uno de los substratos encontrados
- * Los resultados de los límites de atterberg, líquido y plástico en forma gráfica
- * % de gravas, % de arenas y % de materiales finos
- * Los resultados de los límites de resistencia cohesión, ángulo de fricción interna, resistencia en compresión no confinada, peso volumétrico natural y el peso específico relativo de los sólidos.

En las figuras 9 a 11 se muestran los perfiles estratigráficos de las paredes de los pozos a cielo abierto excavados, con los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras extraídas.

La ley de resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, definida como la envolvente de los círculos de Mohr para los estados de esfuerzos máximos obtenidos en las pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, se presentan en las figuras 1 a 9 del Anexo IV, en las mismas figuras se incluyen las gráficas de las curvas esfuerzo - deformación de los ensayos realizados.

En las figuras 10 a 18 del Anexo IV se han dibujado las curvas esfuerzo – deformación resultado Las curvas granulométricas resultado de los ensayos de granulometrías realizadas mediante el empleo de un juego de mallas se han dibujado en la figuras 19 a 30 del Anexo IV.

Los resultados de los ensayos de límites de consistencia, límite plástico y el límite líquido obtenidos mediante el empleo de la Copa de Casagrande se presentan en las figuras 31 a 48 del Anexo IV.

Las curvas de compresibilidad resultantes de las pruebas de consolidación unidimensional utilizando el anillo flotante y efectuadas a las muestras representativas inalteradas se han dibujado en gráficas semilogarítmicas cuyos resultados se muestran en las figuras 49 a 54 del Anexo IV, en ellas se indica la relación de vacíos obtenida para cada presión aplicada a los especímenes ensayados.

En la Tabla I se presenta el resumen de los ensayos de laboratorio realizados.

VII. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

VII.1 Geología

El predio en estudio se encuentra ubicado dentro de la zona urbana del Valle de México; de acuerdo a la referencia⁽¹⁾, la cuenca del Valle de México se asemeja a una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la Sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en la parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos de la acción de los ríos, arroyos, glaciares y volcanes. El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, pluviales, aluviales y glaciares; estos suelos hoy transformados en paleosuelos, lleva el sello del clima en el que fueron

Formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y en otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlán, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno, hacia la mitad del siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transgresionales, y en lo que va de la mitad de la centuria, la urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca espacio cubierto por lo abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, conocida como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

Los estratos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como estratos de lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos en condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapotranspiración, el que desaparecía cuando esta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor

(sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustre); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente).

El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago. Además se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de las lomas al poniente de la ciudad. En la figura 12 se muestra un plano geológico de la Cuenca de México.

Los estratos del subsuelo del sitio corresponden a los de la **Zona de Lago**, en donde se tienen suelos de origen lacustre, formados por arcilla bentonítica con altos contenidos de humedad, de alta compresibilidad, de alta deformabilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, que se apoyan sobre materiales aluviales compactos.

VII.2 Estratigrafía general de los estratos del subsuelo

De acuerdo a los resultados del muestreo y exploración realizada de los depósitos del subsuelo y complementada con la información geotécnica realizada determinada en predios cercanos, se puede establecer que el predio de interés se encuentra ubicado dentro de la llamada **Zona de Lago CentroI**, en la cual en términos generales se tienen depósitos de origen lacustre formados por arcilla de alta

Compresibilidad, con baja resistencia al esfuerzo cortante y alto contenido de agua. Se puede establecer la siguiente secuencia estratigráfica general de los materiales del subsuelo:

Profundidad (m)	C a p a			Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE)		
	Nombre	Profundidad	Material	Contenido de agua	Número de golpes	Denominación
De 0.0 a 4.5	Costra Superficial	0.0 – 1.2 m	Materiales de relleno	25 %	Medio 20 golpes	Consistencia muy firme
		1.2 - 2.4 m	Arena limosa	35 %	Medio de 3 golpes	Compacidad muy baja
		2.4 – 4.5 m	Arcilla limo arenosa	70 %	De 20 a 5 golpes	De consistencia de firme a media
De 6.0 a 26.0	Formación Arcillosa Superior	Arcilla de alta compresibilidad con intercalaciones de lentes de arena		300 %	Medio de 2 golpes	Consistencia muy blanda
De 26.0 a 28.0	Capa Dura	Arena arcillosa y arcilla arenosa		50 %	De 25 mayor de 50 golpes	De alta compacidad
De 28.0 a 30.0 máxima explorada, llega a 45 m aprox.	Formación arcillosa Inferior	Arcilla de alta plasticidad		200 %	De 10 golpes	Consistencia firme

VII.3 Descripción estratigráfica detallada de los estratos del subsuelo

La descripción estratigráfica detallada determinada con el sondeo realizado y con los pozos a cielo abierto excavados es la siguiente:

SONDEO MIXTO SM-1

Profundidad (m)	Descripción
De 0.0 a 1.2	<p>Materiales de relleno formados por desperdicio de construcción empacados en arcilla limo arenoso con gravillas, café oscuro, de contenido de agua medio de 25 %, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) de 20 golpes y consistencia muy firme.</p>
De 1.2 a 2.4	<p>Depósito de origen natural constituido por arena limosa, gris oscuro, de contenido de agua medio de 30 %, IRPE medio de 3 golpes y compacidad muy baja; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 53.0 % - porcentaje de materiales finos de 47.0 %.
De 2.4 a 3.0	<p>Arcilla de alta plasticidad poco limosa, café oscuro, de contenido de agua medio de 65 %, IRPE de 2 golpes y consistencia muy blanda.</p>
De 3.0 a 3.6	<p>Arcilla de alta compresibilidad limo arenoso, café grisáceo, de contenido de agua medio de 70 % y consistencia muy blanda; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 23.4 % - porcentaje de materiales finos de 76.6 % - límite líquido de 129.0 % - límite plástico de 45.3 % - índice de plasticidad de 83.7 % - pertenece al grupo CH según el SUCS - peso volumétrico húmedo de 1.38 ton/m³ - densidad de sólidos de 2.30 - cohesión de 3.7 ton/m² y ángulo de fricción interna de 4°, - determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada <ul style="list-style-type: none"> - resistencia al esfuerzo cortante de 4.0 ton/m² determinada en prueba de compresión axial no confinada - relación de vacíos de 1.30 - grado de saturación 100 %.

De 3.6 a 4.2	<p>Arcilla poco limosa, café claro, de contenido de agua medio de 45 %, IRPE de 23 golpes y consistencia muy firme; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 47.1 % - porcentaje de materiales finos de 52.9 %.
De 4.2 a 4.8	<p>Arcilla de alta plasticidad limosa, gris oscuro, de contenido de agua medio de 60 %, IRPE de 5 golpes y consistencia media; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 43.9 % - porcentaje de materiales finos de 56.1 %.
De 4.8 a 6.0	<p>Arcilla de alta compresibilidad poco limosa, café verdoso, de contenido de agua medio de 80 %, IRPE medio de 4 golpes y consistencia media; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - límite líquido de 90.1 % - límite plástico de 34.4 % - índice de plasticidad de 55.7 % - pertenece al grupo CH según el SUCS.
De 6.0 a 7.2	<p>Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, gris oscuro, de contenido de agua medio de 130 %, IRPE de 3 golpes y consistencia blanda.</p>
De 7.2 a 7.8	<p>Arcilla de alta compresibilidad limo arenosa, gris verdoso, de contenido de agua medio de 120 % y consistencia muy blanda; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 42.9 % - porcentaje de materiales finos de 57.1 % - límite líquido de 264.1 % - límite plástico de 77.8 % - índice de plasticidad de 186.3 % - pertenece al grupo CH según el SUCS - peso volumétrico húmedo de 1.24 ton/m³ - densidad de sólidos de 2.34 - cohesión de 3.7 ton/m² y ángulo de fricción interna de 5°, determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada - resistencia al esfuerzo cortante de 3.9 ton/m² determinada en prueba de compresión axial no confinada - relación de vacíos de 2.42 - grado de saturación 100 %.
De 7.8 a 10.2	<p>Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, café verdoso, de contenido de agua medio de 265 %, IRPE de peso de la herramienta y consistencia muy blanda; presenta las siguientes Características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - límite líquido de 438.0 %

	<ul style="list-style-type: none"> - límite plástico de 84.0 % - índice de plasticidad de 354.0 % - pertenece al grupo CH según el SUCS.
De 10.2 a 11.4	<p>Arcilla de alta compresibilidad limo arenoso, gris verdoso, de contenido de agua medio de 350 % , IRPE de peso de la herramienta y consistencia muy blanda.</p>
De 11.4 a 12.2	<p>Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, café claro, de contenido de agua medio de 365 % y consistencia muy blanda; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 2.7 % - porcentaje de materiales finos de 97.4 % - límite líquido de 452.5 % - límite plástico de 93.6 % - índice de plasticidad de 359.0 % - pertenece al grupo CH según el SUCS - peso volumétrico húmedo de 1.14 ton/m³ - densidad de sólidos de 2.24 - cohesión de 3.8 ton/m² y ángulo de fricción interna de 4°, - determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada - resistencia al esfuerzo cortante de 4.0 ton/m² - determinada en prueba de compresión axial no confinada - relación de vacíos de 8.03 - grado de saturación 100 %.
De 12.2 a 12.8	<p>Arcilla de alta compresibilidad limo arenoso, café verdoso, de contenido de agua medio de 320 % , IRPE de peso de la herramienta y consistencia muy blanda.</p>
De 12.8 a 15.2	<p>Arcilla de alta plasticidad limosa, gris verdoso, de contenido de agua medio de 250 % , IRPE de peso de la herramienta y consistencia muy blanda; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - límite líquido de 195.0 % - límite plástico de 48.8 % - índice de plasticidad de 146.2 % - pertenece al grupo CH según el SUCS.
De 15.2 a 16.0	<p>Arcilla de alta compresibilidad limo arenosa, gris verdoso, de contenido de agua medio de 60 y consistencia muy blanda; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 3.4 % - porcentaje de materiales finos de 96.6 % - límite líquido de 126.6 % - límite plástico de 40.7 %

- índice de plasticidad de 85.9 %
-
- pertenece al grupo CH según el SUCS
- peso volumétrico húmedo de 1.48 ton/m³
- densidad de sólidos de 2.50
- cohesión de 3.8 ton/m² y ángulo de fricción interna de 2°, determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada
- resistencia al esfuerzo cortante de 4.2 ton/m² determinada en prueba de compresión axial no confinada
- relación de vacíos de 1.25
- grado de saturación 100 %.

De 16.0 a 16.6 Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, café rojizo, de contenido de agua medio de 230 %, IRPE de peso de la herramienta y consistencia muy blanda.

De 16.6 a 17.8 Arcilla de alta compresibilidad limo arenoso, café verdoso, de contenido de agua medio de 175 %, IRPE medio de 3 golpes y consistencia blanda; presenta las siguientes características:

- límite líquido de 172.3 %
- límite plástico de 55.5 %
- índice de plasticidad de 116.8 %
- pertenece al grupo CH según el SUCS.

De 17.8 a 20.4 Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, gris verdoso, de contenido de agua medio de 245 %, IRPE de peso de la herramienta y consistencia muy blanda; presenta las siguientes

Características: :

- porcentaje de gravas de 0.0 %
- porcentaje de arena de 1.1 %
- porcentaje de materiales finos de 98.9 %
- límite líquido de 241.6 %
- límite plástico de 70.1 %
- índice de plasticidad de 171.5 %
- pertenece al grupo CH según el SUCS
- peso volumétrico húmedo de 1.34 ton/m³
- densidad de sólidos de 2.51
- cohesión de 3.6 ton/m² y ángulo de fricción interna de 3°, determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada
- resistencia al esfuerzo cortante de 3.8 ton/m² determinada en prueba de compresión axial no confinada
- relación de vacíos de 1.62
- grado de saturación 100 %.

De 20.4 a 20.7 Arcilla de alta compresibilidad limo arenoso, café verdoso, de contenido de agua medio de

	170 %, IRPE de 16 golpes y consistencia muy firme.
De 20.7 a 21.0	<p>Arena poco limosa, gris verdoso, de contenido de agua medio de 20 %, IRPE de 16 golpes y compacidad media; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 78.8 % - porcentaje de materiales finos de 21.2 %.
De 21.0 a 22.8	<p>Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, gris verdoso, de contenido de agua medio de 190 %, IRPE medio de 10 golpes y consistencia firme; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - límite líquido de 321.3 % - límite plástico de 82.5 % - índice de plasticidad de 238.8 % - pertenece al grupo CH según el SUCS.
De 22.8 a 24.2	<p>Arcilla de alta compresibilidad limo arenoso, café verdoso, de contenido de agua medio de 175 %, IRPE de 5 golpes y consistencia media; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 2.5 % - porcentaje de materiales finos de 97.5 % - límite líquido de 178.1 % - límite plástico de 56.5 % - índice de plasticidad de 121.6 % - pertenece al grupo CH según el SUCS - peso volumétrico húmedo de 1.33 ton/m³ - densidad de sólidos de 2.24 - cohesión de 4.0 ton/m² y ángulo de fricción interna de 1°, - determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada - resistencia al esfuerzo cortante de 4.1 ton/m² determinada en prueba de compresión axial no confinada - relación de vacíos de 2.16 - grado de saturación 95 %.
De 24.2 a 26.3	<p>Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, gris verdoso, de contenido de agua medio de 195 %, IRPE medio de 10 golpes y consistencia muy firme; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - límite líquido de 208.7 % - límite plástico de 61.3 % - índice de plasticidad de 147.3 % - pertenece al grupo CH según el SUCS.

De 26.3 a 26.6	<p>Arena fina, gris blanquizo, de contenido de agua medio de 40 %, IRPE de 25 golpes y compacidad media; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 57.8 % - porcentaje de materiales finos de 42.2 %.
De 26.6 a 27.2	<p>Arena limo arcilloso con gravillas aisladas, café claro, de contenido de agua medio de 30 %, IRPE mayor de 50 golpes y compacidad muy alta; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 65.8 % - porcentaje de materiales finos de 34.2 %.
De 27.2 a 27.5	<p>Arcilla de alta compresibilidad poco limosa, gris verdoso, de contenido de agua medio de 90 %, IRPE de 15 golpes y consistencia muy firme.</p>
De 27.5 a 27.8	<p>Arena poco arcillosa, gris oscuro, de contenido de agua medio de 60 %, IRPE de 15 golpes y compacidad media; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 58.2 % - porcentaje de materiales finos de 41.8 %.
De 27.8 a 30.2	<p>Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, gris verdoso, de contenido de agua medio de 180 %, IRPE medio de 10 golpes y consistencia firme; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - límite líquido de 305.8 % - límite plástico de 64.7 % - índice de plasticidad de 24.1 % - pertenece al grupo CH según el SUCS.

POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

Profundidad (m)	Descripción
De 0.0 a 0.2	Piso de concreto simple.
De 0.2 a 1.3	Materiales de relleno formados por desperdicio de construcción empacados en arcilla limo arenoso, café y consistencia media.
De 1.3 a 1.7	<p>Depósito origen natural constituido por arena poco limo arcilloso, de café oscuro, de contenido de agua medio de 20 % y compacidad media; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 51.3 % - porcentaje de materiales finos de 48.8 %.

De 1.7 a 2.1	Arena arcillo limosa, café claro, de contenido de agua medio de 50 % y compacidad media; presenta los siguientes porcentajes: <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 63.7 % - porcentaje de materiales finos de 36.3 %.
De 2.1 a 2.7	Arena poco limo arcillosa, gris oscuro, de contenido de agua medio de 30 % y compacidad media; presenta los siguientes porcentajes: <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 62.6 % - porcentaje de materiales finos de 37.4 %.
De 2.7 a 2.9	Arcilla limo arenoso, gris oscuro, de contenido de agua medio de 42 % y consistencia media; presenta las siguientes características: <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 31.7 % - porcentaje de materiales finos de 68.3 % - límite líquido de 51.0 % - límite plástico de 24.8 % - índice de plasticidad de 26.2 % - pertenece al grupo CH según el SUCS - peso volumétrico húmedo de 1.66 ton/m³ - densidad de sólidos de 2.54 - cohesión de 3.6 ton/m² y ángulo de fricción interna de 6°, - determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada - resistencia al esfuerzo cortante de 3.7 ton/m² - determinada en prueba de compresión axial no confinada - relación de vacíos de 1.32 - grado de saturación 95 %.

POZO A CIELO ABIERTO PCA-2

Profundidad (m)	Descripción
De 0.2a 1.4	Materiales de relleno formados por desperdicio de construcción empacado en arcilla limo arenoso, café y consistencia media.
De 1.4a 1.8	Depósito de origen natural constituido por arena poco limo arcilloso, café oscuro, de contenido de agua medio de 40 %, de compacidad media; presenta los siguientes porcentajes: <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 65.6 %

De 1.8 a 2.0	<ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de materiales finos de 34.4 %. <p>Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, café oscuro, de contenido de agua medio de 50 % y consistencia media; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - límite líquido de 55.7 % - límite plástico de 26.2 % - índice de plasticidad de 29.4 % - pertenece al grupo CH según el SUCS.
De 2.0 a 2.2	<p>Arena poco limo arcilloso, gris oscuro, de contenido de agua medio de 25 % y compacidad media; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 63.1 % - porcentaje de materiales finos de 36.9 %.
De 2.2 a 2.7	<p>Arcilla de alta compresibilidad limo arenoso, gris oscuro, de contenido de agua medio de 45 % y consistencia media; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 5.8 % - porcentaje de materiales finos de 94.2 % - límite líquido de 55.4 % - límite plástico de 21.6 % - índice de plasticidad de 33.7 % - pertenece al grupo CH según el SUCS - peso volumétrico húmedo de 1.62 ton/m³ - densidad de sólidos de 2.50 - cohesión de 3.9 ton/m² y ángulo de fricción interna de 3°, - determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada - resistencia al esfuerzo cortante de 4.1 ton/m² - determinada en prueba de compresión axial no confinada - relación de vacíos de 0.79 - grado de saturación 100 %.

POZO A CIELO ABIERTO PCA – 3

Profundidad (m)	Descripción
De 0.0 a 1.7	<p>Materiales de relleno formados por desperdicio de construcción empacados en arcilla limo arenoso, café claro y consistencia media.</p>
De 1.7 a 1.9	<p>Depósito de origen natural constituido por arcilla limo arenoso, gris oscuro, de contenido de agua medio de 30 % y consistencia media; presenta las siguientes características:</p>

	<ul style="list-style-type: none"> - límite líquido de 43.6 % - límite plástico de 19.6 % - índice de plasticidad de 24.1 % - pertenece al grupo CH según el SUCS.
De 1.9 a 2.4	<p>Arena poco limo arcillosa, gris oscuro, de contenido de agua medio de 40 % y compacidad media; presenta los siguientes porcentajes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 60.6 % - porcentaje de materiales finos de 39.4 %.
De 2.4 a 2.0	<p>Arcilla de alta plasticidad limo arenoso, gris oscuro, de contenido de agua medio de 70 % y consistencia media; presenta las siguientes características:</p> <ul style="list-style-type: none"> - porcentaje de gravas de 0.0 % - porcentaje de arena de 10.7 % - porcentaje de materiales finos de 89.3 % - límite líquido de 74.6 % - límite plástico de 25.7 % - índice de plasticidad de 48.9 % - pertenece al grupo CH según el SUCS - peso volumétrico húmedo de 1.52 ton/m³ - densidad de sólidos de 2.43 - cohesión de 4.1 ton/m² y ángulo de fricción interna de 1° , - determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada – no drenada - resistencia al esfuerzo cortante de 3.9 ton/m² determinada en prueba de compresión axial no confinada - relación de vacíos de 1.67 - grado de saturación 100 %.

VII.4 Estado de esfuerzos en el interior de la masa del suelo

El estado de esfuerzos actual en el interior de la masa de suelo se presenta en la figura 13 mediante la gráfica de la variación del esfuerzo vertical efectivo con la profundidad, estimada como la diferencia entre el esfuerzo vertical total y la presión de poro, considerando las condiciones hidráulicas actuales. En la misma figura también se indican los intervalos de preconsolidación de los depósitos arcillosos, definidos en las pruebas de consolidación unidimensional realizadas a las muestras inalteradas del sondeo selectivo.

Del análisis de la figura anterior, se concluye que los depósitos del subsuelo entre la superficie y 7.0 m de profundidad se encuentran preconsolidados, por desecación y sobrecargas superficiales; de 7.0 a 30.5 m de profundidad presentan una presión de preconsolidación de 2.0 a 0.5 ton/m², mayor al esfuerzo efectivo, estableciéndose que se encuentran ligeramente preconsolidados.

VII.5 Zonificación geotécnica y regionalización sísmica

El sitio donde se encuentra ubicado el predio de interés de acuerdo a su localización geográfica y a los resultados de las exploraciones realizadas y complementada con lo indicado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, se puede establecer que se encuentra dentro de la Zona de Lago Centro (LCI)⁽²⁾, caracterizada por estar formada por estratos lacustres de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta deformabilidad con intercalaciones de lentes aluviales.

En la figura 14 se muestra la ubicación del predio dentro de la zonificación geotécnica del Valle de México.

En la siguiente tabla se muestran los parámetros sísmicos que indica el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal:

Zona	C	a _c	T _a	T _b	r
I	0.16	0.04	0.2	0.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III a	0.40	0.1	0.53	1.8	2.0
III b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III c	0.40	0.1	1.25	4.2	2.0
III d	0.30	0.1	0.85	4.2	2.0

De acuerdo con la ubicación del predio mostrado en la figura 15 dentro de la zonificación geosísmica del Valle de México que se ubica dentro de la zona IIIb, con base a lo anterior el predio en estudio le corresponde un coeficiente sísmico básico de 0.45 para estructuras del grupo B.

VII.6 Hundimiento regional

La zona en donde se localiza el predio en estudio se encuentra afectada por el hundimiento regional producido por la extracción de agua de los acuíferos profundos. A partir de la información de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH) para el periodo 1989 – 1998 fue del orden de 0.60 m, como se aprecia en la figura 16.

Lo anterior indica que el hundimiento medio por año es del orden de 6.0 cm, valor que tiende a reducirse en el futuro y no afectará a la estructura proyectada dado que se proyectará una cimentación de tipo parcialmente compensada con la que se seguirá el hundimiento regional de la zona.

VIII ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN

VIII.1 Tipo de cimentación

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de la estructura que alojará el Edificio de departamentos proyectado, el cual tendrá un semisótano cuyo nivel de piso terminado estará a – 2.60 m medido con respecto al nivel de banqueta, mezzanine y cinco niveles superiores y tomando en cuenta las propiedades estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo, descritas en el capítulo anterior, en particular la existencia de estratos arcillosos de alta

compresibilidad y de baja resistencia al esfuerzo cortante, con intercalaciones de materiales aluviales, que se encuentra superficialmente preconsolidados, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura proyectada será superficial del tipo parcialmente compensada a base de una losa de concreto armada rigidizada mediante un sistema de contratraves de rigidez interior.

Con la losa de cimentación y los muros perimetrales se formará un cajón de concreto reforzado y con el cual se aprovechará la descarga necesaria para alojarlo y se compensará parcialmente el peso de la estructura. Además la losa de cimentación será el piso del nivel del semisótano.

Con el tipo de cimentación indicado se limitará el incremento de esfuerzos al subsuelo a valores que permitan esperar asentamientos admisibles, tanto totales como diferenciales y que se transmitirán al subsuelo esfuerzos admisibles durante las acciones estáticas y dinámicas.

VIII.2 Profundidad de desplante

La losa de cimentación recomendada estará rigidizada mediante un sistema de contratraves y se desplantarán a una profundidad de -2.60 m, medido con respecto al nivel de banqueteta, como se muestra esquemáticamente en la figura 17, cuya planta se hará cubriendo toda el área del predio, incluyendo los núcleos de escaleras y de iluminación laterales, como se muestra esquemáticamente en la figura 18.

Con objeto de esperar un buen comportamiento de la cimentación del edificio es necesario que se eviten las excentricidades entre el centro de carga de la estructura y el centroide del área de la losa de cimentación, en caso de existir se deberá de corregirse mediante la colocación de lastre ubicándolo en la zona menos cargada.

Se recomienda que la estructura sea construida con materiales aligerados para evitar incrementos de presión mayores a los considerados y no esperar hundimientos superiores a los estimados.

Se deberá de diseñar la losa de cimentación y las contratraves interiores para distribuir uniformemente la presión que genere la estructura tanto en condiciones estáticas como dinámicas.

Debido a las características de altura del edificio, a las arquitectónicas y a la ubicación sísmica del predio, para no sobrepasar la capacidad de carga última de los depósitos del subsuelo durante las acciones dinámicas en los extremos de la cimentación, se les deberá proporcionar a la estructura una rigidez necesaria para que tengan un factor de comportamiento sísmico (Q)_mínimo igual a 3 (tres).

Los análisis geotécnicos realizados para verificar la estabilidad alternativa de cimentación propuesta para el Edificio de departamentos se presentan en el siguiente capítulo.

IX ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN RECOMENDADA

A continuación se presenta la revisión de la estabilidad de la cimentación propuesta del Edificio de departamentos desde el punto de vista geotécnico, siguiendo el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones vigente para la Ciudad de México y cuya memoria de cálculo se presenta en el Anexo IV.

IX.1 Acciones

Para la revisión de la estabilidad de la losa de cimentación propuesta ante los estados límite de falla tanto en condiciones estáticas como dinámicas y de servicio para el edificio de departamentos proyectado, se siguió el criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones vigente para el Distrito federal, para lo cual se consideraron las siguientes acciones, que fueron estimadas en función de las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado:

- a) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, se consideró un peso unitario de 0.98 ton/m² por nivel, más la carga de la cimentación con un peso unitario de 2.40 ton/m², con la que se estimó un peso total del edificio de departamentos de 3,357.70 ton (ya incluyendo el peso de la cimentación).

La carga anterior se afectó por un factor de carga de 1.5 y se empleó en la revisión de la cimentación ante el estado límite de falla bajo condiciones estáticas.

- b) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea, se consideró un peso unitario de 0.88 ton/m² por nivel y para la cimentación un peso unitario de 2.4 ton/m², con la que se estimó un peso total del edificio de departamentos de 3,139.60 ton.

A la carga anterior se le incremento la acción accidental más crítica que por efecto sísmico le provocará un momento de volteo debido a sismo, que se obtuvo en forma aproximada mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$M = 0.8 \left(\frac{2}{3} H_t \right) \left(W_t \frac{C_s}{Q} \right)$$

donde:

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

H_t :altura de la estructura, medida desde el nivel de desplante de la cimentación, en m

W_t :peso total de la estructura en la condición analizada, en ton

C_s:coeficiente sísmico de diseño, adimensional igual a 0.45 (Zona IIIb)

Q:coeficiente de comportamiento sísmico (ductilidad), adimensional, se consideró iguala 3 (tres) para el edificio.

Con la expresión anterior se estimó el momento de volteo total debido a sismo que resulto de 4,796.05 ton-m.

La carga anterior se afectó por un factor de carga de 1.1 y con el momento de volteo debido a sismo se emplearon en la revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas.

- c) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, se consideró un peso unitario de 0.775 ton/m² por nivel y de 2.4 ton/m² para la cimentación, de donde se estimó un peso total del edificio incluyendo el peso propio de la cimentación de 2,414.25 ton.

La carga anterior se afectó por un factor de carga de 1.0 y se empleó en la determinación del incremento de presión neta que se aplicara a los depósitos del subsuelo, así como en la revisión de la cimentación ante el estado límite de servicio, correspondiente al cálculo de las deformaciones probables de los depósitos arcillosos.

IX.2 Determinación del incremento de carga neta que se transmitirá a los estratos del subsuelo

Para determinar el incremento de carga neta que transmitirá la cimentación a los estratos del subsuelo se empleó la siguiente expresión:

$$\Delta p = \frac{\sum Q F_c}{A} - \gamma D_f$$

donde:

Δp : incremento de carga neta que será transmitida a los materiales del subsuelo, en ton/m².

$\sum Q$: suma de las acciones verticales correspondientes a la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad media, más el peso propio de la cimentación, en ton.

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.0

A : área en planta de la losa de cimentación, en m².

γ : peso volumétrico de los materiales del subsuelo, obtenidos con la excavación necesaria para alojar la cimentación en ton / m³.

D_f : profundidad de desplante de la losa de cimentación, en m.

De acuerdo al peso estimado de la estructura proyectada, se obtuvieron los siguientes pesos unitarios, en donde se incluyen el peso de la cimentación y que la losa de cimentación cubre toda el área del predio, como se indica esquemáticamente en la figura 18; a continuación se indica el incremento de carga neta que se transmitirá a los estratos del subsuelo:

Peso del edificio (ton)	Área de la cimentación (m ²)	carga de la estructura (ton/m ²)	Descarga con la excavación (ton/m ²)	Incremento de carga neta (ton/m ²)
2910.69	508.57	5.72	3.70	2.02

IX.3 Revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado límite de falla bajo condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado límite de falla bajo condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, incluyendo el peso propio de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.5, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_c < R$$

donde:

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

R : capacidad de carga admisible de los materiales de apoyo de la losa de Cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada y de su profundidad de desplante, en ton.

F_c : Factor de carga 1.5

IX.3.1 Capacidad de carga admisible de los estratos de apoyo de la losa de cimentación

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la losa de cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos predominantemente de tipo cohesivos y aplicando el criterio señalado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentación⁽³⁾, dado por la siguiente expresión:

$$R = [C N_c F_R + P_v] A_l$$

donde:

R : capacidad de carga admisible de los materiales del suelo de apoyo de la losa de cimentación, ya afectado por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m².

C : cohesión del material de apoyo, a lo largo de su superficie potencial de falla de la losa de cimentación, en ton/m².

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

P_V : presión vertical total a la profundidad de desplante de la losa de cimentación, en ton / m².

A_l : área de apoyo de la losa de cimentación, en m²

N_c : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente fórmula:

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

en la cual:

Df : profundidad de desplante de la losa de cimentación, en m.

B : ancho de la losa de cimentación, en m.

L : largo de la losa de cimentación, en m.

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 3.0 ton / m² y un peso volumétrico medio del suelo de 1.48 ton / m³ entre la superficie y 2.70 m de profundidad (obtenido de los resultados de las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante efectuadas a los materiales del subsuelo), se obtuvo una capacidad de carga admisible en condiciones estáticas de 9.8 ton/m² para la losa de cimentación del edificio proyectado.

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\Sigma QF_c = 4,685.59 \text{ ton} < R = 4,978.90 \text{ ton}$$

Por lo tanto la alternativa de cimentación para el edificio proyectado es estable ante el estado límite de falla bajo condiciones estáticas.

IX.4 Revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado límite de falla bajo condiciones dinámicas

La revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado límite de falla bajo condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios a las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana de la ciudad de México.

En donde se establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyacen al cimiento es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad⁽⁴⁾:

$$W_t F_C - W_C < F_R A_r q_1 \left[1 - \left(\frac{1 - 0.12 F_C a_0 b \gamma}{(F_R C)} \right) \right]$$

donde:

W_t : suma de las acciones verticales consideradas, correspondientes a las cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea más peso de la cimentación e incremento de carga por efecto sísmico, en ton.

F_C : factor de carga adimensional e igual a 1.1

W_C : peso del suelo extraído para alojar la losa de cimentación, en este caso se estimó un peso total de 1,881.71 ton.

F_R : factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

q_1 : capacidad de carga última de los materiales de apoyo de la losa de cimentación, obtenida de la siguiente expresión:

$$q_1 = C N_c$$

en la cual:

C : cohesión del material de apoyo de la losa de cimentación, en ton/m²

N_c : coeficiente de capacidad de carga, adimensional

A_r : área de apoyo de la losa de cimentación reducida para tomar en cuenta el momento volteo debido a sismo, igual a:

$$A_r = (B - 2e)L$$

siendo:

B : ancho de la losa de cimentación

L : largo de la losa de cimentación

e : excentricidad dada por:

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

para la cual:

M : momento de volteo, estimando como se indicó en el inciso 7.1 de este informe

W_t : peso de la estructura en la condición analizada

F_C : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

a_o : aceleración horizontal máxima del terreno, que según el Reglamento de Construcciones, pertenece a la Zona de Lago III b, a la que le corresponde a un valor de 0.45 para estructuras tipo B.

b : el mínimo de (d , 1.2 h , 20 m.)

donde:

d : ancho del área reducida de la losa de cimentación.

h : longitud desde la profundidad de desplante hasta la capa dura más próxima

γ : peso volumétrico medio del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B abajo de él, en ton/m^3

C : cohesión media de los materiales de apoyo de la losa de cimentación, en ton/m^2

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$w_t F_C - W_C = 1,559.93 \text{ ton} < \left[\frac{1 - (0.12 F_C a_o b \gamma)}{(F_R C)} \right] = 4,065.36 \text{ ton}$$

De donde se concluye que la losa de cimentación es estable en condiciones dinámicas.

También se determinaron los esfuerzos máximos a los que estarán sujeto el suelo con la losa de cimentación del Edificio de departamentos. Iniciando con la determinación del momento actuante al nivel de desplante de la losa de cimentación, reduciendo al momento del volteo total, el momento de volteo resistente debido al empuje pasivo del suelo lateral en contacto con el semisótano, como la siguiente expresión:

$$M_v = M - M_c$$

En donde:

M_v : momento de volteo actuante al nivel de desplante de la losa de cimentación

M : momento de volteo total obtenido desde el nivel de desplante de la losa de cimentación

M_c : momento de volteo resistente debido al empotramiento de los muros laterales del cajón de cimentación dentro del suelo, obtenido mediante la siguiente expresión:

$$M_c = P_p L \frac{d^2}{2}$$

Siendo:

L :dirección del cajón en el sentido perpendicular al sismo

d :profundidad del desplante del cajón de cimentación

P_p :empuje pasivo, calculado con la siguiente fórmula:

$$p_p = \frac{1}{FS} \left(2c + \frac{p_v}{2} \right)$$

en la cual:

c :cohesión media del suelo que confina al cajón de cimentación

P_v :esfuerzo vertical de la profundidad de desplante del cajón de cimentación

$F. S.$:factor de seguridad

Se revisó que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzo aplicado con la losa de cimentación, producido por el momento de volteo debido a sismo, no rebase la capacidad de carga última por cortante de los materiales de apoyo de la losa de cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantengan dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo con la losa de cimentación durante el sismo.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas que aplicara la losa de cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$p = \frac{Q}{A} + \frac{M_v}{I_x} y + 0.3 \frac{M_v}{I_y} X$$

donde:

P : esfuerzo a la distancia x del eje centroidal

Q : suma de cargas muertas más cargas vivas con intensidad instantánea

A : área de apoyo de la losa de cimentación

M_v : momento de volteo debido a sismo

x y y : distancia del centroide de la losa a la orilla más alejada

I_x, I_y : momentos de inercia centroidal del área de apoyo de la losa de cimentación, en el sentido corto y largo, respectivamente.

Se obtuvieron los siguientes esfuerzos máximos que aplicará la losa de cimentación bajo sismo y las capacidades de carga admisible del suelo de apoyo en condiciones dinámicas:

En el sentido longitudinal:

P (ton/m ²)	<	Capacidad de carga última (ton/m ²)	
9.02	<	12.18	Máximo
3.28	<	12.18	Mínimo

En el sentido transversal:

P (ton/m ²)	<	Capacidad de carga última (ton/m ²)	
11.49	<	12.18	Máximo
0.82	<	12.18	Mínimo

Los esfuerzos máximos son menores a la capacidad de carga última, por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes, ni se presentan esfuerzos de tensión.

IX.5 Revisión de la estabilidad de la cimentación en condiciones sísmicas

Se realizó la revisión de la estabilidad de la losa de cimentación propuesto bajo condiciones sísmicas, considerando que actúe el 100 % del sismo en la dirección más desfavorable y el 30 % en la dirección menos favorable, con la cual se provoca excentricidades y lo que genera una reducción el área de apoyo del cajón de cimentación en ambas direcciones y con la cual se debe de satisfacer la siguiente desigualdad ⁽⁵⁾:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A_R} < q_u F_R \left[\frac{1 - (0.195 k \gamma b r)}{(s_u d) \left(\frac{F_c}{F_R} \right)} \right]$$

Donde:

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

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

A_R : área en planta reducida en ambas direcciones del cajón de cimentación, en m^2

P_v Presión vertical total al nivel de desplante del cajón de cimentación

q_u : capacidad de carga ultima de los estratos del suelo de apoyo, en ton/m^2

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.6

K : aceleración, adimensional e igual a una cuarto del coeficiente sísmico.

S_{ud} : resistencia del suelo no drenada en condiciones dinámicas, e igual a 1.3 de la resistencia en condiciones estáticas

br : ancho reducido en la dirección en la que actúa el sismo

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$\Sigma \frac{QF_c}{A_R} = 9.14 \frac{ton}{m^2} < q_u F_R \left[\frac{1 - (0.195k\gamma br)}{(S_{ud}) \left(\frac{F_c}{F_R} \right)} \right] = 10.82 \text{ ton}/m^2$$

De donde se concluye que la losa de cimentación es estable en condiciones sísmicas

IX.6 Revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado límite de servicio

Esta revisión corresponde a la estimación de los movimientos verticales que sufrirá la losa de cimentación del Edificio de departamentos proyectado respecto al terreno circundante, se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y por los hundimientos a largo plazo debido a que la cimentación parcialmente compensada.

IX.6.1 Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar la losa de cimentación, se empleó el criterio de Steinbrenner⁽⁶⁾ y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos⁽⁷⁾.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$H_D = \frac{qB}{E} [(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2]$$

donde:

q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada por la excavación, en este caso es igual a 3.7 ton / m².

B : ancho del área descargada, en m.

F_1 y F_2 : coeficientes de forma, adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.

D : espesor del estrato considerado, en m.

L : longitud del área descargada

E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton / m².

μ : relación de Poisson, adimensional

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_{D1} (E_1, \mu_1) + [H_{D2} (E_2, \mu_2)] - H_{D1} (E_2, \mu_2) + \dots + [H_{Dn-1} (E_n, \mu_n)]$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación:

Profundidad (m)	Módulo de Elasticidad (ton / m ²)	Relación de Poisson (adimensional)
2.5 – 8.0	450	0.45
8.0 – 19.0	350	0.50
19.0 – 26.0	400	0.50
26.0 – 30.5	450	0.50

Se obtuvo que excavando el área del semisótano y la cimentación del edificio proyectado, se tendrá una expansión máxima al centro de 9.9 cm y en la esquina de 2.9 cm, las cuales resultan admisibles.

IX.6.2 Hundimientos elásticos

Para la estimación de los hundimientos elásticos que sufrirán las estructuras una vez construida, para ello se empleó el criterio establecido por Braja⁽⁸⁾ para cimentaciones apoyadas sobre depósitos arcillosos saturados, el cual emplea los parámetros elásticos de los depósitos del subsuelo y utiliza la siguiente expresión para un asentamiento promedio:

$$\Delta H_e = A_1 A_1 \left(\frac{q_c B}{E} \right)$$

En donde:

ΔH_e : asentamiento elástico en m.

q_c : presión uniformemente distribuida aplicada con la estructura en ton/m²

B : ancho del área cargada en m.

: módulo de elasticidad del suelo de apoyo en ton/m²

A_1 y A_2 : factores de forma, adimensionales, que dependen de las relaciones D_f/B , L/B y H/B , en donde D_f es la profundidad de desplante del cimiento, L el largo del cimiento y H el espesor del estrato arcilloso.

El módulo de elasticidad de los depósitos del suelo se obtuvo de las curvas de deformación unitaria contra el esfuerzo resultado de los ensayos de compresión triaxial efectuadas a las muestras inalteradas y que corresponde a su pendiente, obteniendo un valor medio de 400 ton/m² y resultando hundimientos elásticos medio de 3.89 cm el cual resulta admisible.

IX.6.3 Hundimientos Diferidos

Se estimaron los hundimientos a largo plazo que sufrirá la losa de cimentación del edificio considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 2.0 ton/m², actuando a partir del nivel de desplante de la losa de cimentación y obtenida de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media y el peso propio de la cimentación a la descarga producida por excavación necesaria para alojar la cimentación.

Para el análisis de hundimientos se empleó la estratigrafía determinada con el sondeo efectuados en el sitio, en el que se definieron los diferentes estratos del subsuelo en función de sus propiedades estratigráficas y físicas y se utilizaron los resultados de los ensayos de consolidación realizadas a las muestras inalteradas obtenidas.

En la figura 19 se muestra el modelo de estratos empleados para la estimación de los hundimientos y cuya idealización muestra los siguientes estratos:

Estrato	Profundidad		Contenido de agua medio w (%)
	D_e (m)	a (m)	
0	0.0	2.5	30
1	2.5	3.5	60
2	3.5	4.5	50
3	4.5	6.5	80
4	6.5	7.5	180
5	7.5	8.0	130
6	8.0	13.5	300
7	13.5	14.0	150
8	14.0	15.0	270
9	15.0	16.0	140
10	16.0	20.5	225
11	20.5	21.0	60
12	21.0	26.0	190
13	26.0	28.0	60
14	28.0	30.5	165

Los hundimientos se estimaron empleando un programa de computadora, el cual determina primeramente la distribución de esfuerzos a distintas profundidades en el subsuelo debido a la presión provocada con la carga al suelo según la teoría de Boussinesq tomando en base la forma del área cargada y su nivel de desplante a la mitad de cada uno de los estratos considerados y en base a éstos se estimaron las expansiones utilizando la teoría de Terzaghi empleando las presiones efectivas actuantes del subsuelo ya corregida por el abatimiento piezómetro de la zona y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada y mostradas en las figuras 49 a 54 del Anexo V y con el empleo de la siguiente expresión:

$$\Delta H_{\tau} = \sum_{i=0}^n \left[\left(\frac{\Delta e_i}{1+e_{oi}} \right) H_i \right]$$

En donde:

ΔH : hundimiento del estrato de espesor H

H : espesor del estrato

e_o : relación de vacíos inicial correspondiente a la presión efectiva inicial corregida

e : decremento de la relación de vacíos provocado por el incremento de presión vertical P , inducido a la profundidad z , generado por el incremento de presión vertical provocada con la cimentación de la estructura proyectada.

Se obtuvieron los hundimientos en varios puntos de la losa de cimentación del edificio de departamentos proyectado, cuyos resultados se muestran en la figura 20, considerando que la estructura sea flexible, observándose que resultan admisibles tanto los movimientos verticales totales como los diferenciales, en el Anexo IV se presenta el listado de los datos del subsuelo, los hundimientos calculados con la computadora para cada uno de los estratos y su sumatoria.

IX.7 Empujes sobre los muros perimetrales del semisótano

El empuje para el diseño de los muros perimetrales del semisótano se calculó para la condición de muro rígido siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, y se determinaron considerando los siguientes efectos:

- * El esfuerzo que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- * La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidas bajo un punto en la parte

- * media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo, utilizando una sobrecarga de 4.0 ton / m².
- * Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.450 (Zona de Lago III b).

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empuje horizontal que deberá ser considerada en el diseño de los muros laterales.

En la figura 21 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los cuales deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales del semisótano.

IX.8 falla de fondo por cortante

Dado que durante el proceso de construcción de la estructura, es necesario efectuar una excavación profunda, se puede presentar como la condición más crítica la falla de fondo de la excavación, siguiendo el mecanismo mostrado en la figura 22.

La revisión de la estabilidad del fondo de la excavación es mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$(P_V + \Sigma q) F_C < C_u N_C F_R$$

donde:

P_V : presión vertical efectiva al nivel de desplante de la cimentación, obtenida mediante $P_V = \gamma D_f$, en ton/m²

γ : peso volumétrico del suelo, en ton/m³

D_f : profundidad máxima de excavación, en m

q : sobrecarga aplicada en la superficie del terreo, en este caso igual a 1.5 ton/m²

F_C : factor de carga, adimensional e igual a 1.5

C_u : cohesión del suelo bajo el nivel de desplante, en ton / m²

N_C : coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que es función de D_f , B (ancho) y L (largo) de la excavación

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Considerando una cohesión de 3.0 ton/m² a la largo de la superficie potencial de falla y que la excavación alcance una profundidad máxima de 2.70 m, la desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$(P_V + q) F_C = 7.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < C_u N_C F_R = 12.18 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto no se presentará este mecanismo de falla.

IX.9 Estabilidad de las paredes de la excavación

Debido a que la estructura tendrá una losa de cimentación que se desplantará a 2.70 m de profundidad, será necesario realizar una excavación para alojarla, debido a ello se evaluó su estabilidad, considerando que los taludes serán temporales.

De acuerdo al criterio de Janbu⁽⁷⁾, para que las paredes de la excavación sean estables, debe de cumplirse la siguiente desigualdad:

$$F_c \gamma H + q < N_c f C \mu_q F_R$$

donde:

F_c : factor de carga, igual a 1.5

γ : peso volumétrico medio del material igual a 1.48 ton/m³

H : altura máxima de excavación, se consideró 2.70<0 m

q : sobrecarga igual a 1.5 ton/m²

Factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación $q/\gamma H$ y la profundidad del estrato duro (d)

N_{cf} : número de estabilidad que depende del ángulo del talud (β) y del parámetro

$$\lambda_{cf} = ((\gamma H + q) / (\mu_q)) \times (\tan\phi) / C$$

C : cohesión más baja a la altura de la excavación

ϕ : ángulo de fricción interna

F_R : factor de resistencia igual a 0.60

Para la excavación a 2.70 m de profundidad se considerarán taludes de inclinación 0.5:1.0 (horizontal :vertical) y sustituyendo los valores en la ecuación anterior resulta:

$$7.28 \text{ ton/m}^2 < 8.32 \text{ ton/m}^2$$

Al cumplirse la desigualdad anterior la excavación se podrán realizar dejando taludes con una inclinación 0.5: 1.0

(horizontal : vertical) hasta el nivel de desplante.

IX.10 Módulo de reacción vertical

Se estimó el módulo de reacción vertical se obtuvo empleando la siguiente fórmula:

$$K_v = \frac{\Delta p}{\Delta \delta}$$

Siendo:

- K_v : módulo de reacción vertical, en kg/cm^3
- Δp : incremento de presión generado con la estructura, en Kg/cm^2
- $\Delta \delta$: Hundimiento total de la cimentación de las estructuras, en cm

El módulo de reacción vertical resulta ser de 0.044 kg/cm^3 .

X PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA EXCAVACIÓN NECESARIA PARA ALOJAR LA CIMENTACION PROPUESTA

Una vez analizada la propuesta de cimentación del edificio de departamentos de acuerdo a los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para la ciudad de México y verificando que se cumplen los requisitos establecidos, es necesario establecer el procedimiento constructivo general, que es el que a continuación se describe:

X.1 Acciones iniciales

- I. Inicialmente se realizará un levantamiento del estado actual que guardan las estructuras de las colindancias y realizar un levantamiento de hechos ante un notario público.
- II. Se efectuará la medición de los desplomes de la bardas colindantes, se anotarán en bitácora y en caso necesario se incluirá en la fe de hechos ante el notario y se avisará a las autoridades correspondientes.
- III. Se procederá a proteger las bardas de las estructuras colindantes mediante la aplicación de un repellado de mortero de cemento a los muros de las colindancias, el que se colocará sobre una malla de alambre electrosoldada, anclada con clavos, como se indica en la figura 23.
- IV. Hacia la vía pública se colocará un tapial de madera, como se muestra en la figura 24.

X.2 Excavación necesaria para alojar el semisótano y la losa de cimentación

- a) La excavación necesaria para alojar la losa de cimentación y el semisótano se realizará en una sola etapa hasta el nivel de desplante.
- b) Durante la excavación se dejarán hacia las colindancias una banqueta de 0.80 m de ancho y taludes interiores a la excavación con una inclinación 0.5 : 1.0 (horizontal : vertical) hasta el nivel de desplante (como se indica en la figura 25), los que deberán de proteger contra la intemperie y la erosión mediante la aplicación de un mortero de cemento de 2.5 cm de espesor aplicado sobre una malla de gallinero, separada de la pared de la excavación 1 cm; la malla será anclada a las paredes de la excavación con varillas de 3/8" de diámetro y 0.5 m de longitud, hincadas en una retícula de 0.75 m de lado (ver figura 26).
- c) La excavación se podrá efectuar con una retroexcavadora operando el equipo desde afuera del área excavada, debiendo excavar como máximo hasta 0.15 m por arriba del nivel de desplante; en este último tramo no deberá transitar maquinaria ni personal, al menos que se tomen las precauciones para hacerlo, tales como la colocación de entarimados de madera, etc.
- d) La excavación del último tramo se efectuará empleando herramienta manual, a base de pico y pala con objeto de evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.
- e) Se verificará que al nivel de desplante se hayan retirado todos los materiales de relleno, por medio de un ingeniero especialista en mecánica de suelos, si no se rebasaron los materiales de relleno, se deberá incrementar la profundidad de excavación hasta que se hayan retirado totalmente.
- f) Al llegar la excavación a la profundidad de desplante, se colocará una plantilla pobre que proteja el material del remoldeo y fisuramientos por pérdida de humedad y tránsito de obreros, excepto en las zonas en donde se localizarán las zanjas para las trabes de rigidización.
- g) Se deberá iniciar la construcción de la losa de cimentación de inmediato al término de la excavación, en la zona ya excavada y ser un proceso continuo.
- h) Después de colocar la plantilla, se procederá con la excavación de las zanjas necesarias para alojar las trabes de rigidización, siguiendo las siguientes recomendaciones:

La excavación de las zanjas para alojar las contratrabes se hará dejando taludes verticales y del ancho para realizar los trabajos de construcción.

Se recomienda que la excavación se realice con herramienta manual para evitar la alteración del suelo de apoyo de la contratrabe.

En el piso de la zanja no deberán de transitar personal en ella, al menos que se tomen las precauciones para hacerlo.

Al alcanzar la máxima profundidad de la excavación de la zanja, se colocará una capa de grava de 8 cm de espesor, con un tamaño comprendido entre $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ " y sobre esta una plantilla de concreto de baja resistencia, $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$, de 5 cm de espesor.

En las paredes de las zanjas se colocaran hojas de espuma de poliéstireno de 2.54 cm de espesor; las hojas se utilizaran como cimbra para colar las contratrabes. Una vez colocados las hojas de poliéstireno se procederá con la colocación del armado y el colado de la contratrabes de rigidización de la losa de cimentación (ver figura 27).

X.3 Excavación hacia las colindancias

- * Se excavará la berma lateral dejada hacia las colindancias y la vía pública, se retirará en etapas, es decir, retirándolas en tramos alternados de 2.5 m de ancho y dejando como mínimo 5 m entre cada tramo, con la secuencia indicada en la figura 28.
- * La cimentación de las estructuras colindantes descubierta de las colindancias deberá recimentarse de inmediato mediante la construcción de un murete desplantado a 0.3 m por debajo del nivel de máxima excavación, como se indica esquemáticamente en la figura 29.
- * Se procederá con el troquelamiento del muro de inmediato como se indica en la figura 30.
- * Se dejará hacia las colindancias con las estructuras colindantes la junta constructiva, como se muestra en la figura 31.

X.4 Instrumentación

Con objeto de observar el comportamiento de la masa de suelo durante todo el proceso constructivo del semisótano y losa de cimentación, se propone un programa de instrumentación que incluye: banco de nivel flotante, bancos de nivel superficial y líneas de colimación.

La instrumentación servirá para:

- a) Verificar que la construcción de la cimentación se realice dentro de la seguridad proyectada.
- b) Obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir la confiabilidad del diseño, detectar errores y fundamentar modificaciones en los análisis y en la construcción.

Enseguida se describe brevemente las características especiales de cada uno:

X.4.1 Banco de nivel flotante

Este dispositivo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generados en el fondo de la excavación. Las mediciones de este tipo de instrumentos deberán estar referidas al banco de nivel fijo. Se propone que se instale un banco de nivel flotante. La profundidad de instalación será de 3.50 m, de tal manera que quede instalado 1.0 m por debajo del nivel de máxima excavación.

En la figura 32 se muestra un croquis de instalación. La parte superior de cada aparato deberá de protegerse con un tubo de fierro de 6" de diámetro que cuente con tapa rosca.

X.4.2 Bancos de nivel superficial y líneas de colimación

Para llevar el control de los movimientos durante la excavación para alojar la cimentación se sugiere que se instalen bancos de nivel de tipo superficial.

Se instalarán previamente al inicio de la excavación y perimetralmente al área excavada referencias superficiales estableciendo una serie de líneas de colimación, con el fin de llevar un control de los desplazamientos horizontales y verticales que se presenten durante la excavación necesaria para alojar la cimentación y se puedan detectar oportunamente condiciones de inestabilidad o algunas deformaciones inadmisibles.

Las líneas de colimación podrán consistir en testigos superficiales en puntos fijos de la superficie del terreno colocados paralelamente al borde de la excavación; los que podrán consistir en cilindros de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional el extremo superior, como se indica en la figura 33.

Además se colocarán testigos en muros de las estructuras vecinas, que estarán formadas por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco.

Las mediciones se efectuarán con auxilio de una brigada de topografía en forma periódica (del orden de cada tercer día durante el tiempo que dure la excavación) y con los resultados de las mediciones se realizarán gráficas de desplazamientos vs. tiempo y deberán estar al día y ser interpretadas por el superintendente de la obra inmediatamente para poder detectar y corregir a tiempo fallas en el proceso de excavación.

X.4.3 Comportamiento de las estructuras

Se deberán hacer nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de la excavación y cimentación y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones, así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a la Administración cuando ésta lo solicite y a los diseñadores de inmuebles que se construyan en predios contiguos.

Adicionalmente según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones por ser una edificación con peso unitario mayor de 4 ton/m², y en las que especifique la Administración, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de la cimentación y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 176 del Capítulo IX del Título Sexto del Reglamento, por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

XI CONCLUSIONES

Con objeto de establecer el tipo de cimentación más adecuado para el Edificio de departamentos, que se proyecta construir en el predio ubicado en la 2da. Cerrada de San Andrés Tetepilco No. 26, Colonia San Andrés Tetepilco de la Delegación Iztapalapa, Ciudad de México, se realizó un estudio de mecánica de suelos consistente en el muestreo y exploración de los depósitos del subsuelo, ensayos de laboratorio y análisis de resultados, de donde se concluye lo siguiente:

De acuerdo a la información proporcionada, el Edificio de departamentos, que estará constituido por un edificio que tendrán un semisótano con nivel de piso terminado a -2.2 m (medido con respecto al nivel de banqueta), mezzanine y cinco niveles superiores, en donde se alojará lo siguiente:

Nivel	Ocupación	Nivel de piso terminado
Semisótano	16 cajones de estacionamiento (empleando elevador de autos)	- 2.40 m+3.00
Planta tipo (5 niveles)	5 departamentos por nivel	13.80
Total	16 cajones de estacionamiento + 25 departamentos	19.20

Los departamentos serán de 70 y 80 m² de superficie y tendrán dos o tres recámaras, sala, comedor, 2 baños, cocina, cuarto de servicio y área de circulación.

2. Para conocer las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo en el predio en estudio, se llevó a cabo una campaña de exploración y muestreo de los depósitos existentes en el terreno, en febrero de 2018, que consistió en la realización de un sondeo profundo de tipo mixto (denominado SM - 1), que alcanzo una profundidad de 30.2 m, medido con respecto al nivel actual de la banqueta; además de la excavación de tres pozos a cielo abierto, denominados PCA – 1 a PCA - 3, que llegaron a una profundidad media de 2.70 m, también medidos con respecto al nivel del terreno perimetral.
3. En el Anexo V de este proyecto se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio en forma gráfica.
4. De acuerdo a los resultados del muestreo y exploración realizada de los depósitos del subsuelo y complementada con la información geotécnica realizada determinada en predios cercanos, se puede establecer que el predio de interés se encuentra ubicado dentro de la llamada **Zona de Lago Centro I**, en la cual en términos generales se tienen depósitos de origen lacustre formados por arcilla de alta compresibilidad, con baja resistencia al esfuerzo cortante y alto contenido de agua. Se puede establecer la siguiente secuencia estratigráfica general de los materiales del subsuelo:

Profundidad (m)	C a p a			Índice de Resistencia a la Penetración		
	Nombre	Profundidad	Material	Contenido de agua	Estándar (IRPE)	
					Número de golpes	Denominación
De 0.0 a 4.5	Costra Superficial	0.0 – 1.2 m	Materiales de relleno	25 %	Medio 20 golpes	Consistencia muy firme
		1.2 - 2.4 m	Arena limosa	35 %	Medio de 3 golpes	Compacidad muy baja
		2.4 – 4.5 m	Arcilla limo arenosa	70 %	De 20 a 5 golpes	De consistencia de firme a media
De 6.0 a 26.0	Formación Arcillosa Superior	Arcilla de alta compresibilidad con intercalaciones de lentes de arena		300 %	Medio de 2 golpes	Consistencia muy blanda
De 26.0 a 28.0	Capa Dura	Arena arcillosa y arcilla arenosa		50 %	De 25 mayor de 50 golpes	De alta compacidad
De 28.0 a 30.0 máxima explorada, llega a 45 m aprox.	Formación arcillosa Inferior	Arcilla de alta plasticidad		200 %	De 10 golpes	Consistencia firme

5. Considerando las características arquitectónicas y estructurales de la estructura que alojará el Edificio de departamentos proyectado, el cual tendrán un sótano cuyo nivel de piso terminado estará a -2.40 m medio con respecto al nivel de banqueta, mezzanine y cinco niveles superiores y tomando en cuenta las propiedades estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo, descritas en el punto anterior, en particular la existencia de estratos arcillosos de alta compresibilidad y de baja resistencia al esfuerzo cortante, con intercalaciones de materiales aluviales, que se encuentra superficialmente preconsolidados, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura proyectada será superficial del tipo parcialmente compensada a base de una losa de concreto armada rigidizada mediante un sistema de contratraves de rigidez interior.
6. Con la losa de cimentación y los muros perimetrales se formará un cajón de concreto reforzado y con el cual se aprovechará la descarga necesaria para alojarlo y se compensará parcialmente el peso de la estructura. Además la losa de cimentación será el piso del nivel del semisótano.
7. La losa de cimentación recomendada estará rigidizada mediante un sistema de contratraves y se desplantarán a una profundidad de -2.70 m, medido con respecto al nivel de banqueta, como se muestra esquemáticamente en la figura 17, cuya planta será cubriendo toda el área del predio, incluyendo los núcleos de escaleras y de iluminación laterales, como se muestra esquemáticamente en la figura 18.
8. Con objeto de esperar un buen comportamiento de la cimentación del edificio es necesario que se eviten las excentricidades entre el centro de carga de la estructura y el centroide del área de la losa de cimentación, en caso de existir se deberá de corregirse mediante la colocación de lastre ubicándolo en la zona menos cargada.

9. Con el tipo de cimentación el incremento de presión neta que se transmitirá a los depósitos del subsuelo con las estructuras será de 2.0 ton/m^2 , con la cual se esperan hundimientos admisibles. Se deberá de diseñar la losa de cimentación y las contratraves interiores para distribuir uniformemente la presión que genere la estructura tanto en condiciones estáticas como dinámicas.
10. Con objeto de esperar un buen comportamiento de la cimentación del edificio de departamentos, es necesario que se eviten las excentricidades entre el centro de cargas de la estructura y el centroide del área en planta de las losas de fondo del semisótano y en caso de existir se corregirá con la colocación de lastre dentro del semisótano.
11. Según su ubicación geográfica y de acuerdo a los resultados de la exploración del predio de interés se localiza dentro de la Zona de Lago IIIb, para lo cual se deberá de considerar un coeficiente de diseño sísmico de 0.45 por ser una estructura correspondiente al Grupo B.
12. Debido a lo esbelto y la altura del edificio, para no sobrepasar la capacidad de carga última de los depósitos del subsuelo durante las acciones dinámicas en los extremos de la cimentación, se le deberá proporcionar a la estructura la rigidez necesaria para que tenga un factor de comportamiento sísmico (Q) sea como mínimo igual a 3 (tres).
13. Se recomienda que la estructura sea construida con materiales aligerados para evitar incrementos de presión mayores a los considerados y no tener asentamientos superiores a los estimados.
14. En el capítulo 7 de este informe se indican los resultados de las revisiones geotécnicas efectuadas a la cimentación propuesta siguiendo lo indicado en las NTC para Diseño y Construcción de cimentaciones del Reglamento.
15. En el Capítulo 8 se indican las recomendaciones geotécnicas generales de construcción para la alternativa de cimentación propuesta, desde el punto de vista geotécnico y protección a las colindancias laterales, así como de la instrumentación sugerida para tomar las precauciones durante la construcción y conocer el comportamiento de la estructura durante su vida útil de la estructura. Las nivelaciones o las observaciones sobre desplomes en los edificios colindantes deberán avisarse a las autoridades y asentarse en bitácora, en caso de ser necesario mayor detalle puede acudir a un notario para dar fe de los hechos, también debe llevarse un registro periódico de las deformaciones en obra.
16. Una vez definidas las acciones del edificio de departamentos, si existen cambios importantes o conceptuales se nos deberá notificar y/o ratificar lo señalado en el presente informe.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 Ingeniería de Cimentaciones (Conceptos Básicos de la Práctica) , Enrique Tamez Gonza
TGC Geotecnia
- 2 Fundamentos de Mecánica de Suelos , Segunda Edición , Roy Witlow , CECSA , 1999
- 3 Apuntes Para la Asignatura de Mecánica de Suelos Ing. Héctor Legorreta Cuevas ,
Facultad de Ingeniería UNAM 2001
- 3 Apuntes de Análisis y Diseño de Cimentaciones Tomo I Y II , Agustin Deméneghi ,
Armando Rafael Hermosillo Arteaga , Margarita Puebla Cadena , Héctor Sanginés García
Facultad de ingeniería UNAM
- 4 Cimentaciones Diseño y construcción M.J Tomilson Ed, Trillas
- 5 Reglamento de Construcciones Para El Distrito Federal , Luis Arnal Simón ,
Max Betancurt Suárez , Edit trillas 10a. ED. 2019
- 6 Mecánica de Suelos Tomo 1, Juarez Badillo , Rico Rdriguez , 3a Edición Edit. Limusa
- 7 Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México , Enrique Santoyo Villa, Federico
Mooser, TGC 2005

TABLA 1. RESUMEN DE RESULTADOS DE LABORATORIO

MUESTRA	PROF.	SUCS	w(%)	LL	LP	Ip	G	S	F	Ss	c	Φ	γ_h	e	Gw	qu/2
<i>SONDEO MIXTO SM - 1</i>																
1	0 - 0.20															
2	0.20 - 1.20												2.3*			
3	1.20 - 1.80						4,5	56,3	39,2				1.4*			
4	1.80 - 2.40						0,0	53,0	47,0				1.4*			
6	3.00 - 3.60	CH	70	129,0	41,5	87,5	0,0	23,4	76,6	2,30	3,7	4	1,40	1,16	100	4,0
7	3.60 - 4.20						0,0	47,1	52,9							
8	4.20 - 4.80						0,0	43,9	56,1							
9	4.80 - 5.40	CH		90,1	33,2	56,9										
12	7.20 - 7.80	CH	120	264,1	74,4	189,7	0,0	42,9	57,1	2,34	3,7	5	1,21	2,32	100	3,9
15	9.00 - 9.60	CH		438,0	84,0	354,0										
18	11.40 - 12.20	CH	365	452,5	93,6	359,0	0,0	2,7	97,4	2,24	3,8	4	1,13	8,24	100	4,0
21	13.40 - 14.00	CH		195,0	48,8	146,2										
24	15.20 - 16.00	CH	60	126,5	40,7	85,9	0,0	3,4	96,6	2,50	3,8	2	1,44	1,91	100	4,1
27	17.20 - 17.80	CH		172,3	50,8	121,5										
30	19.00 - 19.80	CH	75	241,6	63,5	178,1	0,0	1,1	98,9	2,51	3,6	3	1,35	2,28	100	3,8
32	20.40 - 21.00						0,0	78,8	21,2							
33	21.00 - 21.60	CH		321,3	82,5	238,8										
36	23.40 - 24.20	CH	90	178,1	43,3	134,8	0,0	2,5	97,5	2,24	4,0	1	1,35	2,21	95	4,1
39	25.40 - 26.00	CH		208,7	52,6	156,1										
40	26.00 - 26.60						0,0	57,8	42,2							
41	26.60 - 27.20						0,0	65,8	34,2							
42	27.20 - 27.80						0,0	58,2	41,8							
45	29.00 - 29.60	CH		305,7	64,7	241,0										

• Valores estimados

SIMBOLOGÍA:

w(%) = Contenido de agua

LL (%) = Límite líquido

LP (%) = Límite plástico

Ip (%) = Índice plástico

G (%) = Porcentaje de gravas

S (%) = Porcentaje de arenas

F (%) = Porcentaje de finos

Ss = Densidad de sólidos

c (ton/m²) = cohesión

Φ = ángulo de fricción interna

h (ton/m³) = Peso volumétrico húmedo

e = Relación de vacíos

Gw (%) = Grado de saturación

qu/2 (ton/m²) = Resistencia en compresión

axial no confinada

TABLA 1. RESUMEN DE RESULTADOS DE LABORATORIO

MUESTRA	PROF.	SUCS	w(%)	LL	LP	Ip	G	S	F	Ss	C	Φ	γ_h	e	Gw	qu/2
POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1																
1	1.30 - 1.70						0,0	51,3	48,8							
2	1.70 - 2.10						0,0	63,7	36,3							
3	2.10 - 2.70						0,0	62,6	37,4							
CUBICA	2.70 - 2.90	CH	50	51,0	21,5	29,5	0,0	31,7	68,3	2,54	3,6	3	1,64	1,39	95	3,7
POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2																
1	1.40 - 1.80						0,0	65,6	34,4							
2	1.80 - 2.00	CH		55,4	21,6	33,8										
3	2.00 - 2.20						0,0	63,1	36,9							
CUBICA	2.50 - 2.70	CH	35	55,7	21,6	34,1	0,0	5,8	94,2	2,50	3,9	3	1,61	0,71	100	4,1
POZO A CIELO ABIERTO PCA - 3																
1	1.70 - 1.80	CL		43,6	19,6	24,1										
2	1.90 - 2.40						0,0	60,6	39,4							
CUBICA	2.50 - 2.70	CH	70	74,6	25,7	48,9	0,0	10,7	89,3	2,43	4,1	1	1,48	1,42	100	3,9

SIMBOLOGÍA:

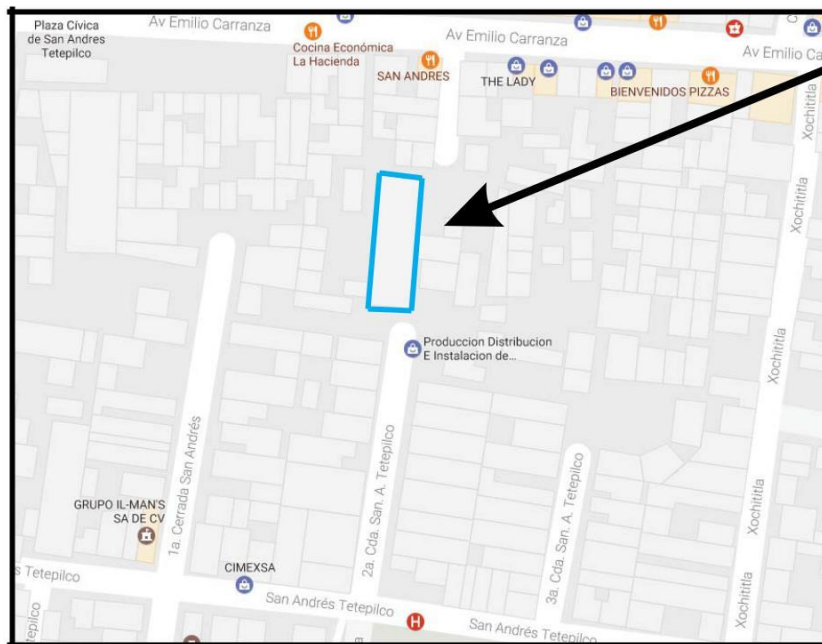
- | | | | |
|--------------------------|------------------------------|---|---|
| w(%) = Contenido de agua | G (%) = Porcentaje de gravas | c (ton/m ²) = cohesión | e = Relación de vacíos |
| LL (%) = Límite líquido | S (%) = Porcentaje de arenas | ϕ = ángulo de fricción interna | Gw (%) = Grado de saturación |
| LP (%) = Límite plástico | F (%) = Porcentaje de finos | h (ton/m ³) = Peso volumétrico húmedo | qu/2 (ton/m ²) = Resistencia en compresión axial no confinada |
| Ip (%) = Índice plástico | Ss = Densidad de sólidos | | |

ANEXO I

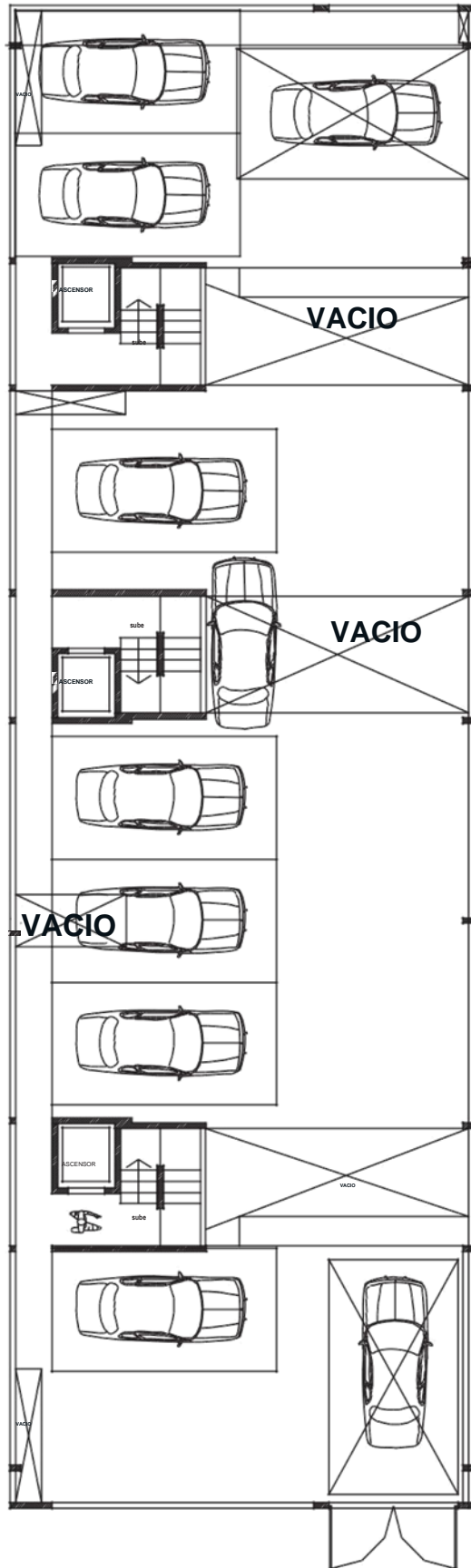
GEOMETRÍA



PREDIO

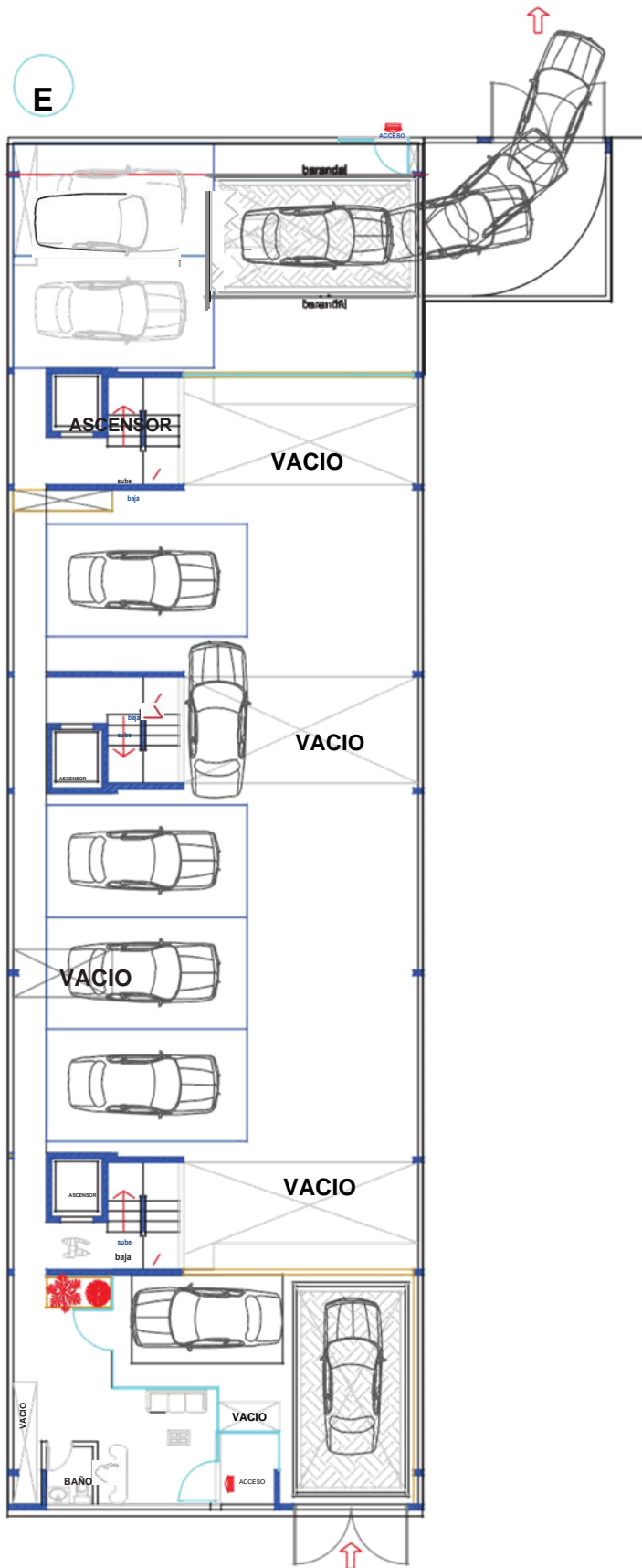


LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PREDIO



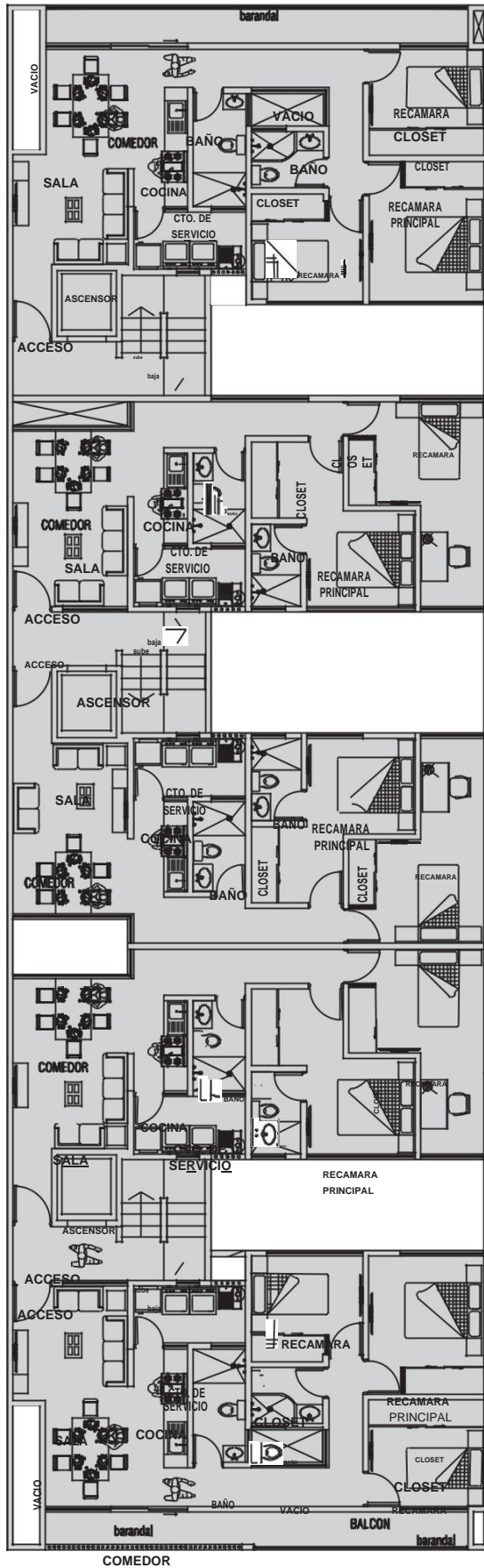
PLANTA DEL SÓTANO

FIGURA No. 2



PLANTA MEZZANINE

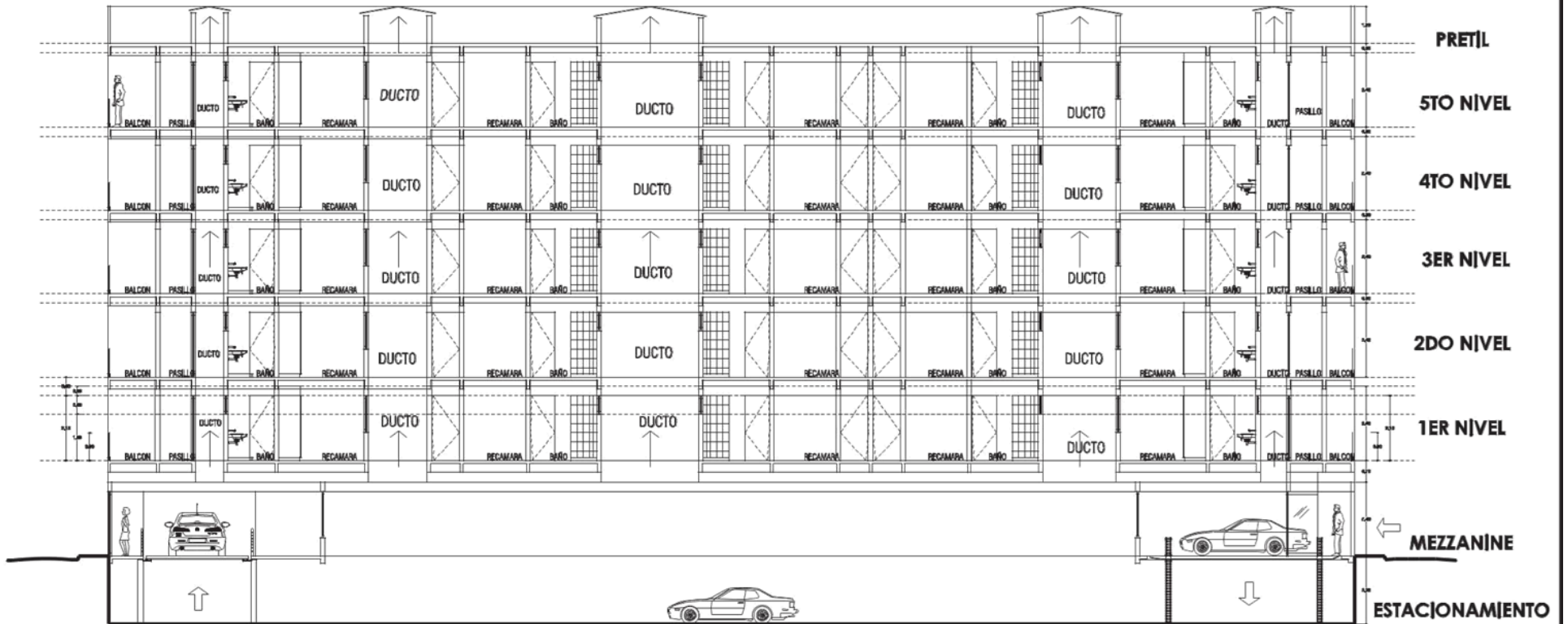
FIGURA No. 3



PLANTA TIPO

FIGURA No. 4

2da. CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26
COL. SAN ANDRÉS TETEPILCO
DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.



CORTE VERTICAL LONGITUDINAL

2da. CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26
 COL. SAN ANDRÉS TETEPILCO
 DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.

C. CONSERJE

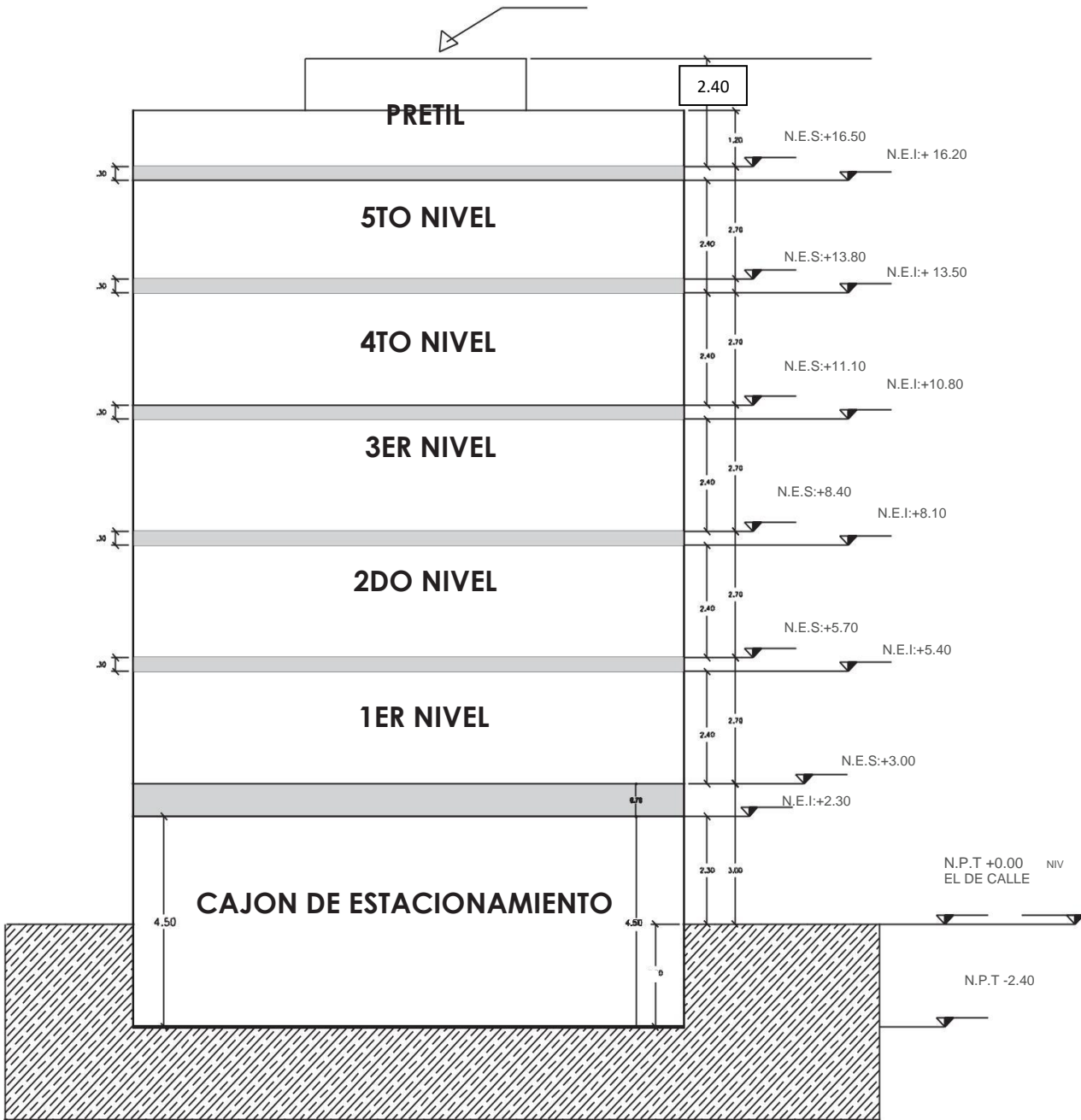
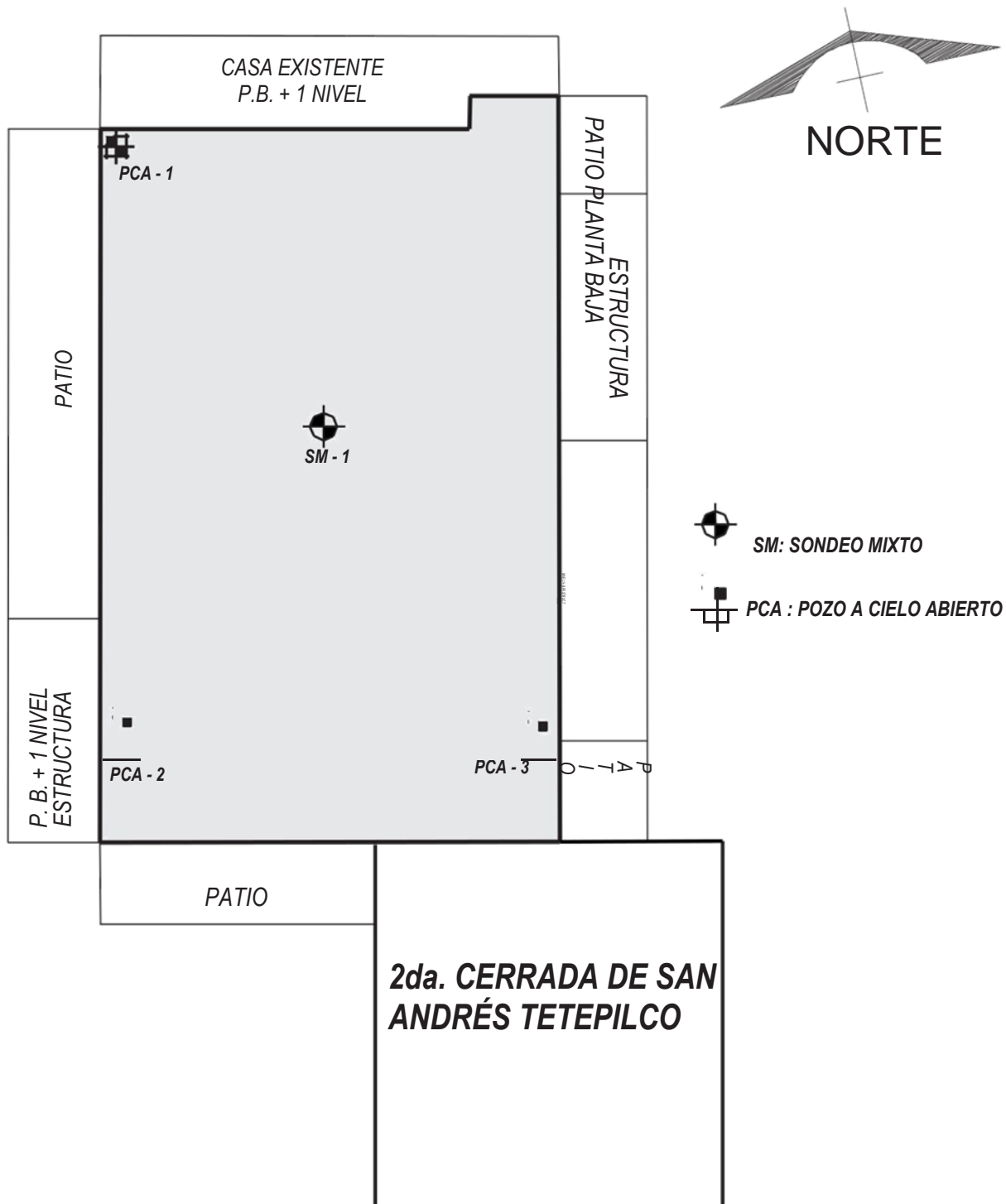
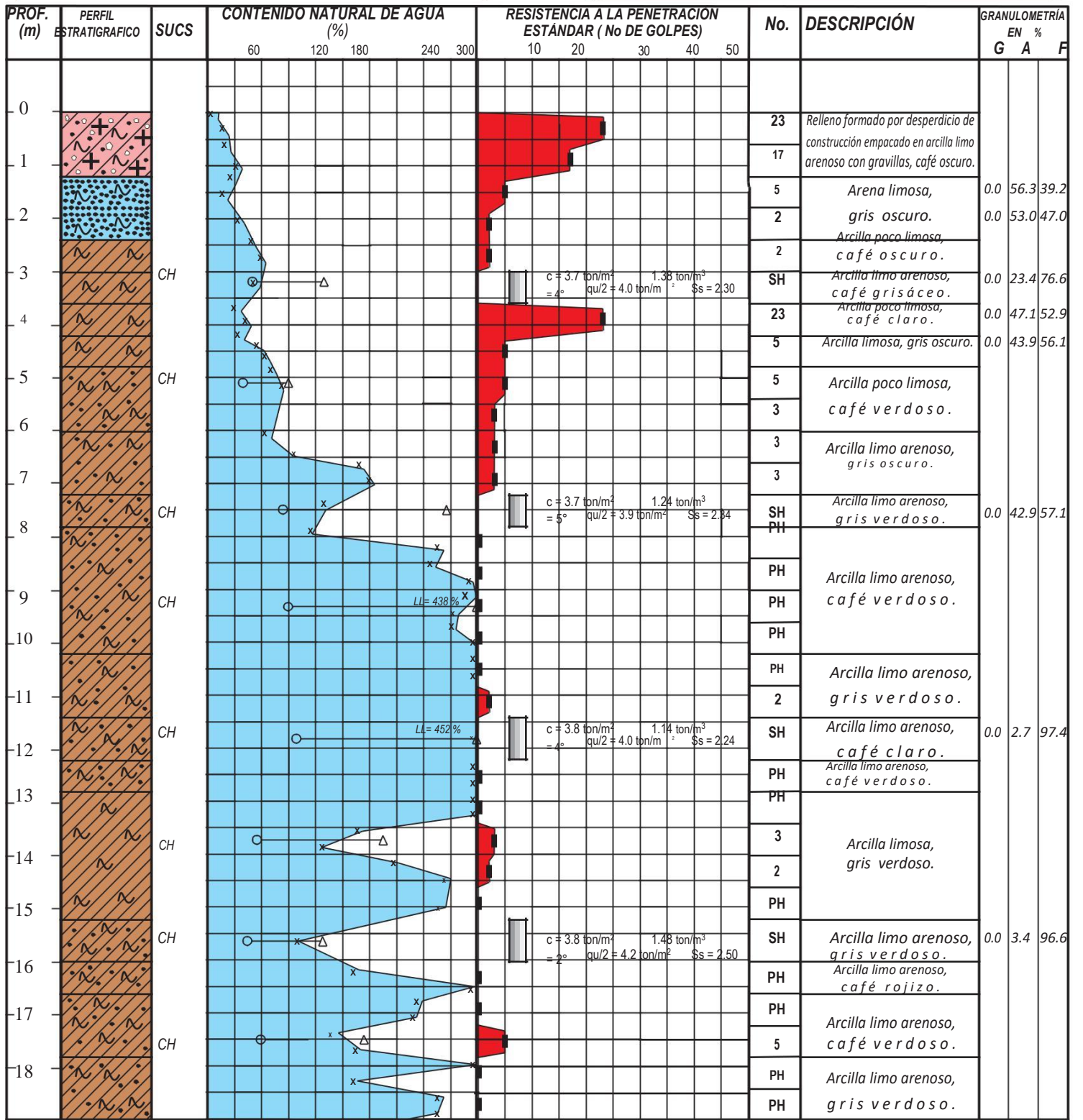


FIGURA No. 6



LOCALIZACIÓN DEL SONDEO, POZOS A CIELO ABIERTO Y COLINDANCIAS DEL PREDIO

2da. CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26, COL.
LOCALIZACIÓN: SAN ANDRÉS TETEPILCO, DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.
TIPO DE SONDEO: MIXTO SM - 1
COTA: NAF : 2.70 m



■ Mayor de 50 golpes
 *Avance con broca tricónica
 LP — LL
 N= Número de golpes para 30 cm.
 N° de golpes/penetración en cm
 G= Grava
 C = cohesión (ton/m²)
 = ángulo de fricción interna (°)
 A= Arena
 F= Finos
 qu/2 = resistencia al esfuerzo cortante
 LP= Limite plástico= peso volumétrico natural (ton/m³)
 LL= Limite líquido Ss = densidad de sólidos

SIMBOLOGIA

- Grava
- Arena
- Limo
- Arcilla
- Relleno
- Materia orgánica
- Lentes de carbonato de calcio

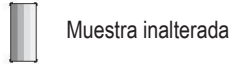
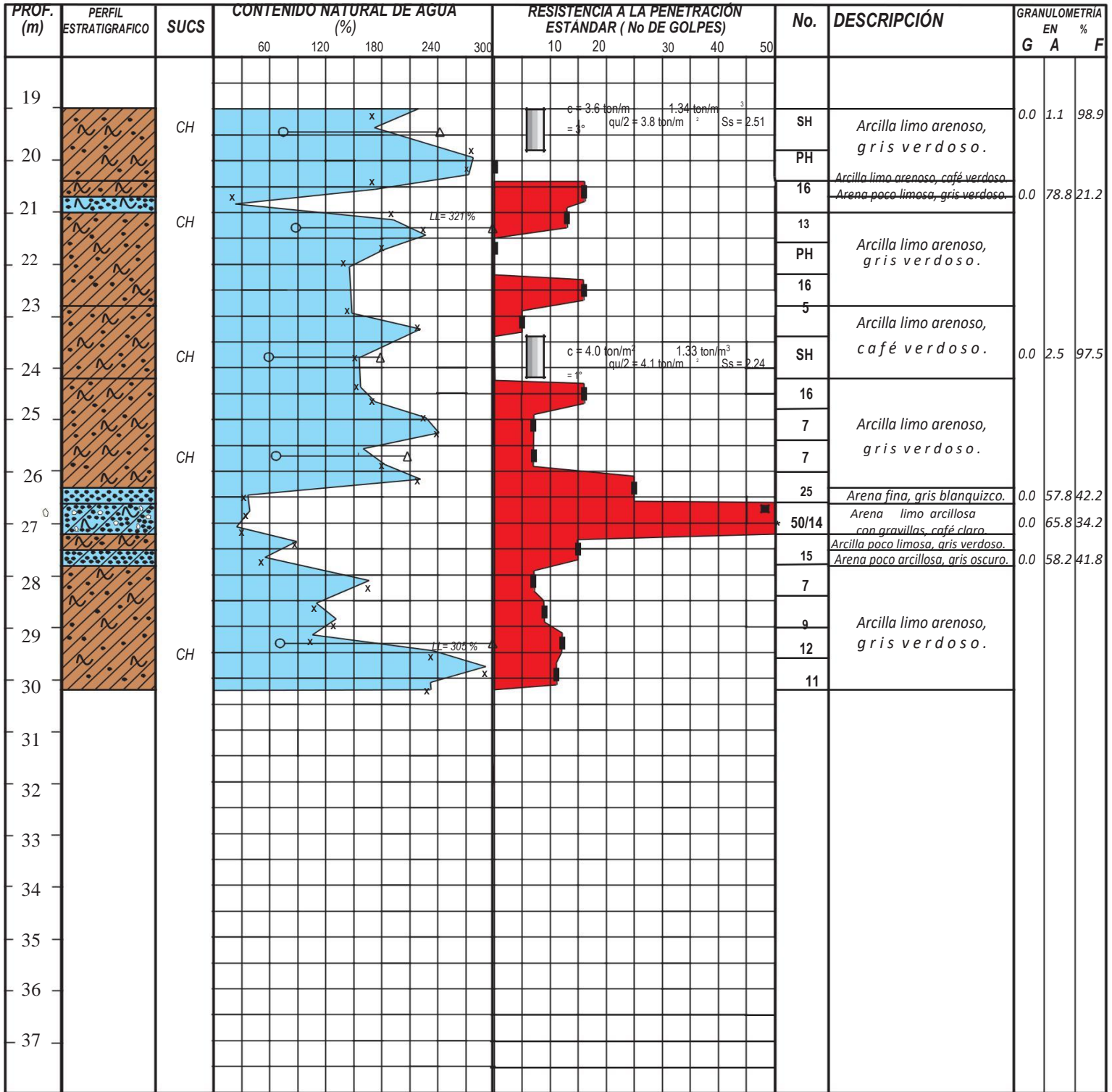


FIGURA No. 8

LOCALIZACIÓN: SAN ANDRÉS TETEPILCO, DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.
 TIPO DE SONDEO: MIXTO SM - 1
 COTA: _____ NAF: 2.70 m



SIMBOLOGIA

- Mayor de 50 golpes
- *Avance con broca tricónica
- Grava
- Arena
- Limo
- Arcilla
- Relleno
- Materia orgánica
- Lentes de carbonato de calcio
- Muestra inalterada

N= Número de golpes para 30 cm.
 N° de golpes/penetración en cm
 G= Grava
 A= Arena
 F= Finos
 LP= Límite plástico= peso volumétrico natural (ton/m³)
 LL= Límite líquido
 C= cohesión (ton/m²)
 = ángulo de fricción interna (°)
 qu/2 = resistencia al esfuerzo cortante
 Ss = densidad de sólidos

FIGURA No. 8

C Cohesión (ton/m²) G Grava, % qu Resistencia en compresión axial no confinada (ton/m²)
 Contenido de agua, % A Arena, % opt. Contenido de agua óptimo
 LL Límite líquido, % F Finos, % d_{máx} Peso volumétrico seco máximo (ton/m³)
 LP Límite plástico, % e relación de vacíos uu Prueba triaxial no consolidada, no drenada
 Ip Índice plástico, % Gw Grado de saturación P Penetrometro de bolsillo (kg/cm²)
 CL Contracción lineal Ángulo de fricción interna
 h Peso volumétrico húmedo (ton/m³)
 Ss Densidad de sólidos

LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26,
 COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.

TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1

N. A. F. : 2.90 m

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	PERFIL	GRUPO SUCS	ω	LL	LP	Ip	CL	G	A	F	Ss	UU		γ _h	γ _d ^{máx}	ω _{opt}	e	Gw	qu/2	P		
													C	φ									
0.00	POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1																						
0.00	Piso de concreto simple.	XXX XX																					
0.20	Materiales de relleno formado por desperdicio de construcción empacados en arcilla limo arenoso, café.																						
0.40																							
0.60																							
0.80																							
1.00																							
1.20																							
1.40	Depósito de origen natural constituidos por arena poco limo arcillosa, café oscuro.			17					0.0	51.3	48.8												
1.60																							
1.80	Arena arcillo limosa, café claro.			52					0.0	63.7	36.3												
2.00																							
2.20																							
2.40	Arena poco limo arcillosa, gris oscuro.			32					0.0	62.6	37.4												
2.60																							
2.80	Arcilla limo arenoso, gris oscuro.		CH	50	51.0	24.8	26.2		0.0	31.7	68.3	2.54	3.6	3	1.66			1.32	95	3.7			
3.00																							
3.20																							

SIMBOLOGÍA



Grava



Arena



Limo



Arcilla



Relleno



Materia orgánica



Lentes de carbonato de calcio

FIGURA No. 9

C Cohesión (ton/m²) G Grava, % qu Resistencia en compresión axial no confinada (ton/m²)
 Contenido de agua, % A Arena, % opt. Contenido de agua óptimo
 LL Límite líquido, % F Finos, % d_{máx} Peso volumétrico seco máximo (ton/m³)
 LP Límite plástico, % e relación de vacíos uu Prueba triaxial no consolidada, no drenada
 Ip Índice plástico, % Gw Grado de saturación P Penetrometro de bolsillo (kg/cm²)
 CL Contracción lineal Ángulo de fricción interna
 Ss Densidad de sólidos h Peso volumétrico húmedo (ton/m³)

LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26,
 COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.

TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2

N. A. F. : 2.90 m

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	PERFIL	GRUPO SUCS	ω	LL	LP	Ip	CL	GA	F	Ss	UU		h	d _{máx}	ω _{opt.}	e	Gw	qu/2	P
												C								
0.00	POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2																			
0.20	<i>Materiales de relleno formado por desperdicio de construcción empacados en arcilla limo arenoso, café.</i>																			
0.40																				
0.60																				
0.80																				
1.00																				
1.20	<i>Depósito de origen natural constituido por arena poco limo arcillosa, café oscuro.</i>			40					0.0	65.6	34.4									
1.40																				
1.60	<i>Arcilla limo arenoso, café oscuro.</i>		CH	48	55.7	26.2	29.5													
2.00	<i>Arena poco limo arcillosa, gris oscuro.</i>			26					0.0	63.1	36.9									
2.20	<i>Arcilla limo arenoso, gris oscuro.</i>		CH	35	55.4	21.6	33.7		0.0	5.8	94.2	2.50	3.9	3	1.62		0.79	100	4.1	
2.40																				
2.60																				
2.80																				
3.00																				
3.20																				

SIMBOLOGÍA Grava Arena Limo Arcilla Relleno Materia orgánica Lentes de carbonato de calcio

FIGURA No. 10

C Cohesión (ton/m²)
 Contenido de agua, %
 LL Límite líquido, %
 LP Límite plástico, %
 Ip Índice plástico, %
 CL Contracción lineal
 Ss Densidad de sólidos

G Grava, %
 A Arena, %
 F Finos, %
 e relación de vacíos
 Gw Grado de saturación
 α Ángulo de fricción interna
 h Peso volumétrico húmedo (ton/m³)

q_u Resistencia en compresión axial no confinada (ton/m²)
 $opt.$ Contenido de agua óptimo
 $d_{máx}$ Peso volumétrico seco máximo (ton/m³)
 uu Prueba triaxial no consolidada, no drenada
 P Penetrometro de bolsillo (kg/cm²)

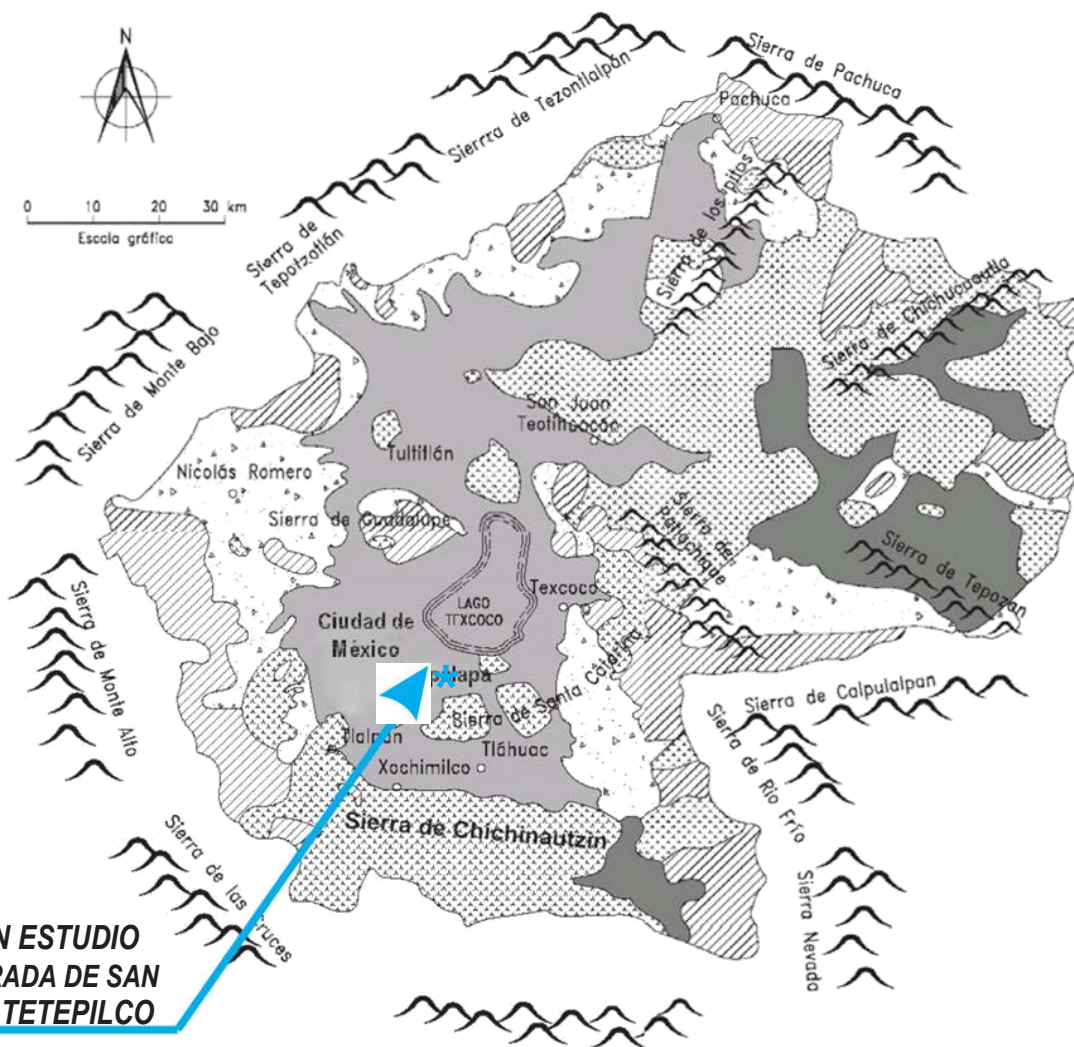
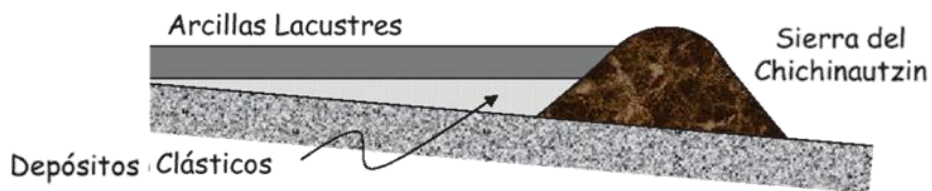
LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26,
 COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.

TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1

N. A. F. : 2.90 m

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	PERFIL	GRUPO SUCS	ω	LL	LP	Ip	CL	G	A	F	Ss	$\frac{UU}{C \phi}$	γ_n	$\gamma_{d_{máx}}$	$\omega_{opt.}$	e	Gw	$q_u/2$	P
0.00	POZO A CIELO ABIERTO PCA - 3																			
0.20	<i>Materiales de relleno formado por desperdicio de construcción empacados en arcilla limo arenoso, café.</i>																			
0.40																				
0.60																				
0.80																				
1.00																				
1.20	<i>Depósito de origen natural constituido por arcilla limo arenoso, gris oscuro.</i>		CL	32	43.6	19.6	24.1													
1.40																				
1.60	<i>Arena poco limo arcillosa, gris oscuro.</i>				38				0.0	60.6	39.4									
1.80																				
2.00	<i>Arcilla limo arenoso, gris oscuro.</i>		CH	70	74.6	25.7	48.9		0.0	10.7	89.3	2.43	4.1	1	1.52		1.67	100	3.9	
2.20																				
2.40																				
2.60																				
2.80																				
3.00																				
3.20																				

SIMBOLOGÍA Grava Arena Limo Arcilla Relleno Materia orgánica Lentes de carbonato **FIGURA No. 11**



SITIO EN ESTUDIO
2da. CERRADA DE SAN
ANDRÉS TETEPILCO

SIMBOLOGIA

Cuaternario	{	■	Depósitos aluviales y lacustres
	{	▨	Serie volcánica basáltica
Terciario	{	□	Formación Tarango
	{	▨	Andesitas

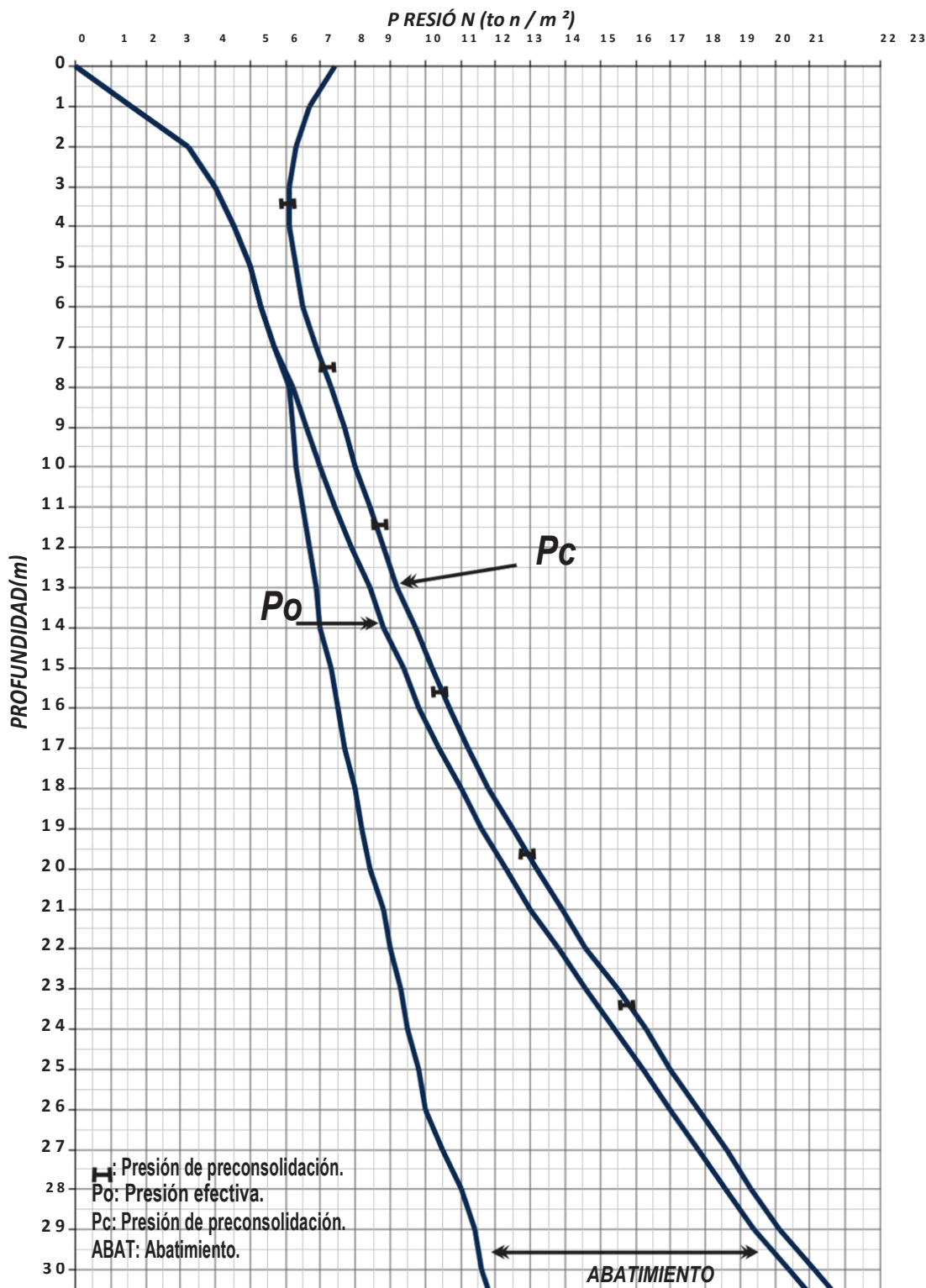
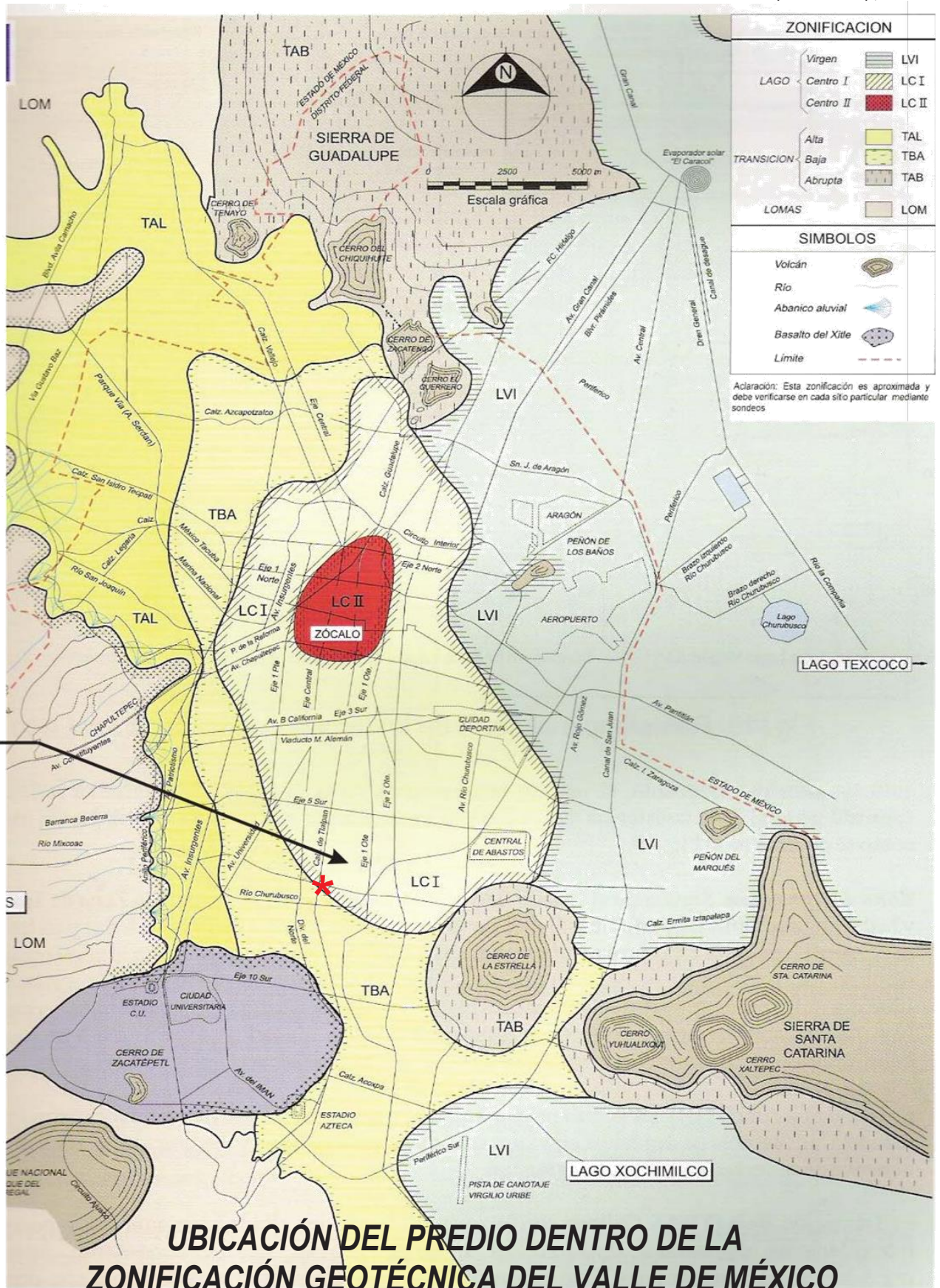
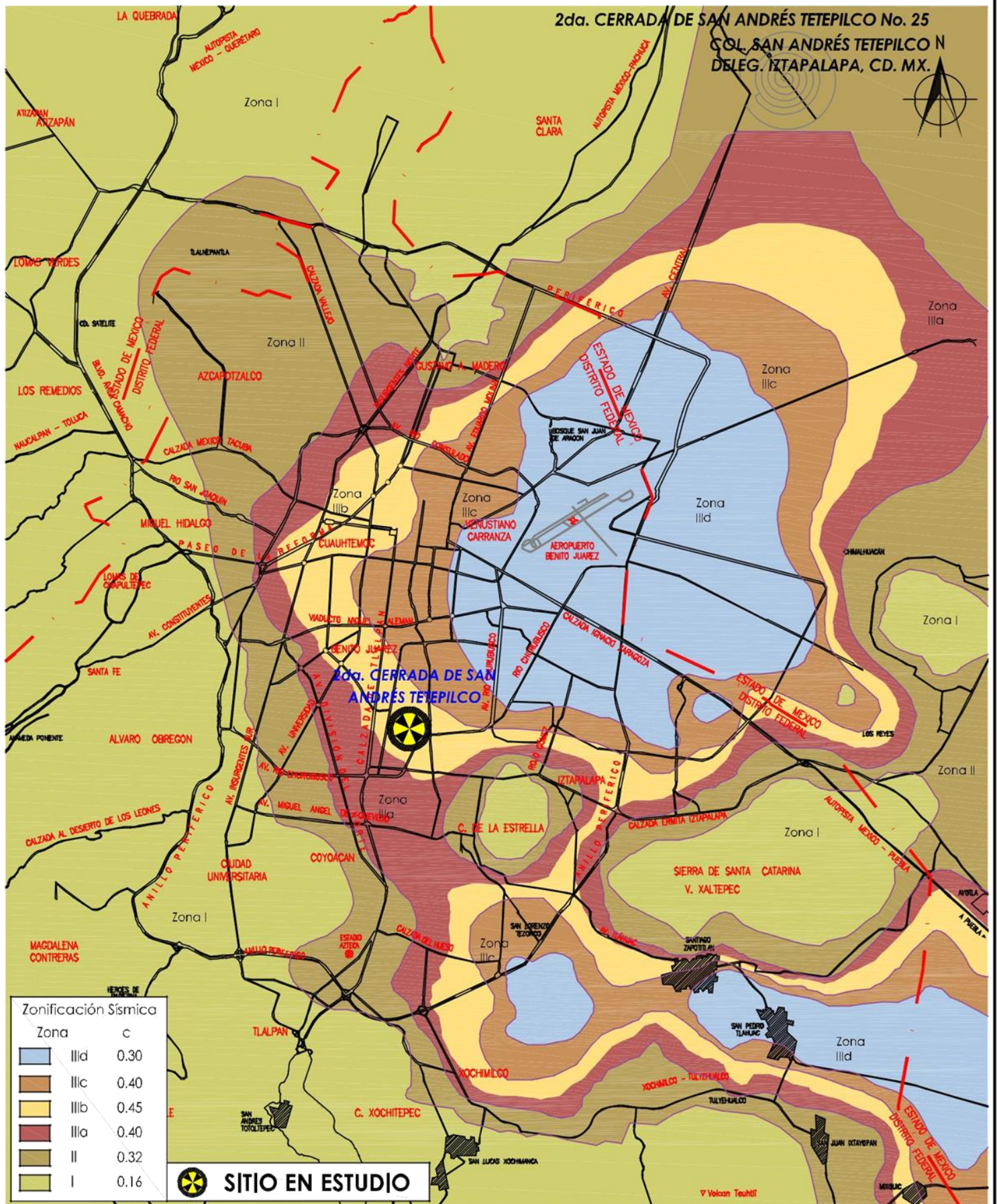


DIAGRAMA DE PRESIONES EN EL INTERIOR DE LA MASA DE SUELO





UBICACIÓN GEOSÍSMICA DEL PREDIO

FIGURA No. 15

2da. CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 25
COL. SAN ANDRÉS TETEPILCO N
DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.

2da. CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26
COL. SAN ANDRÉS TETEPILCO
DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.

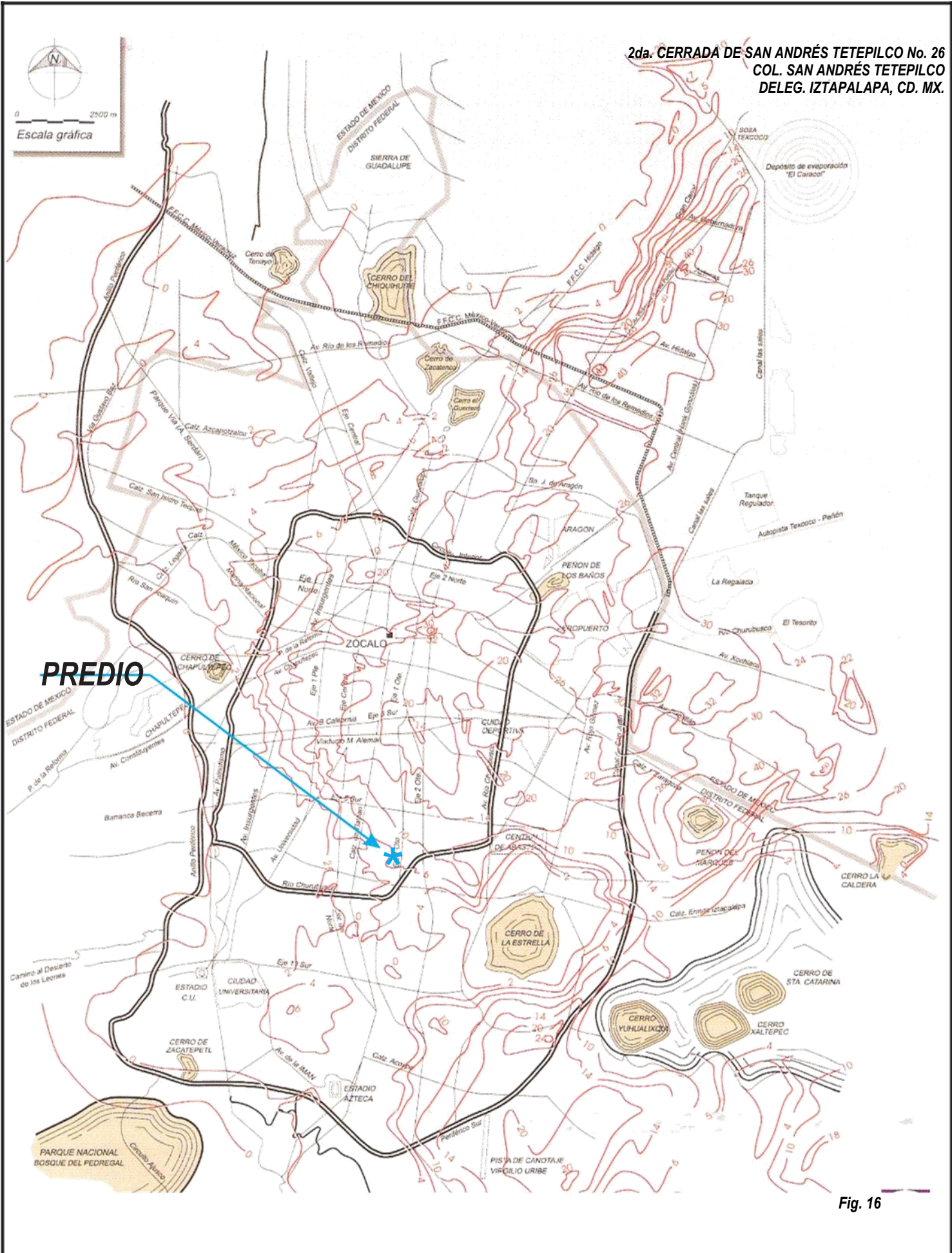
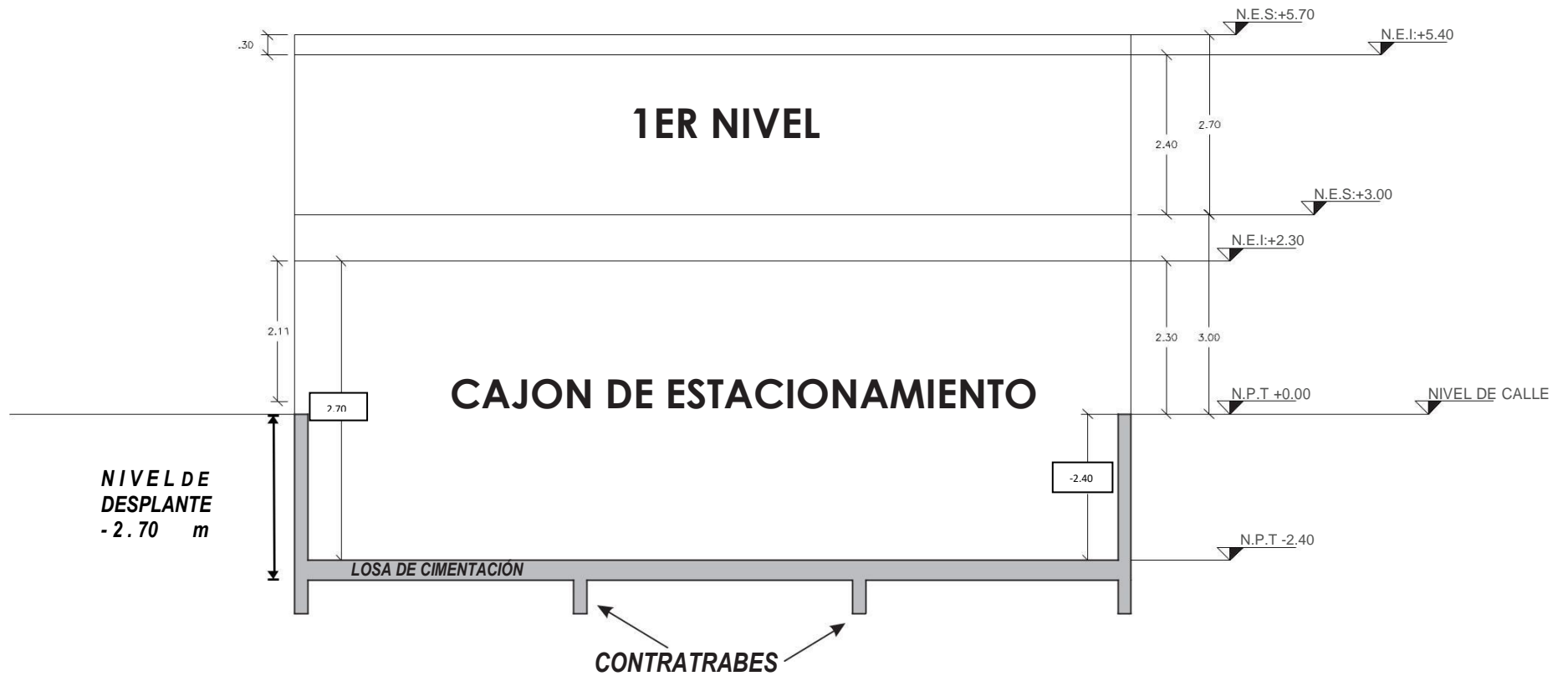
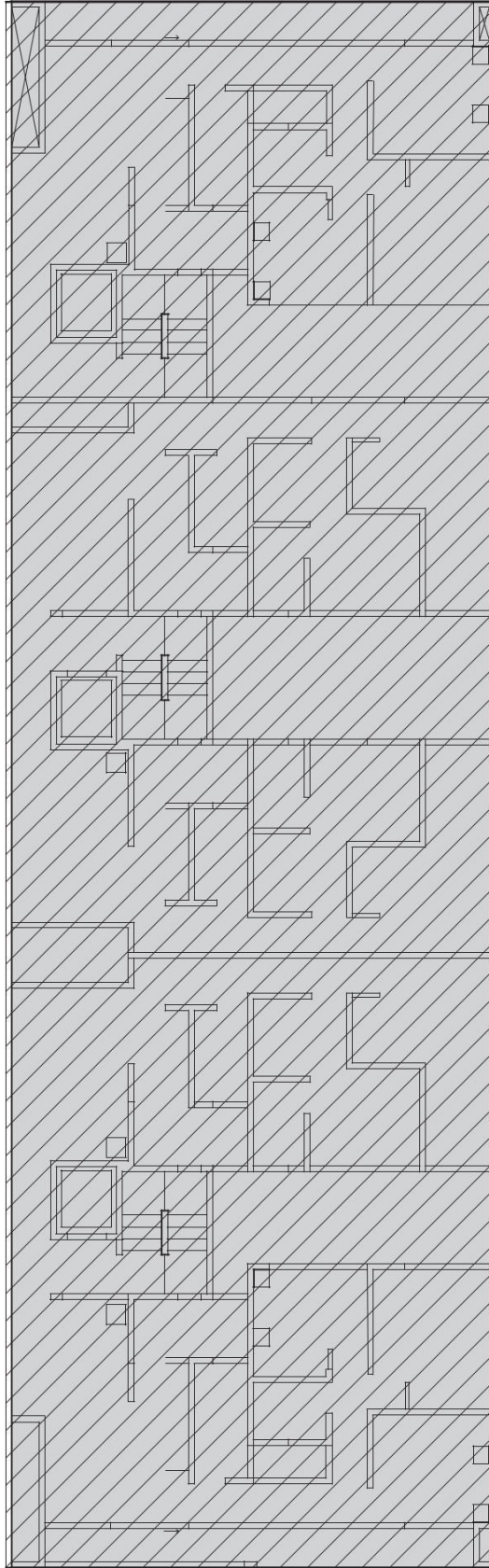


Fig. 16



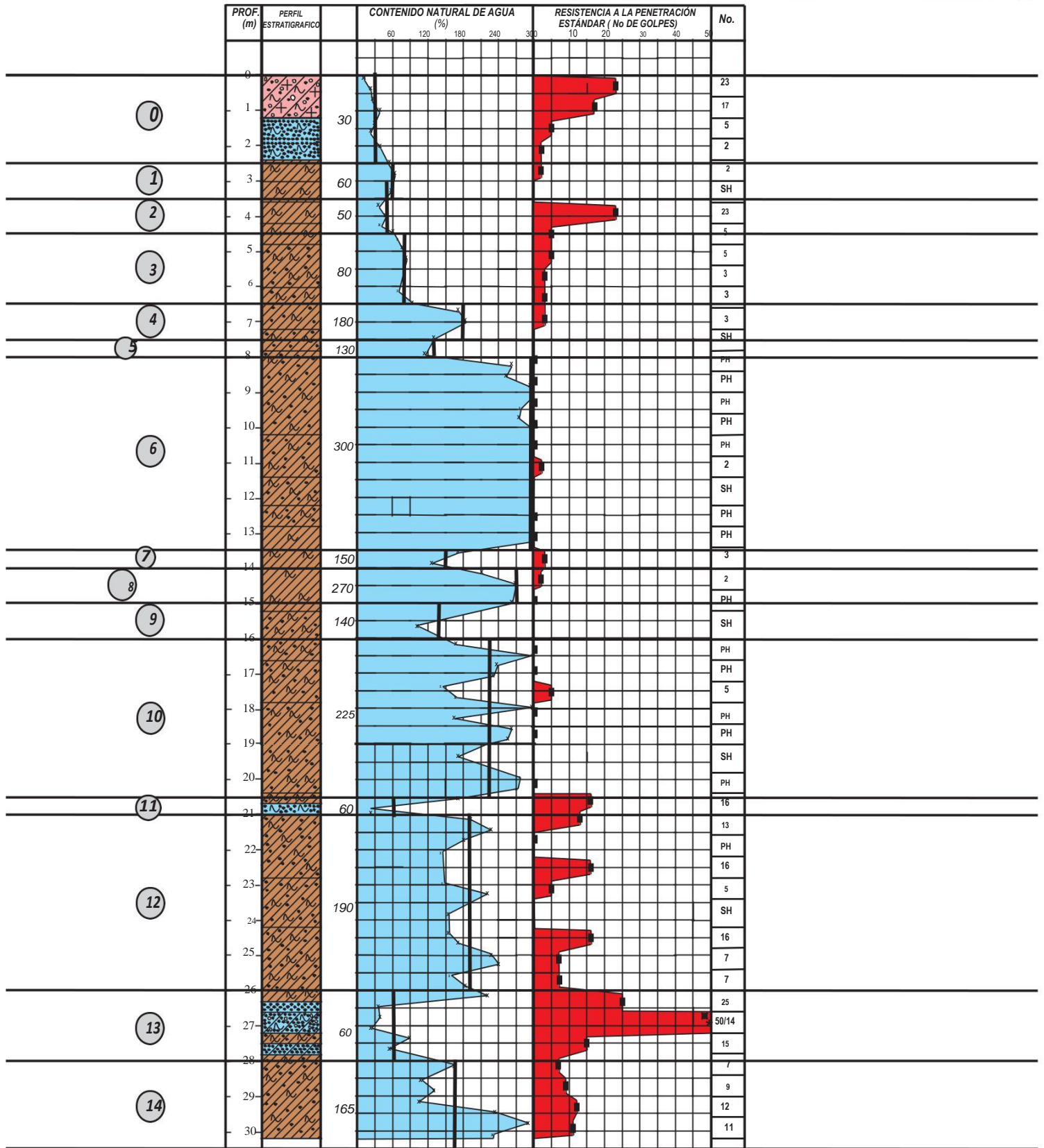
**CORTE VERTICAL ESQUEMÁTICO DEL
NIVEL DE DESPLANTE DE LA CIMENTACIÓN**



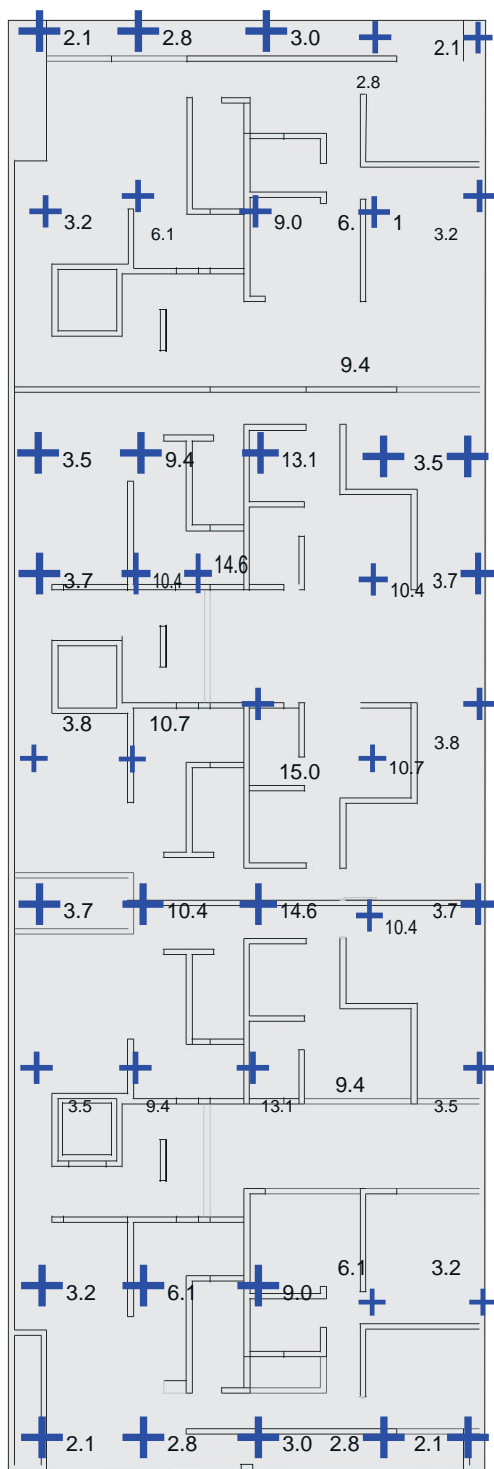
ÁREA EN PLANTA DE LA LOSA DE LA CIMENTACIÓN

FIGURA No. 18

2da. CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26, COL.
LOCALIZACIÓN: SAN ANDRÉS TETEPILCO, DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.
TIPO DE SONDEO: MIXTO SM - 1
COTA: NAF : 2.70 m



PERFIL ESTRATIGRÁFICO IDEALIZADO PARA LA ESTIMACIÓN DE LOS HUNDIMIENTOS



+ HUNDIMIENTOS EN cm

HUNDIMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

EMPUJES ACTUANTES SOBRE LOS MUROS DEL SEMISÓTANO

PRESIÓN (Ton/m²)

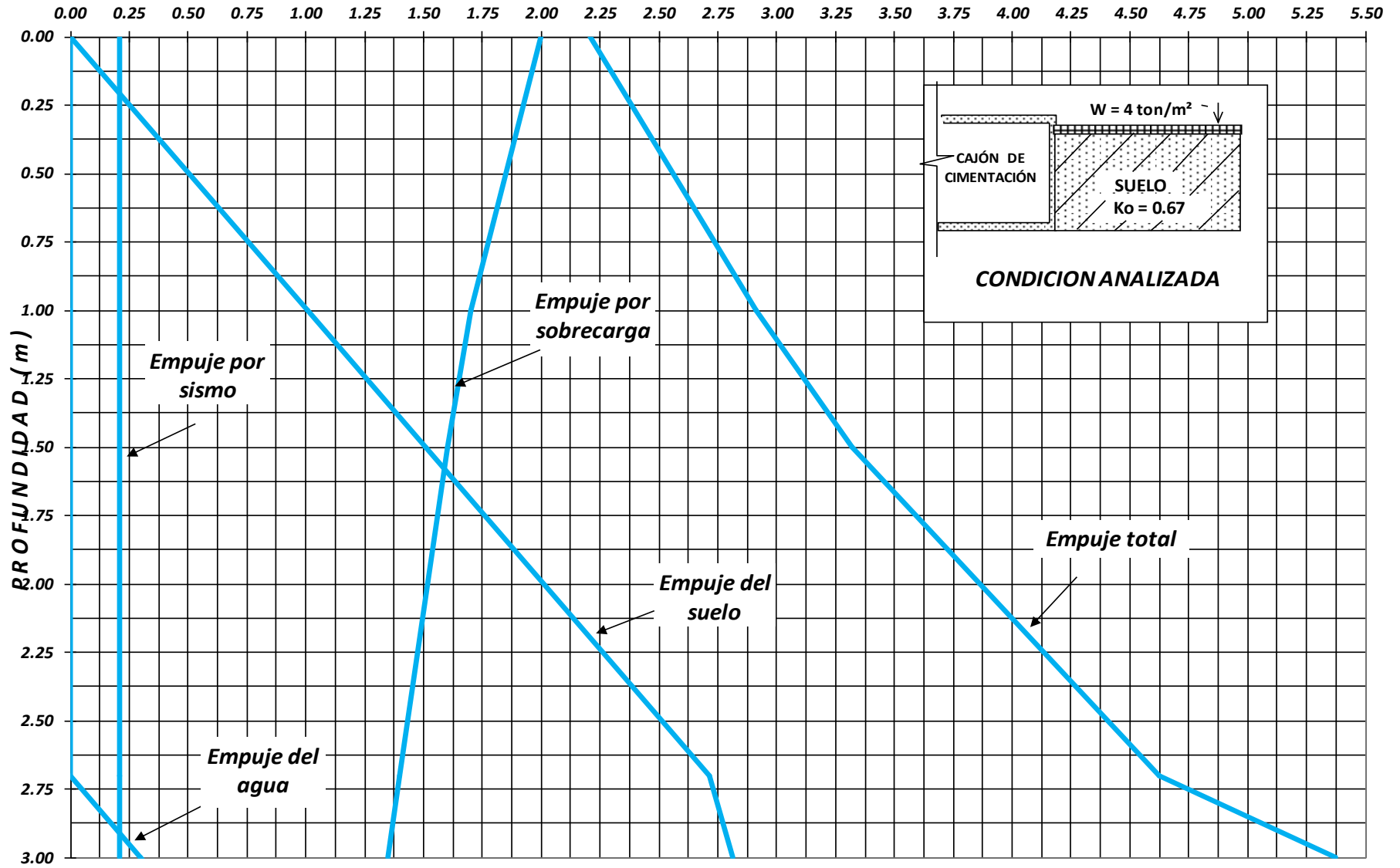
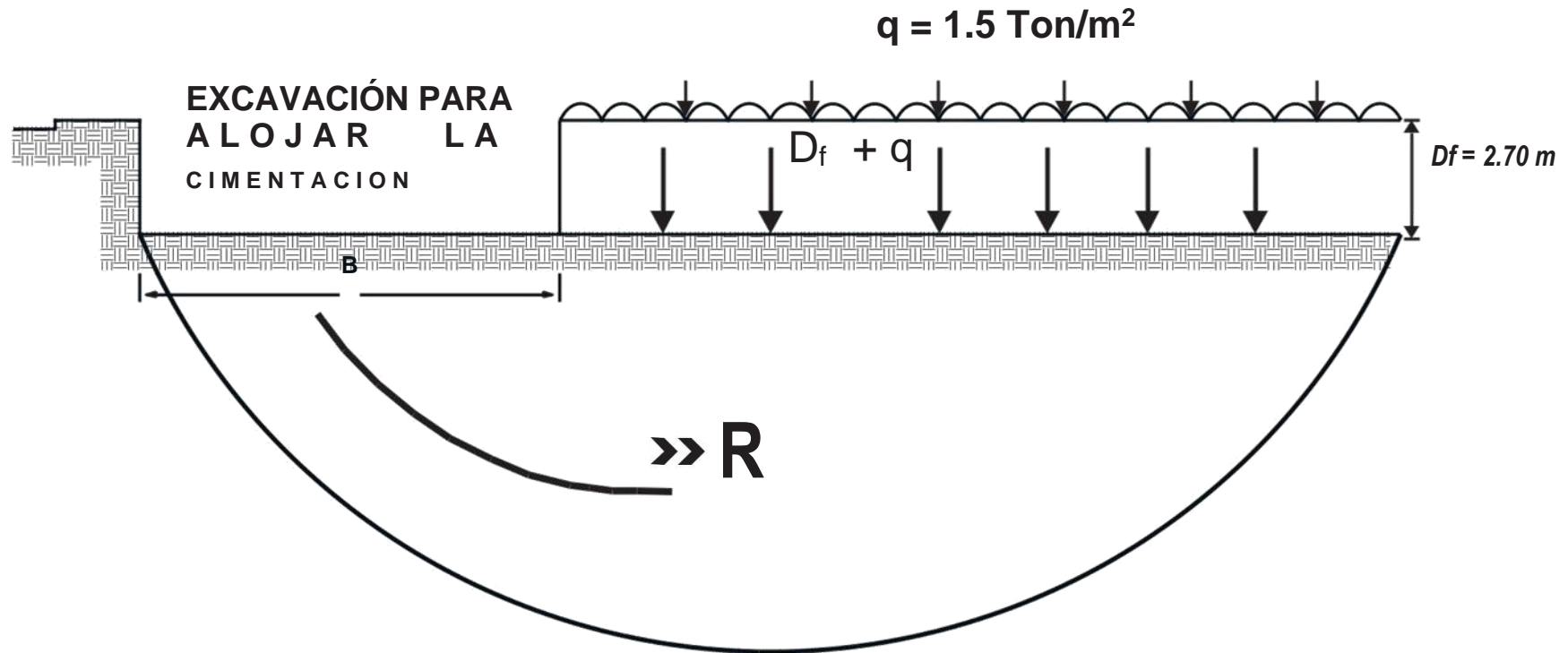


FIGURA No. 21



FALLA DE FONDO POR CORTANTE DURANTE LA EXCAVACIÓN NECESARIA PARA ALOJAR LA CIMENTACIÓN

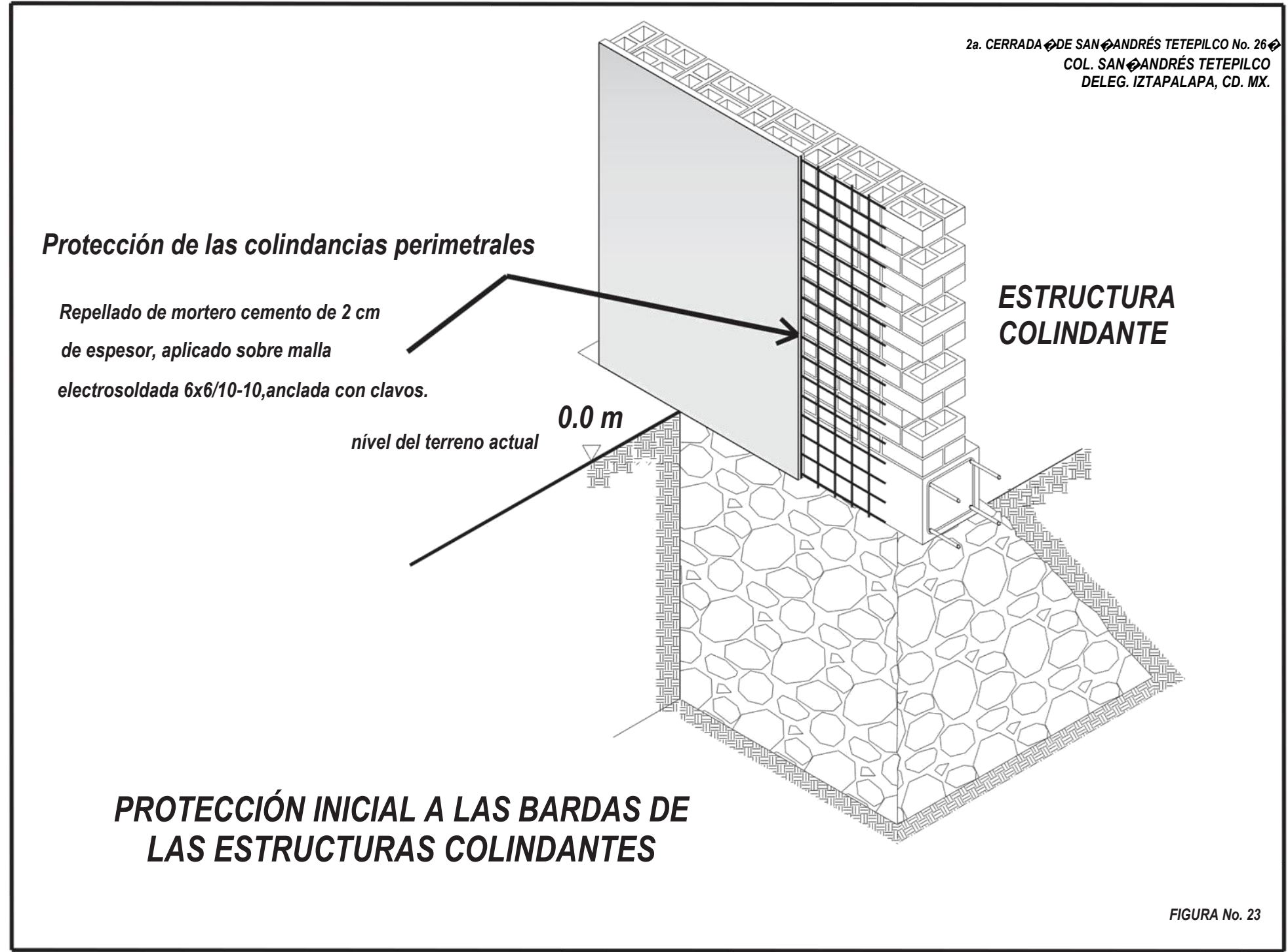
Protección de las colindancias perimetrales

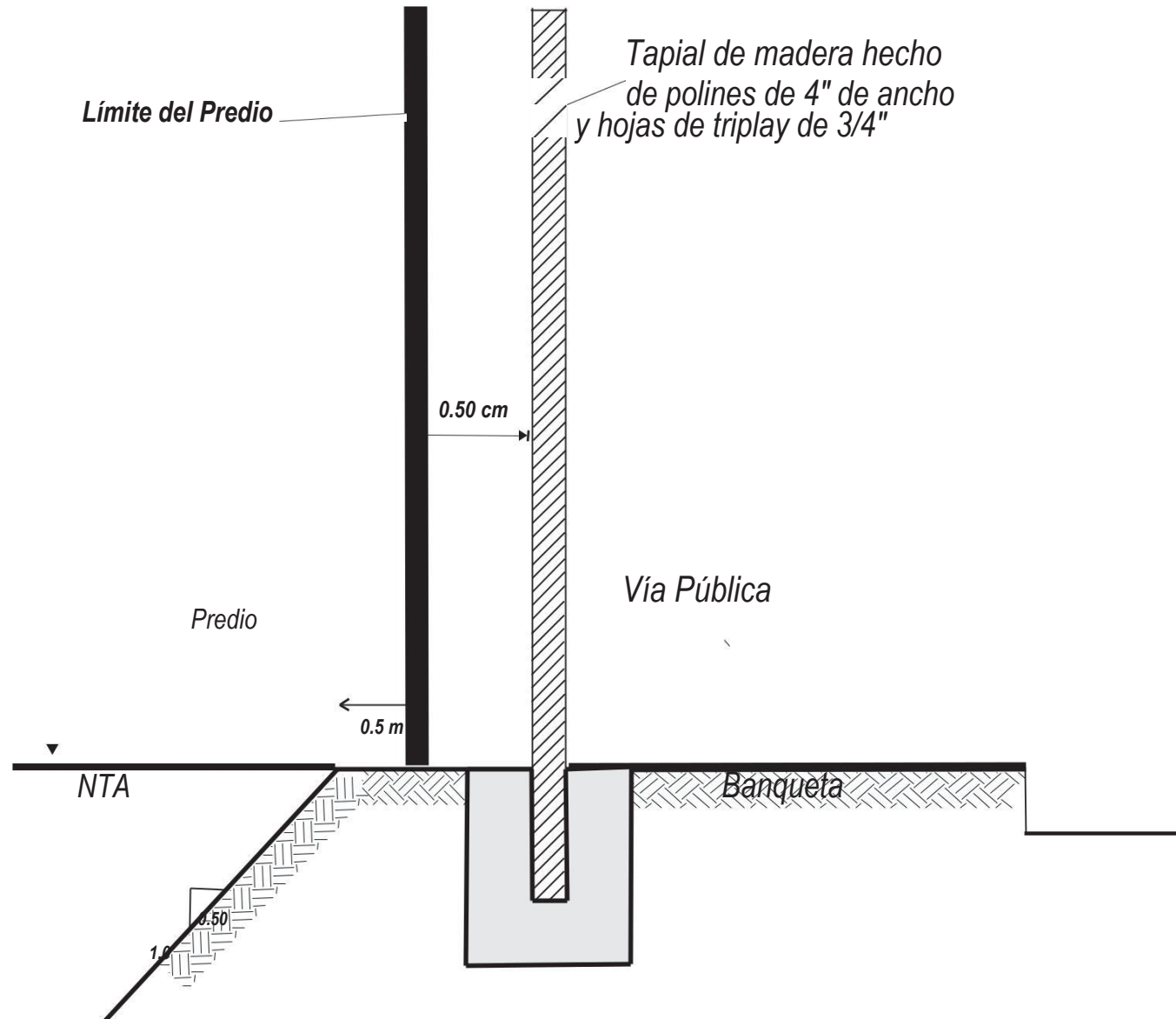
Repellado de mortero cemento de 2 cm
de espesor, aplicado sobre malla
electrosoldada 6x6/10-10, anclada con clavos.

nivel del terreno actual
0.0 m

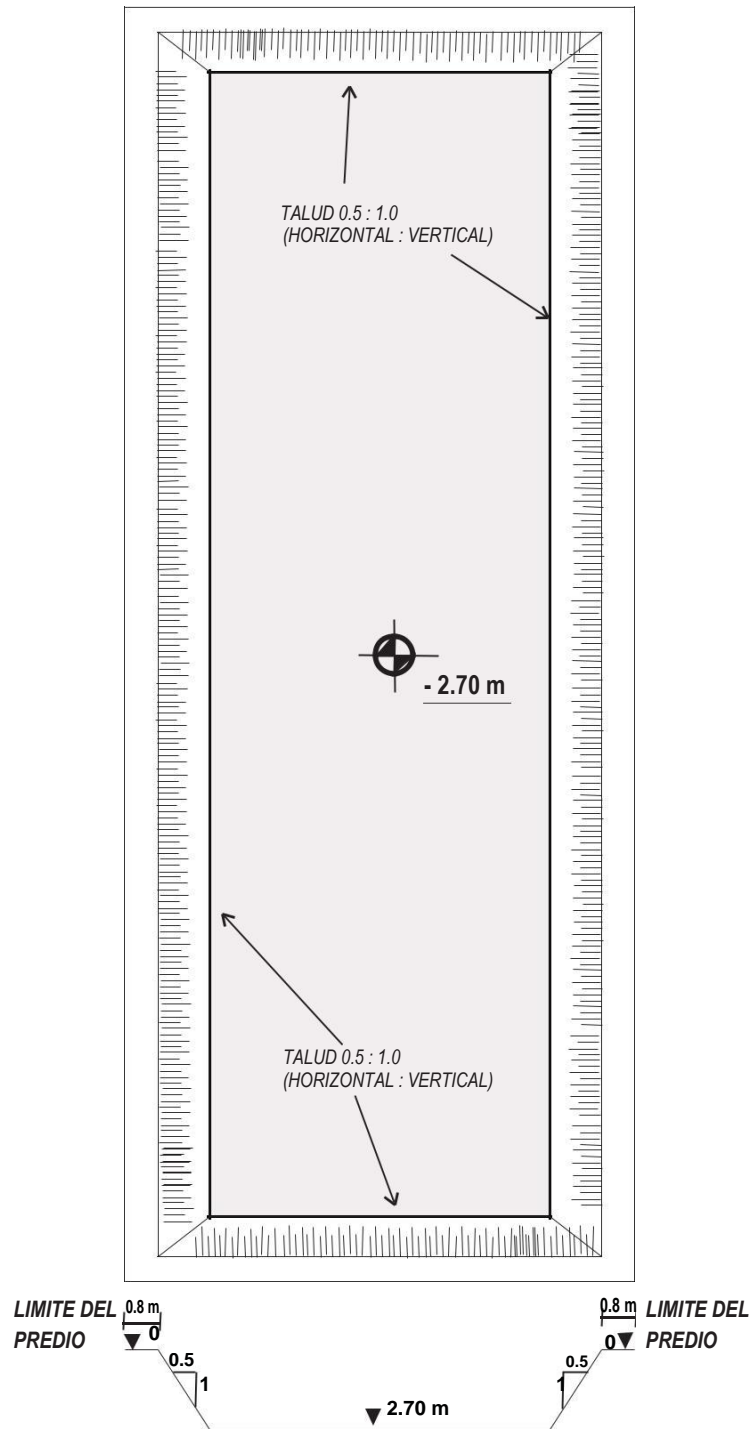
**ESTRUCTURA
COLINDANTE**

PROTECCIÓN INICIAL A LAS BARDAS DE LAS ESTRUCTURAS COLINDANTES

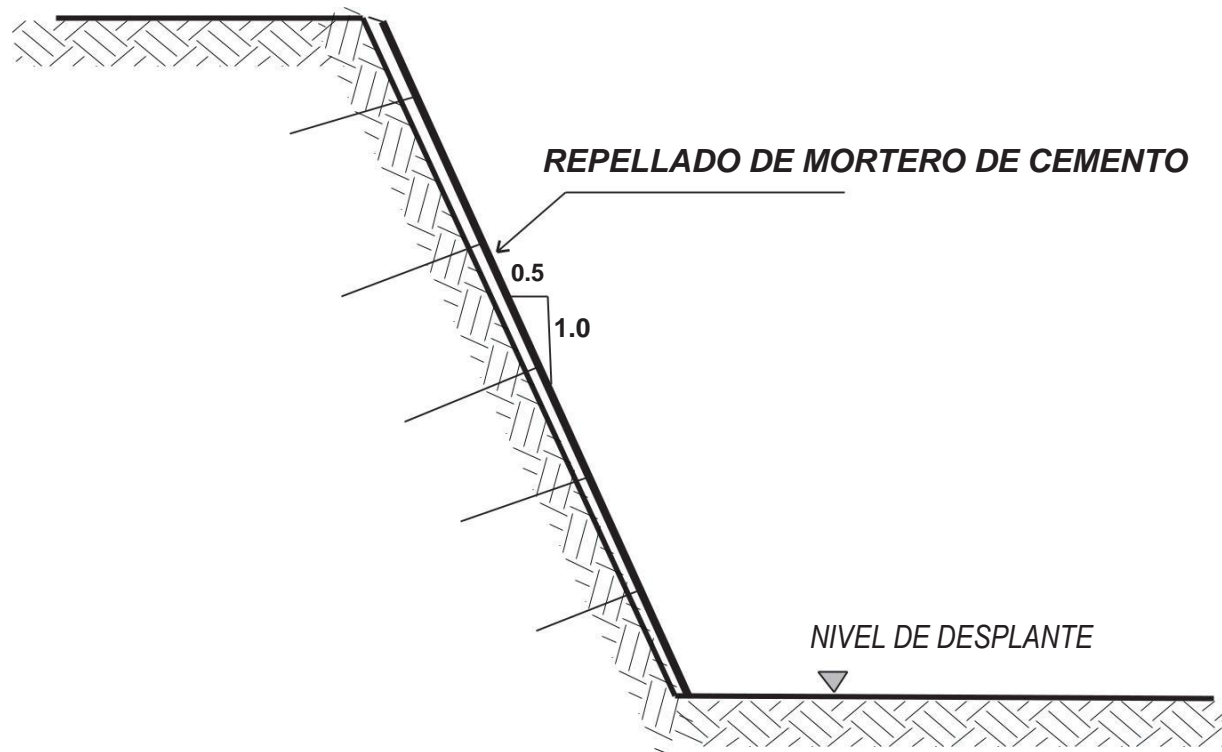




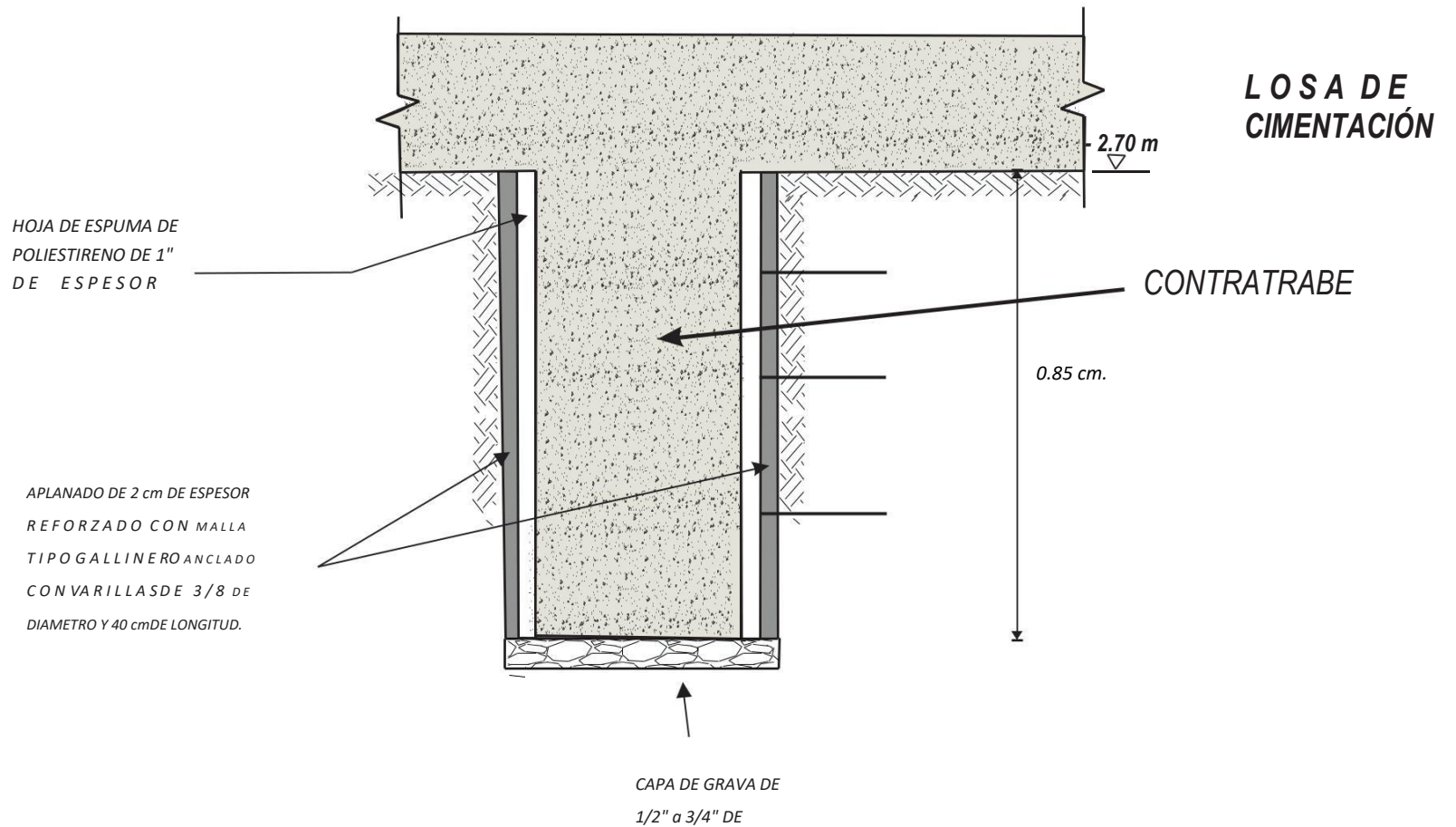
PROTECCIÓN DE LA EXCAVACIÓN HACIA LA VÍA PÚBLICA



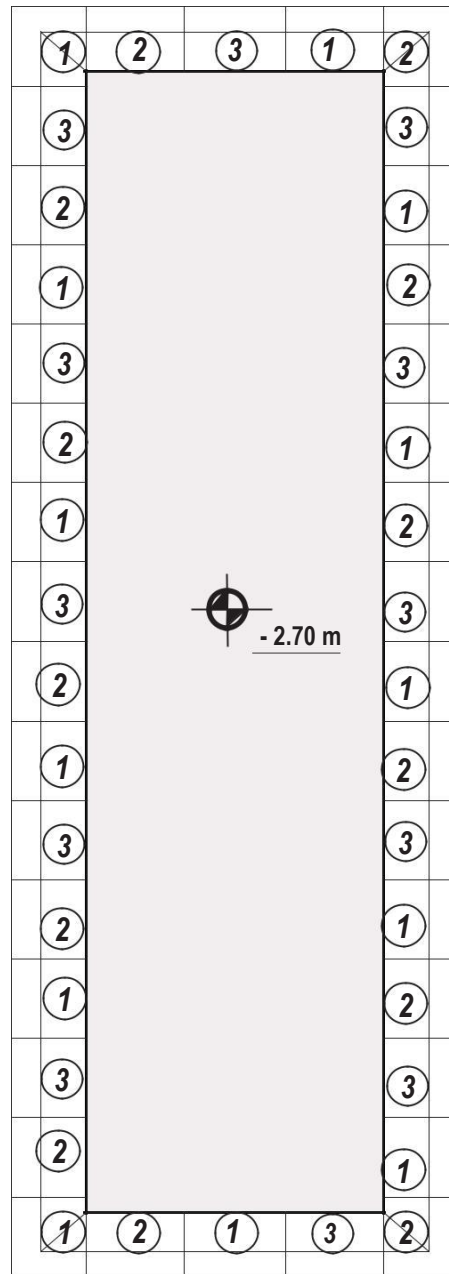
PRIMER ETAPA DE EXCAVACIÓN PARA ALOJAR EL CAJÓN DE CIMENTACIÓN



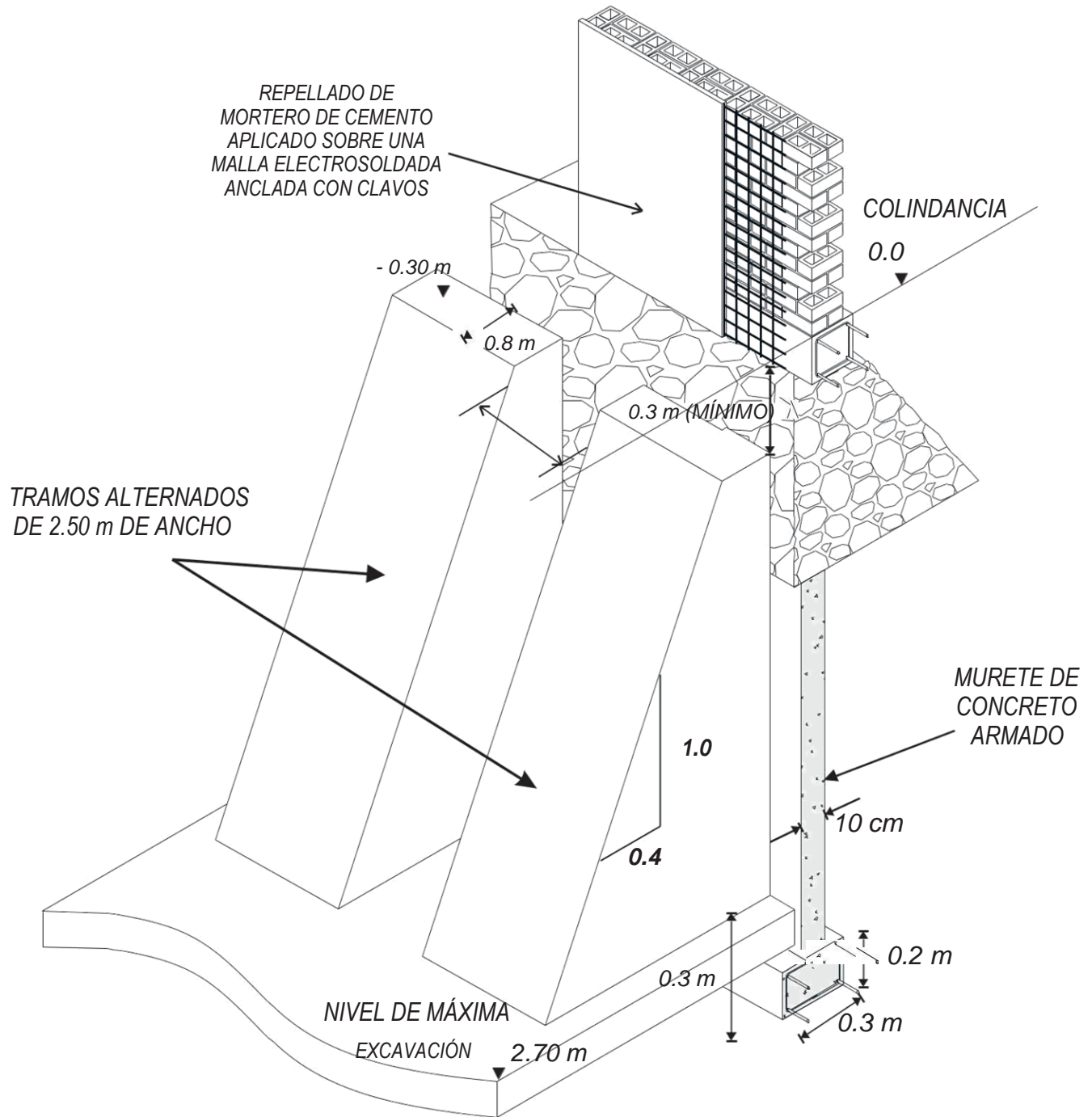
PROTECCIÓN DE LOS TALUDES LATERALES DESPUÉS DE LA EXCAVACIÓN



**PROTECCION DURANTE LA EXCAVACIÓN
DE LAS CONTRATRABES DE RIGIDEZ**

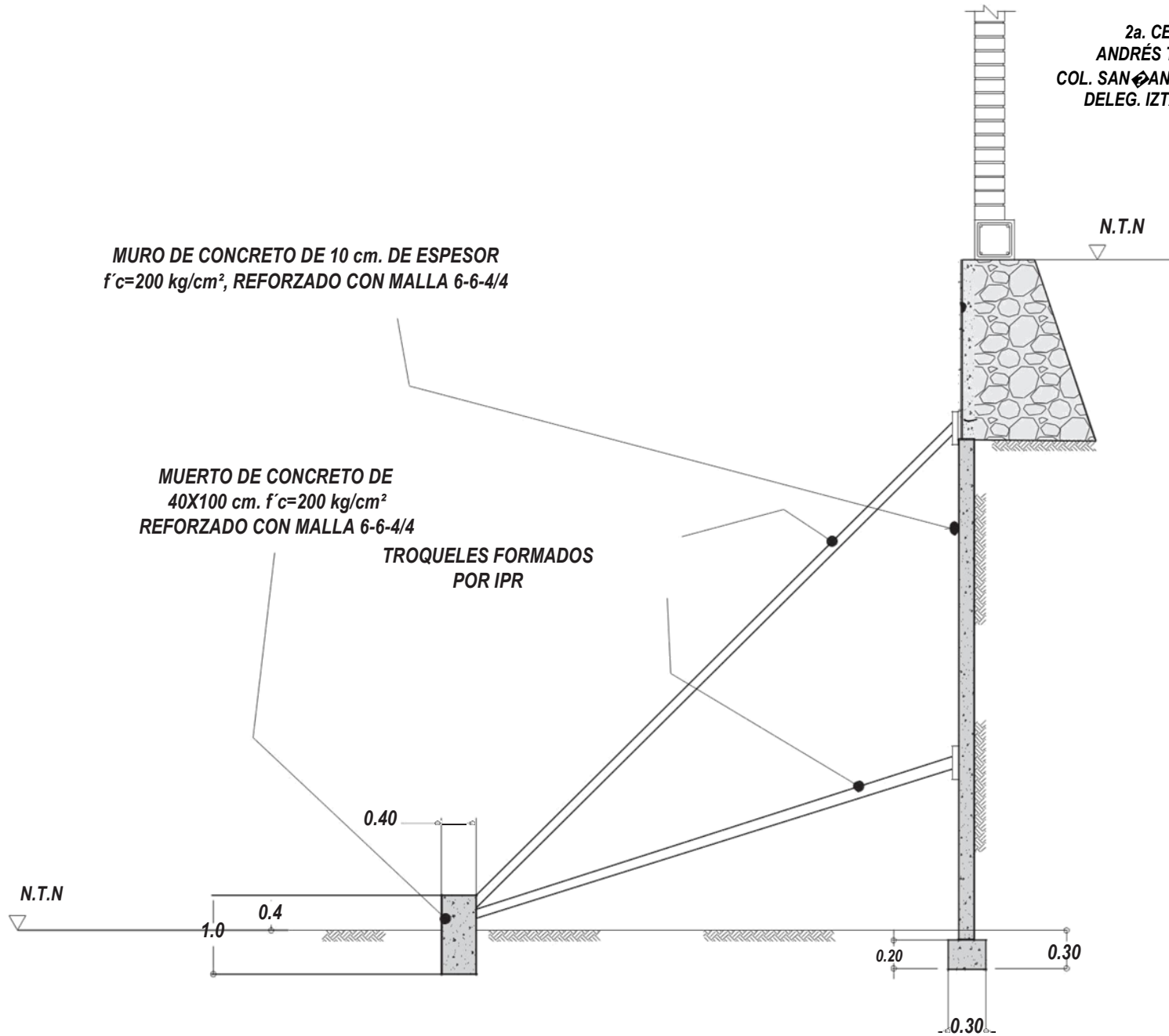


ETAPAS DE RETIRO DE LAS BERMAS LATERALES



EXCAVACIÓN HACIA LAS COLINDANCIAS, SU PROTECCIÓN Y RECIMENTACIÓN

2a. CERRADA DE SAN
ANDRÉS TETEPILCO No. 26
COL. SAN ANDRÉS TETEPILCO
DELEG. IZTAPALAPA, CD. MX.



MURO DE CONCRETO DE 10 cm. DE ESPESOR
 $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$, REFORZADO CON MALLA 6-6-4/4

MUERTO DE CONCRETO DE
40X100 cm. $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$
REFORZADO CON MALLA 6-6-4/4

TROQUELES FORMADOS
POR IPR

N.T.N

1.0

0.4

0.40

0.20

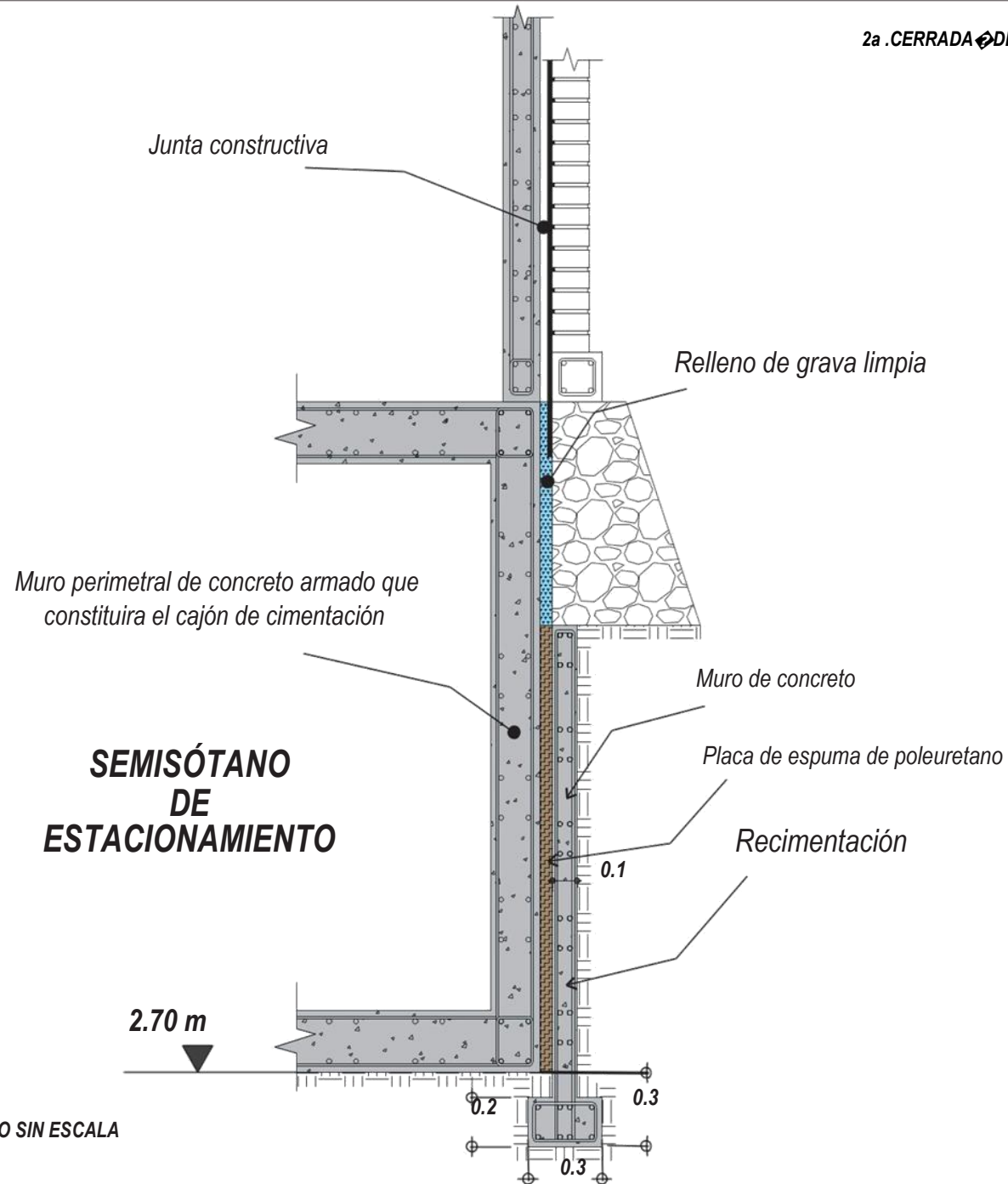
0.30

0.30

N.T.N

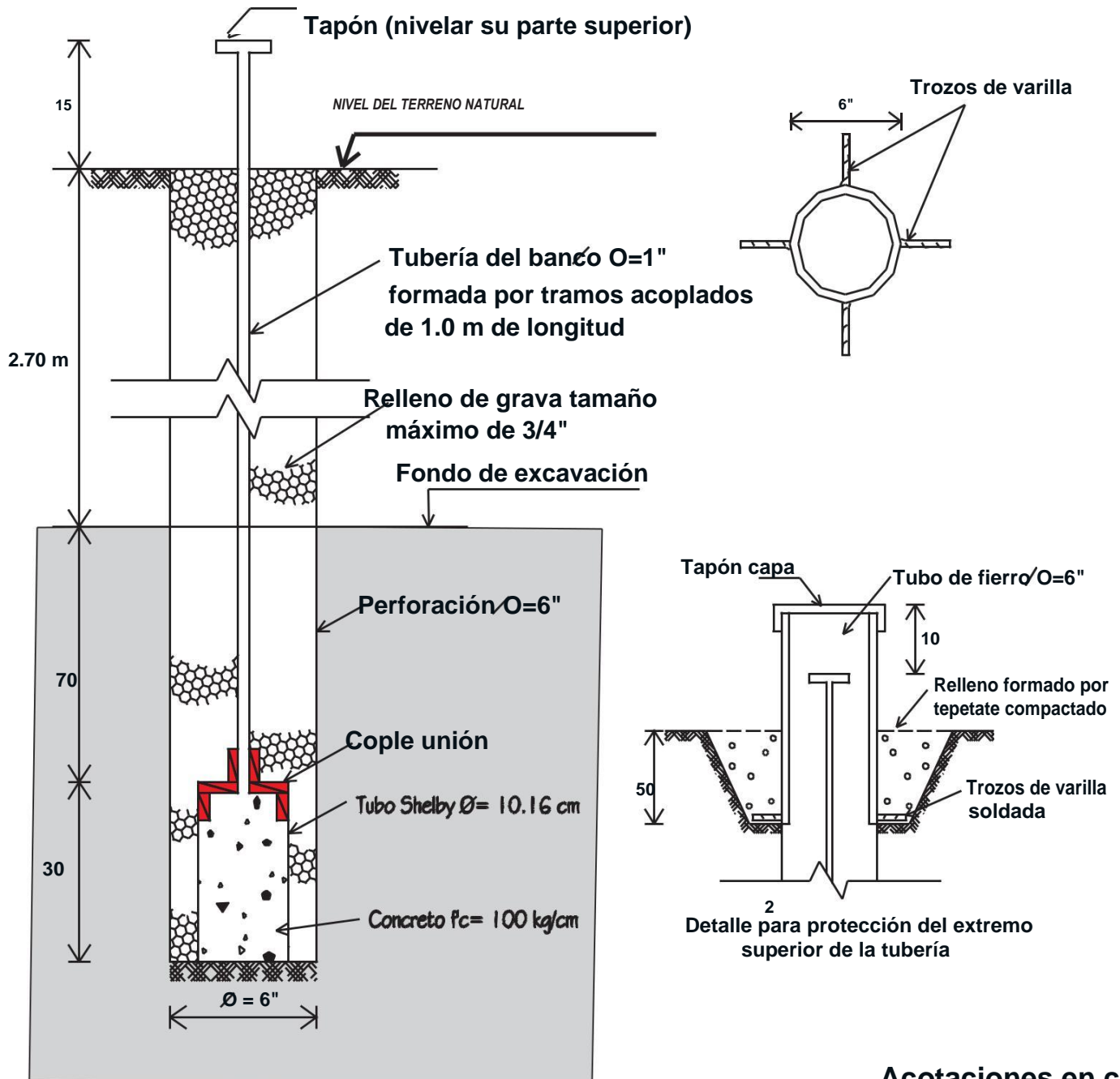
MURO DE CONTENCIÓN HACIA COLINDANCIAS

FIGURA No. 30



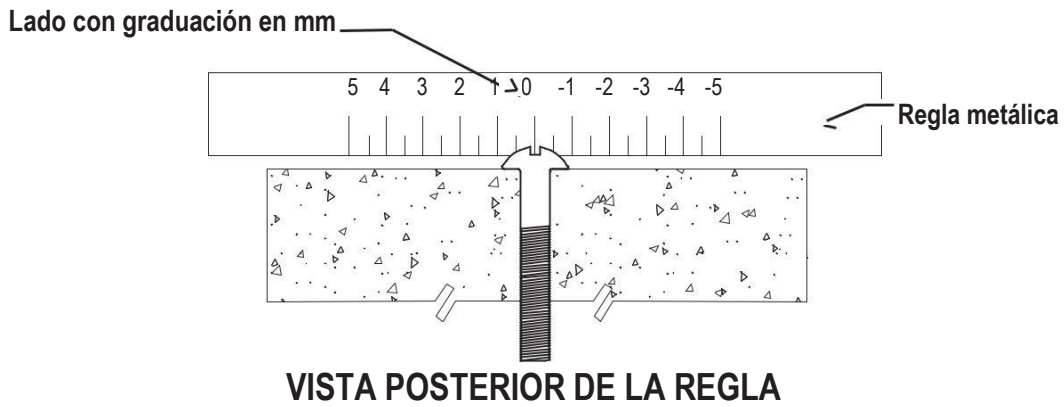
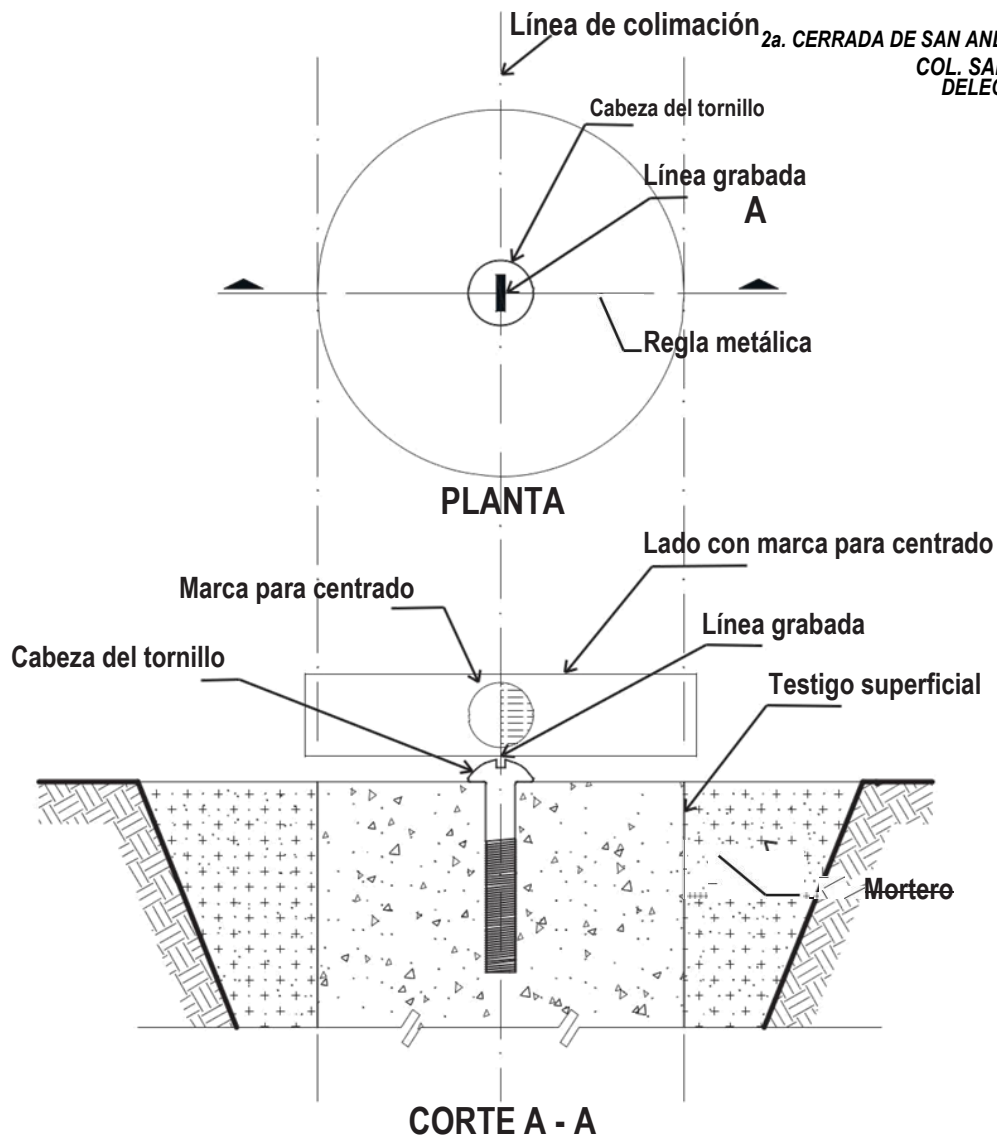
DIBUJO SIN ESCALA

JUNTA CONSTRUCTIVA HACIA LAS COLINDANCIAS



Acotaciones en cm
 Figura sin escala

CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL BANCO DE NIVEL SEMI-PROFUNDO



MEDICIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TESTIGO SUPERFICIAL

ANEXO II

REGISTRO DE CAMPO DEL

SONDEO PROFUNDO

REGISTRO DE EXPLORACIÓN

OBRA:	SONDEO No. MIXTO SM - 1	HOJA: 1
ELEVACIÓN:		
LOCALIZACIÓN: 2nda. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO	UBICACIÓN:	
No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO		
DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.		PROF. N.A.F: 2.70 m

PENETRACION ESTANDAR								ESTRATIGRAFIA			OBSERVACIONES
MUESTRA NUMERO	PROFUNDIDAD		G O L P E S			RECUPERACIÓN		OTRO MÉTODO	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	
	DE	A	15	30	15	cm.	%				
1	0,00	0,60	14	23	8	27	45,00	PE	0,60	RELLENO FORMADO POR DESPERDICO DE CONSTRUCCION EMPACADO EN ARCILLA LIMO ARENOSO CON GRAVAS, CAFÉ OSCURO	MUESTRA INALTERADA
2	0,60	1,20	9	17	12	25	41,67	PE	0,60	RELLENO FORMADO POR DESPERDICO DE CONSTRUCCION EMPACADO EN ARCILLA LIMO ARENOSO CON GRAVAS, CAFÉ OSCURO	
3	1,20	1,80	2	5	3	30	50,00	PE	0,60	ARENA LIMOSA, GRIS OSCURO	
4	1,80	2,40	1	2	1	38	63,33	PE	0,60	ARENA LIMOSA, GRIS OSCURO	
5	2,40	3,00	1	2	1	22	36,67	PE	0,60	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ OSCURO	
6	3,00	3,60	PRESION			55	91,67	SH	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ GRISACEO	
7	3,60	4,20	10	23	10	30	50,00	PE	0,60	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ CLARO	
8	4,20	4,80	2	5	3	40	66,67	PE	0,60	ARCILLA LIMOSA, GRIS OSCURO	
9	4,80	5,40	2	5	2	32	53,33	PE	0,60	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ VERDOSO	
S/R	5,40	6,00	1	3	1			PE	0,60	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ VERDOSO	
10	6,00	6,60	2	3	1	32	53,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS OSCURO	MUESTRA INALTERADA
11	6,60	7,20	3	3	1	35	58,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS OSCURO	
12	7,20	7,80	PRESION			45	75,00	SH	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
13	7,80	8,40	PH	PH	PH	22	36,67	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	
14	8,40	9,00	PH	PH	PH	25	41,67	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	
15	9,00	9,60	PH	PH	PH	42	70,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	
16	9,60	10,20	PH	PH	PH	39	65,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	
17	10,20	10,80	PH	PH	PH	42	70,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
S/R	10,80	11,40	1	2	1			PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
18	11,40	12,20	PRESION			40	50,00	SH	0,80	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ CLARO	
19	12,20	12,80	PH	PH	PH	38	63,33	PE	0,60	ARCILLA LIMOSA, CAFÉ VERDOSO	
20	12,80	13,40	PH	PH	PH	35	58,33	PE	0,60	ARCILLA LIMOSA, GRIS VERDOSO	
21	13,40	14,00	1	3	1	40	66,67	PE	0,60	ARCILLA LIMOSA, GRIS VERDOSO	
22	14,00	14,60	1	2	1	42	70,00	PE	0,60	ARCILLA LIMOSA, GRIS VERDOSO	
23	14,60	15,20	PH	PH	PH	39	65,00	PE	0,60	ARCILLA LIMOSA, GRIS VERDOSO	

B.T=BROCA TRICONICA

SH=TUBO SHELBY

PH = PESO HERRAMIENTA

FECHA:

R=ROTACIÓN

NW = BROCA DE DIAMANTE

PE = PENETRACIÓN ESTÁNDAR

ANEXO 11

REGISTRO DE EXPLORACIÓN

OBRA:	SONDEO No. MIXTO SM - 1	HOJA: 2
	ELEVACIÓN:	
LOCALIZACIÓN: 2nda. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO	UBICACIÓN:	
No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO		
DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.		PROF. N.A.F: 2.70 m

PENETRACION ESTANDAR							ESTRATIGRAFIA				OBSERVACIONES
MUESTRA NUMERO	PROFUNDIDAD		G O L P E S			RECUPERACIÓN		OTRO MÉTODO	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	
	DE	A	15	30	15	cm.	%				
24	15,20	16,00	PRESION			40	50,00	SH	0,80	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	MUESTRA INALTERADA
25	16,00	16,60	PH	PH	PH	42	70,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ ROJIZO	
26	16,60	17,20	PH	PH	PH	40	66,67	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	
27	17,20	17,80	2	5	2	48	80,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	
28	17,80	18,40	PH	PH	PH	45	75,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
29	18,40	19,00	PH	PH	PH	40	66,67	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	MUESTRA INALTERADA
30	19,00	19,80	PRESION			60	75,00	SH	0,80	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
31	19,80	20,40	PH	PH	PH	41	68,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
32	20,40	21,00	10	16	6	38	63,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO, ARENA POCO LIMOSA, GRIS VERDOSO	
33	21,00	21,60	5	13	5	45	75,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
34	21,60	22,20	PH	PH	PH	35	58,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	MUESTRA INALTERADA
S/R	22,20	22,80	5	16	6			PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
35	22,80	23,40	2	5	4	37	61,67	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	
36	23,40	24,20	PRESION			50	62,50	SH	0,80	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	
37	24,20	24,80	5	16	7	30	50,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
38	24,80	25,40	5	7	3	38	63,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	MUESTRA INALTERADA
39	25,40	26,00	3	7	3	33	55,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
40	26,00	26,60	5	25	21	30	50,00	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO, ARENA FINA, GRIS BLAQUIZCO	
41	26,60	26,74	50/14			13	92,86	PE	0,14	ARENA LIMO ARCILLOSA CON GRAVILLAS, CAFÉ CLARO	
-	26,74	27,20	AVANCE					BT	0,46		
42	27,20	27,80	5	15	19	29	48,33	PE	0,60	ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS VERDOSO, ARENA POCO ARCILLOSA, GRIS OSCURO	MUESTRA INALTERADA
43	27,80	28,40	5	7	4	32	53,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
44	28,40	29,00	5	9	5	32	53,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
45	29,00	29,60	5	12	3	38	63,33	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	
46	29,60	30,20	4	11	5	40	66,67	PE	0,60	ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO	

B.T=BROCA TRICONICA

SH=TUBO SHELBY

PH = PESO HERRAMIENTA

FECHA:

R=ROTACIÓN

NW = BROCA DE DIAMANTE

PE = PENETRACIÓN ESTÁNDAR

ANEXO III

***REPORTE FOTOGRÁFICO
DE LOS TRABAJOS DE CAMPO***

REPORTE FOTOGRÁFICO



FOTOGRAFÍA No. 1

En la fotografía se muestra el interior del predio en estudio y las condiciones actuales, se encuentra en la calle 2da. Cerrada de San Andrés Tetepilco No. 26, Colonia San Andrés Tetepilco en la Delegación Iztapalapa, CD. MX.



FOTOGRAFÍA No. 2

Se presenta en la fotografía otra vista del interior del predio en estudio, así como el sitio en donde se realizó el sondeo de tipo mixto, denominado de SM – 1.



FOTOGRAFÍA No. 3

Se aprecia en la fotografía otra vista del sitio en donde se realizó el sondeo mixto, SM – 1, así como al personal especializado durante la ejecución del sondeo.



FOTOGRAFÍA No. 4

En la fotografía se observa el equipo de perforación y al personal capacitado en el lugar en donde se realizó el sondeo mixto SM – 1, así como parte de la herramienta utilizada.

REPORTE

FOTOGRAFICO



FOTOGRAFÍA No. 5

En la fotografía se pueden ver las muestras obtenidas durante la realización del sondeo mixto, SM – 1, las cuales se encuentran empaquetadas y etiquetadas para ser enviadas al laboratorio.



FOTOGRAFÍA No. 6

Se aprecia en la fotografía el sitio en donde se realizó la excavación del pozo a cielo abierto, denominado PCA – 1, así como los materiales producto de la excavación.



FOTOGRAFÍA No. 7

En la fotografía se observan los estratos superficiales descubiertos con la excavación del Pozo a Cielo Abierto, PCA – 1.

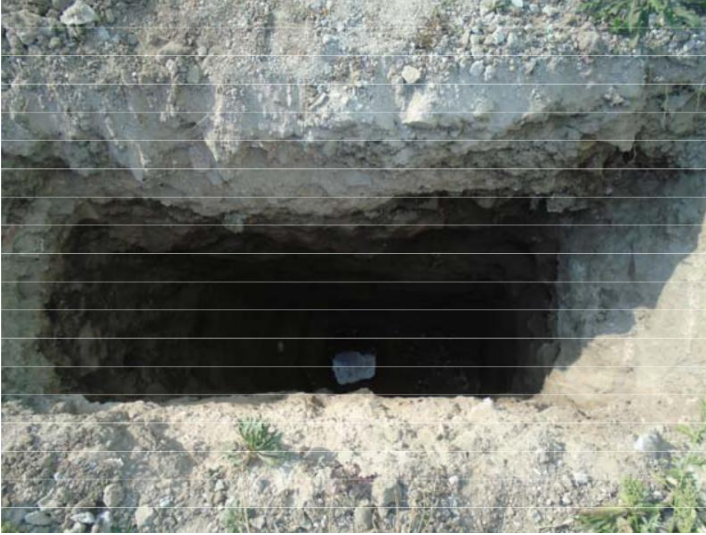


FOTOGRAFÍA No. 8

En la fotografía se muestra el lugar en donde se realizó la excavación del pozo a cielo abierto, denominado PCA – 2, así como los materiales producto de la excavación.

REPORTE

FOTOGRAFICO



FOTOGRAFÍA No. 9

Se aprecian en la fotografía los estratos superficiales descubiertos con la excavación del Pozo a Cielo Abierto, PCA – 2, así como el nivel de aguas freáticas detectado.



FOTOGRAFÍA No. 10

Se observa en la fotografía el sitio en donde se realizó la excavación del pozo a cielo abierto, denominado PCA – 2, así como los materiales producto de la excavación.



FOTOGRAFÍA No. 11

En la fotografía se muestran los estratos superficiales descubiertos con la excavación del Pozo a Cielo Abierto, PCA – 3, así como el nivel de aguas freáticas detectado.

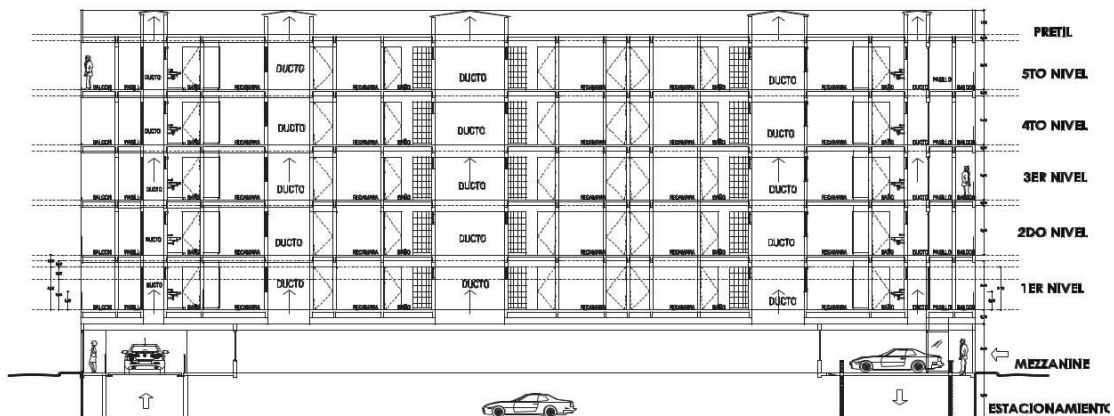
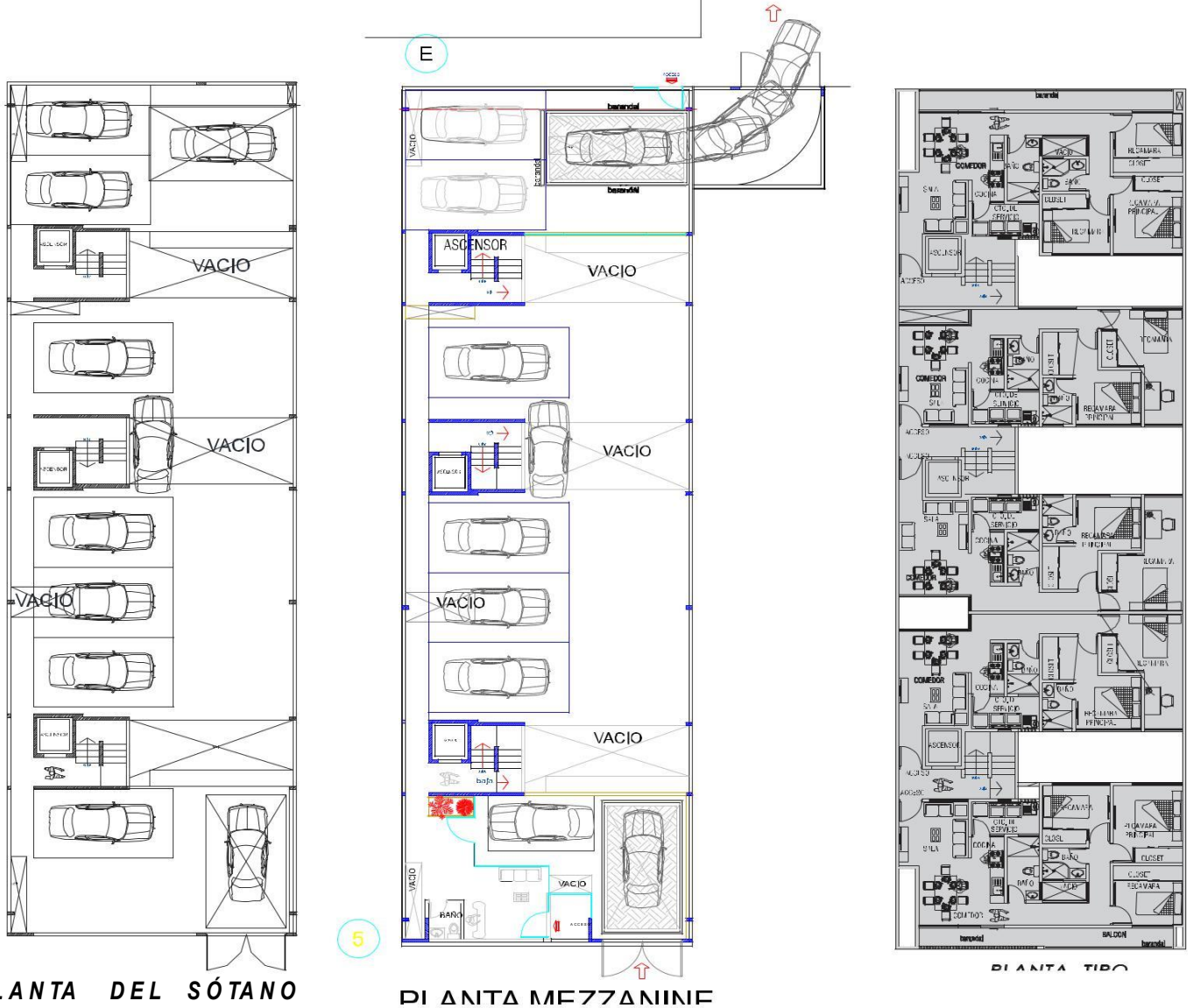
ANEXO IV

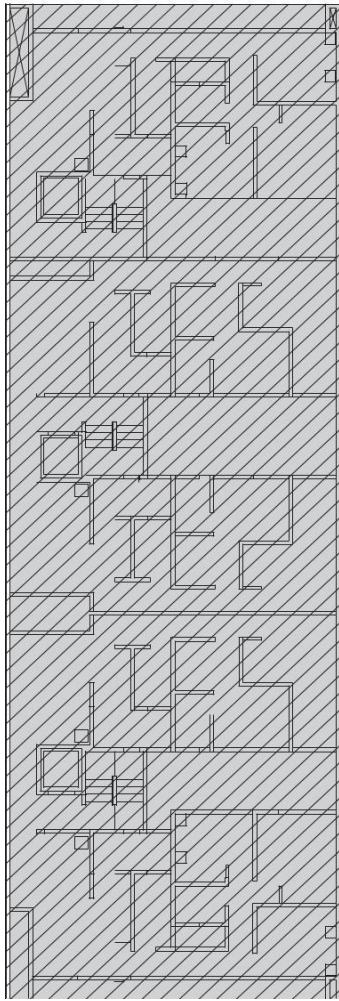
MEMORIA DE

CALCULOS

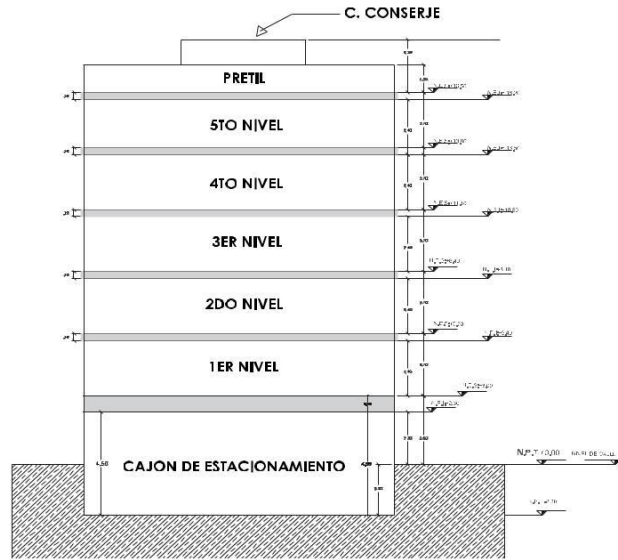
MEMORIA DE CÁLCULO GEOTECNICA CON LA LOSA DE CIMENTACIÓN

1. Figuras esquemáticas de la estructura analizada

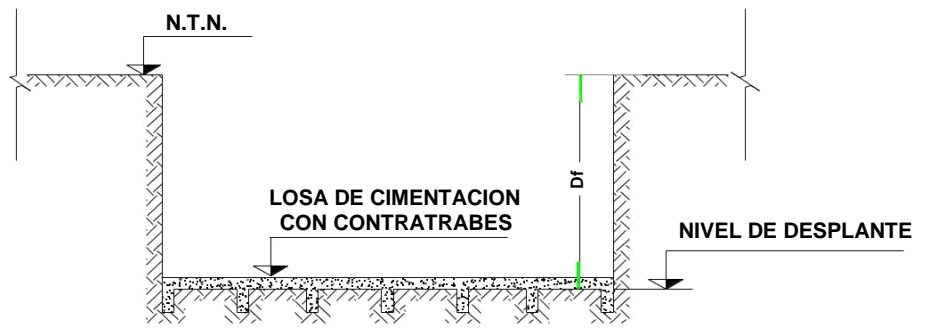




PLANTA DE CIMENTACIÓN



CORTE VERTICAL TRANSVERSAL



CORTE VERTICAL ESQUEMATICO
DEL DESPLANTE DE LA
CIMENTACIÓN

2. Características geométricas de la estructura y propiedades del suelo de cimentación

Bcim (m)	Lcim (m)	Ix cim (m ⁴)	Iy cim (m ⁴)	Area cim (m ²)	Altura edif (m)	Area edif (m ²)	Niveles	Q	Cs	ZONA III b DE LAGO
12.60	40.36	6727.93	69030.78	508.54	18.90	436.16	5	3.0	0.45	

Parámetros para revisión de estados límite de falla

c (ton/m ³)	c (ton/m ²)	p (ton/m ²)	Fc (Estático)	Fc (dinámico)	F _R	Fc (compensación)	c*
1.48	3.00	2.00	1.40	1.10	0.70	1.00	2.70

*Para calculo de empuje pasivo en empotre de cajón

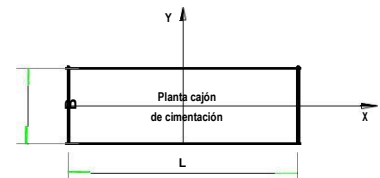


Figura esquemática

Parámetros para revisión de estabilidad en paredes de excavación

c (ton/m ³)	c (ton/m ²)	F _R	Ne (No de estabilidad)	q ₁	q (ton/m ²)	Fc (Estático)
1.50	3.00	0.60	5.50	0.84	1.50	1.40

Parámetros para revisión de falla de fondo

c (ton/m ³)	c (ton/m ²)	F _R	B (m)	L (m)	q (ton/m ²)	Fc (Estático)
1.50	3.00	0.70	12.60	40.36	1.50	1.40

3. Acciones de la estructura

a) Peso por unidad de área de los cuerpos del edificio ante las diferentes combinaciones

Combinación	W estructura (ton/m ²)	W cimentación (ton/m ²)
Cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima	0.975	2.40
Cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea	0.875	2.40
Cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media	0.775	2.40

b) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima.

$$\begin{aligned}
 W_{\text{estructura}} &= (0.98 \text{ ton/m}^2) & (5 \text{ Planta tipo}) & (436.16 \text{ m}^2) = 2137.184 \text{ ton} \\
 W_{\text{cimentación}} &= (2.40 \text{ ton/m}^2) & (1 \text{ Nivel}) & (508.54 \text{ m}^2) = 1220.496 \text{ ton} \\
 W_{\text{total}} &= W_{\text{estructura}} + W_{\text{cimentación}} = \underline{\underline{3357.680 \text{ ton}}}
 \end{aligned}$$

c) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.

$$\begin{aligned}
 W_{\text{estructura}} &= (0.88 \text{ ton/m}^2) & (5 \text{ Planta tipo}) & (436.16 \text{ m}^2) = 1919.10 \text{ ton} \\
 W_{\text{cimentación}} &= (2.40 \text{ ton/m}^2) & (1 \text{ Nivel}) & (508.54 \text{ m}^2) = 1220.50 \text{ ton} \\
 W_{\text{total}} &= W_{\text{estructura}} + W_{\text{cimentación}} = \underline{\underline{3139.60 \text{ ton}}}
 \end{aligned}$$

Momento de volteo debido a sismo estimado con la expresión:

$$M_v = 0.8 \left[\frac{2}{3} Ht \right] \left[\frac{Wt C_s}{Q} \right]$$

Donde:

M_v = momento de volteo debido a sismo, en ton-m

Ht = altura total de la estructura, medida a partir del nivel de desplante, en m = 18.90

Wt = peso total de la estructura, en ton = 3139.60 ton

C_s = coeficiente sísmico de diseño, adimensional = 0.45

Q = coeficiente de comportamiento sísmico (ductilidad), adimensional en base a la posible estructuración = 3.0

Resolviendo se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 M_v &= 0.8 \left[\frac{2}{3} (18.90 \text{ m}) \right] \left[\frac{3139.60 \text{ ton} \cdot 0.45}{3.0} \right] = 4747.075 \text{ ton} \\
 M_v &= 4747.075 \text{ ton-m}
 \end{aligned}$$

d) Combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media.

$$\begin{aligned}
 W_{\text{estructura}} &= (0.78 \text{ ton/m}^2) & (5 \text{ Planta tipo}) & (436.16 \text{ m}^2) = 1701.024 \text{ ton} \\
 W_{\text{cimentación}} &= (2.40 \text{ ton/m}^2) & (1 \text{ Nivel}) & (508.54 \text{ m}^2) = 1220.496 \text{ ton} \\
 W_{\text{total}} &= W_{\text{estructura}} + W_{\text{cimentación}} = \underline{\underline{2921.52 \text{ ton}}}
 \end{aligned}$$

4. Incremento de presión neta que se aplicará a los estratos del subsuelo



CORTE ESQUEMATICO DE NIVEL DE DESPLANTE DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN

Se determinó el incremento de presión que tendrán los estratos del subsuelo, a través de la siguiente expresión:

$$\Delta P = \frac{Wt}{A} - \gamma Df \quad \text{Nivel de desplante a considerar } Df = 2.70 \text{ m}$$

Donde:

P = incremento de presión neta transmitida a los materiales del subsuelo, en ton/m^2

Wt = suma de las acciones verticales, correspondientes a las cargas permanentes más las cargas vivas con intensidad media, en ton

A = área en planta de la losa de cimentación, en m^2

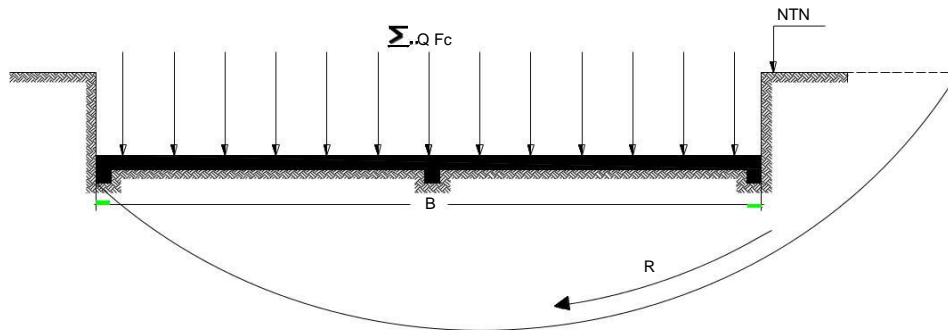
γ = peso volumétrico de los materiales del subsuelo, obtenidos con la excavación, necesaria para alojar la cimentación, en ton/m^3

Df = profundidad de desplante de la losa de cimentación, en m

Sustituyendo los datos resulta el siguiente incremento de presión:

$$P = \frac{3139.60 \text{ ton}}{508.54 \text{ m}^2} - (1.48 \text{ ton/m}^3) (2.70 \text{ m}) = 2.178 \text{ ton/m}^2$$

5. Revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.



Para que la cimentación sea estable en condiciones estáticas se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$Q Fc < R$$

Donde:

Q = suma de las acciones verticales correspondientes a la combinación de cargas permanentes, más carga viva con intensidad máxima, más el peso propio de la cimentación, en ton

Fc = factor de carga, adimensional e igual a 1.5

R = capacidad de carga de los materiales de apoyo de la losa de cimentación, que estará en función del tipo de cimentación empleada, en ton

Obteniendo la primera parte de la desigualdad, se tiene lo siguiente:

W permanente + W viva máxima	Fc	QFc
3357.680 ton	1.5	5036.521 ton

La capacidad de carga de los materiales del subsuelo R , será calculada a través de la siguiente expresión:

$$R = [c Nc Fr + Pv] AI$$

Donde :

R = capacidad de carga de los materiales de apoyo de la losa de cimentación, que estará en función del tipo de cimentación empleada, en ton

c = cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m^2 igual a: 3.00 ton/m^2

Fr = factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35

Pv = presión vertical total a la profundidad de desplante de la losa de cimentación, en ton/m^2

AI = área de apoyo de la cimentación, en m^2

Nc = coeficiente de capacidad de carga, adimensional dado por la siguiente expresión:

$$Nc = 5.14 \left[1 + 0.25 \frac{Df}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right]$$

Tomando en cuenta las dimensiones de la cimentación, se obtiene el coeficiente Nc :

B (m)	L (m)	Df (m)	Nc
12.60	40.36	2.70	5.81

Realizando el cálculo de la capacidad de carga R, se tiene:

$$R = \left[(3.00 \text{ ton/m}^2) (5.81) (0.35) + (1.48 \text{ ton/m}^3) (2.70) \right] (508.54 \text{ m}^2) =$$

$$R = 10.096(508.54) \quad R = 5134.474 \text{ ton}$$

Considerando lo anterior, la desigualdad se satisface con los valores ya calculados.

$$Q_{Fc} < R$$

$$5036.52 \text{ ton} < 5134.474 \text{ ton}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones estáticas

6.- Revisión de la estabilidad de la losa de cimentación ante el estado de falla en condiciones dinámicas

Para verificar que la cimentación sea estable en condiciones dinámicas, se debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$Wt F_c - W_c < F_R A R q_1 \left[1 - \frac{0.12 F_c a_0 b}{F_R c} \right]$$

Donde:

Wt = suma de las acciones verticales, correspondientes a las cargas permanentes más las cargas vivas con intensidad instantánea más peso propio de la cimentación e incremento de carga por efecto sísmico, en ton

Fc = factor de carga adimensional e igual a 1.10

Wc = peso del suelo extraído para alojar la cimentación, en ton, obtenido con la siguiente expresión

$$W_c = V$$

En la cual:

V = volumen del material extraído para alojar la cimentación, en m³, A x Df (Área de la cimentación x Nivel de desplante)
= peso volumétrico de los materiales del subsuelo obtenidos con la excavación, en ton/m³

Sustituyendo, se obtiene:

$$W_c = (508.54 \text{ m}^2) (2.70 \text{ m}) (1.48 \text{ ton/m}^3) = 2032.125 \text{ ton}$$

F_R = factor de resistencia adimensional e igual a 0.70

a₀ = aceleración horizontal máxima del terreno, que por encontrarse en zona de Lago, el Reglamento de Construcciones de CDMX le otorga un valor de 0.45 para estructuras tipo A, el cual deberá afectarse por un valor de ductilidad de 2.0

b = el mínimo de (d, 1.2h, 20m), para este caso b, en m

γ = peso volumétrico medio del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B debajo de él, en ton/m³

c = cohesión media de los materiales de apoyo, en ton/m²

Ar = área de la cimentación reducida para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$A_r = (B - 2e) L$$

Siendo:

B = ancho del cajón de la cimentación, en m

L = largo del cajón de cimentación, en m

e = excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_s}{Wt}$$

para la cual:

M_s = momento de volteo

Wt = peso de la estructura en la condición analizada, en ton

Sustituyendo, se tiene:

$$e = \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{3139.60 \text{ ton}} = 1.52 \text{ m}$$

Por lo tanto, calculando Ar se obtiene:

$$A_r = [(12.60 \text{ m}) - 2 (1.52 \text{ m})] (40.36 \text{ m}) = 385.841 \text{ m}$$

q_1 = capacidad de carga última de los materiales de la losa de cimentación, obtenidos de la expresión siguiente:

$$q_1 = c N_c$$

en la cual:

c = cohesión del material de apoyo de la cimentación, en ton/m²

N_c = coeficiente de capacidad de carga, adimensional

Resolviendo obtenemos lo siguiente

$$q_1 = 3.00 \text{ ton/m}^2 (5.81) = 17.43 \text{ ton/m}^2$$

Verificando la desigualdad se obtiene lo siguiente:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_r q_1 \left[1 - \frac{0.12 F_c a_o b^y}{F_R c} \right]$$

$$3139.60 \text{ ton } (1.10) - 2032.125 \text{ ton} < (0.70) (385.841 \text{ m}) (17.43 \text{ ton/m}^2) \left[1 - \frac{(0.12) (1.10) (0.15) (9.5 \text{ m}) (1.48 \text{ ton/m}^3)}{(0.70) (3.00 \text{ ton/m}^2)} \right]$$

$$1421.44 \text{ ton} < 4083.574$$

Debido a que se cumple la desigualdad, la cimentación si es estable en condiciones dinámicas.

7.- Determinación de esfuerzos máximos

Inicialmente se determina el momento de volteo actuante al nivel de desplante del cajón de cimentación, reduciendo al momento de volteo total el momento de volteo resistente debido al empuje pasivo del suelo lateral en contacto con la losa de cimentación, como se indica a continuación:

$$M_v = M - M_c$$

Donde:

M_v : momento de volteo actuante al nivel de desplante de la losa de cimentación =

M : momento de volteo total obtenido desde el nivel de desplante de la cimentación

M_c : momento de volteo resistente debido al empotramiento de la losa de cimentación dentro del suelo

Como: $M_c = P_p L \frac{d^2}{2}$

Siendo: L : Dirección del cajón en el sentido corto perpendicular al sismo 12.60 m

d : Profundidad del desplante del cajón de cimentación 2.70

P_p : Empuje pasivo, calculado con la siguiente fórmula :

$$P_p = \frac{1}{F.S} \left(2c \frac{P_v}{2} \right)$$

En la cual : C : Cohesión media del suelo que confina al cajón de cimentación : 3

P_v : Esfuerzo vertical de la profundidad de desplante del cajón de cimentación = 5.72

$F.S$: Factor de seguridad = 1.1

Entonces se tiene: $P_p = \frac{1}{1.1} \left(2(3) \frac{5.72}{2} \right)$

Por lo tanto $P_p = 15.5984$

Por lo que $M_c = 15.598(12.60) \frac{(2.70)^2}{2}$; $M_c = 716.363$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \text{Entonces} \quad & MV = M - MC \\ & 4747.075 = M - 716.363 \\ & M = 4747.075 + 716.363 \\ \text{Se obtiene} \quad & \underline{M = 5462.438} \end{aligned}$$

Analizando L : Dirección del cajón en el sentido largo al sismo 40.36 m

$$\text{Por lo que} \quad Mc = 15.598(40.36) \frac{(2.70)^2}{2}$$

$$Mc = 2294.656$$

$$\begin{aligned} \text{Entonces} \quad & MV = M - MC \\ & 4747.075 = M - 2294.656 \\ & M = 4747.075 + 2294.656 \\ \text{Se obtiene} \quad & \underline{M = 7041.731} \end{aligned}$$

Momento de volteo actuante por sentido:

$$\text{Lado corto:} \quad Mv = 5462.438 \text{ ton-m}$$

$$\text{Lado largo:} \quad Mv = 7041.731 \text{ ton-m}$$

También se estimó el esfuerzo máximo que se provocará ante sismo, empleando la ecuación de la escuadría, dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} \pm \frac{Mv}{Ix} \quad y \quad \pm \quad 0.30 \frac{Mv}{I} x$$

Donde:

P = esfuerzo a la distancia x del eje centroidal

Q = suma de cargas muertas más carga viva instantánea, en ton

A = área del cajón de cimentación, en m

Mv = momento de volteo debido a sismo

x, y = distancia del centroide de la losa a la orilla más alejada

Ix, Iy = momentos de inercia centroidal del área de apoyo de la losa de cimentación, en el sentido corto y largo

De:

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad I_x = 6128.20 \text{ m}^4 \quad I_y = \frac{bh^3}{12} \quad I_y = 69046.45 \text{ m}^4$$

Esfuerzos máximos aplicados:

$$P = \frac{3139.60 \text{ ton}}{508.54 \text{ m}^2} + \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{6128.20 \text{ m}^4} \cdot 20.18 \text{ m} + (0.3) \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{69046.45 \text{ m}^4} \cdot 6.30 \text{ m} = 8.900 \text{ ton/m}^2$$

$$P = \frac{3139.60 \text{ ton}}{508.54 \text{ m}^2} - \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{6128.20 \text{ m}^4} \cdot 20.18 \text{ m} - (0.3) \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{69046.45 \text{ m}^4} \cdot 6.30 \text{ m} = -3.44 \text{ ton/m}^2$$

$$P = \frac{3139.60 \text{ ton}}{508.54 \text{ m}^2} + \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{69046.20 \text{ m}^4} \cdot 6.30 \text{ m} + (0.3) \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{6128.820 \text{ m}^4} \cdot 20.18 \text{ m} = 11.32 \text{ ton/m}^2$$

$$P = \frac{3139.60 \text{ ton}}{508.54 \text{ m}^2} - \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{69046.20 \text{ m}^4} \cdot 6.30 \text{ m} - (0.3) \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{6128.20 \text{ m}^4} \cdot 20.18 \text{ m} = -1.264 \text{ ton/m}^2$$

De los cálculos anteriores se tienen los esfuerzos máximos y mínimos siguientes:

$$P_{\min} = -1.264 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{\max} = 11.32 \text{ ton/m}^2$$

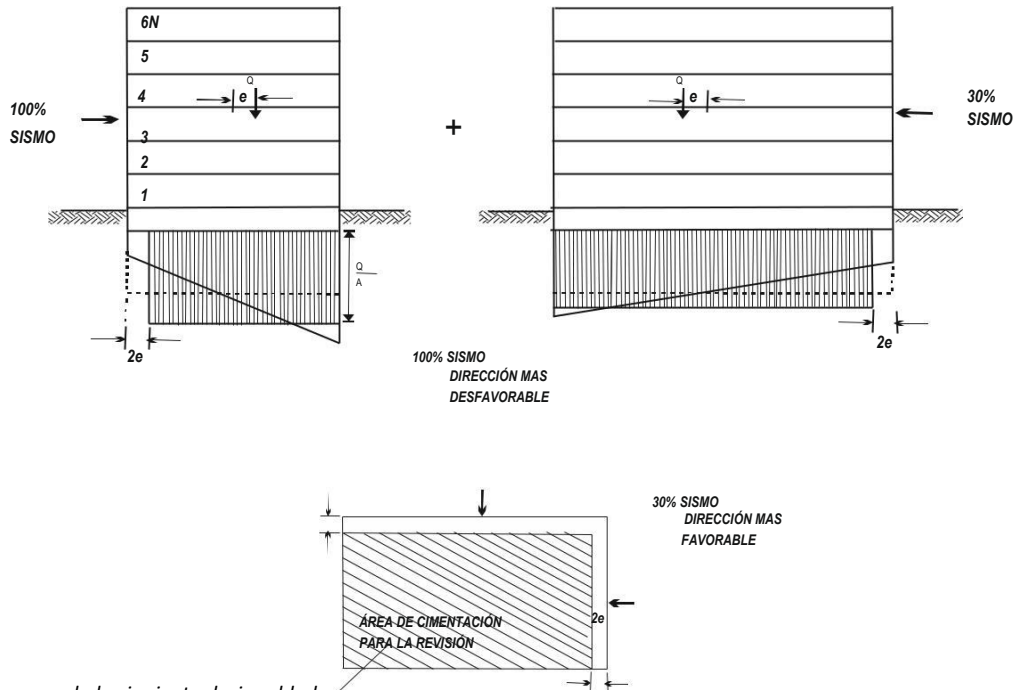
La capacidad de carga admisible del suelo:

$$q_1 = (0.70) (3.00 \text{ ton/m}^2) (5.81) = 12.201 \text{ ton/m}^2$$

No se sobrepasa la capacidad de carga del suelo a los esfuerzos que la estructura aplicará ante sismo, por lo tanto es estable

8.- Revisión de la estabilidad de la cimentación en condiciones sísmicas

Para que una cimentación sea estable ante condiciones sísmicas, se determina primeramente el área en planta reducida considerando el sismo en la dirección más desfavorable, como se indica en las figuras anexas.



Se verifica que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A_R} < q_u F_R \left[1 - \frac{0.195 k \gamma b_r}{S_{ud}} \frac{F_c}{F_R} \right]$$

Donde:

ΣQ = suma de las acciones verticales para
 F_c = factor de carga, adimensional e igual a 1.10

A_R = área en planta reducida del cajón de cimentación, en m^2 , en ambas direcciones

$P_v =$ presión vertical total al nivel de desplante del cajón de cimentación
 $qu =$ capacidad de carga última del suelo de apoyo, en ton/m^2
 $FR =$ factor de resistencia, adimensional e igual a 0.6
 $k =$ aceleración igual a un cuarto del coeficiente de diseño sísmico
 $Sud =$ resistencia del suelo no drenada en condiciones dinámicas, igual a 1.3 de la resistencia estática
 $br =$ ancho reducido en la dirección que actúa el sismo, igual a

$$b_r = B - 2e$$

en donde :

$$e = \frac{M_v}{\Sigma Q}$$

siendo:

$M_v =$ Momento de volteo debido a sismo

Sustituyendo :

$$M_v = 4747.075 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma Q = 3139.60 \text{ ton}$$

$$e = \frac{4747.075 \text{ ton-m}}{3139.60 \text{ ton}} = 1.512 \text{ m}$$

$$e = \frac{0.3 (4747.075 \text{ ton-m})}{3139.60 \text{ ton}} = 0.454 \text{ m}$$

Σ Área reducida :

$$Ar = (B - 2e) * (L - 2e)$$

$$Ar = 11.092 \text{ m} * 39.452 \text{ m}$$

$$Ar = 437.601 \text{ m}^2$$

$$k = 1/4 C_s$$

$$k = 0.11$$

$$qu = C_{Nc} + D_f \gamma$$

$$qu = 17.43 \text{ ton/m}^2 + 3.996 \text{ ton/m}^2$$

$$qu = 21.426 \text{ ton/m}^2$$

$$Sud = 1.3 c$$

$$Sud = 3.9 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{(3139.60 \text{ ton}) (1.1)}{437.601 \text{ m}^2} < 21.426 \text{ ton/m}^2 \cdot 0.6 \left[1 - \frac{(0.19) (0.11) (1.48 \text{ ton/m}^3) (9.5 \text{ m})}{3.90 \text{ ton/m}^2} * \frac{1.1}{0.6} \right]$$

$$7.892 \text{ ton/m}^2 < 11.088 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple por lo tanto es estable en condiciones sísmicas

9. Hundimientos elásticos

La estimación de los asentamientos elásticos para arcillas saturadas que tienen una relación Poisson de 0.5 se realizaron empleando el criterio de Jambu, para una cimentación flexible, la cual emplea la siguiente expresión:

$$\Delta H_e = A_1 A_2 \frac{A_p B}{E_s}$$

Donde:

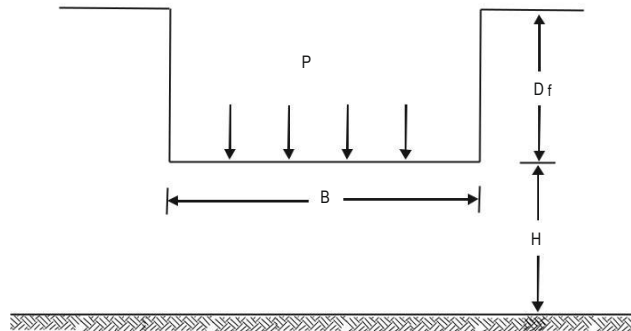
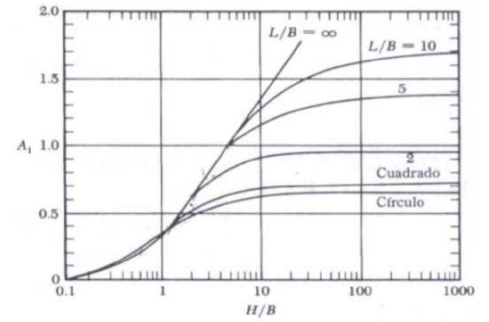
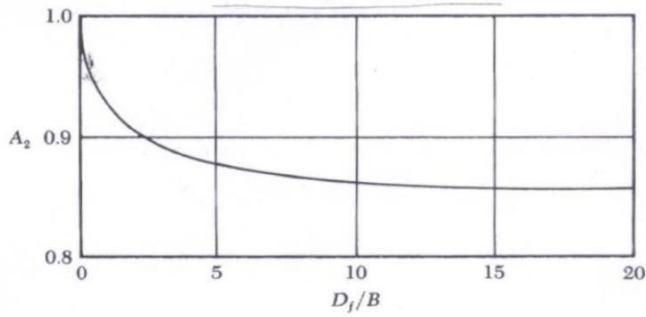
$\Delta H_e =$ asentamientos elásticos

$\Delta p =$ incremento de presión neta aplicada a los depósitos del subsuelo

$B =$ ancho del área cargada

$E_s =$ módulo de elasticidad del suelo apoyado

$A_1, A_2 =$ factores de forma, que dependen de B (ancho del área cargada), L (largo del área cargada), D_f (Profundidad de desplante) y H espesor del estrato arcilloso; los que se determinan con las figuras siguientes:



Donde:

$$B = 12.60 \text{ m}$$

$$L = 40.36 \text{ m}$$

$$Df = 2.70 \text{ m}$$

$$H = 32.70 \text{ m}$$

$$\Delta p = 2.00 \text{ ton/m}^2$$

$$E = 400.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{L}{B} = \frac{40.36 \text{ m}}{12.60 \text{ m}} = 3.20 \quad \frac{Df}{B} = \frac{2.70 \text{ m}}{12.60 \text{ m}} = 0.214 \quad \frac{H}{B} = \frac{32.70 \text{ m}}{12.60 \text{ m}} = 2.595$$

De gráficas : $A1 = 0.65$ $A2 = 0.95$

$$\Delta h_e = (0.65) (0.95) \frac{(2.00 \text{ ton/m}^2) (12.60 \text{ m})}{400.00 \text{ ton/m}^2}$$

$$\Delta h_e = 0.038 \text{ cm} \quad \text{Es admisible}$$

10. Módulo de reacción vertical

Se estima el módulo de reacción vertical utilizando la siguiente fórmula :

$$k_v = k_v = \frac{\Delta p}{\Delta \delta}$$

siendo:

k_v : módulo de reacción vertical, en kg/cm^3

Δp : incremento de presión, en kg/cm^2

$\Delta \delta$: hundimiento total de la cimentación de las estructuras, en cm

$$\Delta p = 0.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \delta = 15.0 \text{ cm}$$

$$k_v = 0.044 \text{ kg/cm}^3$$

11. Revisión de la estabilidad en las paredes de la excavación necesaria para alojar la cimentación.

De acuerdo a las NTC-Cimentaciones para que las paredes de una excavación sean estables debe cumplirse la siguiente desigualdad:

Donde: $(P_v + \Sigma q) F_c < C_u N_e \mu q F_R$

P_v = presión vertical a la profundidad de desplante, dada por la expresión:

$$P_v = \gamma H$$

siendo:

γ = peso volumétrico del material, en ton/m^3

H = altura máxima de la excavación, en m

Σq = sobrecarga uniforme mínima en ton/m^2

F_c = factor de carga, adimensional

C_u = cohesión más baja a la altura de la excavación, en ton/m^2

N_e = número de estabilidad que depende del ángulo del talud, β

μq = factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación $(q / \gamma / H)$ y de la profundidad del estrato duro.

F_R = factor de resistencia, adimensional

Para este caso en particular, se tienen los siguientes datos:

H	γ	p_v	Σq	F_c	C_u	N_e	q_1	F_R
2.70	1.48	4.00	1.50	1.40	3.00	5.50	0.84	0.60

Revisando la desigualdad:

$$7.70/\text{m}^2 < 8.316 \text{ ton}/\text{m}^2$$

La desigualdad se cumple, por lo que las paredes de la excavación es estable



10. Falla de fondo

De acuerdo a las NTC-Cimentaciones para que el fondo de una excavación sea estable debe cumplirse la siguiente desigualdad:

Donde: $(P_v + q) F_c < C_u N_e \mu q F_R$; $(4.0+1.50) 1.40 < 3 (5.5) (0.84) (0.60)$; $7.70 < 8.31644$

P_v = presión vertical a la profundidad de desplante, dada por la expresión:

$$P_v = \gamma H$$

siendo:

γ = peso volumétrico del material, en

ton/m^3 H = altura máxima de la excavación,

en m

q = sobrecarga uniforme mínima en ton/m^2

F_c = factor de carga, adimensional

C_u = cohesión más baja a la altura de la excavación, en ton/m^2

F_R = factor de resistencia, adimensional

N_c = coeficiente de capacidad de carga, adimensional dado por la siguiente expresión:

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

Tomando en cuenta las dimensiones de la cimentación, se obtiene N_c :

B (m)	L (m)	Df (m)	Nc
12.60	40.36	2.70	5.80

Para este caso en particular, se tienen los siguientes datos:

H	γ	ρ_v	Σq	Fc	Cu	Nc	FR
2.70	1.50	4.00	1.50	1.40	3.00	5.80	0.70

$$7.70 \text{ ton/m}^2 < 12.20 \text{ ton/m}^2$$

La desigualdad se cumple, por lo que no se presentará falla de fondo

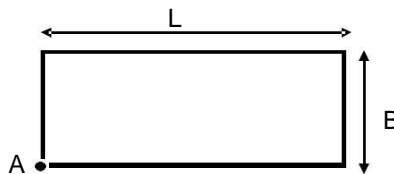
MEMORÍA DE CÁLCULO DE EXPANSIONES ELÁSTICAS

Para descargas distribuidas sobre superficie rectangular flexible, Streibrenner resolvió el problema de cálculo de expansiones bajo una esquina del rectángulo cargado. La expansión elástica entre la superficie y la profundidad z queda dado por:

$$\rho_z = p \frac{B}{E} [(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2]$$

Donde F1 y F2 son funciones de z/B y L/B, con z profundidad en el suelo, ancho B y longitud L del cimiento.

Cuando se tienen suelos estratificados y módulos de elasticidad diferentes, se podrá hallar el asentamiento total por suma de los parciales de cada etapa.



En este caso, se tiene una excavación a 12.60 m de base por 28.20 m de longitud, desplantada a 2.70 m del NTN

TABLA PARA EL CÁLCULO DE EXPANSIONES ELÁSTICAS EN LA ESQUINA (PUNTO A)

ESTRATO	z (m)	B (m)	L (m)	z/B adim	L/B adim	P (ton/m ²)	E (ton/m ²)	μ adim	F ₁ adim	F ₂ adim	ρ parcial (m)	ρ negativo (m)	ρ total (m)	
1	5.50	12.60	40.36	0.44	3.20	4.00	450	0.45	0.03	0.08	0.004		0.004	
2	16.50	12.60	40.36	1.31	3.20	4.00	350	0.50	0.17	0.12	0.017	0.003	0.014	
3	23.50	12.60	40.36	1.87	3.20	4.00	400	0.50	0.26	0.12	0.023	0.015	0.008	
4	28.00	12.60	40.36	2.22	3.20	4.00	450	0.50	0.31	0.12	0.024	0.020	0.004	
													S	0.030

EXPANSIÓN EN EL PUNTO A:

3 cm

Para realizar el cálculo de las expansiones al el centro de la cimentación es necesario dividir la misma en cuatro rectángulos, como se muestra:

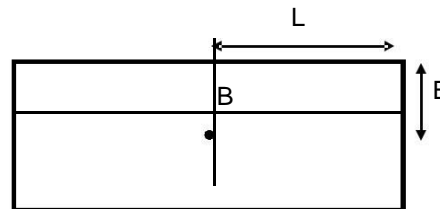


TABLA PARA EL CÁLCULO DE EXPANSIONES ELÁSTICAS EN EL CENTRO (PUNTO B)

ESTRATO	z (m)	B (m)	L (m)	z/B adim	L/B adim	P (ton/m ²)	E (ton/m ²)	μ adim	F ₁ adim	F ₂ adim	ρ parcial (m)	ρ negativo (m)	ρ total (m)	
1	5.50	6.30	20.15	0.87	3.20	4.00	450	0.45	0.10	0.11	0.005		0.005	
2	16.50	6.30	20.15	2.62	3.20	4.00	350	0.50	0.36	0.12	0.018	0.005	0.013	
3	23.50	6.30	20.15	3.73	3.20	4.00	400	0.50	0.47	0.10	0.020	0.016	0.005	
4	28.00	6.30	20.15	4.44	3.20	4.00	450	0.50	0.52	0.09	0.020	0.018	0.002	
													S	0.025

Como la estructura se divide en cuatro rectángulos, la expansión calculada se debe multiplicar por 4

EXPANSIÓN EN EL PUNTO B:

10 cm

MEMORÍA DE CÁLCULO DE EXPANSIONES ELÁSTICAS

Para realizar el cálculo de las expansiones en el punto C de la cimentación es necesario dividir la misma en dos rectángulos, como se muestra:

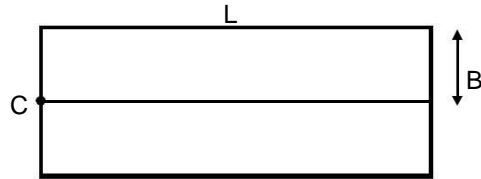


TABLA PARA EL CÁLCULO DE EXPANSIONES ELÁSTICAS (PUNTO C)

ESTRATO	z m	B m	L m	z/B adim	L/B adim	P ton	E ton/m ²	μ adim	F ₁ adim	F ₂ adim	r parcial m	r negativo m	r total m
1	5.50	6.30	40.36	0.87	6.40	4.00	450	0.45	0.09	0.12	0.005		0.005
2	16.50	6.30	40.36	2.62	6.40	4.00	350	0.50	0.34	0.14	0.017	0.005	0.012
3	23.50	6.30	40.36	3.73	6.40	4.00	4.00	0.50	0.45	0.13	0.020	0.015	0.005
4	28.00	6.30	40.36	4.44	6.40	4.00	450	0.50	0.51	0.13	0.020	0.017	0.003
S													0.024

Como la estructura se divide en dos rectángulos, la expansión calculada se debe multiplicar por 2

EXPANSIÓN EN EL PUNTO C: 4.8 cm

Para realizar el cálculo de las expansiones en el punto D de la cimentación es necesario dividir la misma en dos rectángulos, como se muestra:

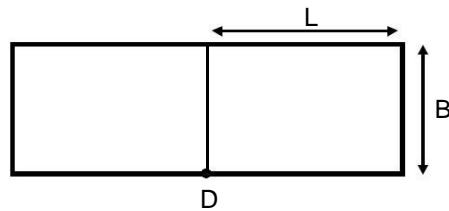


TABLA PARA EL CÁLCULO DE EXPANSIONES ELÁSTICAS (PUNTO D)

ESTRATO	z m	B m	L m	z/B adim	L/B adim	P ton	E ton/m ²	μ adim	F ₁ adim	F ₂ adim	r parcial m	r negativo m	r total m
1	5.50	12.60	20.15	0.44	1.60	4.00	450	0.45	0.03	0.08	0.004		0.004
2	16.50	12.60	20.15	1.31	1.60	4.00	350	0.50	0.19	0.10	0.019	0.003	0.015
3	23.50	12.60	20.15	1.87	1.60	4.00	400	0.50	0.27	0.09	0.024	0.016	0.008
4	28.00	12.60	20.15	2.22	1.60	4.00	450	0.50	0.32	0.09	0.025	0.021	0.004
S													0.031

Como la estructura se divide en dos rectángulos, la expansión calculada se debe multiplicar por 2

EXPANSIÓN EN EL PUNTO D: 6.2 cm

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 1

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.352	0.00233
2	1.50	1.20	4.50	6.00	0.786	0.00064
3	3.00	1.92	5.10	6.50	0.633	0.00209
4	4.50	4.32	5.70	7.00	0.579	0.00166
5	5.25	3.12	6.00	7.30	0.561	0.00064
6	8.25	7.20	7.20	8.30	0.503	0.00767
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.451	0.00041
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.438	0.00094
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.422	0.00065
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.380	0.00290
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.345	0.00010
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.311	0.00184
						0.02186

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 2

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.632	0.00274
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.227	0.00095
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.023	0.00326
4	4.50	4.32	5.70	7.00	0.889	0.00249
5	5.25	3.12	6.00	7.30	0.836	0.00093
6	8.25	7.20	7.20	8.30	0.673	0.01015
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.558	0.00050
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.534	0.00114
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.505	0.00077
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.436	0.00332
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.386	0.00011
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.340	0.00202
						0.02837

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 3

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.633	0.00274
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.244	0.00096
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.087	0.00345
4	4.50	4.32	5.70	7.00	0.982	0.00272
5	5.25	3.12	6.00	7.30	0.932	0.00103

6	8.25	7.20	7.20	8.30	0.749	0.01125
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.608	0.00054
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.579	0.00123
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.543	0.00083
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.462	0.00352
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.404	0.00011
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.354	0.00209

0.03048

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 4

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Es (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.633	0.00274
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.244	0.00096
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.089	0.00346
4	4.50	4.32	5.70	7.00	0.993	0.00275
5	5.25	3.12	6.00	7.30	0.949	0.00105
6	8.25	7.20	7.20	8.30	0.795	0.01189
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.668	0.00059
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.641	0.00136
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.606	0.00092
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.523	0.00397
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.461	0.00013
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.404	0.00239

0.03221

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 5

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Es (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.998	0.00324
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.951	0.00614
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.762	0.01805
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.532	0.00427
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.424	0.00308
6	8.25	7.20	7.20	8.30	1.073	0.01578
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.835	0.00101
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.788	0.00166
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.731	0.00111
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.605	0.00458
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.518	0.00014
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.444	0.00262

0.06168

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 6

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.999	0.00325
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.980	0.00646
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.875	0.02216
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.692	0.00477
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.588	0.00527
6	8.25	7.20	7.20	8.30	1.199	0.03437
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.913	0.00168
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.857	0.00327
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.790	0.00119
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.643	0.00486
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.544	0.00015
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.462	0.00272
						0.09015

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 7

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.633	0.00274
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.248	0.00097
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.116	0.00353
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.053	0.00291
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.025	0.00112
6	8.25	7.20	7.20	8.30	0.910	0.01352
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.789	0.00070
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.760	0.00160
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.722	0.00109
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.626	0.00473
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.550	0.00015
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.479	0.00282
						0.03588

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 8

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.998	0.00325
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.958	0.00622
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.801	0.01948
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.616	0.00453
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.528	0.00448

6	8.25	7.20	7.20	8.30	1.222	0.03874
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.983	0.00228
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.932	0.00538
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.870	0.00131
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.724	0.00545
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.619	0.00017
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.527	0.00310

0.09438

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 9

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m2)	Pc (Ton/m2)	ESFUERZO (Ton/m2)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	2.000	0.00325
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.988	0.00654
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.919	0.02374
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.786	0.00506
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.705	0.00681
6	8.25	7.20	7.20	8.30	1.364	0.06445
7	11.25	3.60	8.70	9.50	1.074	0.00306
8	12.00	6.48	9.00	9.80	1.013	0.00762
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.939	0.00217
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.769	0.00578
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.650	0.00018
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.548	0.00322

0.13185

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 10

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Eo (AD)	Po (Ton/m2)	Pc (Ton/m2)	ESFUERZO (Ton/m2)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.633	0.00274
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.249	0.00097
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.120	0.00354
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.062	0.00293
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.038	0.00114
6	8.25	7.20	7.20	8.30	0.940	0.01395
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.833	0.00099
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.806	0.00185
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.770	0.00116
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.675	0.00509
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.597	0.00016
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.522	0.00307

0.03760

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 11

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Es (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.998	0.00325
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.958	0.00622
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.805	0.01963
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.627	0.00457
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.544	0.00469
6	8.25	7.20	7.20	8.30	1.259	0.04553
7	11.25	3.60	8.70	9.50	1.035	0.00272
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.986	0.00687
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.925	0.00189
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.780	0.00586
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.672	0.00018
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.574	0.00337
						0.10477

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 12

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Es (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	2.000	0.00325
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.989	0.00654
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.923	0.02390
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.799	0.00509
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.723	0.00703
6	8.25	7.20	7.20	8.30	1.404	0.07167
7	11.25	3.60	8.70	9.50	1.129	0.00352
8	12.00	6.48	9.00	9.80	1.071	0.00919
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.998	0.00341
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.828	0.00874
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.706	0.00019
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.597	0.00351
						0.14604

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 13

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	Es (AD)	Po (Ton/m ²)	Pc (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.633	0.00274
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.249	0.00097
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.120	0.00354
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.063	0.00293
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.040	0.00114

6	8.25	7.20	7.20	8.30	0.947	0.01403
7	11.25	3.60	8.70	9.50	0.844	0.00108
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.817	0.00217
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.782	0.00118
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.689	0.00520
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.611	0.00017
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.535	0.00315

0.03830

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 14

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	E _o (AD)	P _o (Ton/m ²)	P _c (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	1.998	0.00325
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.958	0.00622
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.806	0.01965
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.629	0.00457
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.547	0.00472
6	8.25	7.20	7.20	8.30	1.267	0.04686
7	11.25	3.60	8.70	9.50	1.047	0.00282
8	12.00	6.48	9.00	9.80	0.999	0.00722
9	13.00	3.36	9.50	10.40	0.939	0.00218
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.796	0.00597
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.687	0.00019
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.589	0.00346

0.10711

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 15

ESTRATO No	PROFUNDIDAD (m)	E _o (AD)	P _o (Ton/m ²)	P _c (Ton/m ²)	ESFUERZO (Ton/m ²)	ASENTAMIENTO (m)
1	0.50	1.44	4.00	6.00	2.000	0.00325
2	1.50	1.20	4.50	6.00	1.989	0.00655
3	3.00	1.92	5.10	6.50	1.924	0.02392
4	4.50	4.32	5.70	7.00	1.801	0.00510
5	5.25	3.12	6.00	7.30	1.726	0.00707
6	8.25	7.20	7.20	8.30	1.412	0.07305
7	11.25	3.60	8.70	9.50	1.142	0.00363
8	12.00	6.48	9.00	9.80	1.084	0.00957
9	13.00	3.36	9.50	10.40	1.013	0.00371
10	15.75	5.40	11.00	11.80	0.845	0.01031
11	18.25	1.44	12.70	14.00	0.722	0.00020
12	21.00	4.56	15.00	15.70	0.613	0.00360

0.14994

ANEXO V

RESULTADOS DE

LABORATORIO

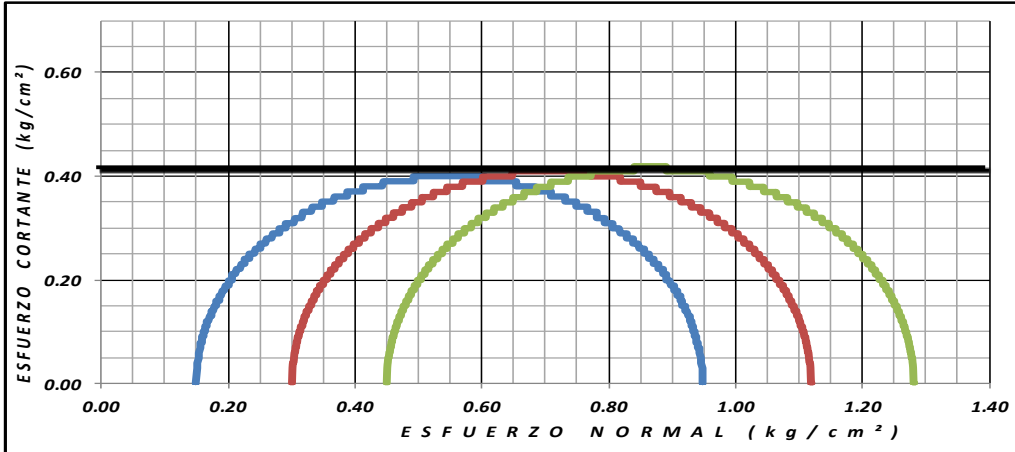
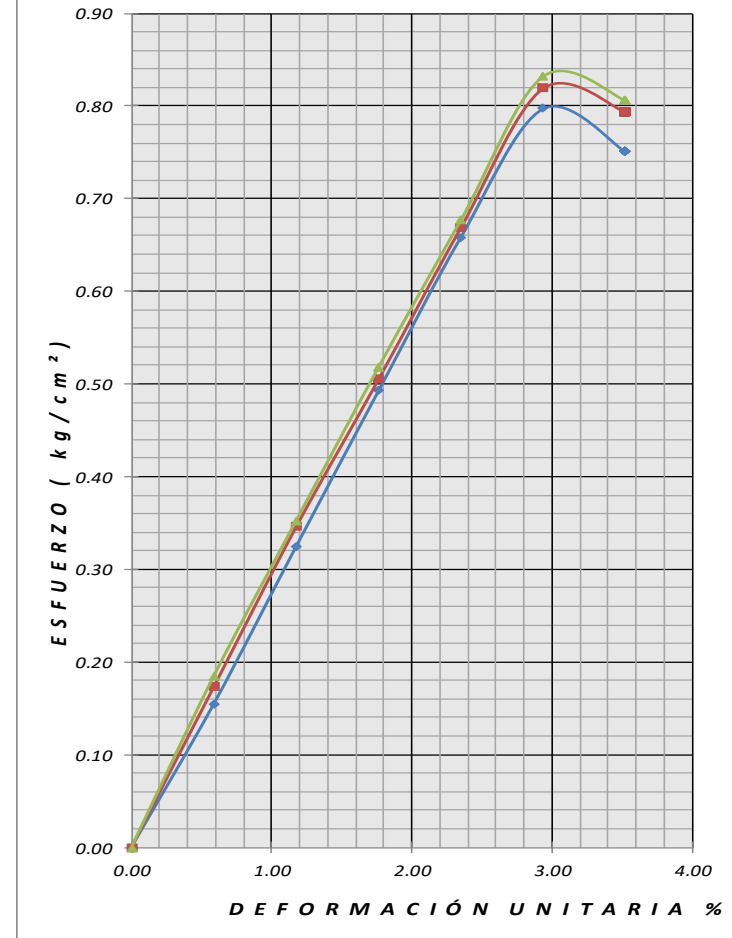


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA	wi	wf	ei	ef	Gi	Gf	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$
No.	%	%			%	%	kg/cm ²	kg/cm ²
1	69.76		1.30		123.47		0.15	0.80
2	69.84		1.30		123.75		0.30	0.82
3	70.17		1.31		123.25		0.45	0.83
PROM.	69.92	0.00	1.30	0.00	123.49	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS			$\phi = 4^\circ$	C = 3.7 Ton/m ²
	INICIALES	FINALES		
γ_1	1383 kg/m ³	kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ_2	1375 kg/m ³	kg/m ³		
γ_3	1386 kg/m ³	kg/m ³		
% C		Ss 2.30		

ESFUERZO VS DEFORMACIÓN



Localización:

2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054

Sondeo :

MIXTO SM - 1

Muestra No.:

6

Profundidad :

3.00 - 3.60 m

Fecha :

MARZO DE 2018

Descripción:

LIMO ARENO ARCILLOSO, CAFÉ

Figura No.

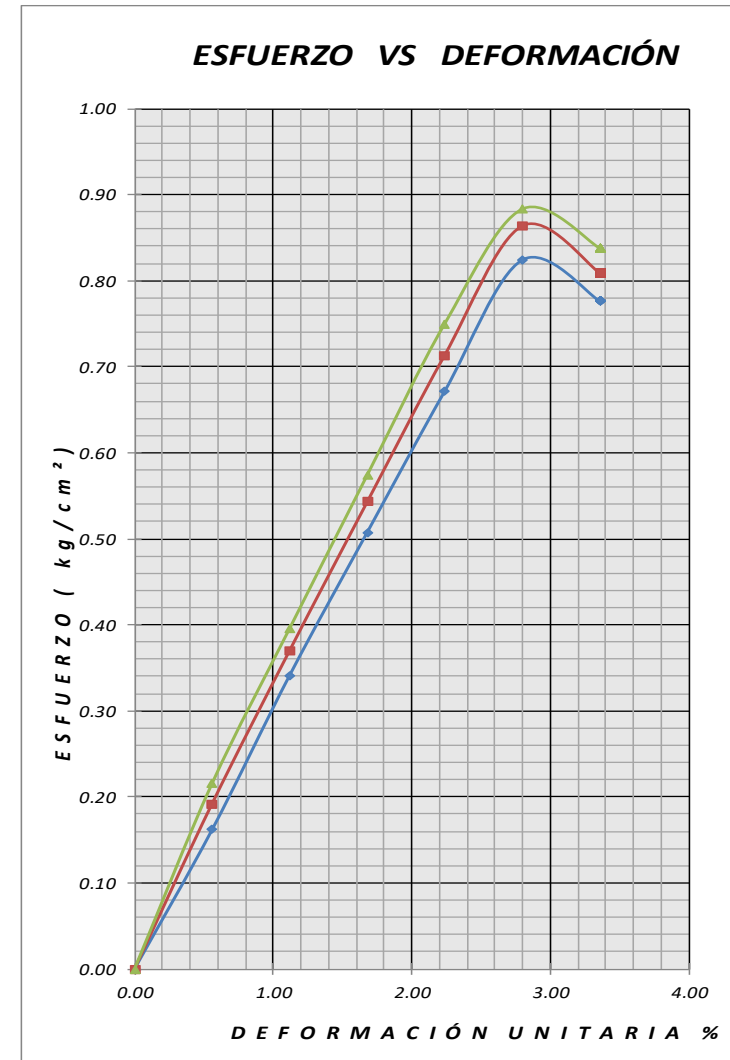
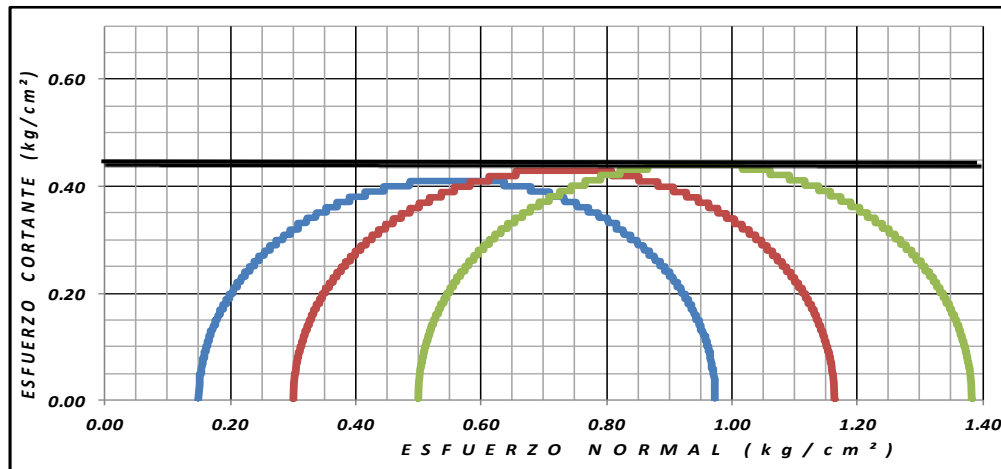
1



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA No.	wi %	wf %	ei	ef	Gi %	Gf %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	120.21		2.46		114.17		0.15	0.82
2	124.71		2.34		124.66		0.30	0.86
3	122.92		2.45		117.24		0.50	0.88
PROM.	122.62	0.00	2.42	0.00	118.69	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS				$\phi = 5^\circ$	$C = 3.7 \text{ Ton/m}^2$
INICIALES		FINALES			
γ_1	1230 kg/m ³		kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ_2	1261 kg/m ³		kg/m ³		
γ_3	1224 kg/m ³		kg/m ³		
% C		Ss	2.34		



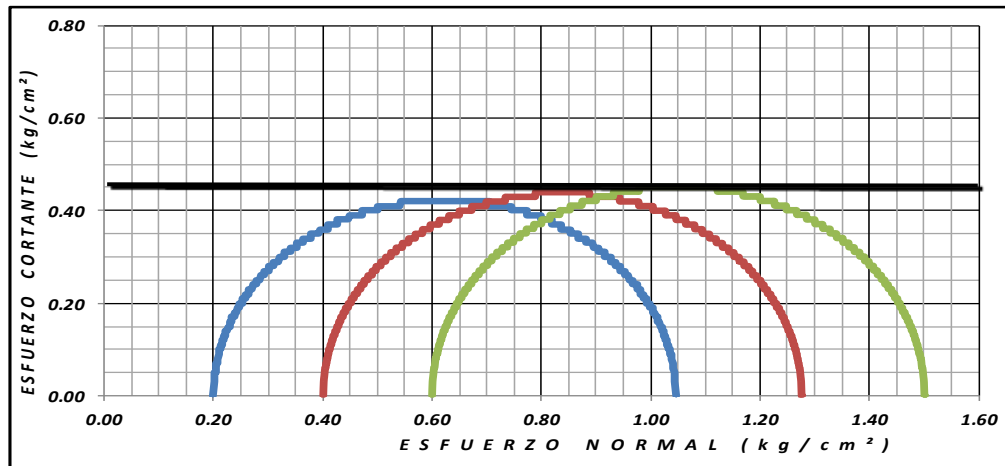
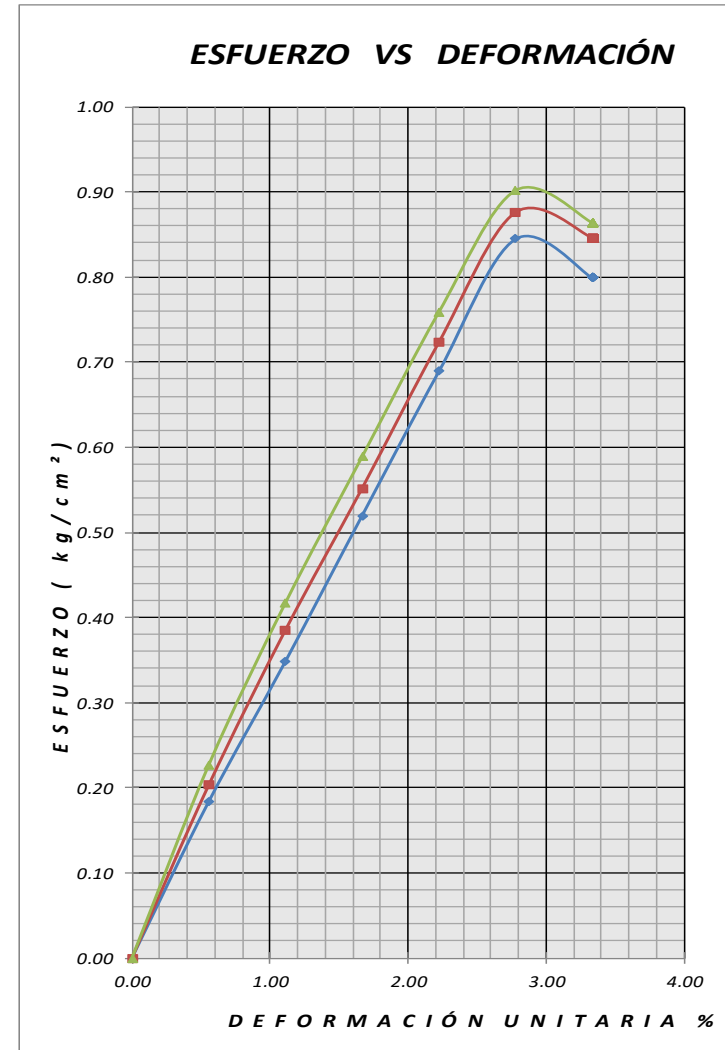
Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054		Sondeo :	MIXTO SM - 1	
Muestra No.:	12	Profundidad :	7.20 - 7.80 m	Fecha :	MARZO DE 2018
Descripción:	ARCILLA ARENO LIMOSA, CAFÉ			Figura No.	2



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA No.	wi %	wf %	ei	ef	Gi %	Gf %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	363.64		8.07		100.95		0.20	0.85
2	370.97		8.12		102.36		0.40	0.88
3	362.17		7.90		102.74		0.60	0.90
PROM.	365.59	0.00	8.03	0.00	102.02	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS				$\phi = 4^\circ$	C = 3.8 Ton/m ²
INICIALES		FINALES			
γ 1	1132	kg/m ³	kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ 2	1146	kg/m ³	kg/m ³		
γ 3	1153	kg/m ³	kg/m ³		
% C		Ss	2.24		



Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054		Sondeo :	MIXTO SM - 1	
Muestra No.:	18	Profundidad :	11.40 - 12.20 m	Fecha :	MARZO DE 2018
Descripción:	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ			Figura No.	3

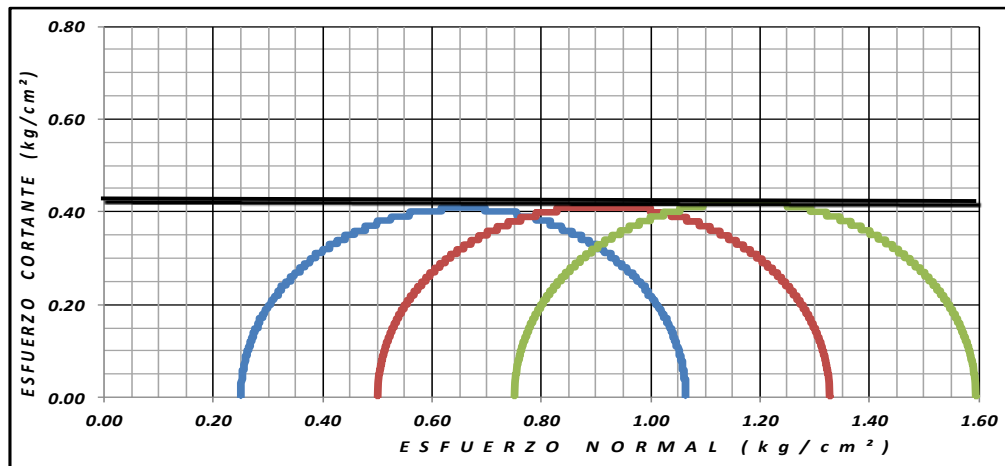
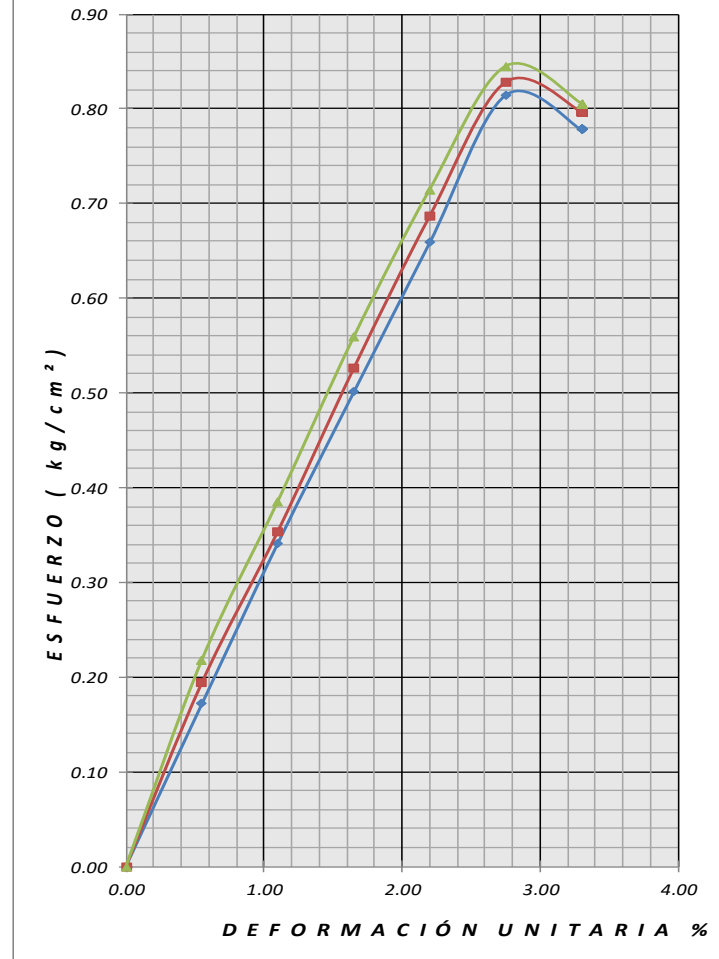


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA No.	wi %	wf %	ei	ef	Gi %	Gf %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	57.88		1.22		118.67		0.25	0.81
2	58.96		1.29		114.20		0.50	0.83
3	59.96		1.23		121.95		0.75	0.84
PROM.	58.93	0.00	1.25	0.00	118.27	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS				$\phi = 2^\circ$	C = 3.8 Ton/m ²
INICIALES		FINALES			
γ_1	1477 kg/m ³		kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ_2	1460 kg/m ³		kg/m ³		
γ_3	1497 kg/m ³		kg/m ³		
% C		Ss	2.50		

ESFUERZO VS DEFORMACIÓN



Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA:		Sondeo :	MIXTO SM - 1
Muestra No.:	24	Profundidad :	Fecha :	MARZO DE 2018
Descripción:	LIMO ARCILLO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO			Figura No. 4

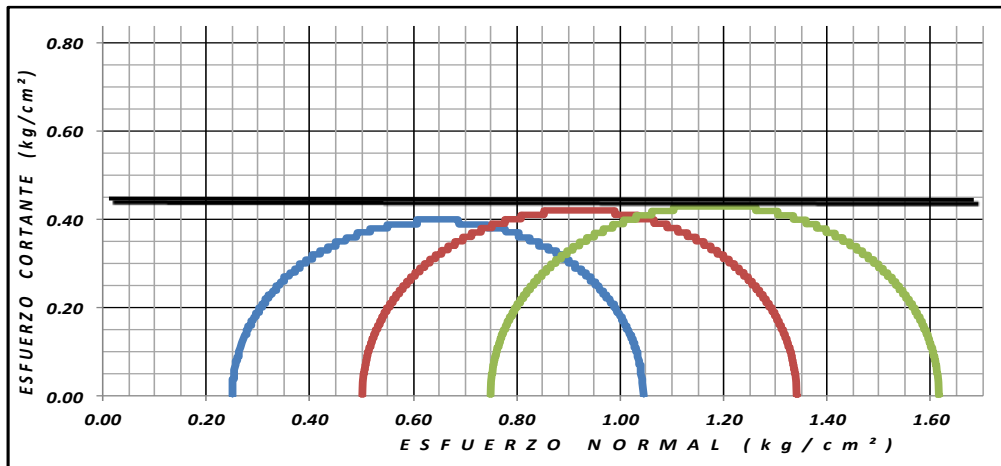
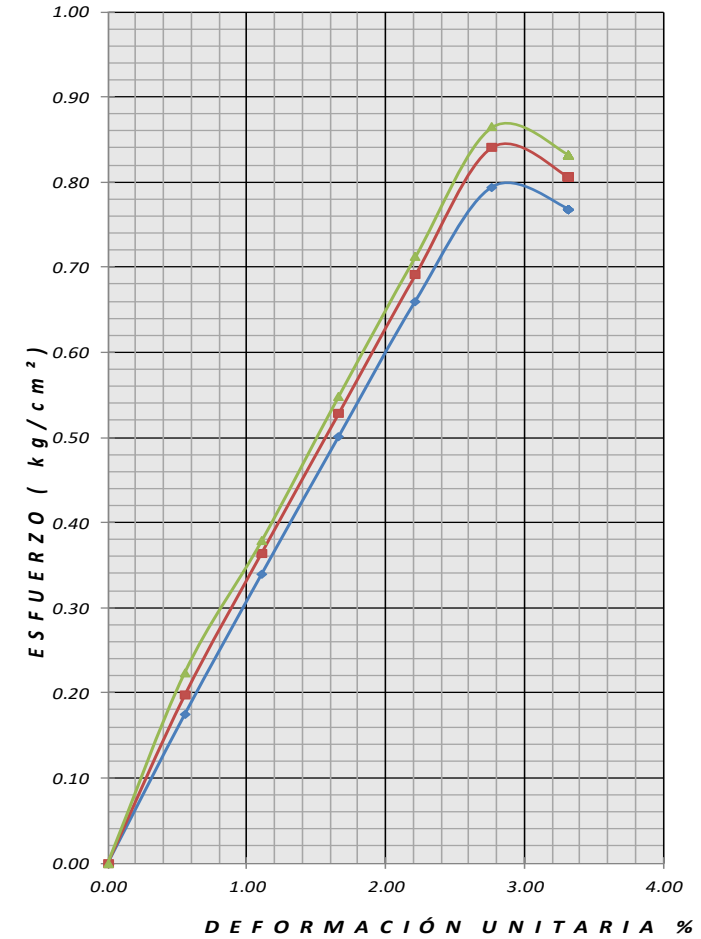


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA No.	wi %	wf %	ei	ef	Gi %	Gf %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	71.50		1.74		103.01		0.25	0.79
2	67.59		1.55		109.19		0.50	0.84
3	68.78		1.57		109.63		0.75	0.86
PROM.	69.29	0.00	1.62	0.00	107.28	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS				$\phi = 3^\circ$	$C = 3.6 \text{ Ton/m}^2$
INICIALES		FINALES			
γ_1	1338	kg/m ³	kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ_2	1353	kg/m ³	kg/m ³		
γ_3	1341	kg/m ³	kg/m ³		
% C		Ss	2.51		

ESFUERZO VS DEFORMACIÓN



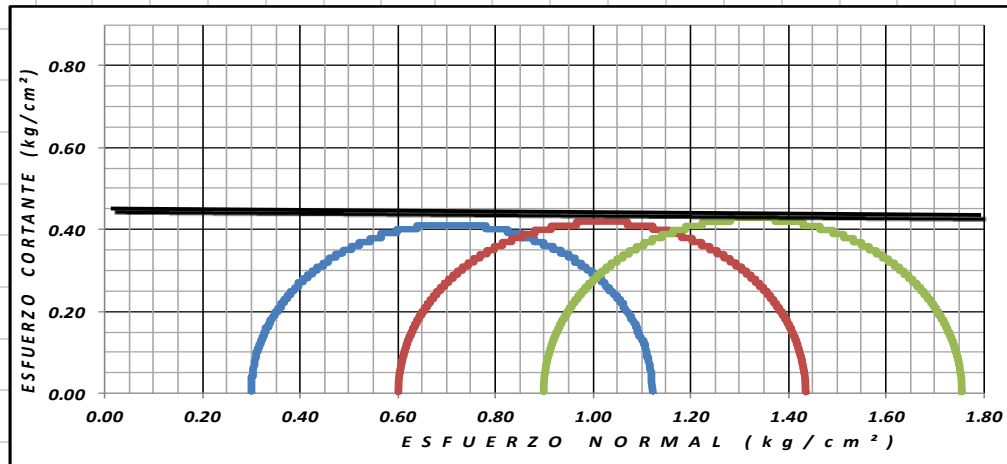
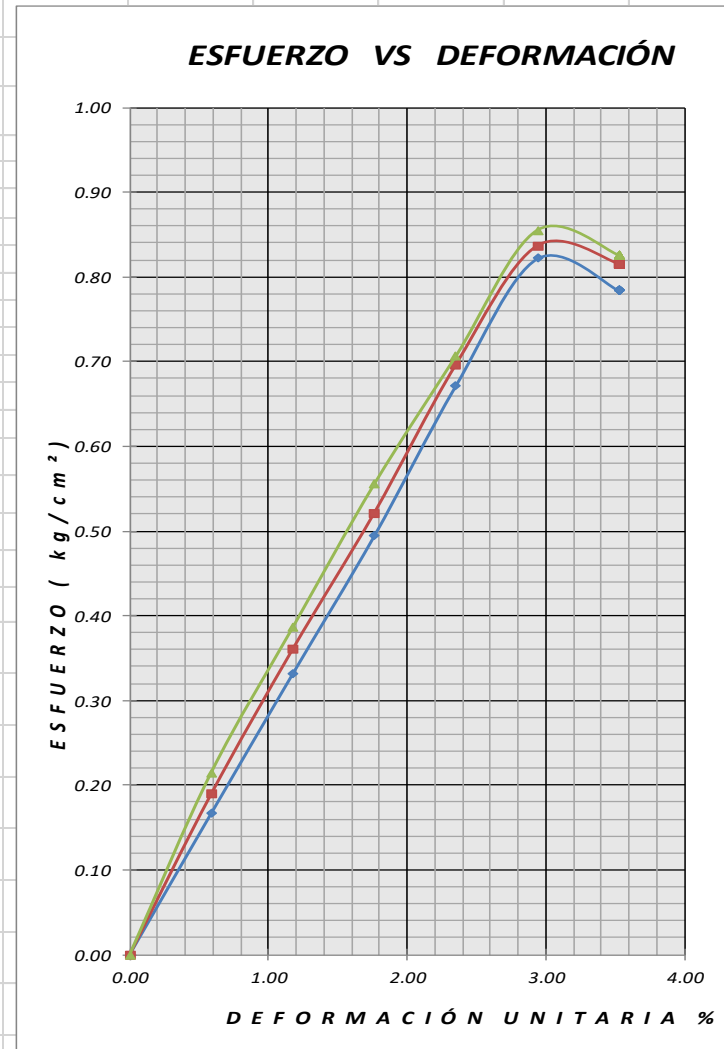
Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054			Sondeo :	MIXTO SM - 1
Muestra No.:	30	Profundidad :	19.00 - 19.80 m	Fecha :	MARZO DE 2018
Descripción:	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ			Figura No.	5



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA No.	wi %	wf %	ei	ef	Gi %	Gf %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	92.65		2.04		101.91		0.30	0.82
2	90.16		2.30		87.83		0.60	0.84
3	91.91		2.16		95.43		0.90	0.85
PROM.	91.57	0.00	2.16	0.00	95.06	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS				$\phi = 1^\circ$	C = 4.0 Ton/m ²
INICIALES		FINALES			
γ_1	1340	kg/m ³	kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ_2	1303	kg/m ³	kg/m ³		
γ_3	1334	kg/m ³	kg/m ³		
% C		Ss	2.24		



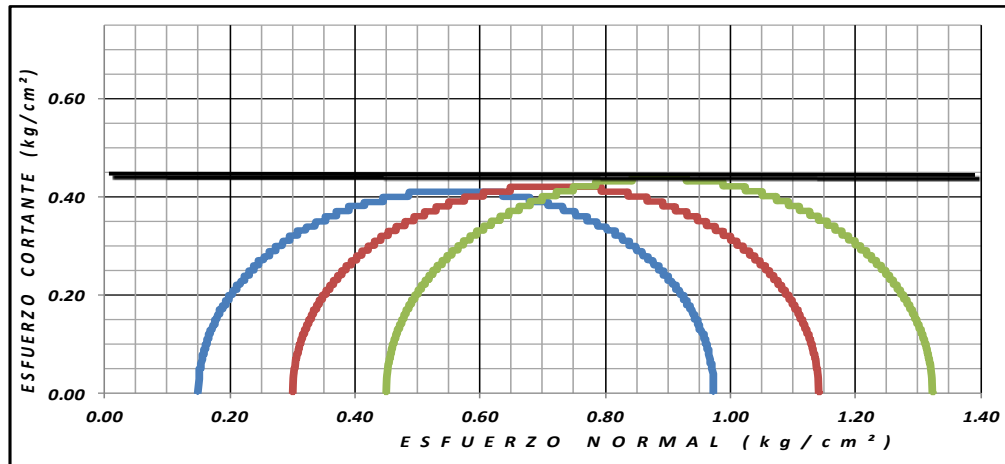
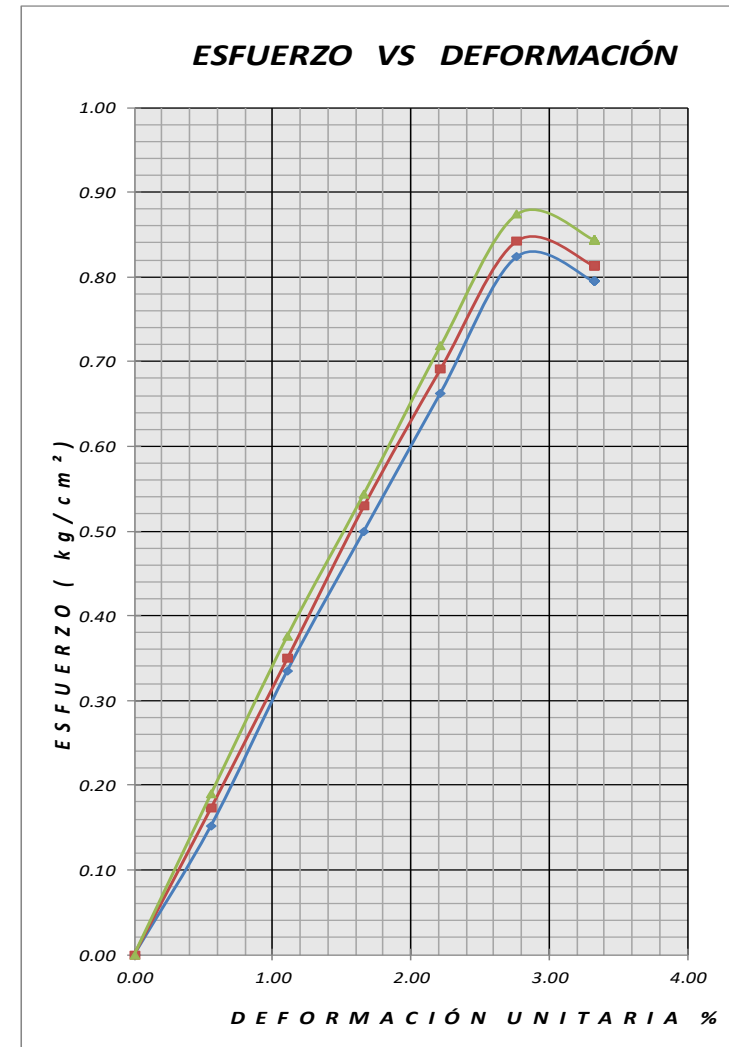
Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054		Sondeo :	MIXTO SM - 1	
Muestra No.:	36	Profundidad :	23.40 - 24.20 m	Fecha :	MARZO DE 2018
Descripción:	LIMO ARCILLO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO			Figura No.	6



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA No.	wi %	wf %	ei	ef	Gi %	Gf %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	52.27		1.41		94.39		0.15	0.82
2	47.57		1.27		95.28		0.30	0.84
3	49.50		1.30		96.76		0.45	0.87
PROM.	49.78	0.00	1.32	0.00	95.48	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS				$\phi = 3^\circ$	C = 3.6 Ton/m ²
INICIALES		FINALES			
γ_1	1647 kg/m ³		kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ_2	1653 kg/m ³		kg/m ³		
γ_3	1676 kg/m ³		kg/m ³		
% C		Ss	2.54		



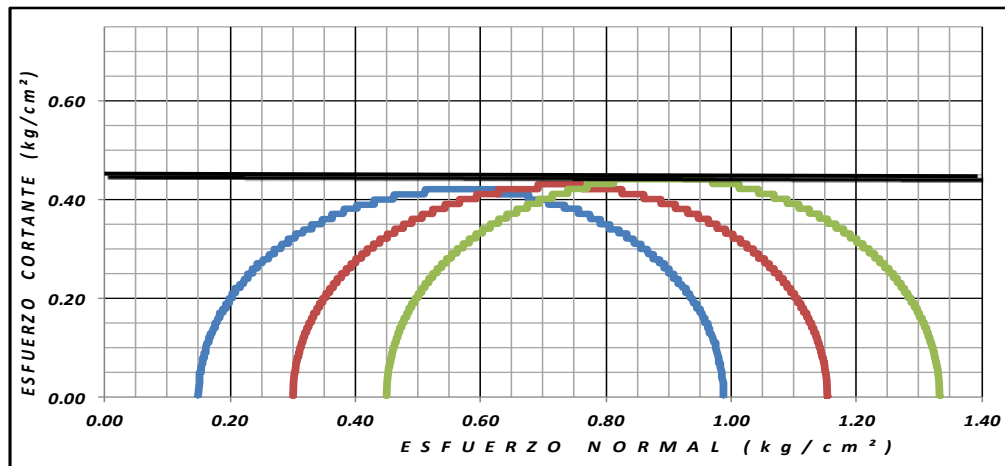
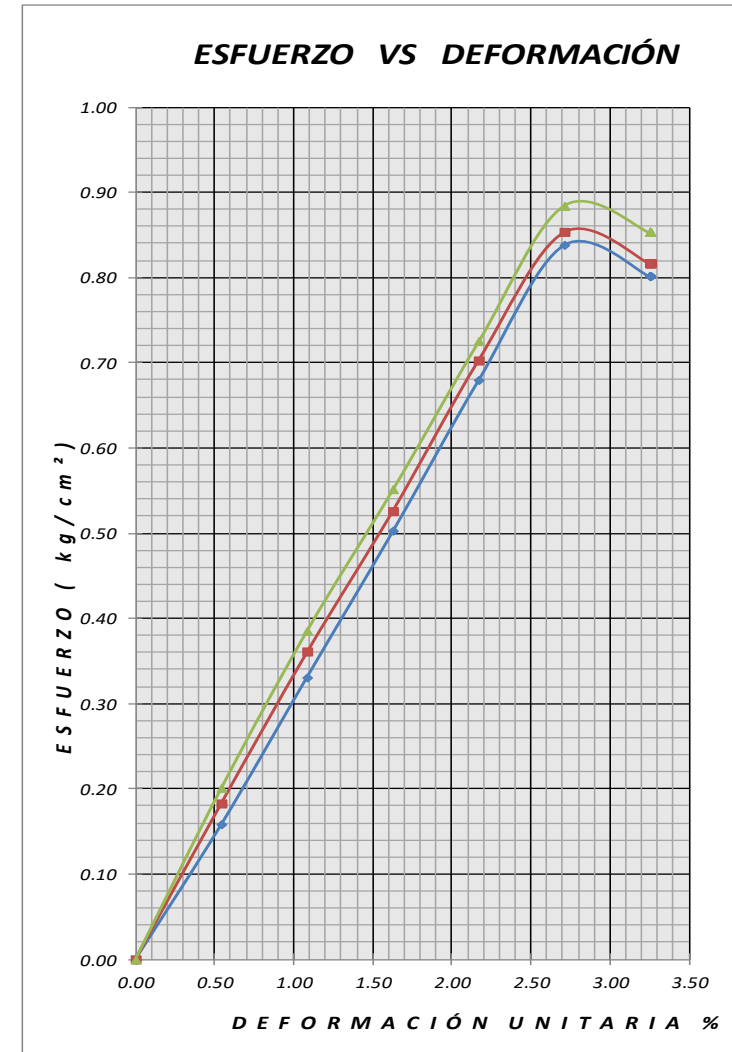
Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054		Sondeo:	POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1	
Muestra No.:	CUBICA	Profundidad:	2.70 - 2.90 m	Fecha:	MARZO DE 2018
Descripción:	ARCILLA ARENOSA POCO LIMOSA, CAFÉ			Figura No.	7



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA No.	wi %	wf %	ei	ef	Gi %	Gf %	σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²
1	37.93		0.92		103.51		0.15	0.84
2	33.43		0.74		113.44		0.30	0.85
3	37.89		0.73		130.17		0.45	0.88
PROM.	36.42	0.00	0.79	0.00	115.70	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS				$\phi = 3^\circ$	C = 3.9 Ton/m ²
INICIALES		FINALES			
γ_1	1610 kg/m ³		kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ_2	1619 kg/m ³		kg/m ³		
γ_3	1634 kg/m ³		kg/m ³		
% C		Ss	2.50		



Localización: **2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054**

Muestra No.: **CUBICA** Profundidad: **2.50 - 2.70 m**

Descripción: **ARCILLA ARENO LIMOSA, CAFÉ VERDOSO**

Sondeo: **POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2**

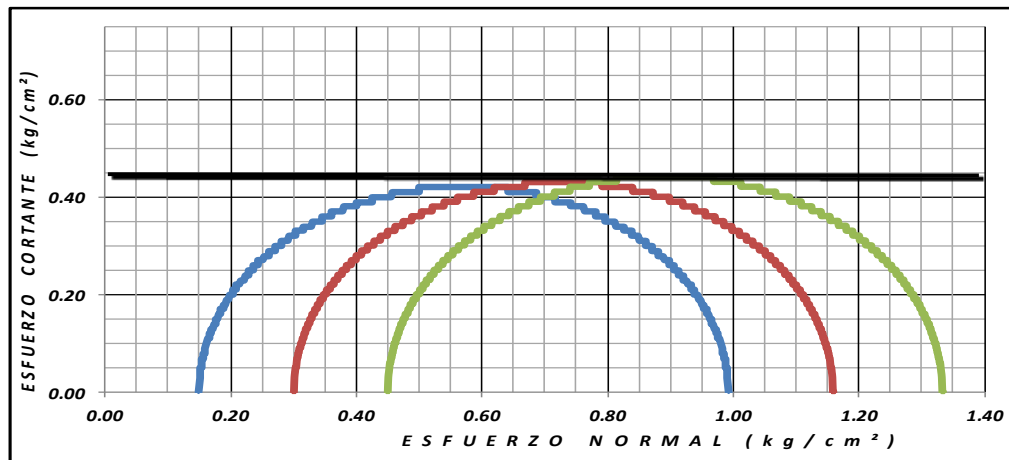
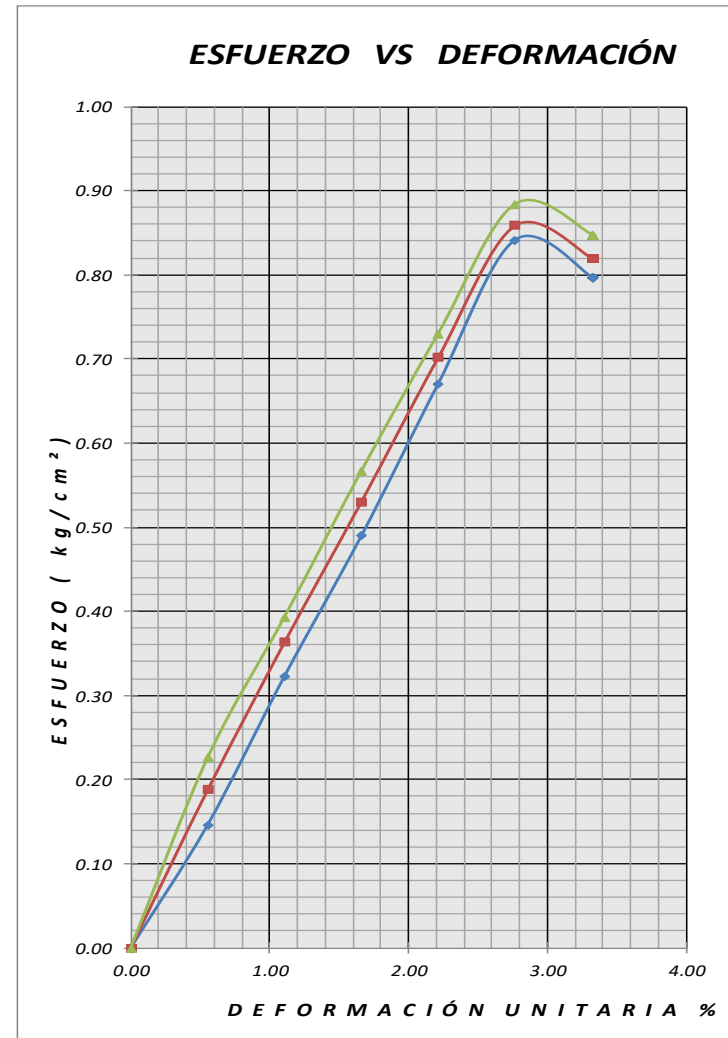
Fecha: **MARZO DE 2018**



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA	wi	wf	ei	ef	Gi	Gf	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$
No.	%	%			%	%	kg/cm ²	kg/cm ²
1	70.22		1.73		98.87		0.15	0.84
2	69.69		1.73		97.88		0.30	0.86
3	68.37		1.57		106.04		0.45	0.88
PROM.	69.43	0.00	1.67	0.00	100.93	0.00		

PESOS VOLUMÉTRICOS				$\phi = 1^\circ$	C = 4.1 Ton/m ²
INICIALES		FINALES			
γ_1	1521	kg/m ³	kg/m ³	Tipo de prueba. UU NO CONSOLIDADA NO DRENADA	
γ_2	1513	kg/m ³	kg/m ³		
γ_3	1536	kg/m ³	kg/m ³		
% C		Ss	2.43		



Localización: **2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054**

Muestra No.: **CUBICA** Profundidad: **2.50 - 2.70 m**

Descripción: **ARCILLA LIMOSA, CAFÉ VERDOSO**

Sondeo: **POZO A CIELO ABIERTO PCA - 3**

Fecha: **MARZO DE 2018**

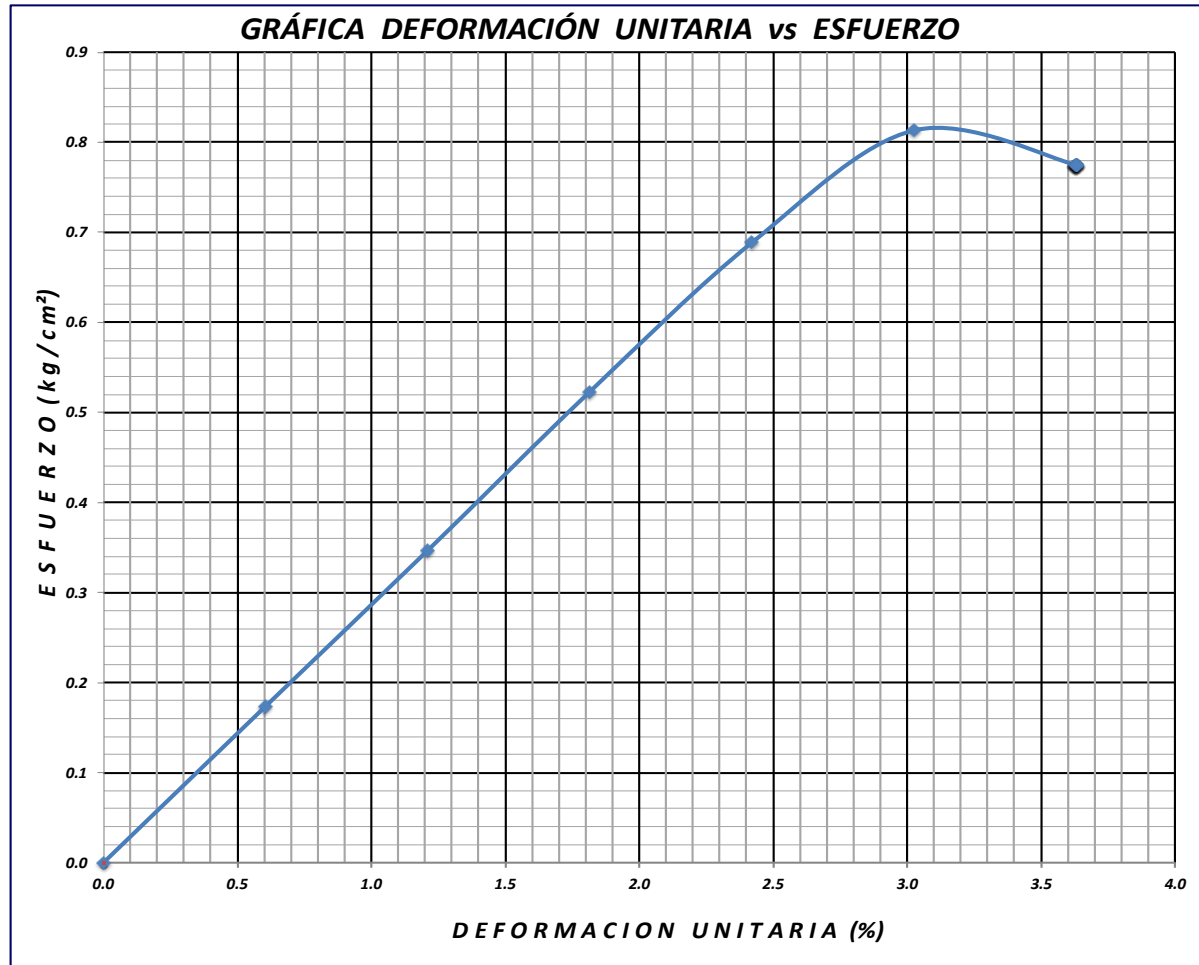


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054	Profundidad: 3.00 - 3.60 m
Muestra No.: 6	Sondeo: MIXTO SM - 1
Descripción: LIMO ARENO ARCILLOSO, CAFÉ	Fecha: MARZO DE 2017
Opero: AGUAYO	

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	qu (kg / cm ²)	γ (kg / m ³)	e	w (%)
1	0.81	1.40	1.16	67.13
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)	ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)
<div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: 5px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: 5px;"></div>	<div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: 5px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: 5px;"></div>

FIGURA No. 10

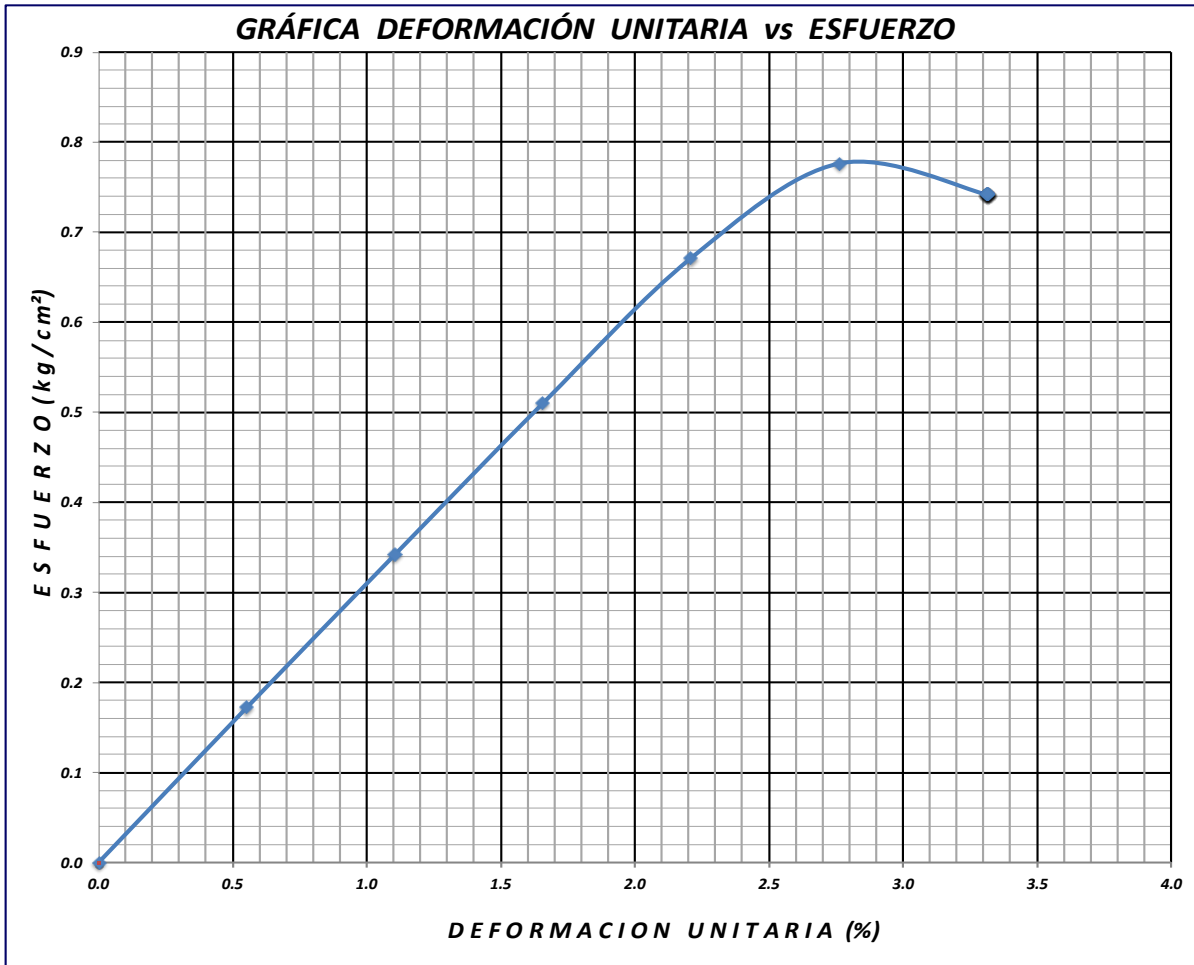


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054		
Muestra No.:	12	Profundidad:	7.20 - 7.80 m
Descripción:	ARCILLA ARENO LIMOSA, CAFÉ	Sondeo:	MIXTO SM - 1
Opero:	AGUAYO	Fecha:	MARZO DE 2018

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	qu (kg / cm ²)	γ (Kg / m ³)	e	w (%)
1	0.78	1.21	2.32	116.19
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)		ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)	

FIGURA No. 11

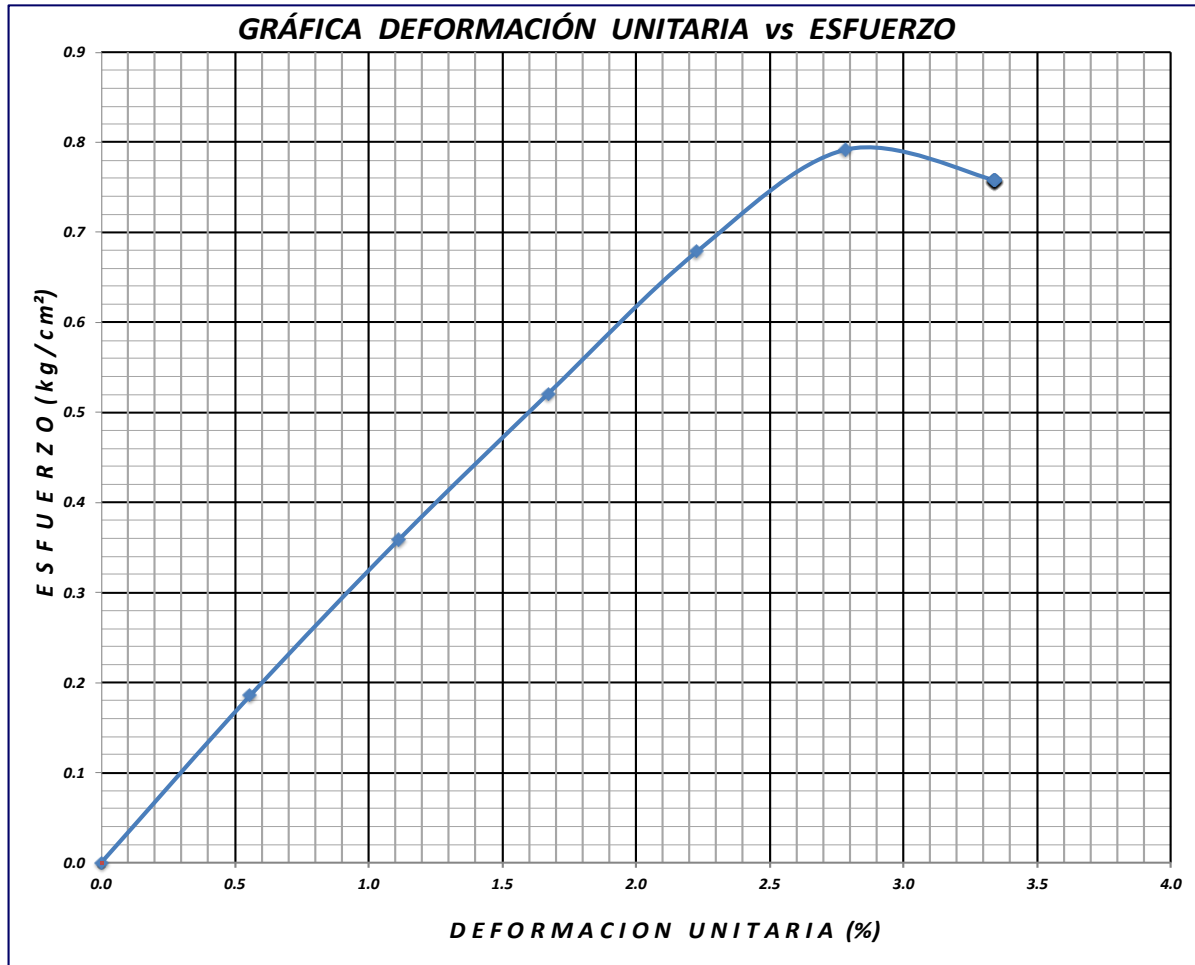


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054	Profundidad: 11.40 - 12.20 m
Muestra No.: 18	Sondeo: MIXTO SM - 1
Descripción: ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ	Fecha: MARZO DE 2018
Opero: AGUAYO	

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	qu (kg / cm ²)	γ (Kg / m ³)	e	w (%)
1	0.79	1.13	8.24	371.55
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)	ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px;"></div> </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px;"></div> </div>

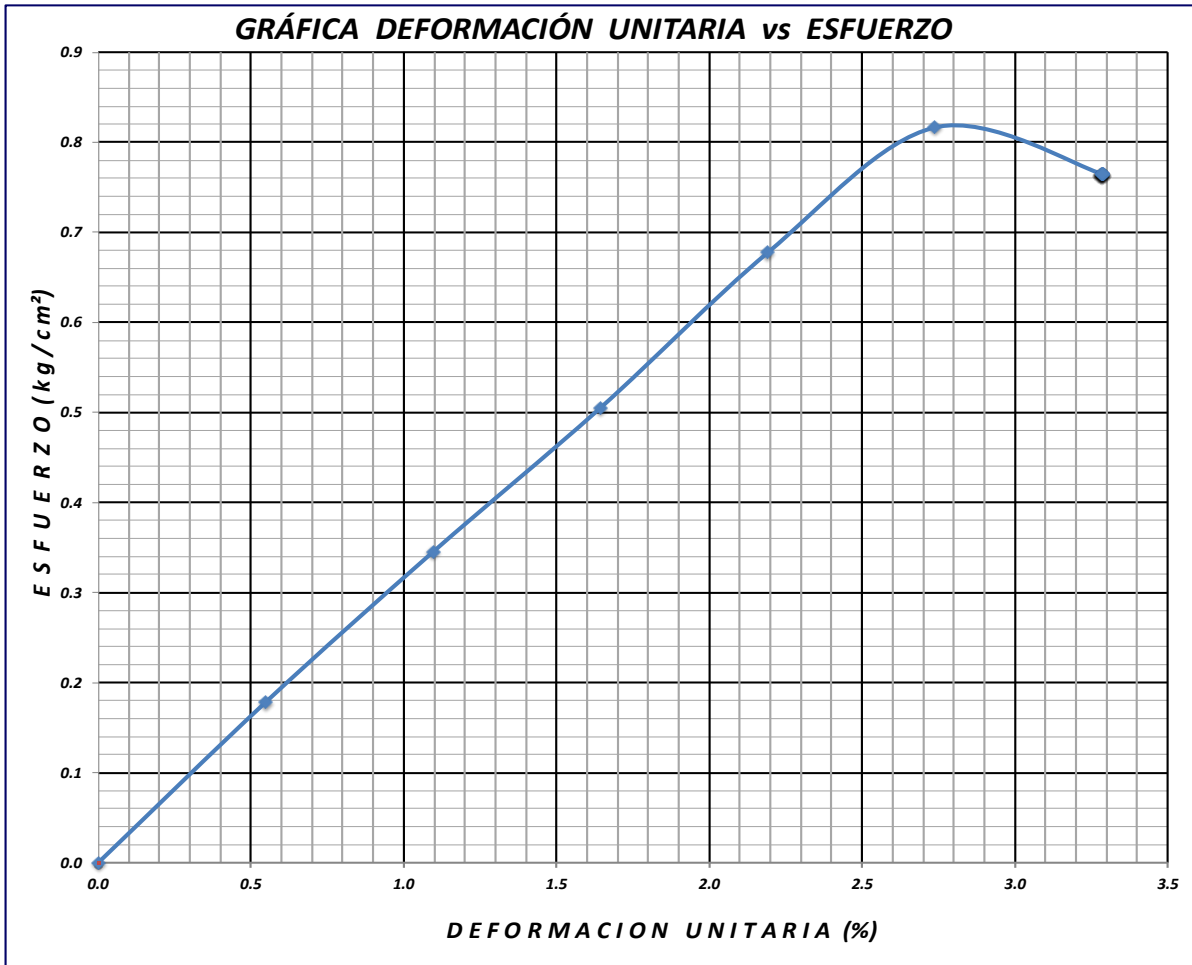


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054	Profundidad: 15.20 - 16.00 m
Muestra No.: 24	Sondeo: MIXTO SM - 1
Descripción: LIMO ARCILLO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	Fecha: MARZO DE 2018
Opero: AGUAYO	

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	qu (kg / cm ²)	γ (Kg / m ³)	e	w (%)
1	0.82	1.44	1.91	68.32
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)	ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px;"></div> </div>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px;"></div> </div>

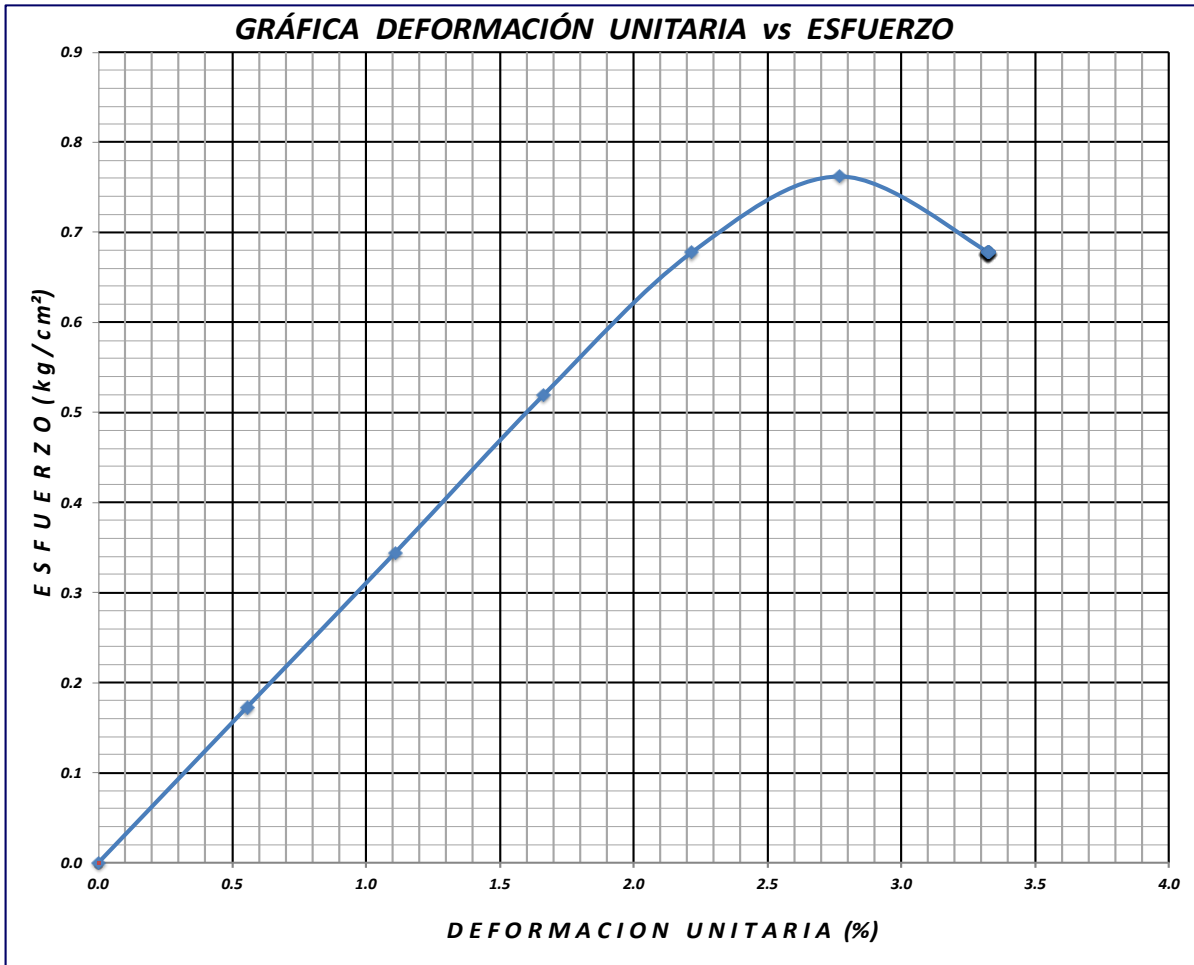


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054		
Muestra No.:	30	Profundidad:	19.00 - 19.80 m
Descripción:	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ	Sondeo:	MIXTO SM - 1
Opero:	AGUAYO	Fecha:	MARZO DE 2018

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	qu (kg / cm ²)	γ (kg / m ³)	e	w (%)
1	0.76	1.35	2.28	76.05
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)		ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)	

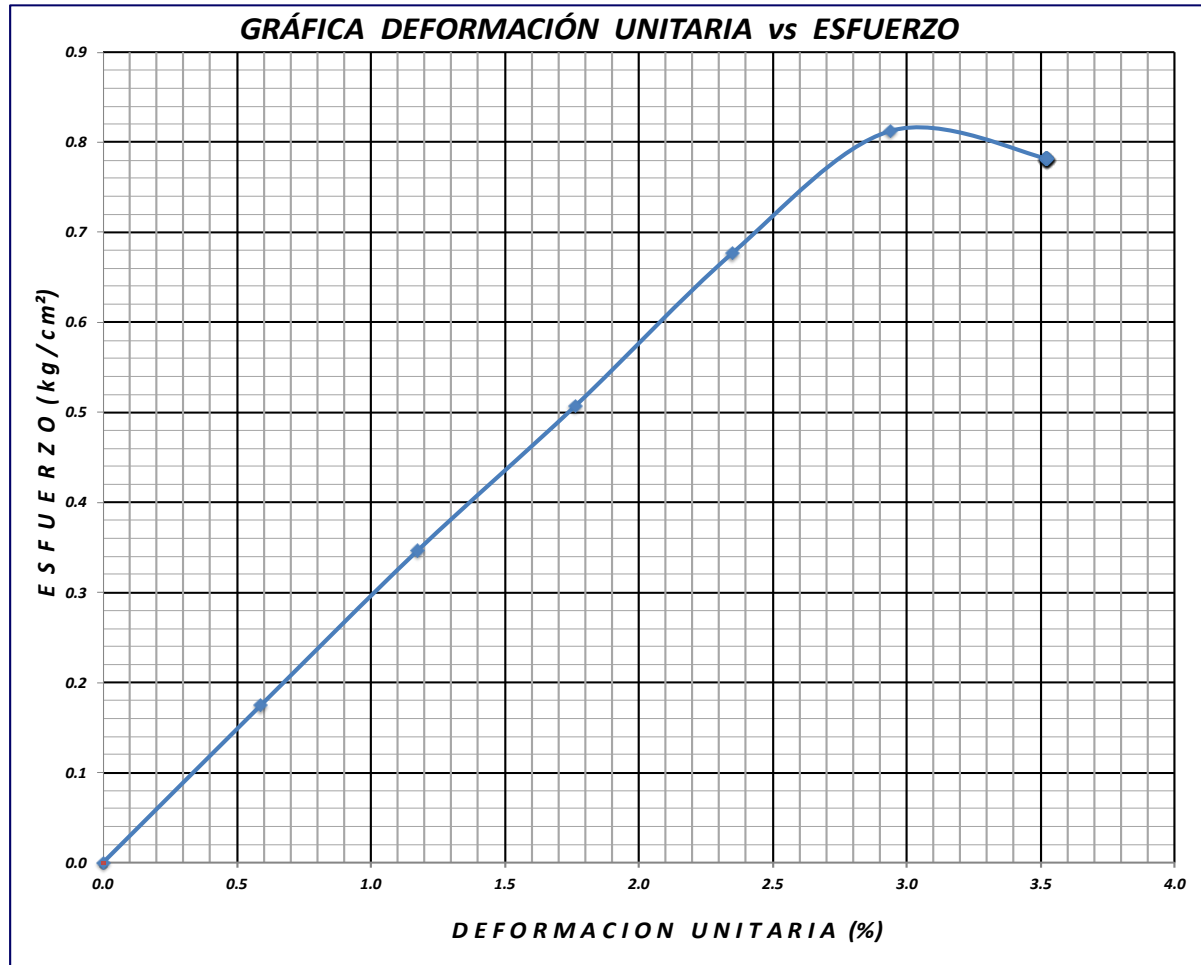


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054	Profundidad: 23.40 - 24.20 m
Muestra No.: 36	Sondeo: MIXTO SM - 1
Descripción: LIMO ARCILLO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO	Fecha: MARZO DE 2018
Opero: AGUAYO	

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	qu (kg / cm ²)	γ (Kg / m ³)	e	w (%)
1	0.81	1.35	2.21	94.99
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)	ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)
<div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: 5px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: 5px;"></div>	<div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: 5px;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; margin: 5px;"></div>

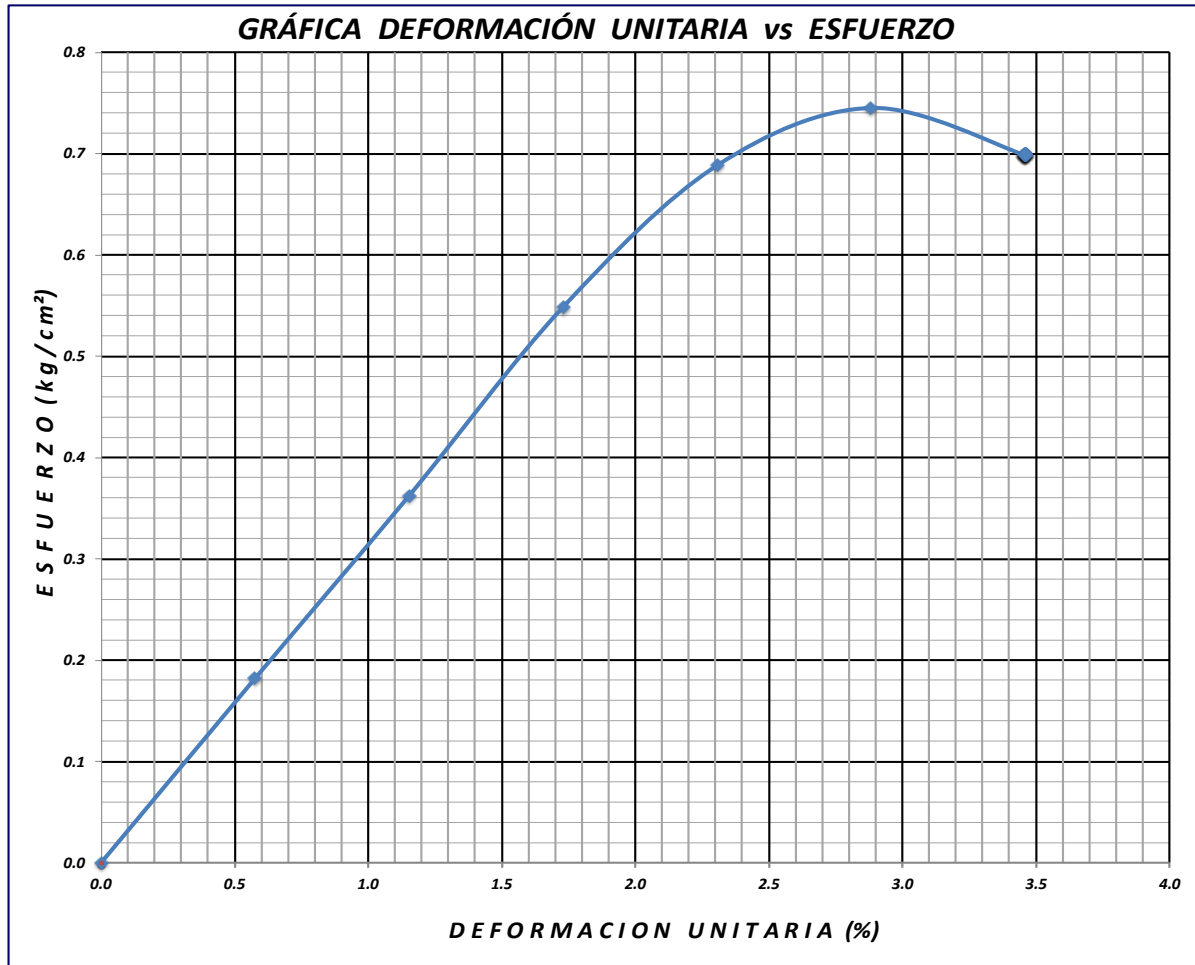


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

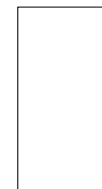
Localización:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP-17054		
Muestra No.:	CUBICA	Profundidad:	2.70 - 2.90 m
Descripción:	ARCILLA ARENOSA POCO LIMOSA, CAFÉ	Sondeo:	POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1
Opero:	AGUAYO	Fecha:	MARZO DE 2018

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	q_u (kg / cm ²)	γ (Kg / m ³)	e	w (%)
1	0.75	1.64	1.39	53.72
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)



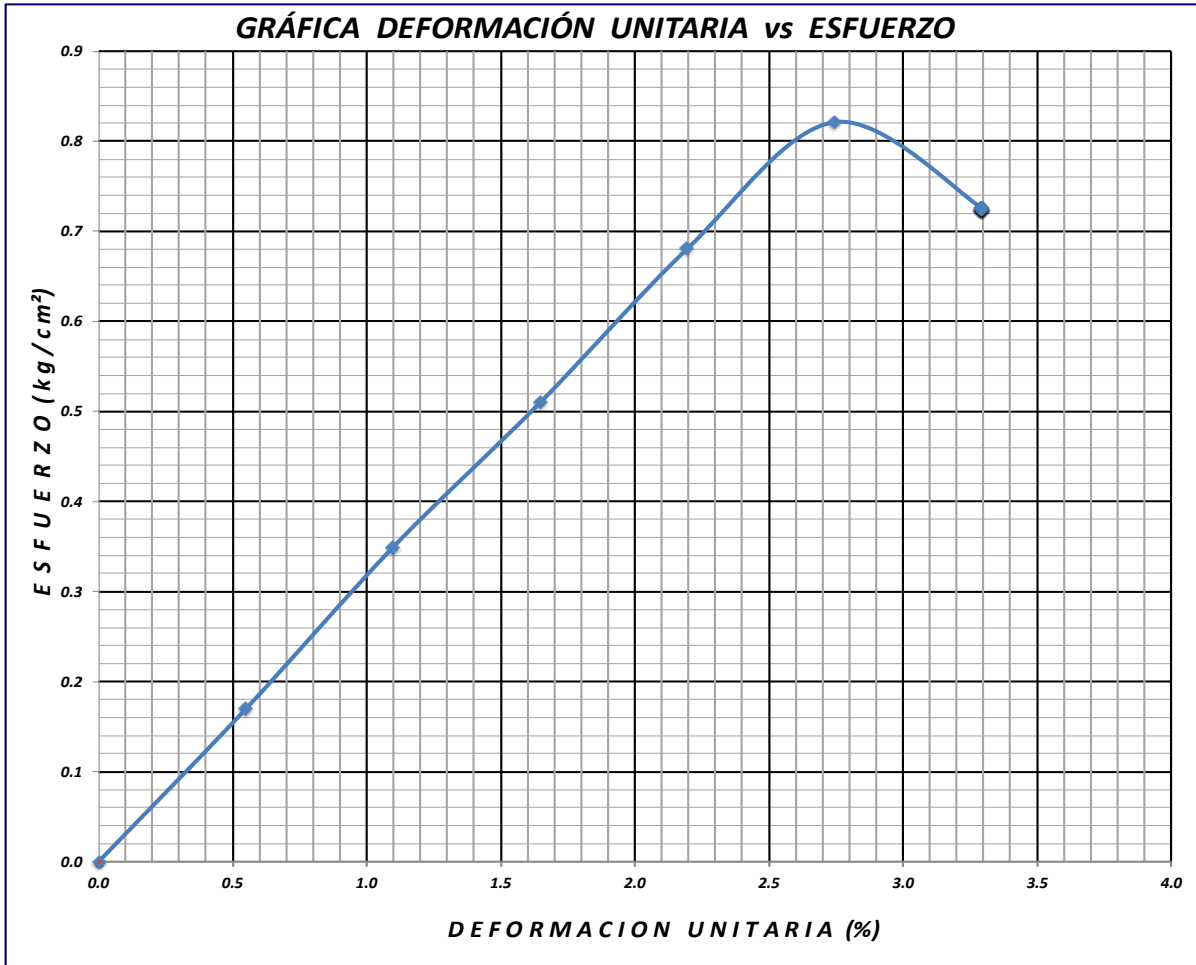


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054	Profundidad: 2.50 - 2.70 m
Muestra No.: CUBICA	Sondeo: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2
Descripción: ARCILLA ARENO LIMOSA, CAFÉ VERDOSO	Fecha: MARZO DE 2018
Opero: AGUAYO	

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	qu (kg / cm ²)	γ (Kg / m ³)	e	w (%)
1	0.82	1.61	0.71	37.52
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)	ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)
<div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; display: inline-block;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; display: inline-block; margin-left: 20px;"></div>	<div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; display: inline-block;"></div> <div style="border: 1px solid black; width: 40px; height: 100px; display: inline-block; margin-left: 20px;"></div>

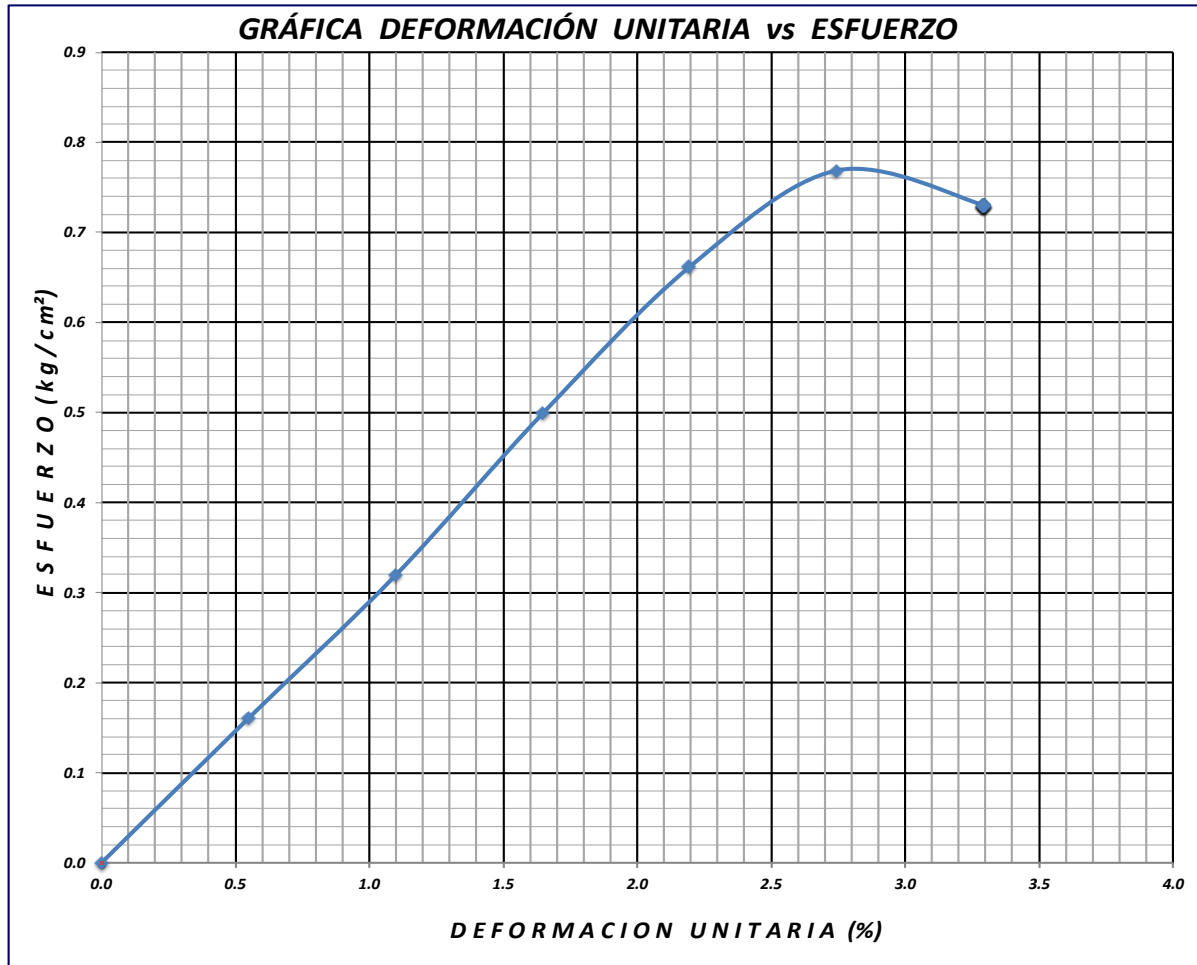


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ENSAYE DE RESISTENCIA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX. OBRA: MSP- 17054
 Muestra No.: CUBICA Profundidad: 2.50 - 2.70 m
 Descripción: ARCILLA ARENO LIMOSA, CAFÉ VERDOSO Sondeo: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 3
 Opero: AGUAYO Fecha: MARZO DE 2018

RESUMEN DE LAS PRUEBAS

ENSAYE	qu (kg / cm ²)	γ (Kg / m ³)	e	w (%)
1	0.77	1.48	1.42	69.56
2				



ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 1)		ESQUEMA DE FALLA (MUESTRA 2)	



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX
SONDEO: MIXTO SM - 1 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 3.00 - 3.60 m Y 3.60 - 4.20 m **FECHA:** MARZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION S U C S
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200									
6	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	0.17	1.08	3.98	3.05						0.00	23.40	76.60	CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.9%	99.9%	99.4%	96.3%	85.2%	76.60%								
7	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.08	2.73	3.9	3.25	1.31						0.00	47.15	52.85	CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.7%	88.2%	71.9%	58.3%	52.8%								

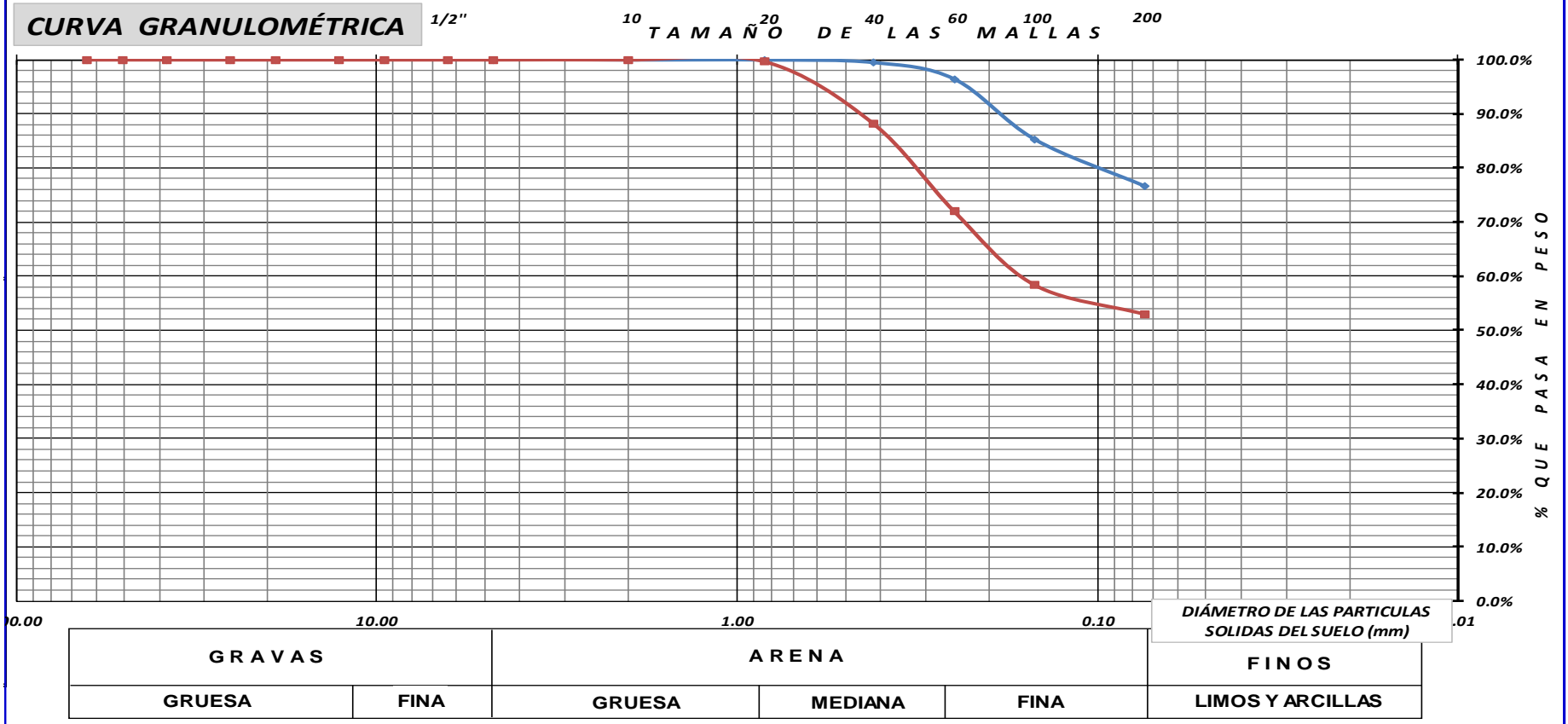


FIGURA No. 20



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 4.20 - 4.80 m Y 7.20 - 7.80 m **FECHA:** marzo de 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS	
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200										
8	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.50	3.90	4.93						0.00	43.86	56.14	CH	
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.5%	97.2%	79.1%	56.14%										
12	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.15	0.2	1.66	3.34	2.53	1.31						0.00	42.94	57.06	CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.3%	98.4%	90.6%	75.0%	63.2%	57.1%									

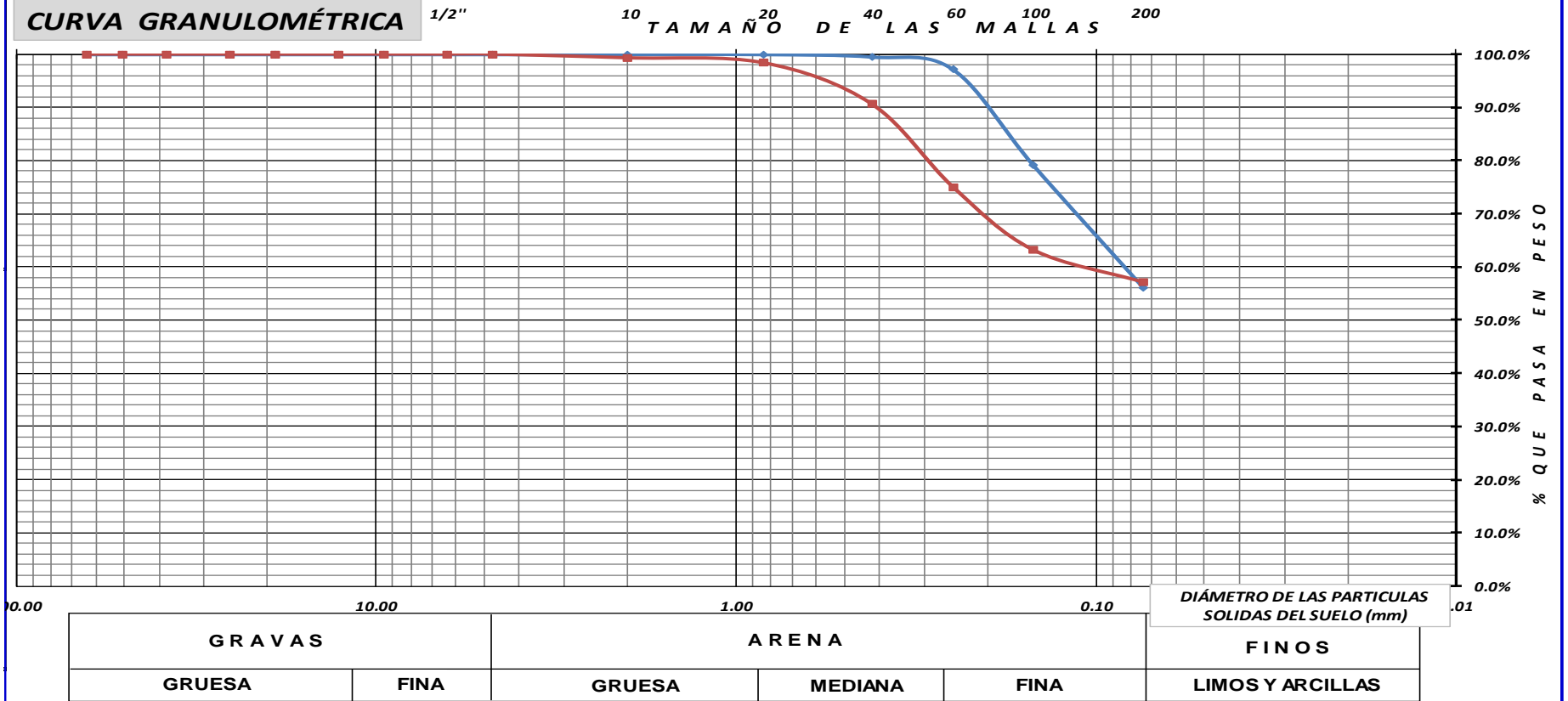


FIGURA No. 21



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 11.40 - 12.20 m Y 15.20 - 16.00 m **FECHA:** MARZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA													D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS	
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100										200
18	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.12						0.00	2.65	97.35	CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.1%	97.35%									
24	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0	0.02	0.04	0.26	0.81						0.00	3.38	96.62	CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.9%	99.8%	99.0%	96.6%									

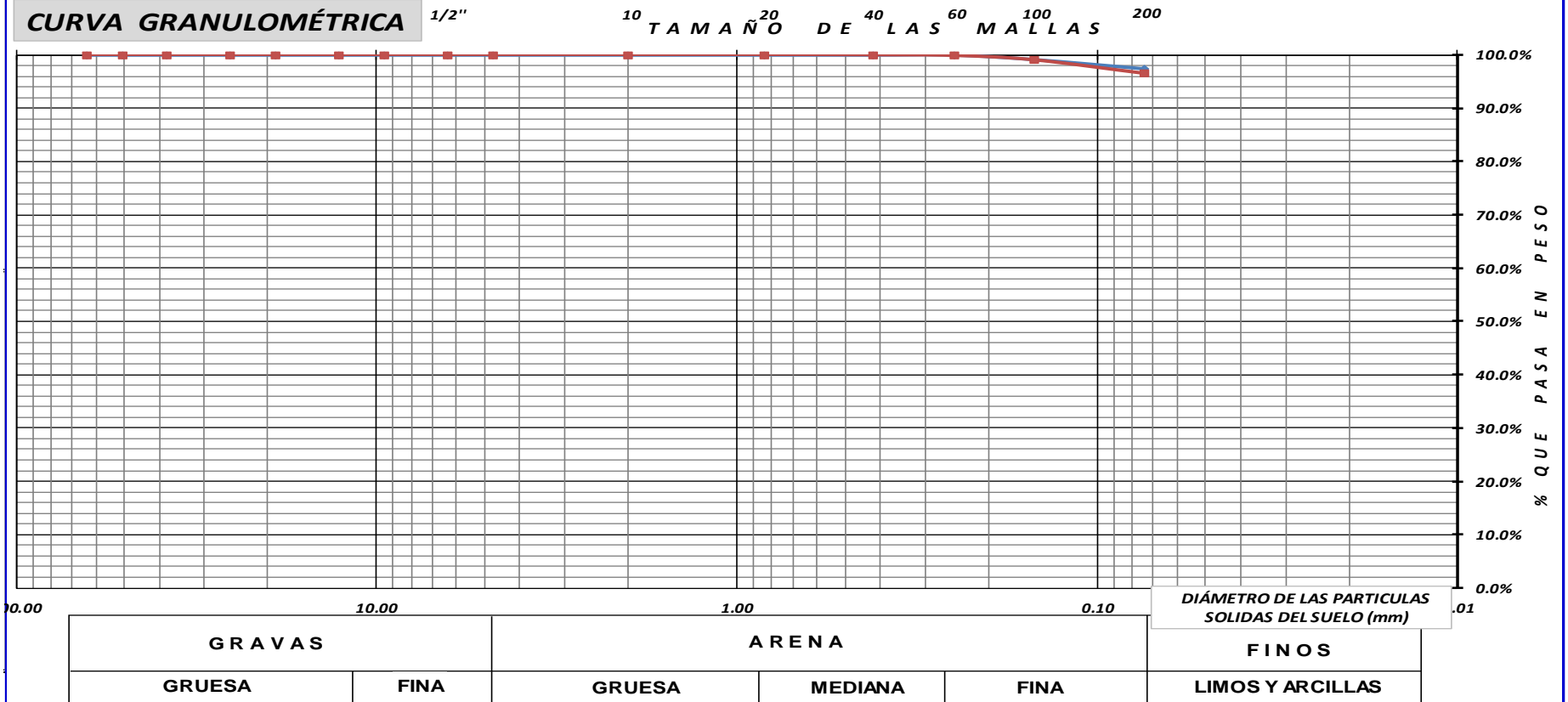


FIGURA No. 22



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 9.00 - 19.80 m Y 20.40 - 21.00 m **FECHA:** MRZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA													D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100									
30	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.07	0.23						0.00	1.08	98.92	CH
32	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.05	10.45	11.07	11.15	3.75					0.00	78.77	21.23	SC
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.9%	99.7%	98.92%									
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.9%	77.3%	53.4%	29.3%	21.2%								

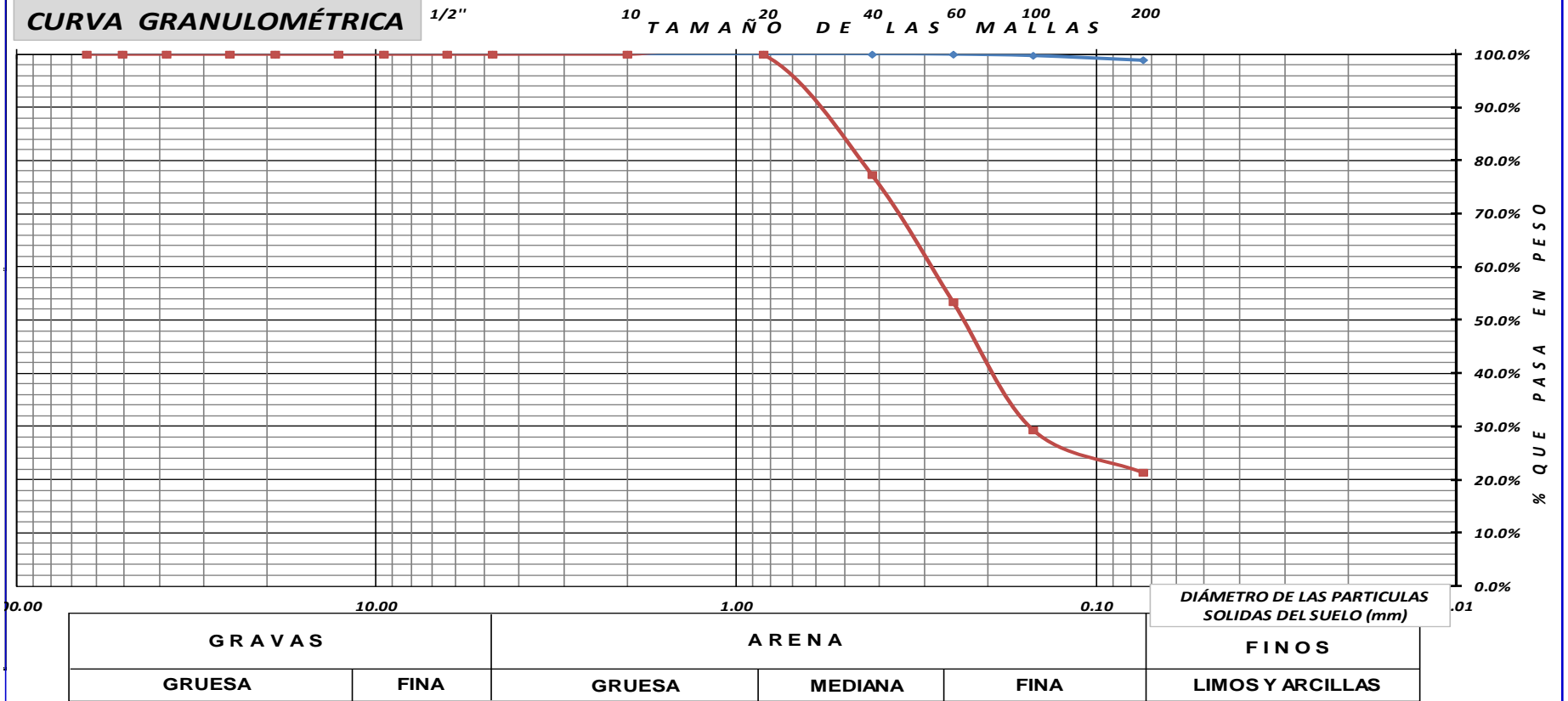


FIGURA No. 23



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 23.40 - 24.20 m Y 26.00 - 26.60 m **FECHA:** Marzo de 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200									
36	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.06	0.15	0.46									CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.8%	99.6%	99.1%	97.48%									
40	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.1	0.11	0.05	0.85	2.07									SC
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	98.2%	96.2%	95.3%	79.8%	42.2%									

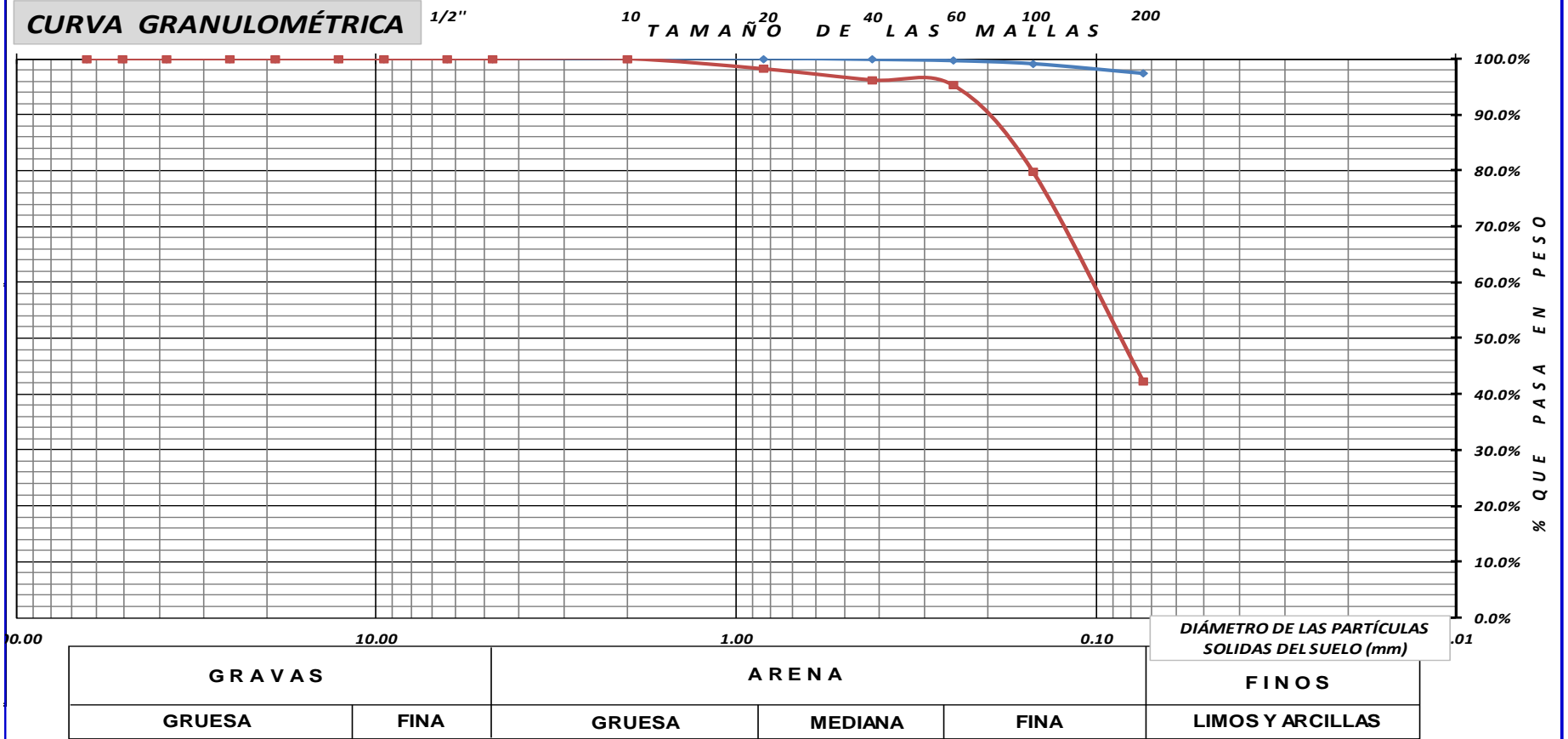


FIGURA No. 24



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 26.60 - 27.20 m Y 27.20 - 27.80 m **FECHA:** MARZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200									
41	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.68	2.82	2.81	1.36	1.89	0.76						0.00	65.81	34.19	SC
42	■	0	0	0	0	0	0	0	0	2.10	1.35	0.48	0.98	1.64	0.26						0.00	58.21	41.79	SC
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	82.1%	70.5%	66.4%	58.0%	44.0%	41.8%									

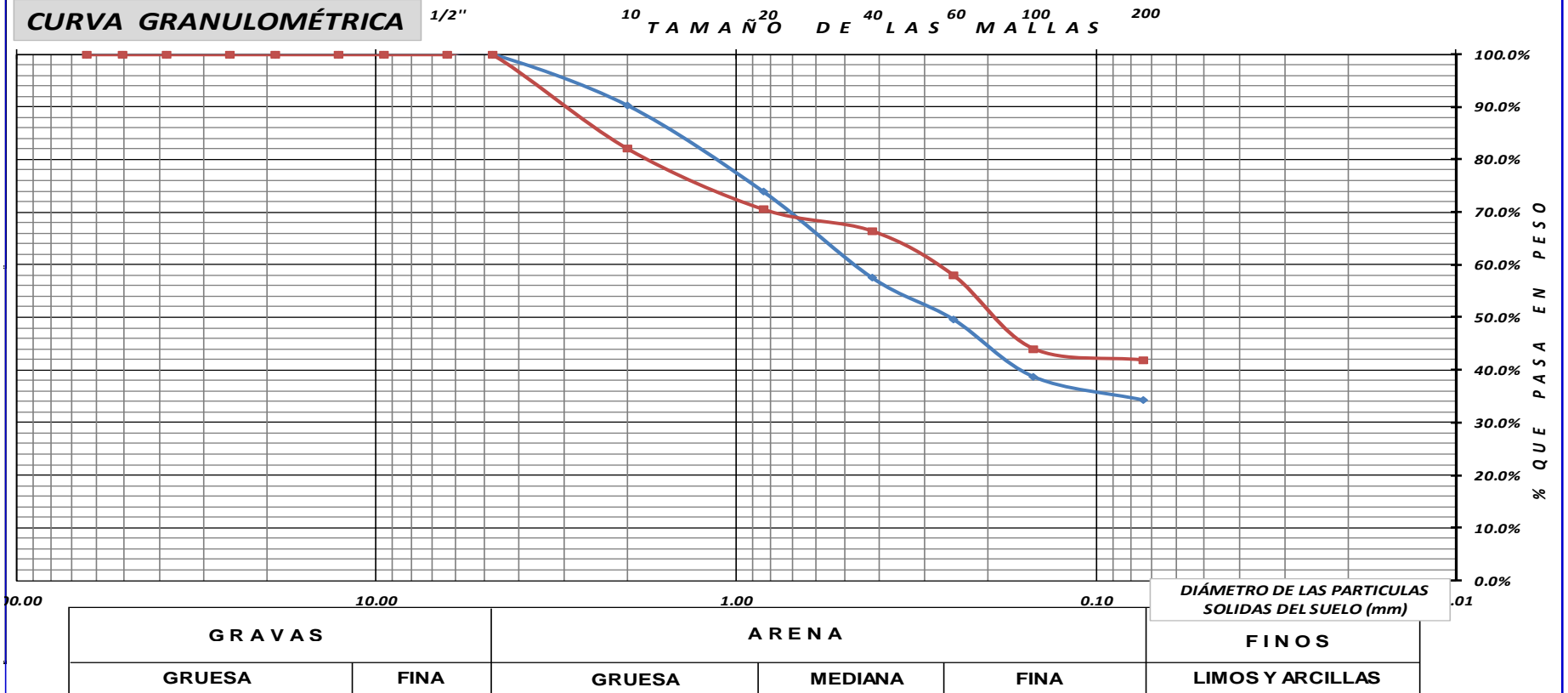


FIGURA No. 25



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 1.30 - 1.70 m Y 1.70 - 2.10 m **FECHA:** MARZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS	
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200										
1	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.55	3.85	16.01	64.45						0.00	51.25	48.75	SC	
2	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0	0	0.1	0.89	3.85						0.00	63.68	36.32	SC	
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	98.7%	87.0%	36.3%										

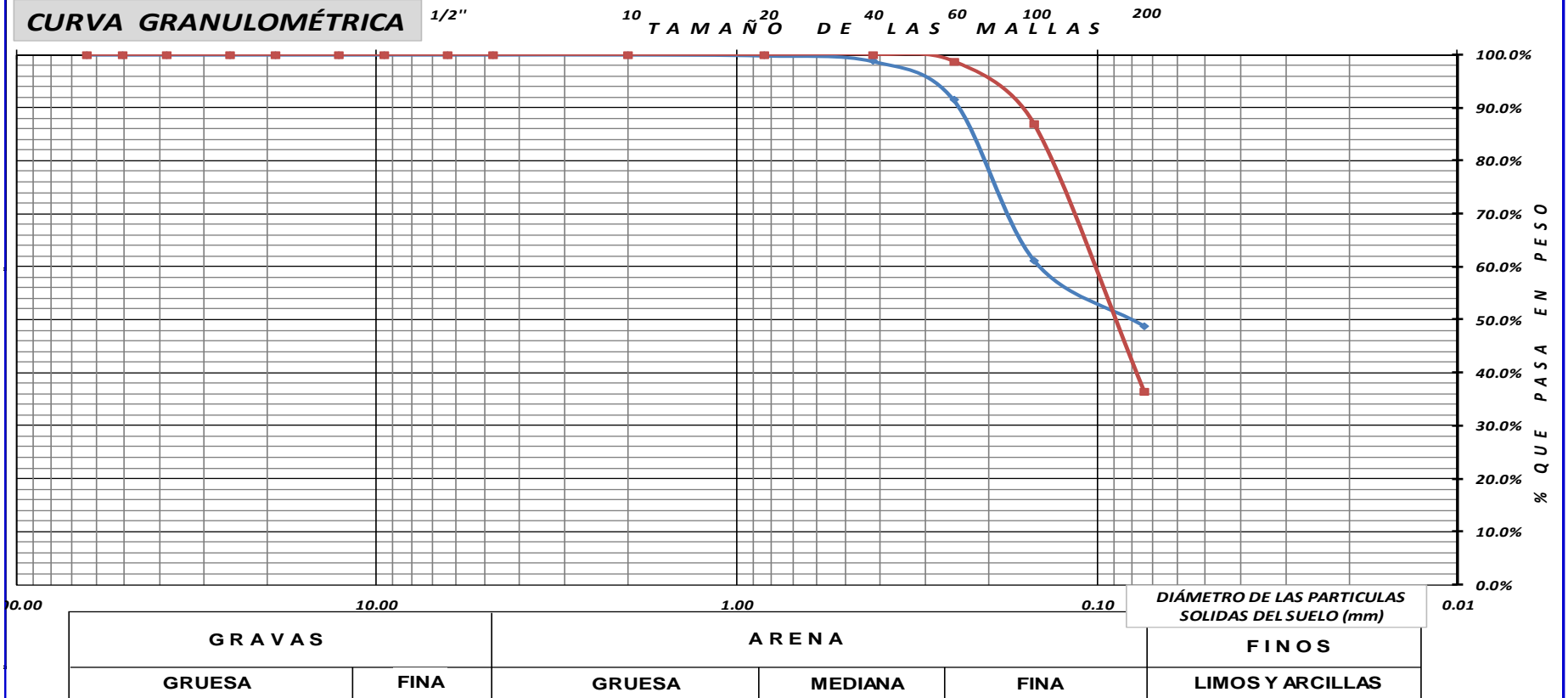


FIGURA No. 26



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRÉS TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 1 **OBRA:**
PROFUNDIDAD: 2.10 - 2.70 m Y 2.70 - 2.90 m **FECHA:** MARZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200									
3	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.30	9.25	8.76						0.00	62.63	37.37	SC
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.9%	98.8%	67.3%	37.37%						0.00	31.74	68.26	
CUBICA	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0	0.03	0.08	4.91	13.26						0.00	31.74	68.26	CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.9%	99.8%	91.3%	68.3%						0.00	31.74	68.26	

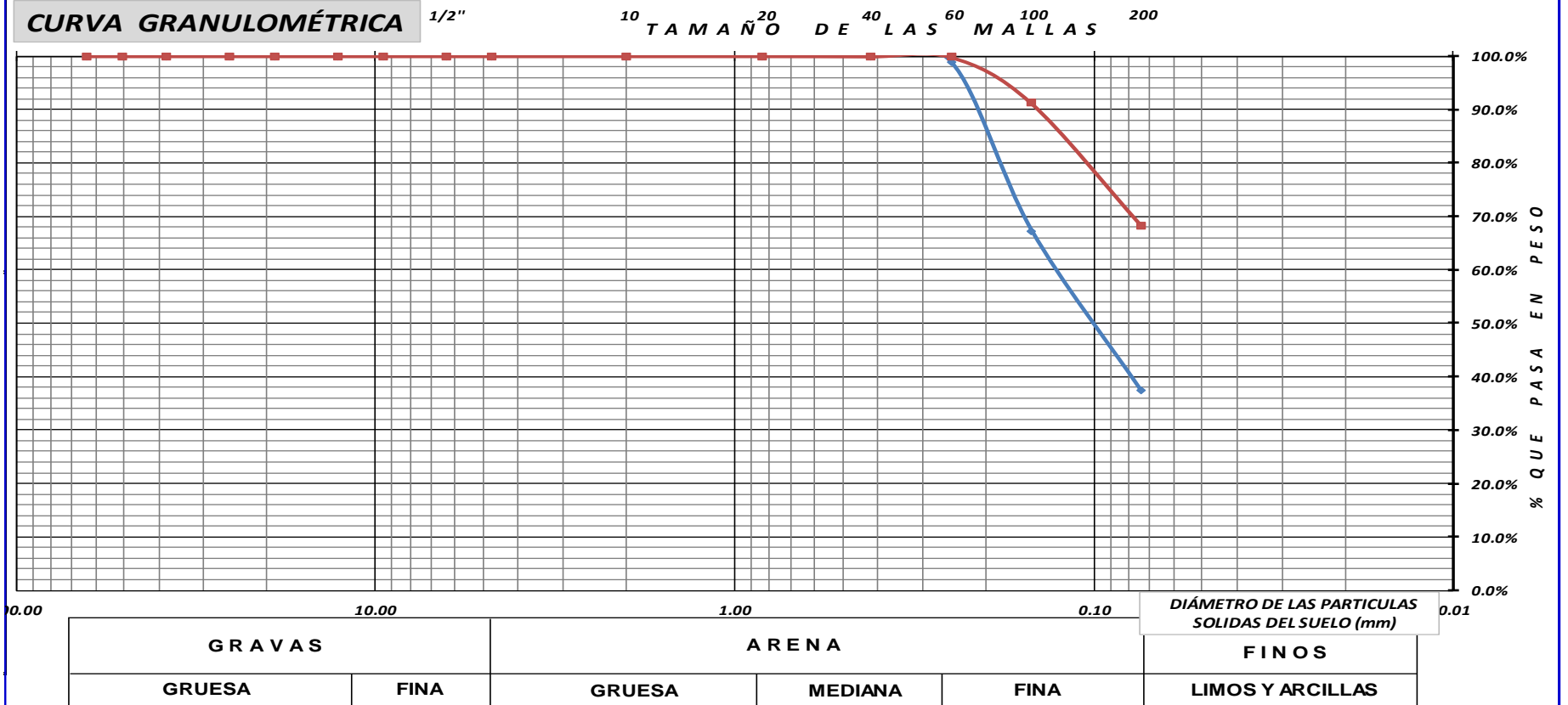


FIGURA No. 27



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 1.40 - 1.80 m Y 2.00 - 2.20 m **FECHA:** MARZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200									
1	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.09	5.15	6.66						0.00	65.60	34.40	SC
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.8%	99.3%	71.0%	34.40%									
3	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0	0	0.14	13.78	11.19						0.00	63.09	36.91	SC
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.6%	65.0%	36.9%									

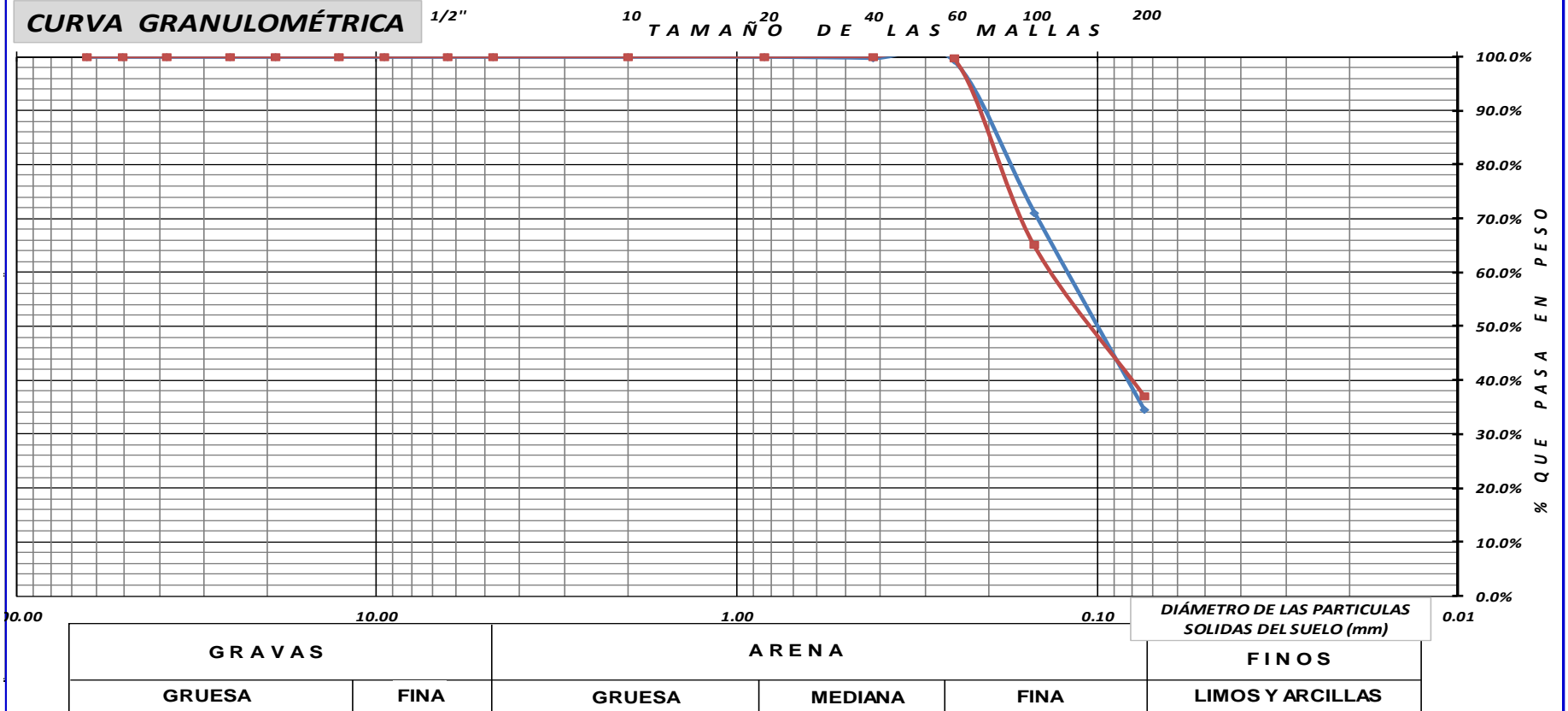


FIGURA No. 28



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 2.50 - 2.70 m **FECHA:** MARZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200									
CUBICA	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.50	0.72						0.00	5.77	94.23	CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	98.6%	96.8%	94.23%						0.00	0.00	100.00	
	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						0.00	0.00	100.00	
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%									

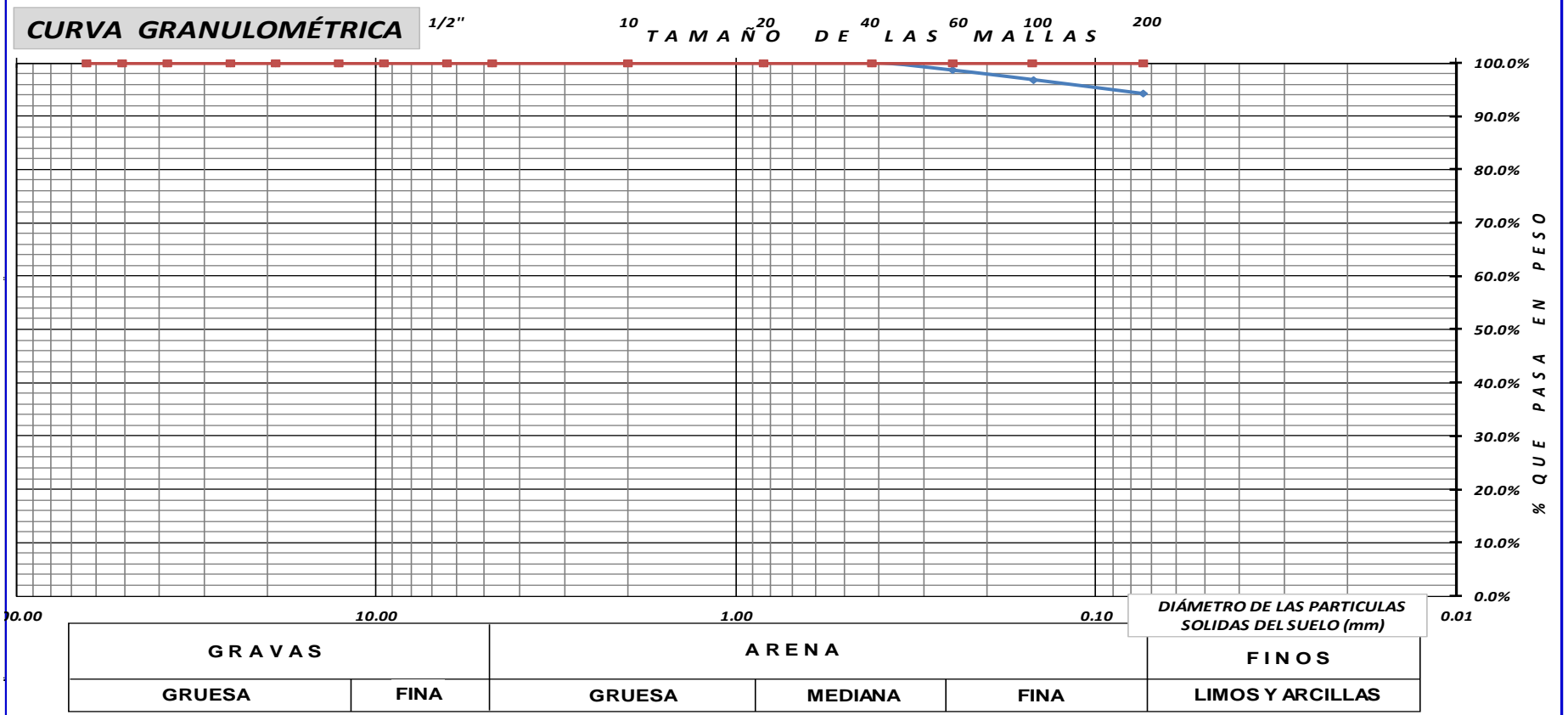


FIGURA No. 29



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

GRANULOMETRIA POR MALLAS

LOCALIZACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No 26, COL SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG IZTAPALPA, CD MX.
SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 3 **OBRA:** MSP - 17054
PROFUNDIDAD: 1.90 - 2.40 m Y 2.50 - 2.70 m **FECHA:** MARZO DE 2018

No. DE MUESTRA	SIMBOLO	PESOS RETENIDOS Y % QUE PASA LA MALLA														D10	D30	D60	Cu	Cc	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS
		2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	1/4"	4	10	20	40	60	100	200									
2	◆	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.24	1.31	8.72	8.90						0.00	60.60	39.40	SC
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	99.9%	99.1%	95.0%	67.5%	39.40%								
CUBICA	■	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0.6	0.55	0.44	0.09	0.26						0.00	10.66	89.34	CH
		100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	96.7%	93.7%	91.3%	90.8%	89.3%								

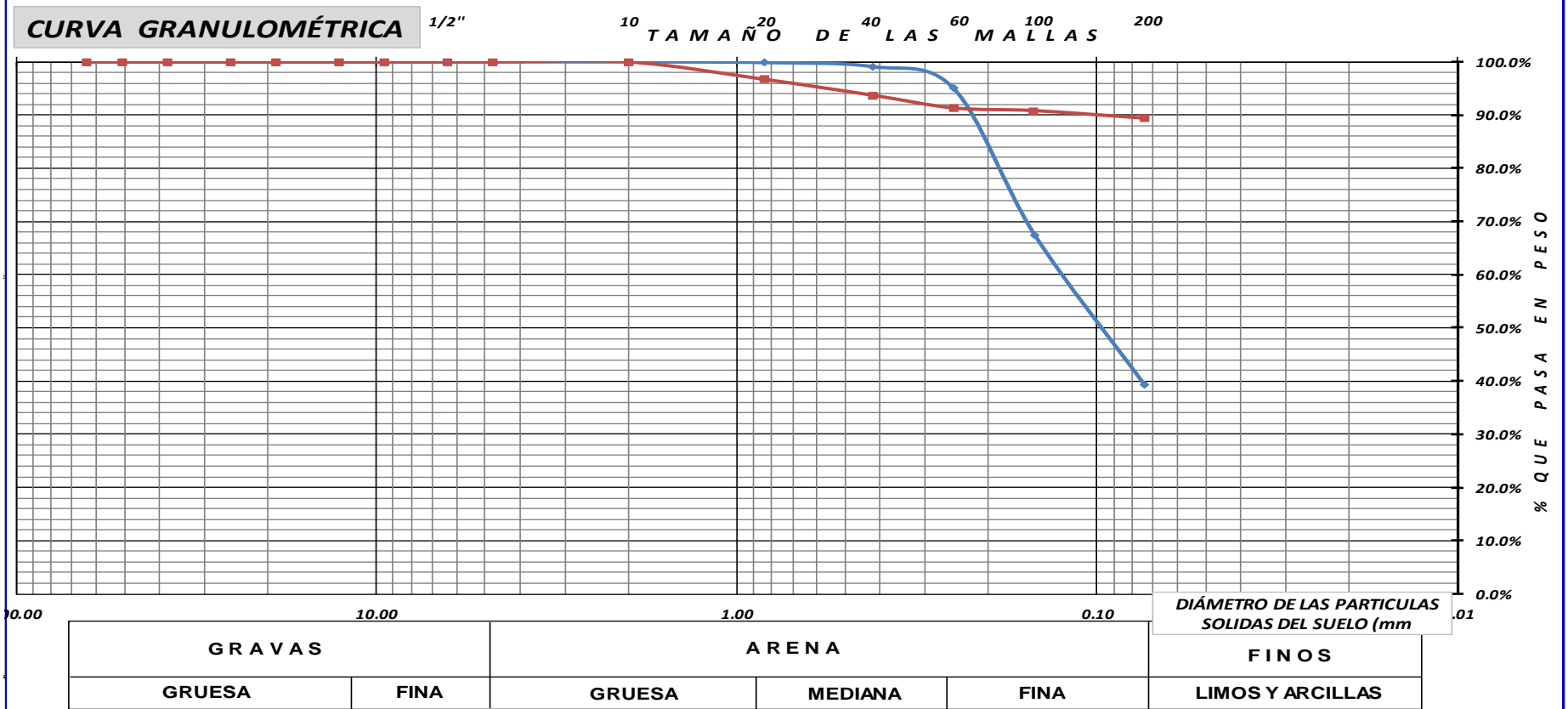


FIGURA No. 30

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054
 UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
 SONDEO: MIXTO SM - 1
 MUESTRA: 6
 PROFUNDIDAD: 3.00 - 3.60 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ GRISACEO
 FECHA: MARZO DE 2018
 OPERADOR: AGUAYO
 CALCULO: RAMIREZ

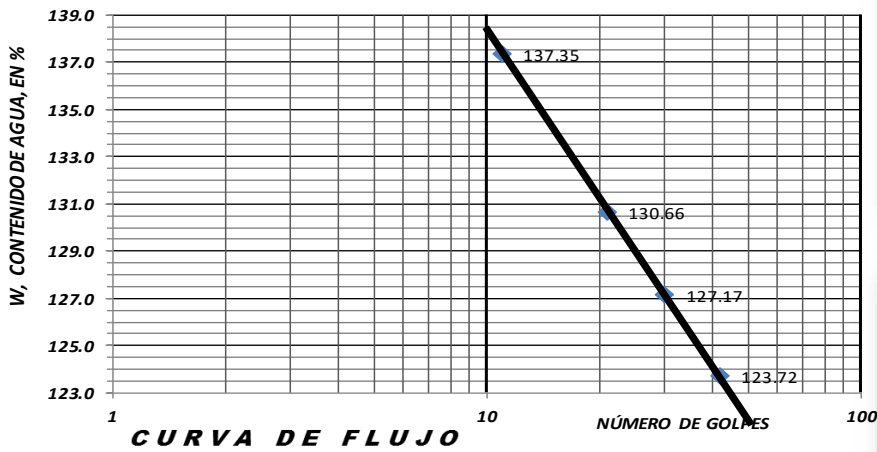
LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
42	5	11.60	15.09	13.16	1.93	1.56	123.72
30	36	11.86	15.56	13.49	2.07	1.63	127.17
21	17	12.34	16.31	14.06	2.25	1.72	130.66
11	7	12.46	16.40	14.12	2.28	1.66	137.35
LÍMITE PLASTICO							
	1	12.25	16.20	15.04	1.16	2.79	41.58
	12	11.78	16.48	15.10	1.38	3.32	41.57

L.L. = 129.00 %
 L.P. = 41.57 %

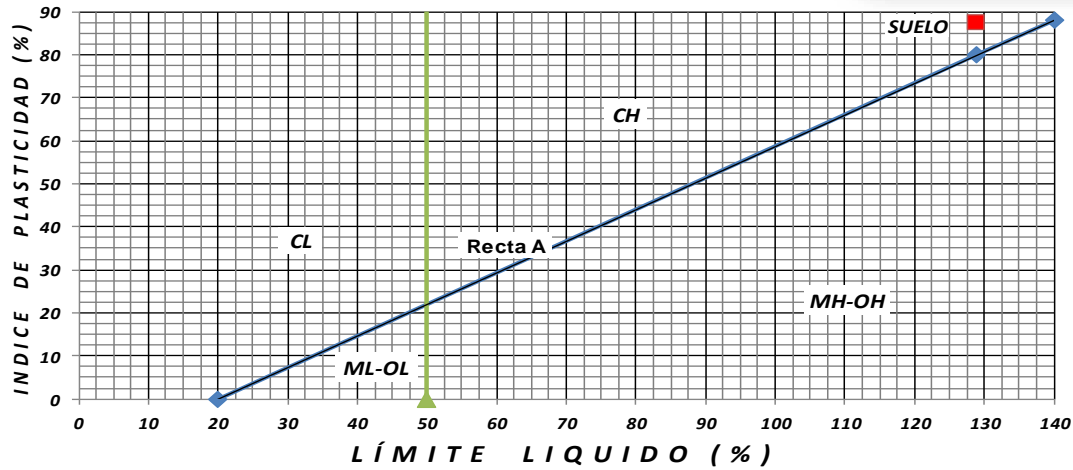
IP = 87.42 %
 Fw =
 GPO. SUCS: CH

IP RECTA A = 79.93 %

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



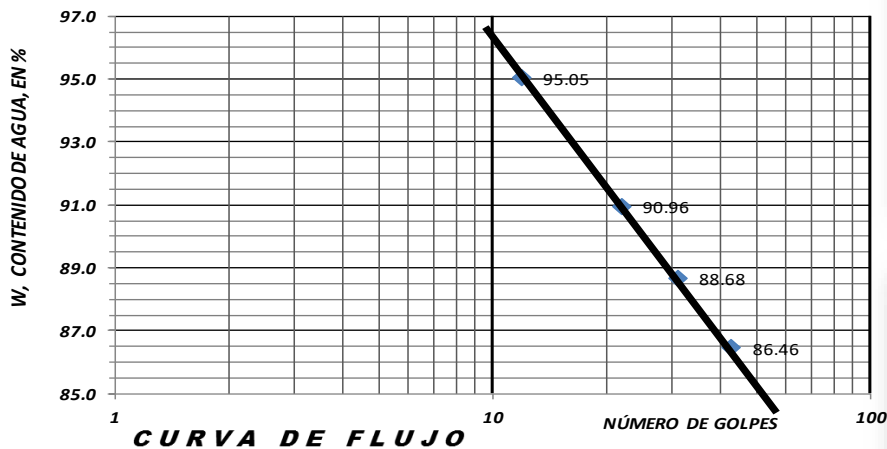
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054	CLASIFICACIÓN: ARCILLA POCO LIMOSO, CAFÉ VERDOSO
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.	
SONDEO: MIXTO SM - 1	FECHA: MARZO DE 2018
MUESTRA: 9	OPERADOR: AGUAYO
PROFUNDIDAD: 4.80 - 5.40 m	CALCULO: RAMIREZ

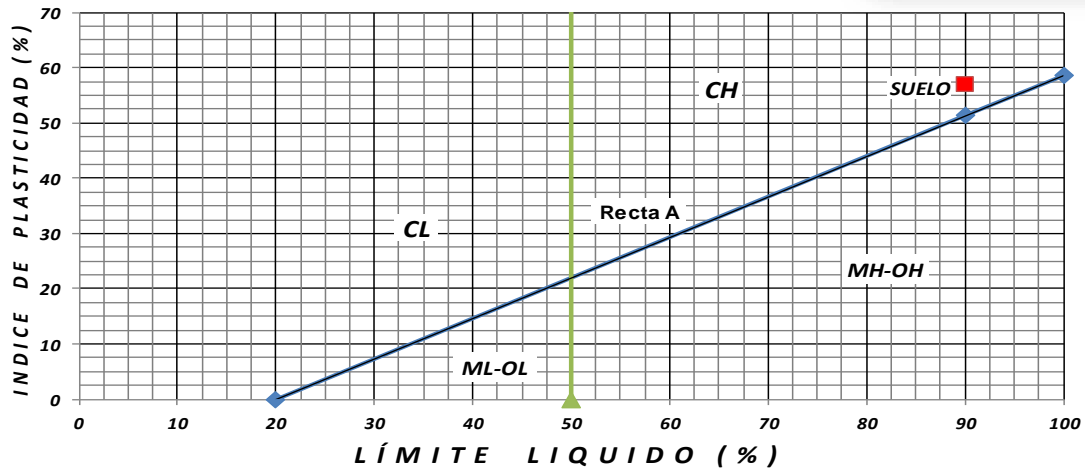
LÍMITE LÍQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
43	9	12.51	16.09	14.43	1.66	1.92	86.46
31	22	12.10	15.72	14.02	1.70	1.92	88.68
22	11	12.41	16.38	14.49	1.89	2.08	90.96
12	21	11.46	15.40	13.48	1.92	2.02	95.05
LÍMITE PLÁSTICO							
	15	12.19	17.00	15.79	1.21	3.60	33.61
	20	11.40	15.25	14.30	0.95	2.90	32.76

L.L. = 90.11 %	IP = 56.92 %	IP RECTA A = 51.41 %	
L.P. = 33.18 %	Fw = _____		
	GPO. SUCS: CH		

LÍMITE LÍQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD

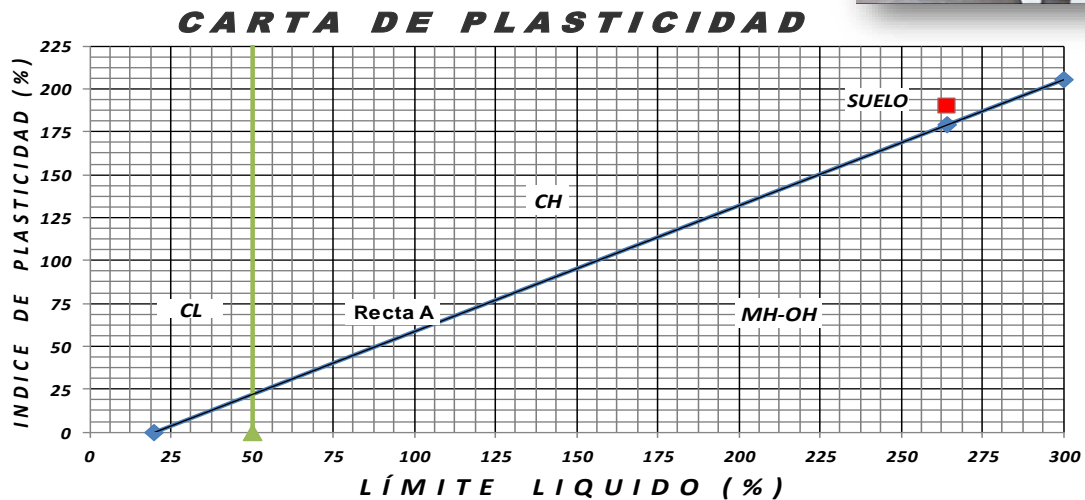
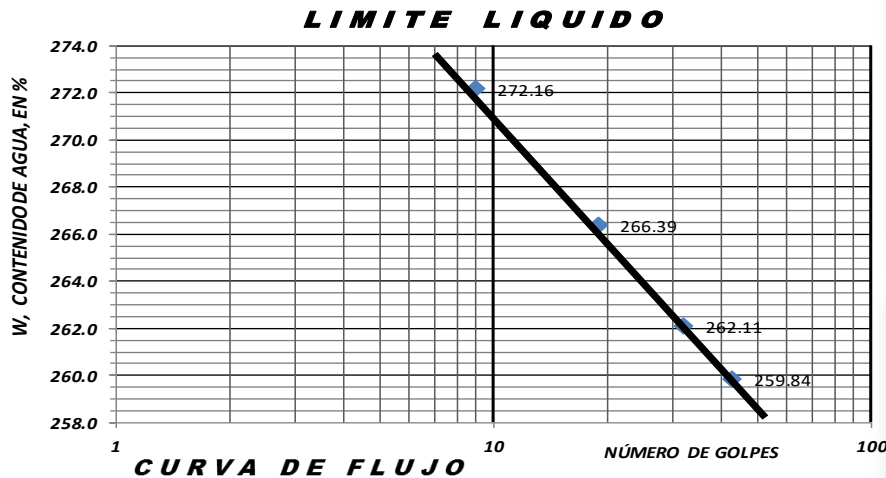


LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054	CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.	FECHA: MARZO DE 2018
SONDEO: MIXTO SM - 1	OPERADOR: AGUAYO
MUESTRA: 12	CALCULO: RAMIREZ
PROFUNDIDAD: 7.20 - 7.80 m	

LÍMITE LÍQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
43	84	16.84	21.41	18.11	3.30	1.27	259.84
32	81	17.23	21.25	18.34	2.91	1.11	262.11
19	75	17.54	21.57	18.64	2.93	1.10	266.39
9	77	17.32	20.93	18.29	2.64	0.97	272.16
LÍMITE PLÁSTICO							
	16	12.46	17.10	15.12	1.98	2.66	74.44
	79	18.18	22.66	20.75	1.91	2.57	74.32

L.L. = 264.12 %	IP = 189.74 %	IP RECTA A = 179.02 %
L.P. = 74.38 %	Fw = _____	
	GPO. SUCS: CH	



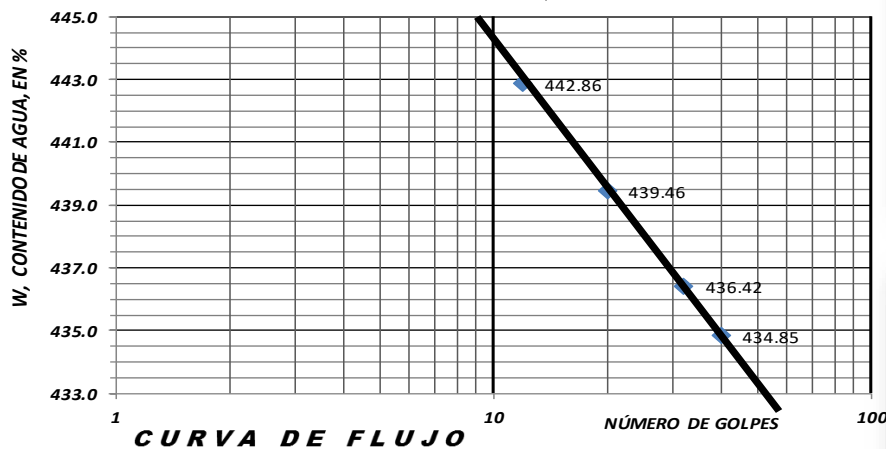
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054	CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.	FECHA: MARZO DE 2018
SONDEO: MIXTO SM - 1	OPERADOR: AGUAYO
MUESTRA: 15	CALCULO: RAMIREZ
PROFUNDIDAD: 9.00 - 9.60 m	

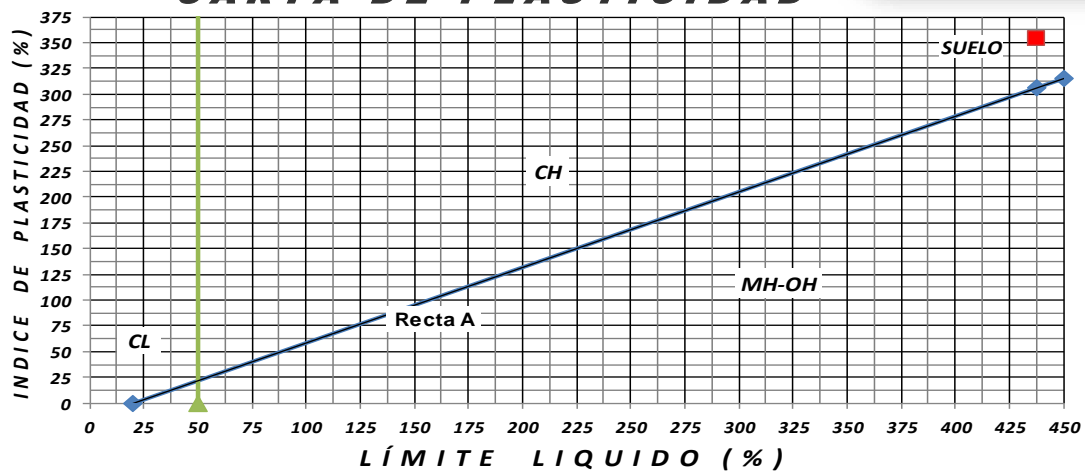
LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
40	83	17.49	21.02	18.15	2.87	0.66	434.85
32	70	17.16	20.16	17.72	2.44	0.56	436.42
20	72	17.97	21.48	18.62	2.86	0.65	439.46
12	73	18.13	21.93	18.83	3.10	0.70	442.86
LÍMITE PLASTICO							
	10	11.63	16.80	14.43	2.37	2.80	84.64
	19	12.35	17.17	14.98	2.19	2.63	83.27

L.L. = 437.97 %	IP = 354.02 %	IP RECTA A = 306.51 %
L.P. = 83.96 %	Fw = _____	
	GPO. SUCS: CH	

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

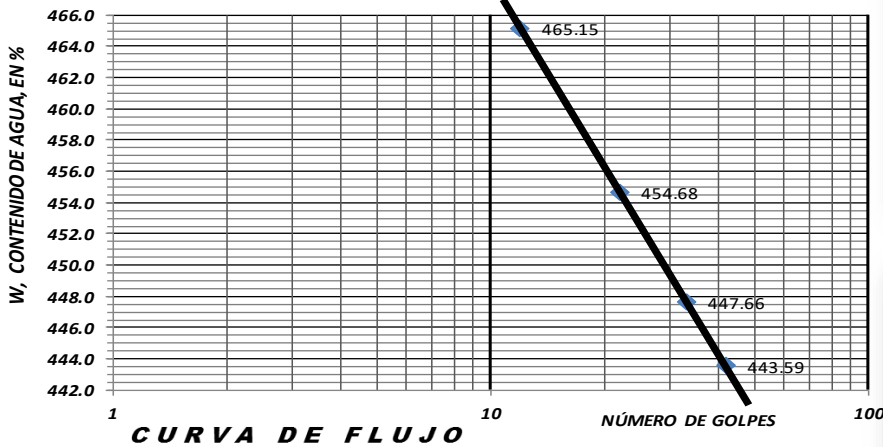
OBRA : MSP - 17054
 UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
 SONDEO: MIXTO SM - 1
 MUESTRA: 18
 PROFUNDIDAD: 11.40 - 12.20 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ CLARO
 FECHA: MARZO DE 2018
 OPERADOR: AGUAYO
 CALCULO: RAMIREZ

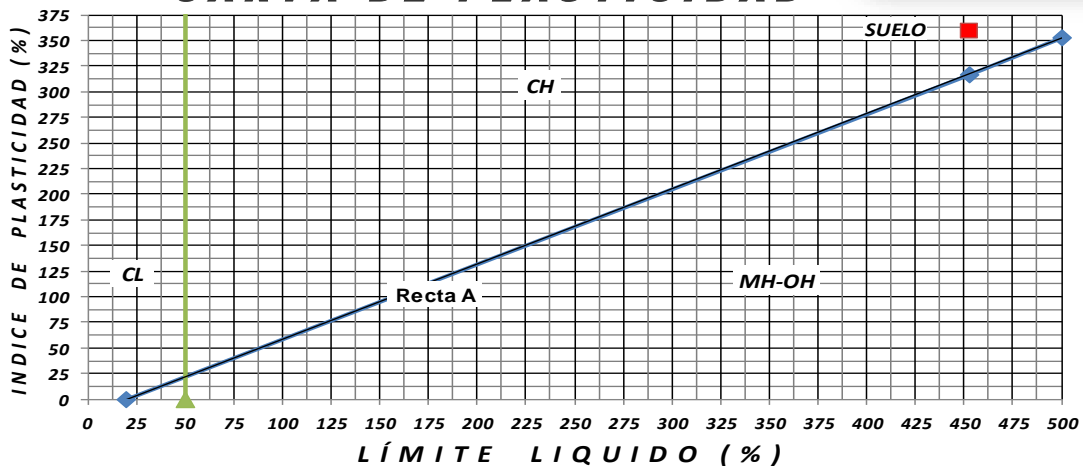
LÍMITE LÍQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
42	59	4.02	8.26	4.80	3.46	0.78	443.59
33	48	3.93	6.72	4.44	2.28	0.51	447.66
22	45	4.22	8.27	4.95	3.32	0.73	454.68
12	55	3.95	7.68	4.61	3.07	0.66	465.15
LÍMITE PLÁSTICO							
	24	12.04	16.90	14.59	2.31	2.55	90.59
	25	11.56	16.65	14.15	2.50	2.59	96.53

L.L. = 452.52 % IP = 358.96 % IP RECTA A = 317.18 %
 L.P. = 93.56 % Fw = GPO. SUCS: **CH**

LÍMITE LÍQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



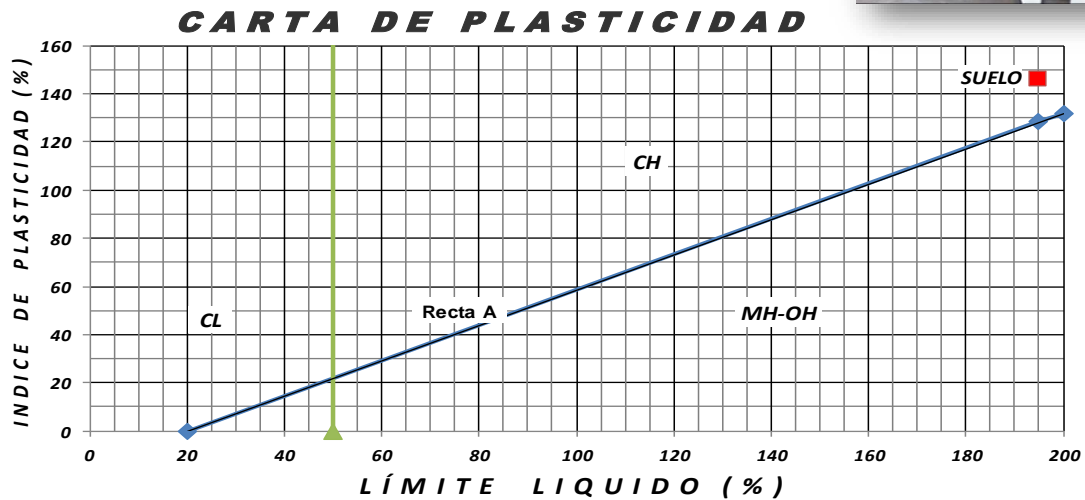
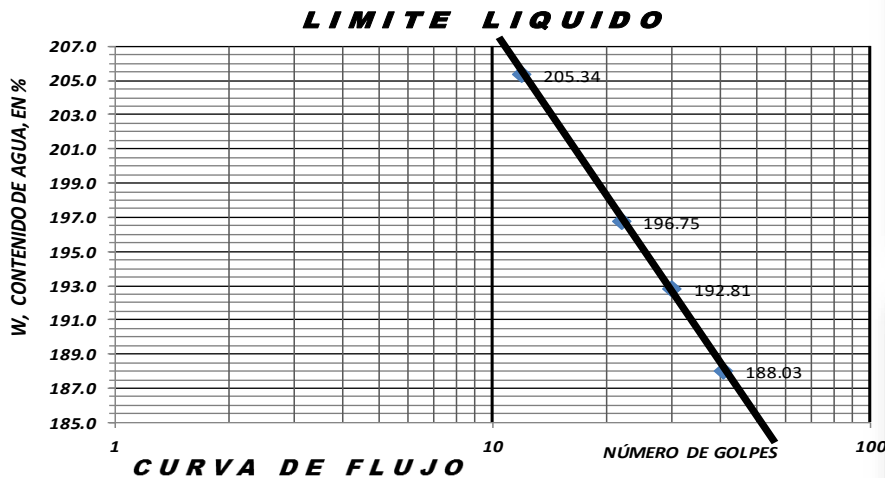
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1
MUESTRA: 21
PROFUNDIDAD: 13.40 - 14.00 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMOSA, GRIS VERDOSO
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: AGUAYO
CALCULO: RAMIREZ

LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
41	246	5.08	9.17	6.50	2.67	1.42	188.03
30	707	6.18	10.66	7.71	2.95	1.53	192.81
22	407	5.85	9.50	7.08	2.42	1.23	196.75
12	254	5.41	9.41	6.72	2.69	1.31	205.34
LÍMITE PLASTICO							
	13	12.68	17.60	15.99	1.61	3.31	48.64
	3	11.60	16.96	15.20	1.76	3.60	48.89

L.L. = 195.00 %
L.P. = 48.76 %
IP = 146.24 %
Fw = _____
GPO. SUCS: **CH**
IP RECTA A = 128.33 %



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

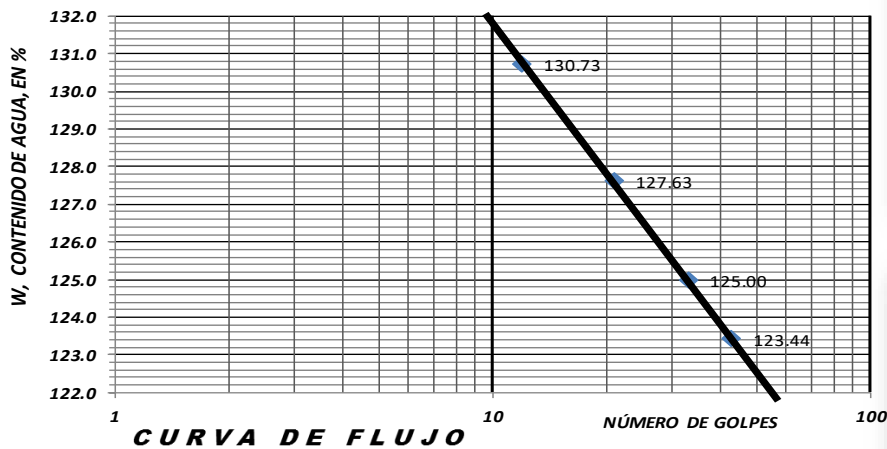
OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1
MUESTRA: 24
PROFUNDIDAD: 15.20 - 16.00 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: AGUAYO
CALCULO: RAMIREZ

LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
43	44	4.09	6.95	5.37	1.58	1.28	123.44
33	65	4.10	7.16	5.46	1.70	1.36	125.00
21	52	3.95	8.23	5.83	2.40	1.88	127.63
12	62	4.13	8.26	5.92	2.34	1.79	130.73
LÍMITE PLASTICO							
	35	12.03	16.50	15.20	1.30	3.17	41.01
	29	12.63	16.70	15.53	1.17	2.90	40.34

L.L. = 126.53 % **IP =** 85.86 % **IP RECTA A =** 78.13 %
L.P. = 40.68 % **Fw =** %
GPO. SUCS: **CH**

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD

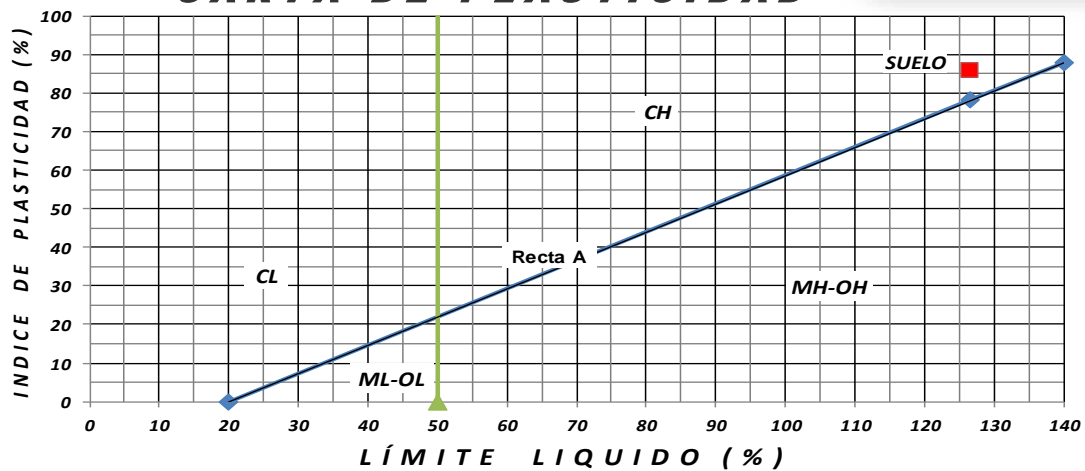


FIGURA No. 37

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRÉS TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRÉS TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1
MUESTRA: 27
PROFUNDIDAD: 17.20 - 17.80 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: AGUAYO
CALCULO: RAMIREZ

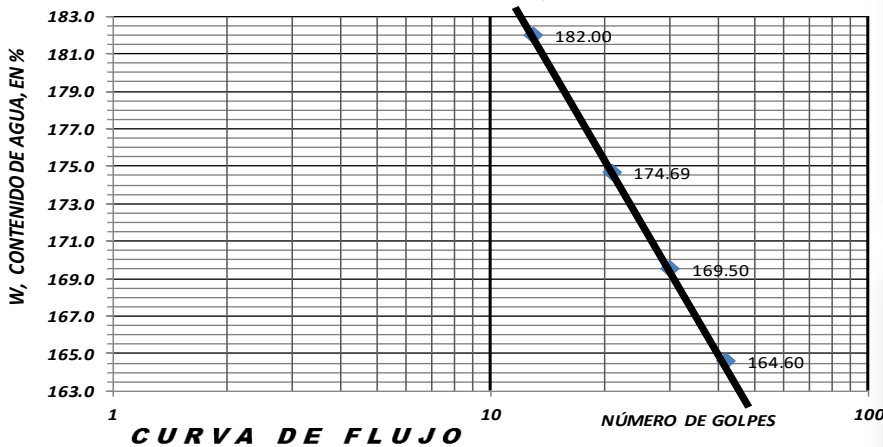
LÍMITE LÍQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
42	64	4.06	8.32	5.67	2.65	1.61	164.60
30	53	4.11	8.13	5.60	2.53	1.49	169.50
21	51	3.94	8.44	5.58	2.86	1.64	174.69
13	68	4.20	8.43	5.70	2.73	1.50	182.00
LÍMITE PLÁSTICO							
	28	11.53	16.50	14.83	1.67	3.30	50.61
	31	12.52	17.44	15.78	1.66	3.26	50.92

L.L. = 172.30 %
L.P. = 50.76 %

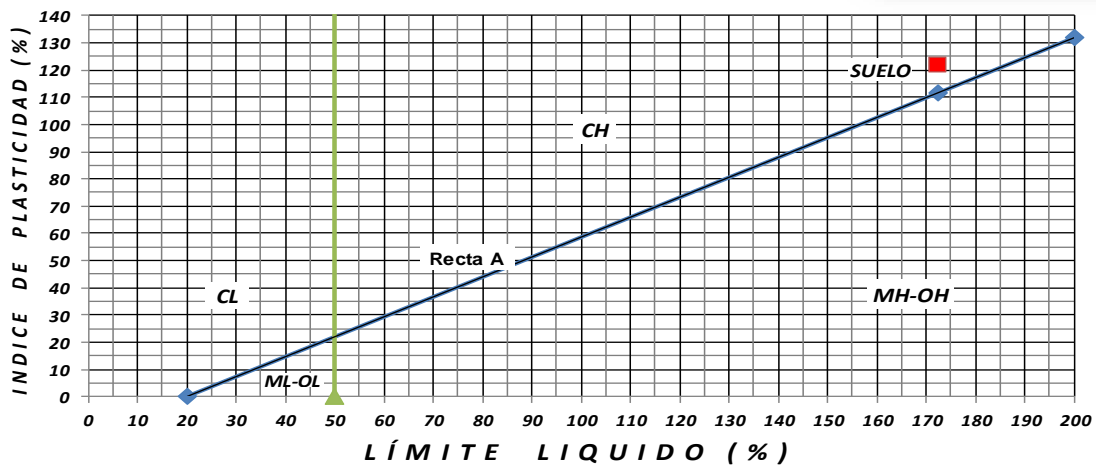
IP = 121.53 %
Fw = _____
GPO. SUCS: **CH**

IP RECTA A = 111.68 %

LÍMITE LÍQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



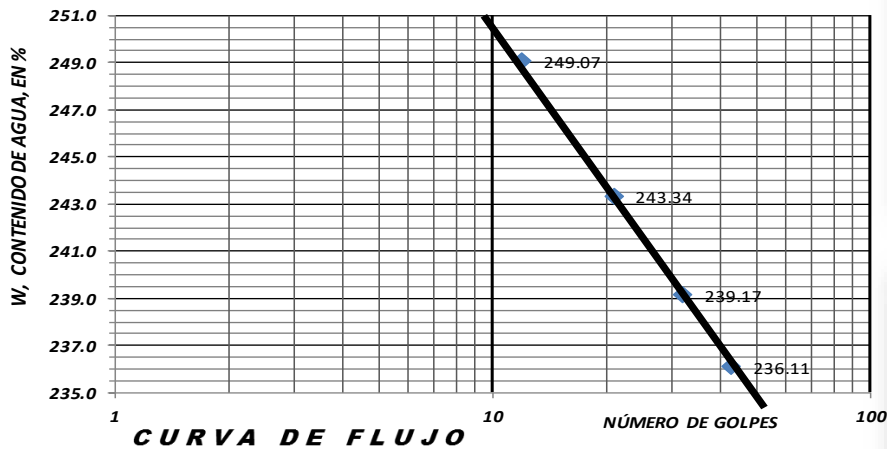
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054	CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.	
SONDEO: MIXTO SM - 1	FECHA: MARZO DE 2018
MUESTRA: 30	OPERADOR: AGUAYO
PROFUNDIDAD: 19.00 - 19.80 m	CALCULO: RAMIREZ

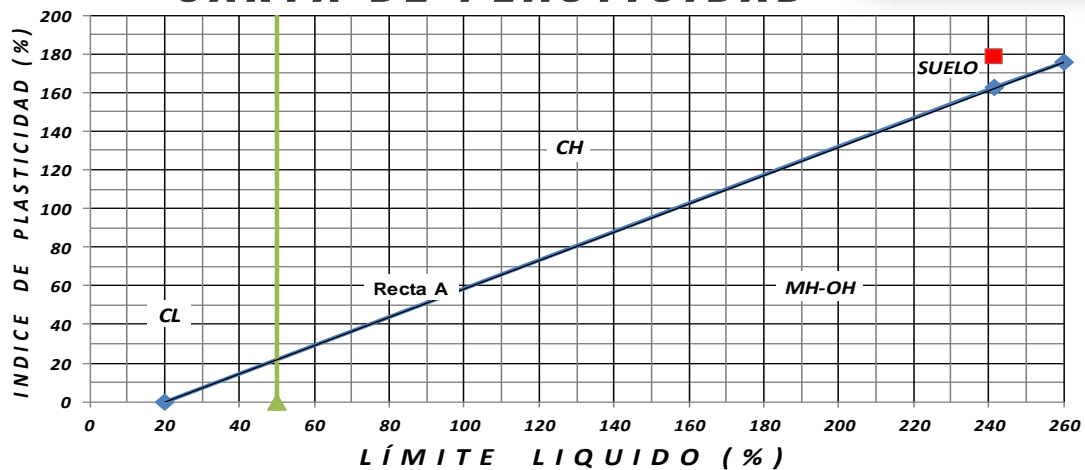
LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
43	46	4.33	7.96	5.41	2.55	1.08	236.11
32	61	3.99	7.82	5.12	2.70	1.13	239.17
21	67	4.05	8.34	5.30	3.04	1.25	243.34
12	66	4.26	8.03	5.34	2.69	1.08	249.07
LÍMITE PLASTICO							
	4	12.21	16.45	14.81	1.64	2.60	63.08
	30	12.18	16.41	14.76	1.65	2.58	63.95

L.L. = 241.62 %	IP = 178.10 %	IP RECTA A = 162.52 %
L.P. = 63.52 %	Fw = _____	
	GPO. SUCS: CH	

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1
MUESTRA: 33
PROFUNDIDAD: 21.00 - 21.60 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: AGUAYO
CALCULO: RAMIREZ

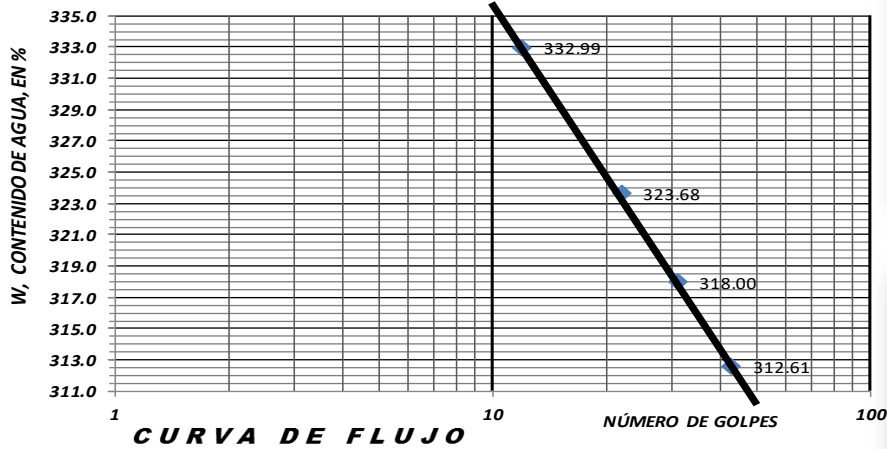
LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
43	47	4.17	9.08	5.36	3.72	1.19	312.61
31	69	3.96	9.10	5.19	3.91	1.23	318.00
22	42	3.99	7.80	4.89	2.91	0.90	323.68
12	57	4.18	8.38	5.15	3.23	0.97	332.99
LÍMITE PLASTICO							
	18	12.55	15.11	13.95	1.16	1.40	82.86
	37	12.32	14.76	13.66	1.10	1.34	82.09

L.L. = 321.27 %
L.P. = 82.47 %

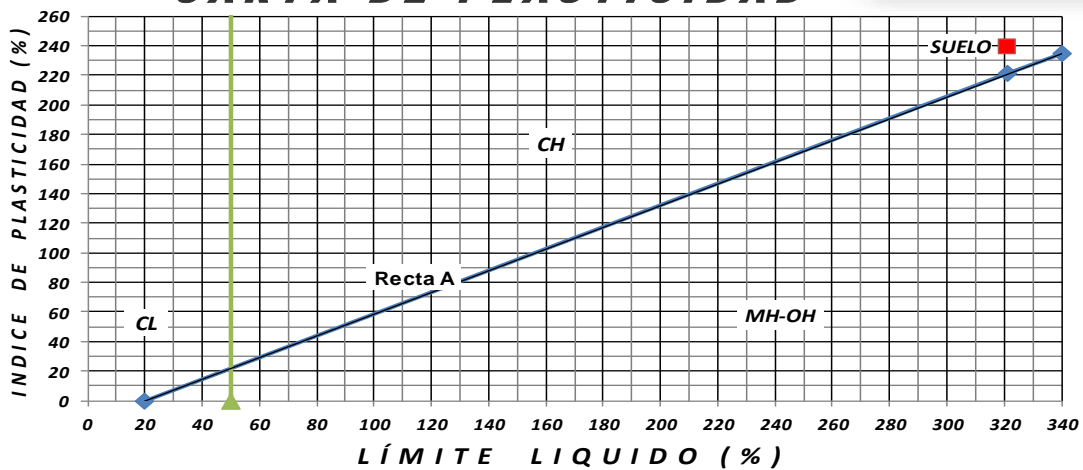
IP = 238.79 %
Fw = _____
GPO. SUCS: **CH**

IP RECTA A = 220.93 %

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

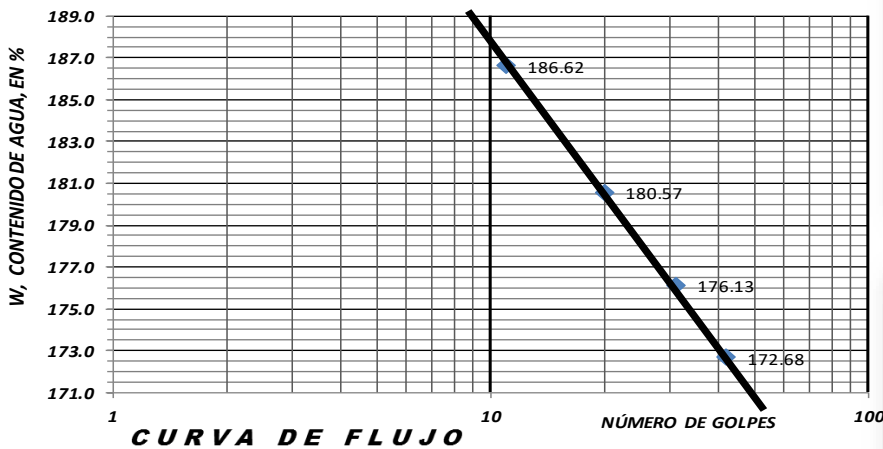
OBRA : MSP - 17054
 UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
 SONDEO: MIXTO SM - 1
 MUESTRA: 36
 PROFUNDIDAD: 23.40 - 24.20 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO
 FECHA: MARZO DE 2018
 OPERADOR: AGUAYO
 CALCULO: RAMIREZ

LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
42	80	17.63	23.22	19.68	3.54	2.05	172.68
31	74	17.61	23.22	19.64	3.58	2.03	176.13
20	82	16.71	22.57	18.80	3.77	2.09	180.57
11	76	16.96	21.46	18.53	2.93	1.57	186.62
LÍMITE PLASTICO							
	78	17.64	20.24	19.45	0.79	1.81	43.65
	71	17.44	19.80	19.09	0.71	1.65	43.03

L.L. = 178.08 % IP = 134.74 % IP RECTA A = 115.93 %
 L.P. = 43.34 % Fw = GPO. SUCS: CH

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD

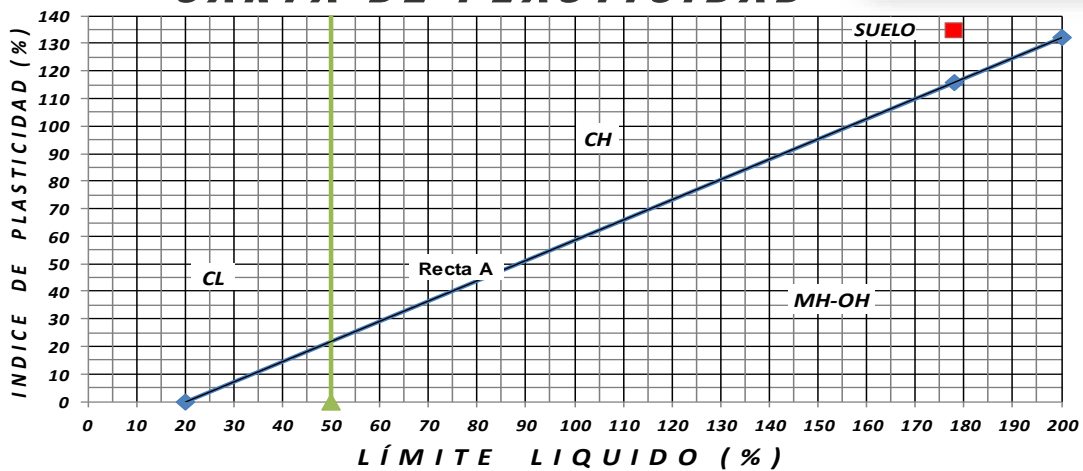


FIGURA No. 41

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054
 UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
 SONDEO: MIXTO SM - 1
 MUESTRA: 39
 PROFUNDIDAD: 25.40 - 26.00 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO
 FECHA: MARZO DE 2018
 OPERADOR: AGUAYO
 CALCULO: RAMIREZ

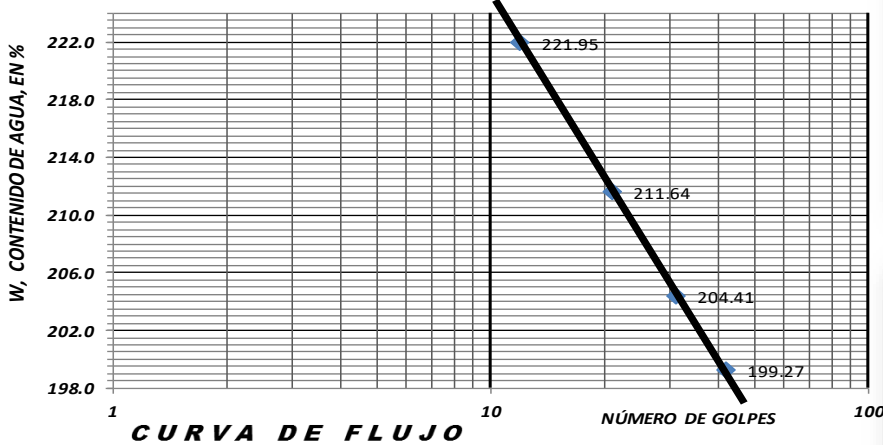
LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
42	26	12.63	16.73	14.00	2.73	1.37	199.27
31	32	12.38	17.31	14.00	3.31	1.62	204.41
21	34	12.22	17.14	13.80	3.34	1.58	211.64
12	14	12.64	17.92	14.28	3.64	1.64	221.95
LÍMITE PLASTICO							
	38	11.19	13.77	12.88	0.89	1.69	52.66
	39	12.33	14.80	13.95	0.85	1.62	52.47

L.L. = 208.66 %
 L.P. = 52.57 %

IP = 156.10 %
 Fw =
 GPO. SUCS: CH

IP RECTA A = 138.35 %

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD

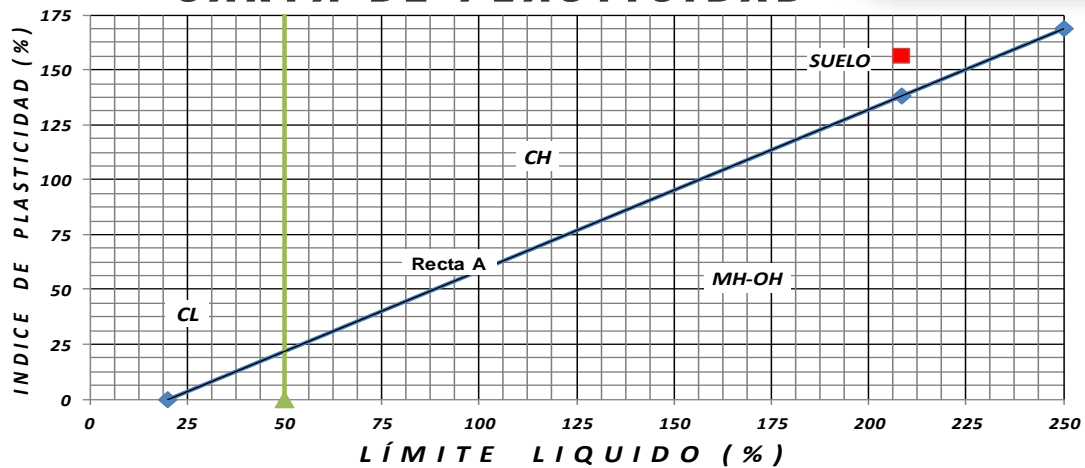


FIGURA No. 42

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
SONDEO: MIXTO SM - 1
MUESTRA: 45
PROFUNDIDAD: 29.00 - 29.60 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: AGUAYO
CALCULO: RAMIREZ

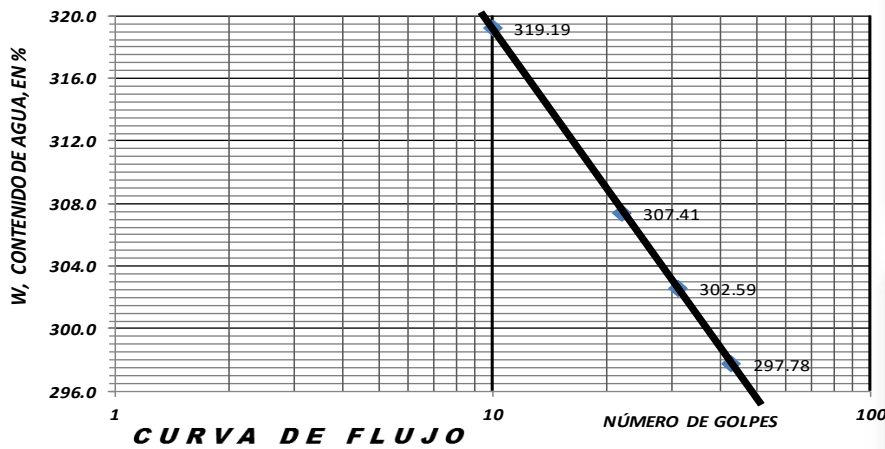
LÍMITE LÍQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
43	43	3.94	7.52	4.84	2.68	0.90	297.78
31	54	4.18	7.80	5.08	2.72	0.90	302.59
22	58	4.13	7.51	4.96	2.55	0.83	307.41
10	40	4.10	8.25	5.09	3.16	0.99	319.19
LÍMITE PLÁSTICO							
	2	11.81	13.43	12.79	0.64	0.98	65.31
	6	11.52	12.98	12.41	0.57	0.89	64.04

L.L. = 305.74 %
L.P. = 64.68 %

IP = 241.06 %
Fw = _____
GPO. SUCS: **CH**

IP RECTA A = 209.54 %

LÍMITE LÍQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD

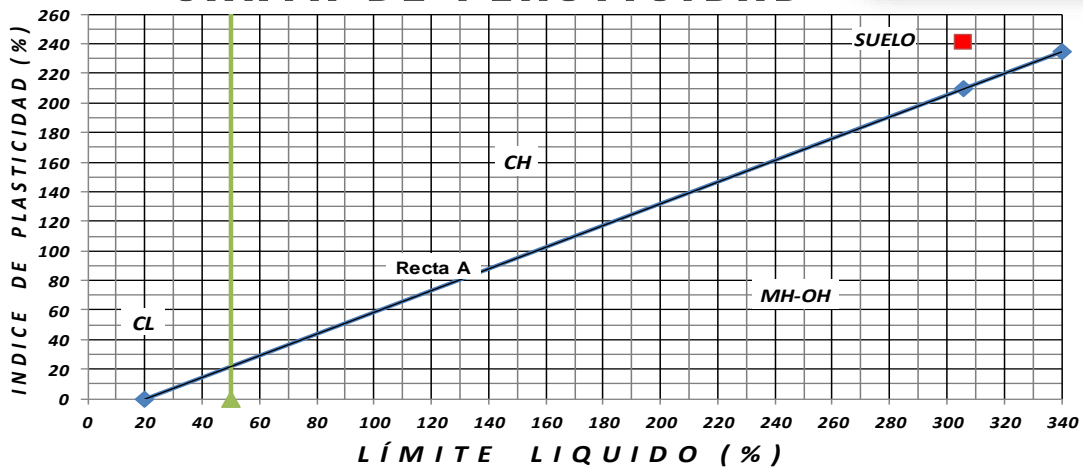


FIGURA No. 43

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

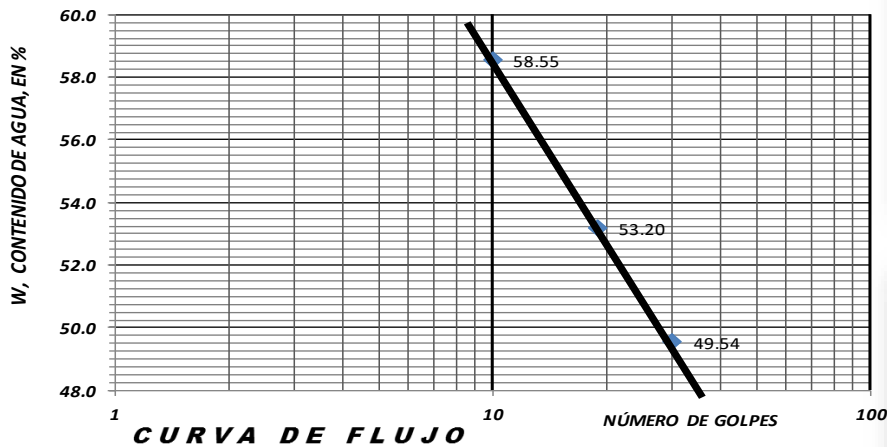
OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA-1
MUESTRA: CUBICA
PROFUNDIDAD: 2.70 - 2.90 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, GRIS VERDOSO
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: AGUAYO
CALCULO: RAMIREZ

LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
30	60	4.03	8.92	7.30	1.62	3.27	49.54
19	56	3.84	8.45	6.85	1.60	3.01	53.20
10	49	3.91	8.73	6.95	1.78	3.04	58.55
LÍMITE PLASTICO							
	9	12.51	16.58	15.86	0.72	3.35	21.49
	22	12.10	16.44	15.67	0.77	3.57	21.57

L.L. = 51.04 % **IP =** 29.51 % **IP RECTA A =** 22.76 %
L.P. = 21.53 % **Fw =** %
GPO. SUCS: **CH-CL**

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD

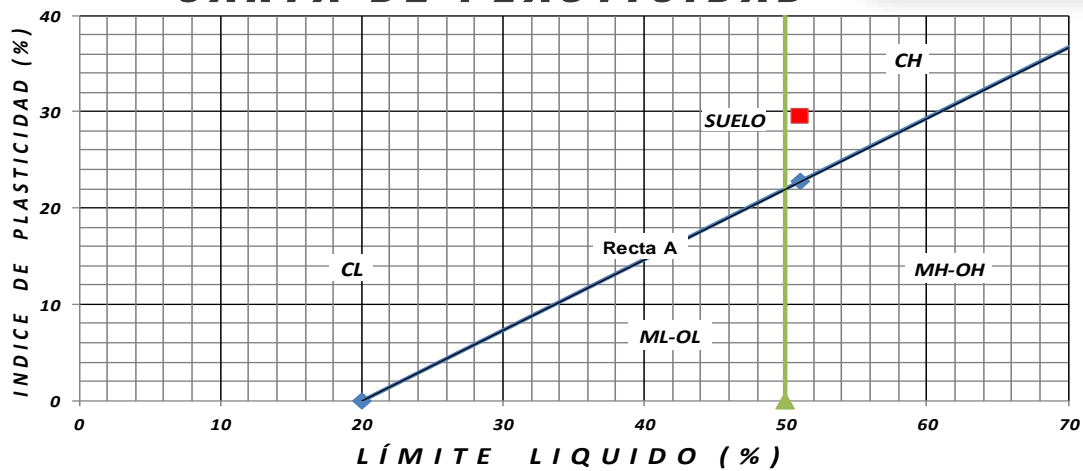


FIGURA No. 44

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054
 UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
 SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2
 MUESTRA: CUBICA
 PROFUNDIDAD: 2.50 - 2.70 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA ARENO POCO LIMOSA, GRIS OSCURO
 FECHA: MARZO DE 2018
 OPERADOR: AGUAYO
 CALCULO: RAMIREZ

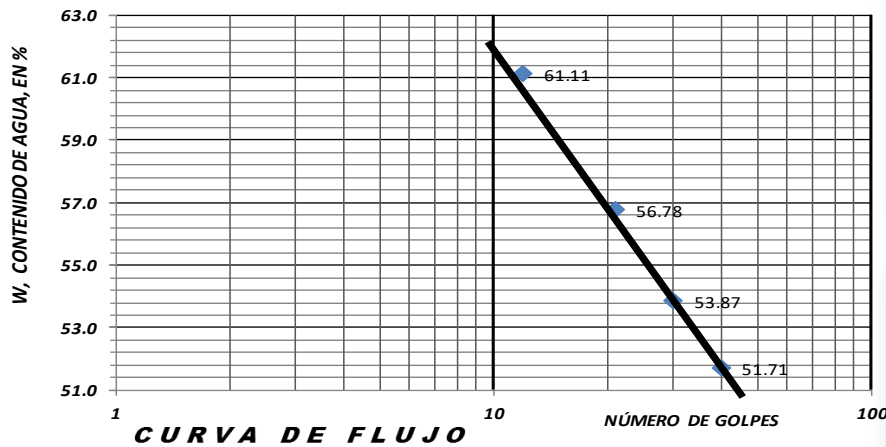
LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
40	15	12.19	17.97	16.00	1.97	3.81	51.71
30	23	12.37	17.11	15.45	1.66	3.08	53.87
21	21	11.46	17.01	15.00	2.01	3.54	56.78
12	36	11.86	17.08	15.10	1.98	3.24	61.11
LÍMITE PLASTICO							
	72	17.97	21.05	20.49	0.56	2.52	22.22
	81	17.23	19.99	19.51	0.48	2.28	21.05

L.L. = 55.38 %
 L.P. = 21.64 %

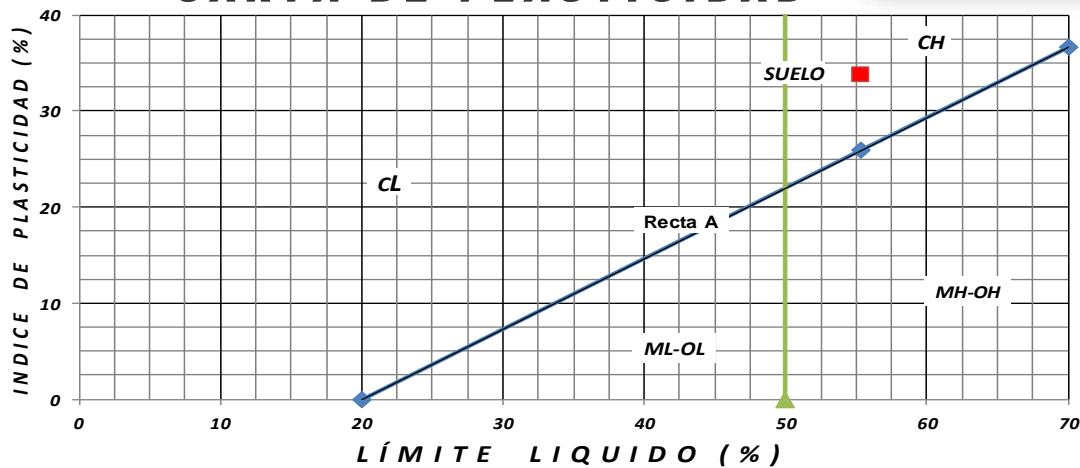
IP = 33.74 %
 Fw =
 GPO. SUCS: CH

IP RECTA A = 25.94 %

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

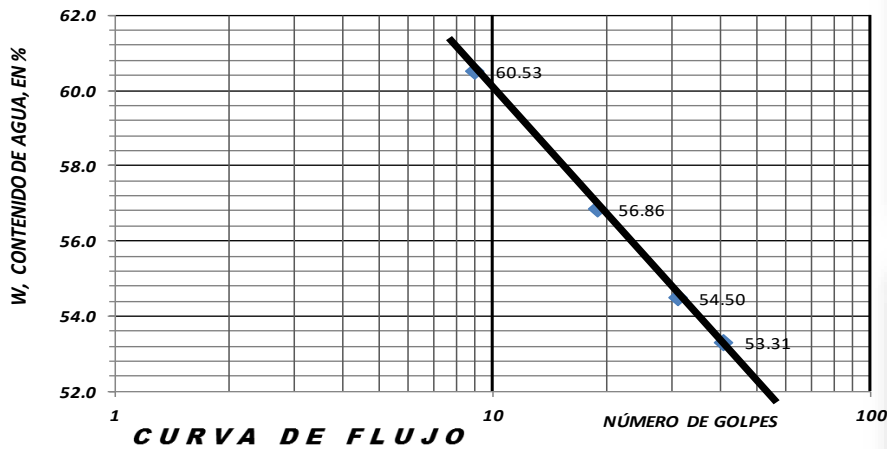
OBRA : MSP - 17054
 UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
 SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 2
 MUESTRA: 2
 PROFUNDIDAD: 1.80 - 2.00 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA POCO LIMO ARENOSO, CAFÉ OSCURO
 FECHA: MARZO DE 2018
 OPERADOR: AGUAYO
 CALCULO: RAMIREZ

LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
41	20	11.40	15.34	13.97	1.37	2.57	53.31
31	17	12.34	17.64	15.77	1.87	3.43	54.50
19	7	12.46	17.32	15.56	1.76	3.10	56.86
9	12	11.78	17.88	15.58	2.30	3.80	60.53
LÍMITE PLASTICO							
	27	11.46	14.16	13.68	0.48	2.22	21.62
	5	11.60	14.58	14.05	0.53	2.45	21.63

L.L. = 55.66 % IP = 34.04 % IP RECTA A = 26.15 %
 L.P. = 21.63 % Fw = GPO. SUCS: CH

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD

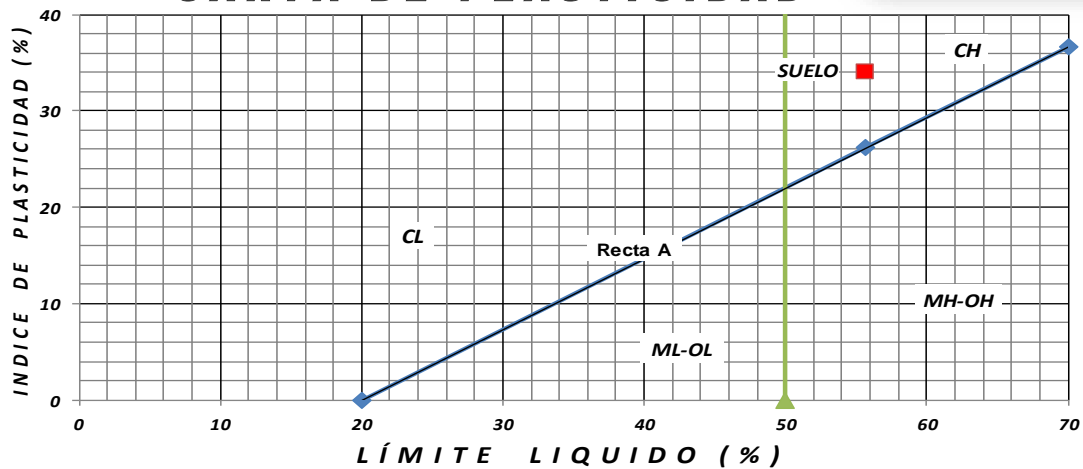


FIGURA No. 46

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

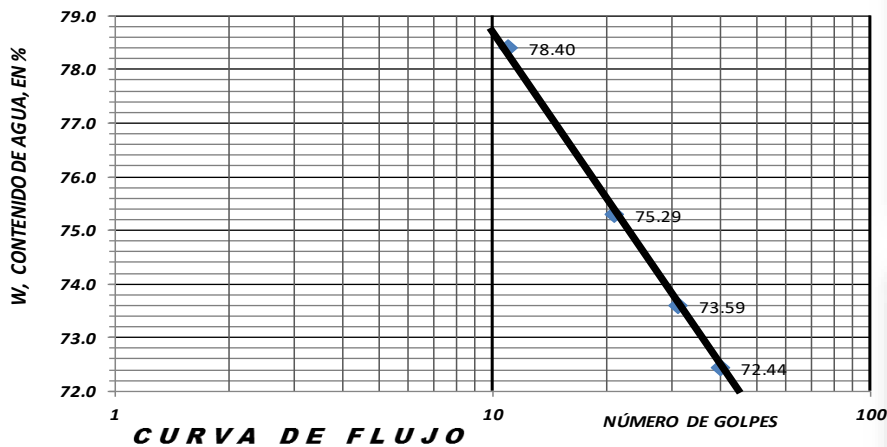
OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.
SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 3
MUESTRA: CUBICA
PROFUNDIDAD: 2.50 - 2.70 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: AGUAYO
CALCULO: RAMIREZ

LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
40	10	11.63	16.51	14.46	2.05	2.83	72.44
31	11	12.41	16.53	14.79	1.75	2.38	73.59
21	1	12.25	18.78	15.98	2.80	3.73	75.29
11	19	12.35	18.13	15.59	2.54	3.24	78.40
LÍMITE PLASTICO							
	84	16.84	19.38	18.85	0.53	2.01	26.37
	75	17.54	19.94	19.46	0.48	1.92	25.00

L.L. = 74.61 % **IP =** 48.92 % **IP RECTA A =** 40.05 %
L.P. = 25.68 % **Fw =** **GPO. SUCS:** **CH**

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD

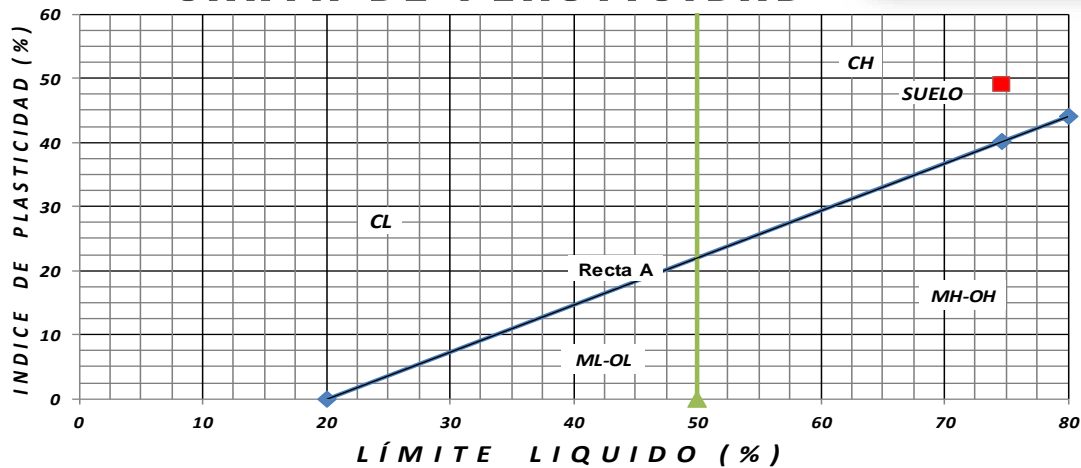


FIGURA No. 47

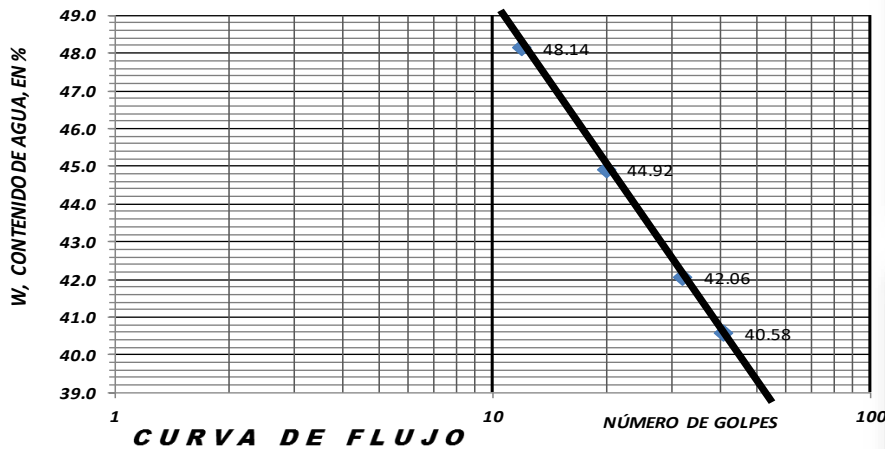
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

OBRA : MSP - 17054	CLASIFICACIÓN: ARCILLA POCO LIMO ARENOSO, CAFÉ OSCURO
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD. MX.	FECHA: MARZO DE 2018
SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA - 3	OPERADOR: AGUAYO
MUESTRA: 1	CALCULO: RAMIREZ
PROFUNDIDAD: 1.70 - 1.90 m	

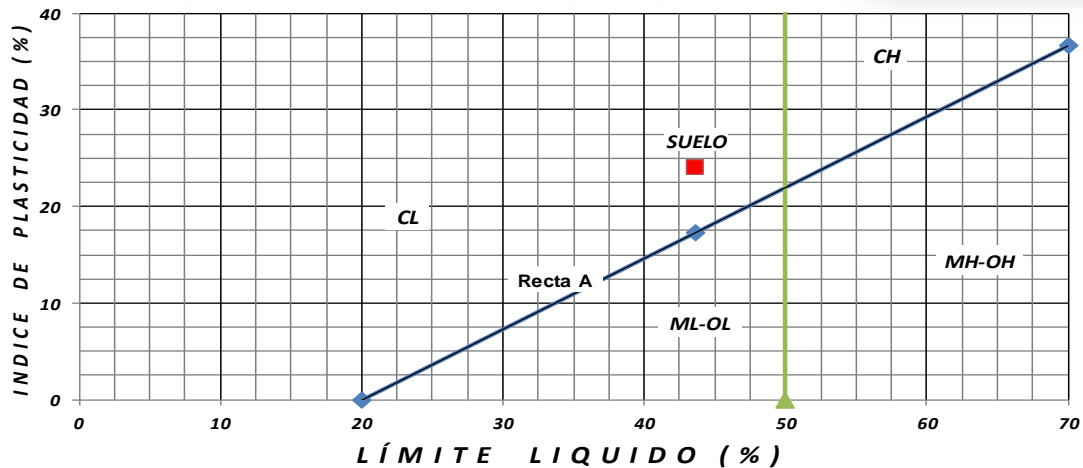
LÍMITE LIQUIDO							
Número de golpes	Cápsula No.	Peso de la cápsula (gr)	Cápsula + suelo húmedo (gr)	Cápsula + suelo seco (gr)	Peso del agua (gr.)	Peso del suelo seco (gr)	w (%)
41	41	3.89	8.29	7.02	1.27	3.13	40.58
32	48	3.93	8.18	6.92	1.26	2.99	42.06
20	45	4.22	9.76	8.04	1.72	3.82	44.92
12	59	4.02	9.99	8.05	1.94	4.03	48.14
LÍMITE PLASTICO							
	70	17.16	19.69	19.27	0.42	2.11	19.91
	79	18.18	20.97	20.52	0.45	2.34	19.23

L.L. = 43.62 %	IP = 24.05 %	IP RECTA A = 17.32 %	
L.P. = 19.57 %	Fw = _____		
	GPO. SUCS: CL		

LÍMITE LIQUIDO



CARTA DE PLASTICIDAD





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

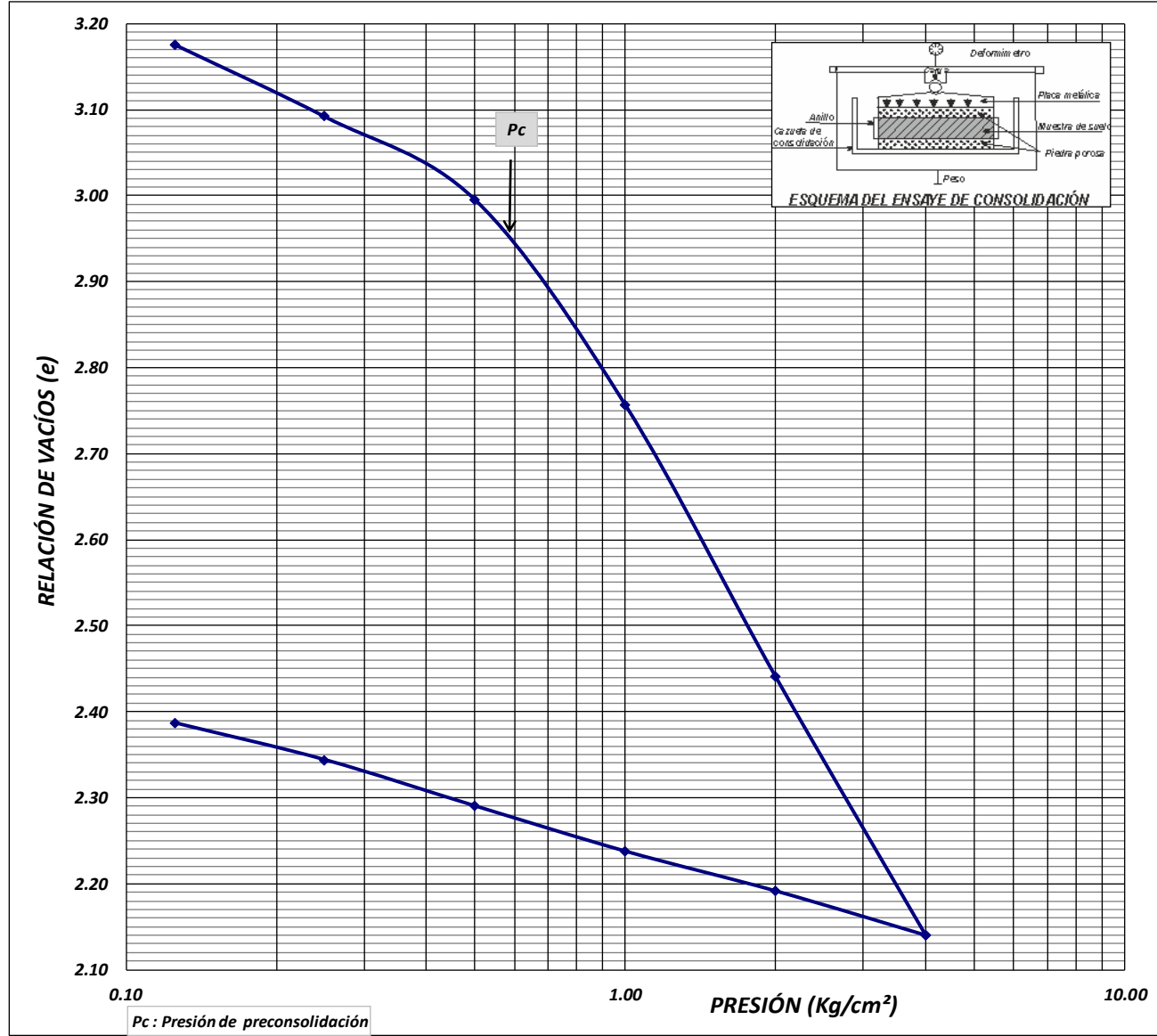
OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD.
SONDEO: MIXTO SM - 1
MUESTRA: 6
PROFUNDIDAD: 3.00 - 3.60 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: RAMIREZ
CALCULO: MAURICIO

PRESIÓN	e
0.000	3.30
0.125	3.18
0.250	3.09
0.500	3.00
1.000	2.76
2.000	2.44
4.000	2.14
4.000	2.14
2.000	2.19
1.000	2.24
0.500	2.29
0.250	2.34
0.125	2.39
0.000	2.40

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACIÓN DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		PESO VOLUMÉTRICO		
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HÚMEDO	SECO	SUCS
S _s	e _i	e _f	w _i	w _f	Gw _i	Gw _f	g _h	g _s	
2.30	3.30	2.40	127.47	97.39	88.83		1.22	0.53	

CURVA DE COMPRESIBILIDAD





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

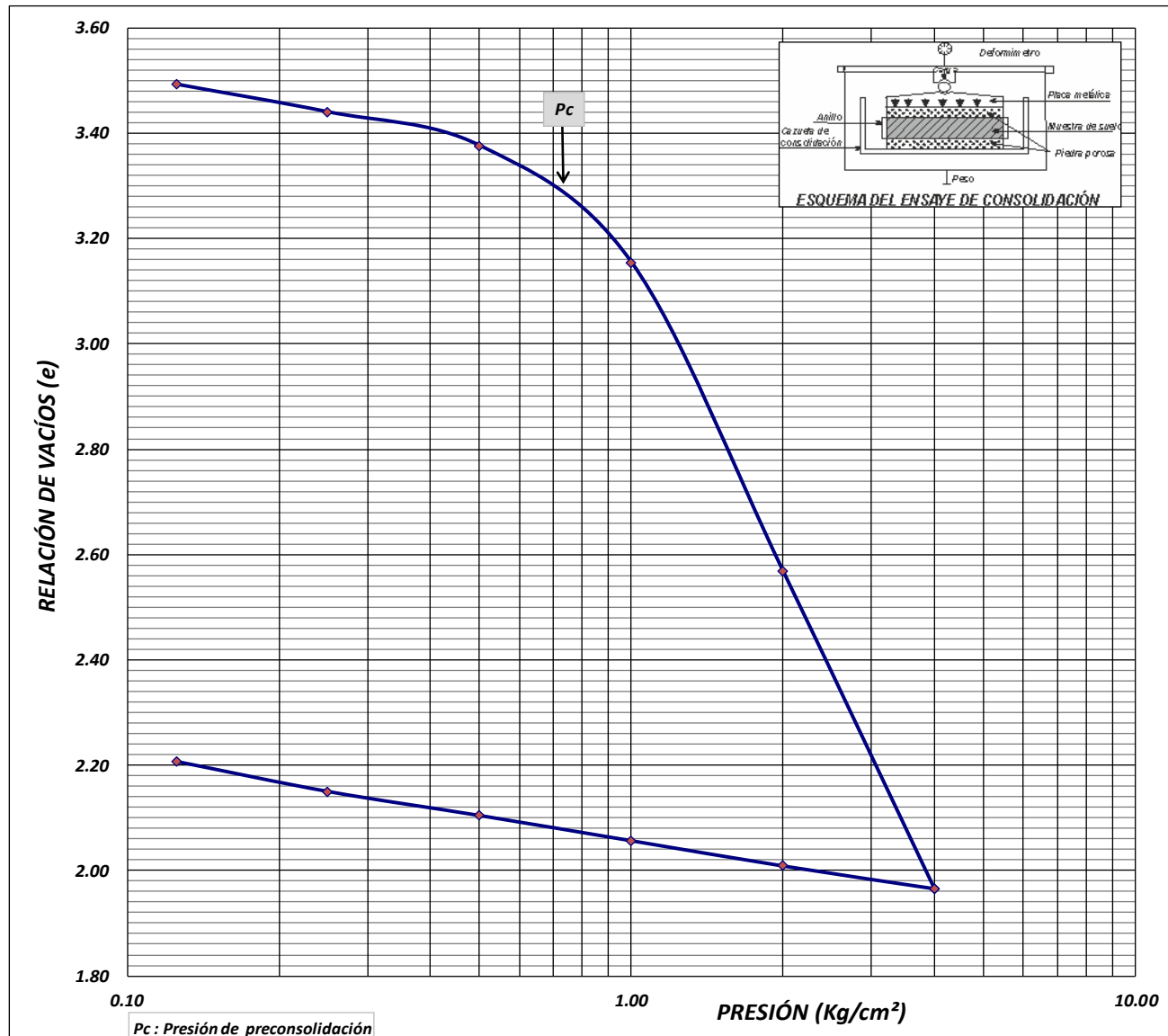
OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD.
SONDEO: MIXTO SM - 1
MUESTRA: 12
PROFUNDIDAD: 7.20 - 7.80 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO
FECHA: MARZO DE 2018
OPERADOR: RAMIREZ
CALCULO: MAURICIO

PRESIÓN	e
0.000	3.56
0.125	3.49
0.250	3.44
0.500	3.38
1.000	3.15
2.000	2.57
4.000	1.97
4.000	1.97
2.000	2.01
1.000	2.06
0.500	2.10
0.250	2.15
0.125	2.21
0.000	2.23

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACIÓN DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		PESO VOLUMÉTRICO		
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HÚMEDO	SECO	SUCS
S _s	e _i	e _f	w _i	w _f	Gw _i	Gw _f	g _h	g _s	
2.40	3.56	2.23	122.05	91.10	82.38		1.17	0.53	

CURVA DE COMPRESIBILIDAD





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

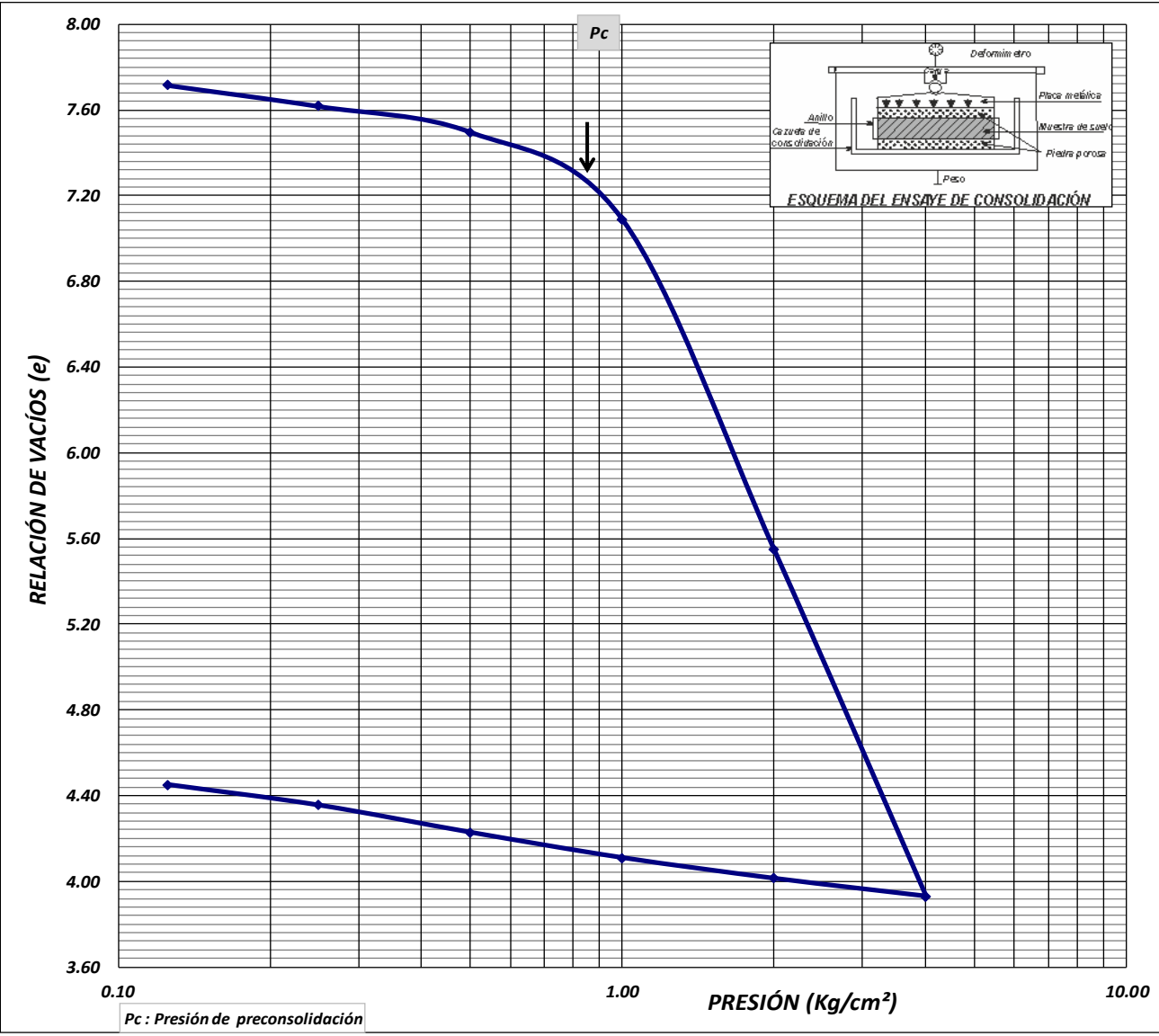
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBRA :	MSP - 17054	CLASIFICACIÓN:	ARCILLA LIMO ARENOSO, CAFÉ
UBICACIÓN:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD.	FECHA:	MARZO DE 2018
SONDEO:	MIXTO SM - 1	OPERADOR:	RAMIREZ
MUESTRA:	18	CALCULO:	MAURICIO
PROFUNDIDAD:	11.40 - 12.20 m		

PRESIÓN	e
0.000	7.76
0.125	7.72
0.250	7.62
0.500	7.50
1.000	7.09
2.000	5.55
4.000	3.93
4.000	3.93
2.000	4.01
1.000	4.11
0.500	4.23
0.250	4.35
0.125	4.45
0.000	4.49

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACIÓN DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		PESO VOLUMÉTRICO		
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HÚMEDO	SECO	SUCS
S _s	e _i	e _f	w _i	w _f	Gw _i	Gw _f	g _h	g _s	
2.24	7.76	4.49	331.97	228.06	95.78		1.10	0.26	

CURVA DE COMPRESIBILIDAD





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

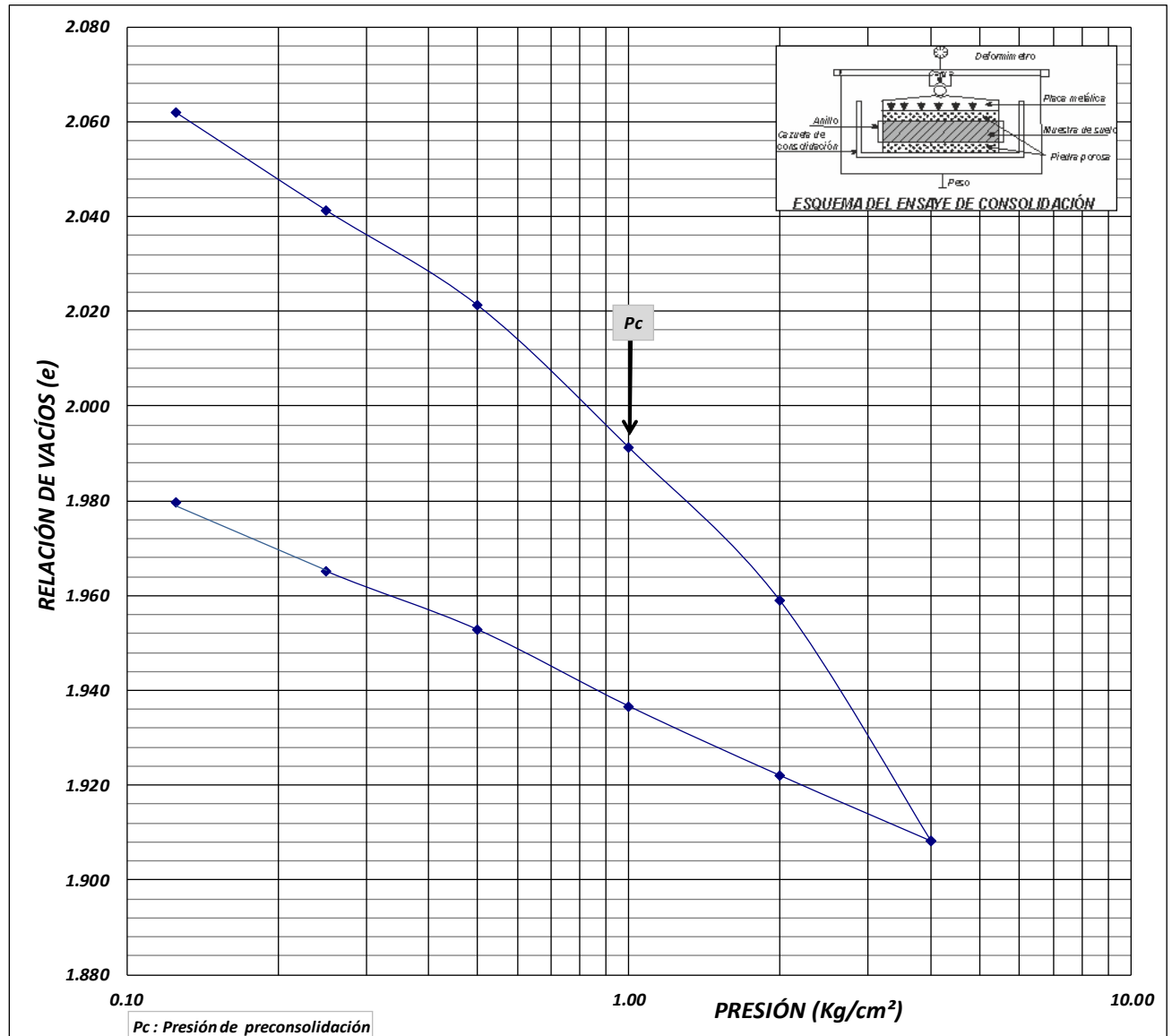
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBRA :	MSP - 17054	CLASIFICACIÓN:	LIMO ARCILLO ARENOSO, CAFÉ VERDOSO
UBICACIÓN:	2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD.	FECHA:	MARZO DE 2018
SONDEO:	MIXTO SM - 1	OPERADOR:	RAMIREZ
MUESTRA:	24	CALCULO:	MAURICIO
PROFUNDIDAD:	15.20 - 16.00 m		

PRESIÓN	e
0.000	2.08
0.125	2.06
0.250	2.04
0.500	2.02
1.000	1.99
2.000	1.96
4.000	1.91
4.000	1.91
2.000	1.92
1.000	1.94
0.500	1.95
0.250	1.97
0.125	1.98
0.000	1.98

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		PESO VOLUMÉTRICO		
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HÚMEDO	SECO	SUCS
S_s	e_i	e_f	w_i	w_f	Gw_i	Gw_f	g_h	g_s	
2.50	2.08	1.98	80.63	77.95	97.11		1.47	0.81	

CURVA DE COMPRESIBILIDAD





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

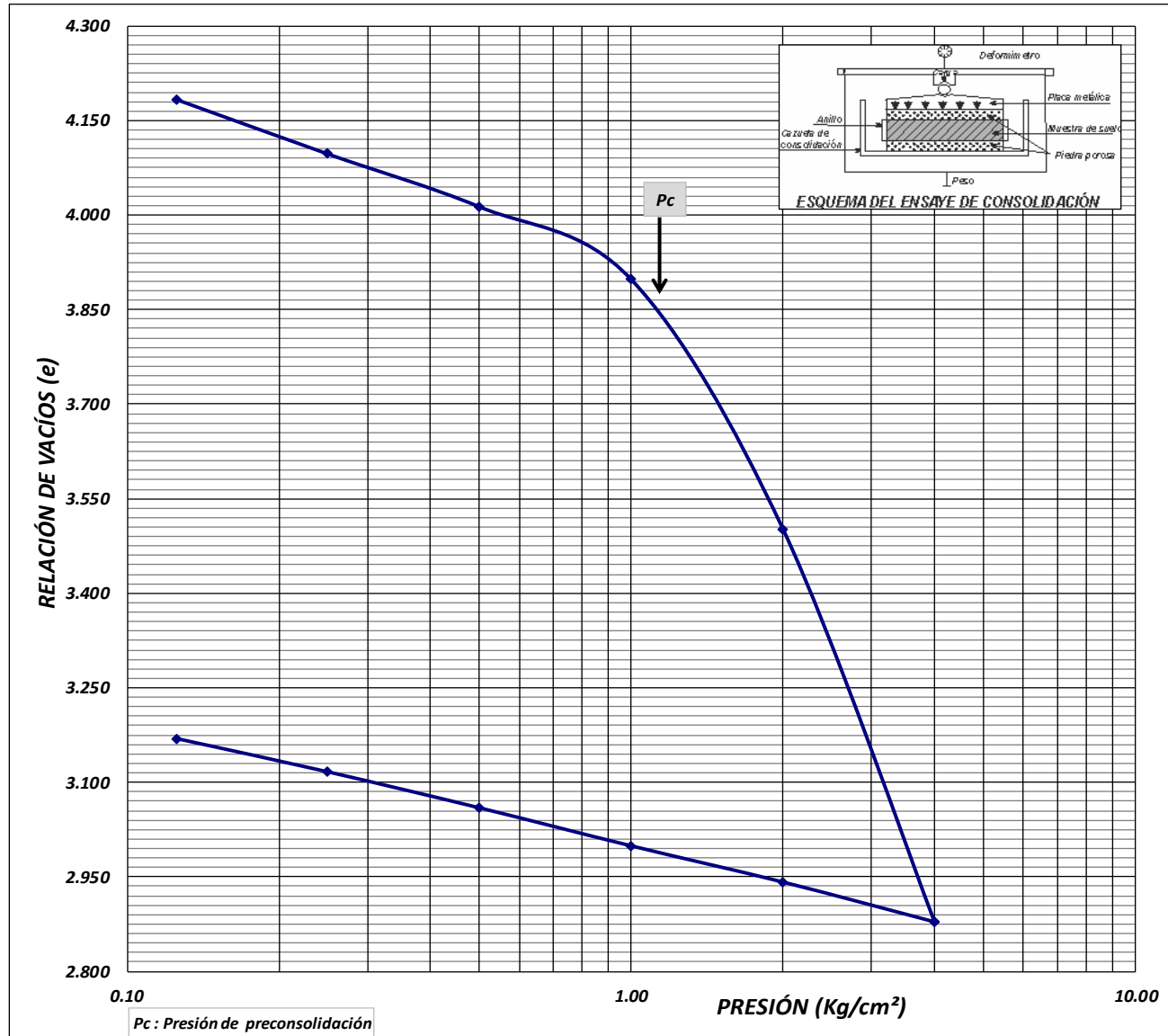
OBRA : MSP - 17054
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD.
SONDEO: MIXTO SM - 1
MUESTRA: 30
PROFUNDIDAD: 19.00 - 19.80 m

CLASIFICACIÓN: ARCILLA LIMO ARENOSA, CAFÉ
FECHA: MARZO DE 2017
OPERADOR: MARZO DE 2018
CALCULO: MAURICIO

PRESIÓN	e
0.000	4.24
0.125	4.18
0.250	4.10
0.500	4.01
1.000	3.90
2.000	3.50
4.000	2.88
4.000	2.88
2.000	2.94
1.000	3.00
0.500	3.06
0.250	3.12
0.125	3.17
0.000	3.19

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACIÓN DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		PESO VOLUMÉTRICO		
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HÚMEDO	SECO	SUCS
S _s	e _i	e _f	w _i	w _f	Gw _i	Gw _f	g _h	g _s	
2.51	4.24	3.19	155.62	113.76	92.04		1.22	0.48	

CURVA DE COMPRESIBILIDAD





LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBRA: MSP - 17054	CLASIFICACIÓN: LIMO ARCILLO ARENOSO, CAFÉ
UBICACIÓN: 2a. CERRADA DE SAN ANDRES TETEPILCO No. 26, COL. SAN ANDRES TETEPILCO, DELEG. IZTAPALPA, CD.	VERDOSO
SONDEO: MIXTO SM - 1	FECHA: MARZO DE 2018
MUESTRA: 36	OPERADOR: RAMIREZ
PROFUNDIDAD: 23.40 - 24.20 m	CALCULO: MAURICIO

PRESIÓN	e
0.000	4.47
0.125	4.44
0.250	4.35
0.500	4.26
1.000	4.17
2.000	3.96
4.000	3.46
4.000	3.46
2.000	3.51
1.000	3.57
0.500	3.63
0.250	3.69
0.125	3.75
0.000	3.77

DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACIÓN DE VACÍOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACIÓN		PESO VOLUMÉTRICO		
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HÚMEDO	SECO	SUCS
S _s	e _i	e _f	w _i	w _f	Gw _i	Gw _f	g _h	g _s	SUCS
2.24	4.47	3.77	206.43	134.17	103.39		1.25	0.41	

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

