



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE UN PREDIO
PARA LA PREPARATORIA "VENUSTIANO CARRANZA"
UBICADO EN LA COLONIA AERONÁUTICA MILITAR.
MÉXICO, D.F.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

REY MONROY VARGAS

ASESOR :

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



MÉXICO 2010



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

A mi mama

Margarita

Mamá gracias por haberme dado la vida,
Por todo ese esfuerzo que tuviste que hacer
Por nosotros, te admiro como ser humano,
gracias por darnos todo de ti.
De antemano te pido una disculpa, ahora me
doy cuenta de todo el crédito que te mereces.
Espero que con el tiempo te sientas orgullosa de mí

A todos mis profesores

Quiero agradecerles todo su apoyo, y
enseñanza, porque gracias a ellos culmino
una etapa importante en mi vida.

ÍNDICE

CONTENIDO	PAGINAS
INTRODUCCIÓN.....	(1-7)
I.- ANTECEDENTES.....	(8-9)
II.- CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DONDE SE DESARROLLARA EL PROYECTO .	(10-14)
III.- ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	(15-67)
IV.- INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	(68-70)
V.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN	(71-91)
VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	(92-96)
CONCLUSIONES.....	(97-98)
ANEXO.....	(99-119)
BIBLIOGRAFÍAS.....	(120)

INTRODUCCION

INTRODUCCIÒN

Los suelos son el más viejo material de construcción y el más complejo. Su variedad es enorme y sus propiedades, variables en el tiempo y en el espacio, son difíciles de entender y de medir. A pesar de esto, antes del siglo XX no se hizo un esfuerzo serio para atacar científicamente el estudio de la Mecánica de los Suelos.

La llamada precisamente “Mecánica de los suelos “es un fruto característico de la ingeniería de nuestro tiempo: fue a principios de este siglo, En 1913, en Estados Unidos y en Suecia, donde se intento por primera vez, en forma sistemática y organizada, realizar estudios que corrigieran vicios seculares en el tratamiento de los suelos.

Poco después, un hombre extraordinario de nuestro tiempo, un hombre de autentico genio, hizo investigaciones en un laboratorio muy modesto, con el auxilio de sus cajas de puros, en una Universidad en el Cercano Oriente. Allí nació verdaderamente la Mecánica de los Suelos.

Este hombre, es el profesor Karl Terzaghi. En 1925 publicó su libro Erdbaumechanik (mecánica de suelos) en Viena Entonces nació el termino ahora mundialmente usado.

De entonces para acá ha habido una evolución muy grande y también momentos de gran incertidumbre y desconcierto. Científicos y técnicos han tratado a la Mecánica de Suelos a veces con desdén. “No es una rama científica, está llena de oscuridades y de dificultades, de imágenes puramente empíricas “dicen. Sin embargo, pese a las hostilidades y a las incomprensiones, la Mecánica de Suelos ha adquirido relevancia y, para usar un término propio de ella, se ha consolidado, en universidades, en centros de estudio e investigación y en oficinas de consulta.

El profesor Terzaghi publicó un trabajo en la Universidad Harvard en el que habla del pasado y presente de la Mecánica de Suelos. En sus observaciones hace un relato notable de cómo fue cambiando de criterio y de punto de vista a medida que aprendía mas y mas. Y entre las cosas

importantes que señala en su trabajo, hay una que es significativa por sí sola. Dice el profesor Terzaghi que durante siglos, desde que empezó la ingeniería en la India hasta fines del siglo XIX, se pudieron construir con éxito presas de tierra a lo sumo de 20m de altura. Las que se hicieron con una altura mayor fracasaron tantas veces que a principios de este siglo se llegó a la conclusión de que no era aconsejable construir cortinas de tierra de más de 20m de altura. La realidad es que, posteriormente, y con las técnicas aprendidas en la Mecánica de Suelos, con el conocimiento de los fenómenos de las redes de flujo, de las presiones internas de poro y el mejor entendimiento sobre la resistencia al corte de los suelos, se ha logrado, en años recientes, construir cortinas muy elevadas.

Este es un hecho. Se puede hablar de muchas otras aplicaciones felices de la Mecánica de Suelos. Estructuras que, sin los conocimientos actuales hubieran sido imposibles de construir. La importancia práctica del tema no es discutible.

México, particularmente en su capital, es un lugar ideal para estudiar Mecánica de Suelos.

El profesor Terzaghi en alguna ocasión dijo que la ciudad de México es el paraíso de la Mecánica de Suelos. La naturaleza del subsuelo en nuestra capital ha sido causa de dolores de cabeza de los ingenieros y constructores de todos los tiempos. Desde los aztecas hubo fracasos debido a la baja resistencia del subsuelo mexicano; y los españoles tuvieron grandes dificultades para construir los monumentos coloniales que nos legaron. Pero si los ingenieros de los pueblos más adelantados del mundo no se ocuparon científicamente de los suelos hasta hace 70 años, los mexicanos no lo hicimos hasta hace 45.

Hace apenas 50 años. No había ninguna información ni ninguna referencia de las propiedades de los mantos profundos del subsuelo. Las características del subsuelo se suponían suficientes para garantizar la estabilidad general de una construcción. Pero, por supuesto, en todas las épocas y en todas partes ha habido hombres dotados que han poseído ese raro sentido llamado "común". En este siglo, en México, dos hombres sobresalen como antecedentes en Mecánica de Suelos: Roberto Gayol y José A. Cuevas. A mediados de la década de los 30. José A. Cuevas creó gran inquietud sobre los problemas derivados de la falsa interpretación de la resistencia de los suelos. Y

fue el indudablemente, la figura más vigorosa que podemos encontrar como precursor del desarrollo de la Mecánica de los Suelos en México.

El Ing. Cuevas, fue también uno de los campeones contra el uso exagerado de pozos en la ciudad de México. Cuando en 1936 la ciudad comenzó a asentarse rápidamente, a hundiese en forma cada vez mas alarmante, el advirtió, con gran instinto, los peligros que había en abusar de la extracción de agua y alterar el equilibrio del liquido que tanta importancia tiene en la ciudad de México para el equilibrio del suelo mismo.

Se hablaba, apenas hace 32 años, de que las causas principales del asentamiento de la ciudad de México, eran el incremento en la carga impuesta sobre la superficie del área

construida, la impermeabilización de la corteza derivada de los propios edificios y de los pavimentos de las calles y los drenajes que extraían el agua de las capas superiores del suelo. Se suponía que el problema era debido a causas externas: falta de agua externa que nutriera al suelo, aumento de carga externa y alteración en las capas superficiales; no se pensaba que el origen del asentamiento estuviera en las capas profundas en donde ya se había creado un desequilibrio en las presiones del agua.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA CORRECTA SELECCIÓN DE UNA CIMENTACIÓN DADA

Pueden agruparse en tres clases principales:

- 1) Los relativos a la superestructura que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituye, etc.
- 2) Los relativos al suelo que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones hidráulicas, etc.
- 3) Los factores económicos que deben balancear el costo de la cimentación, en comparación con la importancia y aun el costo de la superestructura.

De hecho el balance de los factores anteriores pueden hacer que diferentes proyectistas de experiencia lleguen a soluciones ligeramente distintas para una cimentación dada pues el problema carece de de solución única, por faltar un criterio exacto para efectuar tal balance, que siempre tendrá una parte de apreciación personal.

En general. Puede decirse que un balance meditado de los factores anteriores permite en un análisis preliminar a un proyectista con experiencia eliminar todos aquellos tipos de cimentación inadecuados para resolver su problema específico, quedando solo algunas que deberán ser mas cuidadosamente estudiados para elegir entre ellos unas cuantas soluciones que satisfagan todos los requisitos estipulados desde el punto de vista estructural de suelos social, etc., para escoger de entre estos el proyecto final.

Debe observarse que al balancear los factores anteriores, adoptando un punto de vista estrictamente Ingenieril, debe estudiarse no solo la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, sino también que no tenga durante su vida útil asentamientos o expansiones que interfieran con la función de estructura.

Se llega así a la contribución fundamental de la Mecánica de Suelos al problema de las cimentaciones, contribución de doble aspecto que involucra dos problemas de la misma importancia para garantizar el éxito final.

Por un lado abordando un problema de capacidad de carga del suelo, se trata de conocer el nivel de esfuerzos que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un colapso o falla brusca, por otro lado será necesario calcular los asentamientos o expansiones que el suelo va a sufrir con tales esfuerzos, cuidando siempre que estos queden en niveles tolerables para la estructura de que se trate.

No puede decirse que uno de los aspectos anteriores tenga mayor importancia que el otro en el proyecto de una cimentación ambos deberán ser tenidos en cuenta simultáneamente y de su justa apreciación dependerá el éxito o fracaso en su caso dado.

La estabilidad esencial de las estructuras depende básicamente de la cimentación sobre la que se construye y es aquí donde se requiere del conocimiento geotécnico del lugar donde se construirán dichas obras.

La importancia de realizar estudios de Mecánica de suelos radica en que con el análisis de estos podemos escoger la cimentación más adecuada así como su procedimiento constructivo.

El presente trabajo radica en la realización del estudio de Mecánica de Suelos para una preparatoria que se ubicara en la ciudad de México.

Para la ejecución de un proyecto de tal magnitud se deberá tener presente la seguridad de la estructura así como la integridad de los usuarios.

Para garantizar lo anterior y considerando las características principales del subsuelo los cuales son muy desfavorables para la construcción de estructuras debido a que se trata de una zona con un alto grado de deformabilidad, se debe contar con información suficiente del subsuelo para así poder definir la cimentación más adecuada.

Para esto se realizó el presente estudio en el sitio de interés proponiendo como solución una cimentación parcialmente compensada.

En el primer capítulo de este estudio se hace una descripción del proyecto arquitectónico.

En el segundo capítulo se hace una descripción de la zona donde se desarrollará el proyecto.

En el tercer capítulo se describen los trabajos de laboratorio obteniendo así la estratigrafía del sitio a partir de los resultados obtenidos.

En el cuarto capítulo se hace una interpretación de los resultados de laboratorio.

En el quinto capítulo se realiza un análisis de las alternativas de la cimentación.

En el sexto capítulo se describen las especificaciones del proceso constructivo.

También se proporcionan las conclusiones del presente trabajo.

En forma de anexo se presenta un reporte fotográfico así como las figuras del proyecto.

ANTECEDENTES

ANTECEDENTES

el gobierno del Distrito Federal, por conducto de la Secretaria de Obras y Servicios, por medio de la Dirección General de Obras Publicas y a través de la Dirección de Construcción de Escuelas, tomó a bien solicitar a INGENIEROS GEOTECNICOS Y ESTRUCTURISTAS, S.A. DE C.V. realizar el Estudio de Mecánica de Suelos del predio donde se construirá la preparatoria Venustiano Carranza, localizado en la calle Sidar y Rovirosa, entre Avenida Congreso de la Unión y Avenida Ing. Eduardo Molina, colonia Aeronáutica Militar, Delegación Venustiano Carranza, México, D. F.

como se muestra en la fig. 1 del anexo.

El sitio se encuentra delimitado al Norte por la Calle Cecilio Robelo, al Sur y Poniente el Deportivo Venustiano Carranza y al Oriente por un Agrupamiento de Policía.

el sitio donde se proyecta llevar a cabo las edificaciones es un predio de forma casi rectangular con superficie de 5,638.48 m. como se puede ver en la fig. 2 del anexo.

El sitio está destinado al almacenamiento de materiales de construcción, cascajo y equipo mecánico, así como un edificio de planta baja y un nivel destinado a oficinas

En lo correspondiente al proyecto arquitectónico contempla tres edificios constituido por planta baja y tres niveles, con superficie de contacto de 20.00x 25.50 m., para la

intercomunicación de los diferentes entresijos se vislumbran tres núcleos de escalinatas, con dimensiones de 4.40 x 5.20 m, y pasillos de 2.00 m de ancho y en la zona de desembarco el ancho se incrementa a 4.50 m, también comenta un auditorio cerrado donde se incluye un salón de música, cafetería, bodega de artes plásticas, cabina de proyección y sala de artes plásticas, en una superficie de contacto de 20.00 x 15.40 m, se menciona un teatro al aire libre de 12.00 x 20.00 m, así como un estacionamiento con 36 cajones

**CARACTERISTICAS DE LA ZONA DONDE SE
DESARROLLARA EL PROYECTO**

CARACTERISTICAS DE LA ZONA DONDE SE DESARROLARA EL PROYECTO

ZONIFICACION GEOTECNICA

Hidrografía

Antiguamente una buena parte del territorio del Distrito Federal fue ocupado por el sistema de lagos de la cuenca de México. Esta era una cuenca que en tiempos muy remotos tuvo desagüe natural al río Balsas. Sin embargo, la actividad geológica que dio origen a la serranía del Ajusco cerró la cuenca por el sur y contribuyó a la formación de los lagos del Anáhuac. Al Distrito Federal corresponden el occidente de lo que fue el lago de Texcoco (que algunos especialistas llaman laguna de México), el lago de Xochimilco y la mitad occidental del lago de Chalco. Como se dijo más arriba, la decisión de desecar el sistema lacustre fue tomada durante la época virreinal. En 1607 se construyó el primer sistema de desagüe de los lagos de Anáhuac, pero pronto resultó insuficiente. Aunque estas obras se realizaron como consecuencia de la inundación de ese mismo año, fueron incapaces de evitar que la ciudad de México se anegara en repetidas ocasiones entre los siglos XVII y XVIII.

Según el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), el territorio del Distrito Federal se localiza en la provincia geológica de Lagos y Volcanes del Anáhuac. Buena parte de sus 1479 kilómetros cuadrados de superficie forman parte del Valle de México

El límite norte del Distrito Federal está dado por la sierra de Guadalupe, un conjunto de montañas que forma una herradura que envuelve la comunidad de Cuauhtepc de Madero, y baja hasta las inmediaciones de la Villa de Guadalupe, donde termina en el cerro del Tepeyac. El punto más alto de la sierra de Guadalupe es el cerro de El Guerrero. Forma parte de esta pequeña cadena montañosa el cerro del Chiquihuite,

Hacia el centro oriente del Distrito Federal se localiza la sierra de Santa Catarina, una cadena de volcanes apagados cuyo punto más alto es el volcán de Guadalupe o El Borrego, que se eleva 2780 metros sobre el nivel del mar. En algunas descripciones de la geografía capitalina se suele incluir al cerro de la Estrella como parte de la sierra de Santa Catarina.

En el poniente, a unos cuantos kilómetros del centro de la ciudad, se levanta el [cerro de Chapultepec](#). Es un pequeño monte que marca el inicio de las serranías que recorren desde el oeste hasta el sureste el Distrito Federal,

y separan al valle de México de los valles de [Toluca](#) y de [Morelos](#). Entre el territorio de Miguel Hidalgo, Cuajimalpa de Morelos y La Magdalena Contreras discurre la sierra de las Cruces. Se trata de una región muy alta, de la que bajan la mayor parte de los ríos que aún surcan el Distrito Federal. Su clima es frío y húmedo. Alcanza su punto más alto en el cerro de las Cruces, casi en el límite con el [Estado de México](#)

Fisiografía

El Distrito Federal está enclavado en la provincia fisiográfica [Eje Neovolcánico](#), con la subprovincia fisiográfica [Lagos y Volcanes de Anáhuac](#); su territorio está distribuido sobre nueve sistemas de topofomas:

1. Sierra volcánica con estrato volcanes que abarca casi el 42% en la parte sur de la entidad; así como en el centro y oriente de la delegación Iztapalapa;
2. Sierra volcánica de laderas escarpadas, al occidente, en las delegaciones Cuajimalpa de Morelos y la Magdalena Contreras, y al sur, en la delegación Álvaro Obregón;
3. Sierra escudo volcán, al extremo norte
4. Lomerío con una mínima representación (menos del 1%) al norte;
5. Lomerío con cañadas, que abarca la delegación Miguel Hidalgo y norte de las delegaciones Cuajimalpa de Morelos y Álvaro Obregón;
6. Meseta basáltica malpaís, al centro y sureste, básicamente en parte de las delegaciones Tlalpan, Xochimilco, Coyoacán y, en forma mínima, en Milpa Alta;
7. Llanura aluvial, franja que se extiende de noroeste a este, también en las partes norte y este;
8. Llanura lacustre, extensión de más del 20% del Distrito Federal, ubicada en la parte nor-oriental;

Llanura lacustre salina, principalmente sobre el límite al noreste, colindando con el estado de México

Geología

La roca ígnea extrusiva cubre más de las tres quintas partes de la superficie del Distrito Federal. Estos afloramientos corresponden a dos periodos diferentes de la era cenozoica (63 millones de años aproximadamente); el más reciente es el período cuaternario, con afloramientos rocosos ígneos extrusivos (44.7%) y suelo (31.6%), ubicados, el primero, de la parte central hacia el sur y el segundo, en la zona norte. El período terciario se caracteriza por los afloramientos de rocas ígneas extrusivas, cubren una superficie de 23.7%, sus principales unidades litológicas se localizan al oeste y este del territorio Distrital.

Clima

Por su posición geográfica, el Distrito Federal es una zona de tierras templadas. La presencia de altas montañas en los alrededores del valle de México son un factor que impide el paso de las nubes de lluvia que provienen del golfo de México o del océano Pacífico. Por ello, las precipitaciones en la capital mexicana no son abundantes. La temporada húmeda en el Distrito Federal abarca de mayo a septiembre, aunque la pluviosidad es mayor entre los meses de junio y agosto.

La temperatura anual promedio varía entre 12 y 16 °C, dependiendo de la altitud de la delegación. Las más bajas temperaturas usualmente registradas durante Enero y Febrero, pueden ir de -2 °C a -5 °C, usualmente acompañadas de nevadas en las regiones del sur como el Ajusco. Mientras que las máximas temperaturas entre la primavera y verano pueden alcanzar los 32 °C

De igual manera, la altitud condiciona la temperatura y los ecosistemas en el Distrito Federal. La zona que comprende el norte de Iztapalapa, los territorios de Iztacalco y Venustiano Carranza y el oriente de Gustavo A. Madero es la región más seca y cálida. Aunque los ecosistemas naturales en esta región ya no existen, es posible observar que las especies vegetales que mejor se adaptan a las condiciones climáticas de esta zona son aquellas que necesitan menos agua para sobrevivir. En contraste, las cumbres de Chichinauhtzin y el Ajusco están cubiertas de bosques de pino y encino, donde aún es posible encontrar algunas especies animales salvajes como el teporingo (endémico de las regiones volcánicas del centro de México), serpientes de cascabel y aves de diferentes especies.

El predio a partir de la zonificación geotécnica en que esta dividida la Ciudad de México , se ubica en la Zona III o de lago, caracterizada por la presencia de estratos de consistencia blanda de baja resistencia al corte y alta deformación, con intercalaciones de lentes de arena de pocos centímetros que corresponden a actividades volcánicas de los distintos aparatos ígneos que delimitan el Valle de México, ocurridas en diferentes épocas; así como horizontes de fósiles que denotan periodos de retroceso del lago.

Estudios próximos al sitio confirman este tipo de estratificación a lo largo de los primeros metros, cuando menos. El nivel freático se ha detectado en las vecindades del predio entre 2.50a 3.00 m de profundidad.

Respecto al comportamiento sísmico, el sitio en estudio se aloja en un área que fue afectada por los sismos de 1957, 1979 y 1985; para fines de diseño por sismo el predio se aloja en la Zona III c, al que le corresponde un coeficiente de 0.40, por tratarse de una estructura del grupo A.

El hundimiento regional en ésta parte de la ciudad continua ocurriendo, ya que durante el periodo 1983 a 1998 ,la velocidad de hundimiento regional registrada fue de 13.3 cm por año; existe la posibilidad de que este valor haya aumentado, debido al incremento de extracción de agua del subsuelo para suministro de la ciudad de México.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

TRABAJOS DE EXPLORACION

A partir de la Zona Geotécnica donde se encuentra el sitio en estudio y la superficie de contacto de los edificios por construir; se realizaron dos sondeos exploratorios del tipo mixto denominado SM - 1y SM - 2, los que se llevaron a 33.20 y 33.05 m de profundidad, además de tres pozos a cielo abierto llamados PCA - 1, PCA - 2 y PCA - 3, los cuales se excavaron hasta 2.00 m por abajo del piso actual,

Durante la ejecución de los sondeos mecánicos del tipo mixto; se llevo a cabo los ensayos de penetración estándar, con lo que se conoce la consistencia o compacidad del material atravesado, además de recuperar muestras alteradas durante cada ensaye, ésta prueba se alterna con la hincada a presión de tubos de pared delgada o tipo shelby con los que se recuperan las muestras inalteradas.

En los trabajos de exploración se detectó el nivel de agua freática a 2.38 y 2.05 en los sitios donde se realizó la exploración profunda, SM - 1y SM - 2, respectivamente, no así en la superficial, pozos a cielo abierto, PCA - 1 a PCA - 3.

La exploración profunda radica en hincar un tubo muestreador de pared gruesa o penetrómetro estándar, donde se emplea un martinete de 63.5 kg con caída constante de 76 cm, y se registra el número de golpes necesarios para avanzar la longitud del tubo muestreador que es de 60 cm; completado el ensaye se extrae la sarta, donde está integrado el penetrómetro y dentro de éste se tiene el espécimen alterado, una vez recolectada la muestra del tubo de pared gruesa, se protege contra la pérdida de humedad, se etiqueta y en ella se indica el número de muestra y su profundidad.

En lo referente a la obtención de muestras inalteradas una vez completada la longitud de la prueba de penetración estándar, la muestra se lima y se lava, introduciendo el tubo de pared delgada o tubo Shelby, el cual se hincada a presión constante para no modificar las características del espécimen que se extrae del subsuelo; al igual que las muestras alteradas, se clasifica el material recolectado en los tubos a partir de lo observado en sus caras superior e inferior, previo a la

protección contra la pérdida de humedad; en la porción superior mediante una etiqueta se indica la profundidad y el número de espécimen que les corresponde.

Durante los trabajos de exploración de campo se lleva un registro, donde se indica la profundidad del sondeo llevado a cabo en el lugar, el tipo de muestreo efectuado y la descripción de los materiales encontrados. En las figs 6 a 12 en el anexo, se muestran los perfiles estratigráficos de los sondeos profundos SM - 1 y SM - 2, así como de la exploración superficial constituidas por los PCA - 1 a PCA - 3.

ENSAYES DE LABORATORIO

Las muestras alteradas e inalteradas obtenidas durante la etapa de exploración realizada en el sitio de interés, se enviaron a laboratorio, para ser sometidas a los ensayos usuales de mecánica de suelos, que dependen del tipo de espécimen recolectado, alterado e inalterado, siendo éstos los siguientes:

- Contenido natural de agua.
- Clasificación en húmedo y en seco de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Límites de consistencia líquido y plástico.
- Porcentaje de finos que pasan la malla N° 200.
- Densidad de sólidos.
- Peso volumétrico natural.
- Compresión triaxial no consolidada no drenada (UU).
- Consolidación unidimensional.

Los resultados obtenidos de las pruebas índice de los sondeos SM - 1 y SM - 2, como de los PCA - 1 a PCA - 3, así como los círculos de M_{hor} , las curvas esfuerzo deformación se presentan al final de este capítulo.

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

Con antelación se comentó que el sitio en estudio se encuentra en la zona geotécnica III o de lago, donde se encontró la siguiente columna estratigráfica y las propiedades que se describen a continuación.

SONDEO MIXTO 1

MANTO SUPERFICIAL

La Costra o Manto Superficial tiene 5.00 m de espesor, donde se registraron las siguientes capas:

Del nivel de piso actual y hasta 2.00 m de espesor, se tiene 20 cm de carpeta asfáltica, bajo ella hasta 80 cm, se tiene una arcilla limosa, de tono gris verdoso con raíces, su contenido natural de agua es 54.89 %, el número de golpes registrado durante la prueba de penetración estándar es 13, la consistencia del material se clasifica como firme.

Por debajo de la capa anterior, entre 80 cm a 1.40 m, se tiene una arcilla, de tono gris verdoso, el contenido natural de agua es 61.17 %, el número de golpes durante la prueba de penetración estándar es 15, la consistencia del material se clasifica como firme.

Posteriormente entre 1.40 a 2.00 m, se encuentra un limo arcilloso, de tono café claro, el contenido natural de agua es 57.83 %, el número de golpes registrado durante la prueba de penetración estándar es 20, la consistencia del material se clasifica como muy firme.

Luego de 2.00 a 3.20 m, se tiene una arcilla poco limosa, con arena, de tono gris claro, el contenido natural de agua es 129.02 %, el número de golpes registrado durante la prueba de penetración estándar es 10, la consistencia del material se clasifica como firme.

El nivel de agua freática se localiza en éste estrato a 2.38 m de profundidad.

Después de 3.20 y 5.00 m, se tiene un limo arcilloso de baja plasticidad, de tono gris claro, el contenido natural de agua es 121.63 %, el límite líquido y plástico son 42 y 30 % respectivamente, la presencia de finos reporta 88 % y 12 % de arena, el SUCS le clasifica como ML, la densidad de sólidos reporta 2.55, la relación de vacíos de 2.20, el peso volumétrico de 1.48 t/m^3 , el grado de saturación es 99.0 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.249 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es 15° , el módulo de elasticidad es de 574.33 t/m^2 , el número de golpes registrado durante la prueba de penetración estándar es 3, la consistencia del material se clasifica como blanda.

FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR

La Formación Arcillosa Superior o Primera Formación Arcillosa se encuentra a partir de 5.00 m y hasta 33.200 m, donde se registraron los estratos que a continuación se describen:

Subyaciendo a la capa anterior se registra de 5.00 a 9.80 m de profundidad, una arcilla de alta plasticidad, de tonos café gris y café claro, con una lente de arena de tono gris oscuro, el contenido natural de agua en este estrato es 378.85 %, el límite líquido y plástico son 363 y 45 % respectivamente, la presencia de finos reporta 77 % y 23 % de arena, el SUCS le clasifica como CH, la densidad de sólidos reporta 2.49, la relación de vacíos de 9.96, el peso volumétrico de 1.13 t/m^3 , el grado de saturación es 99.37 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.081 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es 5° , el módulo de elasticidad es de 550 t/m^2 , no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

A continuación de 9.80 a 12.20 m de profundidad, se registra una arcilla, con tono café claro, el contenido natural de agua en este estrato es 409.51 %, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Bajo la capa anterior entre 12.20 a 13.40 m de profundidad se encuentra una arcilla poco arenosa, de tono gris, su contenido natural de agua es de 274.30 %, no hubo número de golpes durante la

prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Después de 13.40 a 17.00 m de profundidad, arcilla poco arenosa, de alta plasticidad, de tonos café gris, gris verdoso, el contenido natural de agua en este estrato es 446.28 %, el límite líquido y plástico son 433 y 96 % respectivamente, la presencia de finos reporta 81 % y 19 % de arena, el SUCS le clasifica como CH, la densidad de sólidos reporta 2.51, la relación de vacíos de 11.02, el peso volumétrico de 1.11 t/m^3 , el grado de saturación es 97.67 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.15 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es 4° , el módulo de elasticidad es de $450. \text{ t/m}^2$, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Luego de 17.00 a 20.60 m, existe una arcilla, de tonos café claro y gris claro, con fósiles calcáreos y lente de arena gris oscuro, el contenido natural de agua en este estrato es 211.22 %, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

De 20.60 a 21.80 m de profundidad, se tiene una arcilla poco limosa, de tono gris claro, el contenido natural de agua en este estrato es 76.95 %, el límite líquido y plástico son 96 y 33 % respectivamente, la presencia de finos reporta 66 % y 34 % de arena, el SUCS le clasifica como CH, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Desde 21.80 a 26.60 m de profundidad, se localiza una arcilla, con tonos café claro y gris claro, el contenido natural de agua en este estrato es 308.56 %, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Bajo la capa anterior entre 26.60 a 27.20 m de profundidad se encuentra una arcilla, de tono café claro, su contenido natural de agua es de 111.86 %, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Posteriormente de 27.20 a 33.20 m que fue la profundidad máxima de exploración la capa está conformada por una arcilla, de alta plasticidad, con tonos café claro, café oscuro y café gris, el contenido natural de agua en este estrato es 254.00 %, el límite líquido y plástico son 245 y 33 % respectivamente, la cantidad de finos es de 96 % y 4 %, de arena, el SUCS le clasifica como CH, la densidad de sólidos reporta 2.50, la relación de vacíos de 6.38, el peso volumétrico de 1.19 t/m^3 , el grado de saturación es 98.40 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.268 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es 1° , el módulo de elasticidad es de 500.50 t/m^2 , no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO MIXTO SM-1

SM 1 m	NG	w %	LL %	LP %	Ss	e %	γ t/m ³	Gw %	c t/m ²	ϕ °	E t/m ²
0.00 - 0.20											
0.20 - 0.80	13	54.8									
0.80 - 1.40	15	61.1									
1.40 - 2.00	20	57.8									
2.00 - 3.20	10	129.0									
3.20 - 5.00	3	121.6	88	12	2.55	2.20	1.48	99.0	2.49	15	574
5.00 - 9.80	PH	378.8	363	45	2.49	9.96	1.13	99.3	0.81	5	450
9.80 - 12.20	PH	409.5									
12.20 - 13.40	PH	274.3									
13.40 - 17.00	PH	446.2	433	96	2.51	11.02	1.11	97.6	0.15	4	500
17.00 - 20.60	PH	211.2									
20.60 - 21.80	PH	76.9			2.51	1.57	1.57	96.9			
21.80 - 26.60	PH	308.5									
26.60 - 27.20	PH	118.8									
27.20 - 33.20	PH	254.0	245	33	2.50	6.38	1.19	98.4	2.68	1	400

SONDEO MIXTO 2

MANTO SUPERFICIAL

La Costra o Manto Superficial tiene 4.25 m de espesor, donde se registraron las siguientes capas:

Del nivel de piso actual y hasta 2.00 m de espesor, se tiene 65 cm de carpeta asfáltica, bajo ella hasta 1.85 m, se tiene una arcilla con poca arena fina, de tono gris verdoso con raíces, su contenido natural de agua es 95.81 %, el número de golpes registrado durante la prueba de penetración estándar es 7, la consistencia del material se clasifica como media.

Por debajo de la capa anterior, entre 1.85 a 2.45 m, se tiene una arena de fina a media con grumos limosos, de tono gris claro, el contenido natural de agua es 41.25 %, el número de golpes durante la prueba de penetración estándar es 12, de compacidad relativa mediana.

El nivel de agua freática se localiza en éste estrato a 2.05 m de profundidad.

Posteriormente entre 2.45 a 4.25 m, se encuentra una arcilla limosa con poca arena fina, de tonos café amarillo y gris verde, el contenido natural de agua es 72.43 %, el número de golpes registrado durante la prueba de penetración estándar es 5, la consistencia del material se clasifica como media.

FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR

La Formación Arcillosa Superior o Primera Formación Arcillosa se encuentra a partir de 4.25 m y hasta 33.05 m, donde se registraron los estratos que a continuación se describen:

Después de 4.25 a 9.05 m, se tiene una arcilla con poca arena fina, de alta plasticidad, de tonos gris verde, café gris y café verde, el contenido natural de agua es 378.00 %, el límite líquido y plástico son 454 y 97 % respectivamente, la presencia de finos reporta 87 % y 13 % de arena, el SUCS le clasifica como CH, la densidad de sólidos reporta 2.45, la relación de vacíos de 9.11, el

peso volumétrico de 1.15 t/m^3 , el grado de saturación es 101.1 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.074 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es 5° , el módulo de elasticidad es de 400.03 t/m^2 , no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Posteriormente entre 9.05 a 9.65 m, se encuentra una arcilla, de tonos café verde, el contenido natural de agua es 194.58 %, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Luego de 9.65 a 13.85 m, se tiene una arcilla de alta plasticidad, con fósiles calcáreos, de tonos café rojizo, gris verde y café verdoso, el contenido natural de agua es 344.01 %, el límite líquido y plástico son 502 y 95 % respectivamente, la presencia de finos reporta 90 % y 10 % de arena, el SUCS le clasifica como CH, la densidad de sólidos reporta 2.44, la relación de vacíos de 9.63, el peso volumétrico de 1.13 t/m^3 , el grado de saturación es 99.70 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.106 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es 6° , el módulo de elasticidad es de 550.07 t/m^2 , no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Subyaciendo a la capa anterior se registra de 13.85 a 16.25 m de profundidad, una arcilla, de tono café verdoso, con fósiles calcáreos, el contenido natural de agua en este estrato es 295.13 %, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Después de 16.25 a 18.65 m de profundidad, arcilla poco arenosa, de alta plasticidad, de tono café verdoso, el contenido natural de agua en este estrato es 395.44 %, el límite líquido y plástico son 289 y 60 % respectivamente, la presencia de finos reporta 94 % y 6 % de arena, el SUCS le clasifica como CH, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Luego de 18.65 a 21.65 m, existe una arcilla, de tonos café verdoso y café rojiza, con fósiles calcáreos, el contenido natural de agua en este estrato es 245.31 %, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

De 21.65 a 27.65 m de profundidad, se tiene una arcilla de alta plasticidad, tonos gris verdoso y café verdoso, el contenido natural de agua en este estrato es 346.92 %, el límite líquido y plástico son 360 y 49 % respectivamente, la presencia de finos reporta 88 % y 12 % de arena, el SUCS le clasifica como CH, la densidad de sólidos reporta 2.48, la relación de vacíos de 8.54, el peso volumétrico de 1.16 t/m^3 , el grado de saturación es 100.47 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.296 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es 11° , el módulo de elasticidad es de 459.13 t/m^2 , no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Desde 27.65 a 29.45 m de profundidad, se localiza una arcilla, con tonos café verdosa y café rojizo, el contenido natural de agua en este estrato es 97.42 %, no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

Posteriormente de 29.45 a 33.05 m que fue la profundidad máxima de exploración la capa está conformada por una arcilla, de alta plasticidad, con tonos café verde y café gris, el contenido natural de agua en este estrato es 298.36 %, el límite líquido y plástico son 340 y 72 % respectivamente, la cantidad de finos es de 85 % y 15 %, de arena, el SUCS le clasifica como CH, la densidad de sólidos reporta 2.41, la relación de vacíos de 6.61, el peso volumétrico de 1.19 t/m^3 , el grado de saturación es 100.37 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.665 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es 3° , el módulo de elasticidad es de 677.07 t/m^2 , no hubo número de golpes durante la prueba de penetración estándar, registrando únicamente peso de herramienta, la consistencia del material se clasifica como muy blanda.

TABLA DE RESULTADOS DEL SONDEO MIXTO SM-2

SM 2 m	NG	w %	LL %	LP %	Ss	e %	γ t/m ³	Gw %	c t/m ²	ϕ °	E t/m ²
0.00 - 0.65											
0.65 - 1.85	7	95.8									
1.85 - 2.45	12	41.2									
2.45 - 4.25	5	72.4									
4.25 - 9.05	PH	378.0	454	97	2.45	9.11	1.15	101.1	0.74	5	450.03
9.05 - 9.65	PH	194.5									
9.65 - 13.85	PH	344.0	502	95	2.44	9.63	1.13	99.7	1.06	6	400.07
13.85 - 16.25	PH	295.1									
16.25 - 18.65	PH	395.4	289	60	2.46	7.12	1.12	93.59			
18.65 - 21.65	PH	245.3									
21.65 - 27.65	PH	346.9	360	49	2.48	8.54	1.16	100.4	2.96	11	459.13
27.65 - 29.45	PH	97.4									
29.45 - 33.05	PH	298.3	340	72	2.41	6.61	1.19	100.3	6.65	3	677.07

POZO A CIELO ABIERTO 1

De 0.00 a 25 cm se tiene un relleno conformado por un limo arenoso de tono café claro y bajo el 2 cm de tezontle.

Posteriormente de 27 a 80cm se tiene una capa de relleno, constituido por una arcilla limosa de tono café oscuro, con cascajo y grava.

A continuación de 80 cm a 1.10 m de profundidad, inicia el depósito sano constituido por un limo arcilloso gris claro

Después de 1.10 a 2.00 m que fue la profundidad máxima de exploración se tiene una arcilla de alta plasticidad, de tono café verdoso, su contenido natural de agua es 88.35 %, la presencia de finos es 98 % y 2 % de arena, su límite líquido y plástico son 106 y 30 % respectivamente, el SUCS lo clasifica como CH, su densidad de sólidos indica 2.49, la relación de vacíos es 2.23, el peso volumétrico igual a 1.39 t/m^3 , su grado de saturación es 89.20 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.251 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es de 19° , el módulo de elasticidad es de 886.00 t/m^2 .

POZO A CIELO ABIERTO 2

Desde 0.00 a 1.10 m se registra un relleno conformado por cascajo mezclado con limo.

A continuación entre 1.10 a 2.00 m, se tiene un limo arcilloso, de alta plasticidad, con tono café oscuro, su contenido natural de agua es 72.46 %, su límite líquido y plástico es 92 y 29%, la presencia de finos es 94 % y 6% de arena, el SUCS lo clasifica como MH, su densidad de sólidos indica 2.49, la relación de vacíos es 2.13, el peso volumétrico igual a 1.45 t/m^3 , su grado de saturación es 96.37 %, la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.330 kg/cm^2 , el ángulo de fricción interna es de 20° , el módulo de elasticidad es de $1,268.17 \text{ t/m}^2$.

POZO A CIELO ABIERTO 3

A partir de 0.00 a 75 cm se registra un relleno conformado por una mezcla de asfalto, pedacera de tabique y grava.

Después de 75 cm a 1.30 m que fue la profundidad máxima de exploración, se encuentra una arcilla limosa, de alta plasticidad, con tono café grisáceo, su contenido natural de agua es 97.50 %, su límite líquido y plástico es 113 y 34%, la presencia de finos es 96 % y 4 % de arena, el SUCS lo clasifica como CH, su densidad de sólidos indica 2.51, la relación de vacíos es 2.51, el peso volumétrico igual a 1.30 t/m³, su grado de saturación es 81.43 %, el módulo de elasticidad es de 1,471.03 t/m², la resistencia a la compresión triaxial no consolidada no drenada es de 0.330 kg/cm², el ángulo de fricción interna es de 17°.

A continuación se presentan los registros del laboratorio.

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZASONDEO N°: PCA-1 MUESTRA: 1 PROF.: 1.10-1.30 m.DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, CAFÉ VERDOSO.LIMITE
LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
39	1	27.64	25.16	22.65	98.80
26	2	31.22	27.16	23.35	106.56
19	3	31.65	27.68	24.15	112.46
10	4	32.49	28.67	25.53	121.66

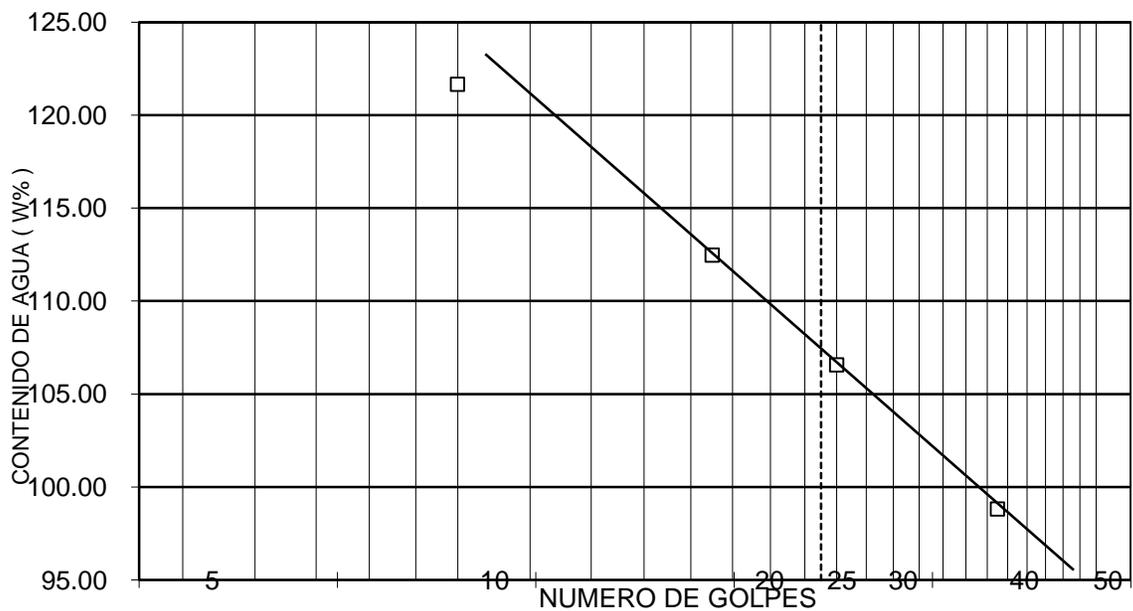
LIMITE
PLASTICO

	5	29.35	28.11	24.15	31.31
	6	31.89	30.88	27.50	29.88

CONTRACCION
LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
106.75	30.60	76.15	CH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZASONDEO N° PCA-2 MUESTRA: 1 PROF: 1.40 .60 m.DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO DE ALTA PLASTICIDAD,CAFÉ OSCUROLIMITE
LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	19	17.00	13.79	10.05	85.83
26	20	16.42	13.89	11.16	92.67
17	21	17.02	13.76	10.48	99.39
9	22	16.07	13.26	10.60	105.64

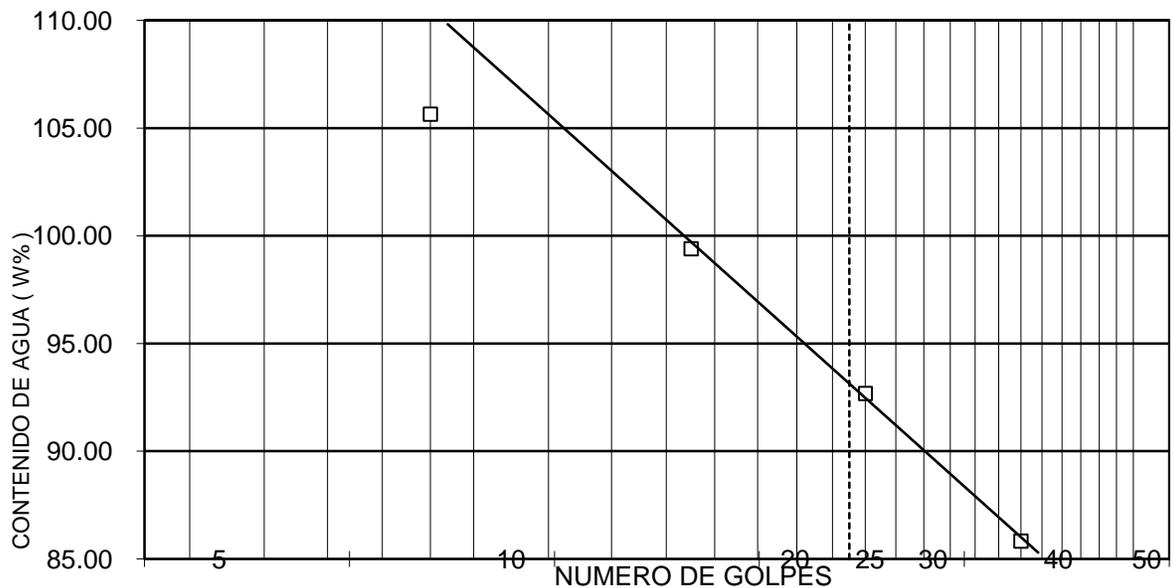
LIMITE
PLASTICO

	23	15.76	15.00	12.46	29.92
	24	15.25	14.16	10.35	28.61

CONTRACCION
LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
92.70	29.27	63.43	MH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZASONDEO N°: PCA-3 MUESTRA: 1 PROF.: 1.90-2.10 m.DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, CAFÉ OSCURO.LIMITE
LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	7	30.99	28.16	25.50	106.39
27	8	25.79	22.46	19.50	112.50
20	9	35.42	32.22	29.50	117.65
9	10	36.70	32.98	30.00	124.83

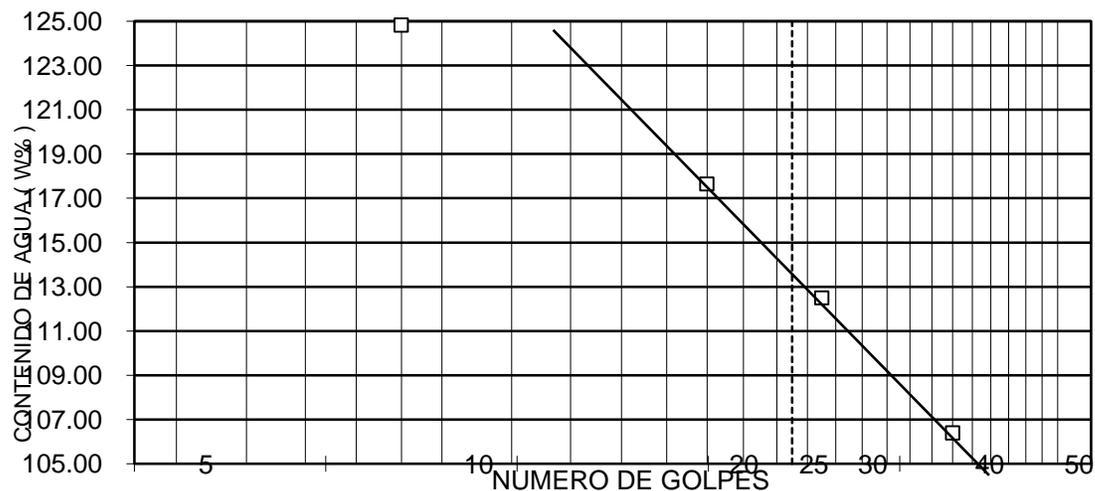
LIMITE
PLASTICO

	11	37.99	37.22	35.00	34.68
	12	33.56	32.79	30.50	33.62

CONTRACCION
LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
113.90	34.15	79.75	CH



PROCEDENCIA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 34 PROF.: 21.62-21.80 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO ARCILLOSO CON ARENA, CAFÉ OSCURO.

LIMITE
LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
35	19	19.98	15.26	10.05	90.60
26	20	21.33	16.35	11.16	95.95
18	21	21.21	15.79	10.48	102.07
9	22	20.00	15.06	10.60	110.76

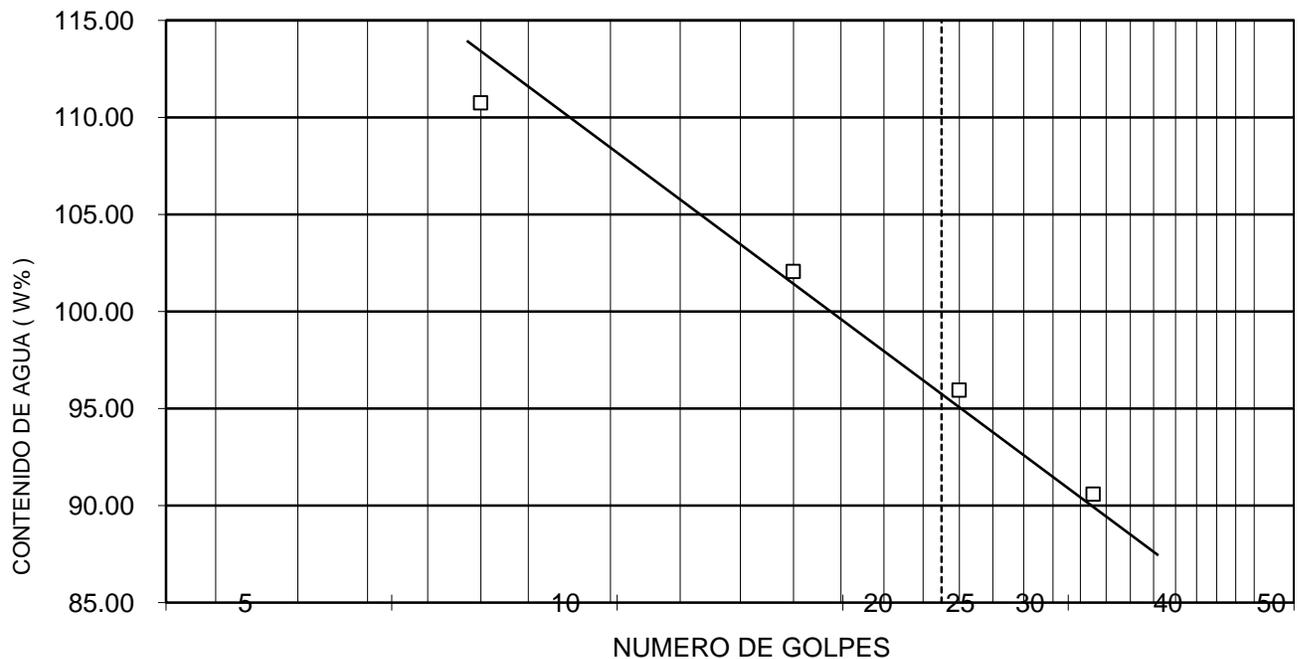
LIMITE
PLASTICO

	23	16.82	15.73	12.46	33.33
	24	16.85	15.22	10.35	33.47

CONTRACCION
LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
96.00	33.40	62.60	CH



PROCEDENCIA: PREPARATORIA VENUSTIANO
CARRANZA

SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 44 PROF.: 27.64-
27.50 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, CAFÉ
OBSCURO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
31	25	20.00	13.21	10.34	236.59
21	26	19.40	13.85	11.65	252.27
13	27	19.92	13.62	11.30	271.55
6	28	20.46	14.02	11.72	280.00

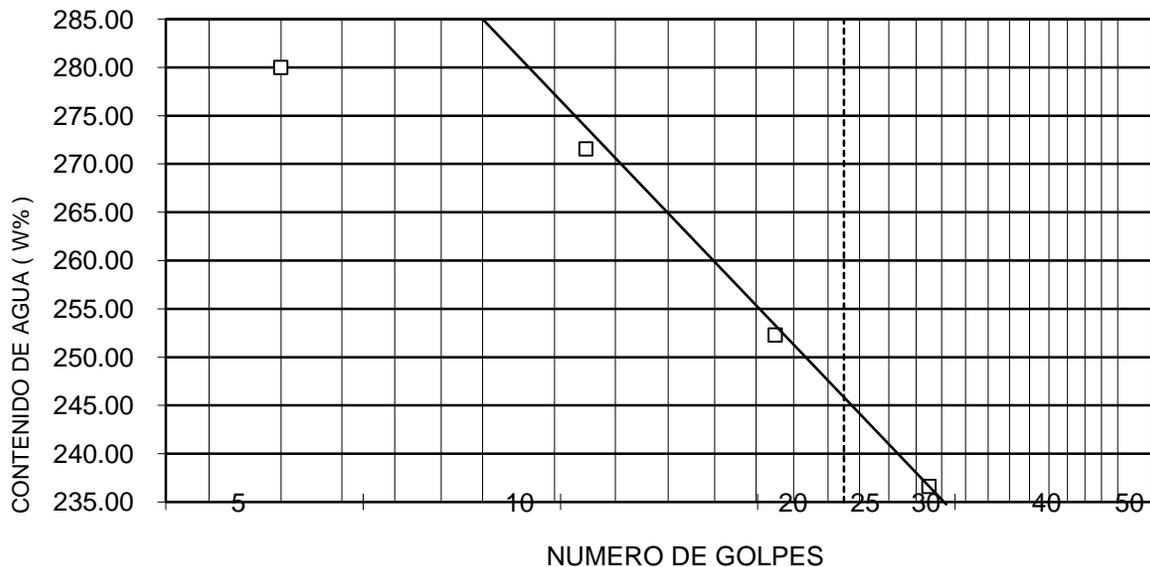
LIMITE PLASTICO

29	17.26	15.88	11.83	34.07
30	17.73	16.32	12.10	33.41

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
245.00	33.74	211.26	CH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA
 PROCEDENCIA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 9-2 PROF.: 6.45-6.65 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, CAFÉ OBSCURO.

LIMITE
LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	37	19.65	13.53	12.16	446.72
27	38	18.76	13.51	12.35	452.59
16	39	19.60	14.06	12.86	461.67
8	40	24.53	15.00	12.98	471.78

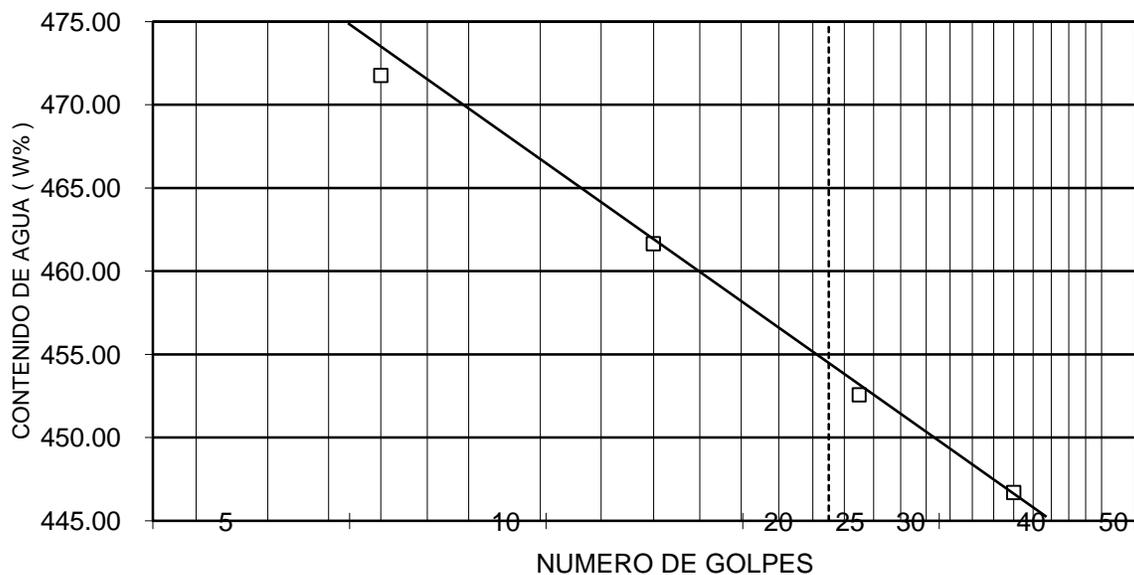
LIMITE
PLASTICO

	41	17.68	14.89	11.98	95.88
	42	17.11	14.55	11.95	98.46

CONTRACCION
LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
454.00	97.17	356.83	CH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA
 PREPARATORIA VENUSTIANO
 PROCEDENCIA: CARRANZA

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 28 PROF.: 18.55-18.65 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, CAFÉ OBSCURO.

LIMITE
LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
37	55	22.06	14.20	11.39	279.72
24	56	23.46	15.00	12.08	289.73
16	57	23.22	15.06	12.33	298.90
8	58	23.06	14.62	11.89	309.16

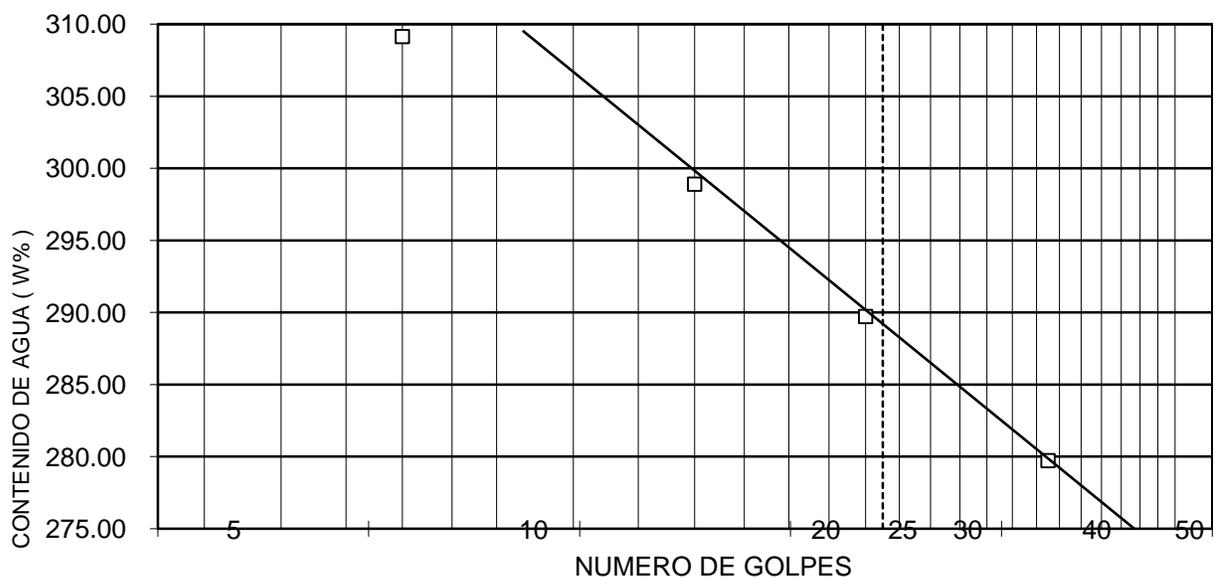
LIMITE
PLASTICO

	59	18.26	16.21	12.86	61.19
	60	18.42	16.33	12.84	59.89

CONTRACCION
LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
289.00	60.54	228.46	CH



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZASONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 37-2 PROF.: 24.45-24.65 m.DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, CAFÉ OBSCURO.

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
35	61	24.16	15.26	12.73	351.78
26	62	23.76	15.56	13.28	359.65
17	63	23.46	15.16	12.92	370.54
10	64	23.95	15.26	12.96	377.83

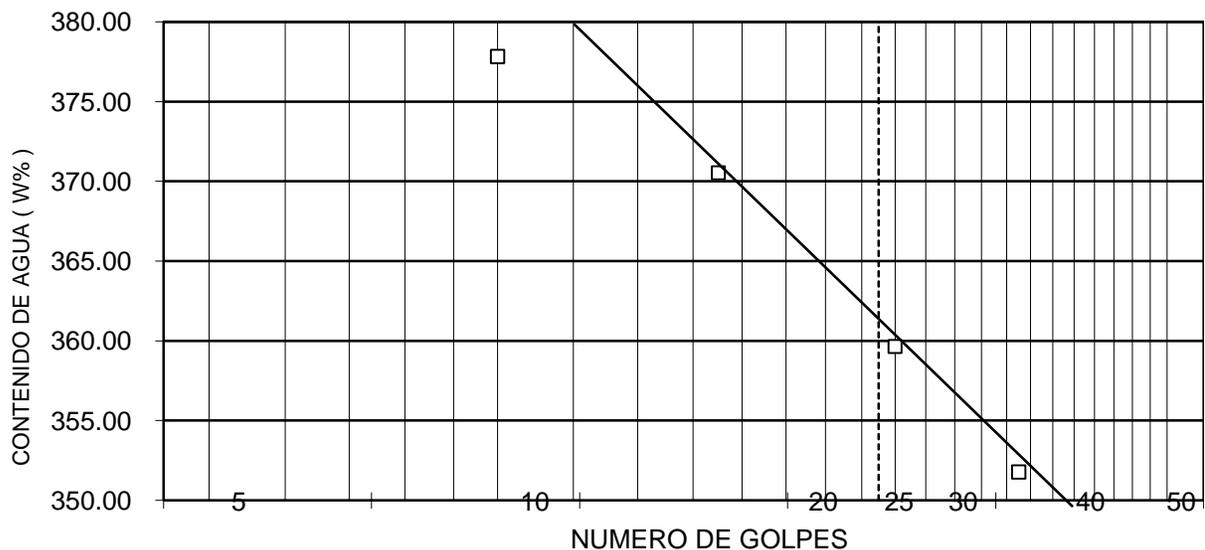
LIMITE PLASTICO

	65	15.65	14.32	11.69	50.57
	66	14.86	13.68	11.23	48.16

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
360.30	49.37	310.93	CH



CALCULO DE LIMITES
DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 44-2 PROF.: 30.45-30.65 m.

DESCRIPCION DEL
MATERIAL: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, CAFÉ OSCURO.

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
37	67	28.46	15.26	11.29	332.49
26	68	27.49	15.02	11.36	340.71
17	69	28.26	15.11	11.36	350.67
9	70	28.16	15.26	11.65	357.34

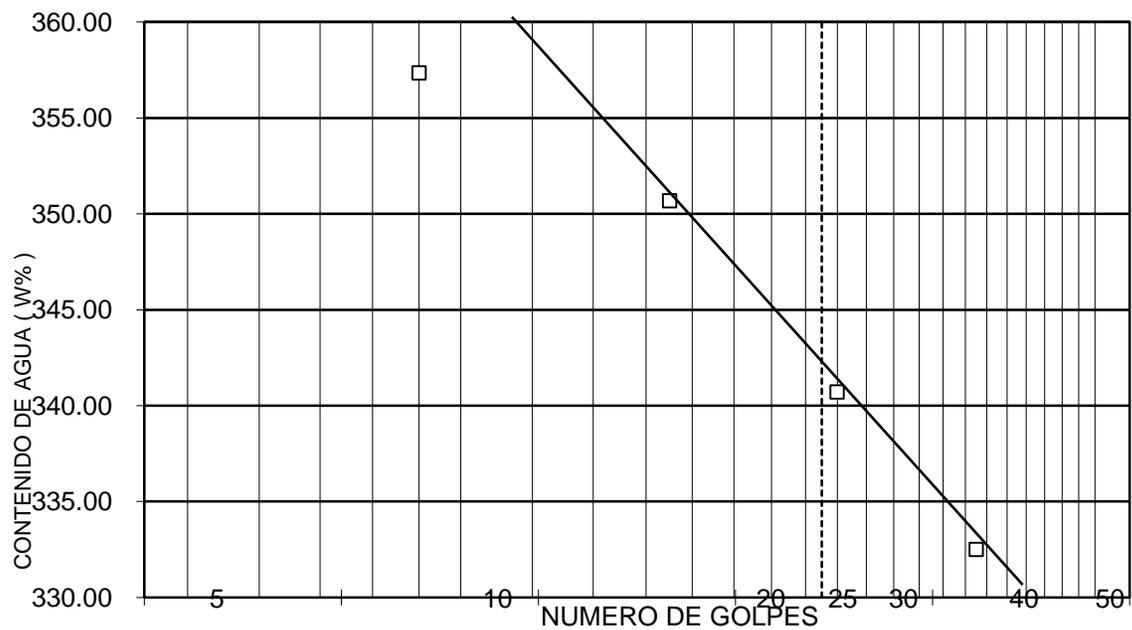
LIMITE
PLASTICO

	71	15.15	13.26	10.65	72.41
	72	16.00	13.86	10.93	73.04

CONTRACCION
LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

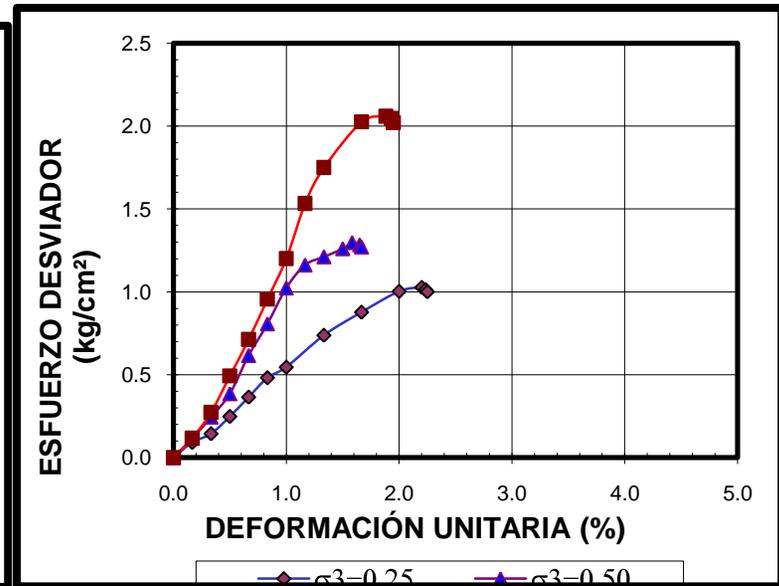
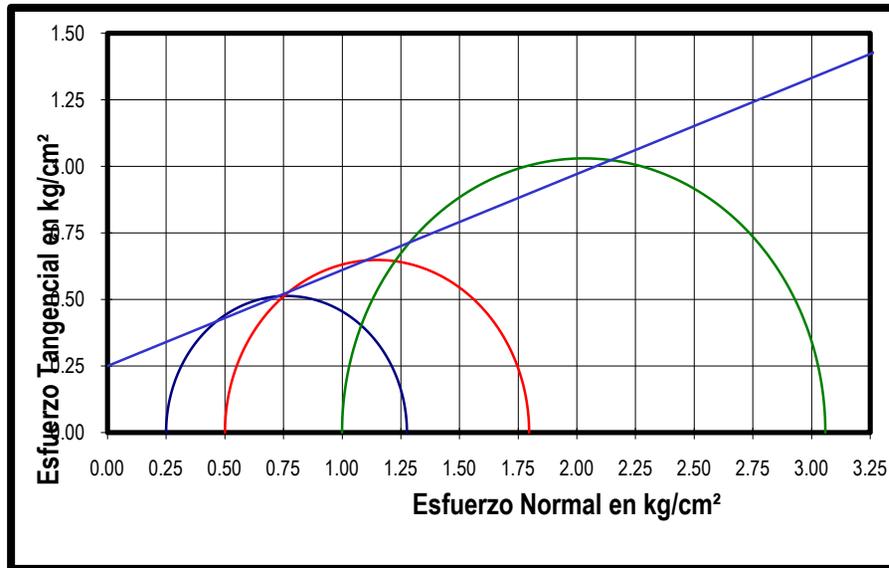
L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
340.75	72.73	268.02	CH



OBRA: Preparatoria Venustiano CarranzaSONDEO: PCA-1MUESTRA: CUBICAFECHA: Marzo de 2008PROF.: 1.10-1.30 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ_3 Kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	81.77	2.226	91.50	0.25	1.03	559.90	0.77	1.40	1.46
2	83.51	2.388	87.10	0.50	1.30	932.80	0.74	1.35	1.44
3	74.14	2.074	89.00	1.00	2.06	1165.30	0.81	1.41	1.48
PROMEDIO	79.81	2.23	89.20			886.00	0.77	1.39	1.46

$$c = 2.51 \text{ t/m}^2 \quad \phi = 19.82^\circ \quad S_s = 2.49$$



OBRA: Preparatoria Venustiano Carranza

SONDEO: PCA-2

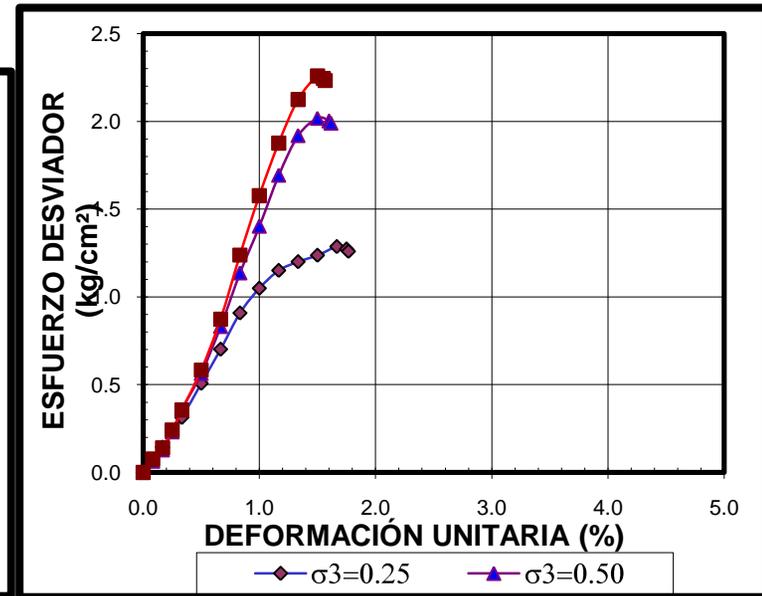
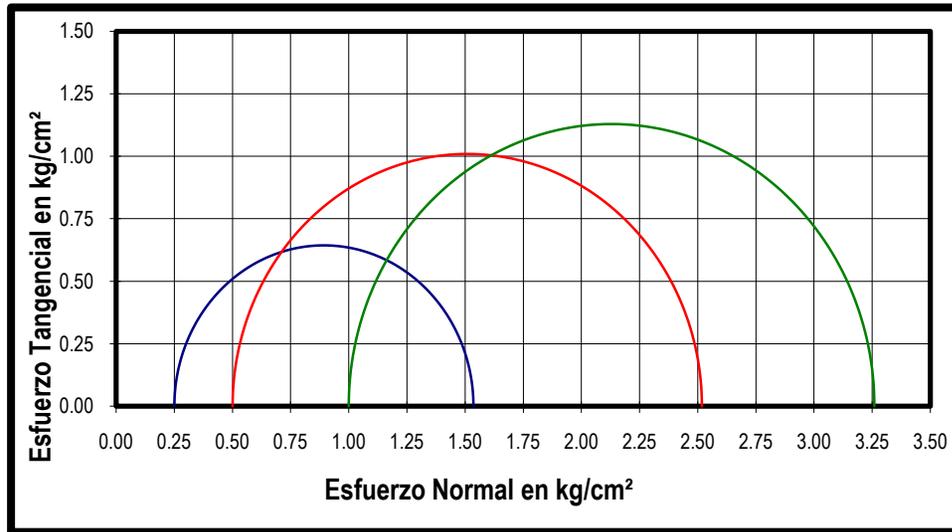
MUESTRA: CUBICA

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 1.40-1.60 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ ₃ Kg/cm ²	σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	80.78	2.221	90.50	0.25	1.29	1042.60	0.77	1.40	1.46
2	83.79	2.323	89.80	0.50	2.02	1321.00	0.75	1.38	1.45
3	80.26	1.837	108.80	1.00	2.26	1440.90	0.88	1.58	1.53
PROMEDIO	81.61	2.13	96.37			1268.17	0.80	1.45	1.48

c = 3.30 t/m2 φ = 20.00 ° Ss = 2.49



OBRA: Preparatoria Venustiano Carranza

SONDEO: PCA-3

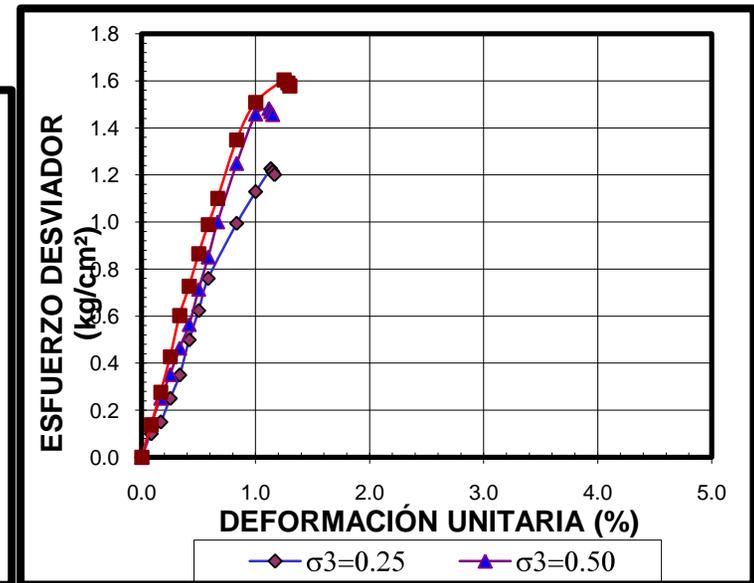
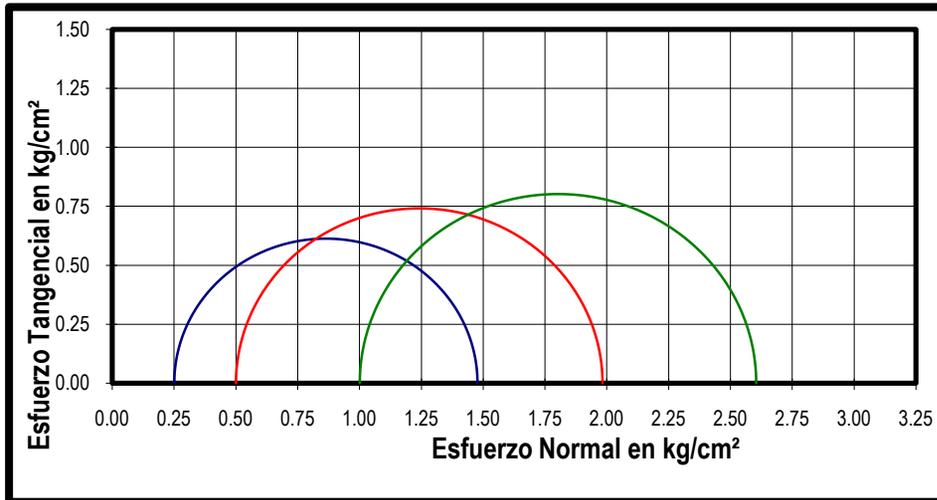
MUESTRA: CUBICA

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 1.90-2.10 m

PRUEBA No.	w_i %	e_i --	Gw_i %	σ_3 Kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	77.14	2.337	82.80	0.25	1.23	1243.10	0.75	1.33	1.45
2	82.21	2.572	80.20	0.50	1.48	1434.70	0.70	1.28	1.42
3	84.59	2.610	81.30	1.00	1.60	1735.30	0.70	1.28	1.42
PROMEDIO	81.31	2.51	81.43			1471.03	0.72	1.30	1.43

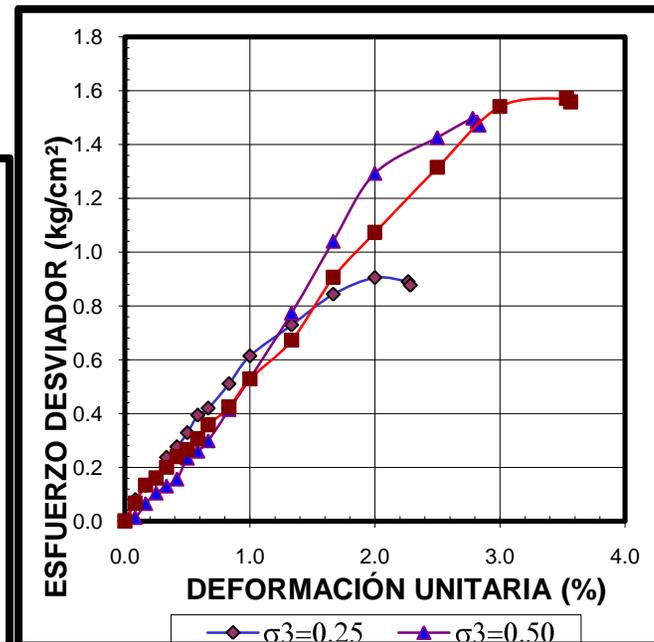
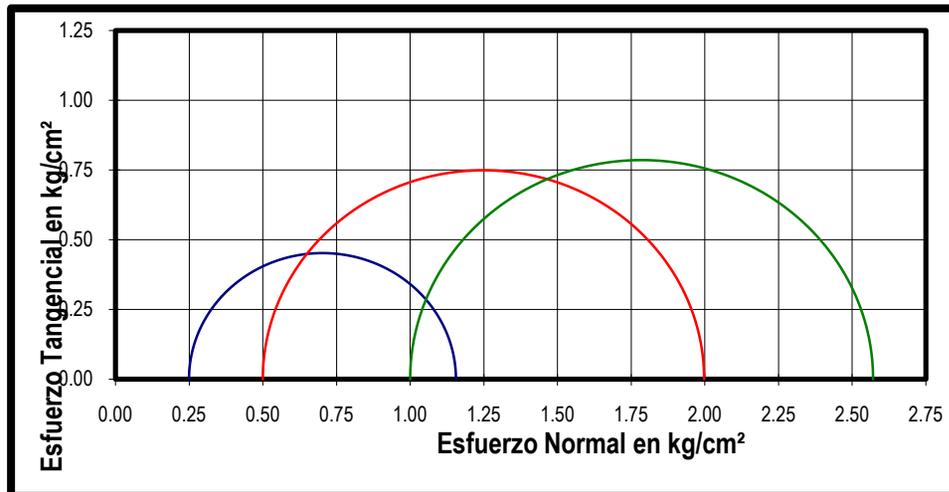
$c = 3.30$ t/m² $\phi = 17.00$ ° $S_s = 2.51$



OBRA: Preparatoria Venustiano CarranzaSONDEO: SM-1MUESTRA: 6-1FECHA: Marzo de 2008PROF.: 3.42-3.61 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ ₃ Kg/cm ²	σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	90.18	2.272	101.20	0.25	0.91	621.80	0.78	1.48	1.47
2	73.29	1.931	96.80	0.50	1.50	575.90	0.87	1.51	1.53
3	93.16	2.394	99.20	1.00	1.57	525.30	0.75	1.45	1.46
PROMEDIO	85.54	2.20	99.07			574.33	0.80	1.48	1.49

c = 2.49 t/m² φ = 15.00 ° S_s = 2.55



OBRA: Preparatoria Venustiano Carranza

SONDEO: SM-1

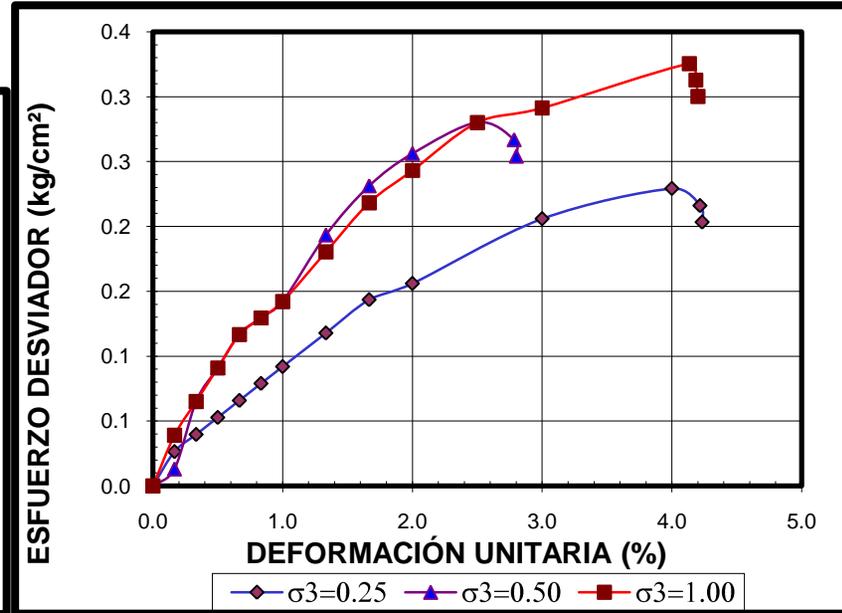
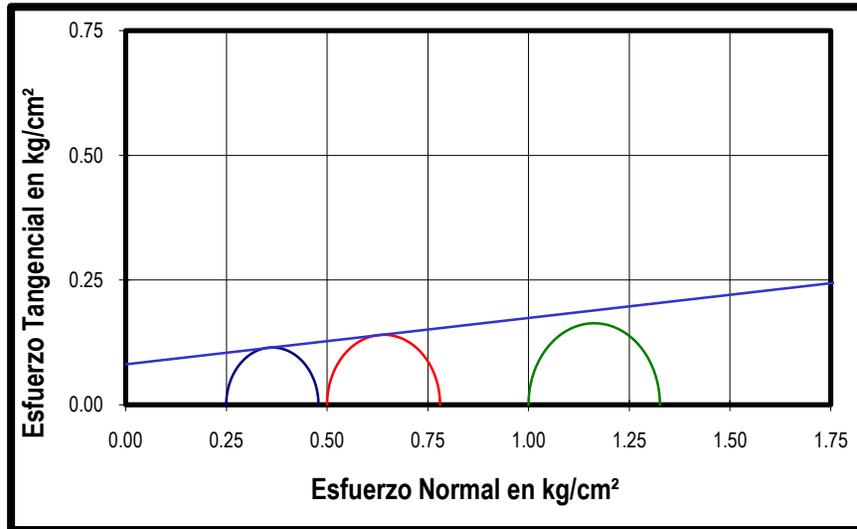
MUESTRA: 16-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 9.58-9.80 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ ₃ Kg/cm ²	σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	403.53	10.229	98.20	0.25	0.23	88.70	0.22	1.12	1.13
2	398.88	9.826	101.10	0.50	0.28	144.30	0.23	1.15	1.14
3	389.44	9.813	98.80	1.00	0.33	137.90	0.23	1.13	1.14
PROMEDIO	397.28	9.96	99.37			123.63	0.23	1.13	1.14

$c = 0.81 \text{ t/m}^2 \quad \phi = 5.31^\circ \quad S_s = 2.49$



OBRA: Preparatoria Venustiano Carranza

SONDEO: SM-1

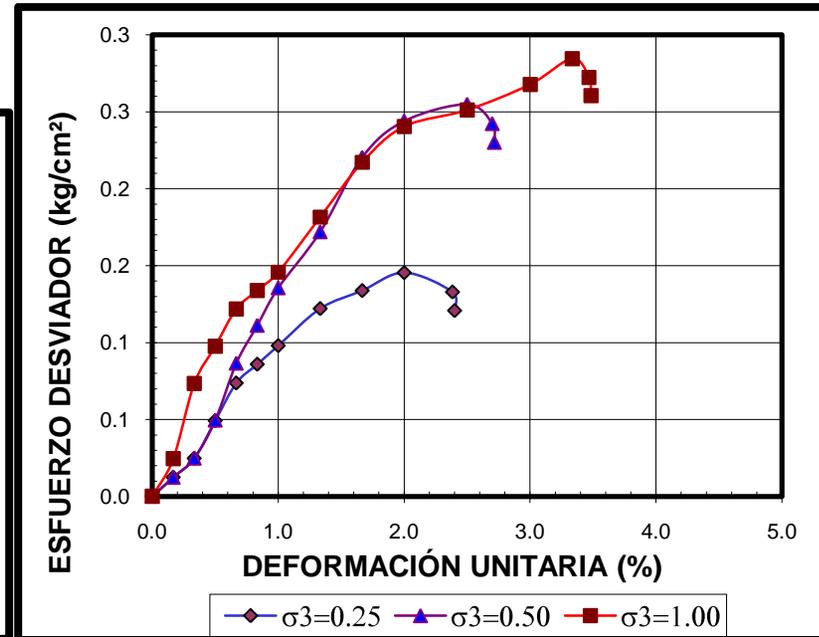
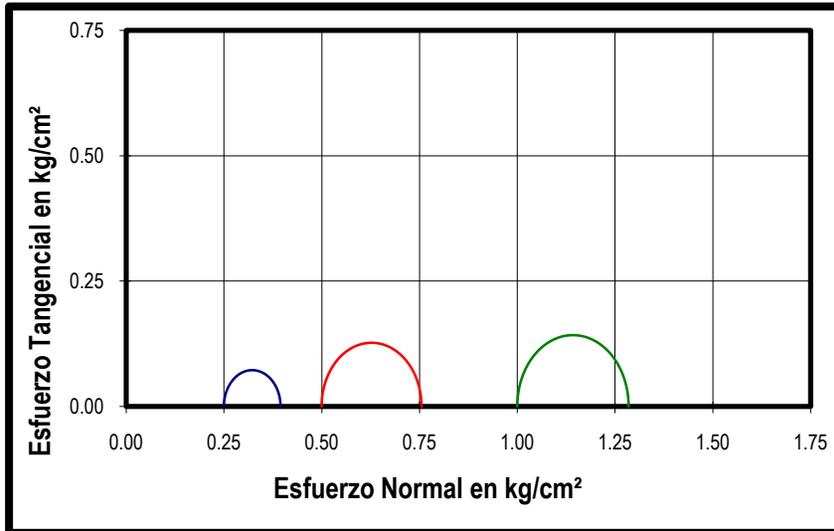
MUESTRA: 26-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 15.57-15.80 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ ₃ Kg/cm ²	σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	368.18	9.495	97.30	0.25	0.15	110.10	0.24	1.12	1.14
2	424.00	10.819	98.40	0.50	0.26	134.80	0.21	1.11	1.13
3	493.46	12.732	97.30	1.00	0.29	149.40	0.18	1.09	1.11
PROMEDIO	428.55	11.02	97.67			131.43	0.21	1.11	1.13

c = 0.15 t/m² φ = 4.50 ° S_s = 2.51



OBRA: Preparatoria Venustiano Carranza

SONDEO: SM-1

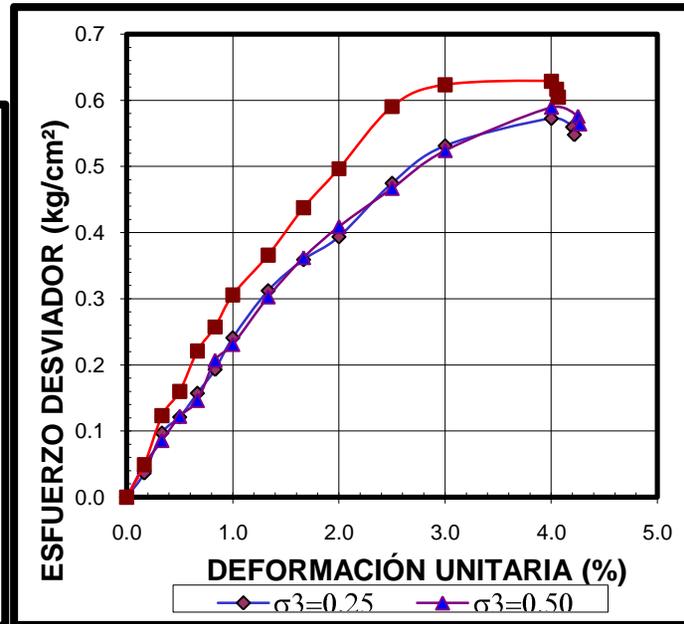
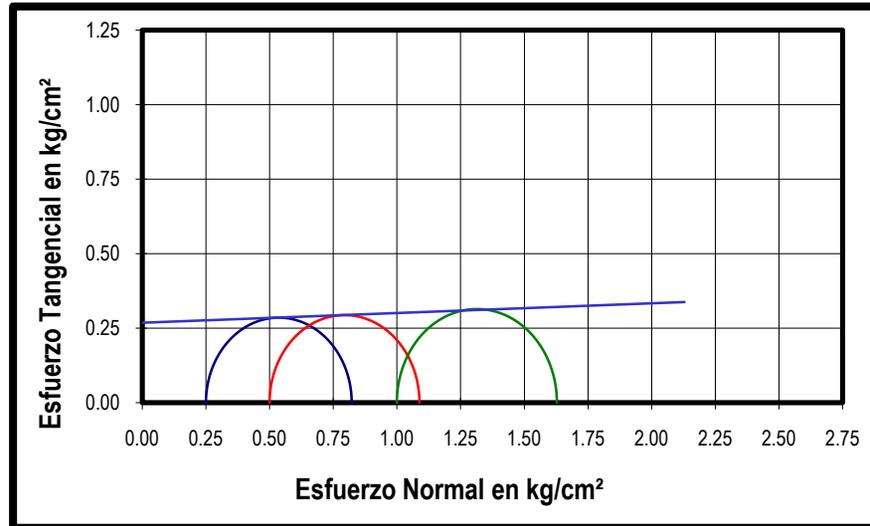
MUESTRA: 44

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 27.64-27.80 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ ₃ Kg/cm ²	σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	259.85	6.636	97.90	0.25	0.57	236.10	0.33	1.18	1.20
2	245.30	6.268	97.80	0.50	0.59	227.30	0.34	1.19	1.21
3	248.25	6.236	99.50	1.00	0.63	300.10	0.35	1.20	1.21
PROMEDIO	251.13	6.38	98.40			254.50	0.34	1.19	1.20

c = 2.68 t/m² φ = 1.88 ° S_s = 2.50



OBRA: Preparatoria Venustiano Carranza

SONDEO: SM-2

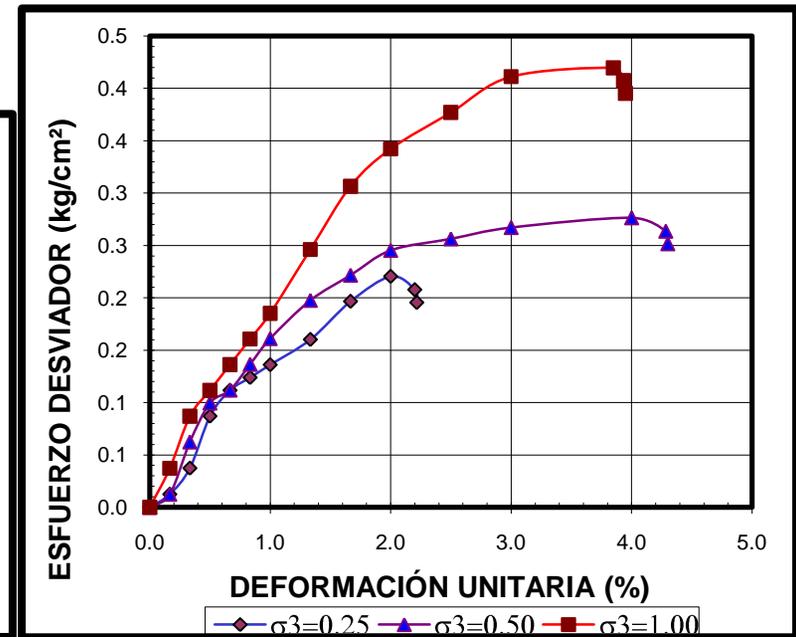
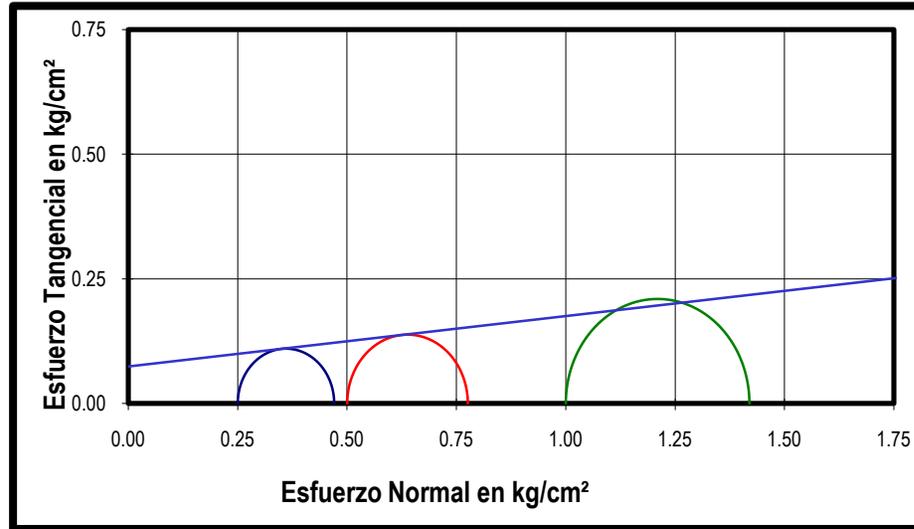
MUESTRA: 9-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 6.45-6.65 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ ₃ Kg/cm ²	σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	382.05	9.313	100.50	0.25	0.22	167.80	0.24	1.15	1.14
2	366.34	8.801	102.00	0.50	0.28	163.50	0.25	1.17	1.15
3	379.80	9.210	101.00	1.00	0.42	184.80	0.24	1.15	1.14
PROMEDIO	376.06	9.11	101.17			172.03	0.24	1.15	1.14

c = 0.74 t/m2 φ = 5.78 ° Ss = 2.45



OBRA: Preparatoria Venustiano Carranza

SONDEO: SM-2

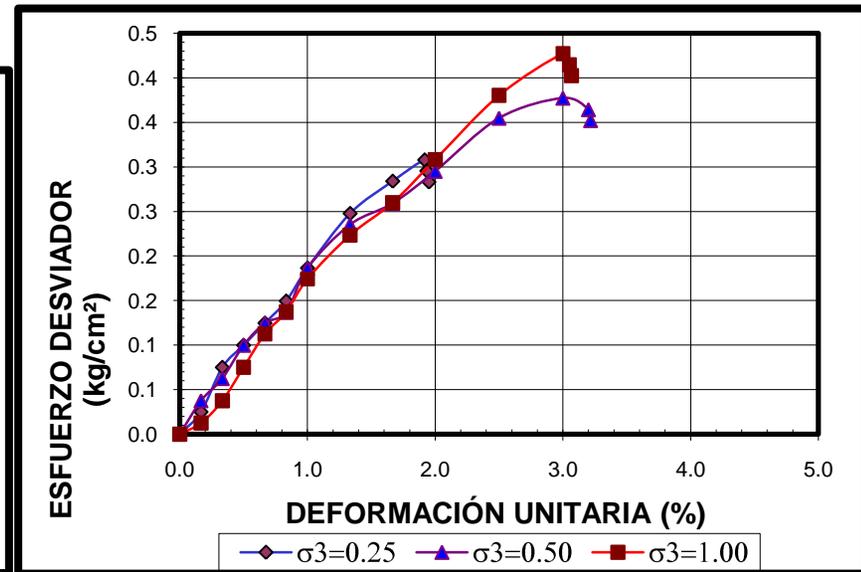
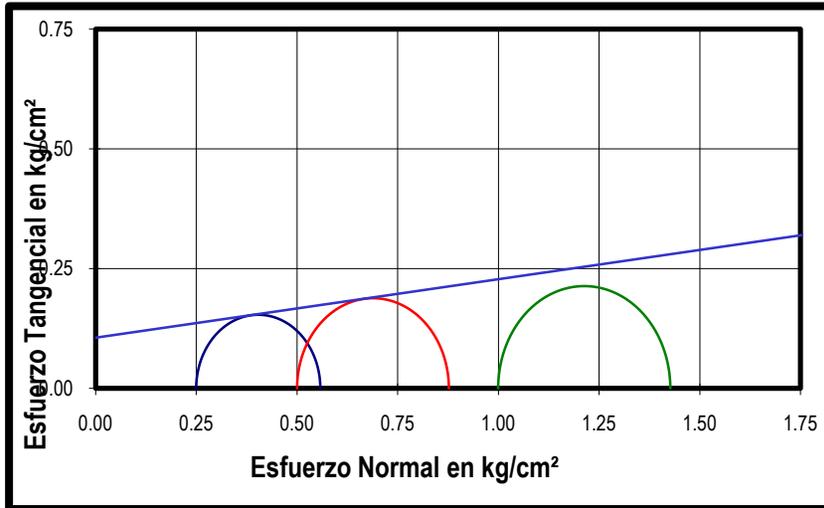
MUESTRA: 18-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 12.25-12.45 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ ₃ Kg/cm ²	σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	387.43	9.480	99.70	0.25	0.31	180.10	0.23	1.14	1.14
2	394.65	9.609	100.20	0.50	0.38	185.60	0.23	1.14	1.14
3	398.91	9.809	99.20	1.00	0.43	168.50	0.23	1.13	1.13
PROMEDIO	393.66	9.63	99.70			178.07	0.23	1.13	1.14

$c = 1.06 \text{ t/m}^2$ $\phi = 6.96^\circ$ $S_s = 2.44$



OBRA: Preparatoria Venustiano Carranza

SONDEO: SM-2

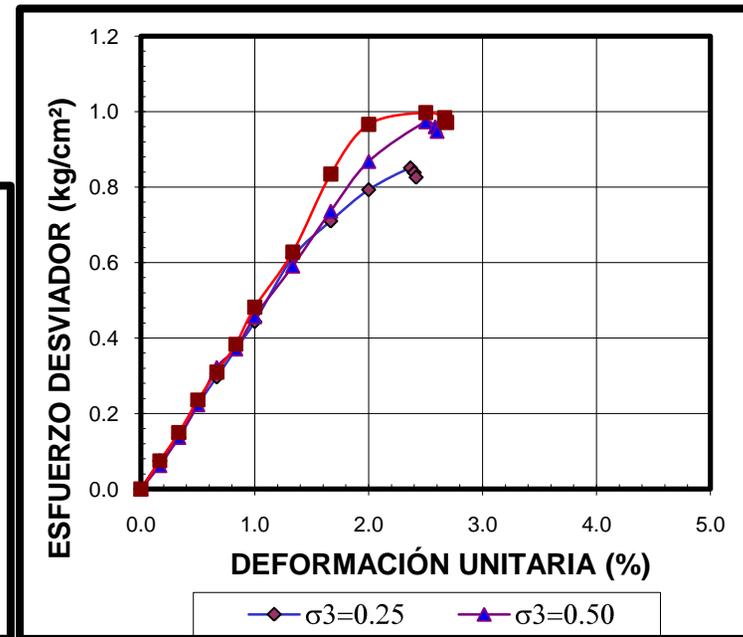
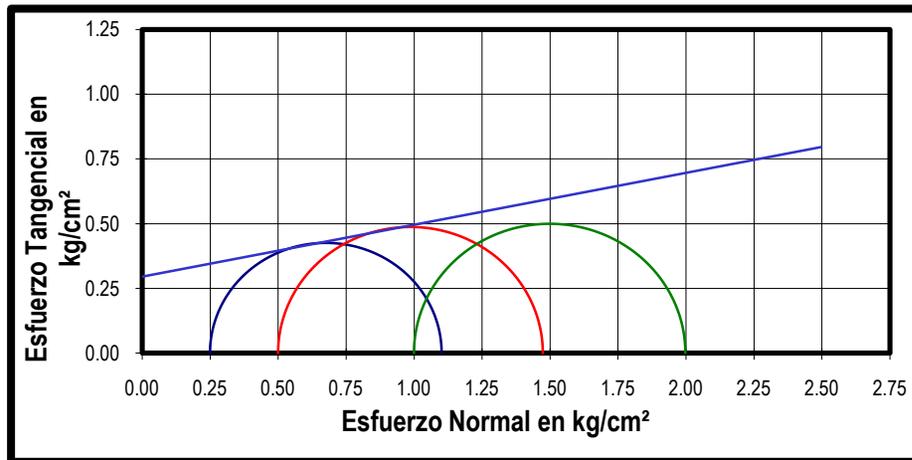
MUESTRA: 37-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 24.45-24.65 m

PRUEBA No.	w _i %	e _i --	Gw _i %	σ ₃ Kg/cm ²	σ ₁ - σ ₃ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	345.07	8.638	99.10	0.25	0.85	444.00	0.26	1.15	1.15
2	345.83	8.465	101.30	0.50	0.97	453.30	0.26	1.17	1.16
3	347.44	8.530	101.00	1.00	1.00	480.10	0.26	1.16	1.16
PROMEDIO	346.11	8.54	100.47			459.13	0.26	1.16	1.16

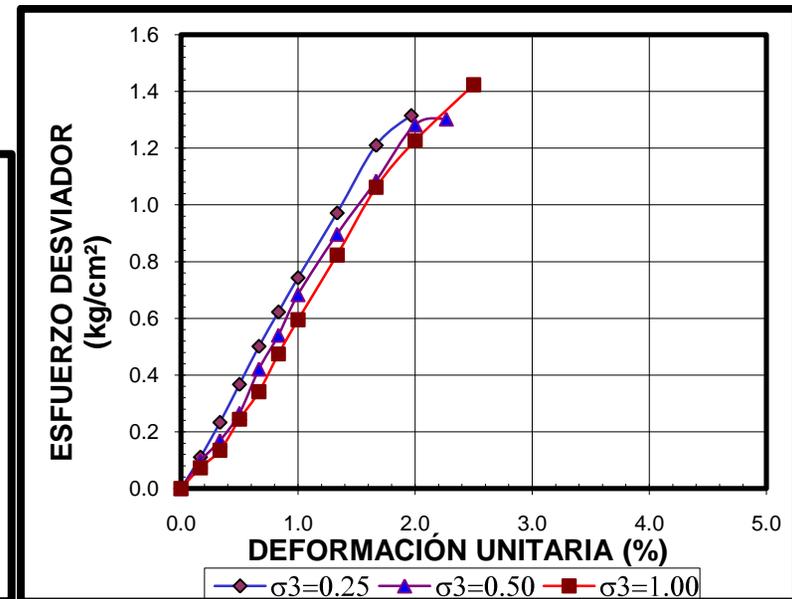
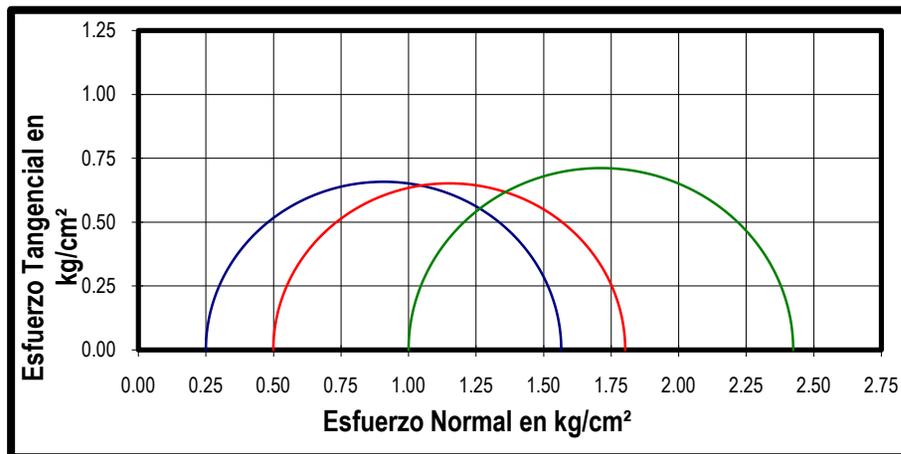
c = 2.96 t/m² φ = 11.31 ° Ss = 2.48



OBRA: Preparatoria Venustiano CarranzaSONDEO: SM-2MUESTRA: 44-2FECHA: Marzo de 2008PROF.: 30.45-30.65 m

PRUEBA No.	w_i %	e_i --	Gw_i %	σ_3 Kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²	Es t/m ²	γ Seco t/m ³	γ Humedo t/m ³	γ Sat t/m ³
1	275.47	6.642	100.00	0.25	1.32	745.80	0.32	1.18	1.18
2	274.91	6.598	100.40	0.50	1.30	677.10	0.32	1.19	1.19
3	275.94	6.602	100.70	1.00	1.42	608.30	0.32	1.19	1.19
PROMEDIO	275.44	6.61	100.37			677.07	0.32	1.19	1.19

$$c = 6.65 \text{ t/m}^2 \quad \phi = 3.44^\circ \quad S_s = 2.41$$



PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA**SONDEO: SM-1 PROF.: 3.42-3.61m.****MUESTRA: 6-1 CONS.No 1**

ANILLO No 1 Ss= 2.55

D. ANILLO 8.050 Cm. FECHA: 11/3/08

H. ANILLO 2.000 Cm.

A. ANILLO 50.896 Cm2.

W.ANILLO 165.490 Gr.

DATOS INICIALES**DATOS FINALES**

Wh+A 320.70 gr Wh+A+T 350.43 gr

W TARA 35.90 gr Ws+A+T 289.30 gr

Ws= 87.9100 gr Whi= 155.2100 gr

Wwi= 67.3000 gr Whf= 149.0400 gr

Wwf= 61.1300 gr Vi= 101.7917 cm3

Vf= 95.6078 cm3 Vs= 34.4745 cm3

Vv= 67.3172 cm3 Vw= 67.3000 cm3

Pvhi= 1.5248 ton/m3 Pvhf= 1.5589 ton/m3

Wi= 76.5556 % Si= 99.97 %

Wf= 69.5370 % Sf= 99.99 %

ei 1.9527 ef 1.7733

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	19,085					
0,125	18,898	0,015	0,1720	0,8600	1,9273	100,9163
0,250	18,712	0,026	0,3470	1,7350	1,9014	100,0256
0,500	18,534	0,043	0,5080	2,5400	1,8777	99,2062
1,000	18,278	0,064	0,7430	3,7150	1,8430	98,0101
2,000	17,890	0,095	1,1000	5,5000	1,7903	96,1931
4,000	17,310	0,138	1,6370	8,1850	1,7110	93,4600
2,000	17,385	0,118	1,5820	7,9100	1,7191	93,7399
1,000	17,480	0,091	1,5140	7,5700	1,7291	94,0860
0,500	17,560	0,069	1,4560	7,2800	1,7377	94,3812
0,250	17,650	0,055	1,3800	6,9000	1,7489	94,7680
0,125	17,728	0,046	1,3110	6,5550	1,7591	95,1192
0,000	17,870	0,000	1,2150	6,0750	1,7733	95,6078

PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-1 **PROF.:** 9.58-9.80m.
MUESTRA: 16-2 **CONS.No** 2
 ANILLO No 2 **Ss=** 2.49
 D. ANILLO 8.090 Cm. **FECHA:** 11/3/08
 H. ANILLO 2.000 Cm.
 A. ANILLO 51.403 Cm2.
 W.ANILLO 165.730 Gr.

DATOS INICIALES**DATOS FINALES**

Wh+A	277.10 gr	Wh+A+T	263.75 gr
W TARA	35.00 gr	Ws+A+T	220.60 gr
Ws=	19.8700 gr	Whi=	111.3700 gr
Wwi=	91.5000 gr	Whf=	63.0200 gr
Wwf=	43.1500 gr	Vi=	102.8058 cm3
Vf=	51.1459 cm3	Vs=	7.9799 cm3
Vv=	94.8259 cm3	Vw=	91.5000 cm3
Pvhi=	1.0833 ton/m3	Pvhf=	1.2322 ton/m3
Wi=	460.4932 %	Si=	96.49 %
Wf=	217.1616 %	Sf=	99.96 %
ei	11.8831	ef	5.4093

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	18,640					
0,125	18,280	0,009	0,3510	1,7550	11,6570	101,0015
0,250	17,830	0,015	0,7950	3,9750	11,3710	98,7192
0,500	16,702	0,023	1,9150	9,5750	10,6495	92,9621
1,000	13,502	0,035	5,1030	25,5150	8,5959	76,5749
2,000	9,675	0,053	8,9120	44,5600	6,1424	56,9955
4,000	7,198	0,076	11,3660	56,8300	4,5616	44,3813
2,000	7,360	0,067	11,2130	56,0650	4,6602	45,1677
1,000	7,555	0,053	11,0320	55,1600	4,7768	46,0981
0,500	7,785	0,043	10,8120	54,0600	4,9185	47,2290
0,250	8,000	0,035	10,6050	53,0250	5,0518	48,2930
0,125	8,230	0,030	10,3800	51,9000	5,1968	49,4496
0,000	8,590	0,000	10,0500	50,2500	5,4093	51,1459

PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA**SONDEO: SM-1 PROF.: 15.57-15.80m.****MUESTRA: 26-2 CONS.No 3**

ANILLO No 3 Ss= 2.51

D. ANILLO 8.050 Cm. FECHA: 11/3/08

H. ANILLO 2.000 Cm.

A. ANILLO 50.896 Cm2.

W.ANILLO 165.850 Gr.

DATOS INICIALES**DATOS FINALES**

Wh+A 275.70 gr Wh+A+T 299.10 gr

W TARA 36.10 gr Ws+A+T 222.30 gr

Ws= 20.3500 gr Whi= 109.8500 gr

Wwi= 89.5000 gr Whf= 97.1500 gr

Wwf= 76.8000 gr Vi= 101.7917 cm3

Vf= 84.9859 cm3 Vs= 8.1076 cm3

Vv= 93.6841 cm3 Vw= 89.5000 cm3

Pvhi= 1.0792 ton/m3 Pvhf= 1.1431 ton/m3

Wi= 439.8034 % Si= 95.53 %

Wf= 377.3956 % Sf= 99.90 %

ei 11.5551 ef 9.4823

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	16,112					
0,125	15,672	0,032	0,4080	2,0400	11,2990	99,7151
0,250	14,982	0,063	1,0670	5,3350	10,8853	96,3611
0,500	14,180	0,082	1,8500	9,2500	10,3938	92,3759
1,000	13,358	0,114	2,6400	13,2000	9,8979	88,3552
2,000	12,850	0,149	3,1130	15,5650	9,6009	85,9478
4,000	12,335	0,187	3,5900	17,9500	9,3015	83,5201
2,000	12,410	0,166	3,5360	17,6800	9,3354	83,7949
1,000	12,485	0,136	3,4910	17,4550	9,3636	84,0239
0,500	12,565	0,106	3,4410	17,2050	9,3950	84,2784
0,250	12,636	0,081	3,3950	16,9750	9,4239	84,5125
0,125	12,705	0,062	3,3450	16,7250	9,4553	84,7670
0,000	12,810	0,000	3,3020	16,5100	9,4823	84,9859

PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA**SONDEO: SM-1****PROF.: 21.62-21.80m.****MUESTRA: 34**

CONS.No 4

ANILLO No 4

Ss= 2.51

D. ANILLO 7.950 Cm.

FECHA: 11/3/08

H. ANILLO 2.000 Cm.

A. ANILLO 49.639 Cm2.

W.ANILLO 169.310 Gr.

DATOS INICIALES**DATOS FINALES**

Wh+A 325.10 gr

Wh+A+T 360.18 gr

W TARA 36.10 gr

Ws+A+T 302.40 gr

Ws= 96.9900 gr

Whi= 155.7900 gr

Wwi= 58.8000 gr

Whf= 154.7700 gr

Wwf= 57.7800 gr

Vi= 99.2784 cm3

Vf= 96.4490 cm3

Vs= 38.6414 cm3

Vv= 60.6370 cm3

Vw= 58.8000 cm3

Pvhi= 1.5692 ton/m3

Pvhf= 1.6047 ton/m3

Wi= 60.6248 %

Si= 96.97 %

Wf= 59.5732 %

Sf= 99.95 %

ei 1.5692

ef 1.4960

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	16,880					
0,125	16,765	0,031	0,0840	0,4200	1,5584	98,8614
0,250	16,695	0,051	0,1340	0,6700	1,5520	98,6132
0,500	16,580	0,077	0,2230	1,1150	1,5406	98,1714
1,000	16,392	0,105	0,3830	1,9150	1,5200	97,3772
2,000	16,170	0,144	0,5660	2,8300	1,4965	96,4688
4,000	15,822	0,183	0,8750	4,3750	1,4568	94,9350
2,000	15,880	0,166	0,8340	4,1700	1,4621	95,1385
1,000	15,950	0,126	0,8040	4,0200	1,4659	95,2874
0,500	16,032	0,095	0,7530	3,7650	1,4725	95,5406
0,250	16,090	0,072	0,7180	3,5900	1,4770	95,7143
0,125	16,150	0,054	0,6760	3,3800	1,4824	95,9228
0,000	16,310	0,000	0,5700	2,8500	1,4960	96,4490

PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA**SONDEO: SM-1****PROF.: 27.64-27.80m.****MUESTRA: 44**

CONS.No 5

ANILLO No 10

Ss= 2.50

D. ANILLO 8.080 Cm.

FECHA: 11/3/08

H. ANILLO 2.000 Cm.

A. ANILLO 51.276 Cm2.

W.ANILLO 165.530 Gr.

**DATOS
INICIALES****DATOS FINALES**

Wh+A 282.90 gr

Wh+A+T 280.00 gr

W TARA 29.50 gr

Ws+A+T 225.30 gr

Ws= 30.2700 gr

Whi= 117.3700 gr

Wwi= 87.1000 gr

Whf= 84.9700 gr

Wwf= 54.7000 gr

Vi= 102.5518 cm3

Vf= 66.8227 cm3

Vs= 12.1080 cm3

Vv= 90.4438 cm3

Vw= 87.1000 cm3

Pvhi= 1.1445 ton/m3

Pvhf= 1.2716 ton/m3

Wi= 287.7436 %

Si= 96.30 %

Wf= 180.7070 %

Sf= 99.97 %

ei 7.4698

ef 4.5189

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	15,122					
0,125	14,698	0,000	0,4240	2,1200	7,2902	100,3777
0,250	14,315	0,000	0,8070	4,0350	7,1280	98,4138
0,500	13,770	0,000	1,3520	6,7600	6,8972	95,6193
1,000	12,618	0,000	2,5040	12,5200	6,4093	89,7123
2,000	9,930	0,000	5,1920	25,9600	5,2710	75,9293
4,000	6,772	0,000	8,3500	41,7500	3,9336	59,7364
2,000	6,920	0,000	8,2020	41,0100	3,9963	60,4953
1,000	7,150	0,000	7,9720	39,8600	4,0937	61,6746
0,500	7,420	0,000	7,7020	38,5100	4,2081	63,0591
0,250	7,625	0,000	7,4970	37,4850	4,2949	64,1102
0,125	7,848	0,000	7,2740	36,3700	4,3893	65,2537
0,000	8,154	0,000	6,9680	34,8400	4,5189	66,8227

PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA**SONDEO: SM-2 PROF.: 6.45-6.65m.****MUESTRA: 9-2 CONS.No 1G**

ANILLO No 1G Ss= 2.45

D. ANILLO 7.990 Cm. FECHA: 11/3/08

H. ANILLO 1.990 Cm.

A. ANILLO 50.140 Cm2.

W.ANILLO 159.650 Gr.

DATOS**INICIALES**

Wh+A 270.50 gr

W TARA 35.00 gr

DATOS FINALES

Wh+A+T 252.30 gr

Ws+A+T 217.10 gr

Ws= 22.4500 gr

Wwi= 88.4000 gr

Wwf= 35.2000 gr

Vf= 44.3739 cm3

Vv= 90.6153 cm3

Pvhi= 1.1110 ton/m3

Wi= 393.7639 %

Wf= 156.7929 %

ei 9.8890

Whi= 110.8500 gr

Whf= 57.6500 gr

Vi= 99.7785 cm3

Vs= 9.1633 cm3

Vw= 88.4000 cm3

Pvhf= 1.2992 ton/m3

Si= 97.56 %

Sf= 99.97 %

ef 3.8426

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	13,680					
0,125	12,932	0,000	0,7480	3,7588	9,4797	96,0281
0,250	12,228	0,000	1,4520	7,2965	9,0945	92,4982
0,500	9,895	0,000	3,7850	19,0201	7,8179	80,8006
1,000	6,680	0,000	7,0000	35,1759	6,0587	64,6806
2,000	3,650	0,000	10,0300	50,4020	4,4007	49,4881
4,000	1,510	0,000	12,1700	61,1558	3,2297	38,7582
2,000	1,590	0,000	12,0900	60,7538	3,2735	39,1593
1,000	1,780	0,000	11,9000	59,7990	3,3775	40,1120
0,500	1,958	0,000	11,7220	58,9045	3,4749	41,0045
0,250	2,122	0,000	11,5580	58,0804	3,5646	41,8268
0,125	2,290	0,000	11,3900	57,2362	3,6565	42,6691
0,000	2,630	0,000	11,0500	55,5276	3,8426	44,3739

PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA**SONDEO: SM-2****PROF.: 18.55-18.65m.****MUESTRA: 28**

CONS.No 4G

ANILLO No 4G

Ss= 2.46

D. ANILLO 7.990 Cm.

FECHA: 11/3/08

H. ANILLO 2.010 Cm.

A. ANILLO 50.140 Cm2.

W.ANILLO 178.050 Gr.

DATOS INICIALES**DATOS FINALES**

Wh+A 291.30 gr

Wh+A+T 278.10 gr

W TARA 29.50 gr

Ws+A+T 238.10 gr

Ws= 30.5500 gr

Whi= 113.2500 gr

Wwi= 82.7000 gr

Whf= 70.5500 gr

Wwf= 40.0000 gr

Vi= 100.7813 cm3

Vf= 54.9283 cm3

Vs= 12.4187 cm3

Vv= 88.3626 cm3

Vw= 82.7000 cm3

Pvhi= 1.1237 ton/m3

Pvhf= 1.2844 ton/m3

Wi= 270.7038 %

Si= 93.59 %

Wf= 130.9329 %

Sf= 94.10 %

ei 7.1153

ef 3.4230

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	14,990					
0,125	12,885	0,000	2,1050	10,4726	6,2654	90,2269
0,250	11,225	0,000	3,7650	18,7313	5,5952	81,9036
0,500	9,400	0,000	5,5900	27,8109	4,8584	72,7531
1,000	7,385	0,000	7,6050	37,8358	4,0448	62,6499
2,000	5,592	0,000	9,3980	46,7562	3,3209	53,6598
4,000	4,337	0,000	10,6530	53,0000	2,8142	47,3672
2,000	4,490	0,000	10,5000	52,2388	2,8760	48,1344
1,000	4,645	0,000	10,3450	51,4677	2,9385	48,9115
0,500	4,810	0,000	10,1800	50,6468	3,0052	49,7388
0,250	4,933	0,000	10,0570	50,0348	3,0548	50,3556
0,125	5,055	0,000	9,9350	49,4279	3,1041	50,9673
0,000	5,845	0,000	9,1450	45,4975	3,4230	54,9283

PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA**SONDEO: SM-2****PROF.: 24.45-24.65m.****MUESTRA: 37-2**

CONS.No 13

ANILLO No 13

Ss= 2.48

D. ANILLO 8.110 Cm.

FECHA: 11/3/08

H. ANILLO 2.480 Cm.

A. ANILLO 51.657 Cm2.

W.ANILLO 242.600 Gr.

DATOS INICIALES**DATOS FINALES**

Wh+A 383.20 gr

Wh+A+T 357.05 gr

W TARA 29.40 gr

Ws+A+T 299.70 gr

Ws= 27.7000 gr

Whi= 140.6000 gr

Wwi= 112.9000 gr

Whf= 85.0500 gr

Wwf= 57.3500 gr

Vi= 128.1102 cm3

Vf= 68.5493 cm3

Vs= 11.1694 cm3

Vv= 116.9409 cm3

Vw= 112.9000 cm3

Pvhi= 1.0975 ton/m3

Pvhf= 1.2407 ton/m3

Wi= 407.5812 %

Si= 96.54 %

Wf= 207.0397 %

Sf= 99.95 %

ei 10.4698

ef 5.1373

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	18,020					
0,125	17,901	0,000	0,1190	0,4798	10,4148	127,4955
0,250	17,695	0,000	0,3250	1,3105	10,3195	126,4314
0,500	17,252	0,000	0,7680	3,0968	10,1146	124,1430
1,000	15,740	0,000	2,2800	9,1935	9,4153	116,3324
2,000	9,850	0,000	8,1700	32,9435	6,6912	85,9062
4,000	5,458	0,000	12,5620	50,6532	4,6600	63,2183
2,000	5,535	0,000	12,4850	50,3427	4,6956	63,6160
1,000	5,720	0,000	12,3000	49,5968	4,7811	64,5717
0,500	5,925	0,000	12,0950	48,7702	4,8760	65,6307
0,250	6,145	0,000	11,8750	47,8831	4,9777	66,7671
0,125	6,320	0,000	11,7000	47,1774	5,0586	67,6711
0,000	6,490	0,000	11,5300	46,4919	5,1373	68,5493

PROYECTO: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA**SONDEO: SM-2 PROF.: 30.45-30.65m.****MUESTRA: 44-2 CONS.No 14**

ANILLO No 14 Ss= 2.41

D. ANILLO 8.100 Cm. FECHA: 11/3/08

H. ANILLO 2.450 Cm.

A. ANILLO 51.530 Cm2.

W.ANILLO 192.700 Gr.

DATOS INICIALES**DATOS FINALES**

Wh+A 338.50 gr Wh+A+T 343.80 gr

W TARA 36.70 gr Ws+A+T 266.20 gr

Ws= 36.8000 gr Whi= 145.8000 gr

Wwi= 109.0000 gr Whf= 114.4000 gr

Wwf= 77.6000 gr Vi= 126.2485 cm3

Vf= 100.4062 cm3 Vs= 15.2697 cm3

Vv= 110.9788 cm3 Vw= 109.0000 cm3

Pvhi= 1.1549 ton/m3 Pvhf= 1.1394 ton/m3

Wi= 296.1957 % Si= 98.22 %

Wf= 210.8696 % Sf= 91.15 %

ei 7.2679 ef 5.5755

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	14,700					
0,125	14,660	0,000	0,0400	0,1633	7,2544	126,0424
0,250	14,595	0,000	0,1050	0,4286	7,2325	125,7074
0,500	14,322	0,000	0,3780	1,5429	7,1403	124,3007
1,000	13,865	0,000	0,8350	3,4082	6,9861	121,9457
2,000	11,130	0,000	3,5700	14,5714	6,0632	107,8523
4,000	8,548	0,000	6,1520	25,1102	5,1918	94,5472
2,000	8,690	0,000	6,0100	24,5306	5,2397	95,2790
1,000	8,895	0,000	5,8050	23,6939	5,3089	96,3353
0,500	9,060	0,000	5,6400	23,0204	5,3646	97,1856
0,250	9,300	0,000	5,4000	22,0408	5,4456	98,4223
0,125	9,475	0,000	5,2250	21,3265	5,5046	99,3241
0,000	9,685	0,000	5,0150	20,4694	5,5755	100,4062

GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-1

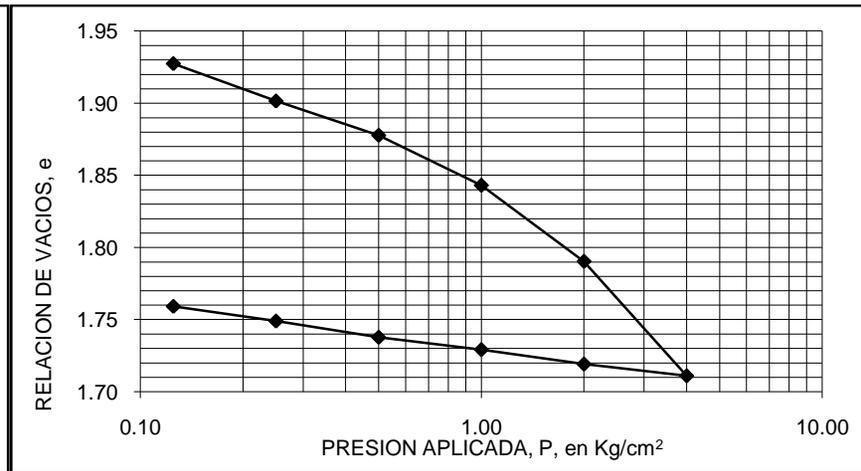
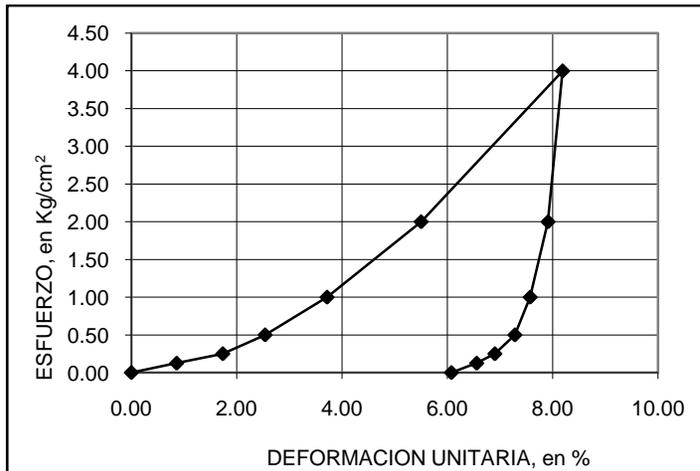
CLASIF.: Limo arcilloso, de baja plasticidad, de tono gris claro, ML.

MUESTRA: 6-1

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 3.42-3.61 m.

DENSIDAD DE SOLIDOS S _s --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
	e _i	e _f	w _i	w _f	Gw _i	Gw _f	γ _h	γ _s	
	--	--	%	%	%	%	t/m ³	t/m ³	
2,55	1,95	1,77	76,56	69,54	99,97	99,99	1,52	0,86	



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-1

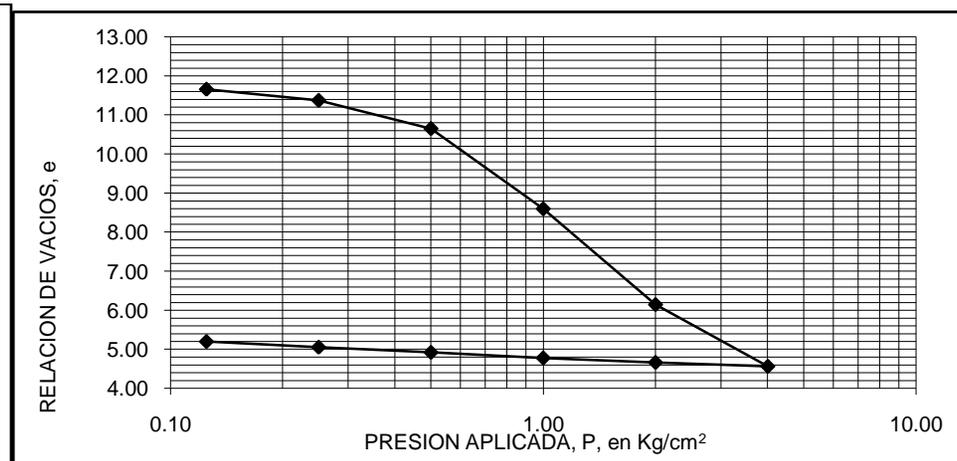
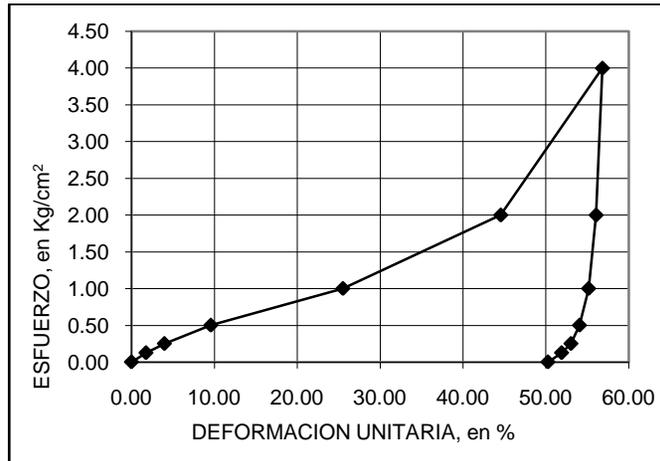
CLASIF.: Arcilla de alta plasticidad, de tonos café gris y café claro, CH.

MUESTRA: 16-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 9.58-9.80 m.

DENSIDAD DE SOLIDOS S _s --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL e _i --	FINAL e _f --	INICIAL w _i %	FINAL w _f %	INICIAL Gw _i %	FINAL Gw _f %	HUMEDO γ _h t/m ³	SECO γ _s t/m ³	
2,49	11,88	5,41	460,49	217,16	96,49	99,96	1,08	0,19	



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-1

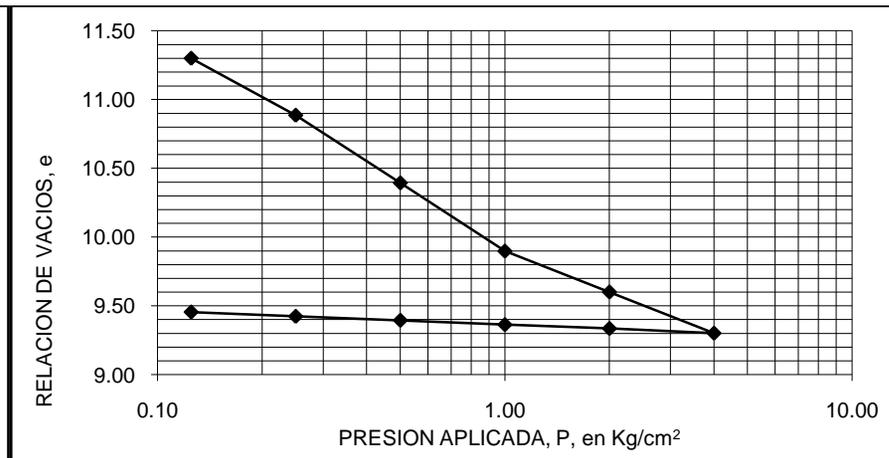
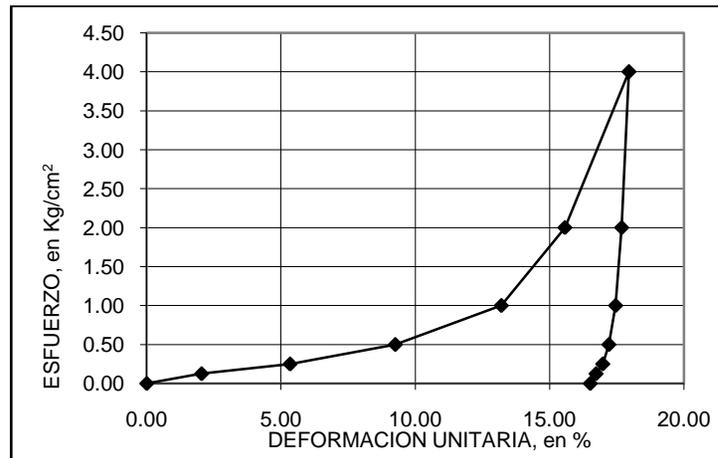
CLASIF.: Arcilla poco arenosa, de alta plasticidad, de tono gris, CH.

MUESTRA: 26-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 15.57-15.80 m.

DENSIDAD DE SOLIDOS S _s --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
	e _i	e _f	w _i	w _f	Gw _i	Gw _f	γ _h	γ _s	
	--	--	%	%	%	%	t/m ³	t/m ³	
2,51	11,56	9,48	439,80	377,40	95,53	99,90	1,08	0,20	



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-1

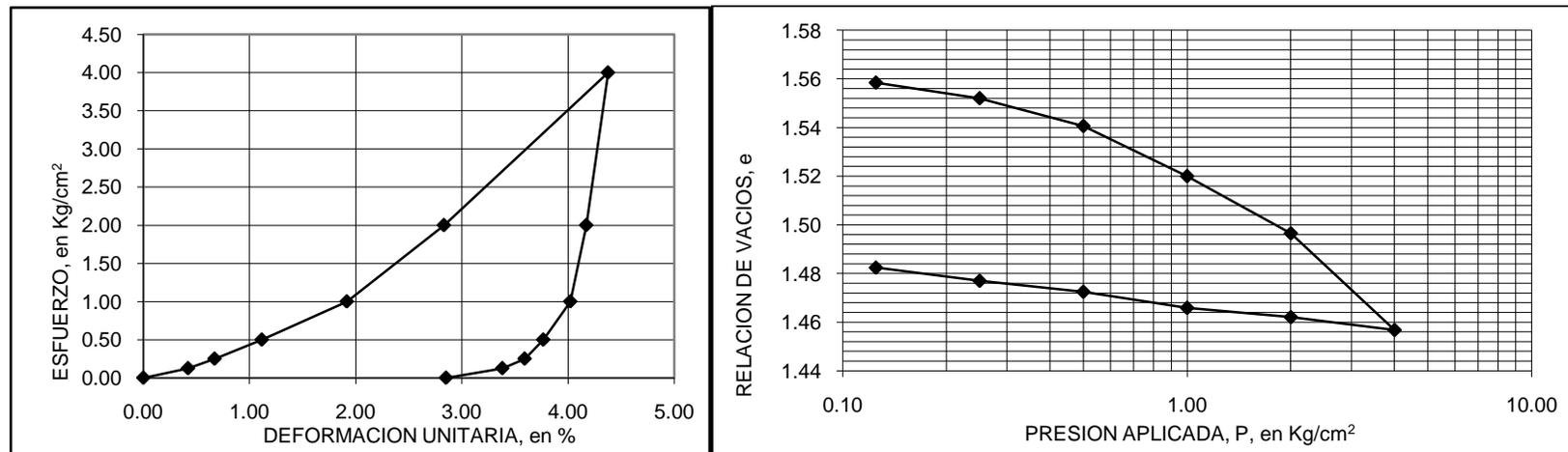
CLASIF.: Arcilla poco limosa, de tono gris claro, CH.

MUESTRA: 34

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 21.62-21.80 m.

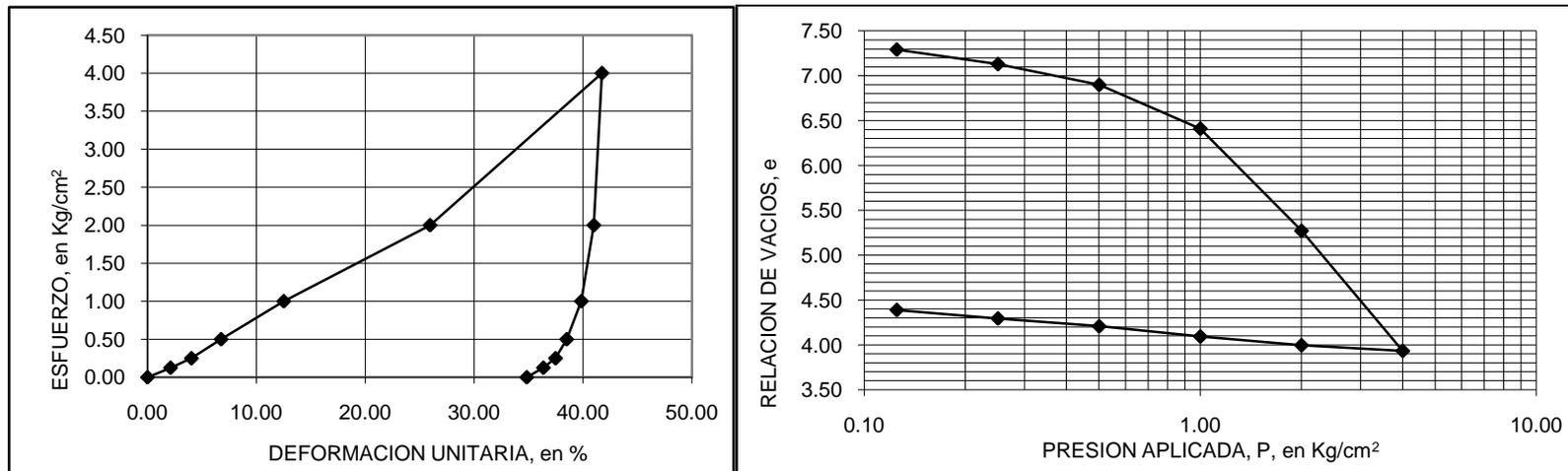
DENSIDAD DE SOLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
	e_i	e_f	w_i	w_f	Gw_i	Gw_f	γ_h	γ_s	
	--	--	%	%	%	%	t/m ³	t/m ³	
2,51	1,57	1,50	60,62	59,57	96,97	99,95	1,57	0,98	



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZASONDEO: SM-1CLASIF.: Arcilla de alta plasticidad, de tonos café claro, café oscuro y café gris, CH.MUESTRA: 44FECHA: Marzo de 2008PROF.: 27.64-27.80 m.

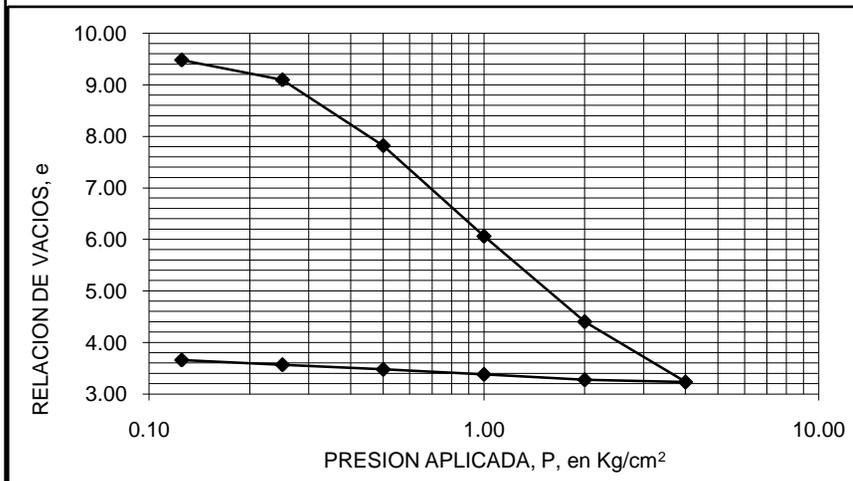
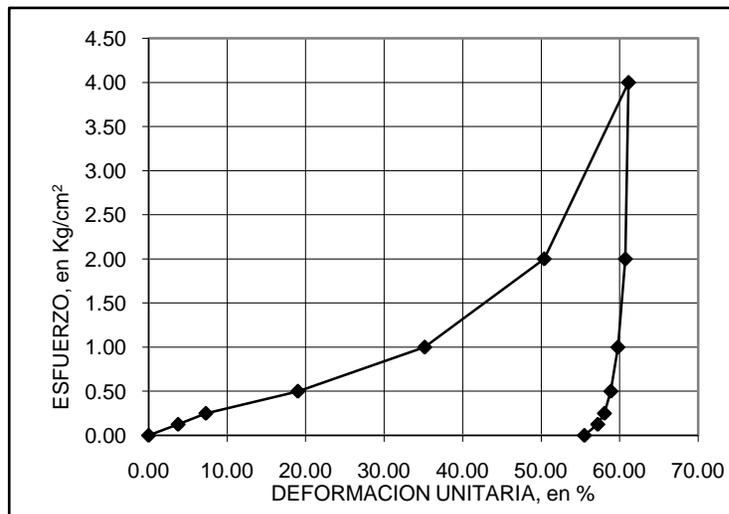
DENSIDAD DE SOLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
	e_i	e_f	w_i	w_f	Gw_i	Gw_f	γ_h	γ_s	
	--	--	%	%	%	%	t/m ³	t/m ³	
2,50	7,47	4,52	287,74	180,71	96,30	99,97	1,14	0,30	



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZASONDEO: SM-2CLASIF.: Arcilla con poca arena fina, de alta plasticidad, de tonos gris verde, café gris y café verde, CH.MUESTRA: 9-2FECHA: Marzo de 2008PROF.: 6.45-6.65 m.

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
	e_i	e_f	w_i	w_f	Gw_i	Gw_f	γ_h	γ_s	
	--	--	%	%	%	%	t/m ³	t/m ³	
2,45	9,89	3,84	393,76	156,79	97,56	99,97	1,11	0,23	



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-2

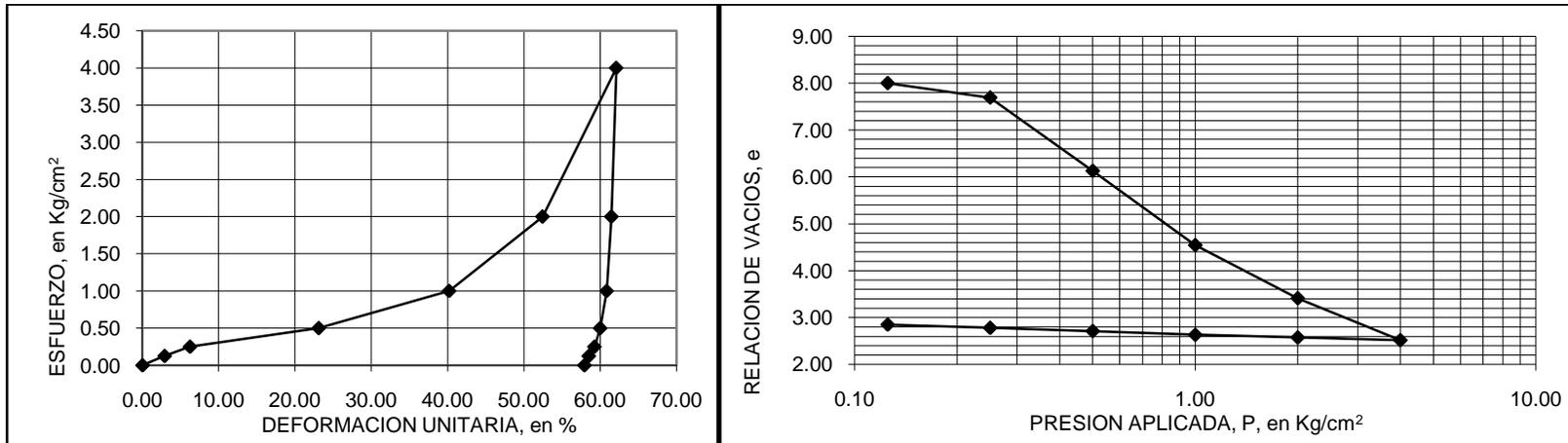
CLASIF.: Arcilla de alta plasticidad, con fósiles, de tonos café rojizo, gris verde y café verde, CH.

MUESTRA: 18-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 12.25-12.45 m.

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
	e_i	e_f	w_i	w_f	Gw_i	Gw_f	γ_h	γ_s	
--	--	--	%	%	%	%	t/m ³	t/m ³	
2,44	8,27	2,90	329,56	118,78	97,21	99,95	1,13	0,26	



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-2

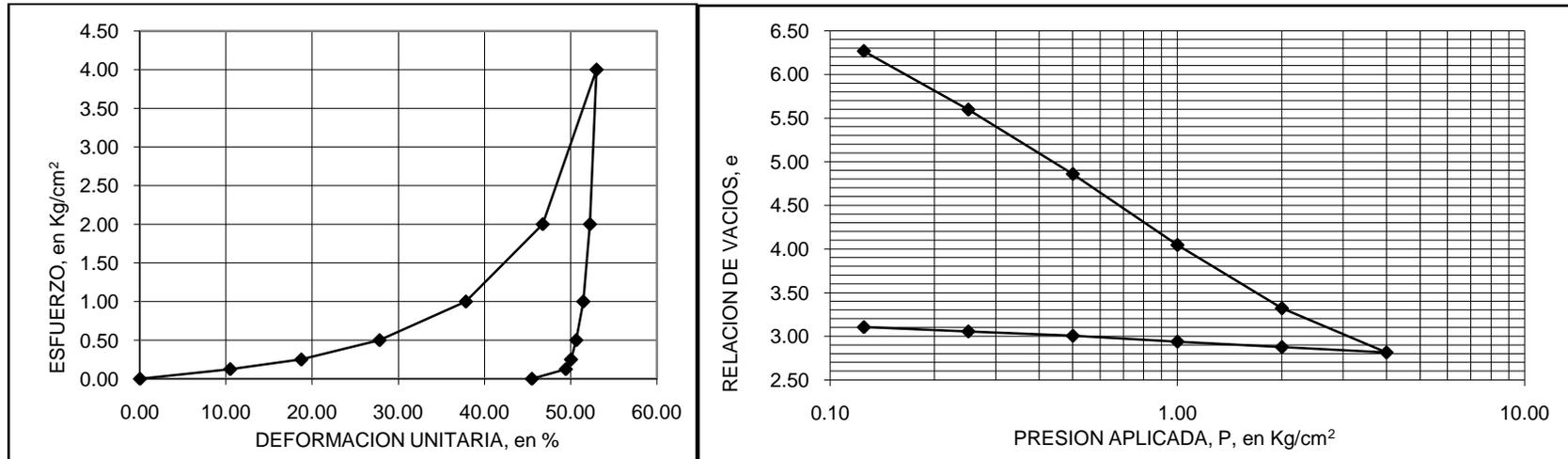
CLASIF.: Arcilla de alta plasticidad, de tono café verde, CH.

MUESTRA: 28

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 18.55-18.65 m.

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL e _i --	FINAL e _f --	INICIAL w _i %	FINAL w _f %	INICIAL Gw _i %	FINAL Gw _f %	HUMEDO γ _h t/m ³	SECO γ _s t/m ³	
2,46	7,12	3,42	270,70	130,93	93,59	94,10	1,12	0,30	



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-2

CLASIF.: Arcilla de alta plasticidad, de tonos gris verdoso y café verdoso, CH.

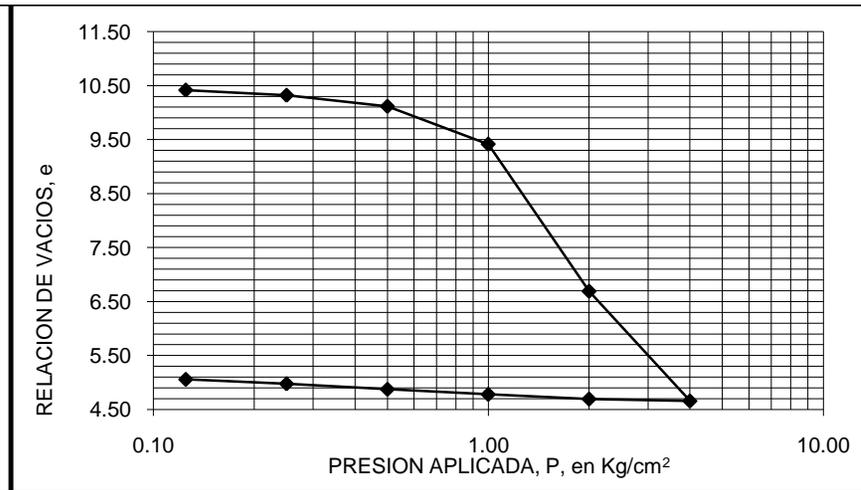
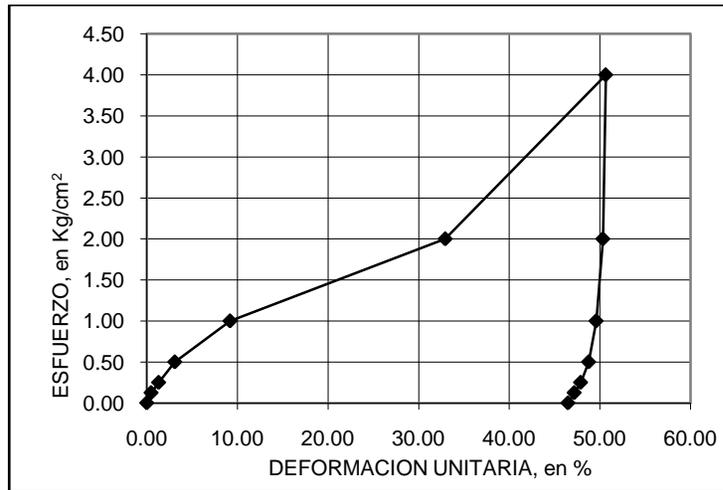
MUESTRA: 37-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 24.45-24.65 m.

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
--	e_i	e_f	w_i	w_f	Gw_i	Gw_f	γ_h	γ_s	
	--	--	%	%	%	%	t/m ³	t/m ³	

2,48	10,47	5,14	407,58	207,04	96,54	99,95	1,10	0,22	
------	-------	------	--------	--------	-------	-------	------	------	--



GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA

SONDEO: SM-2

CLASIF.: Arcilla de alta plasticidad, con tonos café verde y café gris, CH.

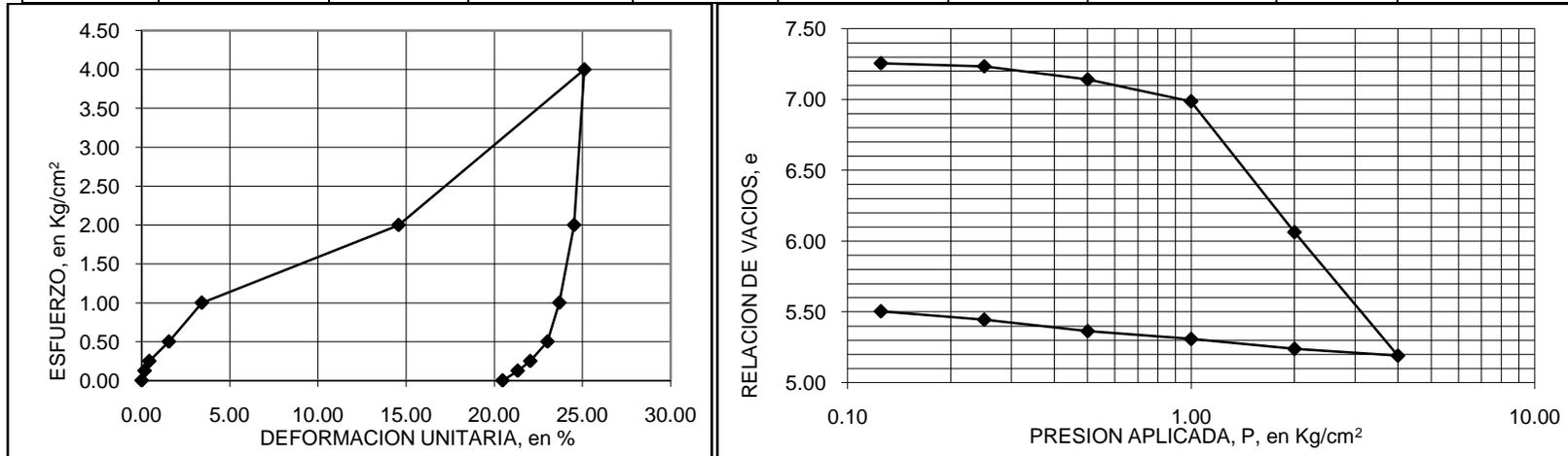
MUESTRA: 44-2

FECHA: Marzo de 2008

PROF.: 30.45-30.65 m.

DENSIDAD DE SOLIDOS Ss --	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRICO		SUCS
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	HUMEDO	SECO	
	e_i	e_f	w_i	w_f	Gw_i	Gw_f	γ_h	γ_s	
	--	--	%	%	%	%	t/m^3	t/m^3	

2,41	7,27	5,58	296,20	210,87	98,22	91,15	1,15	0,29	
------	------	------	--------	--------	-------	-------	------	------	--



INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

De acuerdo a lo estipulado en el Artículo 218 del Reglamento de Construcción vigente, ninguna cimentación se debe construir sobre rellenos no controlados ni suelo orgánico; por lo que debe extraerse todo el suelo con estas características, así como restos de estructuras subterráneas de almacenamiento, y desplantarse en terreno sano.

Los resultados de laboratorio índice y mecánicos del suelo estudiado, reportaron un alto contenido natural de agua, baja resistencia al esfuerzo cortante y los coeficientes compresibilidad son clasificados como muy altos dentro de la Formación Arcillosa que se localiza hasta la profundidad máxima de exploración. Lo anterior es la causa para no modificar en lo posible el estado de esfuerzos que guardan actualmente las capas compresibles que puedan ser afectadas por la influencia de la carga que transmite la cimentación al terreno de apoyo; esto conlleva a que la propuesta de cimentación sea para cada caso analizado un cajón hueco; con lo que se reduce el incremento de esfuerzos al terreno, a partir del nivel de desplante, además de respetar los hundimientos acotados a un máximo de 15 cm, estipulados en las Normas Técnicas Complementarias.

Se revisó la seguridad de la cimentación para una subestructura parcialmente compensada evaluando diferentes niveles de desplante, para las condiciones estática a partir de los valores estimados e indicados en el cuerpo del informe, obteniendo como propuesta de desplante 3.05 m. El incremento neto de carga para la profundidad de desplante propuesta, que trasmite la subestructura al material de sustentación aun afectados por su respectivo factor de carga, $F_c = 1.5$, por tratarse una estructura del grupo A, no es mayor a la resistencia del suelo, por lo que el material tiene la capacidad de soportar la sollicitación originada por la estructura;

Como la excavación se llevará a 3.05 m, es necesario realizar pozos a 4.50 m de profundidad para evitar la falla por supresión, y realizar a esa profundidad bombeo de achique únicamente, y mantenerse 25 cm por abajo del nivel de desplante y suspenderse cuando el concreto empleado durante el colado de los elementos localizados bajo el nivel de agua freática, 2.05 m, hayan alcanzado cuando menos el 85% de la resistencia de proyecto.

La estabilidad de las paredes de la excavación, se evaluó para la profundidad de 3.05 m, obteniendo que la inclinación del talud para esa profundidad se puede realizar a 60° o 0.57:1.00 (Horizontal a Vertical). Es conveniente que durante la etapa de excavación cualquier carga se coloque a una distancia mayor de 1.50 m del borde del corte y que por las noches se retire el equipo de excavación.

Durante la etapa de la excavación para alojar el cajón de cimentación no se presentará la falla de fondo si se excava en etapas de 3.00 x 30.00 m, 4.00 x 12.00 y 5.00 x 5.00, por lo que se propone se realice la excavación con las dimensiones indicadas.

La dimensión máxima de excavación puede ser de 3.00 x 30.00 m para la profundidad máxima de 3.00 m, con lo que se obtienen expansiones de 12.66 cm, las que se encuentran dentro del límite tolerable de los 20.00 cm.

Los asentamientos máximos permisibles cuando hay estructuras colindantes, estipulados por las Normas Técnicas Complementarias son 15.00 cm, en lo que se refiere los asentamientos totales estos corresponden a la suma de asentamientos elástico y diferidos, para ello se consideró que la cimentación la cual es una estructura hueca, cajón; en el contacto cimentación-suelo, se estimó para fines de cálculo la descarga neta evaluada de 0.75 t/m^2 , por edificio con los que se tiene asentamientos totales de 11 cm para cada edificio, quedando dentro del rango estipulado

En el análisis estructural es importante que el proyectista haga coincidir el centro de cargas con el centro de reacción el suelo, para anular excentricidades y con ello evitar asentamientos irregulares y desplomes de las estructuras por construir.

ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.

Considerando que el sitio de interés se encuentra en un suelo altamente compresible de acuerdo a los sondeos realizados y a las pruebas de consolidación, por tanto no puede darse ninguna presión en añadidura de la previamente existente pues cualquier incremento actuaría sobre la rama virgen de la curva de compresibilidad de la arcilla, causando fuertes asentamientos.

Por tal motivo se juzga que la cimentación más adecuada para cada edificio puede ser resuelta mediante un cajón de cimentación estanco de concreto reforzado, que compense parcialmente el peso de los edificios, constituido por muros de contención, contra trabes y losas de concreto con un área en planta ampliada respecto a la cubierta por los edificios.

En los análisis que más adelante se presentan se consideraron las cargas proporcionadas por el estructurista, considerando que las cargas permanentes mas la carga viva con intensidad media será de 2970 toneladas que incluye el peso propio de la cimentación.

En esas condiciones para los edificios se tendría un peso unitario en su área cubierta de 5.83 ton/m², considerando el área cubierta propuesta por el cajón, que es un área ampliada respecto a la cubierta por los edificios el peso unitario se reduce a 5 ton/m².

Dadas las condiciones de formalidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que los edificios a mediano plazo sufran asentamientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades por el centro geométrico del área cubierta por el cajón y el centro de cargas de la estructura.

A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para la alternativa de cimentación propuesta.

5.1 ACCIONES.

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes mas cargas viva máxima se puso de 1.0 ton/m² para cada una de las plantas tipo sin excentricidad entre el centro de carga y el centro de reacción de cimentación.

Las acciones consideradas en el análisis de la cimentación fueron las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima que incluye el peso de la cimentación, tendrá un valor de 3292 toneladas para los edificios de interés estas cargas se afectaran por un factor de carga de 1.5 y se consideraron en el análisis limite de falla en condiciones estáticas.

- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea que incluye el peso de la cimentación tendrá un valor de 3127 toneladas para los edificios de interés.
La acción occidental mas critica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico de 3127 toneladas. Estas cargas se afectaran por un factor de carga de 1-1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media que incluye el peso de la cimentación tendrá un valor de 2970 toneladas para los edificios de interés, estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1-0 y se emplearon en la determinación de la profundidad de desplante de cajón y en el análisis del estado limite de servicio por asentamientos diferidos.

5.2 DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DEL DESPLANTE.

La determinación de la profundidad del desplante de la cimentación se hizo verificando que la combinación de cargas permanentes mas cargas vivas con intensidad media mas el peso propio de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmita al subsuelo esfuerzos tales que para cualquier profundidad la suma de esfuerzos efectivos mas el incremento de esfuerzos sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito arcilloso, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales.

Lo anterior se satisface limitando la presión neta transmitida al subsuelo con un valor máximo a 0.75 ton/m^2 que corresponde al esfuerzo de preconsolidación actual del subsuelo.

Para los edificios analizados, el peso de la estructura que incluye el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media corresponde a una presión unitaria de 5.0 ton/m^2 , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área ampliada a 594 m^2 respecto a la cubierta por los edificios de las cuales tendrán que compensarse 4.25 ton/m^2 .

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 3.20 m . de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.40 ton/m^3 la profundidad de desplante necesario para compensar 4.25 ton/m^2 resulta 3.05 m .

$$W_E - W_S = W_n$$

$$5.0 - W_S = 0.75$$

$$5.0 - 0.75 = W_S$$

$$4.25 = W_S$$

$$4.25 = \gamma D_f$$

$$4.25 = 1.4 D_f$$

$$4.25/1.4 = D_f$$

$$3.05 \text{ m} = D_f$$

5.3 ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES ESTATICAS

La revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado limite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectadas por un factor de carga de 1.5 mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad que indican las normas técnicas complementarias.

$$\frac{QF_C}{A} < RF_R$$

$$3292(1.5) / 594 < 13.5(0.7)$$

$$8.31 \text{ ton/m}^2 < 10.78 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

Q: Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes mas cargas vivas con intensidad máxima mas el peso de la cimentación.

F_C : Factor de carga, adimensional e igual a 1.5

R: Capacidad de carga admisible del subsuelo.

F_R : Factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determino considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son los suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado en la normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dada por la siguiente expresión:

$$R_{FR} = (C N_C F_R + P_V)$$

Donde:

R_{FR} : Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente , en ton/m²

C: Cohesión de material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m²

F_R : Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

P_V : Presion vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m²

N_C : Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dad por la siguiente expresión:

$$N_C = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

En la cual:

Df: Profundidad de desplante del cajón de la cimentación, en m.

B: Ancho del cajón de cimentación, en m.

L: Largo del cajón de cimentación, en m.

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 1.5 ton/m² y un peso volumétrico del suelo de 1.4 ton/m³, obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de 13.5 ton/m²

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

$$QF_C/A = 8.31 \text{ ton/m}^2 < RF_R = 10.78 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado limite de falla en condiciones estáticas.

5.4 ESTADO LIMITE DE FALLA EN CONDICIONES DINAMICAS

La revisión de la cimentación ante el estado límite de la falla de condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción de Área Metropolitana de la ciudad de México, que 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 subyace 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:

$$W_t F_C - W_C < F_R A_R q \left(1 - \frac{0.12 F_C a_o b_y}{F_R C_g} \right)$$

Donde:

W_t : Carga total de la estructura en la condición analizada.

F_C : Factor de carga adimensional e igual a 1.1

W_C : Peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en ton, igual a $W_C = \gamma D F A$.

F_R : Factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

A_R : Área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

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

Siendo:

B: Ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación.

L: largo de la losa de fondo del cajón de cimentación.

E: Excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_S}{W_1}$$

Donde:

W_t : Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

M_S : Momento de volteo debido a sismo, obteniendo en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8(2/3) HTWT(CS/Q)$$

Siendo:

HT : Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.

CS: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.40

Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q_1 : Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = C N_c$$

Donde:

C: Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de la falla.

Nc: Coeficiente de capacidad de carga.

ao: Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.4 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductibilidad de 3.0 $ao = 0.4(9.81/3)$, siendo g la aceleración debido a la gravedad.

b: Mínimo de (d, 1.2 h, 20 m)

En la cual:

d: Ancho del área reducida de la losa.

h: Profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.

y: Peso volumétrico medido del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él.

C: Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él.

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$W_t F_C - W_C < F_R A_R q \left(1 - \frac{0.12 F_C a_o b y}{F_R C g} \right)$$

Para los edificios analizados:

$$904 \text{ ton} < 1706 \text{ ton}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

5.5 ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación parcialmente compensada.

5.6 EXPANSIONES ELASTICAS

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurran al efectuar la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner 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 geosismicos.

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:

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

Donde:

Q: Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m².

B: Ancho del área descargada, en m.

F_1 y F_2 : Coeficientes adimensionales que dependen de la relación D/L y L/B

D: Espesor del estado considerado , en m.

L: Longitud del área descargada.

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

u: Relación de Poisson, adimensional.

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

$$H = H_{D1}(E_1, U_1) + 2(H_{D2}(E_2, U_2) - H_{D1}(E_2, U_2)) + \dots + (H_{Dn}(E_n, U_n) - (E_n, U_n))$$

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

Profundidad (m)	Modulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
3.00 a 4.25	500	0.45
4.25 a 9.65	600	0.5
9.25 a 21.65	500	0.4
21.65 a 23	550	0.5

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupara el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 3.4 cm y en la esquina de 0.8 cm las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir las estructuras de interés, las cargas aplicadas por ellas provocaran la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual de expansiones debidas a la descarga por la excavación que aloja al cajón de cimentación.

5.7 ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 0.75 ton/m^2 , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes mas cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

Los asentamientos se calcularon empleando la teoría de terzaghi, la cual se basa en la hipótesis que la disminución de volumen que tenga un estrato en un lapso de tiempo es debido a la expulsión de agua provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo

Se obtuvieron los asentamientos al centro y a la esquina de la estructura ateniéndose valores de 8 cm al centro y 2.5 cm a la esquina los cuales resultan admisibles, los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

A los asentamientos antes mencionados deberán de sumarse los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación para alojar el cajón de cimentación.

Los asentamientos totales al centro y a la esquina resultaron de 11.5 cm y 3.5 cm respectivamente

El asentamiento diferencial resulto de 8 cm

Los análisis efectuados corresponden a estructuras de cuatro niveles, con elementos estructurales convencionales con cimentación constituida por cajón de cimentación con área ampliada respecto a la cubierta por los edificios, desplantado a 3.05 m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno, que en esas condiciones aplican una presión neta de 0.75 ton/m^2 , para los que se satisface el estado limite de falla y el estado limite de servicio.

ANALISIS DE LOS ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

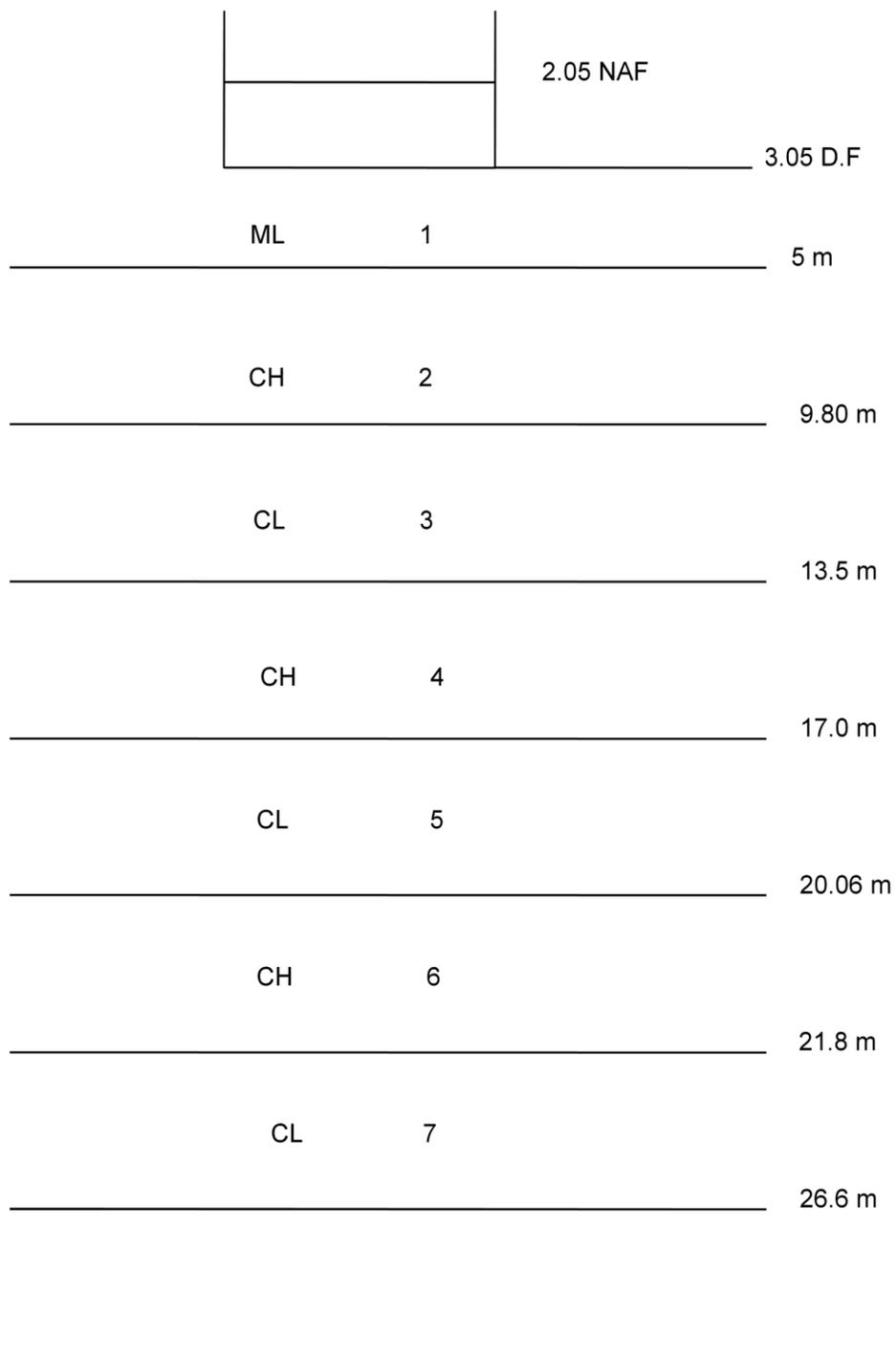


TABLA DE RESULTADOS DE LOS ASENTAMIENTOS AL CENTRO Y A LA ESQUINA DE LOS ESTRATOS COMPRESIBLES.

ESTRATOS COMPRESIBLES (2,4,6)

PUNTO	ESTUDIO	(H) m	PUNTO MEDIO	Po t/ m ²	\bar{P}	e _o	e	Δe	ΔH
CENTRO	2	4.8	7.4	4.41	5.06	8.40	8.375	0.025	0.051
	4	3.5	15.25	5.30	5.73	8.28	8.27	0.010	0.0252
	6	1.2	21.2	7.00	7.3	8.23	8.225	0.005	0.0121
ESQUINA	2	4.8	7.4	4.41	4.59	8.40	8.38	0.02	0.01
	4	3.5	15.25	5.30	5.46	8.28	8.268	0.012	0.0073
	6	1.2	21.2	7.00	7.14	8.23	8.224	0.006	0.002

CALCULO DE δz

PUNTO	ESTRATO Nº	Z	X	Y	m=x/z	n= y/z	Wo	ΣWo	δz t/m ²
CENTRO	2	7.4	15	10	2.03	1.35	0.218	0.872	0.65
	4	15.25	15	10	0.98	0.65	0.145	0.58	0.43
	6	21.2	15	10	0.7	0.47	0.10	0.4	0.3
ESQUINA	2	7.4	30	20	4.05	2.70	0.24	0.24	0.18
	4	15.25	30	20	1.96	1.31	0.22	0.22	0.16
	6	21.2	30	20	1.41	0.94	0.19	0.19	0.14

Al Centro

Asentamiento Diferidos = 8.0 cm

Asentamientos de recuperación elástica = 3.4 cm

Asentamientos totales = 11.4

En la esquina

Asentamientos diferidos = 2 cm

Asentamientos por recuperación elástica = 0.8 cm

Asentamientos totales = 2.8 cm

Asentamientos diferenciales

Al centro = 8.6 cm

Los cuales resultan admisibles de acuerdo a las normas técnicas complementarias para diseños y construcción de cimentaciones

Falla por subpresión en estratos permeables

Para suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo de agua, en nuestro caso la excavación se realizará sobre un estrato impermeable, por lo cual se considera que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, por lo que para evaluar esta situación se emplea la expresión [ref 4], que dice:

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

donde:

h espesor de la capa impermeable

h_w altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w peso volumétrico del agua

γ_m peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

El estrato permeable se ubica a 3.60 m de profundidad y el nivel de agua freática se localiza a 2.05 m, y el nivel máximo propuesto de desplante es a 3.00 m, obteniendo lo siguiente:

PROF (m)	γ_w (t/m ³)	γ_m (t/m ³)	h_w (m)	$(\gamma_w / \gamma_m) h_w$ (m)	h (m)
2.50	1.00	1.48	2.15	1.45	1.70

2.75	1.00	1.48	2.15	1.45	1.45
3.00	1.00	1.48	2.15	1.45	1.20
3.25	1.00	1.48	2.15	1.45	0.95
3.50	1.00	1.48	2.15	1.45	0.70

A partir de lo anterior el fondo es estable, hasta 2.75 m de profundidad, por lo que se implementará bombeo, para profundidades de excavación de 3.00 a 3.50 m, por lo cual es necesario realizar pozos a 4.50 m de profundidad para realizar bombeo el cual debe mantenerse 25 cm por abajo del nivel de desplante solicitado, 3.00 m, ya que la excavación se llevará por abajo del nivel de agua freática y el espesor de la capa no tiene el espesor suficiente para evitar el fenómeno de subpresión.

Paredes de excavación

Se evaluó la estabilidad de las paredes del corte para alojar la cimentación a la profundidad de 3.00 m, para ello se empleó la expresión , que dice:

$$F_c \gamma H + \Sigma q < N_{cf} C_u \mu_q F_R$$

donde:

- F_c factor de carga
- γ peso volumétrico
- H altura máxima de la excavación
- q sobrecarga
- N_{cf} número de estabilidad que depende del ángulo del talud
- C_u cohesión
- μ_q factor de reducción debido a la sobrecarga
- F_R factor de reducción de resistencia

Para profundidad de excavación a 3.05m de profundidad y taludes de avance de 90° a 45° se obtuvo lo siguiente:

Profundidad (m)	Inclinación (°)	$F_c \gamma H + q$ (t/m ²)	$N_{cf} C_u \mu_q F_R$ (t/m ²)
3.00	90	7.338	6.57
3.00	75	7.338	7.61
3.00	60	7.388	9.09
3.00	45	7.388	11.165

De acuerdo a los resultados obtenidos en los análisis, los taludes de avance a la profundidad máxima de excavación que es de 3.05m, se pueden realizar a 75° ó 0.25:1.00 (horizontal a vertical).

Falla de fondo

Para evaluar la estabilidad del fondo de la excavación, se consideró la profundidad de desplante y las geometrías de excavación indicadas, para ello se empleó un F_R de 0.7 y la expresión siguiente:

$$p_v + \Sigma q F_c < C_u N_c F_R$$

donde:

- p_v presión vertical
- Σq sobrecarga
- F_c factor de carga
- C_u cohesión
- N_c factor de forma
- F_R factor de resistencia

Obteniéndose, para la profundidad de desplante propuesta lo siguiente:

PROF. (m)	L (m)	B (m)	$p_v + q F_c$ (t/m ²)	$C_u N_c F_R$ (t/m ²)
3.00	30.00	20.00	5.714	3.65
3.00	80.00	30.00	5.714	5.39
3.00	20.00	15.50	5.714	3.53
3.00	3.00	3.00	5.714	7.91

3.00	5.00	3.00	5.714	7.39
3.00	7.50	3.00	5.714	6.95
3.00	10.00	3.00	5.714	6.73
3.00	12.50	3.00	5.714	6.59
3.00	15.00	3.00	5.714	6.51
3.00	17.50	3.00	5.714	6.44

PROF. (m)	L (m)	B (m)	$p_v + q F_c$ (t/m ²)	$c_u N_c F_R$ (t/m ²)
3.00	20.00	3.00	5.714	6.40
3.00	30.00	3.00	5.714	6.25
3.00	4.00	4.00	5.714	6.65
3.00	5.00	4.00	5.714	6.47
3.00	7.50	4.00	5.714	6.09
3.00	10.00	4.00	5.714	5.90
3.00	12.50	4.00	5.714	5.78
3.00	15.00	4.00	5.714	5.71
3.00	17.50	4.00	5.714	5.65
3.00	20.00	4.00	5.714	5.61
3.00	30.00	4.00	5.714	5.48
3.00	5.00	5.00	5.714	5.96
3.00	7.50	5.00	5.714	5.60
3.00	10.00	5.00	5.714	5.42
3.00	12.50	5.00	5.714	5.32
3.00	15.00	5.00	5.714	5.25
3.00	17.50	5.00	5.714	5.19
3.00	20.00	5.00	5.714	5.16
3.00	30.00	5.00	5.714	5.04

En la tabla anterior, se observa que para las condiciones iniciales analizadas de falla de fondo se presentará, si se abre toda el área que corresponde a la huella de cada edificio analizado, en lo correspondiente al avance éste se puede llevar a cabo en tableros de 3.00 x 30.00 m, 4.00 x 15.00 m y 5.00 x 5.00 m.

Empujes

Para determinar los empujes que se desarrollarán en los muros perimetrales del cajón desplantado a 3.50 m de profundidad, se aplicó la teoría de Rankine , utilizando la expresión siguiente:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 K_o + \gamma H_1 H_2 K_o + \frac{1}{2} \gamma' H_2^2 K_o + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 + q H K_o$$

Donde:

E	empuje
γ	peso volumétrico
γ'	peso volumétrico
H	profundidad máxima de excavación
H ₁	altura de suelo por arriba del nivel de agua
H ₂	altura de agua al nivel de desplante de la cimentación
q	sobrecarga
K _o	coeficiente de empuje de tierras.

Obteniendo un empuje de 6.68 t/m, con punto de aplicación a 1.19 m de la base; en las figs 39 y fig 40, se muestra el diagrama de empujes totales, triangular y redistribuido en la parte del anexo

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Se describe a continuación el procedimiento constructivo que se puede llevar a cabo, para la subestructura del proyecto denominado Preparatoria Venustiano Carranza,

ACTIVIDADES

1 INSTALACIONES

En los sitios donde se vaya a desplantar cada subestructuras, se debe verificar que bajo el nivel de desplante de la cimentación, no existan instalaciones municipales y de servicio, tales como: redes de agua potable, alcantarillado, telefonía, energía eléctrica aérea o subterránea, etc., con la finalidad de hacer los desvíos correspondientes.

La excavación para alojar la cimentación basada en un cajón, que alojará a los edificios como son los de aulas y auditorio, se realizará en etapas de 3.00 x 20.00 m, llevadas a 3.05 m de profundidad máxima .

Durante la excavación de los edificios de aulas como auditorio, se debe realizar bombeo, para ello se excavarán pozos hasta 4.25 m, en cantidad suficiente, para ello se realizaran pruebas de bombeo para determinar su influencia y con ello la cantidad y espaciamiento de estos, el bombeo se suspenderá una vez que los elementos de concreto que se localicen por abajo del nivel freático hayan alcanzado cuando menos el 85% de la resistencia de proyecto.

Sobre el fondo de la excavación de la cimentación, se tenderá una plantilla de concreto pobre de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y 5 cm de espesor, previa verificación de que se encuentre exento de escombros, rellenos y cualquier otro elemento extraño, de encontrarse rellenos en el fondo, serán retirados y sustituidos una plantilla de arena de tezontle.

Los taludes en el frente de excavación para alojar el cajón serán a 60° o 0.57:1.00 (Horizontal a Vertical), permitiéndose una carga máxima de 1.50 t/m² sobre el hombro a una distancia mayor de 1.50 m del borde del talud.

2 DEMOLICION Y LIMPIEZA

Llevado a cabo lo anterior, se procede en los sitios donde haya basura, restos de construcción, árboles, luminarias, etc., a retirarlos para tener una superficie adecuada de trabajo.

3 EXCAVACION

Para llevar a cabo la excavación donde se alojará la cimentación puede emplearse equipo mecánico, excepto en los 10 cm finales, los que se retirarán de manera manual para nivelar y perfilar la línea de corte, siempre y cuando el bote tenga garras; en el caso de que el cucharón cuente una cuchilla biselada se podrá atacar hasta el fondo y únicamente el personal detallará el mismo.

La excavación para alojar la cimentación se puede, realizar en franjas alternas de 3.00 x 20.00 m, figs 41 y 42, la profundidad máxima de excavación será a 3.05 m referida al nivel mas bajo del predio.

La excavación para alojar la cimentación se debe realizar entre taludes a 75° o relación 0.25:1.00 (Horizontal a Vertical), llevándose hasta el nivel máximo de excavación propuesto de 3.05 m.

En caso de encontrar al nivel de corte máximo propuesto de 3.05 m profundidad, material de relleno, cimentaciones o estructuras subterráneas, deben ser retiradas hasta encontrar terreno sano y colocar en su lugar material de banco, constituido por arena de tezontle.

Alcanzado el nivel máximo de excavación se procede de inmediato a proteger el terreno sano con una plantilla de concreto pobre de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y 5.0 cm de espesor, con la finalidad de evitar se intemperise el terreno sano.

BOMBEO

Debido a que el nivel de aguas vadasas en el sitio de los trabajos se localiza a 2.05 m de profundidad, es necesario contar con un equipo de bombeo, para realizar el bombeo de achique.

Previo a los trabajos se deben realizar pruebas de bombeo en pozos llevados a 4.25 m de profundidad, con separación de 3.00, 6.00, 9.00 y 12.00 m para observar la influencia del pozo donde se realizará la prueba de bombeo y con ello determinar la separación y cantidad de estos.

Alcanzado el nivel máximo de excavación, se propone la construcción de drenes de sección cuadrada de 30 x 30 cm, a cada 6.00 m en el sentido longitudinal y transversal del predio, los que se rellenarán con arena o grava de tezontle; su distribución se muestra en la fig 43, éstos deben reconocer a un cárcamo o pozo de bombeo de 60 x 60 cm y 50 cm de profundidad por abajo del nivel de desplante, de donde se extraerá el agua y será descargada a la red municipal, por ningún motivo el espejo de agua estará por arriba de la plantilla de concreto.

El espejo de agua se debe mantener 25 cm por abajo del nivel de desplante que es de 3.05 m.

ARMADO Y COLADO

Una vez colada y fraguada la plantilla de concreto pobre, se procede al armado del acero de refuerzo de la losa de fondo y los muros perimetrales que constituyen el cajón, fig 44 el colado del concreto hidráulico se realizará previa limpieza rigurosa del área donde será vertido.

Alcanzado el 85% de la resistencia del concreto en la losa de fondo, muros perimetrales y columnas se estará en condiciones de proceder al armado y colado de la losa tapa.

Se propone entre la parte superior de la losa de fondo y la parte inferior de la losa tapa, colocar poliestireno para evitar que se llene de agua.

PROTECCION DE LAS CIMENTACIONES

La excavación que se llevará al paño de las cimentaciones contiguas, en estos sitios se realizará la excavación en tramos alternos de 2.00 m de longitud dejando una berma de 1.00 m de ancho y talud 0.25:1.00 (horizontal a vertical), fig 45; terminada la etapa de excavación, la cimentación será recibida con muros de tabique rojo recocido reforzado con castillos a cada tres metros, y una dala al centro de la altura total del muro; construidos esos tramos se procederá al retiro de los segmentos faltantes para completar el muro de recimentación.

NOTAS:

- No se permitirá el tránsito de personal sobre el nivel de máximo de corte 3.05 m, si sobre éste no ha sido colada la plantilla de concreto pobre de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y 5.0 cm de espesor.
- Durante la construcción de los edificios se debe llevar un control riguroso mediante nivelaciones de precisión, el banco que regirá la obra debe estar fuera de la influencia de la misma.
- Se propone el uso de impermeabilizante integral en el concreto que se emplee en la construcción de la subestructura.

CONCLUSIONES

El diseño de cimentaciones de estructuras tales como edificios, puentes y presas, requiere el conocimiento de factores como: (a) la carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación; (b) los requisitos del reglamento local de construcción; (c) el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportarán el sistema, y (d) las condiciones geológicas del suelo. Para un ingeniero de cimentaciones, los dos últimos factores son sumamente importantes ya que tienen que ver con la mecánica de suelos:

Las propiedades geotécnicas del suelo, como la distribución del tamaño del grano, la plasticidad, la compresibilidad y la resistencia por cortante, pueden ser determinadas mediante apropiadas pruebas de laboratorio. Recientemente, se ha puesto énfasis en la determinación *in situ* de las propiedades de resistencia y deformación del suelo, debido a que así se evita la perturbación de las muestras durante la exploración de campo. Sin embargo, bajo ciertas circunstancias, no todos los parámetros necesarios pueden ser determinados o no por motivos económicos o de otra índole. En tales casos, el ingeniero debe hacer ciertas hipótesis respecto a las propiedades del suelo. Para estimar la exactitud de los parámetros del suelo (determinados en el laboratorio y en el campo o bien supuestos), el ingeniero debe tener un buen conocimiento de los principios básicos de la mecánica de suelos. Asimismo, debe ser consciente de que los depósitos de suelo natural sobre los cuales las cimentaciones se construyen, no son homogéneos en la mayoría de los casos. El ingeniero debe entonces tener un conocimiento pleno de la geología de la zona, es decir, del origen y naturaleza de la estratificación del suelo, así como de las condiciones del agua del subsuelo. La ingeniería de cimentaciones es una combinación de mecánica de suelos, geología y buen juicio derivado de experiencias del pasado. Hasta cierto punto, puede denominarse un "arte",

Para determinar qué cimentación es la más económica, el ingeniero debe considerar la carga de la superestructura, las condiciones del subsuelo y el asentamiento tolerable.

En la mayoría de éstas, *la profundidad de empotramiento puede ser igual o menor a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación*. Los trabajos *con pilotes hincados y pilotes perforados* son cimentaciones profundas. Éstas se usan cuando las capas superiores del terreno tienen poca capacidad de apoyo o carga y cuando el uso de cimentaciones superficiales causará un daño estructural considerable y/o problemas de inestabilidad.

Recientemente aumento el uso de refuerzos en el suelo para la construcción y diseño de cimentaciones, muros de contención, taludes de terraplenes y otras estructuras. Dependiendo del tipo de construcción, el refuerzo es mediante tiras metálicas galvanizadas, geotextiles, georrejillas y geocompuestos.

En particular elegí este trabajo de tesis porque creo firmemente que las cimentaciones son la base en la construcción de cualquier estructura.

Tras terminar este trabajo de tesis me doy cuenta que tan importante es la mecánica de suelos a la ingeniería civil espero que en un futuro no muy lejano se le de a esta rama, la misma importancia que tienen las otras áreas de la ingeniería.



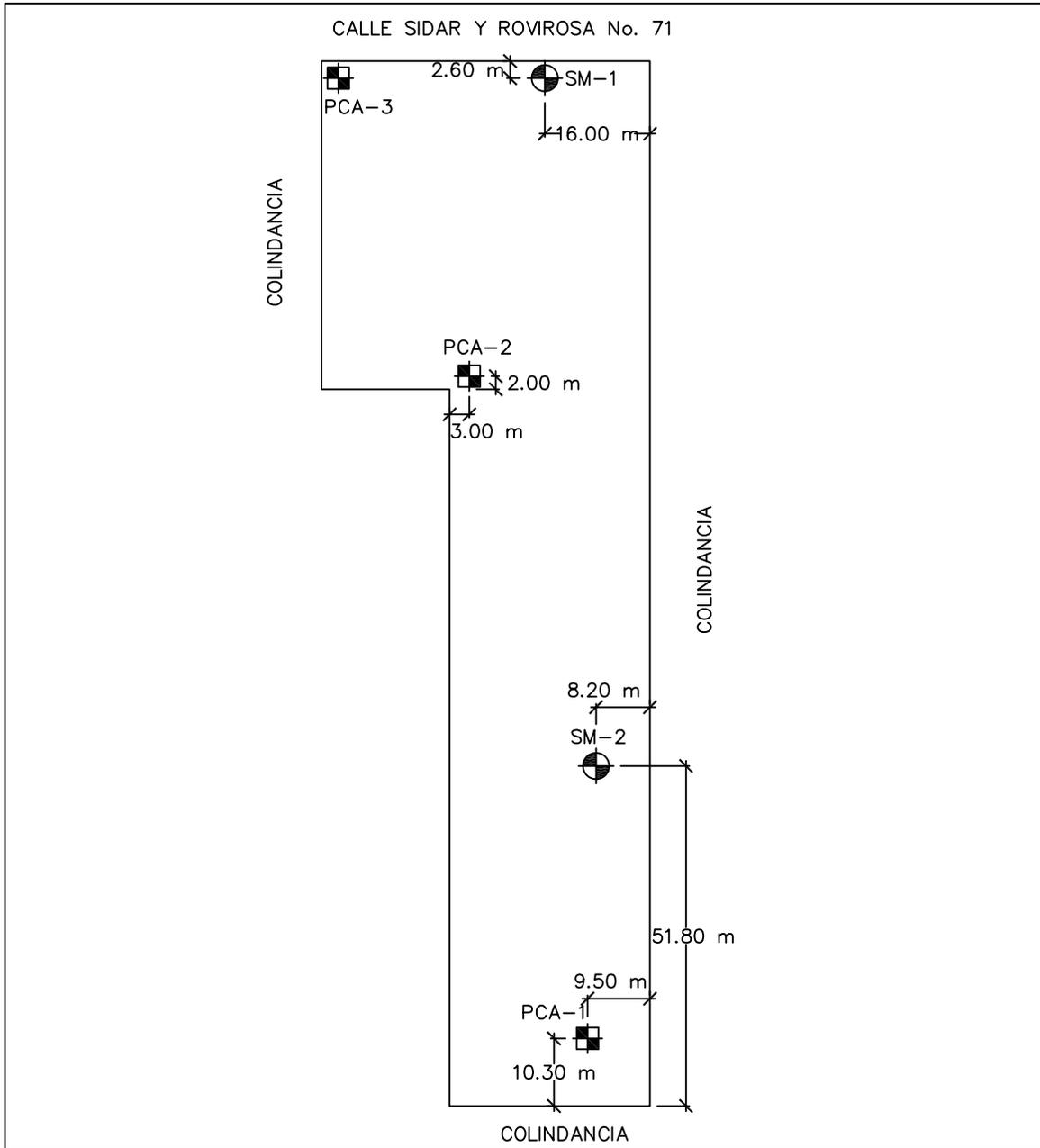
SITIO DE ESTUDIO

CROQUIS DE LOCALIZACION

PROYECTO PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA
CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71,
COLONIA AERONAUTICA MILITAR,
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA,
MEXICO, D.F.

SONDEO :

FIG 1



SIMBOLOGIA:

SM-1 SONDEO MIXTO

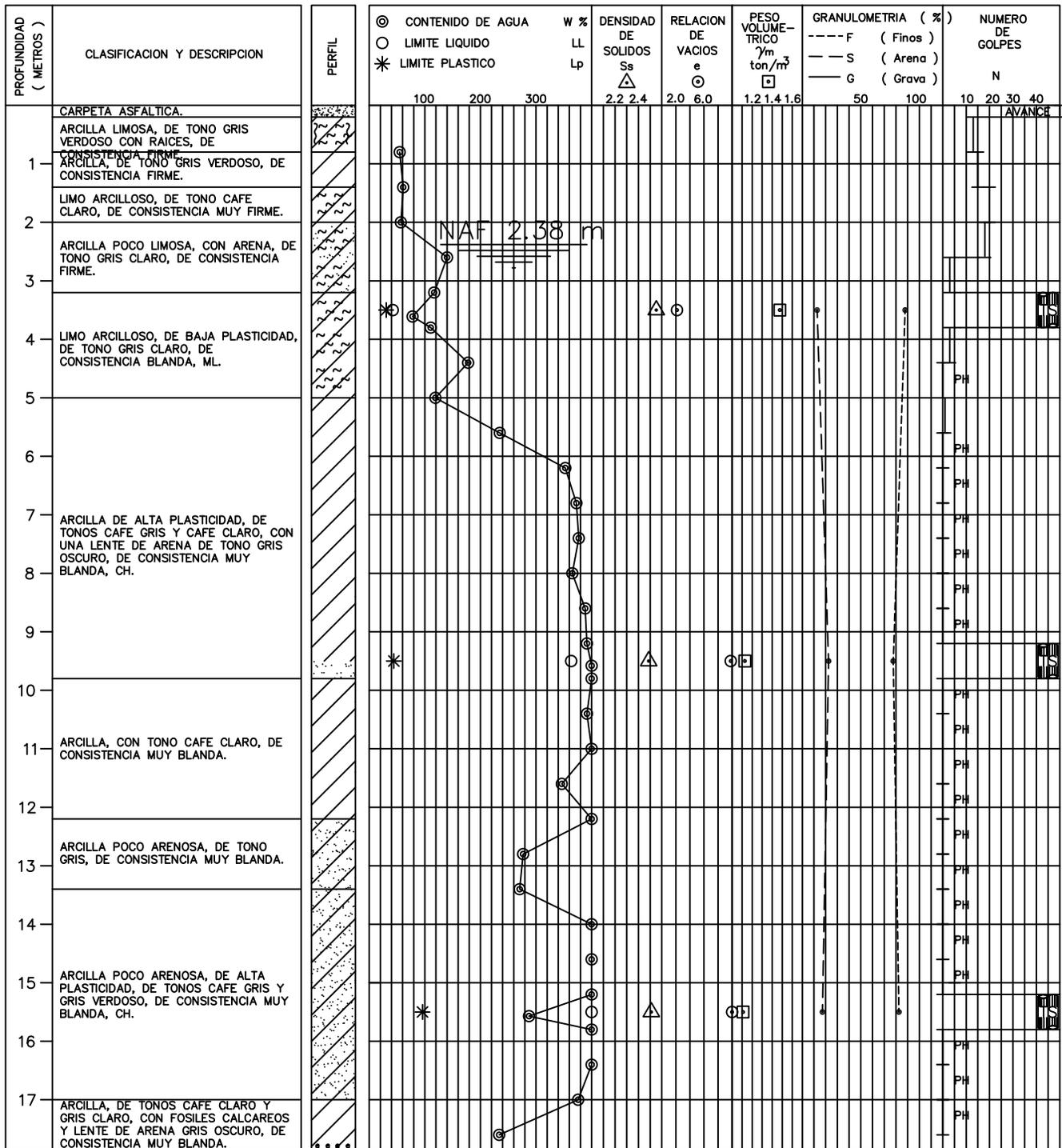
PCA-1 POZO A CIELO ABIERTO

LOCALIZACION DE LOS
SONDEOS

PROYECTORIA VENUSTIANO CARRANZA
PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA
CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71,
COLONIA AERONAUTICA MILITAR,
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA,
MEXICO, D.F.

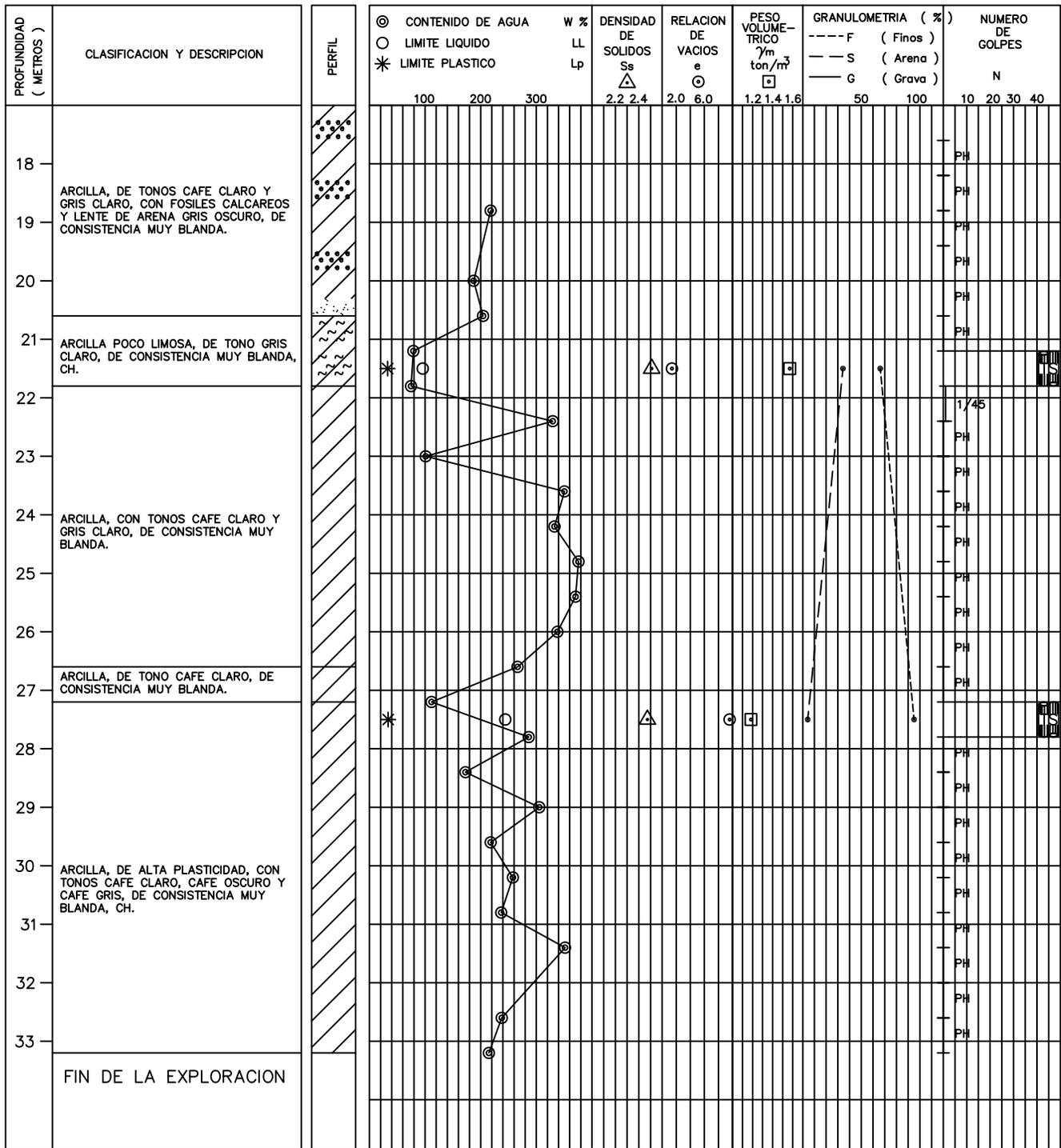
SONDEO :

FIG 2



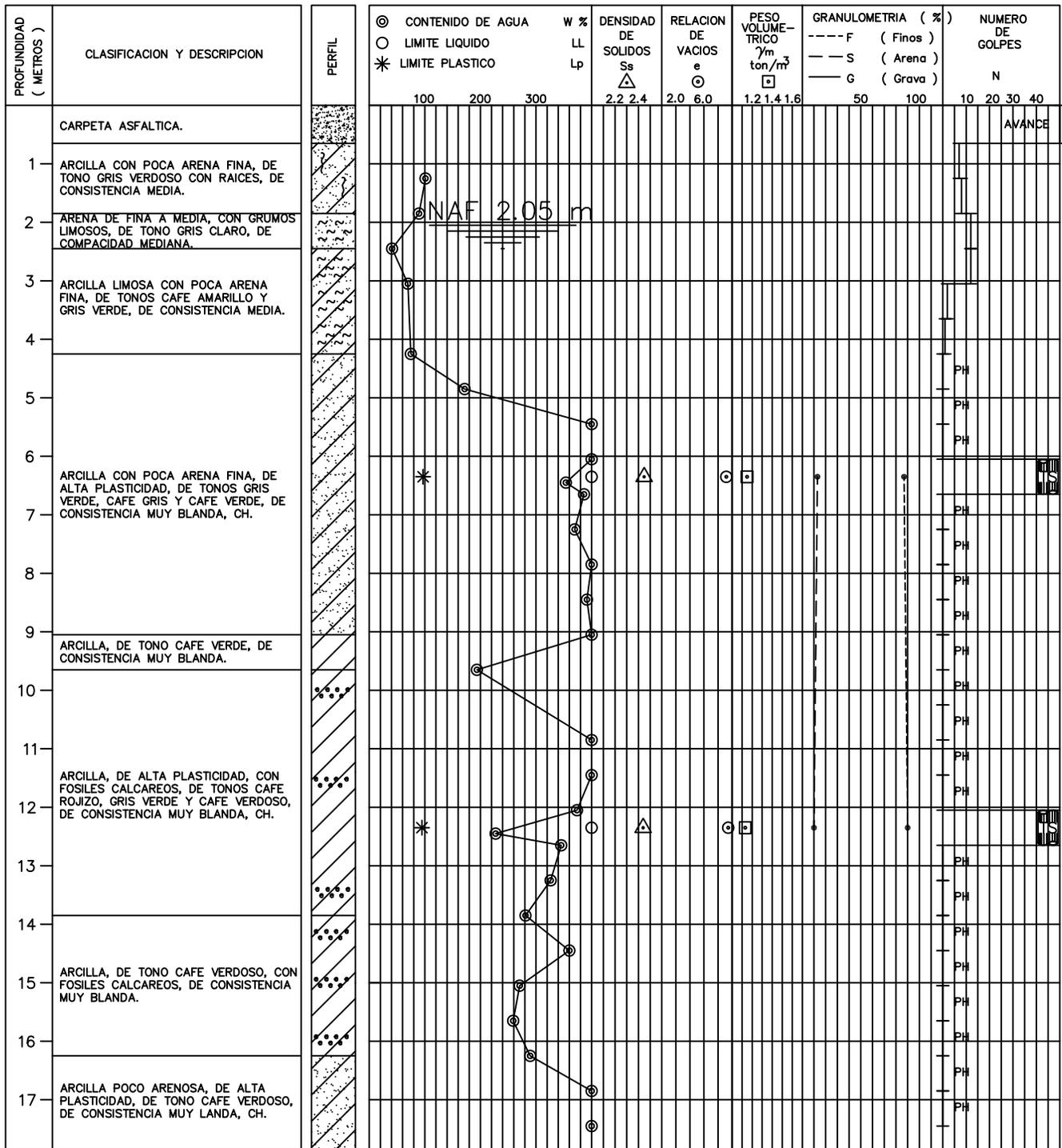
- | | | | | |
|--------------|-----|------------------|-------------------------------|--------------------------|
| ARCILLA | } F | MICROFOSILES | A, AVANCE SIN MUESTREO | TS , TUBO SHELBY |
| LIMO | | VIDRIO VOLCANICA | N, NUMERO DE GOLPES EN 30cm | BT , BROCA TRICONICA |
| TABIQUE ROJO | | ARENA : S | NAF, NIVEL DE AGUAS FREATICAS | PH*, PESO DE HERRAMIENTA |

	PERFIL ESTRATIGRAFICO		PROYECTO PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71, COLONIA AERONAUTICA MILITAR, DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA, MEXICO, D.F.
			SONDEO : SM-1 FIG 6



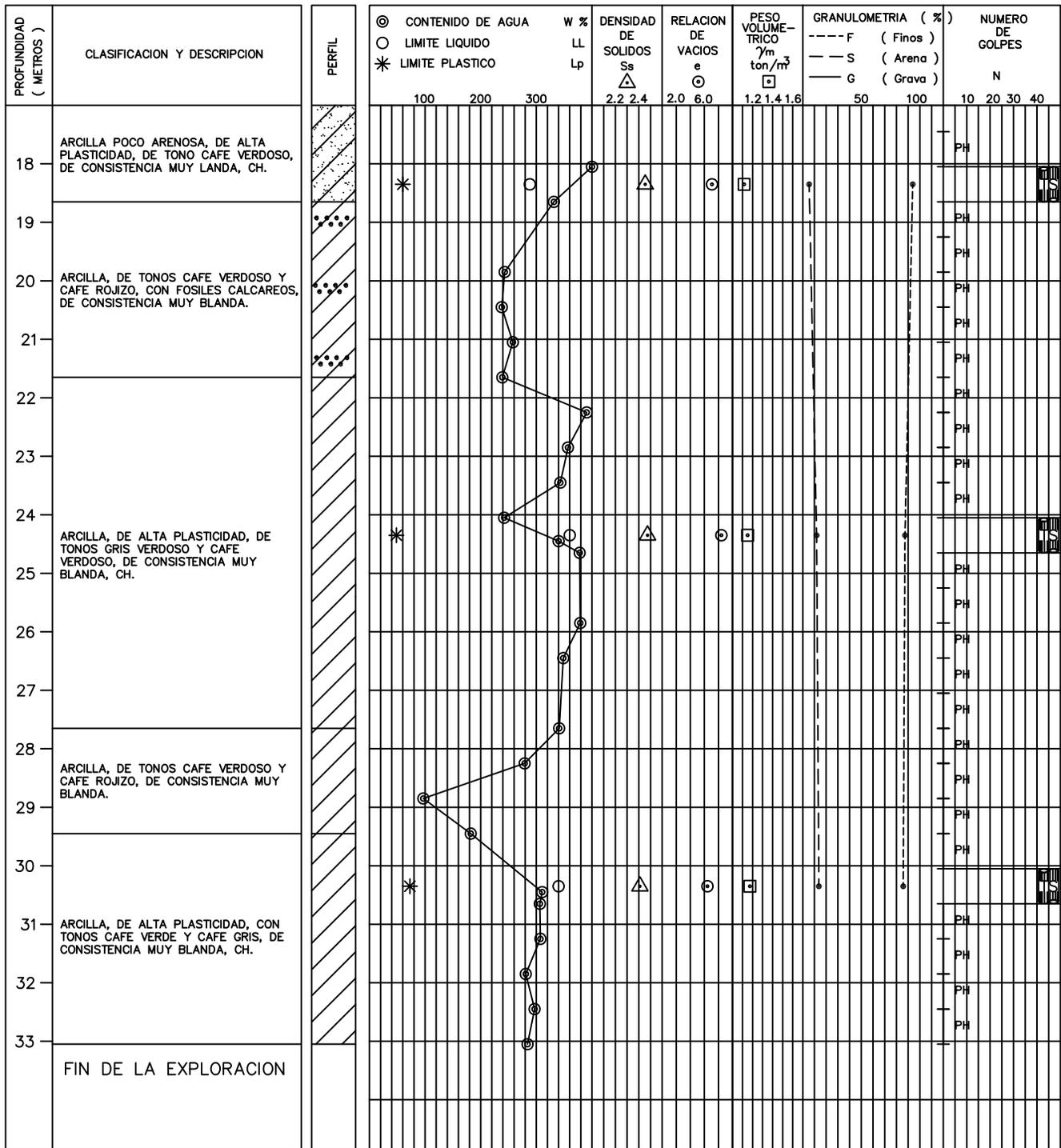
- | | | | | | | |
|--|--------------|-----|--|------------------|-------------------------------|--------------------------|
| | ARCILLA | } F | | MICROFOSILES | A, AVANCE SIN MUESTREO | TS , TUBO SHELBY |
| | LIMO | | | VIDRIO VOLCANICA | N, NUMERO DE GOLPES EN 30cm | BT , BROCA TRICONICA |
| | TABIQUE ROJO | | | ARENA : S | NAF, NIVEL DE AGUAS FREATICAS | PH*, PESO DE HERRAMIENTA |

	PERFIL ESTRATIGRAFICO		PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71, COLONIA AERONAUTICA MILITAR, DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA, MEXICO, D.F.
			SONDEO : SM-1 FIG 7



-
-
-

	<p>PERFIL ESTRATIGRAFICO</p>		PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71, COLONIA AERONAUTICA MILITAR, DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA, MEXICO, D.F.
			SONDEO : SM-2 FIG 8



- | | | | | | | |
|--|--------------|-----|-----------|--|--------------------------|-----------------|
| | ARCILLA | } F | | MICROFOSILES | A, AVANCE SIN MUESTREO | TS, TUBO SHELBY |
| | LIMO | | | VIDRIO VOLCANICA N, NUMERO DE GOLPES EN 30cm | BT, BROCA TRICONICA | |
| | TABIQUE ROJO | | ARENA : S | NAF, NIVEL DE AGUAS FREATICAS | PH*, PESO DE HERRAMIENTA | |

PERFIL ESTRATIGRAFICO	PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71, COLONIA AERONAUTICA MILITAR, DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA, MEXICO, D.F.
	SONDEO : SM-2 FIG 9

PROF. (m)	CLASIFICACION	PERFIL	G %	S %	F %	W _o %	LL _o %	LP ₊ %	CLAS SUCS	S _s	e	G %	γ _h ton/m ³	q _u ton/m ²	C ton/m ²
0.00	RELLENO: LIMO ARENOSO, DE TONO CAFE CLARO, EN LA BASE DEL ESTRATO SE TIENE UNA CAPA DE TEZONTLE DE 2 cm.														
	ARCILLA LIMOSA, DE TONO CAFE OSCURO, CON CASCAJO Y GRAVA.														
1.00	TERRENO NATURAL LIMO ARCILLOSO, DE TONO GRIS CLARO.														
	ARCILLA, DE ALTA PLASTICIDAD, DE TONO CAFE VERDOSO.		0	2	98	*			CH	2.49	2.23	89.20	1.39		2.51
2.00	FIN DE LA EXPLORACION														

W_o CONTENIDO DE HUMEDAD %

LL_o LIMITE LIQUIDO %

LP₊ LIMITE PLASTICO

S_s DENSIDAD DE SOLIDOS

e RELACION DE VACIOS

G GRADO DE SATURACION %

γ_h PESO VOLUMETRICO HUMEDO EN t³/m

q_u RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Kg/cm²

c COHESION EN Kg/cm²

NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS



ARCILLA



LIMO



ARENA



RAICES



GRAVA: G



PIEDRAS



TABIQUE ROJO



BOLEOS

IGE

Ingenieros Geotécnicos
y Estructuristas, S.A. de C.V.

ESTRATIGRAFIA Y
PROPIEDADES DEL SUELO

DIBUJO :
O.G.R.M.

CALCULO :
ING. R.Z.G.

REVISO :
ING. M.A.P.S

PROYECTO
PRELIMINAR
ESTRATIGRAFIA VENUSTIANO CARRANZA
CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71,
COLONIA AERONAUTICA MILITAR,
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA,
MEXICO, D.F.

SONDEO : PCA-1

FIG 10

PROF. (m)	CLASIFICACION	PERFIL	G %	S %	F %	W _o %	LL _o %	LP ₊ %	CLAS SUCS	S _s	e	G %	γ _h ton/m ³	q _u ton/m ²	c ton/m ²	
0.00	RELLENO: CONFORMADO POR CASCAJO, MEZCLADO CON LIMO.															
1.00	TERRENO NATURAL LIMO ARCILLOSO, DE ALTA PLASTICIDAD, DE TONO CAFE OSCURO.		0	6	94	*	⊙	⊙	MH	2.49	2.13	96.37	1.45			3.30
2.00	FIN DE LA EXPLORACION															

W_o CONTENIDO DE HUMEDAD %

LL_o LIMITE LIQUIDO %

LP₊ LIMITE PLASTICO

S_s DENSIDAD DE SOLIDOS

e RELACION DE VACIOS

G GRADO DE SATURACION %

γ_h PESO VOLUMETRICO HUMEDO EN t³/m

q_u RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Kg/cm²

c COHESION EN Kg/cm²

NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS



ARCILLA



LIMO



ARENA



RAICES



GRAVA: G



PIEDRAS



TABIQUE ROJO



BOLEOS

IGE

Ingenieros Geotécnicos
y Estructuristas, S.A. de C.V.

ESTRATIGRAFIA Y
PROPIEDADES DEL SUELO

DIBUJO :
O.G.R.M.

CALCULO :
ING. R.Z.G.

REVISO :
ING. M.A.P.S

PROYECTO
PREPARA
LABORATORIA VENUSTIANO CARRANZA
CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71,
COLONIA AERONAUTICA MILITAR,
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA,
MEXICO, D.F.

SONDEO : PCA-2

FIG 11

PROF. (m)	CLASIFICACION	PERFIL	G %	S %	F %	W _o %	LL _o %	LP ₊ %	CLAS SUCS	S _s	e	G %	γ _h ton/m ³	q _u ton/m ²	C ton/m ²
0.00	RELLENO MEZCLADO DE ASFALTO, PEDACERIA DE TABIQUE Y GRAVA														
1.00	ZAPATA DE 25 cm. DE ESPESOR.														
	ARCILLA LIMOSA, DE ALTA PLASTICIDAD, CON TONO CAFE GRISACEO.		0	4	96	*			CH	2.51	2.51	81.43	1.30		3.30
2.00	FIN DE LA EXPLORACION														

W_o CONTENIDO DE HUMEDAD %

LL_o LIMITE LIQUIDO %

LP₊ LIMITE PLASTICO

S_s DENSIDAD DE SOLIDOS

e RELACION DE VACIOS

G GRADO DE SATURACION %

γ_h PESO VOLUMETRICO HUMEDO EN t³/m

q_u RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Kg/cm²

c COHESION EN Kg/cm²

NAF NIVEL DE AGUAS FREATICAS



ARCILLA



LIMO



ARENA



RAICES

} F



GRAVA: G



PIEDRAS



TABIQUE ROJO



BOLEOS

IGE

Ingenieros Geotécnicos
y Estructuristas, S.A. de C.V.

ESTRATIGRAFIA Y
PROPIEDADES DEL SUELO

DIBUJO :
O.G.R.M.

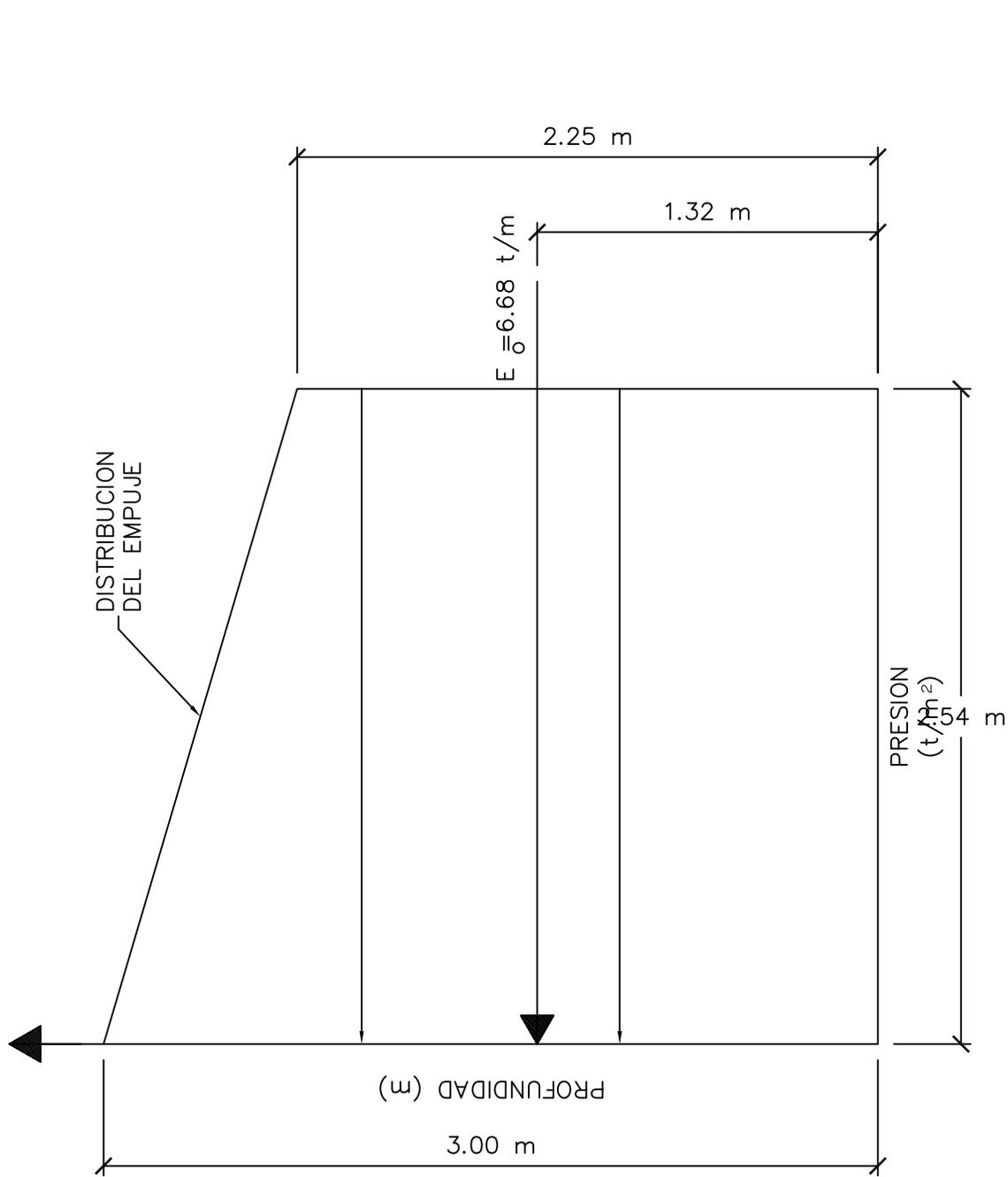
CALCULO :
ING. R.Z.G.

REVISO :
ING. M.A.P.S

PROYECTO
PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA
CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71,
COLONIA AERONAUTICA MILITAR,
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA,
MEXICO, D.F.

SONDEO : PCA-3

FIG 12



ESC: 1:25
ACOT: m

SIMBOLOGIA
E₀ EMPUJE EN REPOSO

IGE

Ingenieros Geotécnicos
y Estructuristas, S.A. de C.V.

DIAGRAMA DE EMPUJE EN
REPOSO REDISTRIBUIDO

DIBUJO :
O.G.R.M.

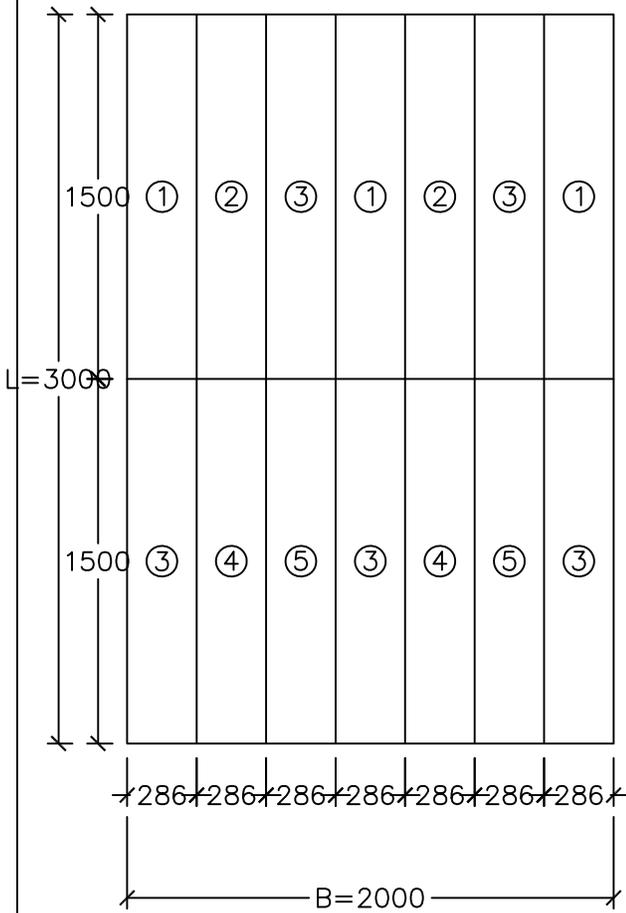
CALCULO :
ING. R.Z.G.

REVISO :
ING. M.A.P.S

PROYECTO:
PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA
CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71,
COLONIA AERONAUTICA MILITAR,
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA,
MEXICO, D.F.

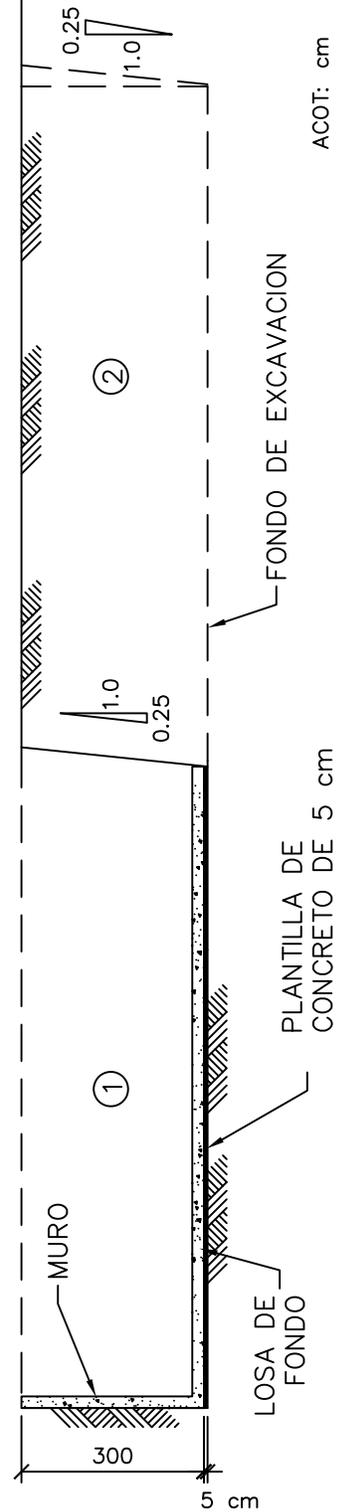
SONDEO :

FIG 40



ETAPAS DE EXCAVACION DE 3.00 X 15.00 m, Y TALUD DE AVANCE 0.25:1.00 (HORIZONTAL A VERTICAL)
 NO SE PUEDE AVANZAR A LA ETAPA SIGUIENTE SI NO SE TIENE COLADA LA LOSA DE FONDO.

SENTIDO DE EXCAVACION



IGE

Ingenieros Geotécnicos
 y Estructuristas, S.A. de C.V.

ETAPAS DE EXCAVACION

DIBUJO :
 O.G.R.M.

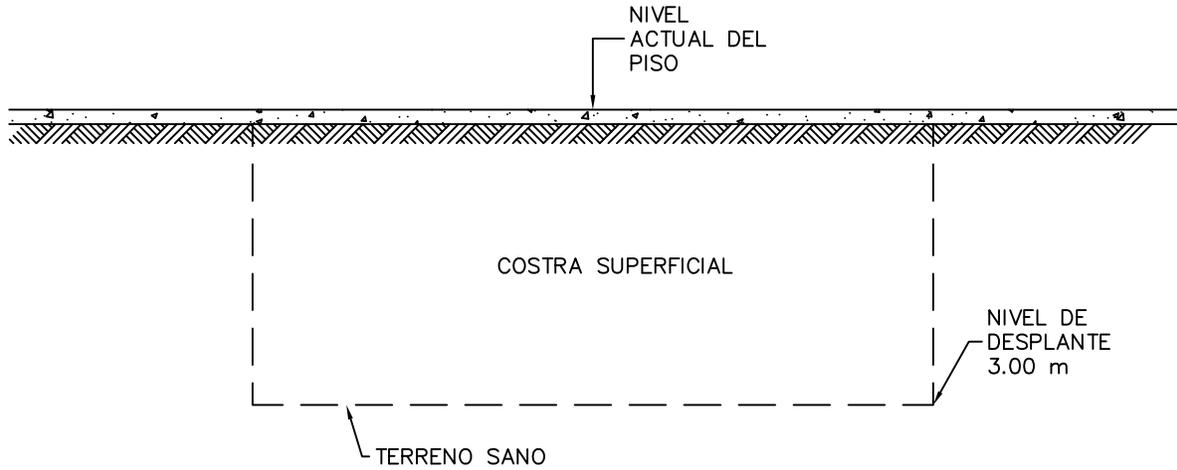
CALCULO :
 ING. R.Z.G.

REVISO :
 ING. M.A.P.S.

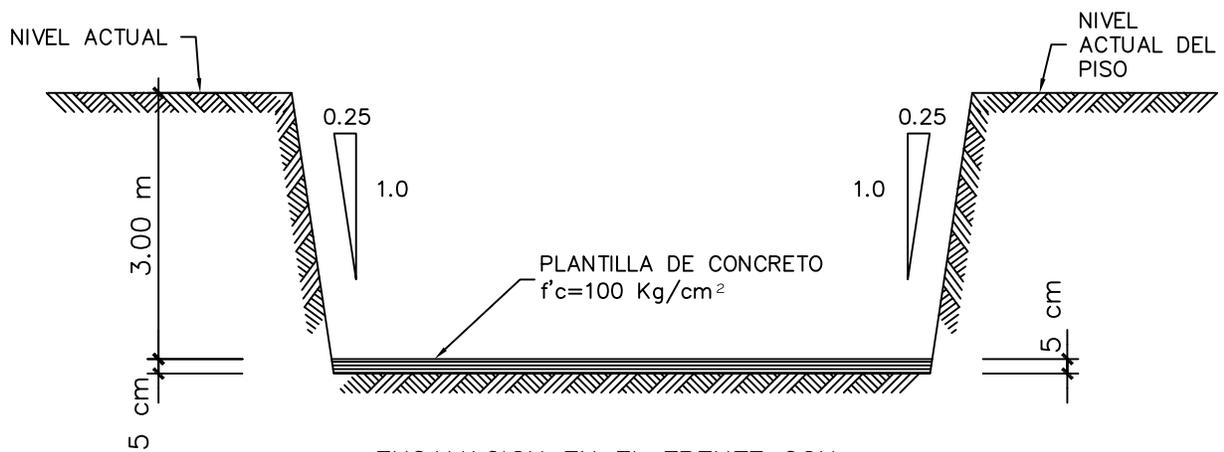
PROYECTO:
 PREPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA
 CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71,
 COLONIA AERONAUTICA MILITAR,
 DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA,
 MEXICO, D.F.

ESCALA: S / E

FIG 41



PROFUNDIDAD MAXIMA DE EXCAVACION 3.05 m
REFERIDO AL NIVEL MAS BAJO DEL PREDIO



EXCAVACION EN EL FRENTE CON
TALUDES 0.25 : 1.00 (HORIZONTAL A
VERTICAL) COLOCACION DE PLANTILLA
DE CONCRETO $f'c= 100\text{Kg}/\text{cm}^2$ Y
PROTECCION DE TALUDES

IGE

Ingenieros Geotécnicos
y Estructuristas, S.A. de C.V.

PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO

DIBUJO :
O.G.R.M.

CALCULO :
ING. R.Z.G.

REVISO :
ING. M.A.P.S.

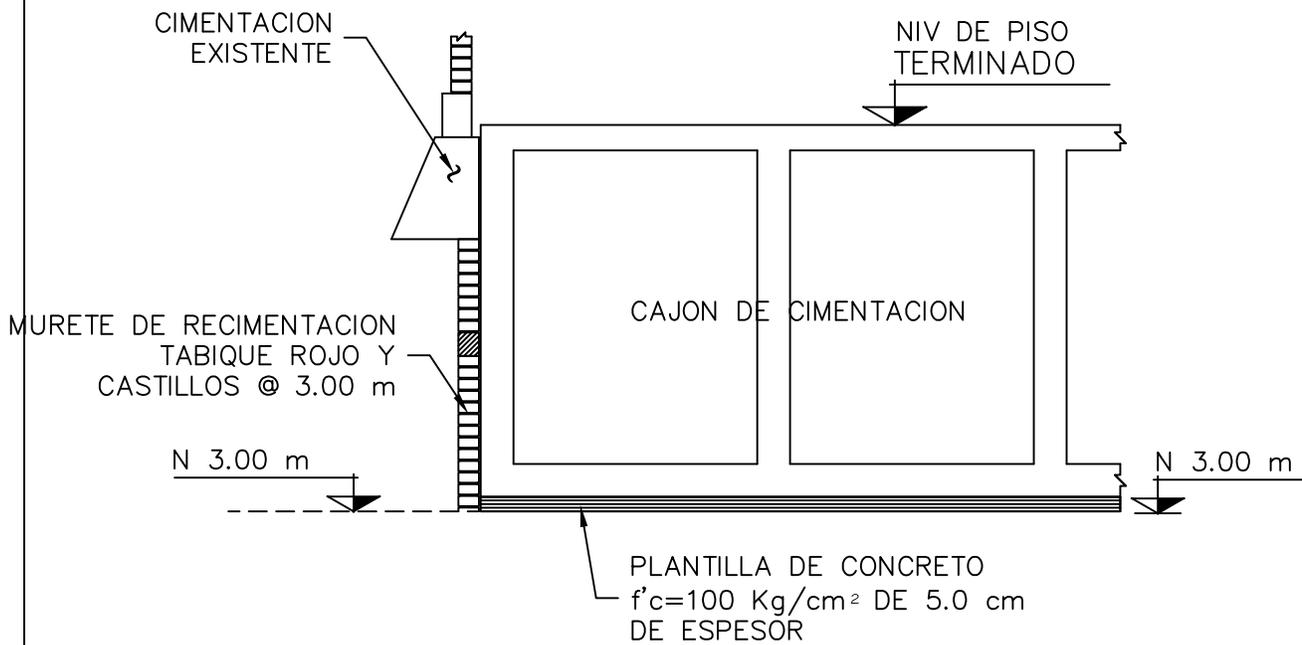
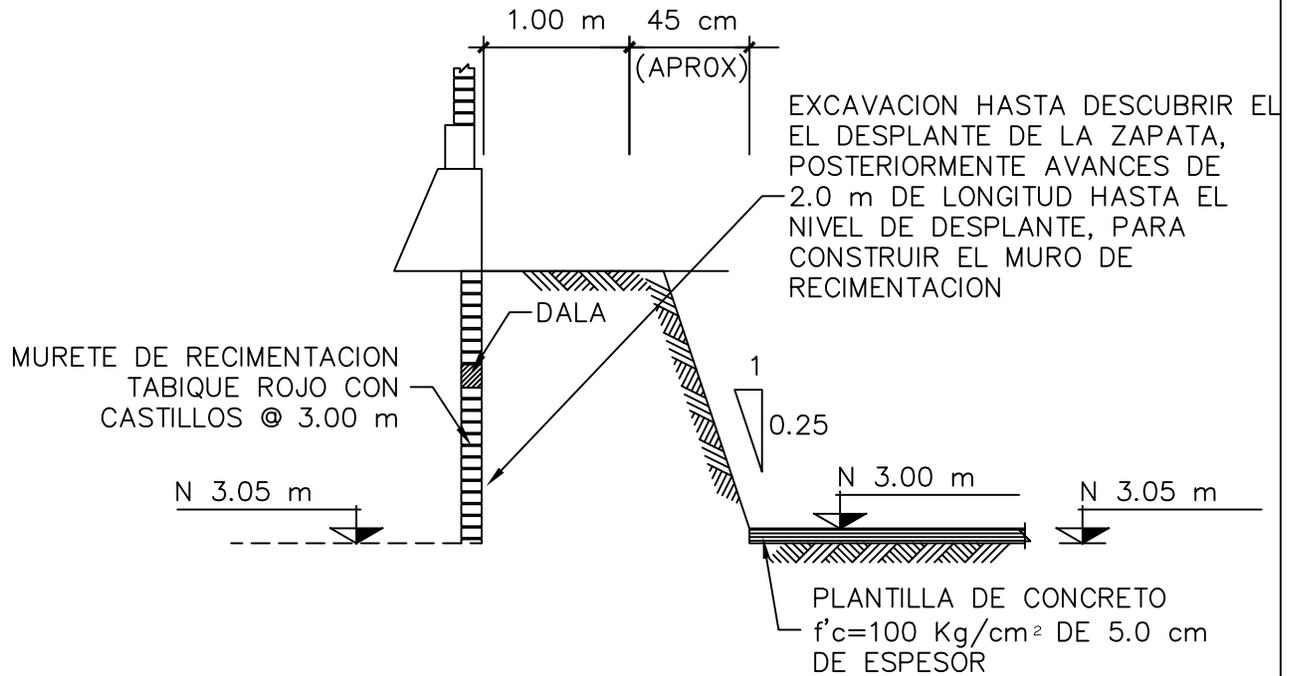
PROYECTO:
REPARATORIA VENUSTIANO CARRANZA
CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71,
COLONIA AERONAUTICA MILITAR,
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA,
MEXICO, D.F.

ESCALA :

S / E

FIG

42



SIN ESC

	<p>PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PROTECCION DE CIMENTACION</p>		<p>PROYECTO PREPARADO POR: INGENIERIA VENUSTIANO CARRANZA CALLE SIDAR Y ROVIROSA No. 71, COLONIA AERONAUTICA MILITAR, DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA, MEXICO, D.F. SONDEO: FIG 45</p>
--	---	--	--



FOTO 1 Vista frontal del predio localizado en Calle Sidar y Rovirosa N° 71, Colonia Aeronáutica Militar, Delegación Venustiano Carranza.



FOTO 7 Equipo posicionado en el lugar donde se perforó el sondeo mixto 1, SM - 1.



FOTO 8 Parte de la herramienta que se usó durante la perforación.



FOTO 9 Personal y equipo durante la perforación del sondeo mixto 1, SM - 1.



FOTO 14 Parte de la muestras recolectadas durante los trabajos de exploración del sondeo mixto 2, SM -2.



FOTO 17 Obsérvese la estratigrafía presente en la pared del pozo a cielo abierto 1, PCA - 1.



FOTO 18 Materiales presentes en la pared del pozo a cielo abierto 2,

BIBLIOGRAFIAS

- 1 GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, 06 DE OCTUBRE DE 2004.
- 2 SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, A. C. DE EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO, SIMPOSIO 10 DE MARZO DE 1978.
- 3 DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL SECRETARIA GENERAL DE OBRAS Y DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACIÓN HIDRÁULICA. ESTUDIO PARA LA INTEGRACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LAS NIVELACIONES DE LOS BANCOS DE NIVEL IMPLEMENTADOS POR LA DGCOH, Y ELABORACIÓN DE SUS CONFIGURACIONES, PERIODO DE HUNDIMIENTO 83-98, NOVIEMBRE 1999.
- 4 INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM . COMENTARIOS, AYUDAS DE DISEÑO Y EJEMPLOS DE LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES, D.D.F., JULIO 1993
- 5 JOSEPH R. BOWLES FOUNDATION ANALYSIS AND DESING, MACGRAW-HILL BOOK COMPANY, 1996, 5ª EDITION
- 6 EULALIO JUAREZ BADILLO, ALFONSO RICO RODRIGUEZ MECANICA DE SUELOS TEORIA Y APLICACIÓN DE LA MECANICA DE SUELOS TOMO II, LIMUSA, MEXICO, 1979.