



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

CASO PRÁCTICO DE UN ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE UN
EDIFICIO EN EL ORIENTE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

DESARROLLO DE CASO PRACTICO

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

DIANA RODRÍGUEZ VÁZQUEZ

DIRECTOR DEL TRABAJO:
ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



MÉXICO

2017



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mi madre:

María Luisa Vázquez Gutierrez

Por el apoyo brindado en todo momento, por los valores que me ha inculcado, y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida. Y sobre todo por ser un excelente ejemplo de superación.

A mi asesor de tesis:

Ing. Gabriel Ruíz González

Agradezco infinitamente su paciencia y su apoyo, así como de los buenos instrumentos dados en clase para toda una vida profesional, llena de esfuerzo y dedicación, para seguir creciendo como persona.

A mi hermano:

Francisco Javier Rodríguez Vázquez

Por ser parte de mi vida y representar un apoyo incondicional en aquellos momentos de dificultad, me has enseñado a que con paciencia y esfuerzo todo es posible, gracias por preocuparte por tu hermana mayor.

A mi ejemplo de vida:

Manuel Vázquez Gutierrez

Por enseñarme lo que es tener una familia que te apoyara siempre, a dar todo sin esperar nada a cambio. Pero sobre todo por ser un padre para mí y mi hermano, siempre estando cuando te hemos necesitado. Y es gracias a usted que he logrado hasta ahora todo lo que me he propuesto. Gracias papá te quiero.

Capitulado

Introducción

Objetivo

Objetivos específicos

| | |
|--|----|
| I. Antecedentes..... | 1 |
| II. Exploración y muestreo del subsuelo. | 11 |
| III. Pruebas de laboratorio. | 23 |
| IV. Características estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio de interés..... | 28 |
| V. Análisis de la cimentación..... | 39 |
| V.1. Que es una cimentación y características que debe cumplir para ser viable. | 39 |
| V.2. Propuesta de cimentación, en base a las características estratigráficas y físicas del sitio de interés. | 40 |
| V.3. Bases para determinar el desplante de la cimentación. | 42 |
| V.4. Acciones. | 43 |
| V.5. Área de la cimentación. | 44 |
| V.6. Cálculo de las cargas considerando las acciones. | 44 |
| V.7. Determinación de la profundidad del desplante en condiciones parcialmente compensadas..... | 46 |
| V.8. Revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas. | 48 |
| V.9. Revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas. | 51 |
| V.10. Esfuerzos máximos. | 55 |
| V.11. Revisión del estado límite de falla en condiciones de servicio. | 57 |
| V.12. Evaluación de expansiones elásticas. | 58 |
| V.12.1. Expansiones elásticas en el centro. | 62 |
| V.12.2. Expansiones elásticas en la esquina..... | 63 |
| V.13. Cálculo de asentamientos diferidos por consolidación. | 64 |
| V.14. Empujes en muros perimetrales. | 73 |
| V.14.1. Empuje debido al suelo. | 74 |
| V.14.2. Empuje debido al agua..... | 74 |
| V.14.3 Empuje debido al sismo. | 75 |
| V.14.4. Empuje debido a la sobrecarga..... | 75 |
| VI. Determinación del proceso constructivo para la excavación. | 79 |
| VI.1. Estabilidad de taludes..... | 79 |

| | |
|---|-----|
| VI.2. Falla de fondo por cortante..... | 80 |
| VII. Proceso constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación. | 81 |
| VIII. Instrumentación..... | 83 |
| Conclusiones..... | 84 |
| Bibliografía. | 87 |
| Anexos. | 88 |
| Anexo I Reporte fotográfico. | 88 |
| Anexo II Pruebas de laboratorio..... | 103 |

Introducción.

Durante los últimos 65 años, la población en México se ha cuadruplicado. Solo en el lapso de 2010 a 2015, la población se incrementó en 7 millones de habitantes, lo que representa un crecimiento promedio anual de 1.4 por ciento. Si nos centramos en la Ciudad de México, la cual es considerada una de las entidades con mayor número de habitantes con 8,918,653 habitantes; y aún más se estima que la población en la Delegación Iztapalapa la cual es el punto del sitio de interés en este caso práctico es de 1,827,868 habitantes.

El incremento exagerado de la población conlleva a la construcción de diferentes edificios de índole gubernamental; en este caso es de conocimiento que el edificio aledaño al edificio de interés cuenta con una capacidad de albergar a 5 mil 631 personas sin embargo el sector de la población que se alberga asciende a 12 mil 793 personas.

Es evidente la sobrepoblación a la cual está sujeta este edificio; lo cual conllevó a la construcción de un edificio de carácter administrativo que ayude en el proceso punitivo al cual está sujeto este sector de la población.

La construcción de este edificio es de interés en el campo de la Mecánica de Suelos debido al planteamiento de obtener la alternativa más adecuada de cimentación para el edificio proyectado de cuatro niveles más un sótano sobre suelo de tipo lacustre, de acuerdo con los estudios realizados en el predio de interés.

Cabe resaltar que las cimentaciones en la Ciudad de México han sido sometidas a exhaustivos y detallados estudios, debido a las características y condiciones mecánicas y geológicas a las cuales se encuentra sujeta. Esto se logra visualizar incluso en una misma zona, ya que la desecación a la cual fue expuesta la Ciudad de México propicio la diversidad de depósitos que se observan actualmente. En base a lo anterior se logra concluir que existe una heterogeneidad de cimentaciones en la Ciudad de México y aunque se construyan proyectos similares es necesario realizar los estudios pertinentes para cada proyecto.

Sin embargo, no solo las características geológicas originales de la zona influyen en la determinación de la cimentación, existen diversos factores a los cuales está sometida; uno de los cuales que tiene cierta relevancia son los hundimientos, en este punto es de conocimiento que existen los propios del sitio de construcción y los generados debido a las cargas de la superestructura, pero adicionales a estos se encuentran los generados debido a la sobre explotación de los recursos hídricos producidos debido al crecimiento de las zonas urbanas. En la Delegación Iztapalapa esto ha ocasionado que la zona montañosa exista una menor infiltración de agua de la que se extrae, lo que ha ocasionado que la zona lacustre los sedimentos arcillosos pierdan agua y se compacten.

Esto se traduce en hundimientos y agrietamientos del terreno, los cuales varían de acuerdo a la necesidad de extracción de agua y de las condiciones del subsuelo. En la Delegación de Iztapalapa estos hundimientos han sido progresivos y se han presentado de manera irregular los cuales están asociados al fracturamiento del subsuelo y en consecuencia con la afectación a la infraestructura.

En base a lo anterior se determina la trascendencia que existe en los estudios de mecánica de suelos ya que además de analizar las cargas que la superestructura transmitirá al subsuelo, analiza el comportamiento de las cimentaciones a largo plazo contemplando los factores a los cuales serán sometidas; previendo de esta manera la presencia de hundimientos significativos que afecten a la superestructura. Para el caso práctico desarrollado se buscó la alternativa que cubriera con las características del sitio de interés y se comportara de una forma correcta, considerando la envergadura del edificio proyectado, se aseguró que el deterioro se encontrara sobre lo previsto en el proyecto.

El presente desarrollo del caso práctico en cuestión, está basado fundamentalmente en los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio correspondientes y se deberá considerar también el conocimiento de forma general y práctica del proyecto ejecutivo con razón de determinar las cargas a las cuales se encontrará impuesto el subsuelo y además de los esfuerzos inducidos debidos a estas cargas, así como los asentamientos y expansiones que pudieran ocurrir;

criterios que favorecerán en un lapso de tiempo donde se preverán hundimientos diferenciales y/o fallas estructurales de alto impacto al edificio proyectado. Como ya se mencionó en este caso se consideraron distintos criterios que ayudan la predisposición de estas consecuencias; tomando en cuenta salvaguardar la integridad del inmueble y del personal que se encuentre en este.

En conclusión, se debe reparar que la elaboración de la presente tesis lleva como consigna el análisis y revisión de la cimentación del edificio en construcción localizado en la calle Reforma no. 100 de la colonia San Lorenzo de la Ciudad de México; por lo cual será necesaria la aplicación de principios teóricos y prácticos básicos en la Mecánica de Suelos.

Con el fin de realizar esta tesis más esquemática e ilustrativa, fue necesaria dividirla en 8 capítulos los cuales son temas de consideración importantes para dar un preámbulo detallado del análisis de la cimentación. En la primera parte se aborda una descripción general del proyecto; posteriormente en el segundo capítulo se incluyen los métodos de exploración y muestreo del subsuelo; en el capítulo tercero se encuentran las pruebas de laboratorio correspondientes al predio de interés; en el capítulo cuarto se detallan las características físicas y estratigráficas del subsuelo del sitio de interés; el quinto capítulo contendrá el análisis detallado de la cimentación la cual es una parte fundamental para el diseño final de la cimentación del edificio; en el sexto capítulo se observa la determinación del proceso constructivo para la excavación del sitio de interés; el capítulo séptimo contendrá procedimiento constructivo, en el cual se hace un resumen de la manera en que se ejecutará la construcción de la cimentación; y por último en el octavo capítulo se observa la instrumentación y las conclusiones y recomendaciones finales, hechas después de la revisión de los resultados obtenidos de los capítulos anteriores.

Objetivo.

Realizar el análisis de la cimentación de un edificio en el Oriente de la Ciudad de México, aplicando principios teóricos y prácticos basados en la Mecánica de Suelos. Así como observar la factibilidad del tipo de cimentación escogida para el proyecto especificado, aplicando modelos matemáticos y herramientas computacionales.

Objetivos específicos.

- ◆ Realizar una investigación de la zona de interés que muestre la historia geológica donde se planea realizar el proyecto.
- ◆ Determinar las condiciones a las cuales estará sometido el cajón de cimentación parcialmente compensado.
- ◆ Obtener mediante ensayos de laboratorio a distintas profundidades un registro de las propiedades del subsuelo del sitio de interés.
- ◆ Concluir la viabilidad del proyecto teniendo en cuenta el análisis realizado del comportamiento de la cimentación.

I. ANTECEDENTES

I. Antecedentes.

Se proyecta la construcción de un edificio en el oriente de la Ciudad de México, con instalaciones aledañas; ubicado en la calle Reforma no. 100, Colonia San Lorenzo Tezonco, en la Delegación Iztapalapa, Ciudad de México. En las figuras 1 y 2 se muestra la ubicación del sitio de interés.



Figura 1 Croquis de localización

I. ANTECEDENTES



Figura 2 Vista del predio de interés.

El predio de interés colinda al sur con la calle reforma, al norte con la calle Río Nilo, al oriente con la calle Jesus Garibay; y al poniente colinda con el Anillo Periférico canal de Garibay.

Especificando el área de interés, se ubica en la parte Sur Oriente de Instalaciones aledañas a la ubicación del edificio y actualmente se encuentra ubicado por un estacionamiento, con el nivel de piso terminado a la cota ± 0.00 . Presenta una topografía sensiblemente horizontal.

El proyecto contempla la construcción de un edificio de cuatro niveles más un nivel en sótano. Estructurado a base de marcos de acero, constituidos por columnas,

I. ANTECEDENTES

trabes y contraventeos de estructura metálica y losacero, en los cuales se observa la siguiente distribución:

- ◆ Sótano con un área de desplante de 146.00 m², para acceso de imputados, con un NPT= -2.80 m, con respecto al nivel de ± 0.00, como se muestra en la figura 3.

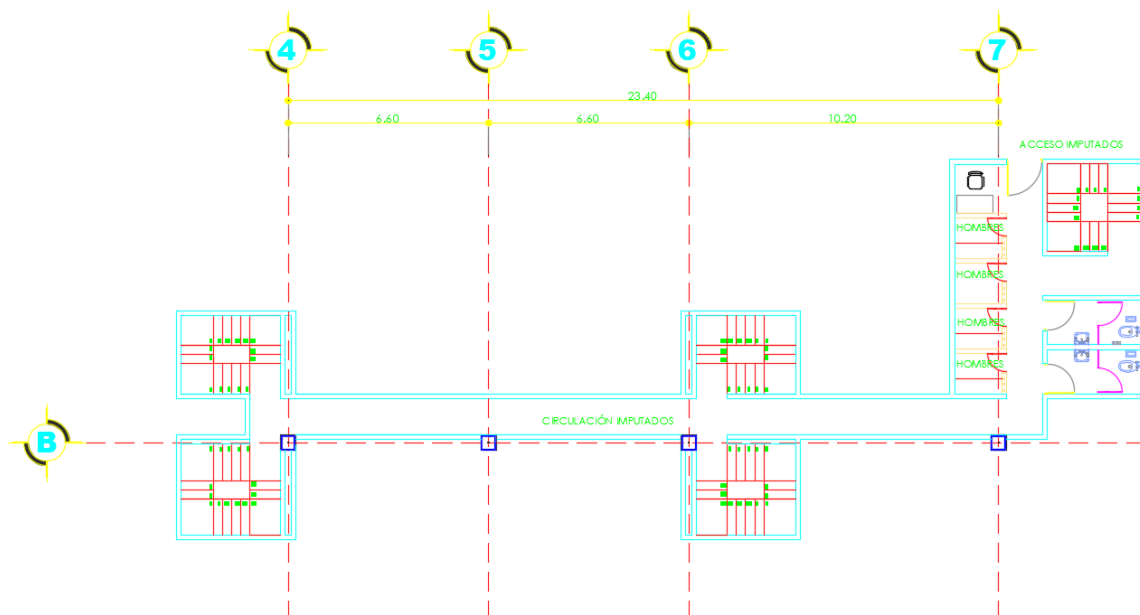


Figura 3. Planta del sótano para el paso de imputados.

I. ANTECEDENTES

- ◆ Planta baja, con un NPT= ± 0.20 m, con un área de desplante de 2222 m²; que será utilizada en estacionamiento y servicios, con capacidad para 30 cajones, elevadores y escaleras; además esta planta contará con los cuartos de máquinas, el área de testigos, el centro de informática y mantenimiento, vestidores de vigilancia y cuarto de circuito cerrado de tv; y rampa de acceso principal al público al primer nivel. Como se muestra en la figura 4.

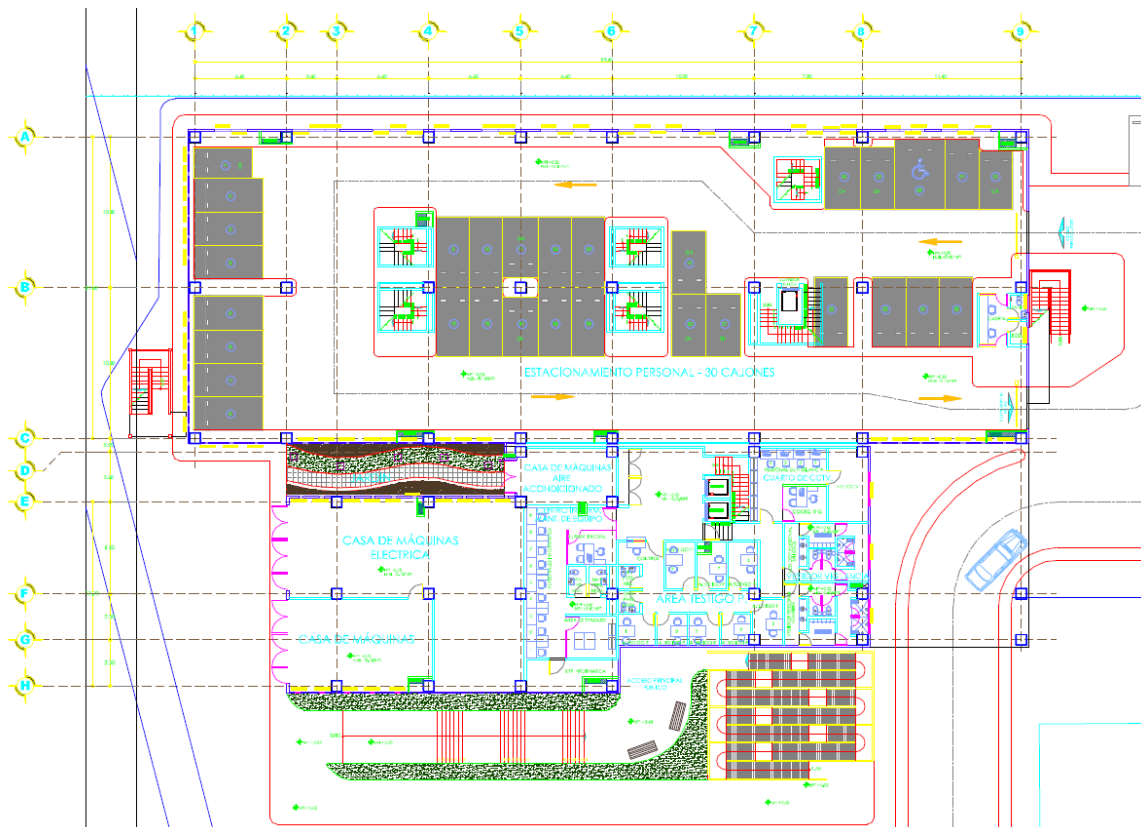


Figura 4. Planta baja del estacionamiento y los servicios.

I. ANTECEDENTES

- ◆ Planta primer nivel de acceso, tiene un área en planta de 2166 m², dicha planta cuenta con: planta de acceso al público, del nivel + 0.20 m al vestíbulo principal con nivel + 3.40 m. Cuenta además con un ministerio público de PGJDF (Procuraduría General de la Justicia de la Ciudad de México), defensorías de oficio, cuatro salas de control de seguridad sencilla, cuatro salas de control de seguridad media, unidad de informática, una sala de alto impacto, baños, escaleras y elevadores, sala de jueces y pasillos de circulación, como se muestra en la figura 5.

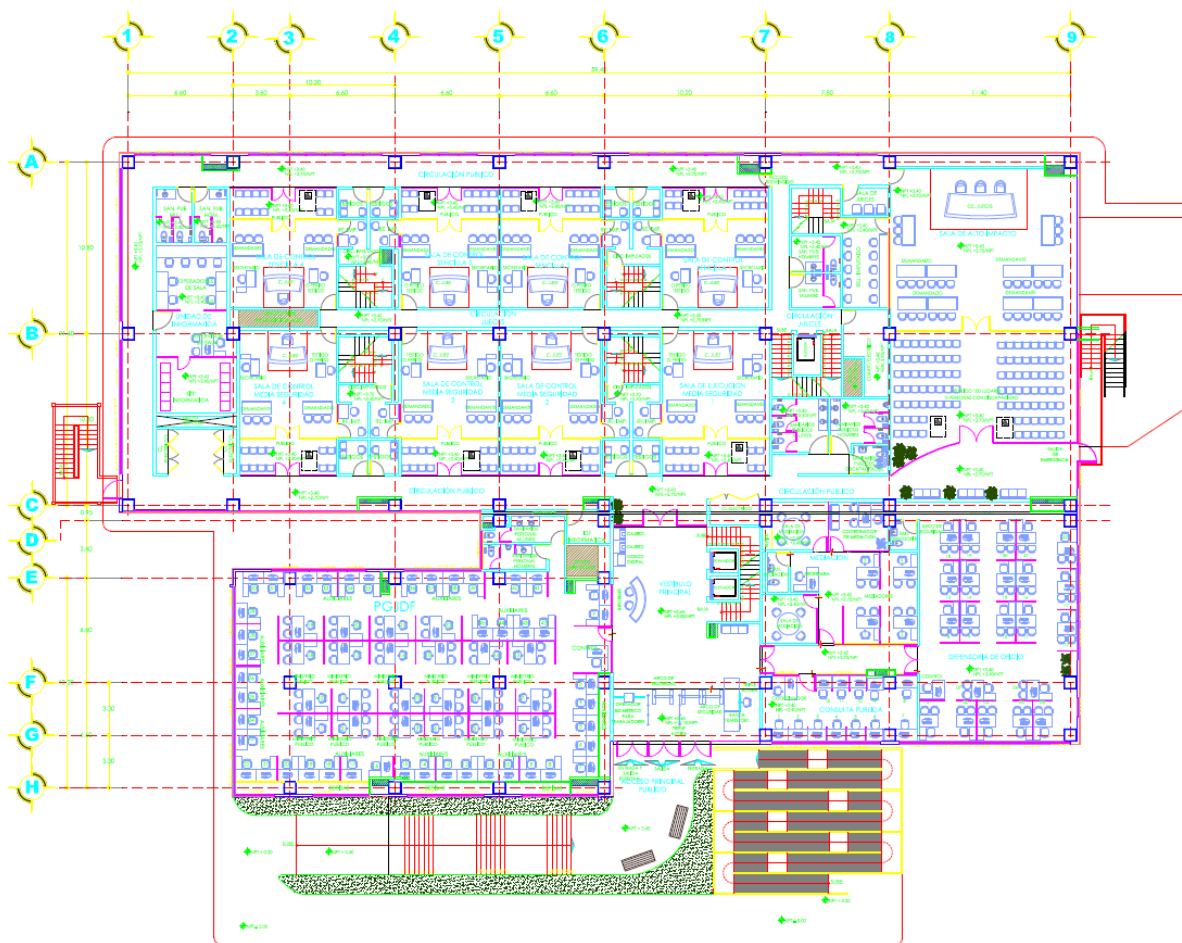


Figura 5. Planta primer nivel de acceso.

I. ANTECEDENTES

- ◆ Planta segundo nivel, con un área de 2143 m², cuenta con: vestíbulo con nivel de + 7.45 m, sala de gestión, sala auxiliar de audiencias, cuatro salas de control de seguridad sencilla, cuatro salas de control de seguridad media, unidad de informática, una sala de área de jueces, baños, escaleras y elevadores y pasillos de circulación, como se muestra en la figura 6.

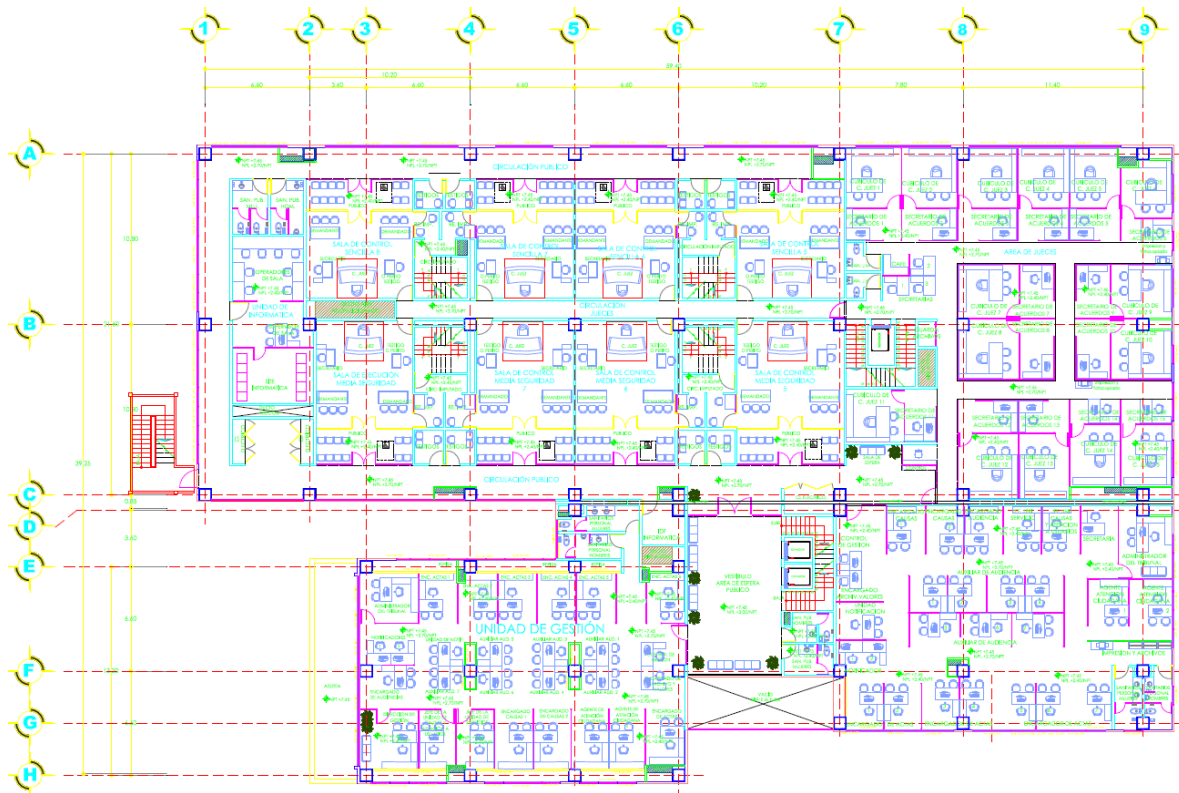


Figura 6. Planta segundo nivel.

I. ANTECEDENTES

- ◆ Planta tercer nivel, con área de 1633 m², cuenta con: vestíbulo con nivel +11.50 m. Unidad de gestión, tres salas de control de seguridad sencilla, dos salas de juicio oral colegiado, unidad de informática, una sala de área de jueces, baños, escaleras y elevadores y pasillos de circulación, como se muestra en la figura 7.

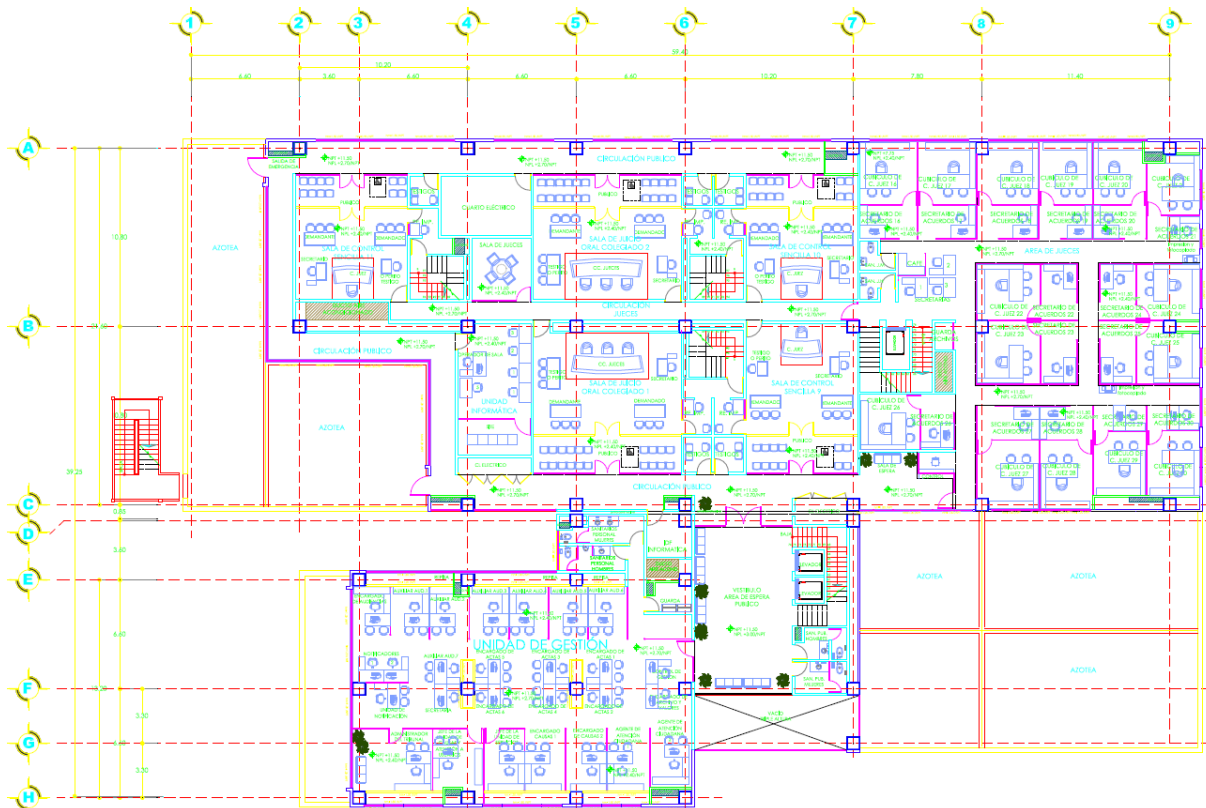


Figura 7. Planta tercer nivel.

I. ANTECEDENTES

A continuación, se observa en la figura 8 una planta del conjunto a nivel de Planta baja, y en las figuras 9 a 12 se presentan los cortes verticales, con respecto a los diferentes ángulos del edificio.

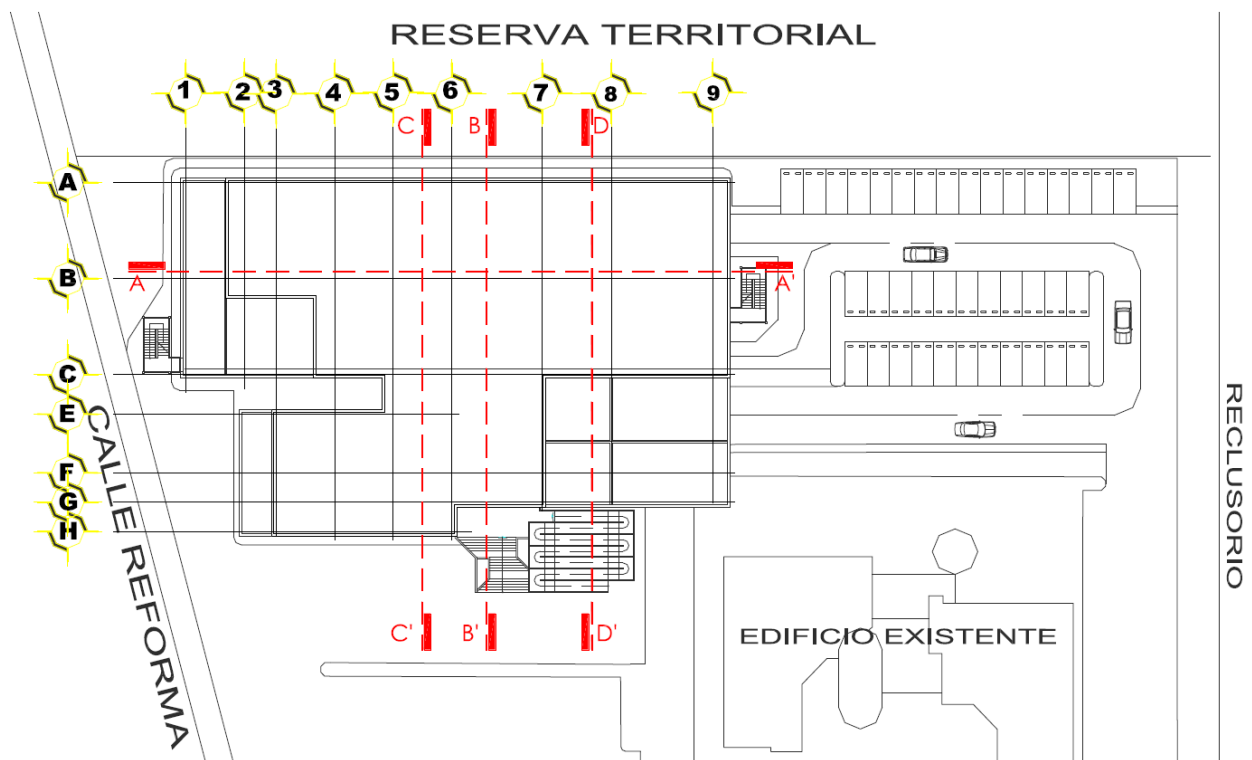


Figura 8. Planta del conjunto.

I. ANTECEDENTES

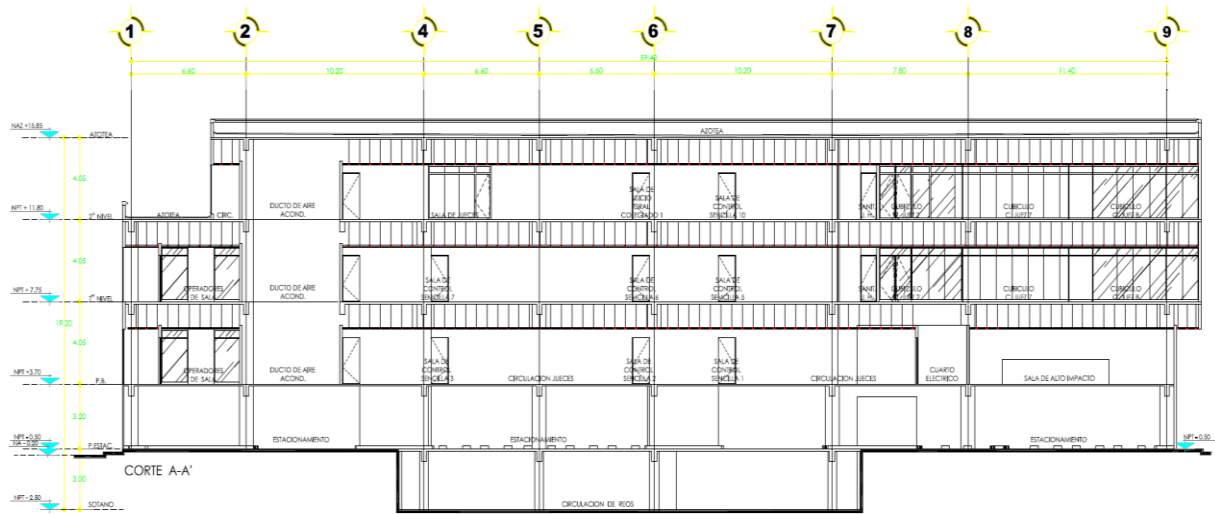


Figura 9. Corte longitudinal A-A'

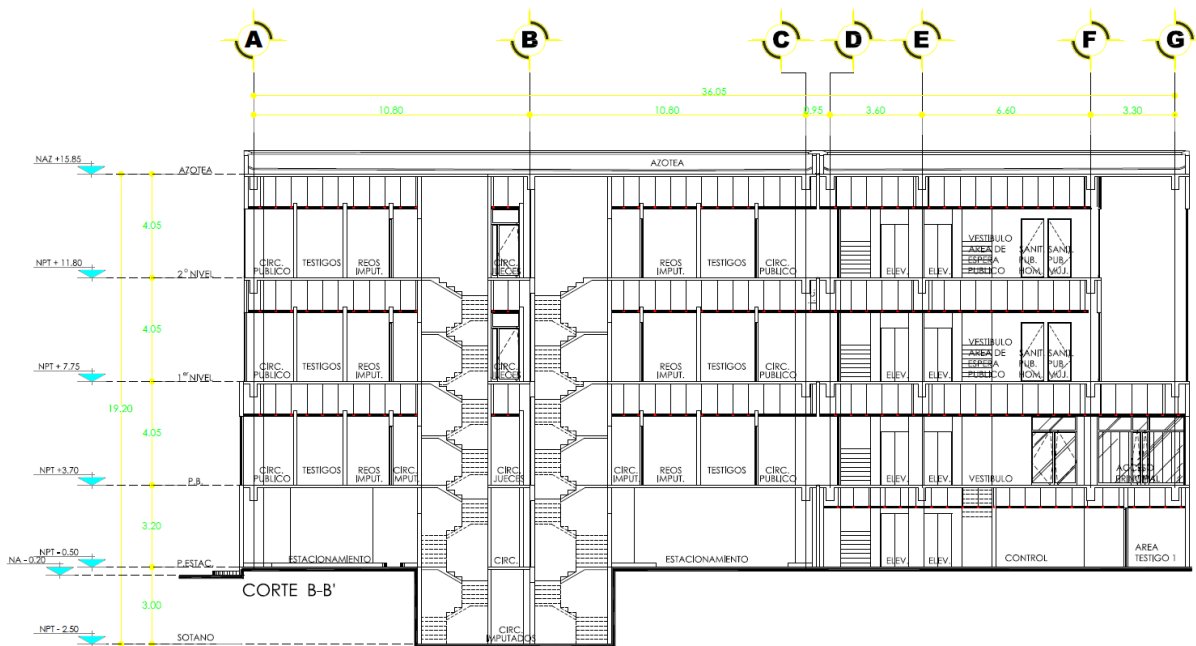


Figura 10. Corte transversal B-B'

I. ANTECEDENTES

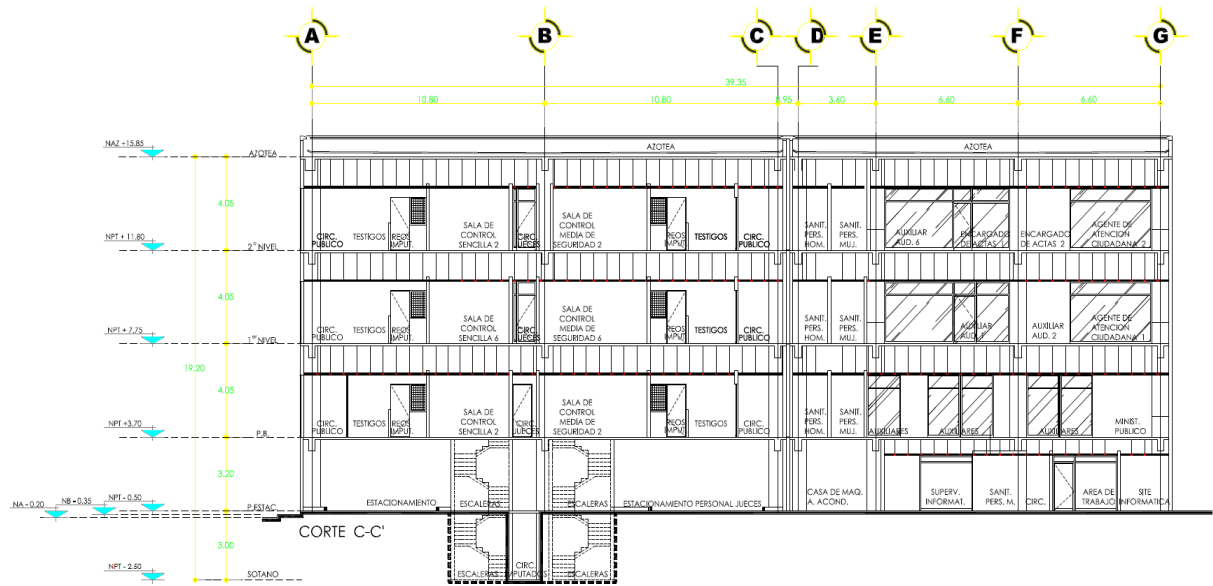


Figura 11. Corte transversal C-C'

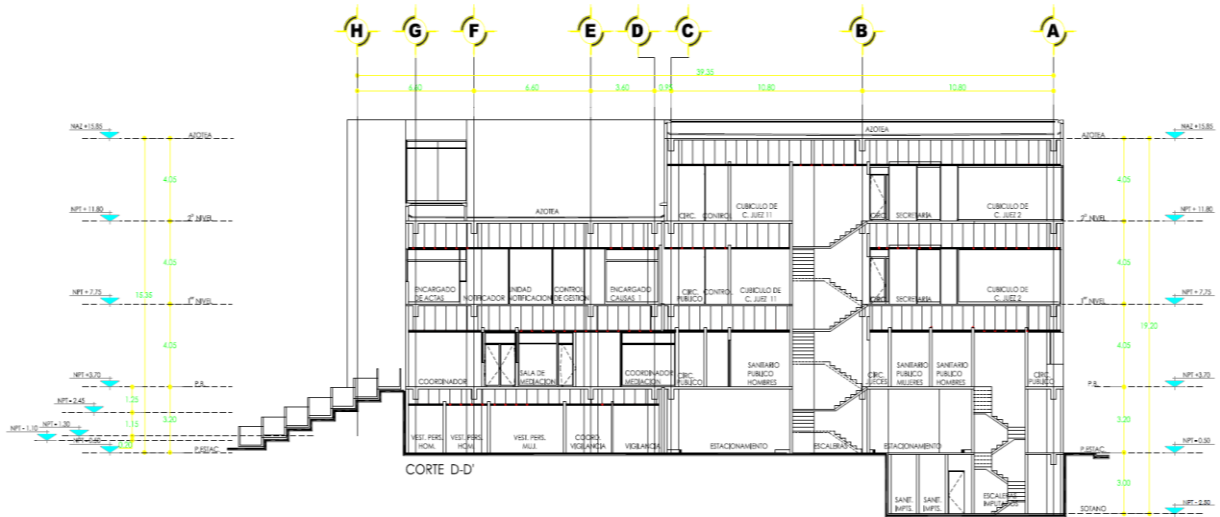


Figura 12. Corte transversal D-D'

II. Exploración y muestreo del subsuelo.

Mediciones in-situ Sondeo de Cono Eléctrico (SCE)

La prueba de penetración con cono eléctrico es la técnica de exploración de suelos más eficiente cuando se trata de suelos blandos (arcillas blandas de la Cuenca de México), tiene una mayor precisión, dicho aparato fue desarrollado en Holanda. Este sondeo mide la resistencia al corte no drenado de los suelos.

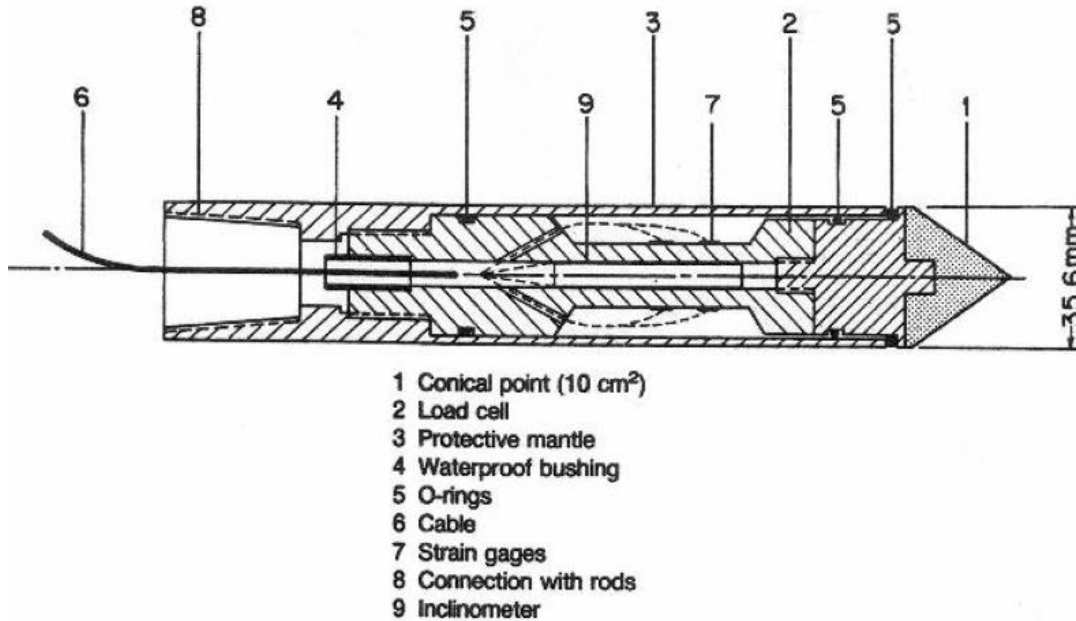
Su principio de funcionamiento es en base a un sistema hidráulico con una velocidad de penetración controlada, y estandarizada por la Norma ASTM D344-75, la cual para arcillas de la Ciudad de México es de 1.0 cm/seg.¹ El ensaye se basa en el hincado del cono el cual es empujado por una columna de barras de acero, de 3.60 cm de diámetro, por cuyo interior sale un cable que lleva su señal a la superficie.

Las pruebas de cono pueden ser de tipo cuasi-estático o dinámico, aplicándose según las variaciones, con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta y fricción; la correcta interpretación de estos parámetros, permite definir con precisión los cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Considerando el preámbulo anterior de este sondeo y la zona de construcción (Zona III) del edificio proyectado se optó por la realización de este. Para definir las condiciones estratigráficas del subsuelo en el predio de interés, se realizó un sondeo de cono eléctrico a una profundidad de 30.0 m denominado SEC-1; midiendo de esta forma la resistencia a la penetración por punta (q_c), a cada 10.0 cm. (De la Cruz Soto, 2000).

¹ Se debe considerar que la Norma ASTM D344-75 difiere con respecto a la velocidad de hincado en la Ciudad de México; debido a que esta propone una velocidad de 1 a 2 cm/seg \pm 25%. Pero se ha puntualizado en la Ciudad de México es usual el uso de una velocidad de hincado de 1 cm/seg.

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



Penetrómetro eléctrico tipo Fugro

Sondeo Mixto

Con el objetivo de conocer las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 30.0 m de profundidad denominado SM-1.

El sondeo mixto es un método directo el cual consiste en combinar procedimientos de exploración, generalmente penetración estándar y muestreo con tubo Shelby. El tubo Shelby o también llamado tubo de pared delgada, él cual es un tubo de acero sin costuras y cuyo objetivo es la toma de muestras in situ.

Este tipo de muestreos se utiliza de suelos blandos a semiduros los cual pueden estar localizados arriba o abajo del nivel freático. El mecanismo de funcionamiento es el siguiente: el tubo acero de 10.0 cm de diámetro y 1.0 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por la parte superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión mediante su hincado y que se cierra durante la extracción; se hinca a presión de 80.0 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 30.0 cm donde se alojan los azolves que pudiera tenerse en el fondo de la perforación.

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

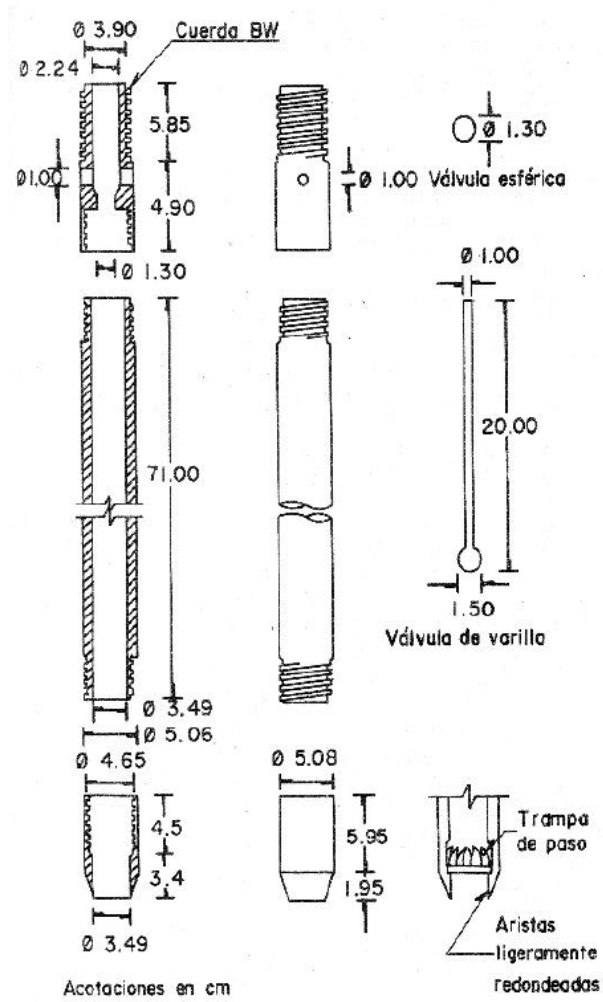
En relación a la prueba de penetración estándar² se le atribuye que es un procedimiento directo, que proporciona los resultados más confiables sobre el suelo explorado. El penetrometro estándar es un tubo de pared gruesa dispuesto a media caña que facilita la extracción de la muestra, de 3.50 cm de diámetro interior. La prueba consiste en hincar 60.0 cm del penetrometro estándar mediante energía proporcionada por un martinete de 63.50 kg de peso que cae libre desde una altura de 75.0 cm \pm 1.0 cm que impacta sobre una pieza de yunque integrada a la tubería de perforación, contando el número de golpes dados para avanzar a los 30.0 cm intermedios.

Si no se logra introducir los 60.0 cm cuando se han alcanzado los 50 golpes, la prueba se suspende y por extrapolación se deduce el número de golpes N.

De esta manera se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte mediante correlaciones empíricas con el número de golpes. (Alejandro, 2004).

² Esta técnica es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos como en la Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones son pocos confiables.

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



Penetrómetro estándar



Muestra obtenida del Sondeo Mixto

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Pozo a cielo abierto

Este sondeo nos permite observar las características estratigráficas del sitio de interés, con el fin de obtener muestras inalteradas; el procedimiento para su obtención puede realizarse mediante procesos manuales o de tipo mecánico, se obtienen muestras de buena calidad, pero se dificulta la obtención de la muestra cuando en nivel freático se encuentra a poca profundidad.

El pozo puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma se elige de acuerdo con la técnica de estabilización de las paredes de la excavación. Si se utilizan tabloncillos y marcos estructurales, la forma más adecuada es la cuadrada; por otra parte, la forma del pozo es circular es la conveniente cuando se estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferrocemento.³

Con el fin de cumplir lo especificado, se realizó la excavación de diez pozos a cielo abierto a 1.50 m de profundidad, obtenido con ello muestras cubicas representativas, determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos, mediante su clasificación en campo. (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1998).



Características estratigráficas en PCA



Pozo a Cielo Abierto

³ Esta solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente consiste en colocar anillos de malla electrosoldada separados por lo menos 2.0 cm de la pared de la excavación. La malla se fija con anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4.0 cm. Los anillos generalmente empleados son de 1.0 cm de altura.

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Disipación de presión de poro (DPP)

Con el fin de conocer la presión de poro y su disipación a través del tiempo, en el sitio de interés se obtuvo un registro mediante una estación piezométrica a una profundidad definida y conocida por los sondeos profundos.

Piezómetro abierto

Los piezómetros son aparatos cuya función principal es la de medir la presión neutral del suelo en un punto determinado, a cierta profundidad. El uso de piezómetros en campo permite seguir el proceso de consolidación inducido por la aplicación superficial de cargas, bombeos de mantos acuíferos, evaporación superficial, etc. Este instrumento es un tubo con un extremo inferior poroso, el cual se coloca en el suelo a la profundidad en la cual se desee medir la presión en el agua.

Un piezómetro es, pues un tubo con un extremo inferior poroso, el cual es colocado en el suelo a la profundidad que se desee medir la presión en el agua. Debe considerarse que, en estos, existen celdas permeables las cuales deben colocarse de manera que coincidan con los estratos permeables de esta forma asegurando su buen funcionamiento. Por lo tanto, una estación piezométrica está constituida por un conjunto de celdas de medición, las cuales usualmente son de dos a cuatro.

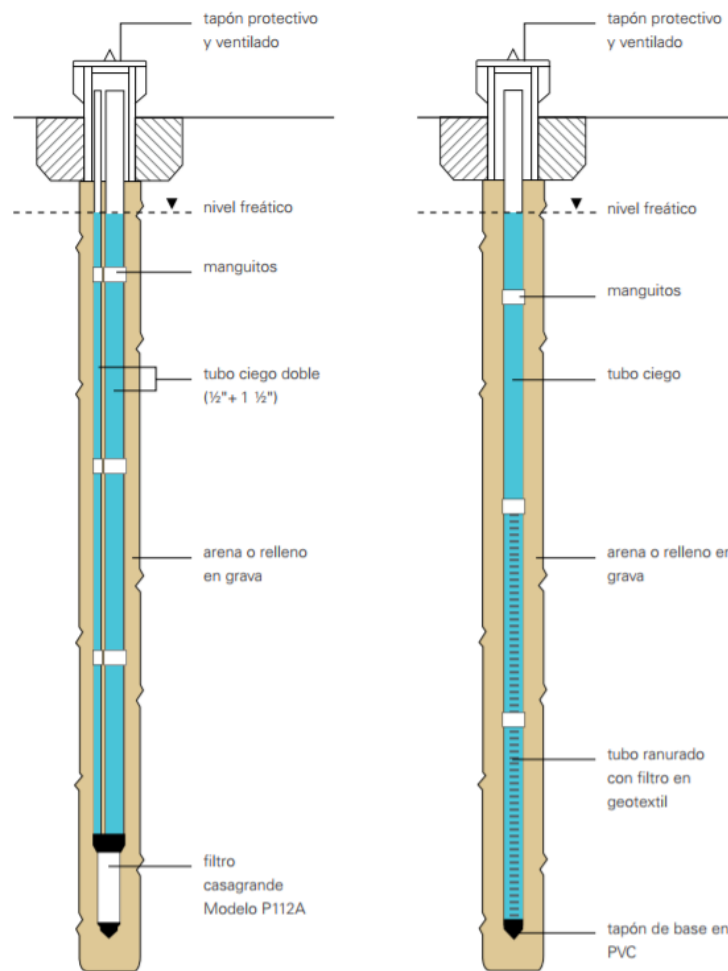
Estas celdas permiten definir la altura piezométrica del agua. Una de las limitaciones de este tipo de sondeos principalmente es el tiempo de respuesta debido a que es lento y puede durar hasta varios días, ya que el agua debe acumularse en el interior del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio. Y este nivel de agua se determina con una sonda integrada por un cable eléctrico dúplex flexible y un medidor de voltaje.

Además, se debe considerar que el resultado de este ensaye depende directamente de las condiciones en las que se encuentra en sitio de interés, ya que pueden existir factores que los afecten, como: la recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias, bombeos superficiales por excavaciones superficiales, por la aplicación de

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

recargas superficiales, por bombeo profundo para el abatimiento del agua, etc.⁴ (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1998).

Al estar ubicado el sitio de interés en la zona de lago III (zona virgen), se debe plantear la hipótesis que, pese a que el agua se encuentre superficialmente, la explotación del acuífero que suministra esta área se encuentra sobre explotado. Pero en contraparte también se plantea el hecho de que en la Delegación Iztapalapa el acceso al agua es limitado, por lo tanto, la presión del agua es baja.



Piezómetro abierto

⁴ Se debe considerar que la presión es directamente proporcional a la profundidad en la que es evaluada, debido a los abatimientos existentes, y a la sobre explotación de los acuíferos.

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Pozo de observación (PO) del nivel de aguas freáticas (NAF).

Los pozos de observación del nivel (PO) de aguas freáticas (NAF) tienen el objetivo de monitorear las fluctuaciones del nivel freático. Para que este objetivo se cumpla se instaló un pozo de observación en una zona donde se puede conservar, para obtener las lecturas de la evolución del NAF; antes, durante y posteriores a la construcción de las estructuras proyectadas.

Este pozo consistió básicamente en instalar un tubo de PVC ranurado a una profundidad de 8.00 m, para poder medir las fluctuaciones del NAF. (Ruíz González, 2014).



Pozo de observación (PO)

Banco de Nivel Profundo (BNP)

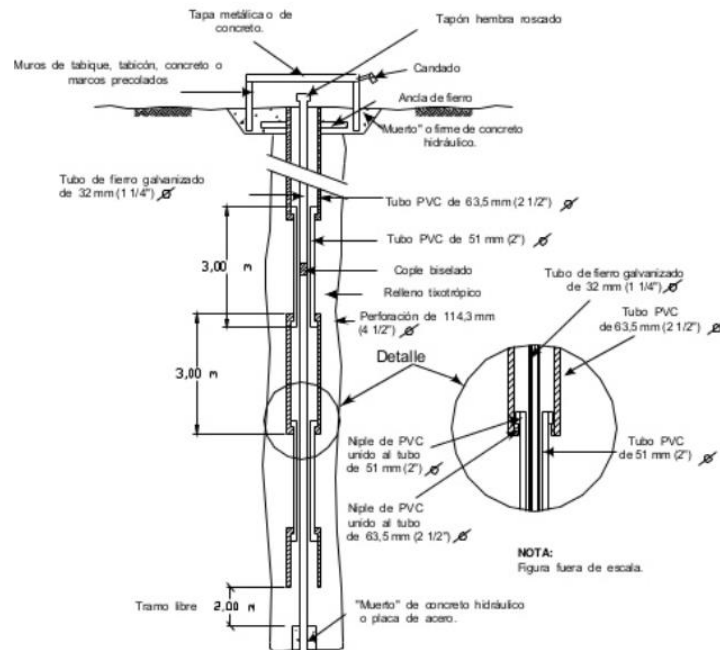
El banco de nivel profundo (BNP) tiene la finalidad de determinar el hundimiento de la superficie de interés con respecto a un cierto estrato, que puede ser una capa dura o un depósito profundo. (Hernandez González, 2013). Tomando en consideración la zonificación del sitio de interés Zona III (Zona de Lago), en donde el suelo aún no se encuentra preconsolidado, se determinó que el hundimiento del edificio proyectado debería ser registrado con el fin elegir la cimentación adecuada, con base a las características estratigráficas del suelo. (Ruíz González, 2014).

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Por lo cual, se instaló un Banco de Nivel Profundo BNP, en el estrato resistente localizado con la exploración directa realizada, con el propósito de registrar la evolución de las deformaciones a corto y largo plazo con respecto a la estructura proyectada. Este se instaló en una zona en donde se pueda conservar, para tener lecturas de la evaluación de las deformaciones registradas, antes, durante y posteriores a la construcción proyectada.

El banco de nivel profundo consistió en instalar un muerto de concreto en un estrato duro localizado a 30.0 m de profundidad. Este está constituido por una columna rígida de fierro galvanizado de 38.0 mm de diámetro que sobresale a la superficie y en su otro extremo está anclado en el fondo de la excavación a un muerto de concreto hidráulico. La columna rígida que en realidad es el nivel, del que se conoce su longitud o profundidad a la que está colocado y su posición respecto a otros bancos de nivel superficiales.

Tomando la referencia del banco de nivel profundo se determinó su cota, con respecto al levantamiento topográfico, teniendo un nivel del brocal a la cota 2246.296 m.



Banco de Nivel Profundo

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

En la figura 13 se observa la localización en planta de los sondeos profundos, de los pozos a cielo abierto excavados, del pozo de observación de NAF, del banco de nivel profundo y de la estación piezométrica. En la figura 14 y 15 se presentan los registros de campo de sondeos realizados y en el anexo I se presenta el reporte fotográfico de estos trabajos.



SCE = SONDEO DE CONO ELECTRICO, SM = SONDEO MIXTO, PCA = POZO A CIELO ABIERTO, EPZ = ESTACION PIEZOMETRICA, PO = POZO DE OBSERVACION, BNP = BANCO DE NIVEL PROFUNDO

Figura 13 Ubicación de los sondeos.

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

| REGISTRO SONDEO CONCONO ELECTRICO SCE | | | | | | | | | | | | | | | | | | capacidad 2 ton | | 1/2 | | | | | |
|---|-------|----|-------|-------|----|-------|-------|----|-------|-------|----|-------|-------|----|-------|-------|----|--------------------------------|--|---------------------------|--|-----------------|--|-----------|--|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | | | | | | | | | | | | | | | COORDENADAS X = ; Y = ; Z = | | | | | | | |
| LOCALIZACIÓN: CALLE REFORMA No. 100, COL. SAN LORENZO TEZONCO, DEL. IZTAPAI | | | | | | | | | | | | | | | | | | FECHA DE INICIO: 09/06/2014 | | | | | | | |
| POZO No.: SCE 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | No. DE CONO | | 1 | | | | | |
| TIPO DE SONDEO: CONO ELECTRICO | | | | | | | | | | | | | | | | | | No. DE CONSOLA | | 1 | | cm | | K = 1.000 | |
| PERFORADORA: LONG YEAR 24 | | | | | | | | | | | | | | | | | | Area de punta del cono = 10.46 | | | | cm ² | | | |
| PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | | | | | | | | |
| 0.0 | 0 | 0 | 2.6 | 233 | 22 | 5.2 | 35 | 3 | 7.8 | 34 | 3 | 10.4 | 24 | 2 | 13.0 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 0.1 | 0 | 0 | 2.7 | 217 | 21 | 5.3 | 32 | 3 | 7.9 | 33 | 3 | 10.5 | 25 | 2 | 13.1 | 28 | 3 | | | | | | | | |
| 0.2 | 0 | 0 | 2.8 | 265 | 25 | 5.4 | 33 | 3 | 8.0 | 24 | 2 | 10.6 | 23 | 2 | 13.2 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 0.3 | 0 | 0 | 2.9 | 260 | 25 | 5.5 | 33 | 3 | 8.1 | 23 | 2 | 10.7 | 22 | 2 | 13.3 | 27 | 3 | | | | | | | | |
| 0.4 | 0 | 0 | 3.0 | 138 | 13 | 5.6 | 31 | 3 | 8.2 | 24 | 2 | 10.8 | 21 | 2 | 13.4 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 0.5 | 0 | 0 | 3.1 | 162 | 16 | 5.7 | 33 | 3 | 8.3 | 25 | 2 | 10.9 | 23 | 2 | 13.5 | 25 | 2 | | | | | | | | |
| 0.6 | 0 | 0 | 3.2 | 95 | 9 | 5.8 | 34 | 3 | 8.4 | 23 | 2 | 11.0 | 25 | 2 | 13.6 | 25 | 2 | | | | | | | | |
| 0.7 | 0 | 0 | 3.3 | 74 | 7 | 5.9 | 31 | 3 | 8.5 | 21 | 2 | 11.1 | 24 | 2 | 13.7 | 27 | 3 | | | | | | | | |
| 0.8 | 0 | 0 | 3.4 | 69 | 7 | 6.0 | 33 | 3 | 8.6 | 23 | 2 | 11.2 | 23 | 2 | 13.8 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 0.9 | 725 | 69 | 3.5 | 64 | 6 | 6.1 | 34 | 3 | 8.7 | 24 | 2 | 11.3 | 25 | 2 | 13.9 | 28 | 3 | | | | | | | | |
| 1.0 | 692 | 66 | 3.6 | 54 | 5 | 6.2 | 36 | 3 | 8.8 | 25 | 2 | 11.4 | 24 | 2 | 14.0 | 27 | 3 | | | | | | | | |
| 1.1 | 713 | 68 | 3.7 | 73 | 7 | 6.3 | 35 | 3 | 8.9 | 22 | 2 | 11.5 | 23 | 2 | 14.1 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 1.2 | 615 | 59 | 3.8 | 83 | 8 | 6.4 | 37 | 4 | 9.0 | 25 | 2 | 11.6 | 25 | 2 | 14.2 | 25 | 2 | | | | | | | | |
| 1.3 | 170 | 16 | 3.9 | 105 | 10 | 6.5 | 33 | 3 | 9.1 | 24 | 2 | 11.7 | 24 | 2 | 14.3 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 1.4 | 155 | 15 | 4.0 | 71 | 7 | 6.6 | 34 | 3 | 9.2 | 22 | 2 | 11.8 | 25 | 2 | 14.4 | 27 | 3 | | | | | | | | |
| 1.5 | 148 | 14 | 4.1 | 69 | 7 | 6.7 | 33 | 3 | 9.3 | 24 | 2 | 11.9 | 22 | 2 | 14.5 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 1.6 | 152 | 15 | 4.2 | 65 | 6 | 6.8 | 34 | 3 | 9.4 | 23 | 2 | 12.0 | 24 | 2 | 14.6 | 28 | 3 | | | | | | | | |
| 1.7 | 160 | 16 | 4.3 | 65 | 6 | 6.9 | 35 | 3 | 9.5 | 22 | 2 | 12.1 | 24 | 2 | 14.7 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 1.8 | 140 | 13 | 4.4 | 61 | 6 | 7.0 | 34 | 3 | 9.6 | 24 | 2 | 12.2 | 26 | 2 | 14.8 | 27 | 3 | | | | | | | | |
| 1.9 | 152 | 15 | 4.5 | 86 | 8 | 7.1 | 33 | 3 | 9.7 | 23 | 2 | 12.3 | 24 | 2 | 14.9 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 2.0 | 185 | 18 | 4.6 | 92 | 9 | 7.2 | 31 | 3 | 9.8 | 24 | 2 | 12.4 | 24 | 2 | 15.0 | 25 | 2 | | | | | | | | |
| 2.1 | 450 | 43 | 4.7 | 71 | 7 | 7.3 | 33 | 3 | 9.9 | 23 | 2 | 12.5 | 23 | 2 | 15.1 | 27 | 3 | | | | | | | | |
| 2.2 | 550 | 53 | 4.8 | 89 | 9 | 7.4 | 34 | 3 | 10.0 | 25 | 2 | 12.6 | 26 | 2 | 15.2 | 25 | 2 | | | | | | | | |
| 2.3 | 539 | 52 | 4.9 | 44 | 4 | 7.5 | 32 | 3 | 10.1 | 23 | 2 | 12.7 | 25 | 2 | 15.3 | 26 | 2 | | | | | | | | |
| 2.4 | 578 | 55 | 5.0 | 42 | 4 | 7.6 | 33 | 3 | 10.2 | 24 | 2 | 12.8 | 24 | 2 | 15.4 | 27 | 3 | | | | | | | | |
| 2.5 | 405 | 39 | 5.1 | 38 | 4 | 7.7 | 33 | 3 | 10.3 | 25 | 2 | 12.9 | 27 | 3 | 15.5 | 27 | 3 | | | | | | | | |
| Nivel Freático (m): 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | a: | | Prof. del proyecto: 30.00 | | | | | |
| Observaciones generales: | | | | | | | | | | | | | | | | | | Profundidad real: 30.10 | | | | | | | |
| Ademe (m): | | | | | | | | | | | | | | | | | | Operador: LUIS MONTES | | | | | | | |
| Fecha: JUNIO 9 DE 2014 | | | | | | | | | | | | | | | | | | Supervisor: HECTOR OSOSRIO | | | | | | | |

| REGISTRO CON CONO ELECTRICO SCE | | | | | | | | | | | | | | | | | | capacidad 2 ton | | 2/2 | | | | | |
|---|-------|----|-------|-------|----|-------|-------|----|-------|-------|----|-------|-------|----|-------|-------|----|--------------------------------|--|---------------------------|--|-----------------|--|-----------|--|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | | | | | | | | | | | | | | | COORDENADAS X = ; Y = ; Z = | | | | | | | |
| LOCALIZACIÓN: CALLE REFORMA No. 100, COL. SAN LORENZO TEZONCO, DEL. IZTAPAI | | | | | | | | | | | | | | | | | | FECHA DE INICIO: 09-jun-14 | | | | | | | |
| POZO No.: SCE 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | No. DE CONO | | 1 | | | | | |
| TIPO DE SONDEO: CONO ELECTRICO | | | | | | | | | | | | | | | | | | No. DE CONSOLA | | 1 | | cm | | K = 1.000 | |
| PERFORADORA: LONG YEAR 34 | | | | | | | | | | | | | | | | | | Area de punta del cono = 10.46 | | | | cm ² | | | |
| PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | PROF. | LECT. | QC | | | | | | | | |
| 15.6 | 25 | 2 | 18.2 | 28 | 3 | 20.8 | 32 | 3 | 23.4 | 33 | 3 | 26.0 | 437 | 42 | 28.6 | 34 | 3 | | | | | | | | |
| 15.7 | 24 | 2 | 18.3 | 27 | 3 | 20.9 | 27 | 3 | 23.5 | 65 | 6 | 26.1 | 435 | 42 | 28.7 | 37 | 4 | | | | | | | | |
| 15.8 | 25 | 2 | 18.4 | 27 | 3 | 21.0 | 32 | 3 | 23.6 | 64 | 6 | 26.2 | 436 | 42 | 28.8 | 38 | 4 | | | | | | | | |
| 15.9 | 25 | 2 | 18.5 | 26 | 2 | 21.1 | 31 | 3 | 23.7 | 65 | 6 | 26.3 | 38 | 4 | 28.9 | 39 | 4 | | | | | | | | |
| 16.0 | 26 | 2 | 18.6 | 28 | 3 | 21.2 | 28 | 3 | 23.8 | 36 | 3 | 26.4 | 39 | 4 | 29.0 | 37 | 4 | | | | | | | | |
| 16.1 | 26 | 2 | 18.7 | 27 | 3 | 21.3 | 29 | 3 | 23.9 | 35 | 3 | 26.5 | 36 | 3 | 29.1 | 39 | 4 | | | | | | | | |
| 16.2 | 26 | 2 | 18.8 | 28 | 3 | 21.4 | 34 | 3 | 24.0 | 33 | 3 | 26.6 | 38 | 4 | 29.2 | 36 | 3 | | | | | | | | |
| 16.3 | 25 | 2 | 18.9 | 26 | 2 | 21.5 | 33 | 3 | 24.1 | 35 | 3 | 26.7 | 157 | 15 | 29.3 | 38 | 4 | | | | | | | | |
| 16.4 | 27 | 3 | 19.0 | 227 | 22 | 21.6 | 35 | 3 | 24.2 | 36 | 3 | 26.8 | 158 | 15 | 29.4 | 35 | 3 | | | | | | | | |
| 16.5 | 25 | 2 | 19.1 | 229 | 22 | 21.7 | 34 | 3 | 24.3 | 35 | 3 | 26.9 | 156 | 15 | 29.5 | 38 | 4 | | | | | | | | |
| 16.6 | 28 | 3 | 19.2 | 224 | 21 | 21.8 | 32 | 3 | 24.4 | 36 | 3 | 27.0 | 36 | 3 | 29.6 | 39 | 4 | | | | | | | | |
| 16.7 | 27 | 3 | 19.3 | 228 | 22 | 21.9 | 31 | 3 | 24.5 | 34 | 3 | 27.1 | 37 | 4 | 29.7 | 176 | 17 | | | | | | | | |
| 16.8 | 24 | 2 | 19.4 | 227 | 22 | 22.0 | 34 | 3 | 24.6 | 35 | 3 | 27.2 | 36 | 3 | 29.8 | 177 | 17 | | | | | | | | |
| 16.9 | 27 | 3 | 19.5 | 229 | 22 | 22.1 | 36 | 3 | 24.7 | 37 | 4 | 27.3 | 38 | 4 | 29.9 | 179 | 17 | | | | | | | | |
| 17.0 | 26 | 2 | 19.6 | 227 | 22 | 22.2 | 34 | 3 | 24.8 | 35 | 3 | 27.4 | 37 | 4 | 30.0 | 179 | 17 | | | | | | | | |
| 17.1 | 26 | 2 | 19.7 | 29 | 3 | 22.3 | 35 | 3 | 24.9 | 36 | 3 | 27.5 | 35 | 3 | 30.1 | 173 | 17 | | | | | | | | |
| 17.2 | 28 | 3 | 19.8 | 27 | 3 | 22.4 | 67 | 6 | 25.0 | 38 | 4 | 27.6 | 38 | 4 | 30.2 | | 0 | | | | | | | | |
| 17.3 | 27 | 3 | 19.9 | 29 | 3 | 22.5 | 65 | 6 | 25.1 | 67 | 6 | 27.7 | 39 | 4 | 30.3 | | 0 | | | | | | | | |
| 17.4 | 26 | 2 | 20.0 | 31 | 3 | 22.6 | 64 | 6 | 25.2 | 64 | 6 | 27.8 | 35 | 3 | 30.4 | | 0 | | | | | | | | |
| 17.5 | 27 | 3 | 20.1 | 28 | 3 | 22.7 | 100 | 10 | 25.3 | 65 | 6 | 27.9 | 37 | 4 | 30.5 | | 0 | | | | | | | | |
| 17.6 | 26 | 2 | 20.2 | 26 | 2 | 22.8 | 102 | 10 | 25.4 | 67 | 6 | 28.0 | 38 | 4 | 30.6 | | 0 | | | | | | | | |
| 17.7 | 26 | 2 | 20.3 | 28 | 3 | 22.9 | 23 | 2 | 25.5 | 483 | 46 | 28.1 | 39 | 4 | 30.7 | | 0 | | | | | | | | |
| 17.8 | 28 | 3 | 20.4 | 27 | 3 | 23.0 | 35 | 3 | 25.6 | 490 | 47 | 28.2 | 37 | 4 | 30.8 | | 0 | | | | | | | | |
| 17.9 | 27 | 3 | 20.5 | 28 | 3 | 23.1 | 32 | 3 | 25.7 | 500 | 48 | 28.3 | 36 | 3 | 30.9 | | 0 | | | | | | | | |
| 18.0 | 28 | 3 | 20.6 | 29 | 3 | 23.2 | 36 | 3 | 25.8 | 478 | 46 | 28.4 | 38 | 4 | 31.0 | | 0 | | | | | | | | |
| 18.1 | 27 | 3 | 20.7 | 31 | 3 | 23.3 | 34 | 3 | 25.9 | 450 | 43 | 28.5 | 39 | 4 | 31.1 | | 0 | | | | | | | | |
| Nivel Freático (m): 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | a: | | Prof. del proyecto: 30.00 | | | | | |
| Observaciones generales: | | | | | | | | | | | | | | | | | | Profundidad real: 30.10 | | | | | | | |
| Ademe (m): | | | | | | | | | | | | | | | | | | Operador: LUIS MONTES | | | | | | | |
| Fecha: JUNIO 9 DE 2014 | | | | | | | | | | | | | | | | | | Supervisor: HECTOR OSOSRIO | | | | | | | |

Figura 14 Registro del sondeo de cono eléctrico SCE-1.

II. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

| REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------------|-------------|-------|--------|--------------|---|-------------|---|-------|-------|---------------------|---|--|--|
| OBRA: JUZGADOS DEL TSJ DEL D.F. | | | | | | | | | | | | | |
| LOCALIZACIÓN RECLUSORIO ORIENTE | | | | | | | FECHA DE INICIO: 09/06/2014 | | | | | | |
| POZO N° 2 | | | | | | | TERMINACIÓN: 10/06/2014 | | | | | | |
| TIPO DE SONDEO: MIXTO SM-1 | | | | | | | BOMBA: MOYNO 3L6 | | | | | | |
| PERFORADORA: LONG YEAR 34 | | | | | | | | | | | | | |
| MUESTRA N° | PROFUNDIDAD | | | RECUPERACIÓN | | | PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64kg ALTURA DE CADA 75cm | | | TIPO DE HERRAMIENTA | CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES | | |
| | m. | | | m | % | CR% (DEERE) | N° DE GOLPES EN | | | | | | |
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | | | | 15 cm | 30 cm | 15 cm | | | | |
| | 0.00 | 0.10 | 0.10 | | | | AVANCE | | | B.T. | CARPETA ASFALTICA | | |
| 1 | 0.10 | 0.70 | 0.60 | 0.35 | | | 12 | 28 | 9 | TP | GRAMAS EMPACADAS EN LIMO ARENOSO CON RAICES, RELLENO | | |
| 2 | 0.70 | 0.93 | 0.23 | 0.13 | | | 5 | 50/8 | | TP | ARCILLA LIMOSA CON RAICES | | |
| | 0.93 | 1.30 | 0.37 | | | | AVANCE | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO | | |
| 3 | 1.30 | 1.90 | 0.60 | 0.25 | | | 6 | 12 | 7 | T.P | ARENA FINA GRIS CON GRAVILLAS Y RAICES AISLADAS | | |
| 4 | 1.90 | 2.28 | 0.38 | 0.28 | | | 25 | 50/23 | | TP | ARENA FINA NEGRA | | |
| | 2.28 | 2.50 | 0.22 | | | | AVANCE | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO | | |
| 5 | 2.50 | 3.10 | 0.60 | 0.40 | | | 6 | 18 | 11 | TP | ARENA FINA NEGRA, CON LENTES DE ARENA MEDIA | | |
| 6 | 3.10 | 3.70 | 0.60 | 0.42 | | | 2 | 7 | 5 | TP | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CON LIMO CAFÉ Y CON LENETES DE ARENA | | |
| 7 | 3.70 | 4.30 | 0.60 | 0.50 | | | 2 | 6 | 4 | TP | ARCILLA LIMOSA CON LENTES DE ARENA FINA Y RAICES AISLADAS | | |
| 8 | 4.30 | 4.90 | 0.60 | 0.52 | | | 1 | 3 | 2 | TP | LIMO ARCILLOSO CON ARENA FINA GRIS CLARO | | |
| 9 | 4.90 | 5.50 | 0.60 | 0.45 | | | 2 | 8 | 4 | TP | LIMO ARCILLOSO GRIS CLARO Y GRIS VERDOSO | | |
| 10 | 5.50 | 6.10 | 0.60 | 0.50 | | | 1 | 3 | 2 | TP | ARCILLA POCO LIMOSA CON LENTES DE ARENA FINA | | |
| 11 | 6.10 | 6.70 | 0.60 | 0.48 | | | 1 | 1 | 1 | TP | ARCILLA GRIS VERDOSA | | |
| 12 | 6.70 | 7.30 | 0.60 | 0.45 | | | PH | 1 | 3 | TP | ARCILLA GRIS CON LENTE DE LIMO Y ARENA, CON FOSILES | | |
| 13 | 7.30 | 7.90 | 0.60 | 0.48 | | | 2 | 7 | 6 | TP | LIMO ARCILLOSO GRIS | | |
| 14 | 7.90 | 8.50 | 0.60 | 0.43 | | | PH | 2 | 1 | TP | ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSA | | |
| 15 | 8.50 | 9.10 | 0.60 | 0.47 | | | 1 | 2 | 2 | TP | ARCILLA GRIS CON ARCILLA CAFÉ EN ZAFATA | | |
| 16 | 9.10 | 9.70 | 0.60 | 0.34 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA CAFÉ ROJIZO | | |
| 17 | 9.70 | 10.30 | 0.60 | 0.30 | | | PH | 1 | 1 | TP | PIS ARCILLA ROJIZA CON LENTE DE ARENA P/II ARCILLA VERDOSA | | |
| 18 | 10.30 | 10.90 | 0.60 | 0.35 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA VERDOSA | | |
| 19 | 10.90 | 11.50 | 0.60 | 0.37 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA VERDOSA | | |
| 20 | 11.50 | 12.10 | 0.60 | 0.17 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA VERDOSA | | |
| | 12.10 | 12.70 | 0.60 | S/R | | | PH | PH | PH | TP | SIN RECUPERACION | | |
| 21 | 12.70 | 13.30 | 0.60 | 0.37 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA VERDOSA | | |
| 22 | 13.30 | 13.90 | 0.60 | 0.36 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA VERDOSA | | |
| 23 | 13.90 | 14.50 | 0.60 | 0.43 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA GRIS VERDOSA | | |
| 24 | 14.50 | 15.10 | 0.60 | 0.30 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA GRIS VERDOSA | | |
| 25 | 15.10 | 15.70 | 0.60 | 0.38 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA GRIS VERDOSA | | |
| 26 | 15.70 | 16.30 | 0.60 | 0.34 | | | PH | PH | PH | T.P | ARCILLA VERDOSA | | |
| 27 | 16.30 | 16.90 | 0.60 | 0.40 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA VERDOSA | | |
| 28 | 16.90 | 17.50 | 0.60 | 0.25 | | | PH | PH | 1 | TP | ARCILLA VERDOSA | | |
| 29 | 17.50 | 18.10 | 0.60 | 0.46 | | | PH | PH | 1 | TP | ARCILLA GRIS | | |
| | 18.10 | 18.70 | 0.60 | S/R | | | PH | PH | 1 | TP | SIN RECUPERACION | | |
| 30 | 18.70 | 19.30 | 0.60 | 0.45 | | | 1 | 6 | 5 | TP | LIMO ARCILLOSO GRIS | | |
| 31 | 19.30 | 19.90 | 0.60 | 0.35 | | | 3 | 17 | 6 | TP | LIMO GRIS CLARO | | |
| 32 | 19.90 | 20.50 | 0.60 | 0.34 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS | | |
| 33 | 20.50 | 21.10 | 0.60 | 0.38 | | | PH | PH | PH | TP | PIS ARCILLA GRIS; P/II ARCILLA ROJIZA | | |
| 34 | 21.10 | 21.70 | 0.60 | 0.39 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA GRIS | | |
| 35 | 21.70 | 22.30 | 0.60 | 0.80 | | | PH | PH | 1 | TP | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS | | |
| 36 | 22.30 | 22.90 | 0.60 | 0.45 | | | PH | 5 | 8 | TP | LIMO ARCILLOSO GRIS | | |
| 37 | 22.90 | 23.50 | 0.60 | 0.20 | | | 1 | 6 | 4 | TP | LIMO GRIS | | |
| 38 | 23.50 | 24.10 | 0.60 | 0.34 | | | 2 | 11 | 8 | TP | ARCILLA LIMOSA CON LENTE DE LIMO CEMENTADO GRIS | | |
| 39 | 24.10 | 24.70 | 0.60 | 0.25 | | | 2 | 6 | 5 | TP | ARCILLA VERDOSA | | |
| 40 | 24.70 | 25.30 | 0.60 | 0.34 | | | PH | 5 | 12 | TP | PIS ARCILLA VERDOSA; P/II ARENA NEGRA CON GRUMOS | | |
| 41 | 25.30 | 25.90 | 0.60 | 0.29 | | | 8 | 38 | 33 | TP | ARENA FINA NEGRA CON LENTE DE ARCILLA VERDOSA | | |
| 42 | 25.90 | 26.23 | 0.33 | 0.15 | | | 17 | 50/18 | | TP | ARENA FINA NEGRA | | |
| | 26.23 | 26.50 | 0.27 | | | | AVANCE | | | B.T. | AVANCE CON BROCA TRICONICA DE 2 15/16" DE DIAMETRO | | |
| 43 | 26.50 | 27.10 | 0.60 | 0.36 | | | PH | 12 | 12 | TP | ARCILLA VERDOSA CON ARENA NEGRA EN PARTE INFERIOR | | |
| | 27.10 | 27.70 | 0.60 | S/R | | | PH | PH | PH | TP | SIN RECUPERACION | | |
| 44 | 27.70 | 28.30 | 0.60 | 0.25 | | | 2 | 4 | 3 | TP | ARCILLA VERDOSA CON LENTES DE ARENA FINA NEGRA | | |
| 45 | 28.30 | 28.90 | 0.60 | 0.26 | | | 1 | 2 | 1 | TP | ARCILLA VERDOSA CON LENTES DE ARENA | | |
| 46 | 28.90 | 29.50 | 0.60 | 0.26 | | | PH | PH | PH | TP | ARCILLA GRIS | | |
| 47 | 29.50 | 30.10 | 0.60 | 0.23 | | | PH | 14 | 6 | TP | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS | | |

| | | | | | |
|--------------------------|-------------------------------------|-----------|------|------------------------|----------------------------|
| Nivel Freático (m): | 4.10 | Turno de: | Hrs. | Profund. del proyecto: | 30.00 m |
| Observaciones generales: | PERDIDA TOTAL DE AGUA A LOS 10.00 m | | | Profundidad real: | 30.10 m |
| Ademe (m): | | | | Operador: | Luis Montes |
| | | | | Supervisor: | Ing. Gabriel Ruiz Gonzalez |
| | | | | Fecha: | 10 de Junio de 2014 |

Figura 15. Registro de campo del sondeo mixto SM-1 a 30.1

III. Pruebas de laboratorio.

Con respecto a las muestras obtenidas en los sondeos y muestreos anteriores, se tiene el conocimiento de que fueron clasificadas de forma visual y mediante el tacto, en estado húmedo y seco por medio pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua. En el anexo II se presentan los registros de laboratorio con los resultados de estas pruebas. (Ruíz González, 2014).

Para determinar la resistencia al corte no drenado del suelo cohesivo del sitio de interés, se hizo uso de un torcómetro manual. En el anexo II se presenta el registro de laboratorio con los resultados de este trabajo.

En los estratos representativos se realizó la prueba de límites de consistencia, y se determinó el porcentaje de finos, según se tratará de suelos finos o gruesos; y en ambos se practicó la prueba de densidad de sólidos. En el anexo II se presentan los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia, y el porcentaje de finos.

Con el objetivo de determinar los parámetros de resistencia del suelo, se realizaron en las muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada – no drenada (pruebas UU). En el anexo I se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo – deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural. Además de la ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, que fueron obtenidos en la prueba de compresión triaxial, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo – deformación unitaria. (Ruíz González, 2014).

Se obtuvieron parámetros de compresibilidad del suelo, mediante pruebas de consolidación estándar. En el anexo I se presentan las curvas de consolidación realizadas.

III. PRUEBAS DE LABORATORIO

En las figuras 16 – 19 se presenta el perfil estratigráfico de los sondeos profundos y pozos a cielo abierto excavados, con los resultados correspondientes a las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras obtenidas del sondeo mixto, que incluyen los valores índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

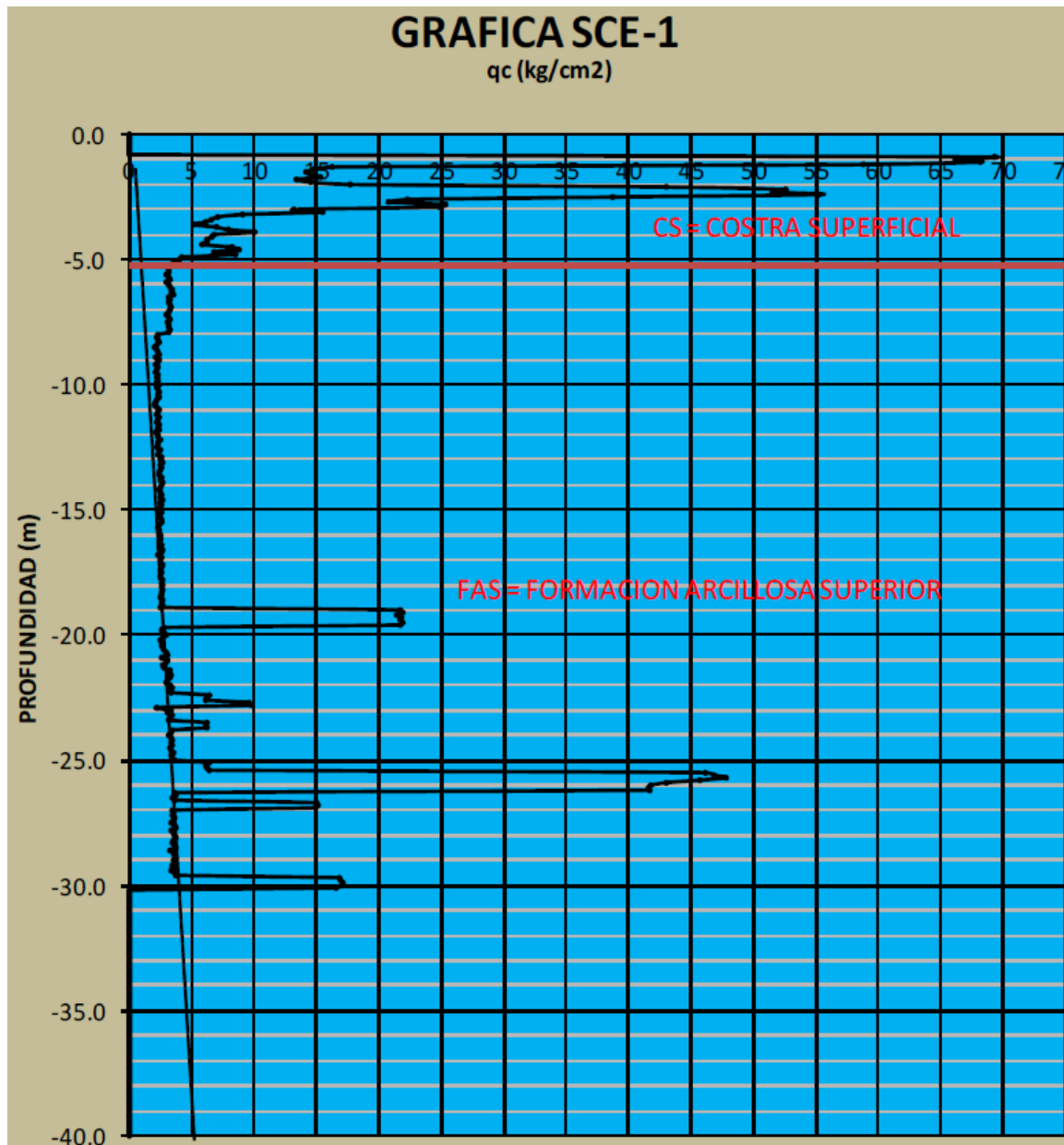


Figura 16. Sondeo de cono eléctrico SCE-1.

III. PRUEBAS DE LABORATORIO

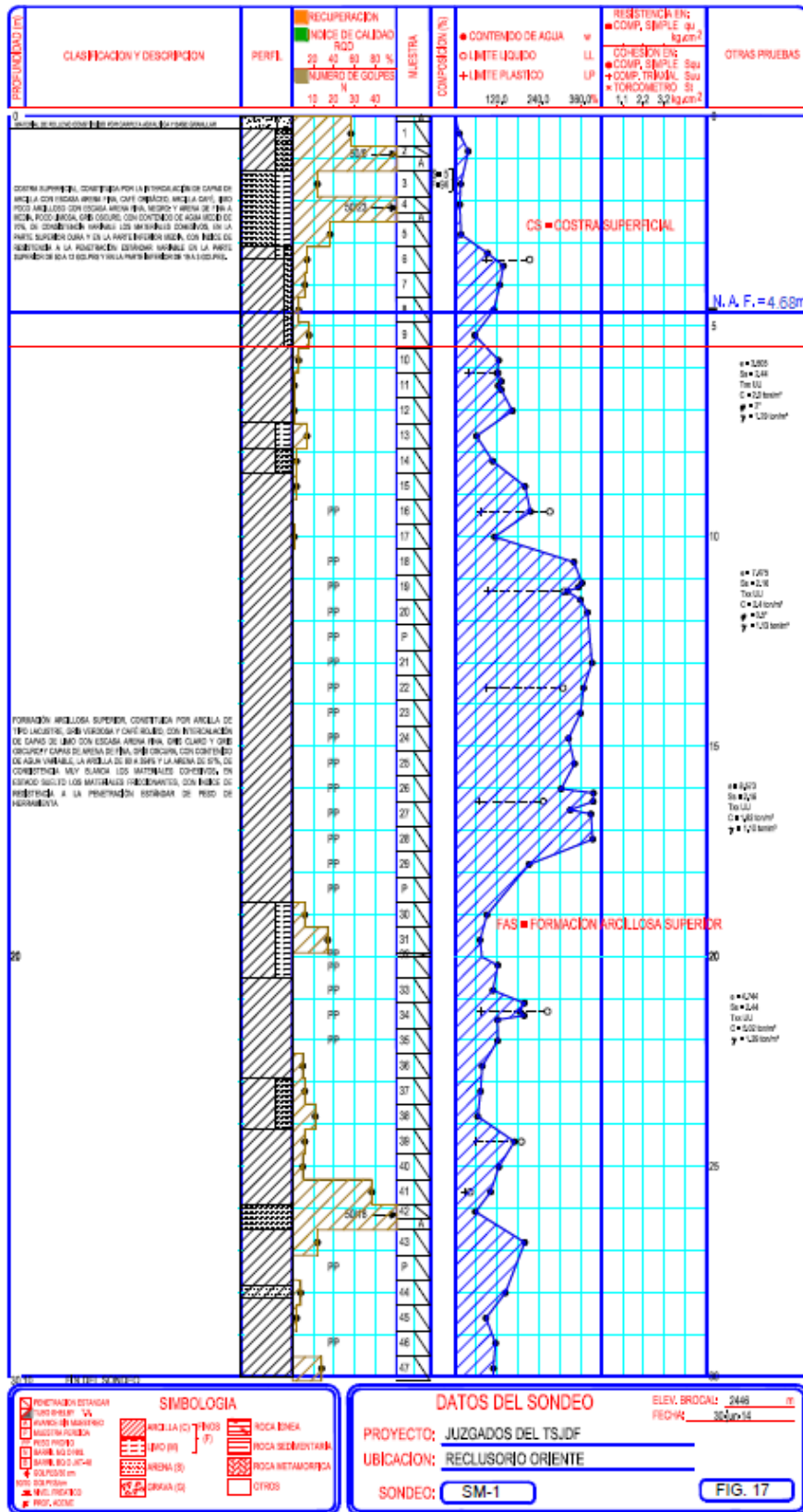
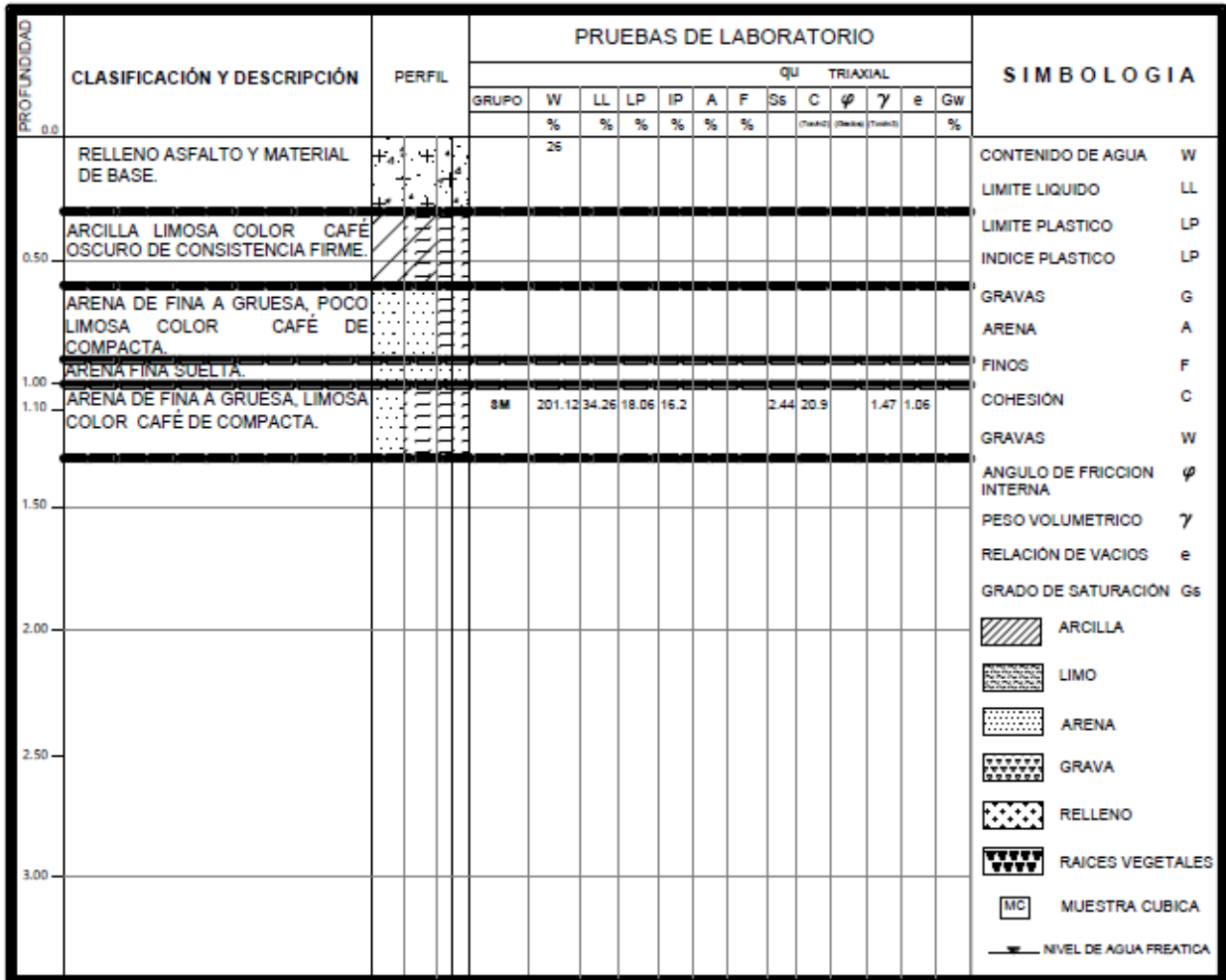


Figura 17. Perfil estratigráfico obtenido del sondeo mixto SM-1.

III. PRUEBAS DE LABORATORIO

| | |
|-------------|----------------------------|
| Obra: | RECLUSORIO ORIENTE |
| Fecha: | JUNIO DE 2014 |
| Supervisor: | Ing. Gabriel Ruíz González |

| | |
|-----------------|-----------------|
| Prof. del Naf.: | NO SE ENCONTRÓ. |
| PCAS: | No. 2 |
| Profundidad: | 0.00-1.30 mts |



Croquis de Localización

Observaciones

FIGURA. 19

Figura 19. Perfil estratigráfico de pozo a cielo abierto no. 2.00 – 1.30.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

IV. Características estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio de interés.

El sitio de interés está localizado en la Zona III (Zona de Lago), en base a la regionalización del subsuelo del Valle de México, como se muestra en la figura 20⁵, en la cual predominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad.

El área de análisis se encuentra localizada en la subzona de Lago Virgen I en el cual se encuentran depósitos de relleno artificial, subyaciendo a estos se tienen depósitos de tipo lacustre y posteriormente aparecen los materiales de la formación de Tarango. (Ruíz González, 2014).

Como se hizo la referencia el predio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, según la regionalización hecho por Del Castillo⁶, el cual esta principalmente constituido por depósitos de tipo lacustre constituidos por arcillas de alta plasticidad, de alta compresibilidad y por ende baja resistencia, en resumen, son CH basándonos en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia blanda.

Como antecedente se debe conocer que la Zona de Lago corresponde a los depósitos de la planicie del Valle de México. Y una vez que la cuenca fue cerrada, dio inicio a un proceso de formación de lagos en los cuales la acción de la temperatura sobre las lluvias definió la composición del subsuelo de esta zona. Puesto que si el clima era frio provocaba la formación de un lago, sin embargo, si existía un excesivo calentamiento del lago este podía desaparecer. Este fenómeno causo la deposición de las arcillas o la formación de suelos. Cabe destacar que en épocas de sequía el lago subsistía en su parte central de la cuenca, provocando la continua deposición de las arcillas, y por otra parte en las orillas de este, las arcillas se intercalaban con frecuencia con los suelos secos.

⁵ TCG, Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México, Febrero 2005.

⁶ Del Castillo, MR: "El suelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del Valle de México", Simposio México, Marzo 1978.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

La característica principal de esta zona radica en los grandes espesores de arcillas blandas altamente compresibles, que subyacen en una costra dura superficial que tiene un espesor variable, dependiendo de la localización del sitio y de la historia de carga de este. Pero en general, la estratigrafía de esta zona es regular, aunque deben esperarse algunas variaciones en el espesor de cada estrato en particular.

Con respecto a los mantos arcillosos que se presentan en la Zona lacustre, su detección y muestreo es de fácil acceso debido a que sus propiedades se encuentran bien definidas.

En esta zona se encuentran cinco tipos de estratos principales, denominados, a partir de la superficie, manto o costra superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos.

- ◆ Costra superficial (CS): En esta zona, además de encontrar suelos naturales producto de la desecación producto de los depósitos lacustres (areno arcillosos o areno limosos, rellenos artificiales con restos arqueológicos, los cuales alcanzan hasta espesores de 10.0 m en algunos puntos de la ciudad (ej. Plaza de la constitución). El espesor promedio de este estrato es variable dependiendo la localización del estudio, se considera que puede llegar hacer de algunos centímetros en el Vaso de Texcoco; sin embargo, en la zona céntrica de la ciudad toma un espesor de varios metros.

Este tipo de estrato tiene una mayor resistencia y compresibilidad en comparación con la formación arcillosa superior, exceptuando algunos sitios que tienen rellenos muy sueltos. Así mismo este estrato está conformado por tres sub-estratos: relleno artificial (RA); básicamente son restos de construcción y relleno arqueológico, con espesor variable de 1.0 – 7.0 m. suelo blando; estos son depósitos blandos cuyo origen es aluvial, que a su vez se encuentran intercalados con lentes de material eólico. Costra seca (CS): esta originada debido a la disminución del agua en época de sequias.

- ◆ Formación arcillosa superior: Su espesor es variable, pero se tiene registro aproximado de que esta entre el rango de 25.0 – 50.0 m. Esta formación

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

aumenta su espesor en dirección al Poniente y Oriente de la ciudad (específicamente hacia el Vaso de Texcoco). Es de conocimiento su espesor igualmente aumente algunos puntos en la zona céntrica de la ciudad, considerando que en esta zona no existe una capa dura, lo que prácticamente convierte en un solo estrato las formaciones arcillosas (superior e inferior).

De acuerdo con varios sondeos y muestreos que se ha realizado en esta zona, se ha determinado de una forma el contenido de agua natural. El cual se encuentra en un 270% siendo este el contenido medio de toda la formación arcillosa superior; sin embargo, en áreas vírgenes poco afectadas por sobrecargas o bombeos, el contenido de agua medio es mayor al 400%. A su vez esta formación se clasifica en cuatro estratos principales:

- ◆ Arcilla preconsolidada superficial (PCS): Los suelos consolidados que se encuentran bajo la costra superficial (CS), que, por efecto de sobrecarga y rellenos, se convirtieron en arcillas preconsolidadas.
- ◆ Arcilla normalmente consolidada (NC): Se sitúan por debajo de la profundidad hasta la que son significativas las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo. (Ruíz González, 2014).
- ◆ Arcilla preconsolidada profunda (PCP): Este tipo, de arcillas son el resultado de la sobreexplotación de los mantos acuíferos de la Ciudad de México, con el fin de abastecer de agua potable a la población; su consolidación se encuentra más acentuada que en las arcillas superficiales.
- ◆ Lentes duros (LD): Estos se encuentran intercalados entre los estratos de arcillas anteriormente descritas; los cuales pueden ser costras debidas a la desecación solar, arenas o inclusive vidrios volcánicos.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

- ◆ Capa dura: Esta formación está conformada por depósitos limo-arenosos compactados, poco susceptibles a grandes deformaciones, cementados de forma heterogénea por carbonato de calcio. Con un espesor variable dependiendo la localización de la zona estudiada; ejemplo de ello son las orillas de lago en donde su espesor es de hasta 5.0 m, pero en cuanto existe una aproximación a la zona central del lago esta capa dura tiene un espesor casi nulo. Su contenido de agua medio se estima en un 50%, aunque este presenta fuertes variaciones de un rango de 20 – 100% debido a la heterogeneidad de los suelos. La resistencia a la penetración estándar en esta formación es alta.
- ◆ Formación arcillosa inferior: Está compuesta por arcilla de origen volcánico, que es similar a la que se encuentra en la formación arcillosa superior, pero difiere con ésta en su consistencia y resistencia. Tiene un espesor de 15.0 m al centro del lago, el cual va disminuyendo conforme se avanza a margen del lago. Su contenido de agua medio se estima en un 170%; aunque en la mayoría de los casos se encuentra en un rango de 100 – 200%.
- ◆ Depósitos profundos: Estos suelos están conformados por suelos arenosos finos y gravas aluviales limosas con un estado muy compacto, que son cementados por arcillas duras y carbonatos de calcio. Estos depósitos construyen acuíferos con una alta permeabilidad, los cuales han sido sobreexplotados para el abastecimiento de agua potable de la ciudad.

De forma similar la zona de lago se ha dividido en tres subzonas, debido a diversos factores como lo son su espesor, las propiedades particulares de la costra superficial y a la consolidación inducida. La subdivisión es la siguiente:

- ◆ Lago virgen: Esta zona abarca el sector oriente de lago, en donde sus suelos aún conservan sus propiedades mecánicas desde su formación; aunque debido a la creciente extensión urbana en la zona ha incrementado las sobrecargas en su superficie, así como el bombeo profundo.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

- ◆ Lago centro I: Esta zona corresponde al sector no colonial de la ciudad que fue desarrollado a principios de siglo, el cual ha estado sujeto sobrecargas debidas a construcciones pesadas y medianas.
- ◆ Lago centro II: Esta zona es correspondiente a la antigua traza de la ciudad, con una historia de cargas variable ocasionado por condiciones extremas que van desde arcillas con una fuerte consolidación por la acción de rellenos y a las grandes construcciones de la época azteca y colonial. Con arcillas blandas, en donde las construcciones han sido jardines y plazas por mucho tiempo y arcillas muy blandas en los cruces de los antiguos canales. Otro factor que se debe considerar en estos estratos arcillosos es el provocado por el bombeo profundo de los acuíferos, que ha causado el aumento en su resistencia por la consolidación a la que son sujetos.

Mediante los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo del sitio de estudio se han determinado las siguientes características estratigráficas y físicas generales de los depósitos del subsuelo encontrados.

- ◆ En la parte superficial se encuentran materiales de rellenos constituidos por cascajo; para nivelar la superficie actual del predio, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, con un espesor de 1.20 m. (Ruíz González, 2014).
- ◆ Inmediatamente se detectó la formación conocida como Costra Superficial (CS) cuyo espesor es de 5.00 m. La cual está constituida por arcillas altamente plásticas CH de acuerdo con el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos), con un contenido de agua del 90%, de consistencia blanda, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable de >50 golpes a 2 golpes.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

- ◆ Enseguida aparece la Formación Arcillosa Superior con espesor aproximado de 37.0 m. La cual está conformada por arcilla bentonítica con diferentes coloraciones, cuyos estratos intercalados son de arena, vidrio volcánico y fósiles. Su contenido de agua varía en un rango de 200 – 400 %. Con un límite líquido variable de 250 – 400%, límite plástico de 70 – 185%, del grupo de CH de acuerdo al SUCS. Cuya cohesión oscila entre 1.10 – 3.80 ton/m². Y con un peso volumétrico natural de 1.13 – 1.40 ton/m³.
- ◆ Con la información obtenida de un sondeo cerca del sitio de interés se conoce que la primera Capa Dura se encuentra aproximadamente en 39.0 – 42.0 m de profundidad, la cual está constituida por limo arcillo arenoso café verdoso, con un contenido de agua variable del 50% y con un índice de resistencia a la penetración estándar de >50 golpes, de consistencia dura.
- ◆ Enseguida aparece la Formación Arcillosa Inferior con un espesor aproximado de 4.0 m. Está conformada por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones. Su contenido de agua medio es del 180%, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable de 24 – 6 golpes, con una consistencia variable de muy firme a blanda.
- ◆ Subyaciendo los estratos anteriores, se observa que el sitio de interés tiene Depósitos Profundos, conformados por un lino arenoso gris verdoso claro, con un contenido de agua medio del 50%, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable con un rango de 28 - >50 golpes, cuya consistencia varía de muy firme a dura.

El nivel freático (NAF) en el sitio de estudio se encontró a 4.68 m de profundidad, el cual fue tomado en referencia al nivel actual de la superficie del terreno.

En la figura 21 se muestra su ubicación con respecto a la profundidad del Piezómetro Abierto tipo Casagrande que fue instalado y en la figura 22 se presentan las lecturas piezométricas.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

Para observar el estado actual de esfuerzos en el subsuelo referirse a la figura 23, en donde se encuentra la gráfica de la variación con que existe con respecto a la profundidad vs presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); así como también se observan los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional que fueron efectuados.

Del análisis realizado para la figura 23, se concluye que el depósito arcilloso localizado entre la superficie a 10.0 m de profundidad se encuentra preconsolidado por desecación, con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 10.0 ton/m² al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y en su parte inferior de 8.0 ton/m², y a partir de dicha profundidad y hasta 30.0 m existe una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, cuya variación se encuentra entre 2.50 – 2.0 ton/m².

Teniendo en cuenta las características de rigidez de la cimentación que están definidas en el apartado V.2, se considera que la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 2.0 kg/cm³. (Ruíz Calavera, 1991).

En relación al coeficiente sísmico que se adoptara para el diseño de la cimentación, se tomara de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en su apartado 1.5 Coeficiente sísmico que establece que en las edificaciones clasificadas en el grupo B por el artículo 139 del Reglamento se tomara 0.40 en la zona IIIc; la cual es donde se encuentra el predio de interés. Como se observan en la tabla, y figura 24, mostrada en el mencionado Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

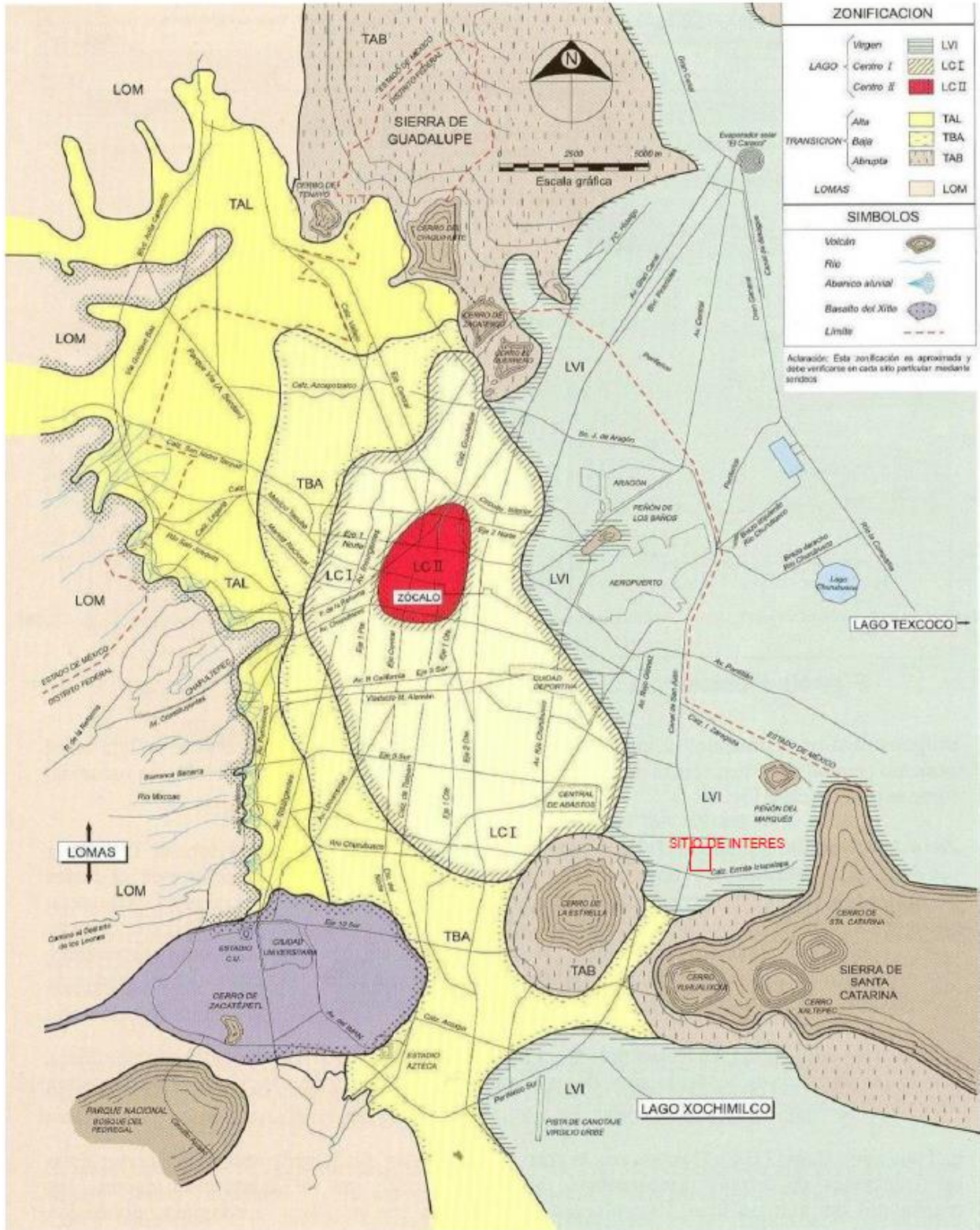


Figura 20. Zonificación Geotécnica del Valle de México.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS

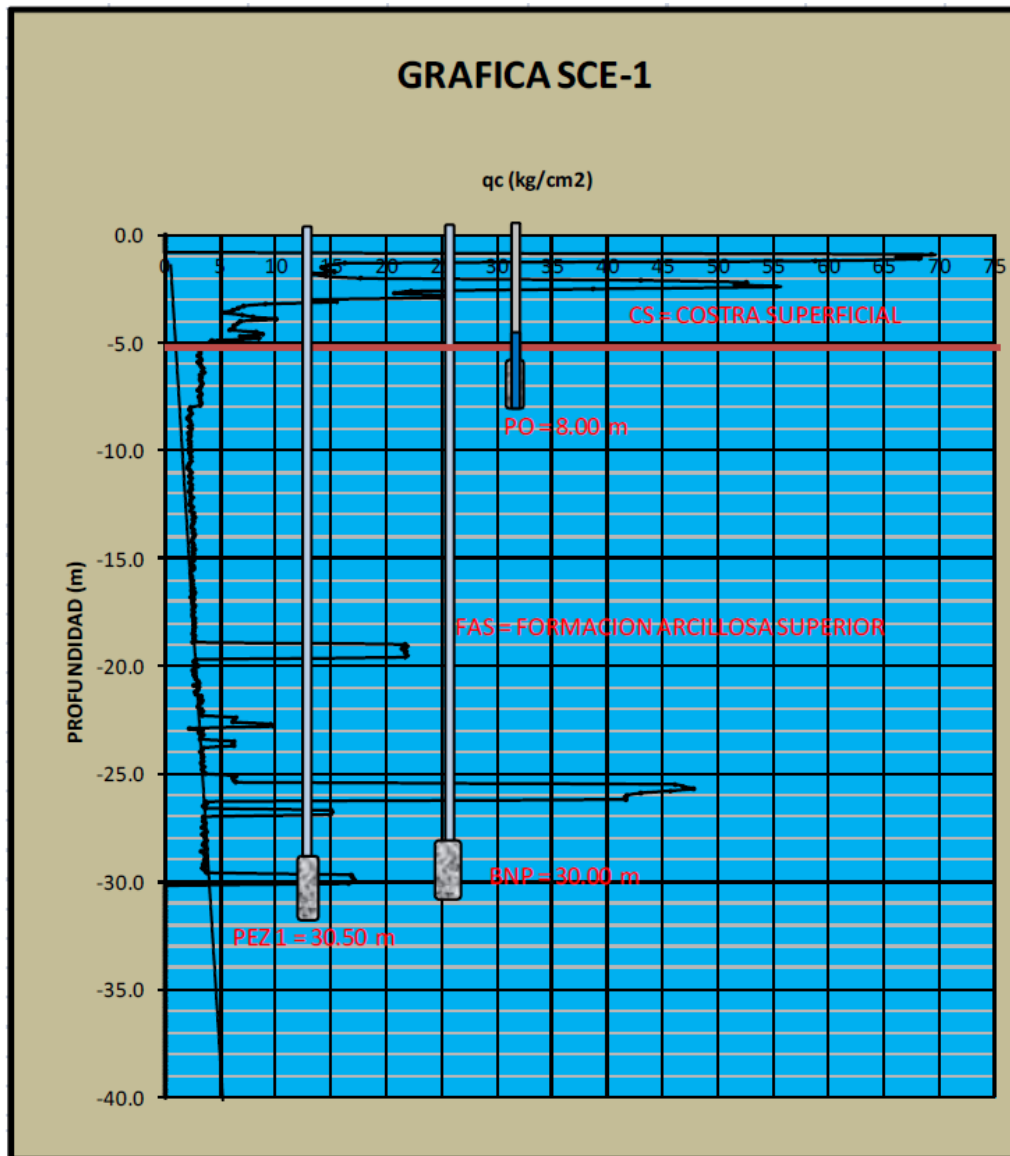


Figura 21. Ubicación de piezómetros abiertos pez instalados.

| Estación Piezométrica Reclusorio | | | |
|----------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Fecha | 17 – Julio – 14 | 10 – Julio – 14 | 12 – Julio – 14 |
| PZA – 1 | 4.86 | 4.84 | 4.86 |
| T.O | 4.67 | 4.68 | 4.69 |

Figura 22. Lecturas piezométricas.

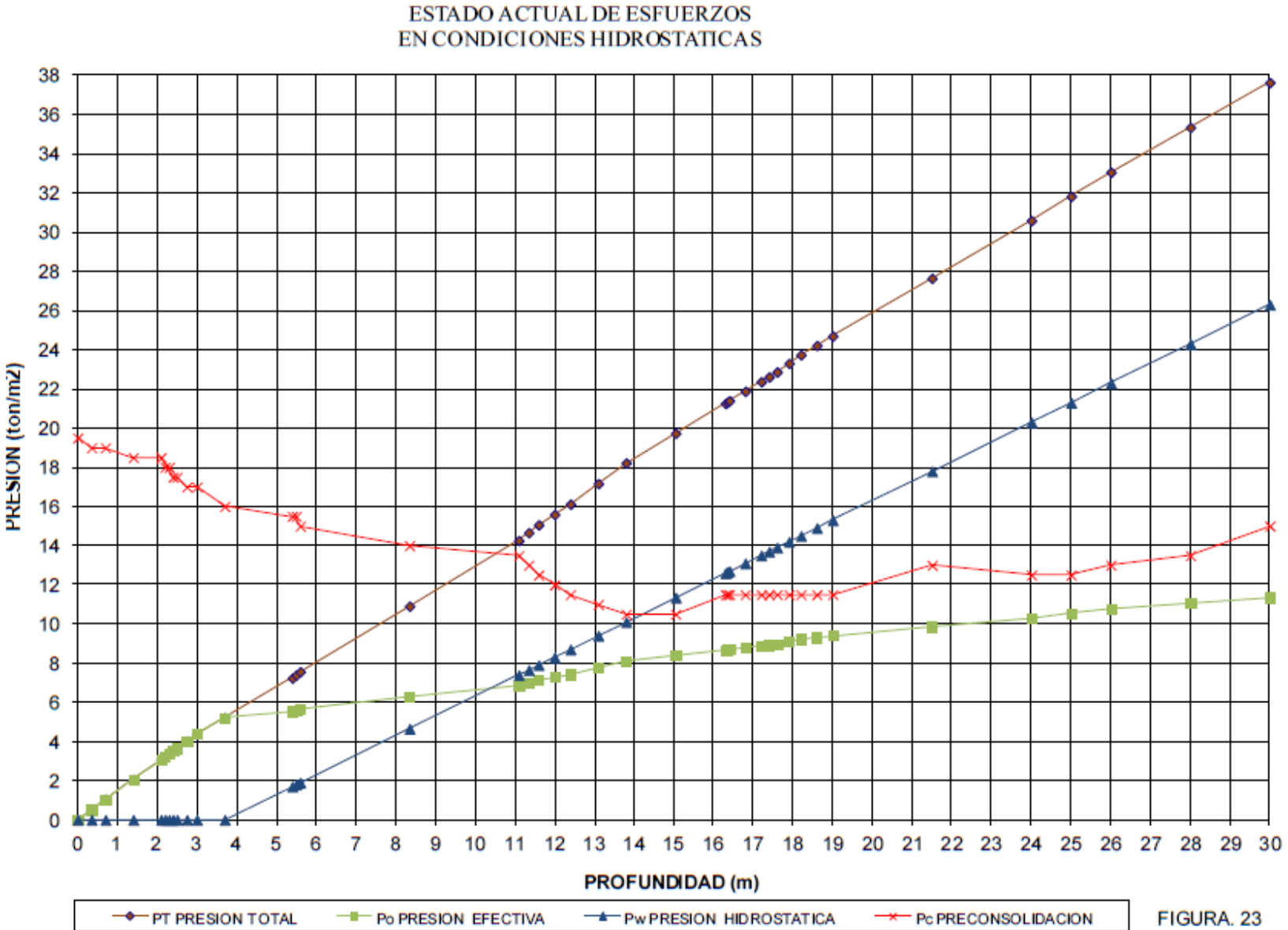
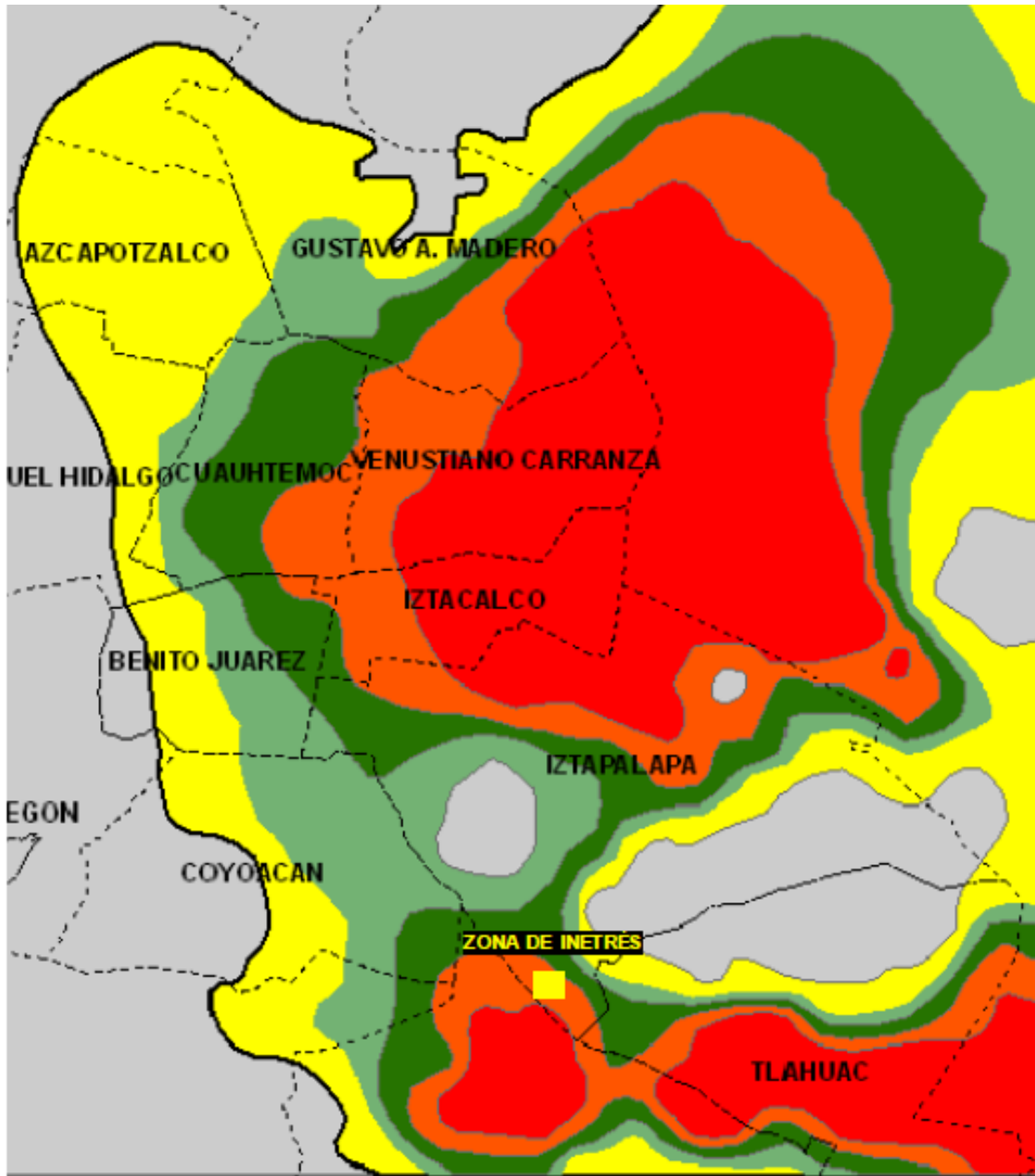


Figura 23. Estado actual de esfuerzos en condiciones hidrostáticas.

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL SITIO DE INTERÉS



| LIMITE | ZONA SISMICA | Cs |
|---|--------------|------|
| | ZONA III d | 0.30 |
| | ZONA III c | 0.40 |
| | ZONA III b | 0.45 |
| | ZONA III a | 0.40 |
| | ZONA II | 0.32 |
| | ZONA I | 0.16 |

Figura 24. Zonificación de la Ciudad de México para fines de diseño por sismo.

V. Análisis de la cimentación.

V.1. Que es una cimentación y características que debe cumplir para ser viable.

La cimentación es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y la rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todas las columnas y muros de cargas.

Una cimentación deberá cumplir tres requisitos fundamentales:

- ◆ El nivel de la cimentación deberá estar a una profundidad tal que se encuentre libre de cambios en el volumen del suelo, la presencia del NAF (debido a posibles infiltraciones en la cimentación), a un adecuado aislamiento en caso de existir excavaciones posteriores colindantes.
- ◆ Tendrá unas dimensiones que no superen su estabilidad o capacidad por corte del suelo.
- ◆ No deberá producir asentamientos en el terreno que no sea absorbible por la estructura (asentamientos no admisibles).

Muchos suelos, fundamentalmente los que tienen arcillas expansivas, varían mucho de volumen según su contenido de humedad. Dichos suelos deberán evitarse o recurrir a unas cimentaciones más profundas que apoyen en terrenos más estables.

Otras veces, sin llegar al caso anterior, las alternancias de estaciones secas y humedad o la proximidad de árboles caducifolios con riego o la rotura de conducciones de agua generan hinchamientos del suelo que puede producir el fallo de la estructura. Por ello conviene alejarla de todas las causas citadas como medida de precaución.

La exploración del terreno es necesaria para proporcionar al ingeniero proyectista datos sobre:

- ◆ La profundidad de la capa freática.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

- ◆ Las diferentes capas del terreno conociendo su inclinación, espesor y características mecánicas (compresión simple, ensayo triaxial, etc.) y químicas (sulfatos, carbonatos, etc.).
- ◆ Muestras del suelo para conocer otras características mecánicas y la capacidad de asentamientos sobre suelos inalterados.

V.2. Propuesta de cimentación, en base a las características estratigráficas y físicas del sitio de interés.

Con base a las características estratigráficas y físicas descritas en el apartado 4, así como sus condiciones de frontera, en particular la existencia de materiales de relleno entre la superficie y 1.20 m colocados a volteo y sin ningún tipo de control en cuanto a su construcción y compactación; seguidos por depósitos arcillosos de consistencia media, de 1.20 – 3.00 m de profundidad, subyacidos por la Formación Arcillosa Superior (FAS), la cual está constituida por depósitos arcillosos de consistencia blanda, intercalados con capas de arena fina y limo arenoso, hasta los 39.0 m de profundidad; así como las arquitectónicas y estructurales de los edificios proyectados, en particular la existencia en la zona de una falla geológica, la cual no afecta directamente el sembrado de los edificios proyectados; se considera que la alternativa de cimentación más viable para las estructuras proyectadas será mediante: (Ruíz González, 2014).

Cajón de cimentación, hueco y estanco, con un área en plata a la ocupada por el edificio proyectado, como se observa en las figuras 25 y 26; este estará constituido por losa de fondo rigidizada con contratraveses y muros perimetrales de concreto armado apoyado a 3.00 m de profundidad. Diseñada la losa de fondo para tener una capacidad de carga admisible de 15.43 ton/m² bajo condiciones estáticas y de 12.0 ton/m² en condiciones dinámicas.

El cajón que alojará a los edificios proyectados desde el punto de vista geotécnico constituirá una estructura parcialmente compensada. (Ruíz González, 2014).

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

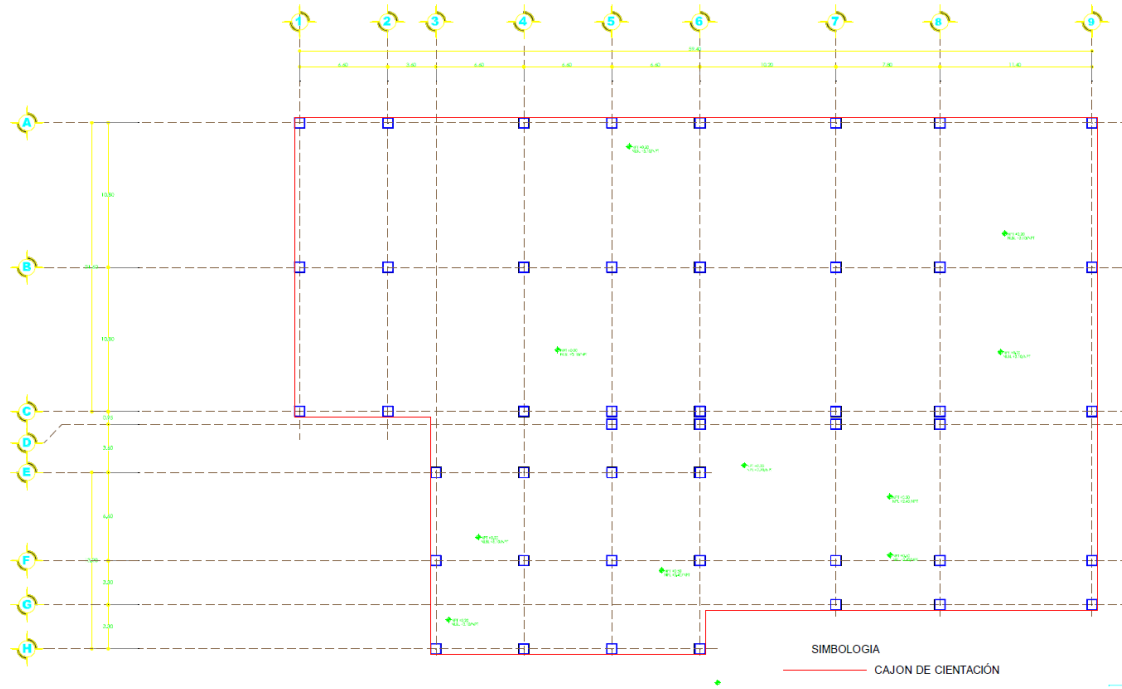


Figura 25. Área en planta del cajón de cimentación.

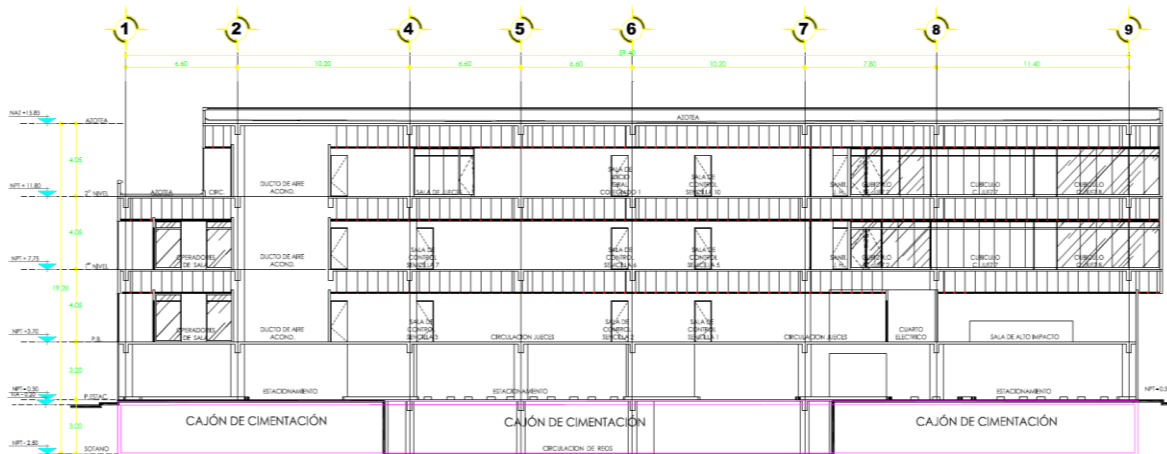


Figura 26. Cajón de cimentación.

A continuación, se presentan los criterios aplicados para el análisis de la cimentación parcialmente compensada elegida y los resultados obtenidos.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

V.3. Bases para determinar el desplante de la cimentación.

Para lograr determinar el desplante del cajón de cimentación propuesto, se requiere del cálculo de las acciones que intervienen en la edificación. Teniendo como base el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (actual Ciudad de México), en el título sexto “De la seguridad estructural de las construcciones”, art 150.

Se considerarán tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obren las estructuras con su intensidad máximas, las cuales están contenidas en las normas correspondientes.

Estas son:

- ◆ Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de los suelos y de los líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a preesfuerzo o movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.
- ◆ Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga vivía; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a las vibraciones, impacto o frenado.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

- ◆ Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento; las cargas de granizo, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. (Arnal Simón & Becancourt Suárez, 2011).

V.4. Acciones.

Es por conveniencia que los materiales para la construcción de las estructuras proyectadas sean lo más ligeros posible. Considerando lo anterior para los siguientes análisis de la cimentación, se presenta un supuesto con respecto al peso de las estructuras proyectadas, el cual tiene un rango de 1.0 – 1.1 ton/m²/nivel para el caso de las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media tratándose de marcos de concreto armado, y con respecto al peso de la cimentación se tiene un rango de 2.0 – 2.5 ton/m².

En las condiciones antes descritas se conoce que el edificio proyectado tendrá un peso unitario de 5.60 ton/m² en condiciones máximas.

A continuación, se presentan las acciones correspondientes para el desarrollo del presente caso práctico, tomando en cuenta un porcentaje representativo de la carga máxima (100%, 90% y 95%), fundamentado en la experiencia del asesor; al no contar con la bajada de cargas correspondiente. Cabe destacar que estas acciones se obtuvieron sin factorizar (sin afectarlas por ningún factor de seguridad).

$$W_{CIM} + (CV + CM)_{MÁX} * 100\% = 12443.20 \text{ ton}$$

$$W_{CIM} + (CV + CM)_{MED} * 95\% = 11198.88 \text{ ton}$$

$$W_{CIM} + (CV + CM)_{INS} * 90\% = 11821.04 \text{ ton}$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Con base al anterior análisis de la cimentación se obtienen las mencionadas acciones con cuales podemos deducir las siguientes premisas:

- ◆ La combinación de las cargas permanentes máximas, las cargas vivas máximas y el peso de la cimentación, tendrá un valor de 12443.20 ton, dichas cargas además se afectarán por un factor de carga de 1.40 y se considerarán para el análisis del estado límite de falla en condiciones estáticas.
- ◆ La combinación de las cargas permanentes medias, las cargas vivas medias y el peso de la cimentación, tendrá un valor de 11198.88 ton, dichas cargas además serán afectadas por un factor de carga de 1.00 y se considerarán para el análisis del estado límite de falla en condiciones de servicio.
- ◆ La combinación de las cargas permanentes instantáneas, las cargas vivas instantáneas y el peso de la cimentación, tendrá un valor de 11821.04 ton, dichas cargas serán afectadas por un factor de carga de 1.10 y se considerarán para el análisis del estado límite de falla en condiciones dinámicas.

V.5. Área de la cimentación.

En el desarrollo del presente caso práctico se puede observar que las estructuras proyectadas en el sitio de interés muestran diferentes áreas de desplante en cada uno de sus pisos, sin embargo, para el análisis de la cimentación se consideraron 2222 m² la cual corresponde al área de la Planta Baja; se tomó en cuenta esta debido a que los esfuerzos inducidos al suelo del predio de interés se verán distribuidos en esta extensión, a pesar de que el área de cajón solo cuente con 146.00 m².

V.6. Cálculo de las cargas considerando las acciones.

Con base al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (actual Ciudad de México), Título VI “De la seguridad estructural en construcciones”, el artículo 150.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

En el diseño de toda estructura se deben tomar en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo, y del viento, cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos se especifican en las normas correspondientes.

Cuando sean significativos, deben tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatura, que conllevan a las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las solicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo que no estas tomadas en cuenta en las cargas especificadas en las normas correspondientes. (Arnal Simón & Becancourt Suárez, 2011).

Como se hace referencia en el apartado V.4 de este trabajo se calculó la carga máxima, con el supuesto planteado la cual es de 5.60 ton/m², con el fin de realizar los análisis correspondientes a la cimentación se realizó el cálculo de las cargas vivas instantánea y media. Conociendo la siguiente relación:

$$W = \frac{P \text{ (ton)}}{A \text{ (m}^2\text{)}}$$

Haciendo referencia al apartado V.4 el cálculo de la carga instantánea se deberá usar para diseño sísmico y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

$$W_{INS} = \frac{11198.88 \text{ ton}}{2222 \text{ m}^2} = 5.04 \text{ ton/m}^2$$

Y el cálculo de la carga media se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y cuando el efecto de la carga sea desfavorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

flotación, volteo y de succión por el viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área.

$$W_{MED} = \frac{11821.04 \text{ ton}}{2222 \text{ m}^2} = 5.32 \text{ ton/m}^2$$

Con base al anterior análisis se determinaron las cargas a las cuales se verá sometido el subsuelo de la cimentación, y además podemos aseverar las siguientes premisas:

- ◆ La combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima, incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 5.60 ton/m². Dicha carga se afectará con respecto al peso de la excavación y por el factor de carga correspondiente de 1.40 y con dicho valor se realizará el análisis del estado límite de falla en condiciones estáticas.
- ◆ La combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad media, incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 5.32 ton/m². Dicha carga se afectará con respecto al peso de la excavación y por el factor de carga correspondientes de 1.00 y con dicho valor se realizará el análisis del estado límite de falla en condiciones de servicio.
- ◆ La combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad instantánea, incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 5.04 ton/m². Dicho valor de carga se afectará con respecto al peso de la excavación y por el factor de carga correspondiente de 1.10, y se utilizará en la determinación del análisis del estado límite de falla en condiciones dinámicas.

V.7. Determinación de la profundidad del desplante en condiciones parcialmente compensadas.

Para la determinación de la profundidad del desplante de la cimentación se utilizó la combinación de cargas permanentes más las cargas vivas con intensidad

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

máxima, incluyendo el peso propio de la cimentación que diera como resultado la presión neta aplicada a la losa de fondo del cajón de cimentación. Con el objetivo principal que esta transmita al subsuelo los esfuerzos tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo efectivo más el incremento del esfuerzo sea menor al esfuerzo de preconsolidación y conllevando que dichas condiciones produzcan asentamientos permisibles tanto totales como diferenciales en la zona de estudio. Teniendo como base lo anterior se limita la presión neta transmitida al subsuelo en 1.0 ton/m^2 , es decir creando de esta manera se compensa la relación entre los materiales y el material a excavar.

Para el cálculo del desplante en las estructuras proyectadas se considerará una carga máxima de 6.00 ton/ton^2 en la que se incluye las cargas permanentes, las cargas vivas con intensidad máxima y el peso propio de la cimentación que al afectarse por el factor de carga correspondiente de 1.40 da un valor de 8.40 ton/m^2 , cabe destacar que este no es la presión neta máxima con la que se realizarán los posteriores análisis, pero es el valor preliminar antes de satisfacer la siguiente expresión:

$$W_E - W_S = W_N$$

$$5.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - W_S = W_N$$

$$5.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - \gamma * Df = W_S$$

Para este caso se considerará un peso volumétrico de 1.69 ton/m^3 y un Df de 3.00 m.

$$5.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} - \left(1.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (1.20 \text{ m}) + \left(1.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (1.80 \text{ m}) = W_S$$

Es de conocimiento que en una cimentación compensada se debe cumplir la siguiente relación, el peso de la estructura deberá ser mayor que el peso del material excavado:

$$W_E > W_S$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$5.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0.82 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Al cumplirse esta relación se determina la presión neta en condiciones máximas afectada por el factor de carga:

$$W_{Nmáx} * 1.40 = 1.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Con base al procedimiento anterior se determinaron las presiones netas medias e instantáneas que conllevaron a los siguientes resultados:

$$W_{Nmed} * 1.10 = 0.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_{Nmáx} * 1.00 = 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

V.8. Revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas.

Con base en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (actual Ciudad de México), en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, apartado 3.4.1 Estados Límite de Falla, enuncia lo siguiente:

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala la sección 3.3.1. se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. De ser necesario, se lastrará la construcción o se instalaran válvulas de alivio o dispositivos semejantes que garanticen que no se pueda producir la flotación. En la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo. (Arnal Simón & Becancourt Suárez, 2011).

Considerando el párrafo anterior y con base a los siguientes datos se revisó el cajón de cimentación en condiciones parcialmente compensadas, considerando la presión neta en condiciones estáticas y máximas.

Se puntualiza que dicho análisis se realizó con un factor de carga en condiciones estáticas de 1.40, este valor es referido al Reglamento de Construcciones para el

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Distrito Federal (actual Ciudad de México), en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, del apartado 3.2 Factores de carga y resistencia.

El cual enuncia lo siguiente: los factores de carga F_c , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Para los estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para los estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.10 al peso propio del suelo y los empujes laterales de este. La acción de la supresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario. (Arnal Simón & Becancourt Suárez, 2011).

Tomando en cuenta los apartados correspondientes anteriores se determinó el factor de carga a utilizar para el siguiente análisis. Con respecto a los factores de resistencia (FR), relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para los estados límite de falla:

- a. $Fr = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5.0 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes apoyados en un estrato resistente.
- b. $Fr = 0.70$ para los otros casos. (Arnal Simón & Becancourt Suárez, 2011).

En relación a lo anterior se realizó el siguiente análisis mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad, que es empleada exclusivamente para suelos cohesivos:

$$Si \sum QF_c \leq RFr \text{---}(1)$$

Esta fórmula puede escribirse también de la siguiente manera:

$$\sum QF_c \leq C_u N_c + P_v$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$\sum QFc \leq \left[\overline{Pv}(Nq - 1) + \frac{\gamma BN\gamma}{2} \right] Fr + Pv$$

Dónde:

$\sum QFc$: Es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga 1.4.

Pv : Es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

\overline{Pv} : Es la presión vertical efectiva a la misma profundidad.

γ : Es el peso volumétrico del suelo.

Cu : Es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado, no-drenado.

Nc : Es el coeficiente de capacidad de carga.

Sustituyendo en la formula (1):

$$\left(1.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (1.4) \leq RFr$$

$$1.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \leq RFr \text{ --- (2)}$$

Teniendo en cuenta el cálculo anterior se procede a calcular la expresión de RFr . Considerando como base la fórmula de Terzaghi para la capacidad de carga en una cimentación en suelos cohesivos, basándonos en la estratigrafía del sitio en estudio.

$$Si Qa = RFr = cNcFr + Pv \text{ --- (3)}$$

Para emplear esta fórmula se debe considerar la cohesión a lo largo de los diferentes estratos del sitio en estudio, que corresponde a un valor de 2.50 ton/m², y un peso volumétrico de 1.45 ton/m³, obtenidos de las pruebas de compresión triaxial UU no consolidada no drenada realizadas.

Se calcula el factor de carga, con la siguiente fórmula:

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \text{---(4)}$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \left(\frac{3.00 \text{ m}}{39.35 \text{ m}} \right) + 0.25 \left(\frac{39.35 \text{ m}}{59.40 \text{ m}} \right) \right) = 6.09$$

Se calcula la presión vertical efectiva, con la siguiente fórmula:

$$P_v = \gamma D_f \text{---(5)}$$

$$P_v = (1.45 \text{ ton/m}^3)(1.20\text{m}) + (1.69 \text{ ton/m}^3)(1.80\text{m})$$

$$P_v = 4.78 \text{ ton/m}^2$$

Con los valores obtenidos anteriormente se sustituye en la ecuación. 3, y se obtiene el siguiente resultado:

$$R_{Fr} = (2.5 \text{ ton/m}^2)(6.09)(0.70) + 4.78 \text{ ton/m}^2 = 15.43 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, considerando la relación estipulada en la ecuación (1), se concluye que el cajón de cimentación en condiciones parcialmente compensadas, pasa por revisión del estado límite de falla en condiciones estáticas.

$$1.88 \text{ ton/m}^2 \leq 15.43 \text{ ton/m}^2$$

V.9. Revisión del estado límite de falla en condiciones dinámicas.

La revisión del cajón de cimentación ante el estado límite de falla en 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 (actual Ciudad de México) del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del 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 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. (Ruíz González, 2014).

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$WtFc - Wc < FrArq_1 \left(1 - \frac{0.12Fca_o b\gamma}{Frcg} \right) \text{---(6)}$$

Dónde:

Wt: Condiciones de carga, en condiciones analizadas.

W_s: *W_c*: Peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en ton, igual a:

$$Wc = \gamma DfA \text{---(7)}$$

Considerando lo anterior se realizó el siguiente análisis tomando en cuenta la carga en condición la condición analizada con un valor de 12665.40 ton/m², la cual considera la suma de las cargas vivas, la carga permanente en condiciones instantáneas, el peso propio de la cimentación, que deberá ser afectada por el factor de carga correspondiente de 1.10.

$$Wc = \left[\left(1.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (1.20\text{m}) + \left(1.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) (1.80\text{m}) \right] (2222.00 \text{ m}^2)$$

$$Wc = 10621.16 \text{ ton}$$

Fr: Factor de resistencia adimensional e igual a 0.70.

Fc: Factor de carga, adimensional e igual a 1.10.

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

$$A_R = (B - 2e) * L \text{---(8)}$$

Siendo:

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

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

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

e : Excentricidad⁷ dada por:

$$e = \frac{M_S}{W_T} \text{---(9)}$$

Donde:

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

M_S : Momento de volteo debido al sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento.

$$M_S = 0.8 \left(\frac{2}{3}\right) H_T W_T \left(\frac{C_S}{Q}\right) \text{---(10)}$$

Siendo:

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

C_S : Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.60.

Q : Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

$$M_S = 0.80 \left(\frac{2}{3}\right) (19.20 \text{ m})(11198.88 \text{ ton}) \left(\frac{0.60}{2}\right)$$

$$M_S = 34402.96 \text{ ton} - \text{m}$$

Por lo tanto:

$$e = \frac{34402.96 \text{ ton} - \text{m}}{11198.88 \text{ ton}} = 3.07 \text{ m}$$

$$A_R = (39.35 \text{ m} - 2(1.54 \text{ m})) * 59.40 \text{ m}$$

$$A_R = 2154.44 \text{ m}^2$$

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

⁷ Se debe tener en cuenta la excentricidad de la cimentación debido se sabe que, en toda losa, el centro de masas debe "coincidir" o estar lo más cercano al centro de rigideces, ya que si esto no se cumple puede provocar una torsión en el elemento ya que es sometido a grandes esfuerzos horizontales.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$q_1: CmN_c \text{---} (11)$$

Donde:

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

N_c : Coeficiente de capacidad de carga.

$$C_m = 2.90 \text{ ton}/m^2$$

Por lo tanto:

$$q_1 = \left(2.90 \frac{\text{ton}}{m^2} \right) (6.09) = 17.69 \text{ ton}/m^2$$

a_o : Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.40g, para estructuras tipo A, afectada por un factor de ductilidad de 2.0 $a_o = 0.40 * 981 / 2.0 = 196.20 \text{ cm}/\text{seg}^2$, siendo g la aceleración debida a la gravedad.

b : Mínimo de (d, 1.20 h, 20.0 m).

$$d: \text{Ancho del área reducido de la losa.} = 39.35 - 2(1.54 \text{ m}) = 36.27 \text{ m}$$

$$h: \text{Profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.} = 30.0 \text{ m} - 3.00 \text{ m} = 27.00 \text{ m} * 1.2 = 32.40 \text{ m}$$

20.00m es un valor que utilizará solo cuando este sea el menor.

Por lo tanto, se utilizará la condición más crítica de 20.00 m.

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

$$\gamma_m = 1.22 \text{ ton}/m^3$$

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:

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$(11198.88 \text{ ton})(1.1) - 10621.16 \text{ ton} < FrArq_1 \left(1 - \frac{0.12 Fca_o b \gamma}{Frcg} \right)$$

$$1697.61 \text{ ton} < (0.70)(2154.44 \text{ m}^2) \left(17.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \left[1 - \frac{0.12(1.1) \left(1.96 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) (20 \text{ m}) \left(1.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right)}{(0.70) \left(2.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \left(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right)} \right]$$

$$1697.61 \text{ ton} < 18221.46 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la cimentación es estable en condiciones dinámicas, en caso contrario si la desigualdad no fuera cumplida, la cimentación tendría que hacerse más ancha o más profunda.

V.10. Esfuerzos máximos.

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

Se determinarán los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicarán las losas de cimentación empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{Ix} Y + 0.30 \frac{Mv}{Iy} X \text{---}(12)$$

Donde:

P: Esfuerzo a la distancia *x* del eje centroidal.

Q: Suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.

A: Área de la losa de cimentación.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

M_v : Momento de volteo debido a sismo.

X, Y : Distancia centroidal de la losa de cimentación a la orilla más alejada.

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

Obtenido los cálculos correspondientes tenemos lo siguiente:

$$I_x = \frac{b^3 h}{12}; \quad I_y = \frac{b h^3}{12}$$

$$b = 39.35 \text{ m}$$

$$h = 59.40 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{(39.35\text{m})^3(59.40\text{m})}{12} = 301605.61 \text{ m}^3$$

$$I_y = \frac{(39.35 \text{ m})(59.40 \text{ m})^3}{12} = 687262.78 \text{ m}^3$$

$$Q = 11998.88 \text{ ton}$$

$$A = 2222 \text{ m}^2$$

$$M_s = M_v = 34402.96 \text{ ton}$$

$$x = 27.70 \text{ m}$$

$$y = 19.68 \text{ m}$$

$$P = \frac{11198.88\text{ton}}{2222.00 \text{ m}^2} + \frac{34402.96\text{ton}}{301605.61 \text{ m}^3} (19.68\text{m}) + (0.30) \frac{34402.96\text{ton}}{687262.78 \text{ m}^3} (27.70\text{m})$$

$$P = 2.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 2.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.41 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 5.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$p < CN_c$$

$$5.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < \left(2.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (6.09)$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$5.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 17.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo condiciones de sismo de $5.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de $17.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$, por lo tanto no se presentaron deformaciones plásticas permanentes.

V.11. Revisión del estado límite de falla en condiciones de servicio.

Se debe tener en cuenta que cualquier suelo al someterlo a un incremento de carga se deforma. La deformación puede ocurrir a corto o a largo plazo, o bien bajo ambas condiciones.

Esto nos lleva a considerar que la presión que una estructura ejerce sobre la masa de un suelo varía en orden decreciente con la profundidad, de tal manera que esta disminuye hasta hacerse casi nula a una profundidad de aproximadamente a dos veces al ancho mayor de la base de la edificación apoyada sobre el suelo.

Así pues, existen varias teorías por medio de las cuales se puede calcular la distribución de presiones dentro de la masa del suelo. Estas teorías demuestran que una carga aplicada al suelo aumenta los esfuerzos verticales en toda la masa: el aumento es mayor debajo de la carga, pero se extiende en todas direcciones. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la concentración de esfuerzos debajo de la carga.

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 la cimentación y los hundimientos debido a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación parcialmente compensada. (Ruíz González, 2014).

V.12. Evaluación de expansiones elásticas.

Esta evaluación se realiza debido a que se trata de un suelo fino o plástico como lo son las CH o MH, los cuales son los más representativos de la zona III, se evalúan los asentamientos o expansiones elásticas máximos que ocurrirán al aplicar la presión por medio de la cimentación, o alivio de presión debido a la descarga del suelo (excavación), se emplea 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 geosísmicos.

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

$$\delta = \frac{qB}{E} [(1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu^2 - 2\mu)F_2] \text{---(13)}$$

Dónde:

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 estrato considerado, en m.

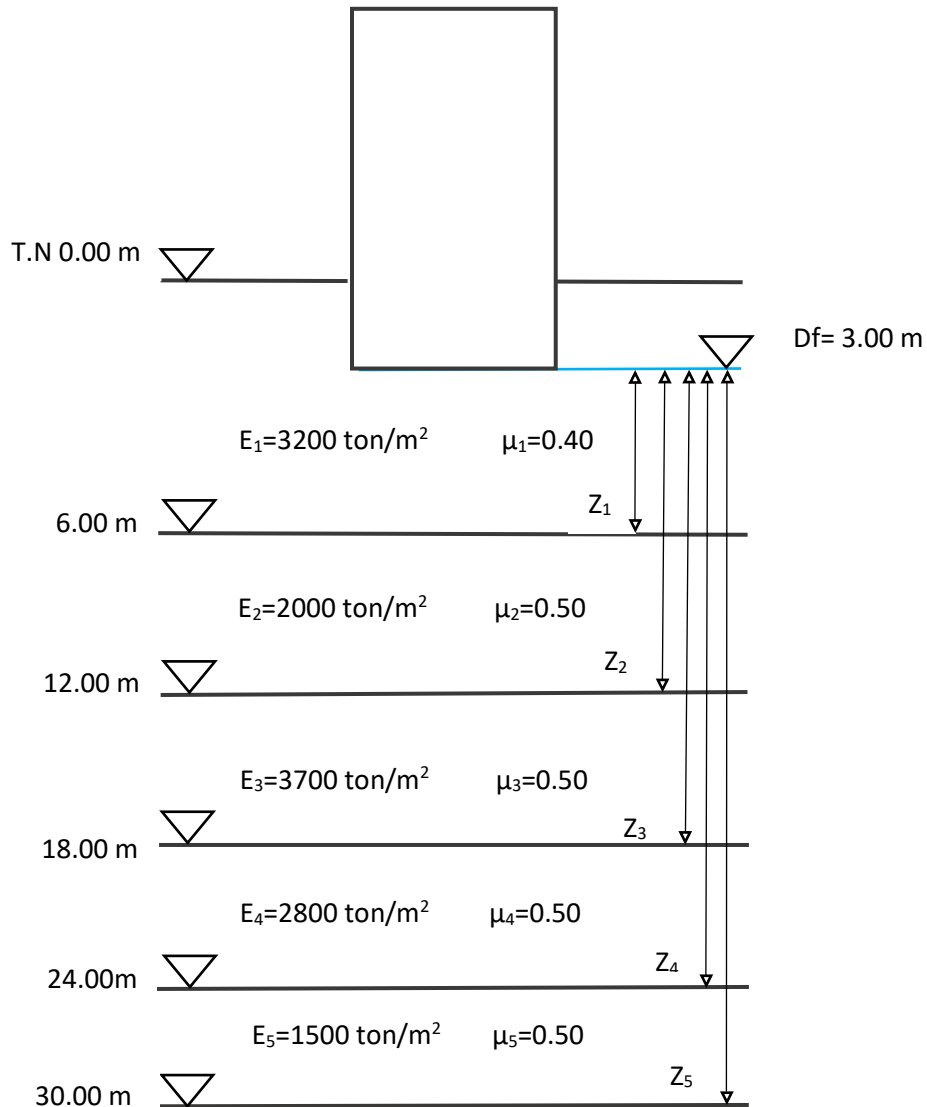
L : Longitud del área descargada.

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

μ : Relación de Poisson, adimensional.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

A continuación, se muestra un diagrama base para el siguiente análisis:



$$Z - D_f$$

$$Z_1 - D_f = 3.00 \text{ m}$$

$$Z_2 - D_f = 6.00 \text{ m}$$

$$Z_3 - D_f = 15.00 \text{ m}$$

$$Z_4 - D_f = 21.00 \text{ m}$$

$$Z_5 - D_f = 27.00 \text{ m}$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Se debe considerar que en nuestro caso existen 5 estratos con diferentes características por lo cual la teoría de Steinbrenner, se deberá desarrollar para estos.

$$\begin{aligned} \delta = & \frac{qB}{E_1} [(1 - \mu_1^2)F_{11} + (1 - \mu_1 - 2\mu_1^2)F_{21}] + \frac{qB}{E_2} [(1 - \mu_2^2)F_{12} + (1 - \mu_2 - 2\mu_2^2)F_{22}] - \dots \\ & - \frac{qB}{E_2} [(1 - \mu_2^2)F_{11} + (1 - \mu_2 - 2\mu_2^2)F_{21}] + \frac{qB}{E_3} [(1 - \mu_3^2)F_{13} + (1 - \mu_3 - 2\mu_3^2)F_{23}] - \dots \\ & - \frac{qB}{E_3} [(1 - \mu_3^2)F_{12} + (1 - \mu_3 - 2\mu_3^2)F_{22}] + \frac{qB}{E_4} [(1 - \mu_4^2)F_{14} + (1 - \mu_4 - 2\mu_4^2)F_{24}] - \dots \\ & - \frac{qB}{E_4} [(1 - \mu_4^2)F_{13} + (1 - \mu_4 - 2\mu_4^2)F_{23}] + \frac{qB}{E_5} [(1 - \mu_5^2)F_{15} + (1 - \mu_5 - 2\mu_5^2)F_{25}] - \dots \\ & - \frac{qB}{E_5} [(1 - \mu_5^2)F_{14} + (1 - \mu_5 - 2\mu_5^2)F_{24}] \end{aligned}$$

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

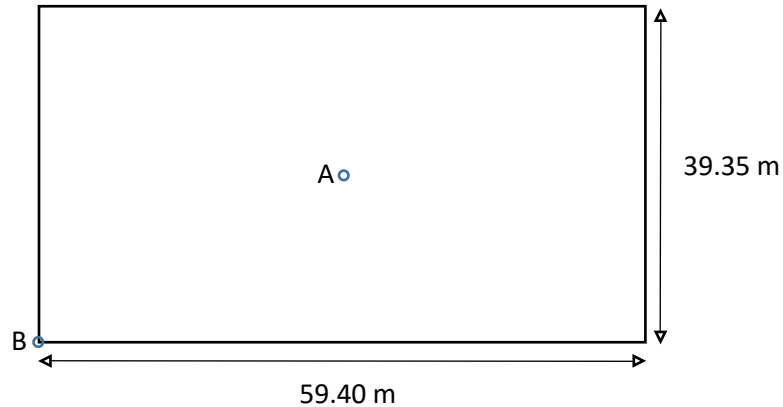
| Profundidad (m) | Módulo de elasticidad (ton/m ²) | Relación de Poisson |
|--------------------|--|---------------------|
| 2.00 – 6.00 | 3200 | 0.40 |
| 6.00 – 12.00 | 2000 | 0.50 |
| 12.00 – 18.00 | 3900 | 0.50 |
| 18.00 – 24.00 | 2800 | 0.50 |
| 24.00 – 30.00 | 1500 | 0.50 |

Se determinarán los valores de F_1 y F_2 mediante la gráfica de Steinbrenner. Y a continuación se observa el cálculo de las otras variables.

$$\begin{aligned} q &= \gamma * Df \\ \therefore q &= (1.45 \text{ ton/m}^3)(1.20 \text{ m}) + (1.69 \text{ ton/m}^3)(1.80 \text{ m}) \\ \therefore q &= 4.78 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Cabe mencionar que el análisis se realizó en la esquina y al centro de la excavación con el fin de encontrar las expansiones máximas en estos puntos que podrían causar daños considerables a las estructuras proyectadas.



A δ centro $B = 19.68\text{ m}$ $L = 29.70\text{ m} \times 4$

B γ esquina $B = 39.35\text{ m}$ $L = 59.40\text{ m}$

A continuación, se presentan los cálculos correspondientes que llevaron a encontrar las variables necesarias para la fórmula anteriormente desarrollada por medio de la gráfica de Steinbrenner.

| Estrato | Centro | | Esquina | |
|---------|--------|------|---------|------|
| | L/B | Z/B | L/B | Z/B |
| 1 | 1.53 | 0.15 | 1.51 | 0.08 |
| 2 | 1.53 | 0.30 | 1.51 | 0.15 |
| 3 | 1.53 | 0.76 | 1.51 | 0.38 |
| 4 | 1.53 | 1.07 | 1.51 | 0.53 |
| 5 | 1.53 | 1.37 | 1.51 | 0.69 |

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

| Estrato | Centro | | Esquina | |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | F ₁ | F ₂ | F ₁ | F ₂ |
| 1 | 0.01 | 0.05 | 0.02 | 0.006 |
| 2 | 0.02 | 0.07 | 0.05 | 0.01 |
| 3 | 0.1 | 0.09 | 0.07 | 0.03 |
| 4 | 0.16 | 0.1 | 0.08 | 0.05 |
| 5 | 0.2 | 0.11 | 0.09 | 0.07 |

V.12.1. Expansiones elásticas en el centro.

$$\delta = \frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{3200 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.40^2)(0.01) + (1 - 0.40 - 2(0.40)^2)(0.05)] + \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{2000 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.02) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.07)] - \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{2000 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.01) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.05)] + \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{3900 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.1) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.09)] - \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{3900 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.02) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.07)] + \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{2800 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.16) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.1)] - \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{2800 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.1) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.09)] + \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{1500 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.2) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.11)] - \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(19.68m)}{1500 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.16) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.1)] =$$

$$\delta_A = 0.0006 + 0.0006 - 0.0003 + 0.0016 - 0.0003 + 0.0037 - 0.0023 + 0.0086 - 0.0068$$

$$\delta_A = 0.0053 \text{ m} * 4 = 0.0213 \text{ m} = 2.13 \text{ cm}$$

V.12.2. Expansiones elásticas en la esquina.

$$\delta = \frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{3200 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.40^2)(0.02) + (1 - 0.40 - 2(0.40)^2)(0.006)] + \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{2000 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.05) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.01)] - \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{2000 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.02) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.006)] + \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{3900 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.07) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.03)] - \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{3900 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.05) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.01)] + \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{2800 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.08) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.05)] - \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{2800 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.07) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.03)] + \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{1500 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.09) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.07)] - \dots$$

$$\frac{(4.78 \text{ ton/m}^2)(39.35\text{m})}{1500 \text{ ton/m}^2} [(1 - 0.50^2)(0.08) + (1 - 0.50 - 2(0.50)^2)(0.05)] =$$

$$\delta_B = 0.0010 + 0.0032 - 0.0013 + 0.0023 - 0.0016 + 0.0037 - 0.0032 + 0.0077 - 0.0068$$

$$\delta_B = 0.0049 \text{ m} = 0.49 \text{ cm}$$

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupara el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 2.13 cm y en la esquina de 0.49 cm, las cuales resultan admisibles, al estar las estructuras proyectadas en una zona III.

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

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

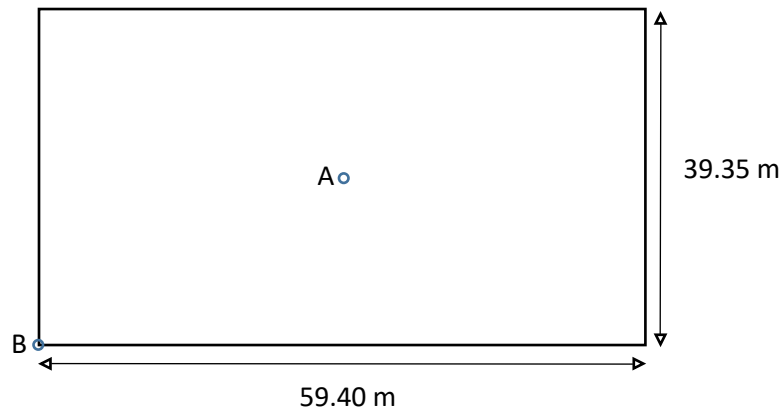
V.13. Cálculo de asentamientos diferidos por consolidación.

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación del edificio proyectado, considerando que se transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de $0.50 \frac{t}{m^2}$, actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar la combinación de cargas permanentes más 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 considerando lo siguiente:

$$\Delta H_T = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$



En base a las pruebas de laboratorio se seleccionó, cuatro estratos principales, los cuales se verán empleados en el análisis de los asentamientos; el primero se localiza de los 6.00 – 6.20 m de profundidad, el segundo de 11.20 – 11.40 m de profundidad, el tercero de 16.20 – 16.40 m de profundidad y el cuarto de 21.20 – 21.40 m de profundidad.

Primero se calcularon los asentamientos a una profundidad de 6.10 m, para la cual se obtuvieron los siguientes resultados:

$$e_{0_{6.10}} = P_{0_{6.10}}$$

$$P_{0_{6.10}} = \gamma h + \gamma' h$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$P_{0_{6.10}} = 7.163 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.513 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 7.676 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.768 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_{0_{6.10}} = 3.452$$

Tomando en cuenta lo anterior se determinaron las siguientes variables:

$$\Delta e = e_0 - e_1 = 3.452 - e_1$$

$$e_1 = P_{6.10} = \overline{P_{0_{6.10}}} + \overline{\Delta p_{6.10}} = 7.68 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + \overline{\Delta p_{6.10}}$$

$$\overline{\Delta p_{6.10}} = w * w_0$$

Por lo tanto, se calculará para el punto A.

$$x = 29.70 \text{ m}; \quad y = 19.68 \text{ m}; \quad z = 6.10 \text{ m};$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{29.70}{6.10} = 4.87$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{19.68}{6.10} = 3.23$$

Mediante la utilización de la Teoría de Fadum, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$w_0 = 0.247$$

$$\sigma_{A_{6.10}} = 4w * w_0$$

$$\sigma_{A_{6.10}} = 4 \left(0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (0.247)$$

$$\sigma_{A_{6.10}} = 0.494 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{6.10} = 7.676 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.494 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 8.170 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.817 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_1 = 3.450$$

$$\Delta H_{A_{6.10}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}; \quad H = \frac{3.452-3.45}{1+3.452} * 0.20 = 8.98 \times 10^{-5}$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Considerando lo anterior se calcula para el punto B.

$$x = 59.40 \text{ m}; \quad y = 39.35 \text{ m}; \quad z = 6.10 \text{ m};$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{59.40}{6.10} = 9.74$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{39.35}{6.10} = 6.45$$

$$w_0 = 0.249$$

$$\sigma_{A_{6.10}} = w * w_0$$

$$\sigma_{A_{6.10}} = \left(0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) (0.249)$$

$$\sigma_{A_{6.10}} = 0.125 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{6.10} = 7.676 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.125 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 7.801 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.780 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_1 = 3.451$$

$$\Delta H_{A_{6.10}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}; \quad H = \frac{3.452-3.451}{1+3.452} * 0.20 = 4.92 \times 10^{-5}$$

Por lo que podemos concluir, que para el punto 6.10 se obtuvieron:

$$\Delta H_A = 8.98 \times 10^{-5}$$

$$\Delta H_B = 4.92 \times 10^{-5}$$

Mediante el desarrollo anterior se calcularán los asentamientos para las diferentes profundidades, que a continuación se observan.

A 11.30 m de profundidad:

$$e_{0_{11.30}} = P_{0_{11.30}}$$

$$P_{0_{11.30}} = \gamma h + \gamma' h$$

$$P_{0_{11.30}} = 7.163 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 8.603 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.860 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$e_{0_{11.30}} = 7.350$$

Tomando en cuenta lo anterior se determinaron las siguientes variables:

$$\Delta e = e_0 - e_1 = 7.350 - e_1$$

$$e_1 = P_{11.30} = \overline{P_{0_{11.30}}} + \overline{\Delta_{p_{11.30}}} = 8.603 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + \overline{\Delta_{p_{11.30}}}$$

$$\overline{\Delta_{p_{11.30}}} = w * w_0$$

Por lo tanto, se calculará para el punto A.

$$x = 29.70 \text{ m}; \quad y = 19.68 \text{ m}; \quad z = 11.30 \text{ m};$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{29.70}{11.30} = 2.63$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{19.68}{11.30} = 1.74$$

Mediante la utilización de la Teoría de Fadum, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$w_0 = 0.229$$

$$\sigma_{A_{11.30}} = 4w * w_0$$

$$\sigma_{A_{11.30}} = 4 \left(0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (0.229)$$

$$\sigma_{A_{11.30}} = 0.458 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{11.30} = 8.603 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.458 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9.061 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.906 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_1 = 7.340$$

$$\Delta H_{A_{11.30}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}; \quad H = \frac{7.350-7.340}{1+7.350} * 0.20 = 2.40 \times 10^{-4}$$

Considerando lo anterior se calcula para el punto B.

$$x = 59.40 \text{ m}; \quad y = 39.35 \text{ m}; \quad z = 11.30 \text{ m};$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$m = \frac{x}{z} = \frac{59.40}{11.30} = 5.26$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{39.35}{6.10} = 3.48$$

$$w_0 = 0.245$$

$$\sigma_{A_{11.30}} = w * w_0$$

$$\sigma_{A_{11.30}} = \left(0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) (0.245)$$

$$\sigma_{A_{11.30}} = 0.122 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{11.30} = 8.603 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.122 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 8.725 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.872 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_1 = 7.347$$

$$\Delta H_{A_{11.30}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}; \quad H = \frac{7.350-7.347}{1+7.350} * 0.20 = 7.18 \times 10^{-5}$$

Por lo que podemos concluir, que para el punto 11.30 se obtuvieron:

$$\Delta H_A = 2.40 \times 10^{-4}$$

$$\Delta H_B = 7.18 \times 10^{-5}$$

A 16.30 m de profundidad:

$$e_{0_{16.30}} = P_{0_{16.30}}$$

$$P_{0_{16.30}} = \gamma h + \gamma' h$$

$$P_{0_{16.30}} = 7.163 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 2.027 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9.190 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.919 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_{0_{16.30}} = 8.430$$

Tomando en cuenta lo anterior se determinaron las siguientes variables:

$$\Delta e = e_0 - e_1 = 8.430 - e_1$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$e_1 = P_{16.30} = \overline{P_{0.16.30}} + \overline{\Delta_{p_{16.30}}} = 9.19 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + \overline{\Delta_{p_{16.30}}}$$

$$\overline{\Delta_{p_{16.30}}} = w * w_0$$

Por lo tanto, se calculará para el punto A.

$$x = 29.70 \text{ m}; \quad y = 19.68 \text{ m}; \quad z = 16.30 \text{ m};$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{29.70}{16.30} = 1.82$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{19.68}{16.30} = 1.21$$

Mediante la utilización de la Teoría de Fadum, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$w_0 = 0.193$$

$$\sigma_{A_{16.30}} = 4w * w_0$$

$$\sigma_{16.30} = 4 \left(0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (0.193)$$

$$\sigma_{A_{16.30}} = 0.386 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{16.30} = 9.190 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.386 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9.576 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.958 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_1 = 8.420$$

$$\Delta H_{A_{16.30}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}; \quad H = \frac{8.430-8.420}{1+8.430} * 0.20 = 2.12 \times 10^{-4}$$

Considerando lo anterior se calcula para el punto B.

$$x = 59.40 \text{ m}; \quad y = 39.35 \text{ m}; \quad z = 16.30 \text{ m};$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{59.40}{16.30} = 3.64$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{39.35}{16.30} = 2.41$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$w_0 = 0.242$$

$$\sigma_{A_{16.30}} = w * w_0$$

$$\sigma_{A_{16.30}} = \left(0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) (0.242)$$

$$\sigma_{A_{16.30}} = 0.121 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{16.30} = 9.190 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.121 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 9.311 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.931 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_1 = 8.400$$

$$\Delta H_{A_{16.30}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}; \quad H = \frac{8.430-8.400}{1+8.430} * 0.20 = 6.36 \times 10^{-4}$$

Por lo que podemos concluir, que para el punto 16.30 se obtuvieron:

$$\Delta H_A = 2.12 \times 10^{-4}$$

$$\Delta H_B = 6.36 \times 10^{-4}$$

A 21.30 m de profundidad:

$$e_{0_{21.30}} = P_{0_{21.30}}$$

$$P_{0_{21.30}} = \gamma h + \gamma' h$$

$$P_{0_{21.30}} = 7.613 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 3.019 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 10.632 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.063 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_{0_{21.30}} = 4.150$$

Tomando en cuenta lo anterior se determinaron las siguientes variables:

$$\Delta e = e_0 - e_1 = 4.150 - e_1$$

$$e_1 = P_{21.30} = \overline{P_{0_{21.30}}} + \overline{\Delta_{p_{21.30}}} = 10.632 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + \overline{\Delta_{p_{21.30}}}$$

$$\overline{\Delta_{p_{21.30}}} = w * w_0$$

Por lo tanto, se calculará para el punto A.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$x = 29.70 \text{ m}; \quad y = 19.68 \text{ m}; \quad z = 21.30 \text{ m};$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{29.70}{21.30} = 1.37$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{19.68}{21.30} = 0.92$$

Mediante la utilización de la Teoría de Fadum, se obtuvieron los siguientes resultados:

$$w_0 = 0.195$$

$$\sigma_{A_{21.30}} = 4w * w_0$$

$$\sigma_{A_{21.30}} = 4 \left(0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (0.195)$$

$$\sigma_{A_{21.30}} = 0.390 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{21.30} = 10.632 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.390 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 11.022 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.102 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_1 = 4.148$$

$$\Delta H_{A_{21.30}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}; \quad H = \frac{4.150-4.148}{1+4.150} * 0.20 = 7.77 \times 10^{-5}$$

Considerando lo anterior se calcula para el punto B.

$$x = 59.40 \text{ m}; \quad y = 39.35 \text{ m}; \quad z = 21.30 \text{ m};$$

$$m = \frac{x}{z} = \frac{59.40}{21.30} = 2.78$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{39.35}{21.30} = 1.85$$

$$w_0 = 0.234$$

$$\sigma_{A_{21.30}} = w * w_0$$

$$\sigma_{A_{21.30}} = \left(0.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) (0.234)$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$\sigma_{A_{21.30}} = 0.117 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$P_{21.30} = 10.632 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 0.117 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 10.749 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.075 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$e_1 = 4.140$$

$$\Delta H_{A_{21.30}} = \frac{\Delta e}{1+e_0}; \quad H = \frac{4.150-4.140}{1+4.150} * 0.20 = 3.89 \times 10^{-4}$$

Por lo que podemos concluir, que para el punto 21.30 se obtuvieron:

$$\Delta H_A = 7.77 \times 10^{-5}$$

$$\Delta H_B = 3.89 \times 10^{-4}$$

Tomando en cuenta los cálculos anteriores, podemos determinar los asentamientos totales en el centro y la esquina del sitio de interés, realizando la sumatoria de cada uno de éstos puntos en las diferentes profundidades a las que se obtuvieron y nos arroja lo siguientes resultados:

$$\Delta H_A = 8.98 \times 10^{-5} + 2.40 \times 10^{-4} + 2.12 \times 10^{-4} + 7.77 \times 10^{-5} = 6.195 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$$\Delta H_B = 4.92 \times 10^{-5} + 7.18 \times 10^{-5} + 6.36 \times 10^{-4} + 3.89 \times 10^{-4} = 1.146 \times 10^{-3} \text{ cm}$$

Se obtuvieron los asentamientos a largo plazo, considerando la estructura flexible, cuyos resultados son admisibles, tanto a los movimientos verticales totales como los diferenciales, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal (actual Ciudad de México), en donde establece que debe existir un asentamiento máximo de 30.00 cm y un diferencial para estructuras a base de marcos de concreto de 0.0004.

A los asentamientos antes mencionados se sumaron 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.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Los análisis efectuados corresponden a una estructura de dos niveles, con elementos estructurales convencionales, con cimentación, construida por cajón de cimentación con área igual a la cubierta por el edificio, desplantada a 3.00 m de profundidad, respecto al nivel medio de la superficie actual del terreno, que en esas condiciones aplican una presión neta de $0.50 \frac{t}{m^2}$, para lo que se satisface el estado límite de falla y el estado límite de servicio.

V.14. Empujes en muros perimetrales.

En base a las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, se determinaron los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación; esto se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- ◆ La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- ◆ La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- ◆ Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago).

$$E_T = E_S + E_A + E_{SIS} + E_{SC} \text{---}(14)$$

Dónde:

E_T =Empuje total

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

E_S =Empuje debido al suelo

E_A =Empuje debido al agua

E_{SIS} =Empuje debido al sismo

E_{SC} =Empuje debido a una sobrecarga

V.14.1. Empuje debido al suelo.

$$E_s = \gamma H K_o$$

Donde:

E_s = Empuje debido al suelo

γ = Peso volumétrico total

$\gamma' = \gamma - \gamma_w$ = Peso volumétrico sumergido

H = Profundidad

K_o = Coeficiente de tierras en reposo

Teniendo en cuenta la expresión anterior se logró determinar el E_s :

$$E_{s_1} = \left(1.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (1.20 \text{ m})(0.40) = 0.70 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$E_{s_2} = \left(1.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right) (1.80 \text{ m})(0.40) = 1.22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$E_s = 1.92 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

V.14.2. Empuje debido al agua.

En el presente caso a desarrollar se puede observar que no existe empuje debido al agua en los muros perimetrales ya que el $NAF = 4.68 \text{ m}$, se localiza a una profundidad superior con respecto a la necesaria para desplantar la cimentación del

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

edificio proyectado en la Zona Oriente de la Ciudad de México, siendo esta de $Df = 3.00 \text{ m}$.

V.14.3. Empuje debido al sismo.

$$E_{sis} = \frac{W \left(\frac{C_{sis}}{Q} \right)}{H}$$

Donde:

E_{sis} = Empuje debido al sismo

C_{sis} = Coeficiente sísmico = 0.40

Q = Factor de comportamiento sísmico = 2

H = Profundidad del desplante = 3.00 m

W = Peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre los criterios para el diseño estructural de las edificaciones.

Teniendo en cuenta la expresión anterior se logró determinar el E_{sis} :

$$E_{sis} = \frac{\left(5.33 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) \left(\frac{0.40}{2.0} \right)}{3.00}$$

$$E_{sis} = 0.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

V.14.4. Empuje debido a la sobrecarga.

Se considera una sobrecarga de $w = Sc = 1.50 \text{ ton/m}^2$, debido a que esta es la sobrecarga mínima cuando existe una banqueta (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, actual Ciudad de México.)

$$P_{M1} = \frac{1.20 \text{ m}}{2} = 0.60 \text{ m}$$

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

$$P_{M2} = \frac{3.0 m}{2} + 0.60m = 2.10m$$

Cuando $z = 0.60 m$ de profundidad:

$$m = \frac{x}{z} = \frac{29.70m}{0.60m} = 49.50$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{19.68m}{0.60m} = 32.80$$

$$w_o = 0.250$$

$$\sigma_{0.60} = 4ww_o$$

$$\sigma_{0.60} = 4(1.50 \text{ ton}/m^2)(0.25)$$

$$\sigma_{0.60} = 1.50 \text{ ton}/m^2$$

Cuando $z = 2.10 m$ de profundidad:

$$m = \frac{x}{z} = \frac{29.70m}{2.10m} = 14.14$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{19.68m}{2.10m} = 9.37$$

$$w_o = 0.249$$

$$\sigma_{2.10} = 4ww_o$$

$$\sigma_{2.10} = 4(1.50 \text{ ton}/m^2)(0.249)$$

$$\sigma_{2.10} = 1.494 \text{ ton}/m^2$$

$$E_T = E_S + E_A + E_{SIS} + E_{SC}$$

$$E_{T1} = 1.92 \frac{\text{ton}}{m^2} + 0 + 0.35 \frac{\text{ton}}{m^2} + 1.50 \frac{\text{ton}}{m^2} = 3.77 \frac{\text{ton}}{m^2}$$

$$E_{T2} = 1.92 \frac{\text{ton}}{m^2} + 0 + 0.35 \frac{\text{ton}}{m^2} + 1.494 \frac{\text{ton}}{m^2} = 3.76 \frac{\text{ton}}{m^2}$$

Una vez calculados los valores de los tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

diseño o revisión de los muros. En la figura 26 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

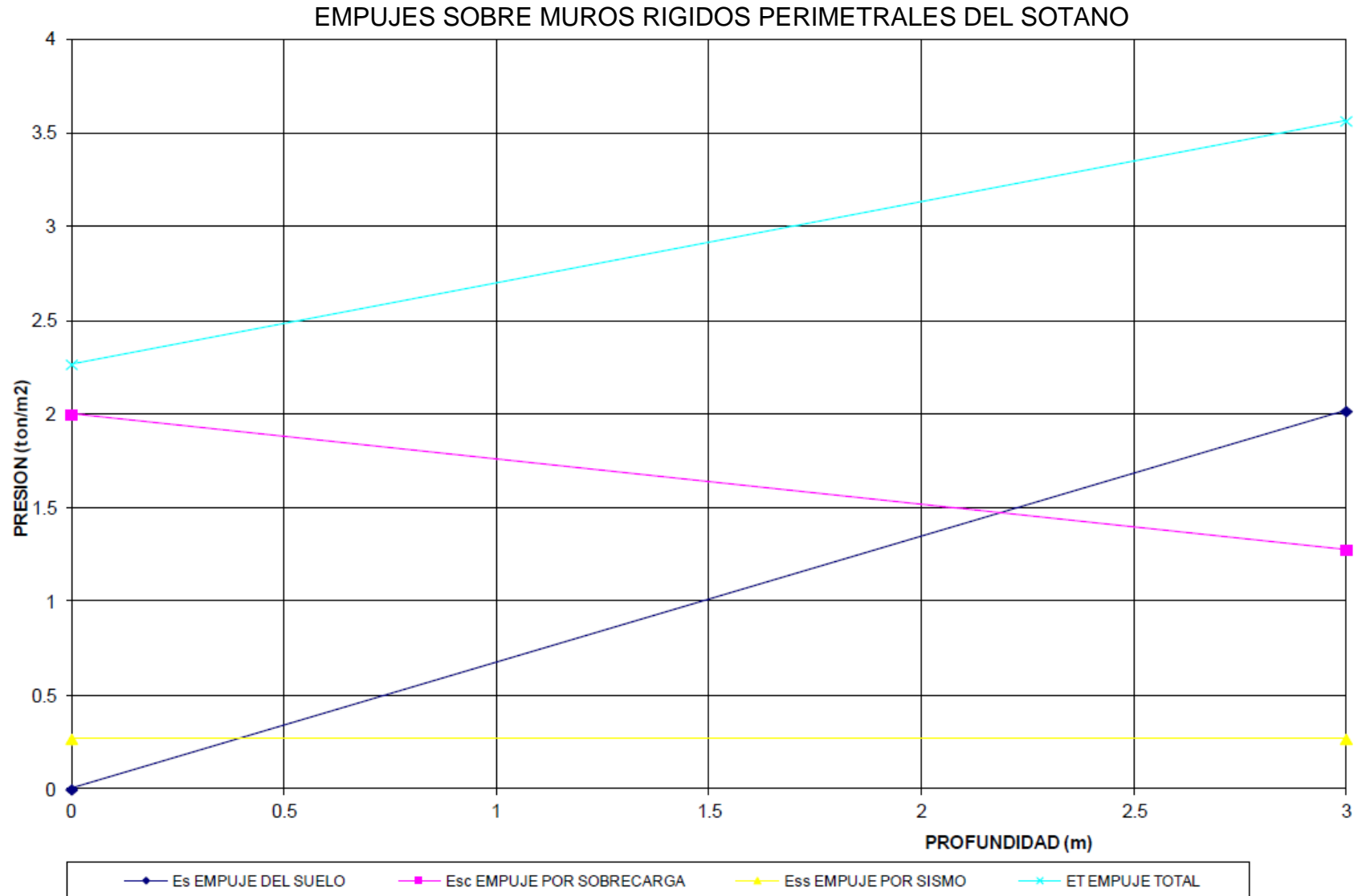


FIGURA 26

VI. DETERMINACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN

VI. Determinación del proceso constructivo para la excavación.

VI.1. Estabilidad de taludes.

Con el objetivo de verificar que las paredes de la excavación sean estables, se realizaron los siguientes cálculos, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:⁸

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o C F_R \text{---} (15)$$

Donde:

F_c = Factor de carga = 1.40

γ = Peso volumétrico del material

H = Altura máxima de la excavación

q = Sobrecarga = 2.0 ton/m²

U_q = Factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación $U_q = 0.46$

N_o = Número de estabilidad que depende del ángulo del talud = 25.84

C = Cohesión más baja en la altura de la excavación

F_R = Factor de reducción de resistencia = 0.80

Considerando taludes verticales 90°:

$$8.09 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 13.31 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Considerando el anterior resultado se establece que la excavación podrá realizarse bajo la condición de taludes verticales.

⁸ Jambu, N. "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters". Prentice Hall, University Cambridge Mass; Harvard series no. 46 (1959).

VI. DETERMINACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN

VI.2. Falla de fondo por cortante.

Se consideró la revisión de falla de fondo por cortante la cual se basó en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (actual Ciudad de México), en el apartado de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Título 5.1.3 hace referencia a la condicionante que involucra la utilización elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar con el fin de soportar las paredes de la excavación, deberá revisarse la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluirá el elemento por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que estos soportan.

Dicha revisión se realizará por medio del cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'_c < c N_c F_R \text{---(16)}$$

Donde:

P_v = Presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m^2

F_c = Factor de carga dimensional = 1.40

q = Sobrecarga superficial = $2.0 \text{ ton}/\text{m}^2$

F'_c = Factor de carga, adimensional = 1.0

C = Cohesión del material que subyace la excavación, mínima de $2.0 \text{ ton}/\text{m}^2$

N_c = Coeficiente de capacidad de carga

F_R = Factor de resistencia = 0.70

Para una excavación a 3.00 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$8.09 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 8.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Considerando lo anterior se determinó que no se presentará la falla de fondo por cortante.

VII. Proceso constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación.

En este apartado se indica el procedimiento constructivo pertinente de la excavación del cajón de cimentación el cual alojará los tanques de almacenamiento; en el sitio de interés para la construcción de la edificación en la zona oriente de la Ciudad de México.

El procedimiento constructivo para la excavación que alojara al cajo de cimentación, se estableció considerando las características geométricas de la excavación, en particular su profundidad de 3.00 m, con respecto al nivel de la superficie del terreno en cuestión, así como las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la baja resistencia de los materiales en que se realizara la excavación.

Por lo que el proceso de excavación se realizará dejando taludes verticales de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- ◆ Inicialmente se realizará una excavación a 0.30 m de profundidad, con el objetivo de retirar los restos de cimentaciones pre-existentes.
- ◆ Se iniciará la excavación, dejando taludes verticales.
- ◆ La excavación se realizará con equipo mecánico hasta 10.0 cm por arriba del nivel de desplante; este espesor se excavará manualmente para evitar el remoldeo del suelo de desplante.
- ◆ Una vez alcanzado el fondo de excavación en proyecto, el nivel de desplante deberá ser revisado por un ingeniero especialista en mecánica de suelos, que verifique el desplante se realice en los materiales considerandos en el análisis.
- ◆ Una vez terminada la excavación se colocará a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material de alteraciones por el tránsito de trabajadores.
- ◆ Se continuará con la colocación del acero de refuerzo de la losa de fondos y de los muros perimetrales, para su colado correspondiente.

VII. PROCESO CONSTRUCTIVO

- ◆ Durante los trabajos de excavación y construcción de cimentación, se recomienda la instalación de puntos de control topográfico (palomas) para monitorear el comportamiento de las estructuras; que se dispondrán a cada 5.0 m y la colocación de líneas de colimación en la periferia a la excavación y espacios abiertos; asimismo, se instalarán plomadas en las estructuras colindantes para medir deformaciones horizontales. Durante la construcción de la cimentación se efectuarán 2 lecturas semanalmente.

VIII. Instrumentación.

Con el propósito de monitorear el comportamiento de la excavación y las colindancias, durante el proceso de construcción del cajón de cimentación, será necesario instalar la siguiente instrumentación.

- ◆ Construcciones colindantes. El control de los movimientos verticales será mediante la colocación de palomas en los muros de las estructuras colindantes. Los desplazamientos horizontales que se pudieran presentar se medirán por medio de plomos instalados en las esquinas de las construcciones en ambas direcciones.
- ◆ Colindancias con vialidades. Los movimientos horizontales y verticales se medirán mediante líneas de colimación sobre la banqueta, instalando puntos equidistantes a cada 5.0 m.

Los puntos deberán estar bien fijos y protegidos para no tener lecturas alteradas además el banco de nivel deberá estar fuera de la influencia de la excavación; a una distancia del orden de 200.00 m. El monitoreo se realizará por lo menos tres veces a la semana, presentando los resultados en forma gráfica.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

Conclusiones.

Se proyecta la construcción de un edificio en la Zona Oriente de la Ciudad de México, ubicado en la calle Reforma no. 100, colonia San Lorenzo Tezonco, Delegación Iztapalapa, Ciudad de México.

El área de interés se encuentra ubicada en la parte sur poniente de Instalaciones aledañas a la ubicación del edificio y se encuentra ocupado por un estacionamiento por superficie, con nivel de piso terminado a la cota ± 0.00 . Presenta una topografía sensiblemente horizontal.

El proyecto contempla la construcción de un edificio de cuatro niveles más un nivel en sótano. Estructurado a base de marcos de acero, contruidos por columnas, trabes y contraventeos de estructura metálica y losacero, con la siguiente distribución:

- ◆ Sótano con área de desplante de 146.00 m^2 , para acceso de personal, con nivel de piso terminado NPT= -2.80 m , con respecto al nivel ± 0.00 , como se muestra en la figura 3.
- ◆ Planta baja, con nivel de piso terminado al nivel ± 0.20 , con área de desplante de 2222 m^2 ; para estacionamiento y servicios, con capacidad de 30 cajones, elevadores y escaleras; además se ubica los cuartos de máquinas, área de cuarto de circuito cerrado de tv; y rampa de acceso principal al público al primer nivel como se muestra en la figura 4.
- ◆ Planta primer nivel acceso, con área en planta de 2166 m^2 , cuenta con: plaza de acceso al público, del nivel $+0.20$ al vestíbulo principal con nivel $+3.40 \text{ m}$. unidad de informática. Una sala de alto impacto. Baños, escaleras y elevadores, como se muestra en la figura 5.
- ◆ Planta segundo nivel con área en planta de 2143 m^2 , cuenta con: vestíbulo con nivel $+7.45 \text{ m}$. Sala de gestión, sala auxiliar de audiencias. Cuatro salas de control de seguridad sencilla, cuatro salas de control de seguridad media. Una de informativa. Una sala de área de personal. Baños, escaleras y elevadores y pasillos de circulación, como se muestra en la figura 6.

CONCLUSIONES

- ◆ Planta tercer nivel con área en planta de 1633 m², cuenta con: vestíbulo con nivel +11.50 m. Unidad de gestión. Tres salas de control de seguridad sencilla, dos salas de juicio oral colegiado. Unidad de informática. Una sala de área de personal. Baños, escaleras y elevadores y pasillos de circulación, como se muestra en la figura 7.

Considerando la estructuración del edificio proyectado antes indicado, así como los datos anteriormente obtenidos se procedió a realizar los análisis pertinentes; se estableció que el tipo de cimentación adecuada para esta edificación sería mediante un cajón de cimentación parcialmente compensado, hueco y estanco, con un área en planta ocupada por el edificio proyectado, construido por una losa de fondo rigidizada con contratrabes y muros perimetrales de concreto armado desplantado a 3.00 m de profundidad.

Por lo cual se llevaron a cabo análisis con el objetivo de conocer el estado límite de falla y el estado límite de servicio y, con el fin de obtener la capacidad de carga, se consideraron que los materiales afectados por la superficie del potencial de falla son suelos cohesivos, se supuso un peso de 0.90 ton/m² por cada uno de los niveles del edificio proyectado y 2.0 ton/m² para la cimentación.

En base al análisis realizado a la cimentación, se determinaron los asentamientos a los que está sujeta la edificación en el centro y en la esquina de este, los cuales son admisibles basándonos en las especificaciones obtenidas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (actual Ciudad de México); así mismo se determinaron las expansiones elásticas mediante el criterio de Steinbrenner siendo estas admisibles, considerando la zona del sitio de construcción.

El proceso para la construcción del cajón de cimentación, será por medio de una excavación que tendrá taludes interiores en relación 1:1 (horizontal: vertical), y se optó por el uso de tablaestacado como sistema de ademe, con el objetivo de retención del material para la colocación del acero de refuerzo en la losa y muros perimetrales.

CONCLUSIONES

El presente trabajo es un ejemplo de la conjunción de los estudios de mecánica de suelos y el análisis adecuado para la construcción de cualquier cimentación, son de vital importancia para la adecuada elección con respecto a la programación de una construcción.

Bibliografía.

De la Cruz Soto, Benicio. Conceptos básicos de los diferentes tipos de exploración y muestreo del subsuelo. 2000.

Rodríguez Muñoz, Alejandro. Uso y aplicación de sondeos de penetración de cono en cimentaciones de la Ciudad de México. 2004.

Apuntes de clase "Comportamiento de Suelos". archivo: Exploración, Muestreo y Pruebas de Laboratorio.

Juárez Badillo. Rico Rodríguez. (1998). Mecánica de suelos I: Fundamentos de la mecánica de suelos. México: Limusa.

Informe de Mecánica de suelos, Reclusorio Preventivo Oriente, Juzgados del TSJ DF.

Ing. Raúl Hernández González, "Instrumentación para la auscultación de túneles en suelos blandos" de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

TCG, síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México, febrero 2005

Del Castillo, MR: "El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del Valle de México", Simposio México, marzo de 1978.

J. Calavera. (1991). Cálculo de estructuras de cimentación. Santander, España: Intemac.

Luis Arnal Simón. Max Betancourt Suárez. (2011). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México: Trillas.

Jambu, N. "Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters" Prentice Hall, Harvard University Cambridge, Mass; Harvard series no. 46 (1959).

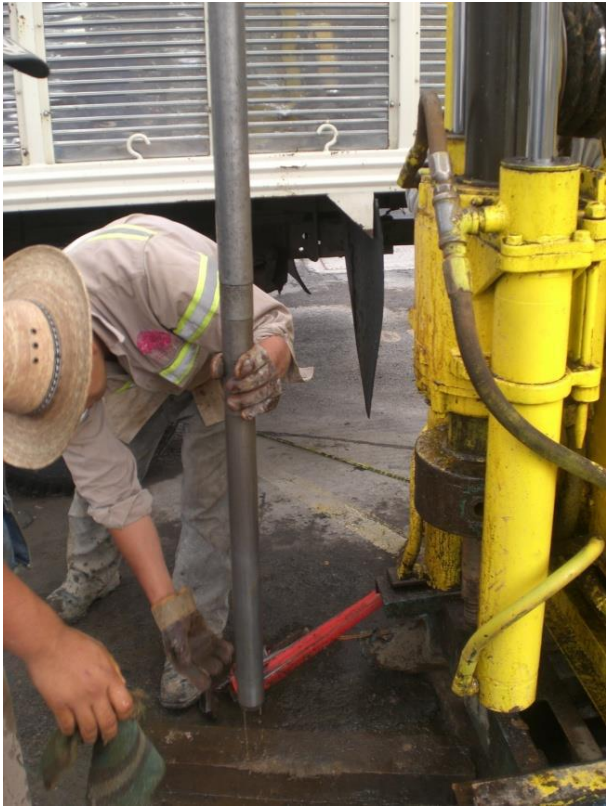
Anexos.

Anexo I Reporte fotográfico.































Anexo II Pruebas de laboratorio.

| CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|------------------|------------|------------|------------------------|------------------------|--------|----------------------------|---|--|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | | | | | | |
| SONDEO: SPT-1 | | | | | FECHA: 16-jun-14 | | | | |
| Muestra Nº | Profundidad m | Tara Nº | tara gr | W ₁₀₀ gr | W ₂₀₀ gr | w % | TORC kg/cm ² | CLASIFICACION | |
| 1 | 0.10 0.70 | 402 | 25.30 | 144.30 | 132.20 | 11.32 | | ARCILLA ARENOSA CAFÉ OSCURO CON FRAGMENTOS DE TABIQUE ROJO (RELLENO) | |
| 2 | 0.70 0.93 | 404 | 25.10 | 95.90 | 76.80 | 36.94 | | ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO CON POCA ARENA FINA Y RAICILLAS | |
| 3 | 1.30 1.90 | 154 | 24.10 | 122.00 | 109.00 | 15.31 | | ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO | |
| 4 | 1.90 2.28 | 601 | 24.40 | 160.90 | 145.60 | 12.62 | | ARENA FINA MEDIA Y GRUESA POCO LIMOSA GRIS OSCURO | |
| 5 | 2.50 3.10 | 86 | 26.40 | 135.30 | 120.30 | 15.97 | | ARENA FINA MEDIA Y GRUESA GRIS OSCURO NEGRUSCO | |
| 6 | 3.10 3.40 | 213 | 23.40 | 86.20 | 56.00 | 92.64 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA | |
| | 3.40 3.70 | 720 | 24.80 | 87.60 | 51.20 | 137.88 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA | |
| 7 | 3.70 4.30 | 701 | 24.30 | 115.90 | 64.60 | 127.30 | | ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA | |
| | 4.30 4.90 | 85 | 25.20 | 100.40 | 61.00 | 110.06 | | ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA | |
| 9 | 4.90 5.50 | 189 | 25.60 | 109.00 | 79.30 | 55.31 | | ARCILLA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA | |
| 10 | 5.50 6.10 | 735 | 25.60 | 78.30 | 49.10 | 124.26 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 11 | 6.10 6.70 | 4 | 24.50 | 93.30 | 55.40 | 122.65 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 12 | 6.70 7.30 | 247 | 26.10 | 98.60 | 53.60 | 163.64 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 13 | 7.30 7.90 | 200 | 25.80 | 149.60 | 103.00 | 60.36 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO | |
| 14 | 7.90 8.50 | 96 | 24.30 | 131.10 | 75.80 | 107.38 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA | |
| 15 | 8.50 9.10 | 251 | 25.70 | 95.80 | 49.10 | 199.57 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 16 | 9.10 9.70 | 234 | 24.60 | 83.60 | 43.30 | 215.51 | | ARCILLA CAFÉ ROJIZO | |
| 17 | 9.70 10.30 | 600 | 24.40 | 102.80 | 61.30 | 112.47 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON MANCHAS CAFÉ ROJIZO | |
| 18 | 10.30 10.90 | 729 | 24.30 | 67.00 | 34.00 | 340.21 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 19 | 10.90 11.50 | 273 | 25.00 | 79.80 | 37.10 | 352.89 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 20 | 11.50 12.10 | 188 | 26.70 | 83.70 | 38.60 | 378.99 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 21 | 12.70 13.30 | 174 | 24.60 | 98.40 | 39.60 | 392.00 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 22 | 13.30 13.90 | 707 | 25.80 | 93.60 | 40.30 | 367.59 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 23 | 13.90 14.50 | 738 | 24.80 | 90.90 | 39.20 | 359.03 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 24 | 14.50 15.10 | 246 | 25.90 | 95.10 | 42.20 | 324.54 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 25 | 15.10 15.70 | 770 | 24.50 | 85.70 | 38.20 | 341.73 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 26 | 15.70 16.30 | 608 | 24.10 | 81.00 | 38.20 | 303.55 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 27 | 16.30 16.90 | 706 | 24.40 | 119.70 | 43.90 | 388.72 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 28 | 16.90 17.50 | 611 | 24.50 | 81.80 | 36.10 | 393.97 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 29 | 17.50 18.10 | 212 | 24.70 | 88.70 | 45.30 | 210.68 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 30 | 18.70 19.30 | 256 | 25.80 | 80.40 | 54.50 | 90.24 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO | |
| 31 | 19.30 19.90 | 262 | 25.30 | 107.50 | 73.50 | 70.54 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO | |
| 32 | 19.90 20.50 | 239 | 25.20 | 115.60 | 66.00 | 121.57 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO | |
| 33 | 20.50 21.10 | 159 | 24.40 | 103.10 | 62.30 | 107.65 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 34 | 21.10 21.70 | 245 | 25.40 | 132.40 | 61.40 | 197.22 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 35 | 21.70 22.30 | 51 | 26.10 | 126.80 | 71.70 | 120.83 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 36 | 22.30 22.90 | 708 | 23.70 | 171.70 | 107.30 | 77.03 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO | |
| 37 | 22.90 23.50 | 131 | 25.90 | 90.00 | 63.10 | 72.31 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO OSCURO CON POCA ARENA FINA | |
| 38 | 23.50 24.10 | 728 | 24.60 | 151.20 | 101.90 | 62.78 | | ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO OSCURO CON POCA ARENA FINA | |
| 39 | 24.10 24.70 | 172 | 23.90 | 108.60 | 55.40 | 168.89 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 40 | 24.70 25.30 | 181 | 24.50 | 118.80 | 66.50 | 124.52 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 41 | 25.30 25.90 | 171 | 24.60 | 135.30 | 79.70 | 100.91 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON VETA DE ARENA FINA GRIS OSCURO EN LA PARTE INFERIOR | |
| 42 | 25.90 26.23 | 165 | 23.40 | 120.30 | 84.90 | 57.56 | | ARENA FINA GRIS OSCURO NEGRUSCO | |
| 43 | 26.50 27.10 | 7 | 24.20 | 111.80 | 53.50 | 198.98 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 44 | 27.70 28.30 | 121 | 24.90 | 121.70 | 64.70 | 143.22 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON VETA DE ARENA FINA EN LA PARTE MEDIA | |
| 45 | 28.30 28.90 | 788 | 24.30 | 135.10 | 83.30 | 87.80 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 46 | 28.90 29.50 | 221 | 24.50 | 107.00 | 62.90 | 114.84 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |
| 47 | 29.50 30.10 | 125 | 26.30 | 133.70 | 77.70 | 108.95 | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |

ANEXOS

| CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA | | | | | | | | |
|-----------------------------------|-------------|------|-------|------------------|------------------|------------------|--------|--|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | | | | | |
| SONDEO: PCA-1 | | | | | | FECHA: 16-jun-14 | | |
| Muestra | Profundidad | Tara | tara | W _{h+t} | W _{s+t} | w | TORC. | CLASIFICACION |
| Nº | m | Nº | gr. | gr. | gr. | % | kg/cm² | |
| BOLSA | 1.00 | 262 | 25.10 | 128.10 | 117.70 | 11.23 | | LIMO ARENOSO FINO GRIS OSCURO NEGRUSCO |
| | 1.10 | | | | | | | |
| BOLSA | 1.10 | 154 | 24.20 | 118.20 | 105.10 | 16.19 | | BOLEOS HASTA 3" GRIS OSCURO |
| | 1.30 | | | | | | | |
| PCA-2 | 0.80 | 229 | 26.60 | 113.40 | 98.80 | 20.22 | | ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON POCA ARENA FINA |
| MC | 1.00 | | | | | | | |

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO Nº: SPT-1 MUESTRA: 16 PROF.: 9.10-9.70 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ ROJIZO

LIMITE LIQUIDO

| Nº GOLPES | Nº tara | W _{h+T} | W _{s+t} | W _t | W% |
|-----------|---------|------------------|------------------|----------------|--------|
| 42 | 188 | 14.30 | 5.53 | 2.20 | 263.36 |
| 33 | 186 | 14.50 | 5.55 | 2.20 | 267.16 |
| 25 | 151 | 15.00 | 5.65 | 2.20 | 271.01 |
| 17 | 74 | 14.70 | 5.60 | 2.30 | 275.76 |

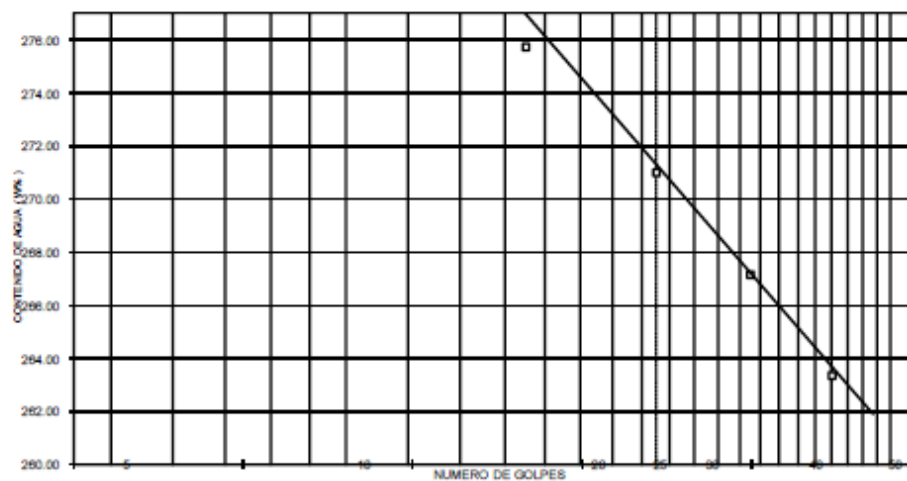
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|-----|------|------|------|-------|
| 188 | 6.10 | 4.50 | 2.20 | 69.57 |
| 155 | 6.20 | 4.50 | 2.20 | 73.91 |

CONTRACCION LINEAL

| barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

| L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S |
|--------|-------|--------|---------|
| 271.01 | 71.74 | 199.27 | CH |



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO Nº: SPT-1 MUESTRA: 22 PROF.: 13.30-13.90 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
|-----------|---------|-------|------|------|--------|
| 41 | 182 | 16.40 | 5.85 | 2.20 | 289.04 |
| 33 | 195 | 16.10 | 5.70 | 2.20 | 297.14 |
| 25 | 160 | 16.00 | 5.58 | 2.20 | 308.28 |
| 17 | 27 | 16.30 | 5.50 | 2.10 | 317.65 |

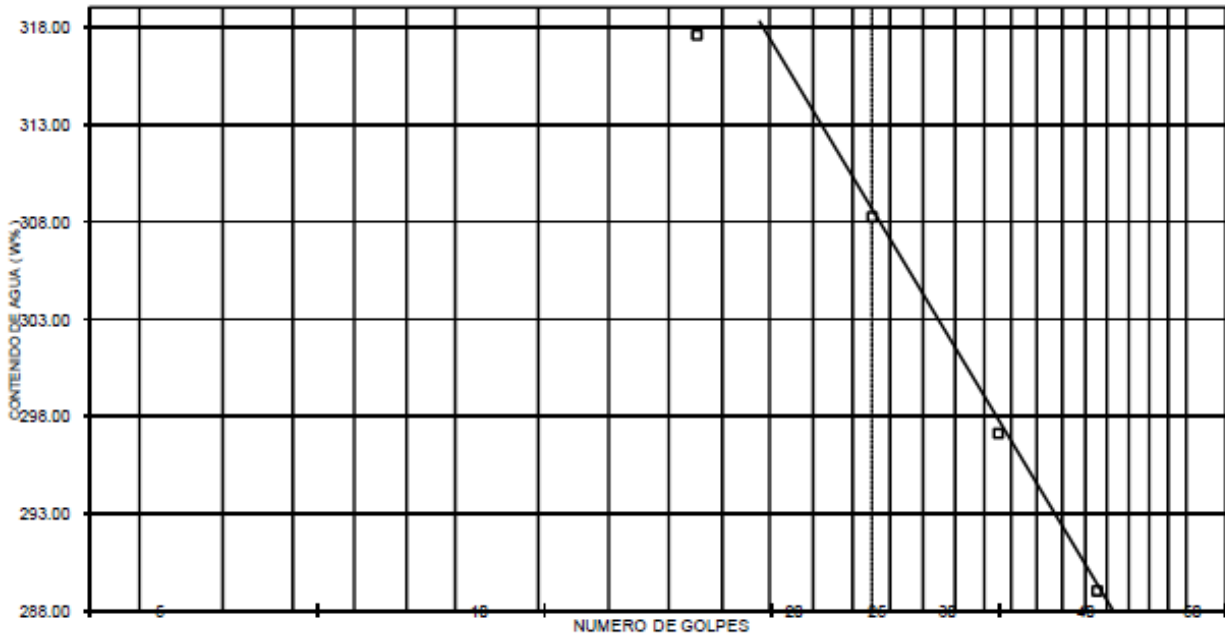
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|------|------|------|-------|
| | 189 | 6.50 | 4.40 | 2.20 | 95.45 |
| | 196 | 6.30 | 4.40 | 2.20 | 86.36 |

CONTRACCION LINEAL

| barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

| L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S |
|--------|-------|--------|---------|
| 308.28 | 90.91 | 217.37 | CH |



ANEXOS

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 41 PROF.: 25.30-25.90 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
|-----------|---------|-------|-------|------|-------|
| 32 | 184 | 15.20 | 11.35 | 2.20 | 42.08 |
| 23 | 187 | 15.40 | 11.45 | 2.20 | 42.70 |
| 18 | 180 | 15.60 | 11.55 | 2.20 | 43.32 |
| 8 | 22 | 15.80 | 11.60 | 2.10 | 44.21 |

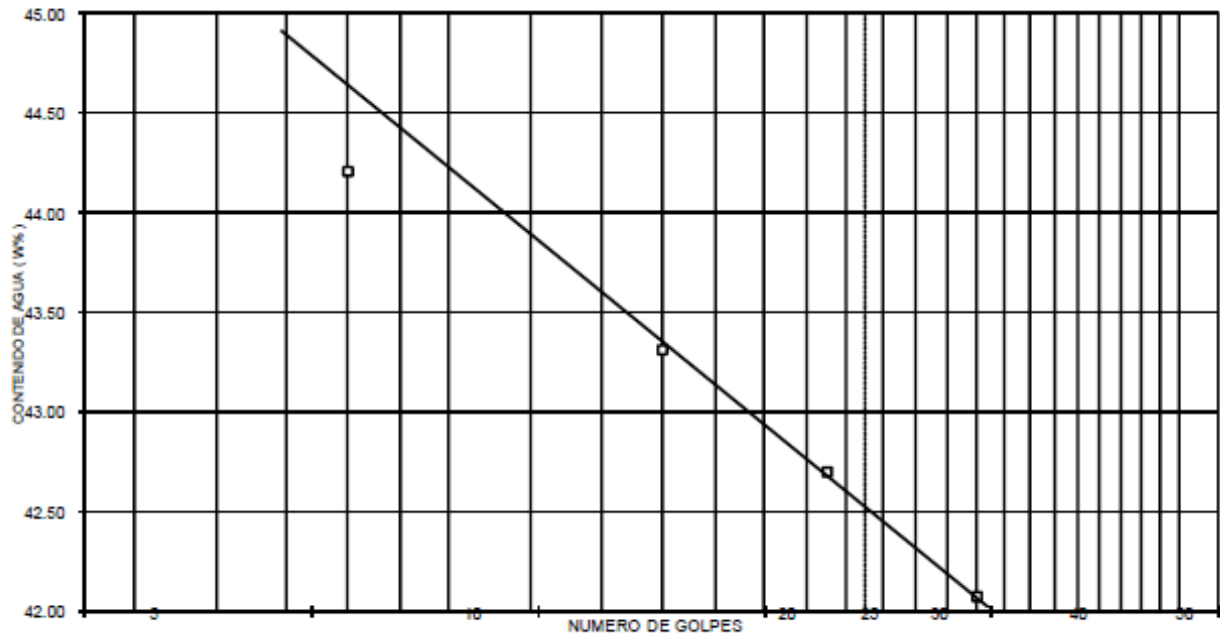
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|------|------|------|-------|
| | 170 | 6.10 | 5.30 | 2.20 | 25.81 |
| | 163 | 6.10 | 5.30 | 2.20 | 25.81 |

CONTRACCION LINEAL

| barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

| L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S |
|-------|-------|-------|---------|
| 42.50 | 25.81 | 16.69 | CL |



ANEXOS

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO N°: SS-1 MUESTRA: 1-1 PROF.: 6.00-6.20 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
|-----------|---------|-------|------|------|--------|
| 40 | 154 | 14.90 | 8.05 | 2.20 | 117.09 |
| 32 | 171 | 14.70 | 7.90 | 2.20 | 119.30 |
| 24 | 111 | 14.40 | 7.70 | 2.20 | 121.82 |
| 16 | 165 | 14.60 | 7.70 | 2.20 | 125.45 |

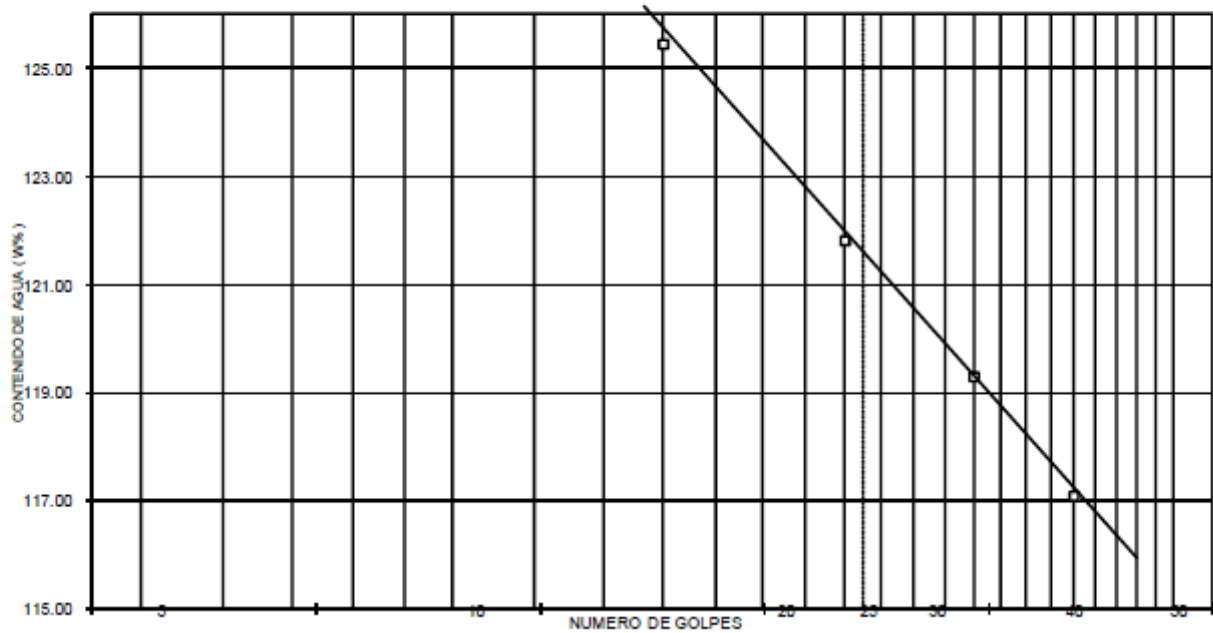
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|------|------|------|-------|
| | 197 | 6.20 | 5.10 | 2.20 | 37.93 |
| | 186 | 6.10 | 5.00 | 2.20 | 39.29 |

CONTRACCION LINEAL

| barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

| LL. | L.P. | I.P. | S.U.C.S |
|--------|-------|-------|---------|
| 121.20 | 38.61 | 82.59 | CH |



ANEXOS

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO Nº: SS-1 MUESTRA: 2-2 PROF.: 11.20-11.40 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
|-----------|---------|-------|------|------|--------|
| 32 | 166 | 15.20 | 5.40 | 2.20 | 306.25 |
| 24 | 194 | 15.50 | 5.42 | 2.20 | 313.04 |
| 16 | 158 | 15.70 | 5.40 | 2.20 | 321.88 |
| 8 | 54 | 15.90 | 5.40 | 2.20 | 328.13 |

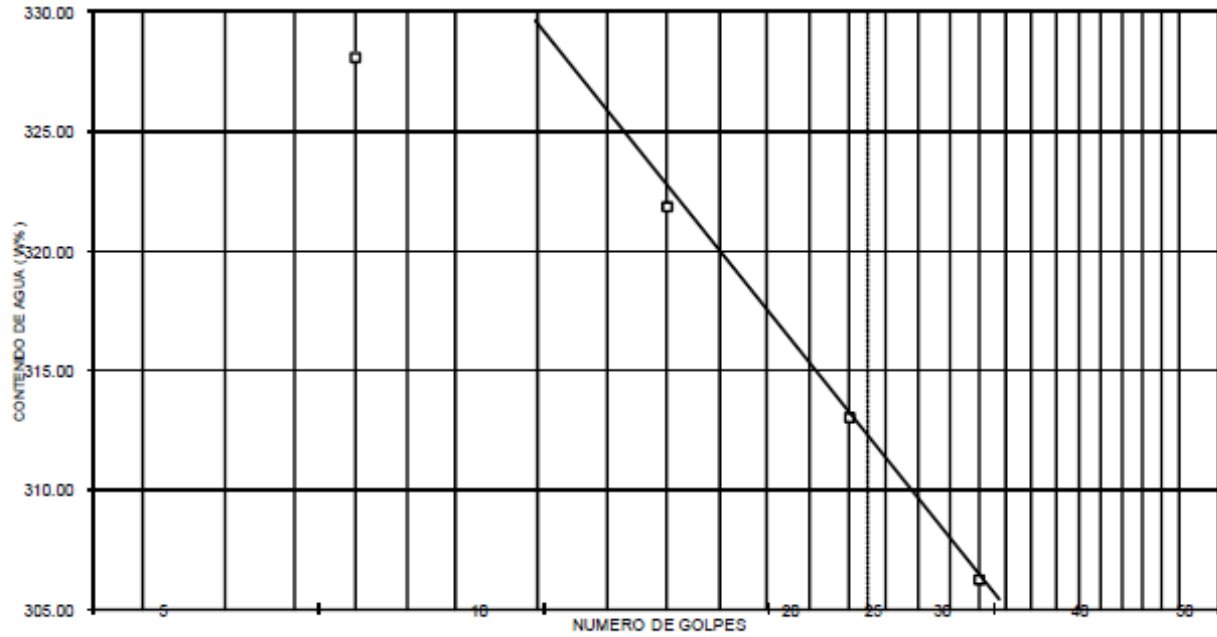
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|------|------|------|-------|
| | 153 | 6.50 | 4.50 | 2.20 | 86.96 |
| | 191 | 6.70 | 4.50 | 2.20 | 95.65 |

CONTRACCION LINEAL

| barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

| LL. | L.P. | I.P. | S.U.C.S |
|--------|-------|--------|---------|
| 312.00 | 91.30 | 220.70 | CH |



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO Nº: SS-1 MUESTRA: 3-2 PROF.: 16.20-16.40 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
|-----------|---------|-------|------|------|--------|
| 37 | 164 | 15.40 | 6.05 | 2.20 | 242.86 |
| 29 | 193 | 15.10 | 5.90 | 2.20 | 248.65 |
| 21 | 179 | 15.00 | 5.80 | 2.20 | 255.56 |
| 13 | 79 | 15.30 | 5.90 | 2.30 | 261.11 |

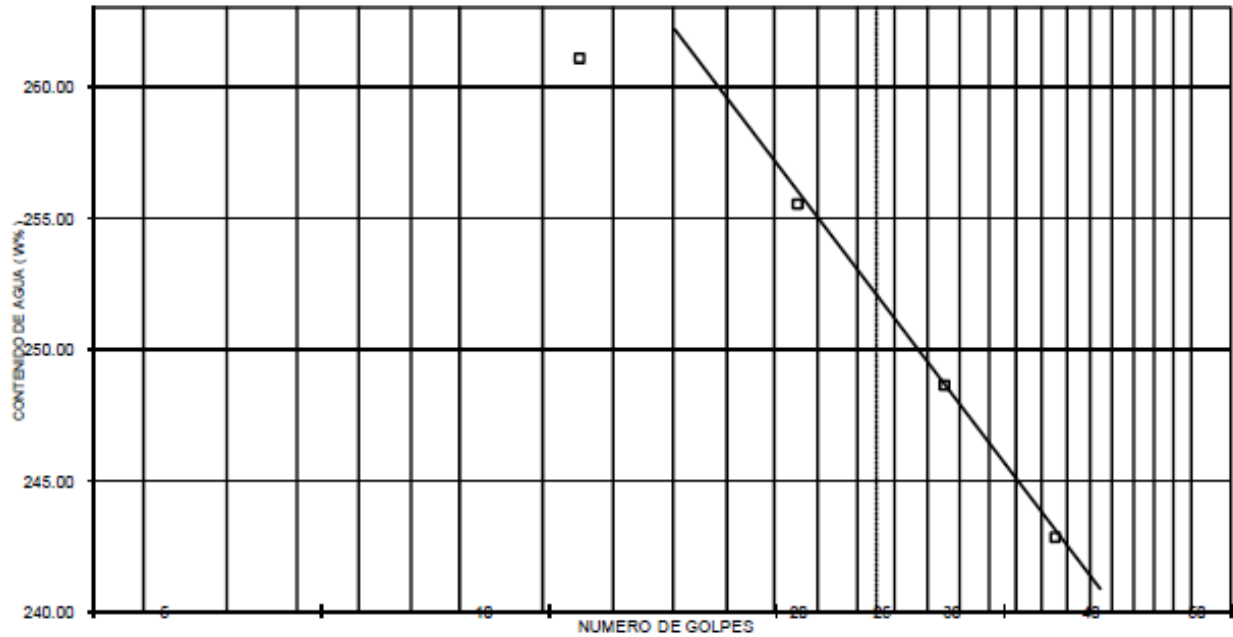
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|------|------|------|-------|
| | 190 | 6.40 | 4.70 | 2.20 | 68.00 |
| | 199 | 6.60 | 4.80 | 2.20 | 69.23 |

CONTRACCION LINEAL

| barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

| L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S |
|--------|-------|--------|---------|
| 252.00 | 68.62 | 183.38 | CH |



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO Nº: SS-1 MUESTRA: 4-2 PROF.: 21.20-21.40 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
|-----------|---------|-------|------|------|--------|
| 39 | 174 | 14.70 | 5.70 | 2.20 | 257.14 |
| 31 | 181 | 14.90 | 5.72 | 2.20 | 260.80 |
| 23 | 200 | 15.00 | 5.70 | 2.20 | 265.71 |
| 15 | 82 | 15.10 | 5.70 | 2.20 | 268.57 |

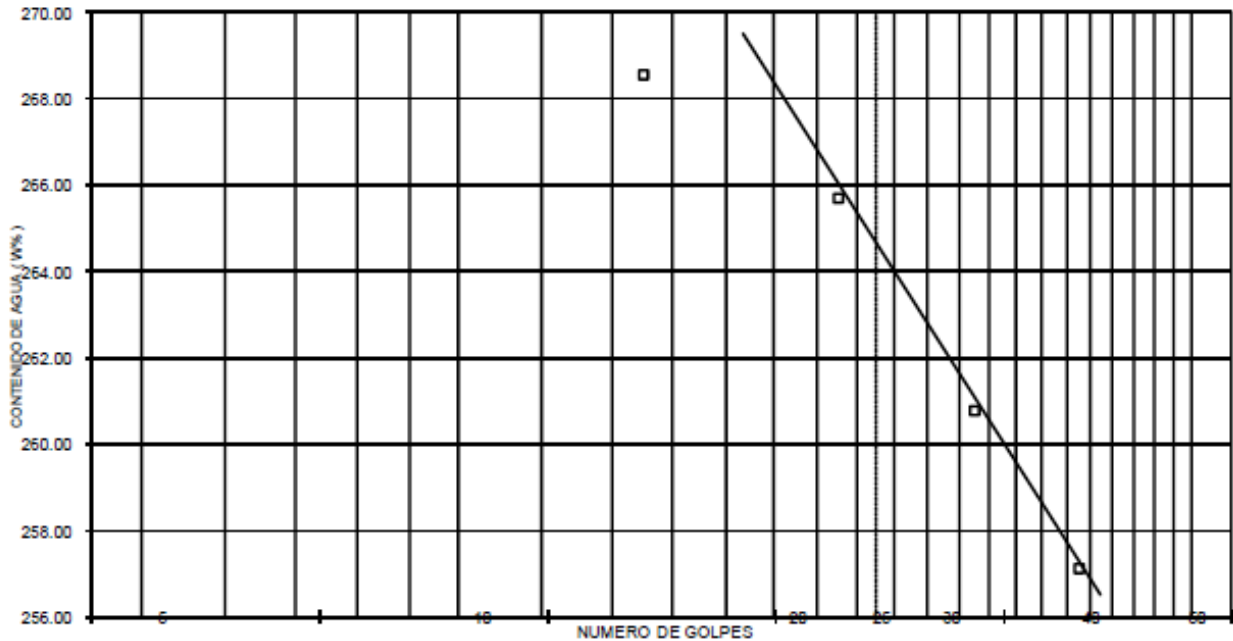
LIMITE PLASTICO

| | | | | |
|-----|------|------|------|-------|
| 167 | 6.30 | 4.60 | 2.20 | 70.83 |
| 172 | 6.20 | 4.50 | 2.20 | 73.91 |

CONTRACCION LINEAL

| barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

| L.L. | L.P. | I.P. | S.U.C.S |
|--------|-------|--------|---------|
| 264.10 | 72.37 | 191.73 | CH |



CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO Nº: PCA-2 MUESTRA: MC PROF.: 0.80-1.00 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

| Nº GOLPES | Nº tara | Wh+T | Ws+t | Wt | W% |
|-----------|---------|-------|-------|------|-------|
| 32 | 173 | 14.80 | 11.60 | 2.20 | 34.04 |
| 25 | 182 | 14.70 | 11.51 | 2.20 | 34.26 |
| 16 | 158 | 15.00 | 11.70 | 2.20 | 34.74 |
| 8 | 120 | 14.40 | 11.20 | 2.10 | 35.16 |

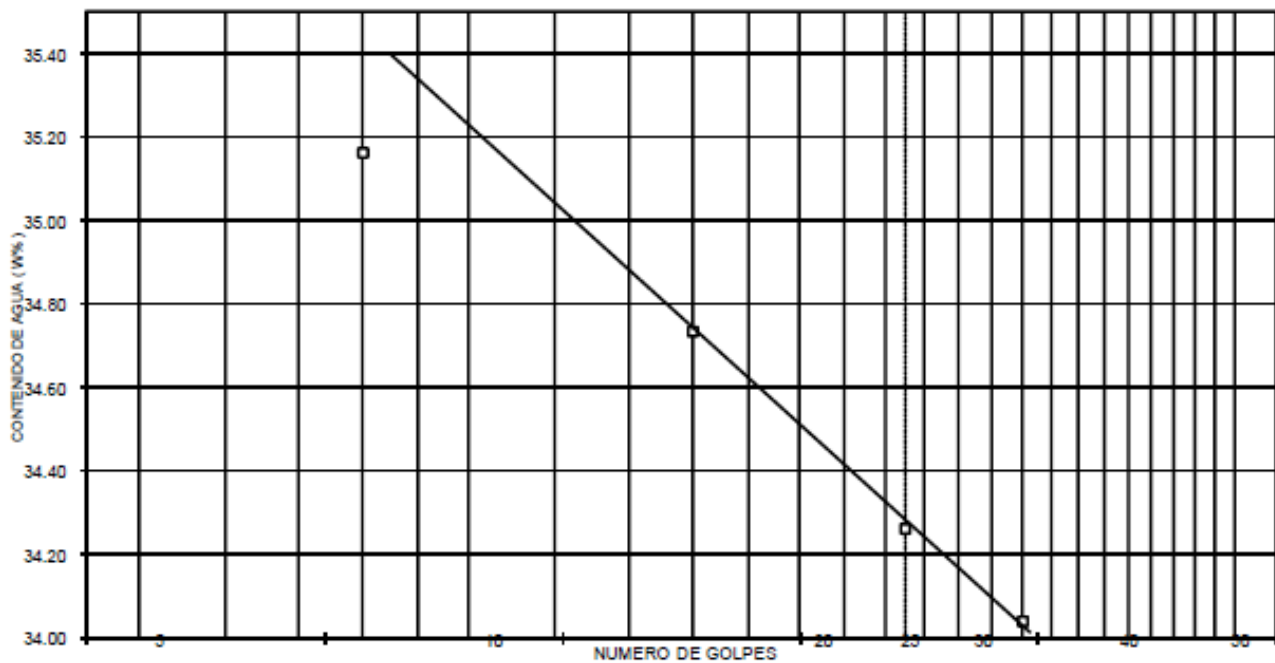
LIMITE PLASTICO

| | | | | | |
|--|-----|------|------|------|-------|
| | 187 | 6.40 | 5.80 | 2.20 | 16.67 |
| | 172 | 6.50 | 5.80 | 2.20 | 19.44 |

CONTRACCION LINEAL

| barra nº | lec.inic. | lec.final | C.L. (%) |
|----------|-----------|-----------|----------|
| | | | |

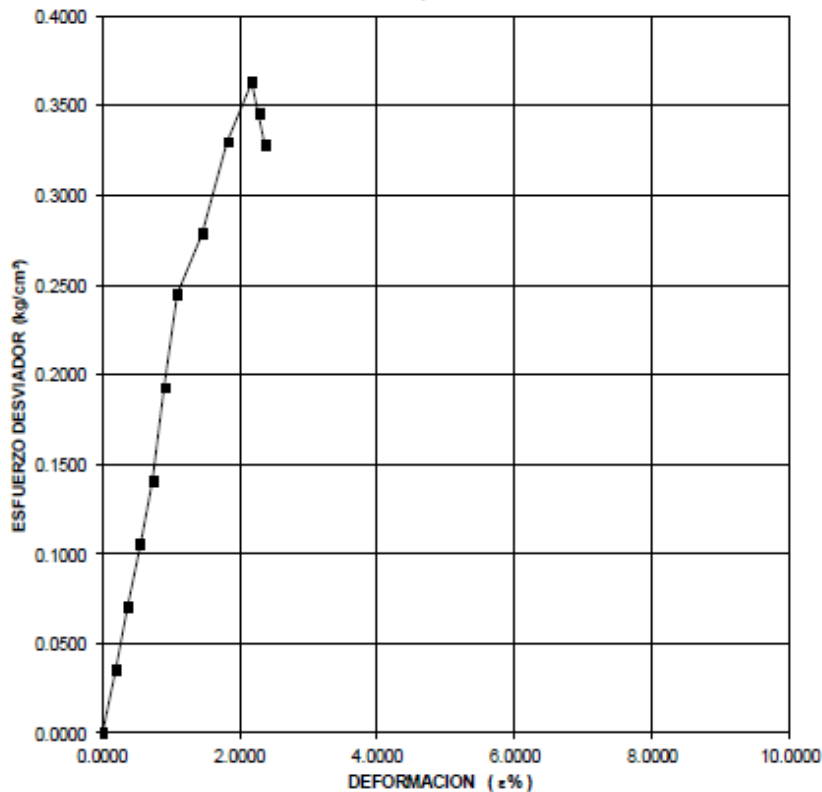
| LL | LP | IP | S.U.C.S |
|-------|-------|-------|---------|
| 34.26 | 18.06 | 16.20 | CL |



CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

| | | | |
|---|--------------------|--------|-------------|
| PROYECTO: | RECLUSORIO ORIENTE | CONS.: | 0.175 |
| MUESTRA: | 3-2 | VEL.: | 0.01667 |
| SONDEO: | SS-1 | PROF.: | 16.20-16.40 |
| DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | | | |

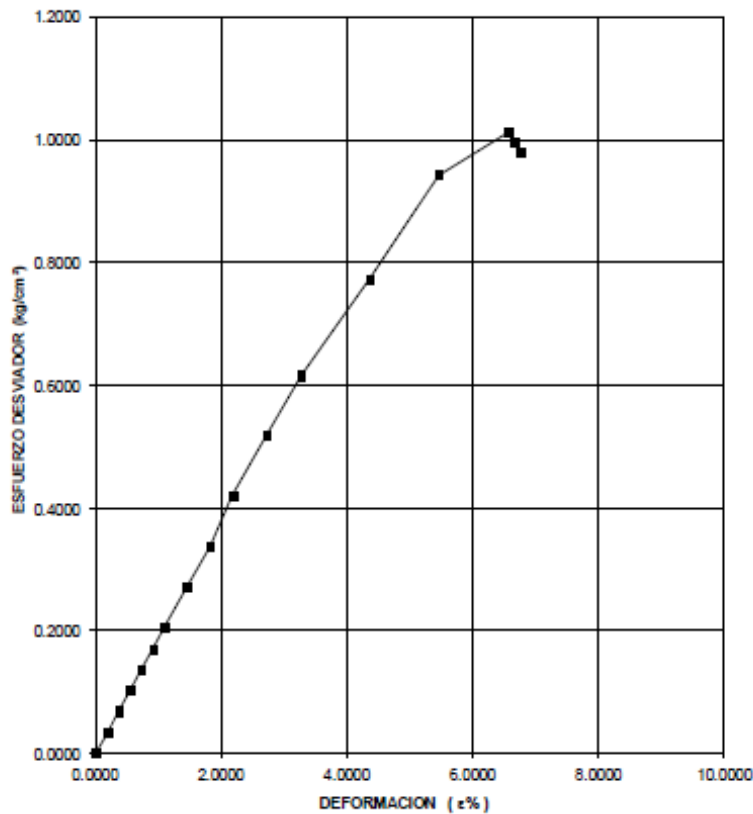
| Tiempo seg. | Def. mm. | Anillo Unidad | E % | Esf. Desv. Kg/cm ² | DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN | | | | | |
|-------------|----------|---------------|--------|-------------------------------|-------------------------------|--------|------------------|--------|--------|-----|
| 0 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | Ds= | 3.55 | cm. | H1= | 9.00 | cm. |
| 10 | 0.1667 | 2.00 | 0.1808 | 0.0353 | Dm= | 3.55 | cm. | H2= | 9.00 | cm. |
| 20 | 0.3334 | 4.00 | 0.3616 | 0.0705 | Di= | 3.55 | cm. | Ss= | 2.16 | |
| 30 | 0.5001 | 6.00 | 0.5423 | 0.1055 | Ao= | 9.898 | cm ² | Wt= | 2.50 | gr. |
| 40 | 0.6668 | 8.00 | 0.7231 | 0.1404 | Vo= | 89.082 | cm ³ | Wt+sh= | 101.90 | gr. |
| 50 | 0.8335 | 11.00 | 0.9017 | 0.1927 | Wo= | 99.60 | gr. | Wt+ss= | 22.80 | gr. |
| 60 | 1.0002 | 14.00 | 1.0802 | 0.2449 | DATOS FINALES DEL ESPECIMEN | | | | | |
| 80 | 1.3336 | 16.00 | 1.4462 | 0.2788 | ei= | 8.479 | | Si= | 99.52 | % |
| 100 | 1.6670 | 19.00 | 1.8100 | 0.3298 | ef= | 8.479 | | Sf= | 99.27 | % |
| 120 | 2.0004 | 21.00 | 2.1760 | 0.3632 | Pvhi= | 1.118 | T/m ³ | Wi= | 390.64 | % |
| 125 | 2.0838 | 20.00 | 2.2708 | 0.3456 | Pvhf= | 1.116 | T/m ³ | Wf= | 389.66 | % |
| 130 | 2.1671 | 19.00 | 2.3657 | 0.3280 | | | | | | |



CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

| | | | |
|---------------------------|--------------------|-----------------------------|-------------|
| PROYECTO: | RECLUSORIO ORIENTE | CONS.: | 0.175 |
| MUESTRA: | 4-2 | VEL.: | 0.01667 |
| SONDEO: | SS-1 | PROP.: | 21.20-21.40 |
| DESCRIPCION DEL MATERIAL: | | ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | |

| Tiempo seg. | Def. mm. | Anillo Unidad | E % | Esf. Desv. Kg/cm ² | DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN | | | |
|-------------|----------|---------------|--------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------|--------|------------|
| 0 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 | Ds= | 3.60 cm. | H1= | 8.95 cm. |
| 10 | 0.1667 | 2.00 | 0.1818 | 0.0343 | Dm= | 3.60 cm. | H2= | 8.95 cm. |
| 20 | 0.3334 | 4.00 | 0.3636 | 0.0685 | Di= | 3.60 cm. | Ss= | 2.44 |
| 30 | 0.5001 | 6.00 | 0.5454 | 0.1026 | Ao= | 10.179 cm ² | Wt= | 2.50 gr. |
| 40 | 0.6668 | 8.00 | 0.7272 | 0.1365 | Vo= | 91.100 cm ³ | Wt+sh= | 111.60 gr. |
| 50 | 0.8335 | 10.00 | 0.9089 | 0.1704 | Wo= | 109.30 gr. | Wt+ss= | 41.20 gr. |
| 60 | 1.0002 | 12.00 | 1.0907 | 0.2041 | DATOS FINALES DEL ESPECIMEN | | | |
| 80 | 1.3336 | 16.00 | 1.4543 | 0.2711 | ei= | 4.744 | Si= | 93.83 % |
| 100 | 1.6670 | 20.00 | 1.8179 | 0.3376 | ef= | 4.744 | Sf= | 93.57 % |
| 120 | 2.0004 | 25.00 | 2.1792 | 0.4204 | Pvhi= | 1.200 T/m ³ | Wi= | 182.43 % |
| 150 | 2.5005 | 31.00 | 2.7246 | 0.5185 | Pvhf= | 1.198 T/m ³ | Wf= | 181.91 % |
| 180 | 3.0006 | 37.00 | 3.2699 | 0.6153 | | | | |
| 240 | 4.0008 | 47.00 | 4.3651 | 0.7728 | | | | |
| 300 | 5.0010 | 58.00 | 5.4581 | 0.9427 | | | | |
| 360 | 6.0012 | 63.00 | 6.5645 | 1.0120 | | | | |
| 365 | 6.0846 | 62.00 | 6.6598 | 0.9950 | | | | |
| 370 | 6.1679 | 61.00 | 6.7552 | 0.9779 | | | | |



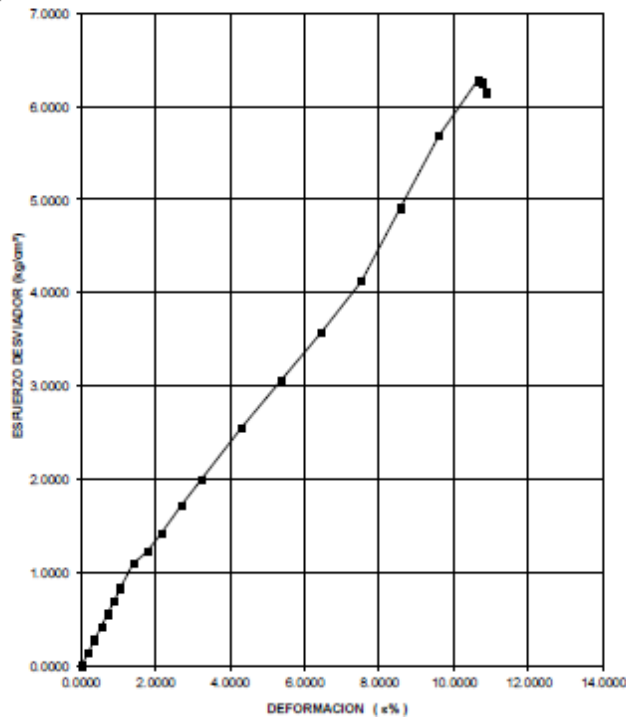
CALCULO DE COMPRESION SIMPLE

| | | | |
|---------------------------|--------------------|--|-----------|
| PROYECTO: | RECLUSORIO ORIENTE | CONS.: | 0.175 |
| MUESTRA: | MC | VEL.: | 0.01667 |
| SONDEO: | PCA-2 | PROF.: | 0.80-1.00 |
| DESCRIPCION DEL MATERIAL: | | ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO | |

| Tiempo seg. | Def. mm. | Anillo Unidad | E % | Esf. Dev. Kg/cm ² |
|----------------|-------------|------------------|---------|---------------------------------|
| 0 | 0.0000 | 0.00 | 0.0000 | 0.0000 |
| 10 | 0.1667 | 9.00 | 0.1739 | 0.1401 |
| 20 | 0.3334 | 18.00 | 0.3478 | 0.2797 |
| 30 | 0.5001 | 27.00 | 0.5218 | 0.4188 |
| 40 | 0.6668 | 36.00 | 0.6957 | 0.5575 |
| 50 | 0.8335 | 45.00 | 0.8696 | 0.6956 |
| 60 | 1.0002 | 54.00 | 1.0435 | 0.8333 |
| 80 | 1.3336 | 71.00 | 1.3937 | 1.0918 |
| 100 | 1.6670 | 80.00 | 1.7626 | 1.2255 |
| 120 | 2.0004 | 93.00 | 2.1221 | 1.4195 |
| 150 | 2.5005 | 113.00 | 2.6602 | 1.7153 |
| 180 | 3.0006 | 132.00 | 3.2007 | 1.9926 |
| 240 | 4.0008 | 171.00 | 4.2793 | 2.5525 |
| 300 | 5.0010 | 207.00 | 5.3649 | 3.0548 |
| 360 | 6.0012 | 245.00 | 6.4458 | 3.5743 |
| 420 | 7.0014 | 286.00 | 7.5198 | 4.1246 |
| 480 | 8.0016 | 344.00 | 8.5539 | 4.9055 |
| 540 | 9.0018 | 403.00 | 9.5857 | 5.6821 |
| 600 | 10.0020 | 450.00 | 10.6456 | 6.2704 |
| 605 | 10.0854 | 449.00 | 10.7454 | 6.2494 |
| 610 | 10.1687 | 442.00 | 10.8593 | 6.1442 |

| DATOS INICIALES DEL ESPECIMEN | | | |
|-------------------------------|--------|-----------------|-------------------|
| Ds= | 3.78 | cm. | H1= 8.55 cm. |
| Dm= | 3.78 | cm. | H2= 8.55 cm. |
| Di= | 3.78 | cm. | Ss= 2.52 |
| Ao= | 11.222 | cm ² | Wt= 2.50 gr. |
| Vo= | 95.949 | cm ³ | Wt+sh= 143.20 gr. |
| Wo= | 140.90 | gr. | Wt+ss= 119.80 gr. |

| DATOS FINALES DEL ESPECIMEN | | | |
|-----------------------------|-------|------------------|-------------|
| ei= | 1.061 | | Si= 47.77 % |
| ef= | 1.061 | | Sf= 47.37 % |
| Pvhi= | 1.468 | T/m ³ | Wi= 20.12 % |
| Pvhf= | 1.466 | T/m ³ | Wf= 19.95 % |



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

PROYECTO: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO: **SS-1**

FECHA:

MUESTRA: **1-1**CONSTANTE: **0.175**PROFUND.: **6.00-6.20**PRESION: **0.25 kg/cm²**OPERADOR: **JE**VELOCIDAD: **0.01667**

| ds= | 3.80 | cm | Wo= | 130.30 | gr |
|--------------|---------------|-----------------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| dm= | 3.80 | cm | Wt= | 2.50 | gr |
| di= | 3.80 | cm | Wt+sh= | 132.60 | gr |
| d prom= | 3.80 | cm | Wt+ss= | 61.90 | gr |
| h1= | 8.80 | cm | Ss= | 2.44 | |
| h2= | 8.80 | cm | W(%)= | 119.02 | |
| h prom= | 8.80 | cm | pvhi= | 1.306 | ton/m ³ |
| Ao= | 11.341 | cm ² | pvhf= | 1.304 | ton/m ³ |
| Vo= | 99.802 | cm ³ | pvs= | 0.596 | ton/m ³ |
| ei= | 3.093 | | Gi= | 93.89 | (%) |
| ef= | 3.100 | | Wi= | 119.36 | (%) |
| si= | 93.96 | (%) | Wf= | 119.02 | (%) |
| sf= | 93.69 | (%) | | | |
| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 11.3411 | 0.0000 |
| 10 | 2.00 | 0.3500 | 0.1667 | 11.3601 | 0.0308 |
| 20 | 4.00 | 0.7000 | 0.3334 | 11.3791 | 0.0615 |
| 30 | 6.00 | 1.0500 | 0.5001 | 11.3982 | 0.0921 |
| 40 | 8.00 | 1.4000 | 0.6668 | 11.4173 | 0.1226 |
| 50 | 10.00 | 1.7500 | 0.8335 | 11.4365 | 0.1530 |
| 60 | 13.00 | 2.2750 | 1.0002 | 11.4557 | 0.1986 |
| 80 | 16.00 | 2.8000 | 1.3336 | 11.4944 | 0.2436 |
| 100 | 20.00 | 3.5000 | 1.6670 | 11.5334 | 0.3035 |
| 120 | 24.00 | 4.2000 | 2.0004 | 11.5726 | 0.3629 |
| 150 | 28.00 | 4.9000 | 2.5005 | 11.6320 | 0.4213 |
| 155 | 27.00 | 4.7250 | 2.5839 | 11.6420 | 0.4059 |
| 160 | 26.00 | 4.5500 | 2.6672 | 11.6519 | 0.3905 |

0.4213

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO: SS-1

MUESTRA: 1-1

PROFUND.: 6.00-6.20

| PRESION: | | 0.50 kg/cm² | | | |
|-----------------|--------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| ds= | 3.85 cm | Wo= | 136.00 gr | | |
| dm= | 3.85 cm | Wt= | 2.50 gr | | |
| di= | 3.85 cm | Wt+sh= | 138.30 gr | | |
| d prom= | 3.85 cm | Wt+ss= | 64.50 gr | | |
| h1= | 8.92 cm | Ss= | 2.44 | | |
| h2= | 8.92 cm | W(%)= | 119.03 | | |
| h prom= | 8.92 cm | pvhi= | 1.310 ton/m ³ | | |
| Ao= | 11.642 cm ² | pvhf= | 1.308 ton/m ³ | | |
| Vo= | 103.843 cm ³ | pvs= | 0.598 ton/m ³ | | |
| ei= | 3.081 | Gi= | 94.28 (%) | | |
| ef= | 3.087 | Wi= | 119.35 (%) | | |
| si= | 94.348 (%) | Wf= | 119.03 (%) | | |
| sf= | 94.093 (%) | | | | |
| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 11.6416 | 0.0000 |
| 10 | 2.50 | 0.4375 | 0.1667 | 11.6610 | 0.0375 |
| 20 | 5.00 | 0.8750 | 0.3334 | 11.6805 | 0.0749 |
| 30 | 7.50 | 1.3125 | 0.5001 | 11.7001 | 0.1122 |
| 40 | 10.00 | 1.7500 | 0.6668 | 11.7197 | 0.1493 |
| 50 | 13.00 | 2.2750 | 0.8335 | 11.7394 | 0.1938 |
| 60 | 16.00 | 2.8000 | 1.0002 | 11.7592 | 0.2381 |
| 80 | 20.00 | 3.5000 | 1.3336 | 11.7989 | 0.2966 |
| 100 | 26.00 | 4.5500 | 1.6670 | 11.8389 | 0.3843 |
| 120 | 30.00 | 5.2500 | 2.0004 | 11.8792 | 0.4419 |
| 150 | 32.00 | 5.6000 | 2.5005 | 11.9401 | 0.4690 |
| 155 | 31.00 | 5.4250 | 2.5839 | 11.9503 | 0.4540 |
| 160 | 30.00 | 5.2500 | 2.6672 | 11.9606 | 0.4389 |

0.4690

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO: SS-1

MUESTRA: 1-1

PROFUND.: 6.00-6.20

| | | | |
|-----------------|--------------------------------|--------|---------------------------------|
| PRESION: | 1.00 kg/cm² | | |
| ds= | 3.80 cm | Wo= | 140.40 gr |
| dm= | 3.80 cm | Wt= | 2.50 gr |
| di= | 3.80 cm | Wt+sh= | 142.70 gr |
| d prom= | 3.80 cm | Wt+ss= | 66.60 gr |
| h1= | 9.05 cm | Ss= | 2.44 |
| h2= | 9.05 cm | W(%)= | 118.72 |
| h prom= | 9.05 cm | pvhi= | 1.368 ton/m ³ |
| Ao= | 11.341 cm ² | pvhf= | 1.366 ton/m ³ |
| Vo= | 102.637 cm ³ | pvs= | 0.625 ton/m ³ |
| ei= | 2.901 | Gi= | 99.84 (%) |
| ef= | 2.907 | Wi= | 119.03 (%) |
| si= | 99.912 (%) | Wf= | 118.72 (%) |
| sf= | 99.650 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 11.3411 | 0.0000 |
| 10 | 3.00 | 0.5250 | 0.1667 | 11.3601 | 0.0462 |
| 20 | 6.00 | 1.0500 | 0.3334 | 11.3791 | 0.0923 |
| 30 | 9.00 | 1.5750 | 0.5001 | 11.3982 | 0.1382 |
| 40 | 12.00 | 2.1000 | 0.6668 | 11.4173 | 0.1839 |
| 50 | 15.00 | 2.6250 | 0.8335 | 11.4365 | 0.2295 |
| 60 | 19.00 | 3.3250 | 1.0002 | 11.4557 | 0.2902 |
| 80 | 26.00 | 4.5500 | 1.3336 | 11.4944 | 0.3958 |
| 100 | 30.00 | 5.2500 | 1.6670 | 11.5334 | 0.4552 |
| 120 | 33.00 | 5.7750 | 2.0004 | 11.5726 | 0.4990 |
| 150 | 34.00 | 5.9500 | 2.5005 | 11.6320 | 0.5115 |
| 155 | 33.00 | 5.7750 | 2.5839 | 11.6420 | 0.4961 |
| 160 | 32.00 | 5.6000 | 2.6672 | 11.6519 | 0.4806 |

0.5115

ANEXOS

PRUEBA TRIAXIAL UU

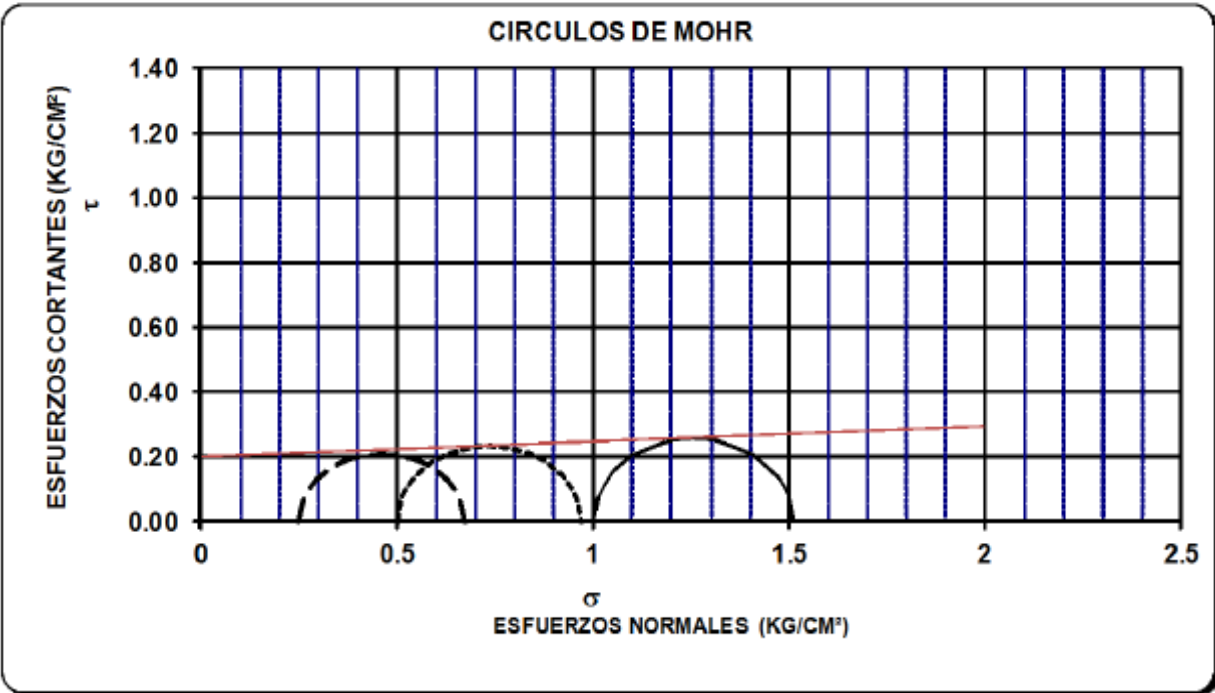
OBRA: RECLUSORIO ORIENTE
 SONDEO: SS-1
 MUESTRA: 1-1 PROF.: 6.00-6.20

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
 ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

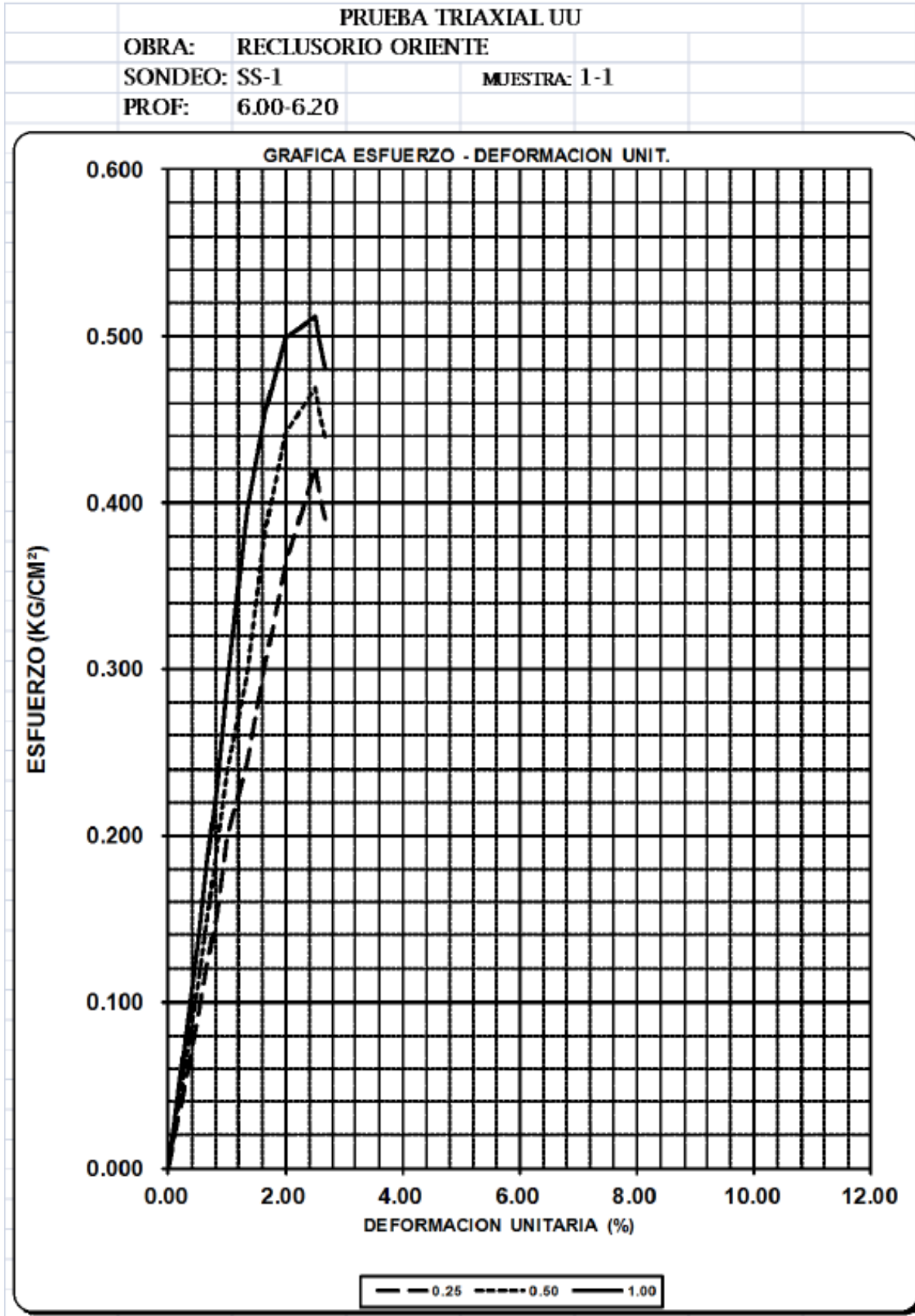
| ENSAYO Num. | PRESION CONF. (kg/cm ²) | ESF. A LA FALLA (kg/cm ²) | PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³) | Gwi (%) | ei |
|----------------|---|--|--|------------|-------|
| | | | | | |
| | | ef | Gwf | wf | pvhf |
| 1 | 0.25 | 0.42 | 1.306 | 93.9 | 3.093 |
| 2 | 0.50 | 0.47 | 1.310 | 94.3 | 3.081 |
| 3 | 1.00 | 0.51 | 1.368 | 99.8 | 2.901 |
| 1 | 0.25 | 3.100 | 93.695 | 119.02 | 1.304 |
| 2 | 0.50 | 3.087 | 94.093 | 119.03 | 1.308 |
| 3 | 1.00 | 2.907 | 99.650 | 118.72 | 1.366 |

VALORES PROMEDIO

| | |
|------|--------------------------|
| Ss= | 2.44 |
| wi= | 119.25 % |
| wf= | 118.93 % |
| Gw= | 96.00 % |
| Gwf= | 95.81 % |
| PVN= | 1.328 ton/m ³ |
| PVF= | 1.326 ton/m ³ |
| ei= | 3.03 |
| ef= | 3.03 |



C= 0.2 kg/cm²
 Ø= 2° grados
 E= kg/cm²
 μ= 0.45



PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

PROYECTO: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO: SS-1

FECHA:

MUESTRA: 2-2

CONSTANTE: 0.175

PROFUND.: 11.20-11.40

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

| ds= | 3.54 | cm | Wo= | 101.40 | gr |
|--------------|--------------|-----------------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| dm= | 3.54 | cm | Wt= | 2.50 | gr |
| di= | 3.54 | cm | Wt+sh= | 103.70 | gr |
| d prom= | 3.54 | cm | Wt+ss= | 26.80 | gr |
| h1= | 8.98 | cm | Ss= | 2.16 | |
| h2= | 8.98 | cm | W(%)= | 316.46 | |
| h prom= | 8.98 | cm | pvhi= | 1.147 | ton/m ³ |
| Ao= | 9.842 | cm ² | pvhf= | 1.145 | ton/m ³ |
| Vo= | 88.384 | cm ³ | pvs= | 0.275 | ton/m ³ |
| ei= | 6.841 | | Gi= | 99.92 | (%) |
| ef= | 6.856 | | Wi= | 317.28 | (%) |
| si= | 99.96 | (%) | Wf= | 316.46 | (%) |
| sf= | 99.70 | (%) | | | |
| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.8423 | 0.0000 |
| 10 | 1.50 | 0.2625 | 0.1667 | 9.8587 | 0.0266 |
| 20 | 3.00 | 0.5250 | 0.3334 | 9.8752 | 0.0532 |
| 30 | 4.50 | 0.7875 | 0.5001 | 9.8918 | 0.0796 |
| 40 | 6.00 | 1.0500 | 0.6668 | 9.9084 | 0.1060 |
| 50 | 8.00 | 1.4000 | 0.8335 | 9.9250 | 0.1411 |
| 60 | 10.00 | 1.7500 | 1.0002 | 9.9417 | 0.1760 |
| 80 | 13.00 | 2.2750 | 1.3336 | 9.9753 | 0.2281 |
| 100 | 16.00 | 2.8000 | 1.6670 | 10.0091 | 0.2797 |
| 120 | 22.00 | 3.8500 | 2.0004 | 10.0432 | 0.3833 |
| 150 | 26.00 | 4.5500 | 2.5005 | 10.0947 | 0.4507 |
| 155 | 25.00 | 4.3750 | 2.5839 | 10.1034 | 0.4330 |
| 160 | 24.00 | 4.2000 | 2.6672 | 10.1120 | 0.4153 |

0.4507

PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

PROYECTO: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO: SS-1

FECHA:

MUESTRA: 2-2

CONSTANTE: 0.175

PROFUND.: 11.20-11.40

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

| ds= | 3.54 | cm | Wo= | 101.40 | gr |
|--------------|--------------|-----------------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| dm= | 3.54 | cm | Wt= | 2.50 | gr |
| di= | 3.54 | cm | Wt+sh= | 103.70 | gr |
| d prom= | 3.54 | cm | Wt+ss= | 26.80 | gr |
| h1= | 8.98 | cm | Ss= | 2.16 | |
| h2= | 8.98 | cm | W(%)= | 316.46 | |
| h prom= | 8.98 | cm | pvhi= | 1.147 | ton/m ³ |
| Ao= | 9.842 | cm ² | pvhf= | 1.145 | ton/m ³ |
| Vo= | 88.384 | cm ³ | pvs= | 0.275 | ton/m ³ |
| ei= | 6.841 | | Gi= | 99.92 | (%) |
| ef= | 6.856 | | Wi= | 317.28 | (%) |
| si= | 99.96 | (%) | Wf= | 316.46 | (%) |
| sf= | 99.70 | (%) | | | |
| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.8423 | 0.0000 |
| 10 | 1.50 | 0.2625 | 0.1667 | 9.8587 | 0.0266 |
| 20 | 3.00 | 0.5250 | 0.3334 | 9.8752 | 0.0532 |
| 30 | 4.50 | 0.7875 | 0.5001 | 9.8918 | 0.0796 |
| 40 | 6.00 | 1.0500 | 0.6668 | 9.9084 | 0.1060 |
| 50 | 8.00 | 1.4000 | 0.8335 | 9.9250 | 0.1411 |
| 60 | 10.00 | 1.7500 | 1.0002 | 9.9417 | 0.1760 |
| 80 | 13.00 | 2.2750 | 1.3336 | 9.9753 | 0.2281 |
| 100 | 16.00 | 2.8000 | 1.6670 | 10.0091 | 0.2797 |
| 120 | 22.00 | 3.8500 | 2.0004 | 10.0432 | 0.3833 |
| 150 | 26.00 | 4.5500 | 2.5005 | 10.0947 | 0.4507 |
| 155 | 25.00 | 4.3750 | 2.5839 | 10.1034 | 0.4330 |
| 160 | 24.00 | 4.2000 | 2.6672 | 10.1120 | 0.4153 |

0.4507

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO: SS-1

MUESTRA: 2-2

PROFUND.: 11.20-11.40

| | | | |
|-----------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|
| PRESION: | | 1.00 kg/cm² | |
| ds= | 3.55 cm | Wo= | 102.30 gr |
| dm= | 3.55 cm | Wt= | 2.50 gr |
| di= | 3.55 cm | Wt+sh= | 104.60 gr |
| d prom= | 3.55 cm | Wt+ss= | 27.00 gr |
| h1= | 9.08 cm | Ss= | 2.16 |
| h2= | 9.08 cm | W(%)= | 316.73 |
| h prom= | 9.08 cm | pvhi= | 1.138 ton/m ³ |
| Ao= | 9.898 cm ² | pvhf= | 1.136 ton/m ³ |
| Vo= | 89.874 cm ³ | pvs= | 0.273 ton/m ³ |
| ei= | 6.908 | Gi= | 99.04 (%) |
| ef= | 6.924 | Wi= | 317.55 (%) |
| si= | 99.069 (%) | Wf= | 316.73 (%) |
| sf= | 98.814 (%) | | |

| tiempo mm | anillo mm | f Kg | Def. % | Ac cm ² | Esfuerzo Kg/cm ² |
|--------------|--------------|---------|-----------|-----------------------|--------------------------------|
| 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 9.8980 | 0.0000 |
| 10 | 2.50 | 0.4375 | 0.1667 | 9.9145 | 0.0441 |
| 20 | 5.00 | 0.8750 | 0.3334 | 9.9311 | 0.0881 |
| 30 | 7.50 | 1.3125 | 0.5001 | 9.9477 | 0.1319 |
| 40 | 10.00 | 1.7500 | 0.6668 | 9.9644 | 0.1756 |
| 50 | 13.00 | 2.2750 | 0.8335 | 9.9812 | 0.2279 |
| 60 | 17.00 | 2.9750 | 1.0002 | 9.9980 | 0.2976 |
| 80 | 21.00 | 3.6750 | 1.3336 | 10.0318 | 0.3663 |
| 100 | 26.00 | 4.5500 | 1.6670 | 10.0658 | 0.4520 |
| 120 | 28.00 | 4.9000 | 2.0004 | 10.1000 | 0.4851 |
| 150 | 30.00 | 5.2500 | 2.5005 | 10.1518 | 0.5171 |
| 155 | 29.00 | 5.0750 | 2.5839 | 10.1605 | 0.4995 |
| 160 | 28.00 | 4.9000 | 2.6672 | 10.1692 | 0.4818 |

0.5171

ANEXOS

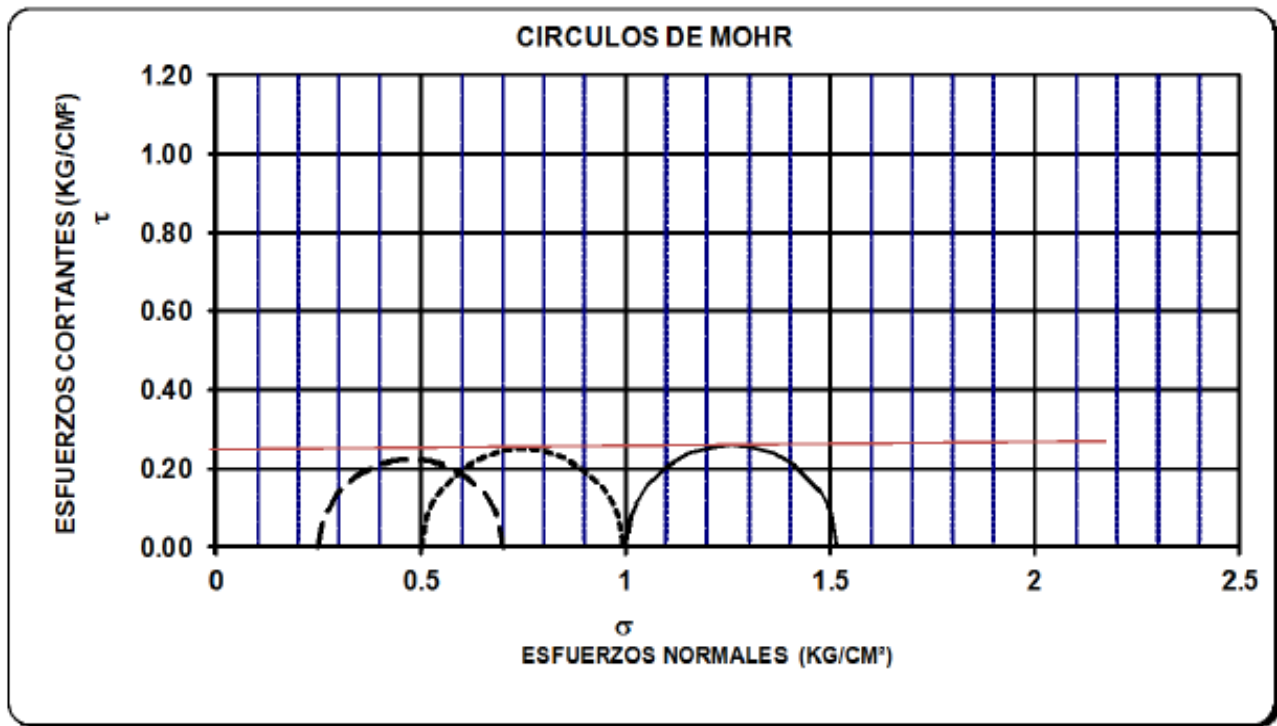
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: RECLUSORIO ORIENTE
 SONDEO: SS-1
 MUESTRA: 2-2 PROF.: 11.20-11.40

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
 ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

| ENSAYO Num. | PRESION CONF. (kg/cm ²) | ESF. A LA FALLA (kg/cm ²) | PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³) | Gwi (%) | ei |
|----------------|---|--|--|------------|-------|
| | 1 | 0.25 | 0.45 | 1.147 | 99.9 |
| 2 | 0.50 | 0.50 | 1.144 | 99.7 | 6.876 |
| 3 | 1.00 | 0.52 | 1.138 | 99.0 | 6.908 |
| DATOS FINALES | | | | | |
| | | ef | Gwf | wf | pvhf |
| 1 | 0.25 | 6.856 | 99.697 | 316.46 | 1.145 |
| 2 | 0.50 | 6.892 | 99.447 | 317.30 | 1.142 |
| 3 | 1.00 | 6.924 | 98.814 | 316.73 | 1.136 |

| VALORES PROMEDIO | |
|------------------|--------------------------|
| Ss= | 2.16 |
| wf= | 317.66 % |
| wf= | 316.83 % |
| Gw= | 99.55 % |
| Gwf= | 99.32 % |
| PVN= | 1.143 ton/m ³ |
| PVF= | 1.141 ton/m ³ |
| ei= | 6.87 |
| ef= | 6.89 |



C= 0.24 kg/cm²
 Ø= 0.5° grados
 E= _____ kg/cm²
 μ= 0.45

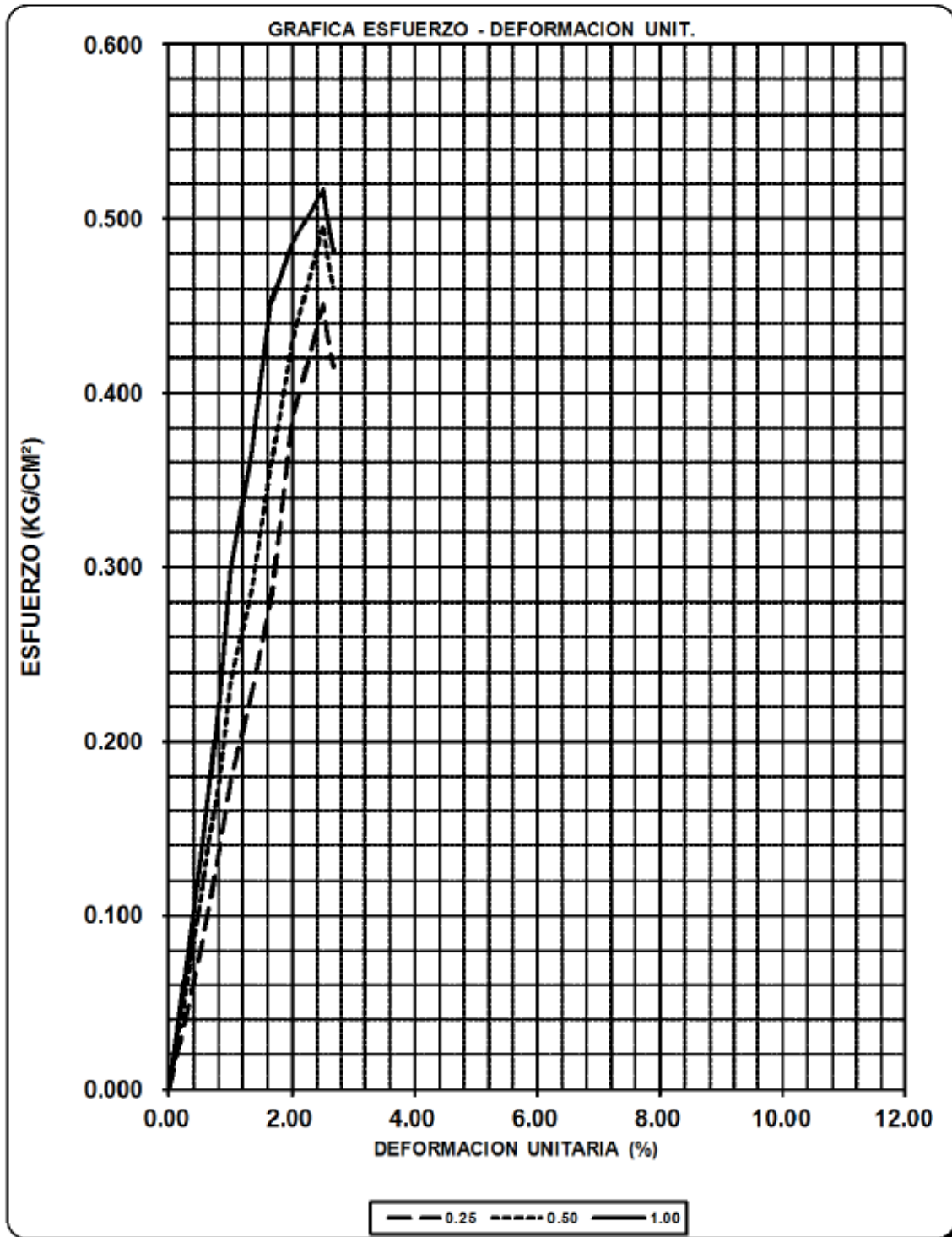
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: RECLUSORIO ORIENTE

SONDEO: SS-1

MUESTRA: 2-2

PROF: 11.20-11.40

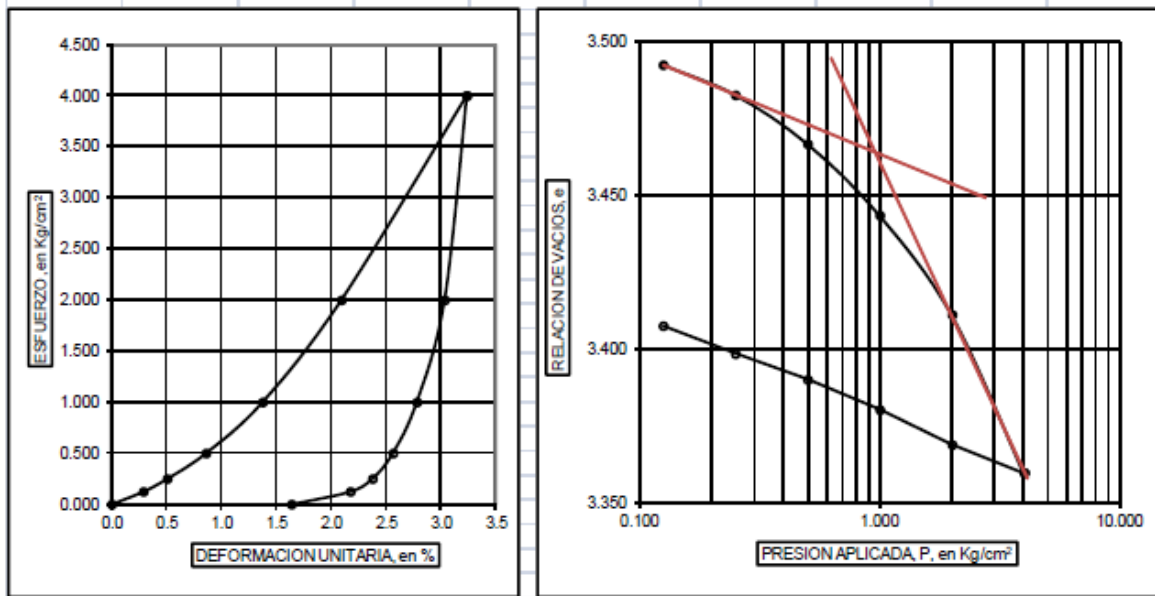


| PRUEBA DE CONSOLIDACION | | | | | | | | |
|---|--------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------|-----------------------|---------|-------|---|
| DATOS GENERALES | | | | | | | | |
| OBRA: | RECLUSORIO ORIENTE | | | | | | | |
| SONDEO: | SS-1 | MUESTRA: | SH-1-1 | PROF.: | 6.00-6.20 | | | |
| FECHA: | | APARATO No.: | 4 | PRUEBA No.: | 1 | | | |
| DATOS INICIALES | | | | | | | | |
| Anillo No.: | 4 | Peso anillo : | 62.70 gr | Peso Probeta + Anillo : | 188.30 gr | | | |
| Peso probeta saturada + anillo : | 235.10 gr | | | | | | | |
| Peso probeta + Anillo después de consolida + Tara : | 235.10 gr | | | | | | | |
| Cápsula No.: | 9 | P. cápsula : | 46.60 gr | Peso Probeta seca + Cápsula : | 100.5 gr | | | |
| Espesor ini.: | 1.98 cm | Diámetro : | 8.00 cm | Area : | 50.27 cm ² | | | |
| GENERALES | | | | | | | | |
| $L_L =$ | | % | $I_F =$ | | % | $I_C =$ | | % |
| $L_P =$ | | % | $L_T =$ | | % | $C_R =$ | | |
| $I_P =$ | | % | $L_C =$ | | % | $S_s =$ | 2.440 | |
| ANTES CONSOLIDACION | | | | | | | | |
| $W_H =$ | 125.60 gr | $V_T =$ | 99.53 cm ³ | $w_i =$ | 133.02 % | | | |
| $W_S =$ | 53.90 gr | $V_S =$ | 22.09 cm ³ | $e_i =$ | 3.505 | | | |
| $W_W =$ | 71.70 gr | $V_V =$ | 77.44 cm ³ | $G_i =$ | 92.59 % | | | |
| DESPUES CONSOLIDACION | | | | | | | | |
| $W_H =$ | 172.40 gr | $E_T =$ | 1.9476 cm | $w_r =$ | 219.85 % | | | |
| $W_S =$ | 53.90 gr | $V_T =$ | 97.90 cm ³ | $e_r =$ | 3.432 | | | |
| $W_W =$ | 118.50 gr | $V_V =$ | 75.81 cm ³ | $G_r =$ | 156.32 % | | | |
| CONTENIDO DE AGUA TESTIGO | | | | | | | | |
| $W_H + C =$ | 84.60 gr | $W_W =$ | 32.90 gr | | | | | |
| $W_S + C =$ | 51.70 gr | $W_S =$ | 27.50 gr | | | | | |
| Cáp. No. = | 116 | C = | 24.2 gr | | | | | |
| $w =$ | 119.64 % | | Lec. Inicial = | 4.832 | | | | |
| | | | Lec. Final = | 4.508 | | | | |
| γ Seco = | 0.542 | T/m ³ | $\Delta =$ | 0.324 | 0.0324 | | | |
| γ Humedo = | 1.262 | T/m ³ | | | | | | |
| γ Sat = | 1.320 | T/m ³ | | | | | | |

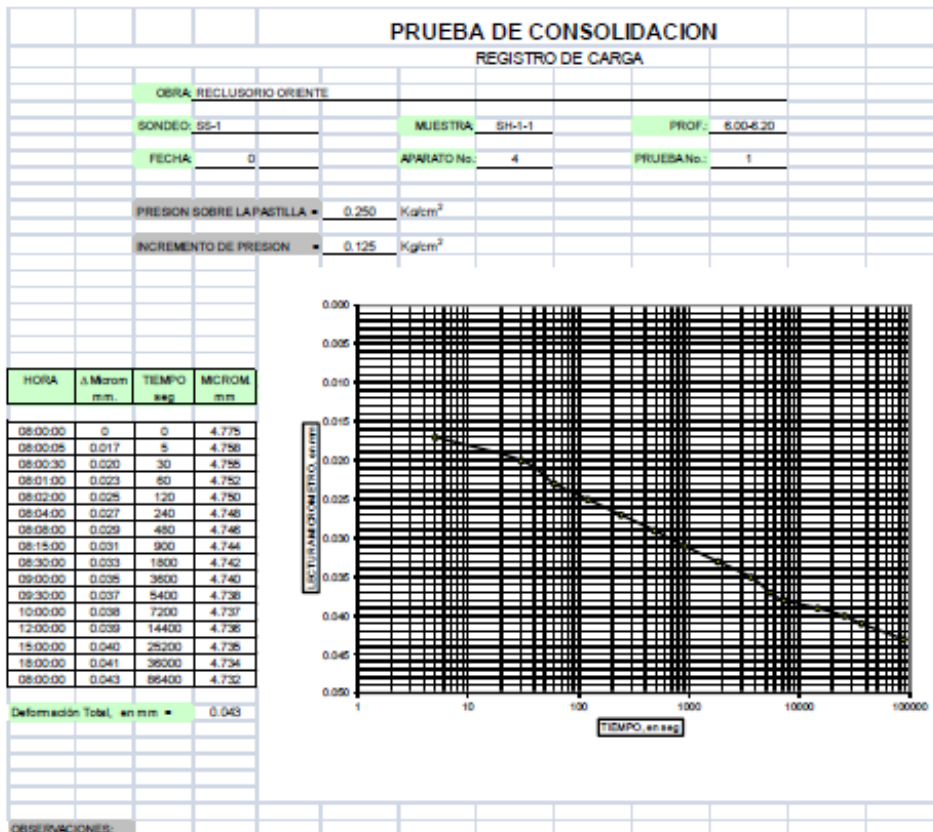
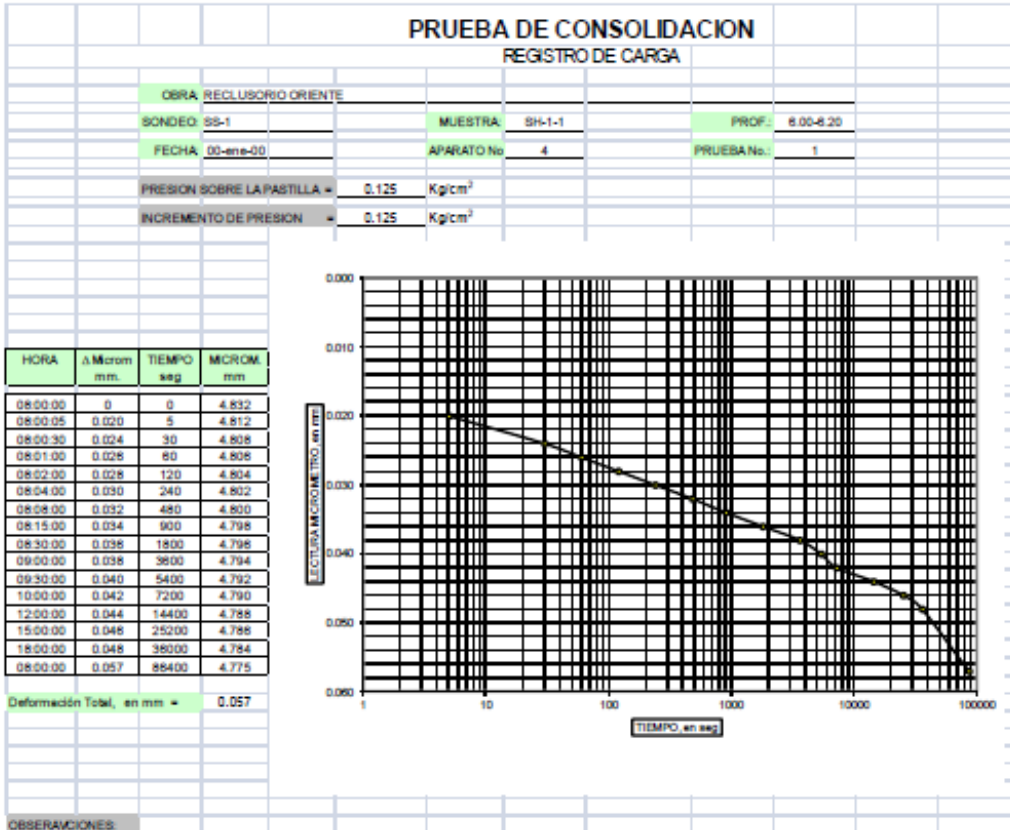
| CONSOLIDACION - REGISTRO | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|---|--|-----------------------------------|-----------------|---------------------------|-----------------|----------------------------|-----------------|------------------------------|-------------------------------|-------------|-----------------------------|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | SONDEO: SS-1 | | | PROF: 3.00-6.20 | | | | | | |
| UBICACION: | | | MUESTRA: SH-1-1 | | | FECHA: 0 | | | | | | |
| APARATO No.: 4 | | PRUEBA No.: 1 | | CALCULO: | | OPERO: | | | | | | |
| PRESION P Kg/cm ² | DEFORMACION LINEAL δ mm | DEFORMACION UNITARIA ϵ % | ESPESOR COMPRIMIDO 2H mm | 2H-2Ho mm | e_{2H-2Ho} 2Ho -- | H_m cm | H_m^2 cm ² | t_{50} seg | a_v cm ² /kg | C_v cm ² /seg | e_m -- | P_m Kg/cm ² |
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 19.800 | 15.405 | 3.505 | | 0 | | | | | |
| 0.125 | 0.057 | 0.288 | 19.743 | 15.348 | 3.492 | | 0 | | 0.104 | | 3.499 | 0.063 |
| 0.250 | 0.100 | 0.505 | 19.700 | 15.305 | 3.483 | | 0 | | 0.078 | | 3.488 | 0.188 |
| 0.500 | 0.170 | 0.859 | 19.630 | 15.235 | 3.467 | | 0 | | 0.064 | | 3.475 | 0.375 |
| 1.000 | 0.272 | 1.374 | 19.528 | 15.133 | 3.444 | | 0 | | 0.046 | | 3.455 | 0.750 |
| 2.000 | 0.414 | 2.091 | 19.386 | 14.991 | 3.411 | | 0 | | 0.032 | | 3.427 | 1.500 |
| 4.000 | 0.640 | 3.232 | 19.160 | 14.765 | 3.360 | | 0 | | 0.026 | | 3.386 | 3.000 |
| 2.000 | 0.600 | 3.030 | 19.200 | 14.805 | 3.369 | | 0 | | 0.005 | | 3.364 | 3.000 |
| 1.000 | 0.550 | 2.778 | 19.250 | 14.855 | 3.380 | | 0 | | 0.011 | | 3.375 | 1.500 |
| 0.500 | 0.507 | 2.561 | 19.293 | 14.898 | 3.390 | | 0 | | 0.020 | | 3.385 | 0.750 |
| 0.250 | 0.470 | 2.374 | 19.330 | 14.935 | 3.398 | | 0 | | 0.034 | | 3.394 | 0.375 |
| 0.125 | 0.430 | 2.172 | 19.370 | 14.975 | 3.408 | | 0 | | 0.073 | | 3.403 | 0.188 |
| 0.000 | 0.324 | 1.636 | 19.476 | 15.081 | 3.432 | | 0 | | 0.193 | | 3.420 | 0.063 |
| | | | | | | | 0 | | #DIV/0! | | 1.716 | 0.000 |
| Peso de solidos | | Ws = | 53.90 | gr | | | | | | | | |
| Densidad de sólidos | | Ss = | 2.440 | | | | | | | | | |
| Area de la probeta | | Ac = | 50.27 | cm ² | | | | | | | | |
| Espesor de los sólidos | | 2Ho = | 4.395 | mm | | | | | | | | |
| Espesor inicial | | 2H _i = | 19.8 | mm | | | | | | | | |

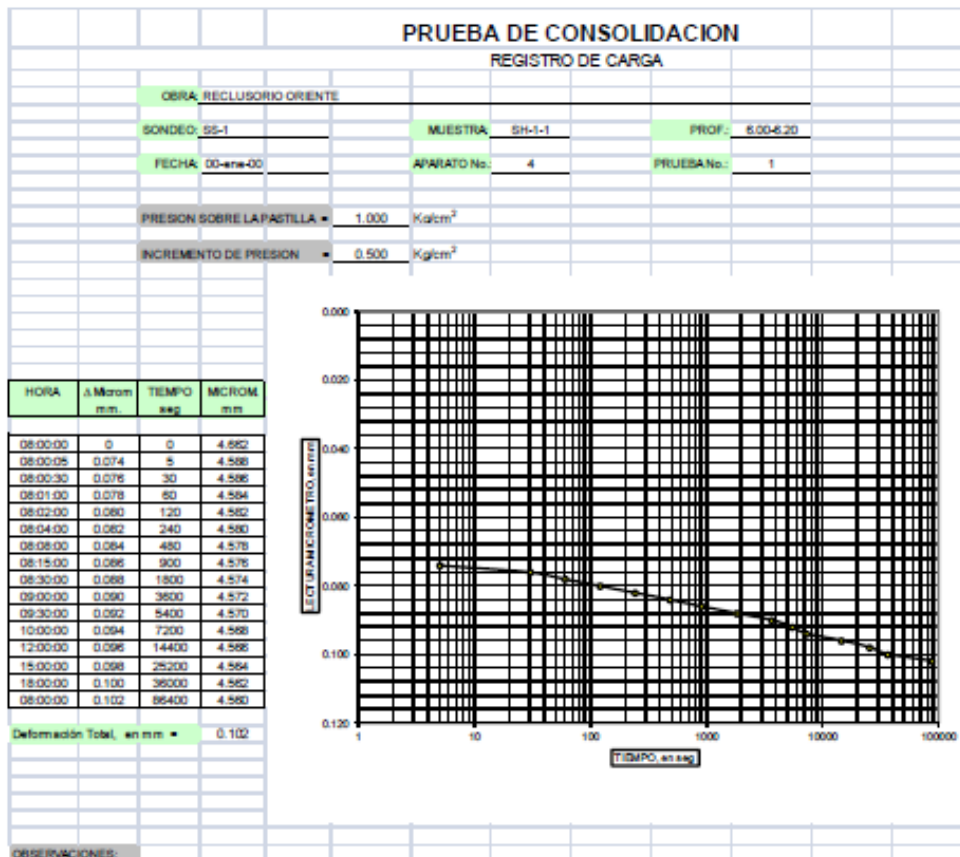
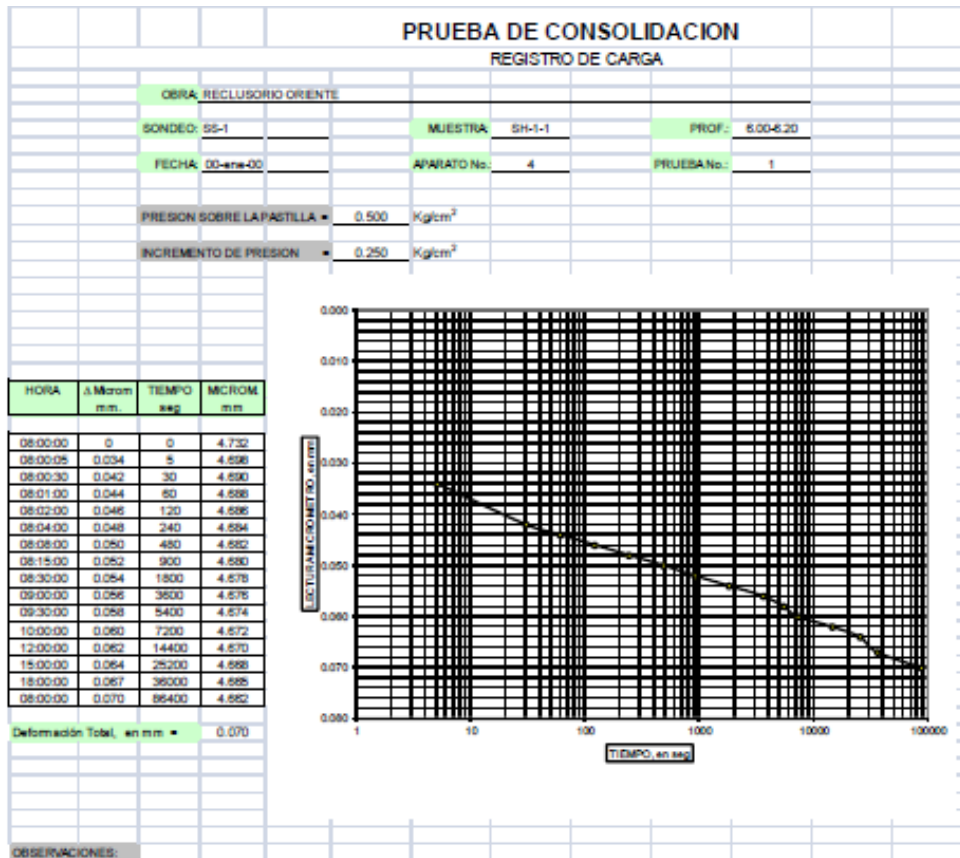
ANEXOS

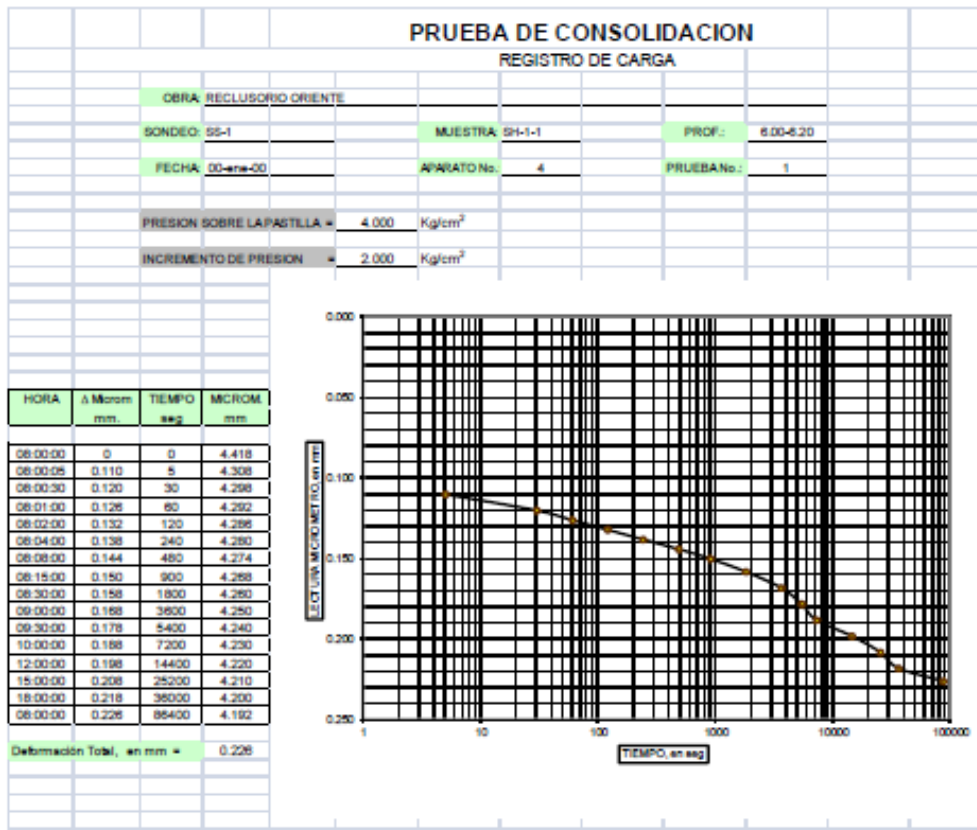
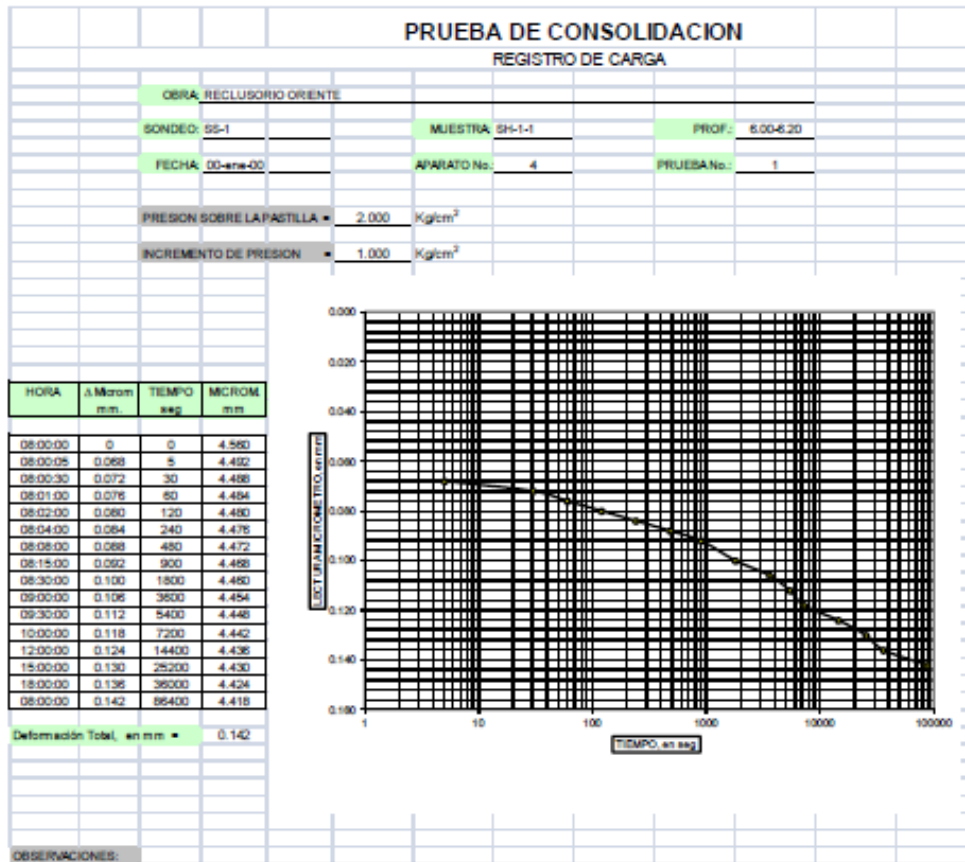
| GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL | | | | | | | | | |
|--|--------------------|-------|-------------------|--------|---------------------|--------|--------------------|--------------------|------|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | | SONDEO: SS-1 | | | | |
| UBICACION: | | | | | MUESTRA: SH-1-1 | | | | |
| CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | | | | | PROF.: 6.00-6.20 | | | | |
| DENSIDAD DE SOLIDOS | RELACION DE VACIOS | | CONTENIDO DE AGUA | | GRADO DE SATURACION | | PESO VOLUMETRICO | | SUCS |
| Ss | INICIAL | FINAL | INICIAL | FINAL | INICIAL | FINAL | HUMEDO | SECO | |
| -- | e_i | e_f | w_i | w_f | Gw_i | Gw_f | γ_h | γ_s | |
| | | | % | % | % | % | Ton/m ³ | Ton/m ³ | |
| 2.440 | 3.505 | 3.432 | 133.02 | 219.85 | 92.59 | 156.32 | 1.262 | 0.542 | CH |



ANEXOS







| PRUEBA DE CONSOLIDACION | | | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------------------|------------|------------------------|-------|--------------------------|------------|
| REGISTRO DE DESCARGA | | | | | | | |
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | SONDEO: SS-1 | | | |
| UBICACION: | | | | MUESTRA: SH-1-1 | | | |
| DESCARGA, $\Delta P =$ | | 2.000 Kg/cm ² | | DESCARGA, $\Delta P =$ | | 1.000 Kg/cm ² | |
| CARGA, P = | | 2.000 Kg/cm ² | | CARGA, P = | | 1.000 Kg/cm ² | |
| | | TIEMPO | | | | TIEMPO | |
| FECHA | HORA | TRANSCURRIDO | MICROMETRO | FECHA | HORA | TRANSCURRIDO | MICROMETRO |
| | | seg | mm | | | seg | mm |
| | | 0 | 4.192 | | | 0 | 4.232 |
| | | 60 | | | | 60 | |
| | | 120 | | | | 120 | |
| | | 180 | | | | 180 | |
| | | 240 | | | | 240 | |
| | | 300 | | | | 300 | |
| | | 360 | | | | 360 | |
| | | 480 | | | | 480 | |
| | | 600 | | | | 600 | |
| | 7.453 | 1200 | 4.232 | | 7.367 | 1200 | 4.282 |
| DESCARGA, $\Delta P =$ | | 0.500 Kg/cm ² | | DESCARGA, $\Delta P =$ | | 0.250 Kg/cm ² | |
| CARGA, P = | | 0.500 Kg/cm ² | | CARGA, P = | | 0.250 Kg/cm ² | |
| | | TIEMPO | | | | TIEMPO | |
| FECHA | HORA | TRANSCURRIDO | MICROMETRO | FECHA | HORA | TRANSCURRIDO | MICROMETRO |
| | | seg | mm | | | seg | mm |
| | | 0 | 4.282 | | | 0 | 4.325 |
| | | 60 | | | | 60 | |
| | | 120 | | | | 120 | |
| | | 180 | | | | 180 | |
| | | 240 | | | | 240 | |
| | | 300 | | | | 300 | |
| | | 360 | | | | 360 | |
| | | 480 | | | | 480 | |
| | | 600 | | | | 600 | |
| | 7.273 | 1200 | 4.325 | | 7.171 | 1200 | 4.362 |
| DESCARGA, $\Delta P =$ | | 0.125 Kg/cm ² | | DESCARGA, $\Delta P =$ | | 0.125 Kg/cm ² | |
| CARGA, P = | | 0.125 Kg/cm ² | | CARGA, P = | | 0.000 Kg/cm ² | |
| | | TIEMPO | | | | TIEMPO | |
| FECHA | HORA | TRANSCURRIDO | MICROMETRO | FECHA | HORA | TRANSCURRIDO | MICROMETRO |
| | | seg | mm | | | seg | mm |
| | | 0 | 4.362 | | | 0 | 4.402 |
| | | 60 | | | | 60 | |
| | | 120 | | | | 120 | |
| | | 180 | | | | 180 | |
| | | 240 | | | | 240 | |
| | | 300 | | | | 300 | |
| | | 360 | | | | 360 | |
| | | 480 | | | | 480 | |
| | | 600 | | | | 600 | |
| | 7.012 | 1200 | 4.402 | | 6.754 | 1200 | 4.508 |
| DESCARGA, $\Delta P =$ | | Kg/cm ² | | DESCARGA, $\Delta P =$ | | Kg/cm ² | |
| CARGA, P = | | Kg/cm ² | | CARGA, P = | | Kg/cm ² | |
| | | TIEMPO | | | | TIEMPO | |
| FECHA | HORA | TRANSCURRIDO | MICROMETRO | FECHA | HORA | TRANSCURRIDO | MICROMETRO |
| | | seg | mm | | | seg | mm |
| | | 0 | | | | 0 | |
| | | 60 | | | | 60 | |
| | | 120 | | | | 120 | |
| | | 180 | | | | 180 | |
| | | 240 | | | | 240 | |
| | | 300 | | | | 300 | |
| | | 360 | | | | 360 | |
| | | 480 | | | | 480 | |
| | | 600 | | | | 600 | |

| PRUEBA DE CONSOLIDACION | | | | | | | | |
|---|--------------------|------------------|------------|--------------|-------------------------------|------------------------------|--------|-------|
| DATOS GENERALES | | | | | | | | |
| OBRA: | RECLUSORIO ORIENTE | | | | | | | |
| SONDEO: | SS-1 | | | MUESTRA: | SH-2-2 | PROF.: 11.20-11.40 | | |
| FECHA: | | | | APARATO No.: | 5 | PRUEBA No.: 2 | | |
| DATOS INICIALES | | | | | | | | |
| Anillo No.: | 5 | Peso anillo : | 67.40 | gr | Peso Probeta + Anillo : | 179.30 gr | | |
| Peso probeta saturada + anillo : | | 206.10 gr | | | | | | |
| Peso probeta + Anillo después de consolida + Tara : | | 206.10 gr | | | | | | |
| Cápsula No.: | 1 | P. cápsula : | 45.30 | gr | Peso Probeta seca + Cápsula : | 70.6 gr | | |
| Espesor ini. : | 1.97 | cm | Diámetro : | 8.01 | cm | Area : 50.39 cm ² | | |
| GENERALES | | | | | | | | |
| $L_L =$ | | % | $I_P =$ | | % | $I_C =$ | | % |
| $L_P =$ | | % | $L_T =$ | | % | $C_R =$ | | |
| $I_P =$ | | % | $L_C =$ | | % | $S_s =$ | 2.160 | |
| ANTES CONSOLIDACION | | | | | | | | |
| $W_H =$ | 111.90 | gr | $V_T =$ | 99.27 | cm ³ | $w_i =$ | 342.29 | % |
| $W_S =$ | 25.30 | gr | $V_S =$ | 11.71 | cm ³ | $e_i =$ | 7.475 | |
| $W_W =$ | 86.60 | gr | $V_V =$ | 87.56 | cm ³ | $G_i =$ | 98.91 | % |
| DESPUES CONSOLIDACION | | | | | | | | |
| $W_H =$ | 138.70 | gr | $E_T =$ | 1.8790 | cm | $w_r =$ | 448.22 | % |
| $W_S =$ | 25.30 | gr | $V_T =$ | 94.69 | cm ³ | $e_r =$ | 7.084 | |
| $W_W =$ | 113.40 | gr | $V_V =$ | 82.97 | cm ³ | $G_r =$ | 136.67 | % |
| CONTENIDO DE AGUA TESTIGO | | | | | | | | |
| $W_H + C =$ | 115.60 | gr | $W_W =$ | 68.40 | gr | | | |
| $W_S + C =$ | 47.20 | gr | $W_S =$ | 21.30 | gr | | | |
| Cáp. No. = | 147-1 | | C = | 25.9 | gr | | | |
| $w =$ | 321.13 | % | | | | Lec. Inicial = | 6.668 | |
| | | | | | | Lec. Final = | 5.758 | |
| γ Seco = | 0.255 | T/m ³ | | | | $\Delta =$ | 0.91 | 0.091 |
| γ Humedo = | 1.127 | T/m ³ | | | | | | |
| γ Sat = | 1.137 | T/m ³ | | | | | | |

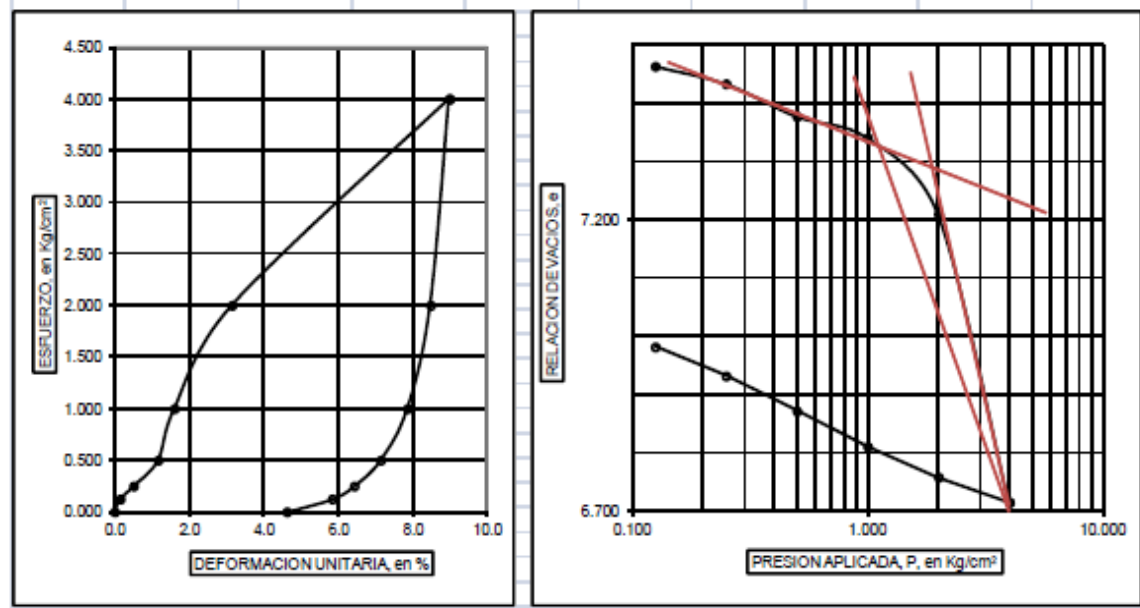
ANEXOS

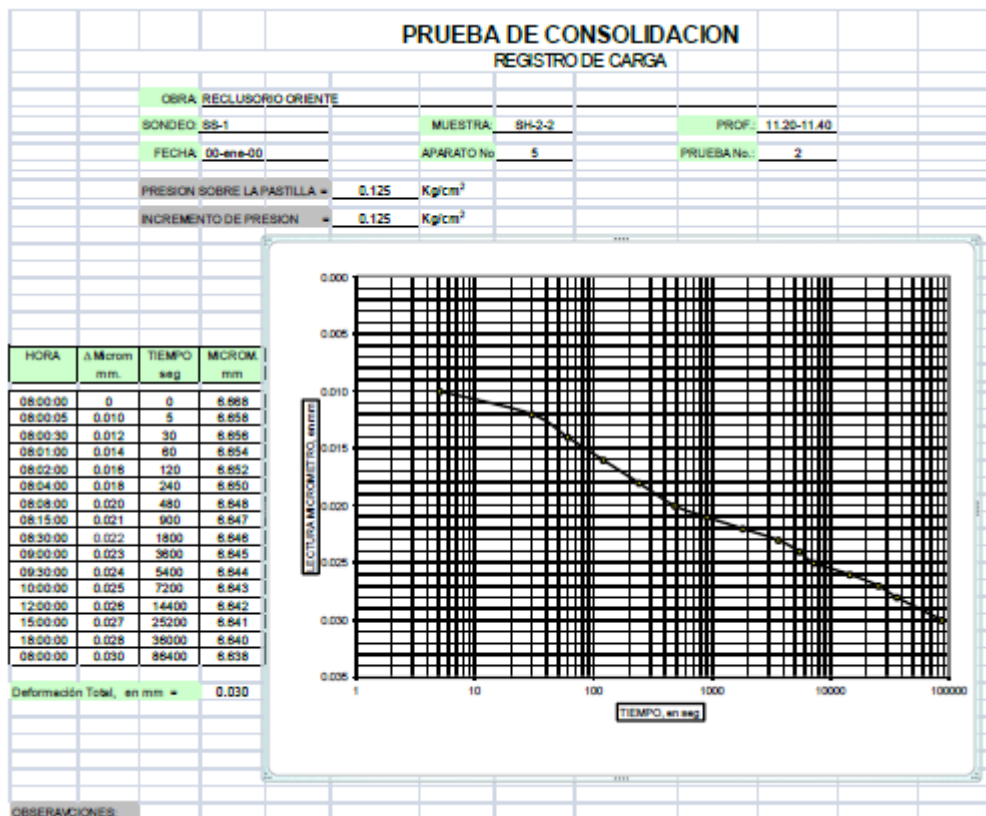
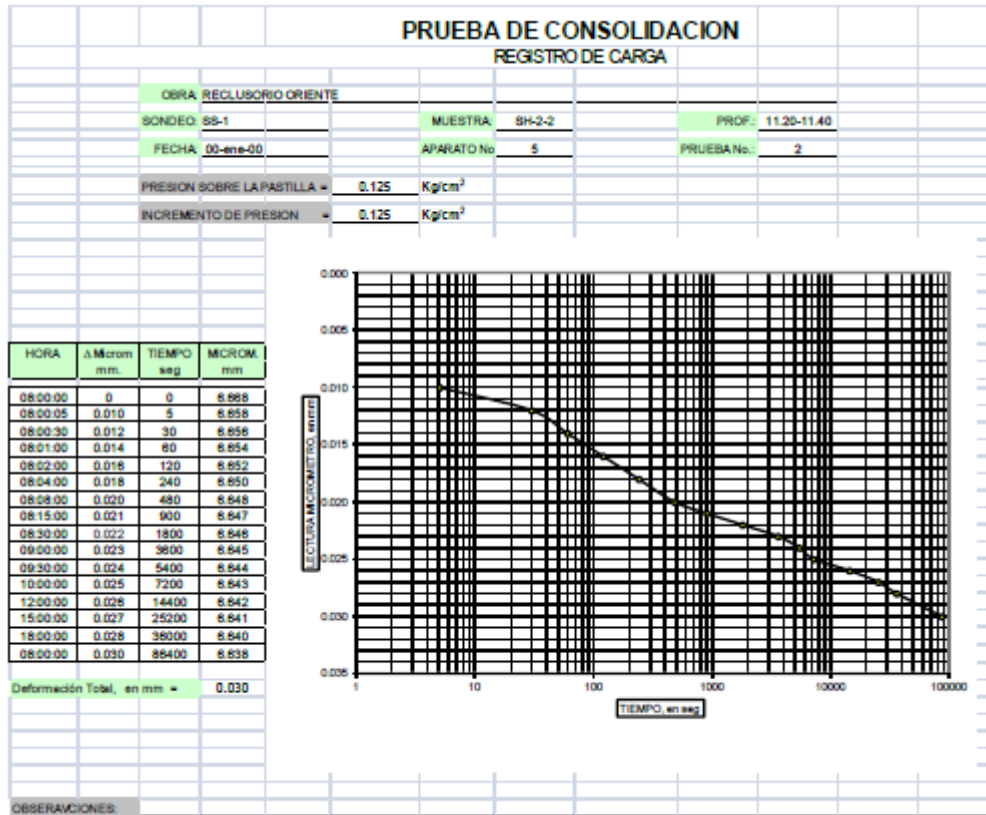
| CONSOLIDACION - REGISTRO | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|---|--|-----------------------------------|--------------|---------------------------|----------------------|--|------------------------|---------------------------------------|--|----------------------|--------------------------------------|
| OBRA: | RECLUSORIO ORIENTE | | | SONDEO: | SS-1 | | PROF: | 1.20-11.40 | | | | |
| UBICACION: | | | | MUESTRA: | SH-2-2 | | FECHA: | 0 | | | | |
| APARATO No.: | 5 | | PRUEBA No.: | 2 | | CALCULO: | OPERO: | | | | | |
| PRESION P Kg/cm ² | DEFORMACION LINEAL δ mm | DEFORMACION UNITARIA ϵ % | ESPESOR COMPRIMIDO 2H mm | 2H-2Ho mm | e_{2H-2Ho} 2Ho -- | H _m cm | H _m ² cm ² | t ₅₀ seg | a _v cm ² /kg | C _v cm ² /seg | e _m -- | P _m Kg/cm ² |
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 19.700 | 17.376 | 7.475 | | 0 | | | | | |
| 0.125 | 0.030 | 0.152 | 19.670 | 17.346 | 7.462 | | 0 | | 0.103 | | 7.469 | 0.063 |
| 0.250 | 0.100 | 0.508 | 19.600 | 17.276 | 7.432 | | 0 | | 0.241 | | 7.447 | 0.188 |
| 0.500 | 0.230 | 1.168 | 19.470 | 17.146 | 7.376 | | 0 | | 0.224 | | 7.404 | 0.375 |
| 1.000 | 0.316 | 1.604 | 19.384 | 17.060 | 7.339 | | 0 | | 0.074 | | 7.358 | 0.750 |
| 2.000 | 0.620 | 3.147 | 19.080 | 16.756 | 7.209 | | 0 | | 0.131 | | 7.274 | 1.500 |
| 4.000 | 1.770 | 8.985 | 17.930 | 15.606 | 6.714 | | 0 | | 0.247 | | 6.961 | 3.000 |
| 2.000 | 1.670 | 8.477 | 18.030 | 15.706 | 6.757 | | 0 | | 0.022 | | 6.735 | 3.000 |
| 1.000 | 1.548 | 7.858 | 18.152 | 15.828 | 6.809 | | 0 | | 0.052 | | 6.783 | 1.500 |
| 0.500 | 1.406 | 7.137 | 18.294 | 15.970 | 6.870 | | 0 | | 0.122 | | 6.840 | 0.750 |
| 0.250 | 1.266 | 6.426 | 18.434 | 16.110 | 6.931 | | 0 | | 0.241 | | 6.901 | 0.375 |
| 0.125 | 1.150 | 5.838 | 18.550 | 16.226 | 6.981 | | 0 | | 0.399 | | 6.956 | 0.188 |
| 0.000 | 0.910 | 4.619 | 18.790 | 16.466 | 7.084 | | 0 | | 0.826 | | 7.032 | 0.063 |
| | | | | | | | 0 | | #DIV/0! | | 3.542 | 0.000 |
| Peso de solidos | Ws = | 25.30 | gr | | | | | | | | | |
| Densidad de sólidos | Ss = | 2.160 | | | | | | | | | | |
| Area de la probeta | Ac = | 50.39 | cm ² | | | | | | | | | |
| Espeor de los sólidos | 2Ho = | 2.324 | mm | | | | | | | | | |
| Espeor nicial | 2H _i = | 19.7 | mm | | | | | | | | | |

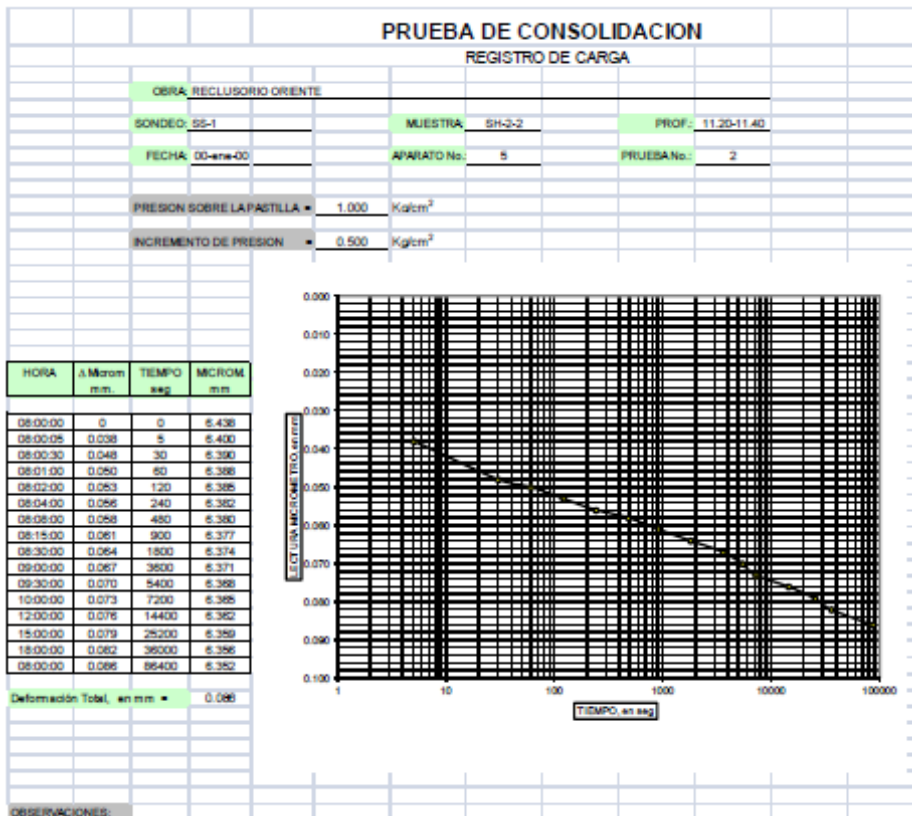
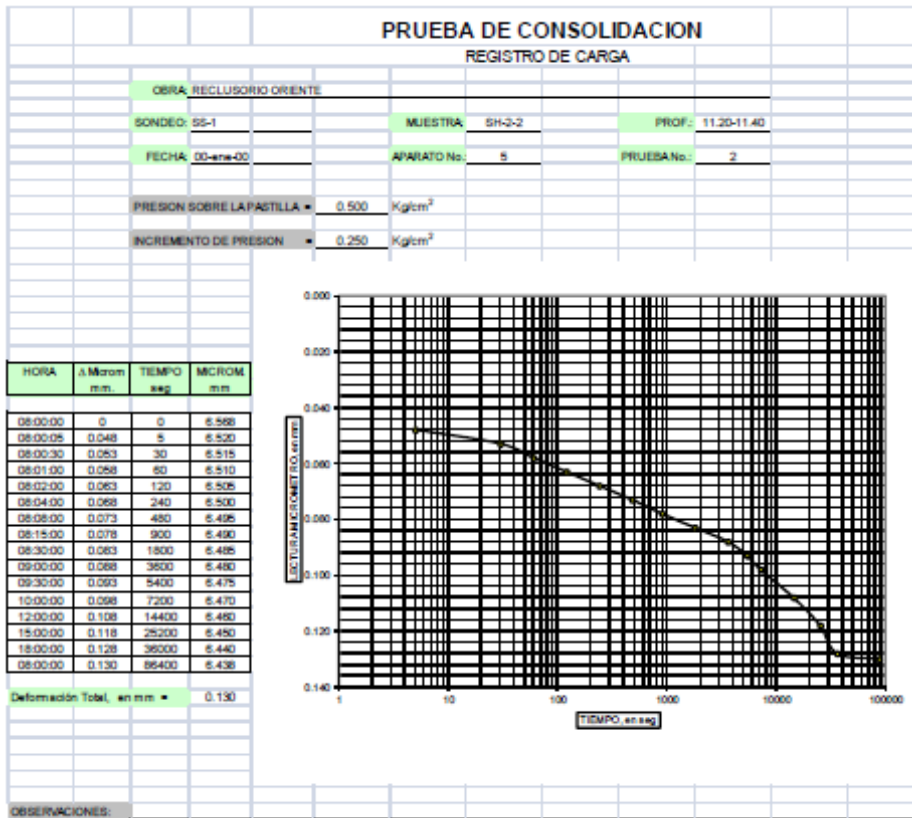
GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

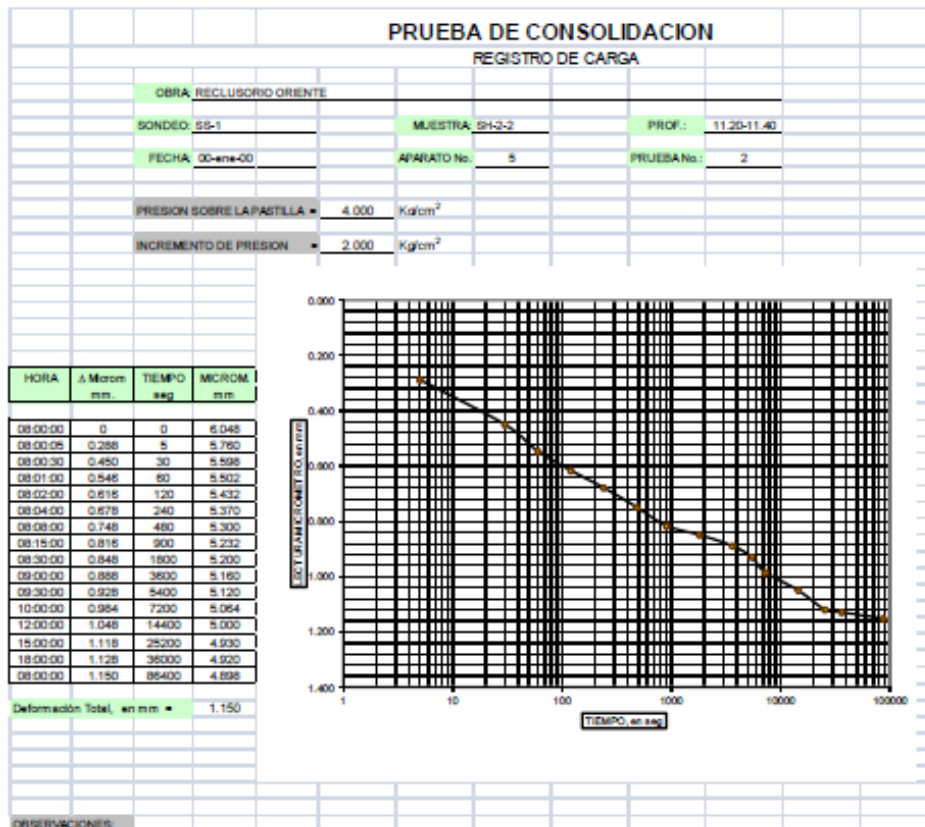
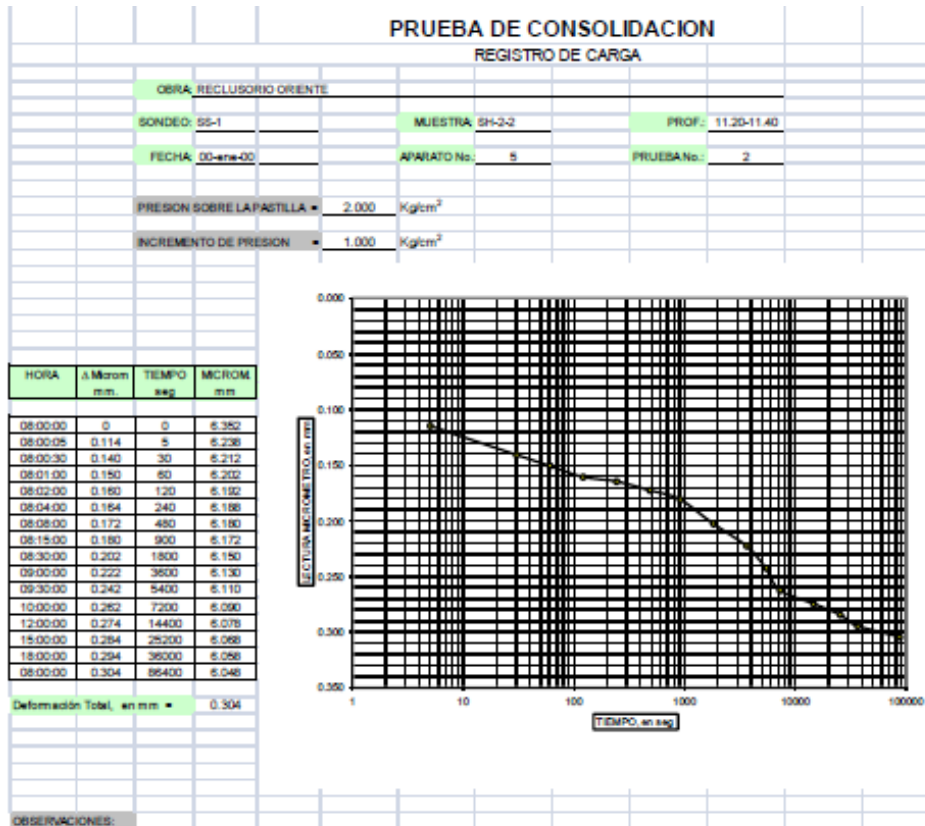
| | |
|--------------------------------------|--------------------|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | SONDEO: SS-1 |
| UBICACION: | MUESTRA: SH-2-2 |
| CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | PROF.: 11.20-11.40 |

| DENSIDAD DE SOLIDOS | RELACION DE VACIOS | | CONTENIDO DE AGUA | | GRADO DE SATURACION | | PESO VOLUMETRICO | | SUCS |
|---------------------|--------------------|----------------|-------------------|----------------|---------------------|-----------------|--------------------|--------------------|------|
| | INICIAL | FINAL | INICIAL | FINAL | INICIAL | FINAL | HUMEDO | SECO | |
| S _s | e _i | e _f | w _i | w _f | G _{wi} | G _{wf} | γ _h | γ _s | |
| -- | -- | -- | % | % | % | % | Ton/m ³ | Ton/m ³ | |
| 2.160 | 7.475 | 7.084 | 342.29 | 448.22 | 98.91 | 136.67 | 1.127 | 0.255 | CH |









ANEXOS

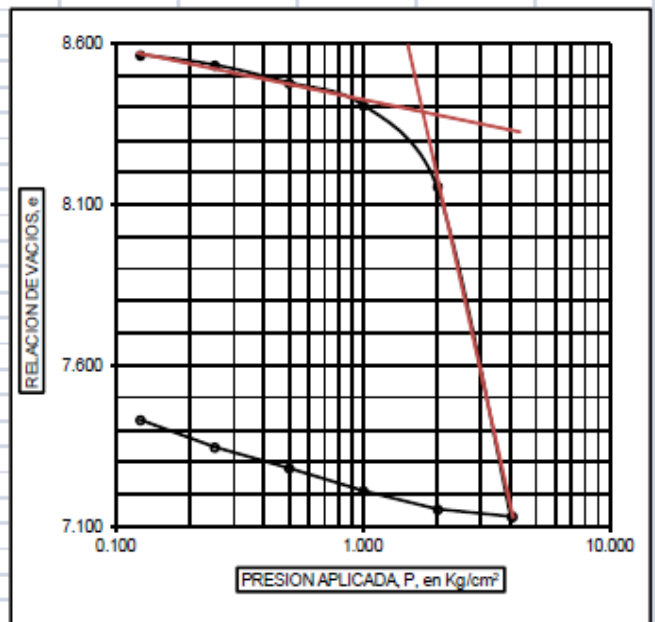
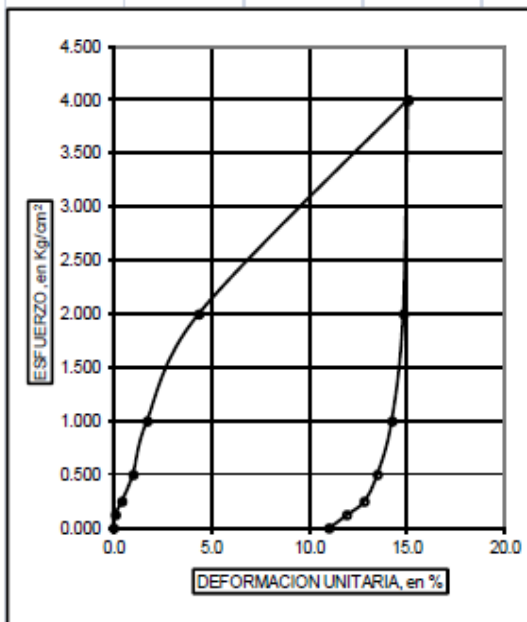
| PRUEBA DE CONSOLIDACION | | | | | | | |
|--------------------------|-------|--------------|------------|--------------------|-------|------------------------|------------|
| REGISTRO DE DESCARGA | | | | | | | |
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | SONDEO: SS-1 | | | |
| UBICACION: | | | | MUESTRA: SH-2-2 | | | |
| DESCARGA, $\Delta P =$ | | 2.000 | | Kg/cm ² | | DESCARGA, $\Delta P =$ | |
| CARGA, P = | | 2.000 | | Kg/cm ² | | 1.000 | |
| | | | | | | Kg/cm ² | |
| FECHA | HORA | TIEMPO | MICROMETRO | FECHA | HORA | TIEMPO | MICROMETRO |
| | | TRANSCURRIDO | | | | TRANSCURRIDO | |
| | | seg | mm | | | seg | mm |
| | | 0 | 4.998 | | | 0 | 4.998 |
| | | 60 | | | | 60 | |
| | | 120 | | | | 120 | |
| | | 180 | | | | 180 | |
| | | 240 | | | | 240 | |
| | | 300 | | | | 300 | |
| | | 360 | | | | 360 | |
| | | 480 | | | | 480 | |
| | | 600 | | | | 600 | |
| | 7.453 | 1200 | 4.998 | | 7.367 | 1200 | 5.12 |
| DESCARGA, $\Delta P =$ | | 0.500 | | Kg/cm ² | | DESCARGA, $\Delta P =$ | |
| CARGA, P = | | 0.500 | | Kg/cm ² | | 0.250 | |
| | | | | | | Kg/cm ² | |
| FECHA | HORA | TIEMPO | MICROMETRO | FECHA | HORA | TIEMPO | MICROMETRO |
| | | TRANSCURRIDO | | | | TRANSCURRIDO | |
| | | seg | mm | | | seg | mm |
| | | 0 | 5.12 | | | 0 | 5.262 |
| | | 60 | | | | 60 | |
| | | 120 | | | | 120 | |
| | | 180 | | | | 180 | |
| | | 240 | | | | 240 | |
| | | 300 | | | | 300 | |
| | | 360 | | | | 360 | |
| | | 480 | | | | 480 | |
| | | 600 | | | | 600 | |
| | 7.273 | 1200 | 5.262 | | 7.171 | 1200 | 5.402 |
| DESCARGA, $\Delta P =$ | | 0.125 | | Kg/cm ² | | DESCARGA, $\Delta P =$ | |
| CARGA, P = | | 0.125 | | Kg/cm ² | | 0.125 | |
| | | | | | | Kg/cm ² | |
| FECHA | HORA | TIEMPO | MICROMETRO | FECHA | HORA | TIEMPO | MICROMETRO |
| | | TRANSCURRIDO | | | | TRANSCURRIDO | |
| | | seg | mm | | | seg | mm |
| | | 0 | 5.402 | | | 0 | 5.518 |
| | | 60 | | | | 60 | |
| | | 120 | | | | 120 | |
| | | 180 | | | | 180 | |
| | | 240 | | | | 240 | |
| | | 300 | | | | 300 | |
| | | 360 | | | | 360 | |
| | | 480 | | | | 480 | |
| | | 600 | | | | 600 | |
| | 7.012 | 1200 | 5.518 | | 6.754 | 1200 | 5.758 |
| DESCARGA, $\Delta P =$ | | | | Kg/cm ² | | DESCARGA, $\Delta P =$ | |
| CARGA, P = | | | | Kg/cm ² | | 0.000 | |
| | | | | | | Kg/cm ² | |
| FECHA | HORA | TIEMPO | MICROMETRO | FECHA | HORA | TIEMPO | MICROMETRO |
| | | TRANSCURRIDO | | | | TRANSCURRIDO | |
| | | seg | mm | | | seg | mm |
| | | 0 | | | | 0 | |
| | | 60 | | | | 60 | |
| | | 120 | | | | 120 | |
| | | 180 | | | | 180 | |
| | | 240 | | | | 240 | |
| | | 300 | | | | 300 | |
| | | 360 | | | | 360 | |
| | | 480 | | | | 480 | |
| | | 600 | | | | 600 | |
| | | 1200 | | | | 1200 | |

| PRUEBA DE CONSOLIDACION | | | | | | | | |
|---|--------------------|------------------|------------|--------------|-------------------------------|------------------------------|--------|--------|
| DATOS GENERALES | | | | | | | | |
| OBRA: | RECLUSORIO ORIENTE | | | | | | | |
| SONDEO: | SS-1 | | | MUESTRA: | SH-3-2 | PROF.: 16.20-16.40 | | |
| FECHA: | | | | APARATO No.: | 6 | PRUEBA No.: 3 | | |
| DATOS INICIALES | | | | | | | | |
| Anillo No.: | 6 | Peso anillo : | 67.40 | gr | Peso Probeta + Anillo : | 176.70 gr | | |
| Peso probeta saturada + anillo : | | 202.30 | | gr | | | | |
| Peso probeta + Anillo después de consolida + Tara : | | 202.30 | | gr | | | | |
| Cápsula No.: | 16 | P. cápsula : | 46.50 | gr | Peso Probeta seca + Cápsula : | 68.9 gr | | |
| Espesor ini.: | 1.97 | cm | Diámetro : | 8.01 | cm | Area : 50.39 cm ² | | |
| GENERALES | | | | | | | | |
| $L_L =$ | | % | $I_P =$ | | % | $I_C =$ | | % |
| $L_P =$ | | % | $L_T =$ | | % | $C_R =$ | | |
| $I_P =$ | | % | $L_C =$ | | % | $S_s =$ | 2.160 | |
| ANTES CONSOLIDACION | | | | | | | | |
| $W_H =$ | 109.30 | gr | $V_T =$ | 99.27 | cm ³ | $w_i =$ | 387.95 | % |
| $W_S =$ | 22.40 | gr | $V_S =$ | 10.37 | cm ³ | $e_i =$ | 8.573 | |
| $W_W =$ | 86.90 | gr | $V_V =$ | 88.90 | cm ³ | $G_v =$ | 97.75 | % |
| DESPUES CONSOLIDACION | | | | | | | | |
| $W_H =$ | 134.90 | gr | $E_T =$ | 1.7532 | cm | $w_r =$ | 502.23 | % |
| $W_S =$ | 22.40 | gr | $V_T =$ | 88.35 | cm ³ | $e_r =$ | 7.519 | |
| $W_W =$ | 112.50 | gr | $V_V =$ | 77.98 | cm ³ | $G_r =$ | 144.28 | % |
| CONTENIDO DE AGUA TESTIGO | | | | | | | | |
| $W_H + C =$ | 96.60 | gr | | $W_W =$ | 58.10 | gr | | |
| $W_S + C =$ | 38.50 | gr | | $W_S =$ | 14.70 | gr | | |
| Cáp. No. = | 110 | | C = | 23.8 | gr | | | |
| $w =$ | 395.24 | % | | | | Lec. Inicial = | 6.538 | |
| | | | | | | Lec. Final = | 4.37 | |
| γ Seco = | 0.226 | T/m ³ | | | | $\Delta =$ | 2.168 | 0.2168 |
| γ Humedo = | 1.101 | T/m ³ | | | | | | |
| γ Sat = | 1.121 | T/m ³ | | | | | | |

ANEXOS

| CONSOLIDACION - REGISTRO | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|---|--|-----------------------------------|-----------------|---------------------------|----------------------|--|------------------------|---------------------------------------|--|---------------------|--------------------------------------|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | SONDEO: SS-1 | | | | PROF: 3.20-16.40 | | | | |
| UBICACION: | | | | MUESTRA: SH-3-2 | | | | FECHA: 0 | | | | |
| APARATO No.: 6 | | PRUEBA No.: 3 | | CALCULO: | | | | OPERO: | | | | |
| PRESION P Kg/cm ² | DEFORMACION LINEAL δ mm | DEFORMACION UNITARIA ϵ % | ESPESOR COMPRIMIDO 2H mm | 2H-2Ho mm | e_{2H-2Ho} 2Ho -- | H _m cm | H _m ² cm ² | t ₅₀ seg | a _v cm ² /kg | C _v cm ² /seg | e _m - | P _m Kg/cm ² |
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 19.700 | 17.642 | 8.573 | | 0 | | | | | |
| 0.125 | 0.018 | 0.091 | 19.682 | 17.624 | 8.564 | | 0 | | 0.070 | | 8.568 | 0.063 |
| 0.250 | 0.083 | 0.421 | 19.617 | 17.559 | 8.532 | | 0 | | 0.253 | | 8.548 | 0.188 |
| 0.500 | 0.196 | 0.995 | 19.504 | 17.446 | 8.477 | | 0 | | 0.220 | | 8.505 | 0.375 |
| 1.000 | 0.338 | 1.716 | 19.362 | 17.304 | 8.408 | | 0 | | 0.138 | | 8.443 | 0.750 |
| 2.000 | 0.858 | 4.355 | 18.842 | 16.784 | 8.156 | | 0 | | 0.253 | | 8.282 | 1.500 |
| 4.000 | 2.966 | 15.056 | 16.734 | 14.676 | 7.131 | | 0 | | 0.512 | | 7.643 | 3.000 |
| 2.000 | 2.920 | 14.822 | 16.780 | 14.722 | 7.154 | | 0 | | 0.011 | | 7.142 | 3.000 |
| 1.000 | 2.803 | 14.228 | 16.897 | 14.839 | 7.211 | | 0 | | 0.057 | | 7.182 | 1.500 |
| 0.500 | 2.656 | 13.482 | 17.044 | 14.986 | 7.282 | | 0 | | 0.143 | | 7.246 | 0.750 |
| 0.250 | 2.523 | 12.807 | 17.177 | 15.119 | 7.347 | | 0 | | 0.259 | | 7.314 | 0.375 |
| 0.125 | 2.348 | 11.919 | 17.352 | 15.294 | 7.432 | | 0 | | 0.680 | | 7.389 | 0.188 |
| 0.000 | 2.168 | 11.005 | 17.532 | 15.474 | 7.519 | | 0 | | 0.700 | | 7.475 | 0.063 |
| | | | | | | | 0 | | #DIM0! | | 3.780 | 0.000 |
| Peso de solidos | Ws = | 22.40 | gr | | | | | | | | | |
| Densidad de sólidos | Ss = | 2.160 | | | | | | | | | | |
| Area de la probeta | Ac = | 50.39 | cm ² | | | | | | | | | |
| Espeor de los sólidos | 2Ho = | 2.058 | mm | | | | | | | | | |
| Espeor nicial | 2H _i = | 19.7 | mm | | | | | | | | | |

| GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL | | | | | | | | | |
|--|--------------------|-------|-------------------|--------|---------------------|--------|--------------------|--------------------|------|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | | SONDEO: SS-1 | | | | |
| UBICACION: | | | | | MUESTRA: SH-3-2 | | | | |
| CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | | | | | PROF.: 16.20-16.40 | | | | |
| 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 | |
| | -- | -- | % | % | % | % | Ton/m ³ | Ton/m ³ | |
| 2.160 | 8.573 | 7.519 | 387.95 | 502.23 | 97.75 | 144.28 | 1.101 | 0.226 | CH |



| PRUEBA DE CONSOLIDACION | | | | | | |
|---------------------------|--------------------|---|------------|------------------|-------------------------------|------------------------------|
| DATOS GENERALES | | | | | | |
| OBRA: | RECLUSORIO ORIENTE | | | | | |
| SONDEO: | SS-1 | | | MUESTRA: | SH-4-2 | PROF.: 21.20-21.40 |
| FECHA: | | | | APARATO No.: | 7 | PRUEBA No.: |
| | | | | | | 4 |
| DATOS INICIALES | | | | | | |
| Anillo No.: | 7 | Peso anillo : | 61.90 | gr | Peso Probeta + Anillo : | 185.40 gr |
| | | | | | | |
| | | Peso probeta saturada + anillo : | 216.50 | gr | | |
| | | | | | | |
| | | Peso probeta + Anillo después de consolida + Tara : | 216.50 | gr | | |
| | | | | | | |
| Cápsula No.: | 5 | P. cápsula : | 45.10 | gr | Peso Probeta seca + Cápsula : | 91.3 gr |
| | | | | | | |
| Espesor ini.: | 1.99 | cm | Diámetro : | 8.00 | cm | Area : 50.27 cm ² |
| | | | | | | |
| GENERALES | | | | | | |
| | | $L_L =$ | % | $I_F =$ | % | $I_C =$ % |
| | | $L_P =$ | % | $L_T =$ | % | $C_R =$ |
| | | $I_P =$ | % | $L_C =$ | % | $S_s = 2.440$ |
| | | | | | | |
| ANTES CONSOLIDACION | | | | | | |
| | | $W_H =$ | 123.50 | gr | $V_T =$ | 100.03 cm ³ |
| | | $W_S =$ | 46.20 | gr | $V_S =$ | 18.93 cm ³ |
| | | $W_W =$ | 77.30 | gr | $V_V =$ | 81.09 cm ³ |
| | | | | | $w_i =$ | 167.32 % |
| | | | | | $e_i =$ | 4.283 |
| | | | | | $G_i =$ | 95.32 % |
| | | | | | | |
| DESPUES CONSOLIDACION | | | | | | |
| | | $W_H =$ | 154.60 | gr | $E_T =$ | 1.8440 cm |
| | | $W_S =$ | 46.20 | gr | $V_T =$ | 92.69 cm ³ |
| | | $W_W =$ | 108.40 | gr | $V_V =$ | 73.76 cm ³ |
| | | | | | $w_r =$ | 234.63 % |
| | | | | | $e_r =$ | 3.895 |
| | | | | | $G_r =$ | 146.97 % |
| | | | | | | |
| CONTENIDO DE AGUA TESTIGO | | | | | | |
| | | $W_H + C =$ | 95.00 | gr | $W_W =$ | 45.00 gr |
| | | $W_S + C =$ | 50.00 | gr | $W_S =$ | 24.50 gr |
| | | Cáp. No. = | 202 | | $C =$ | 25.5 gr |
| | | $w =$ | 183.67 | % | Lec. Inicial = | 7.602 |
| | | | | | Lec. Final = | 6.142 |
| | | γ Seco = | 0.462 | T/m ³ | $\Delta =$ | 1.46 0.146 |
| | | γ Humedo = | 1.235 | T/m ³ | | |
| | | γ Sat = | 1.273 | T/m ³ | | |

ANEXOS

| CONSOLIDACION - REGISTRO | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|---|--|-----------------------------------|-----------------|------------------------------|----------------------|--|------------------------|---------------------------------------|--|----------------------|--------------------------------------|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | SONDEO: SS-1 | | | | PROF: 120-21.40 | | | | |
| UBICACION: | | | | MUESTRA: SH-4-2 | | | | FECHA: 0 | | | | |
| APARATO No.: | | 7 | | PRUEBA No.: | | 4 | | CALCULO: | | OPERO: | | |
| PRESION P Kg/cm ² | DEFORMACION LINEAL δ mm | DEFORMACION UNITARIA ϵ % | ESPESOR COMPRIMIDO 2H mm | 2H-2Ho mm | $e_{s, 2H-2Ho}$ 2Ho -- | H _m cm | H _m ² cm ² | t ₅₀ seg | a _v cm ² /kg | C _v cm ² /seg | e _m -- | P _m Kg/cm ² |
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 19.900 | 16.133 | 4.283 | | 0 | | | | | |
| 0.125 | 0.047 | 0.236 | 19.853 | 16.086 | 4.270 | | 0 | | 0.100 | | 4.277 | 0.063 |
| 0.250 | 0.127 | 0.638 | 19.773 | 16.006 | 4.249 | | 0 | | 0.170 | | 4.260 | 0.188 |
| 0.500 | 0.290 | 1.457 | 19.610 | 15.843 | 4.206 | | 0 | | 0.173 | | 4.228 | 0.375 |
| 1.000 | 0.484 | 2.432 | 19.416 | 15.649 | 4.154 | | 0 | | 0.103 | | 4.180 | 0.750 |
| 2.000 | 0.814 | 4.090 | 19.086 | 15.319 | 4.067 | | 0 | | 0.088 | | 4.111 | 1.500 |
| 4.000 | 2.170 | 10.905 | 17.730 | 13.963 | 3.707 | | 0 | | 0.180 | | 3.887 | 3.000 |
| 2.000 | 2.100 | 10.553 | 17.800 | 14.033 | 3.725 | | 0 | | 0.009 | | 3.716 | 3.000 |
| 1.000 | 2.010 | 10.101 | 17.890 | 14.123 | 3.749 | | 0 | | 0.024 | | 3.737 | 1.500 |
| 0.500 | 1.904 | 9.568 | 17.996 | 14.229 | 3.777 | | 0 | | 0.056 | | 3.763 | 0.750 |
| 0.250 | 1.790 | 8.995 | 18.110 | 14.343 | 3.808 | | 0 | | 0.121 | | 3.793 | 0.375 |
| 0.125 | 1.690 | 8.492 | 18.210 | 14.443 | 3.834 | | 0 | | 0.212 | | 3.821 | 0.188 |
| 0.000 | 1.460 | 7.337 | 18.440 | 14.673 | 3.895 | | 0 | | 0.488 | | 3.865 | 0.063 |
| | | | | | | | 0 | | #DIV/0! | | 1.948 | 0.000 |
| Peso de solidos | Ws = | 46.20 | gr | | | | | | | | | |
| Densidad de sólidos | Ss = | 2.440 | | | | | | | | | | |
| Area de la probeta | Ac = | 50.27 | cm ² | | | | | | | | | |
| Espesor de los sólidos | 2Ho = | 3.767 | mm | | | | | | | | | |

| GRAFICAS DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL | | | | | | | | | |
|--|--------------------|-------|-------------------|--------|---------------------|--------|--------------------|--------------------|------|
| OBRA: RECLUSORIO ORIENTE | | | | | SONDEO: SS-1 | | | | |
| UBICACION: | | | | | MUESTRA: SH-4-2 | | | | |
| CLASIF.: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO | | | | | PROF.: 21.20-21.40 | | | | |
| DENSIDAD DE SOLIDOS | RELACION DE VACIOS | | CONTENIDO DE AGUA | | GRADO DE SATURACION | | PESO VOLUMETRICO | | SUCS |
| Ss | INICIAL | FINAL | INICIAL | FINAL | INICIAL | FINAL | HUMEDO | SECO | |
| -- | e_i | e_f | w_i | w_f | Gw_i | Gw_f | γ_h | γ_s | |
| | | | % | % | % | % | Ton/m ³ | Ton/m ³ | |
| 2.440 | 4.283 | 3.895 | 167.32 | 234.63 | 95.32 | 146.97 | 1.235 | 0.462 | CH |

