



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES**

**“ARAGÓN”**

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS REALIZADO PARA  
LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PLANTA DE BOMBEO,  
UBICADA EN LA DELEGACIÓN XOCHIMILCO, MÉXICO.  
D.F.**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
I N G E N I E R O C I V I L**

**P R E S E N T A**

**ENRIQUE SÁNCHEZ LARA**



**MÉXICO**

**2012**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## **AGRADECIMIENTO Y DEDICATORIA**

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México; a la Facultad de Estudios Superiores, Campus Aragón que me permitió superarme profesionalmente; A los profesores que durante mi estancia académica me brindaron los conocimientos necesarios para desarrollarme como un profesionista.

Agradezco al Ing. Gabriel Álvarez Bautista, asesor titular, por su apoyo para la elaboración de este trabajo.

Agradezco a los maestros que me impartieron clase en mi trayectoria como alumno de la FES Aragón, que gracias a ellos tuve los motivos suficientes para culminar la carrera de ingeniería civil.

Agradezco y dedico esta tesis a mis hermanos por su apoyo incondicional, a mis tios, primos y amigos.

De igual forma dedico esta tesis a las personas que creyeron en mí y las que no, de todas formas, alentaron los deseos y la perseverancia para alcanzar el objetivo deseado por un servidor, un alumno que aprecia sin ataduras.



INTRODUCCIÓN III

OBJETIVO IV

## CAPÍTULO I

### 1.- ANTECEDENTES

### 2.- EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

- 2.1 Generalidades
- 2.2 Pozos a cielo abierto
- 2.3 Sondeos con equipo mecánico

### 3.- PRUEBAS DE LABORATORIO

- 3.1 Muestras alteradas
- 3.2 Muestras inalteradas

### 4.- CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO

### 5.- ANALISIS DE CIMENTACIÓN

- 5.1 Solución de Cimentación
- 5.2 Determinación de la Capacidad de Carga
- 5.3 Dimensionamiento de la Cimentación
- 5.4 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas
- 5.5 Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas
- 5.6 Estado Limite de Servicio
- 5.7 Empujes sobre muros rígidos
- 5.8 Falla de Fondo
- 5.9 Estabilidad de taludes
- 5.10 Cimentaciones superficiales

### 6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- 6.1.- Protección a colindancias
- 6.2.- Determinación del procedimiento constructivo para la excavación
- 6.3.- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación
- 6.4.- Revisión por falla de empotramiento en muro Milán
- 6.5.- Abatimiento del nivel freático
- 6.6.- Trabajos previos al procedimiento constructivo
- 6.7.- Secuencia del procedimiento constructivo
- 6.8.- Justificación del sistema de contención seleccionado
- 6.9.- Procedimiento constructivo del muro Milán
- 6.10.- Excavación del tablero
- 6.11.- Estabilización de perforación
- 6.12.- Colocación de juntas
- 6.13.- Colocación del armado
- 6.14.- Colado del elemento
- 6.15.- Bombeo profundo para el procedimiento constructivo de la excavación
- 6.16.- Instrumentación



**7.- SEGUNDA ALTERNATIVA PARA EL CARCAMO DE BOMBEO**

**8.- INSTRUMENTACION**

**9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

**ANEXO**

**ANEXO I**

**PRUEBAS DE LABORATORIO**



### INTRODUCCIÓN

La creciente urbanización es una realidad insoslayable en el mundo cambiante de hoy. En los países en desarrollo, la falta de oportunidades de trabajo en las áreas rurales, la declinación de las economías de subsistencia y la esperanza de acceder a una vida mejor han propiciado el nacimiento de las modernas megalópolis. Desafortunadamente, la infraestructura urbana, las instituciones y los recursos naturales disponibles han resultado a menudo insuficientes para responder al ritmo de expansión de los nuevos asentamientos. En todo el mundo se plantea una pregunta central: "¿cómo integrar los principios del desarrollo sostenido bajo circunstancias de esta naturaleza?". El agua es un recurso vital insustituible. Su abastecimiento, localización y desecho presenta numerosos retos, los cuales deben ser enfrentados para satisfacer las crecientes demandas de estas nuevas áreas metropolitanas.

La Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) ejemplifica estos retos. La demanda de agua para los 20 millones de personas que habitan en el área, significan un desafío formidable para quienes tienen la responsabilidad de abastecer a esta población. Como el agua superficial en la Cuenca de México es muy escasa, la principal fuente de abastecimiento para la ciudad es el Acuífero de la Ciudad de México, localizado en el subsuelo del área metropolitana. Aunque el volumen de agua almacenada es muy grande, su calidad es susceptible de sufrir un serio deterioro, debido a la permanente actividad que tiene lugar sobre el acuífero. La falta de tratamiento a las aguas residuales y el control insuficiente de los desechos peligrosos han colocado a este acuífero-y a todo el sistema de distribución de agua-en riesgo de contaminación microbiológica y química. Además, el uso del acuífero se ve restringido debido a una serie de problemas relacionados con el hundimiento del suelo. En efecto, desde que se inició la explotación del agua subterránea en el siglo XIX a la fecha, el constante descenso en los niveles de agua subterránea ha provocado un hundimiento cercano a los 7.5 metros en el centro de la Ciudad de México. Este hundimiento ha aumentado la propensión natural de la ciudad a las inundaciones, al tiempo que ha dañado la infraestructura urbana.

Los intentos de controlar las inundaciones, así como los de abastecer de agua y servicios de desagüe a la ZMVM, han puesto en marcha proyectos masivos de obras civiles, tales como la construcción del sistema de drenaje profundo y la importación de agua desde la Cuenca del Cutzamala. La actitud prevaleciente entre la población ha sido suponer que el agua es propiedad del Estado y que, por tal razón, debe proporcionarse como parte de un derecho constitucional (aunque no está estipulado de esta forma en la Constitución) y gratuito. Tradicionalmente, los servicios de abastecimiento de agua y de drenaje han recibido importantes subsidios del gobierno federal. Como resultado, ha sido necesario enfrentar severas pérdidas financieras, así como un constante desperdicio del recurso causado por fugas de agua y un uso ineficiente. El rápido crecimiento urbano y la falta de sustentabilidad financiera han restringido la capacidad del gobierno para satisfacer la demanda de agua, ampliar el



sistema de distribución a las áreas donde el servicio es deficiente, así como para proporcionar un tratamiento adecuado a las aguas residuales antes de desecharlas o reutilizarlas.

El objeto del estudio es:

Determinar la estratigrafía del subsuelo del sitio, sus propiedades índices y mecánicas (deformabilidad y resistencia), las cuales se presentan en el capítulo 4.

Establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada para las estructuras proyectadas que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño, tales como: la capacidad de carga en condiciones estáticas y dinámicas, los asentamientos máximos esperados que se desarrollarán en la masa del suelo bajo la carga total de la estructura, realizando su revisión con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones, lo anterior se presenta en el capítulo 5.

Determinar el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación y el movimiento de tierras que será necesario efectuar.

En el Anexo I se presenta las pruebas de laboratorio de las muestras obtenidas en los pozos anteriormente señalados.



## **CAPÍTULO I**

### **ANTECEDENTES**





# ***ANTECEDENTES***



**PANORAMICA DEL SITIO DE INTERES**

## **1.1 Localización**

Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos para la construcción de una Planta de Bombeo de aguas residuales, en un predio localizado en Anillo Periférico esquina con Distribuidor Vial Muyuguarda, Delegación Xochimilco, D.F. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.

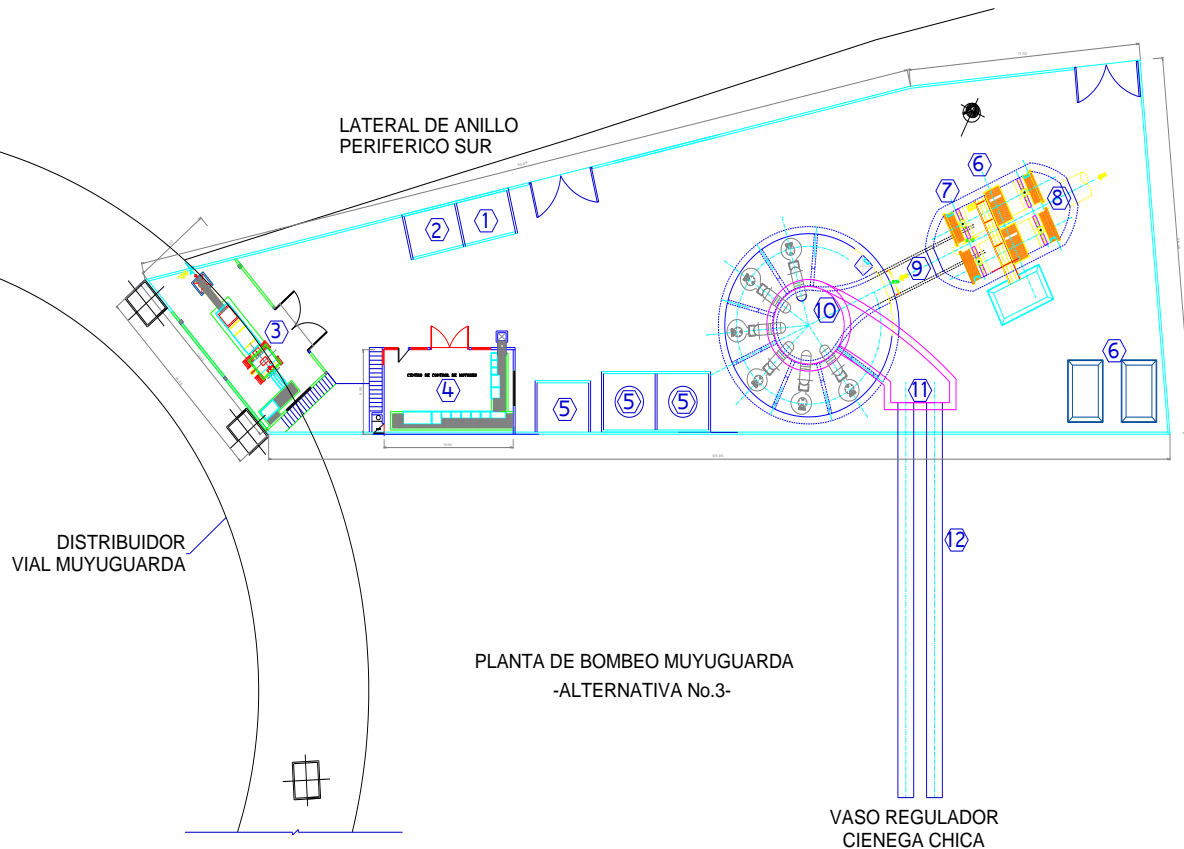


**FIGURA No 1.- UBICACIÓN DEL PREDIO DE INTERES ANILLO PERIFERICO Y DISTRIBUIDOR VIAL MUYUGUARDA**



## 1.2 Descripción del proyecto

Se proyecta la construcción de una Planta de Bombeo de aguas residuales que contará con un Cárcamo de Bombeo como estructura principal y con diversos elementos complementarios, los cuales se desplantarán a diferentes profundidades. En la figura 2 se presenta la distribución general de las estructuras proyectadas, y a continuación una lista de los elementos que constituyen la Planta de Bombeo.



**FIGURA 2 SEMBRADO DE ESTRUCTURAS**

### ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LA PLANTA DE BOMBEO

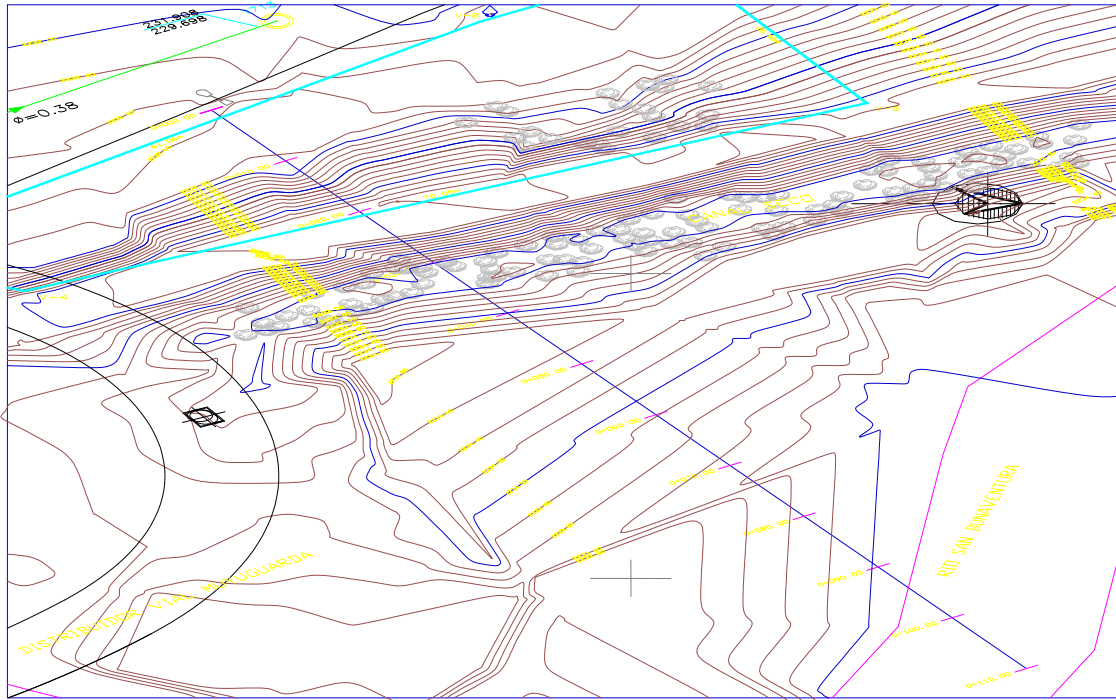
1. CASETA DE VIGILANCIA
2. CISTERNA Y SISTEMA HIDRONEUMATICO
3. SUBESTACION ELECTRICA (PLANTA BAJA) Y CENTRO DE CONTROL DE MOTORES (EN PLANTA ALTA)



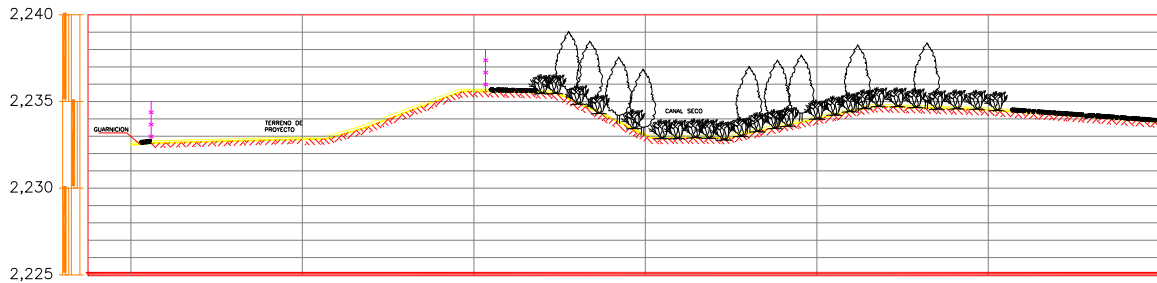
4. CUARTO DE GENERACION (EN PLANTA BAJA) Y OFICINAS, BAÑOS Y VESTIDORES (EN PLANTA ALTA).
5. SISTEMA DE COMBUSTIBLE (TANQUES, DIQUES Y CUARTO DE MAQUINAS).
6. SISTEMA DE REJILLAS AUTOLIMPIABLES (INCLUYE: BANDA TRANSPORTADORA, CONTENEDORES DE BASURA, TABLERO DE CONTROL, REJA FIJA Y RASTRILLO).
7. SISTEMA DE COMPUERTAS (INCLUYE 4 COMPUERTAS VERTICALES EN ACERO INOXIDABLE Y TABLERO DE CONTROL).
8. ESTRUCTURA DE LIMPIEZA Y CONTROL DE 11.0 M POR 6.0M APROXIMADAMENTE.
9. TUBERIA DE INTERCOMUNICACION ENTRE ESTRUCTURA DE REJILLAS Y CARCAMO, DE CONCRETO ARMADO Y 1.83 M $\phi$ .
10. CARCAMO DE BOMBEO DE GEOMETRIA CIRCULAR Y DE 13.0 M DE DIAMETRO CON TANQUE DE CARGA AL CENTRO DE 5.5 M DE DIAMETRO.
11. CANAL DE DESCARGA (UNION TANQUE DE CARGA Y TUBERIAS DE 1.52 M).
12. DOS TUBERIAS DE DESCARGA A LA "CIENEGA CHICA" DE 1.52 M DE DIAMETRO.

### 1.3 Topografía

En las figuras 3 y 4 se presentan una planta y un corte longitudinal de la trayectoria que tendrá el sistema de bombeo. En estas se observan los desniveles del terreno que tiene actualmente. El acceso principal al predio de interés se tiene por Anillo Periférico y en esta zona del terreno, se tiene una superficie plana y con un desnivel de aproximadamente 0.50 m con respecto al nivel medio de banqueteta, sin embargo hacia la parte posterior, el terreno presenta un desnivel ascendente de aproximadamente 2.8 m con respecto al nivel de banqueteta. En la figura 5 se muestra la topografía del terreno analizado.



**FIGURA 3 TRAYECTORIA QUE TENDRÁ EL SISTEMA DE BOMBEO**



NIVEL DE TERRENO	2,232.497	2,232.82	2,235.58	2,233.06	2,234.01	2,234.52	2,233.81
CADENAMIENTO	0+000.00	0+010.00	0+020.00	0+030.00	0+040.00	0+050.00	0+060.00

PERFIL DEL EJE No. 1

ESCALA HORIZONTAL 1 : 400  
ESCALA VERTICAL 1 : 400

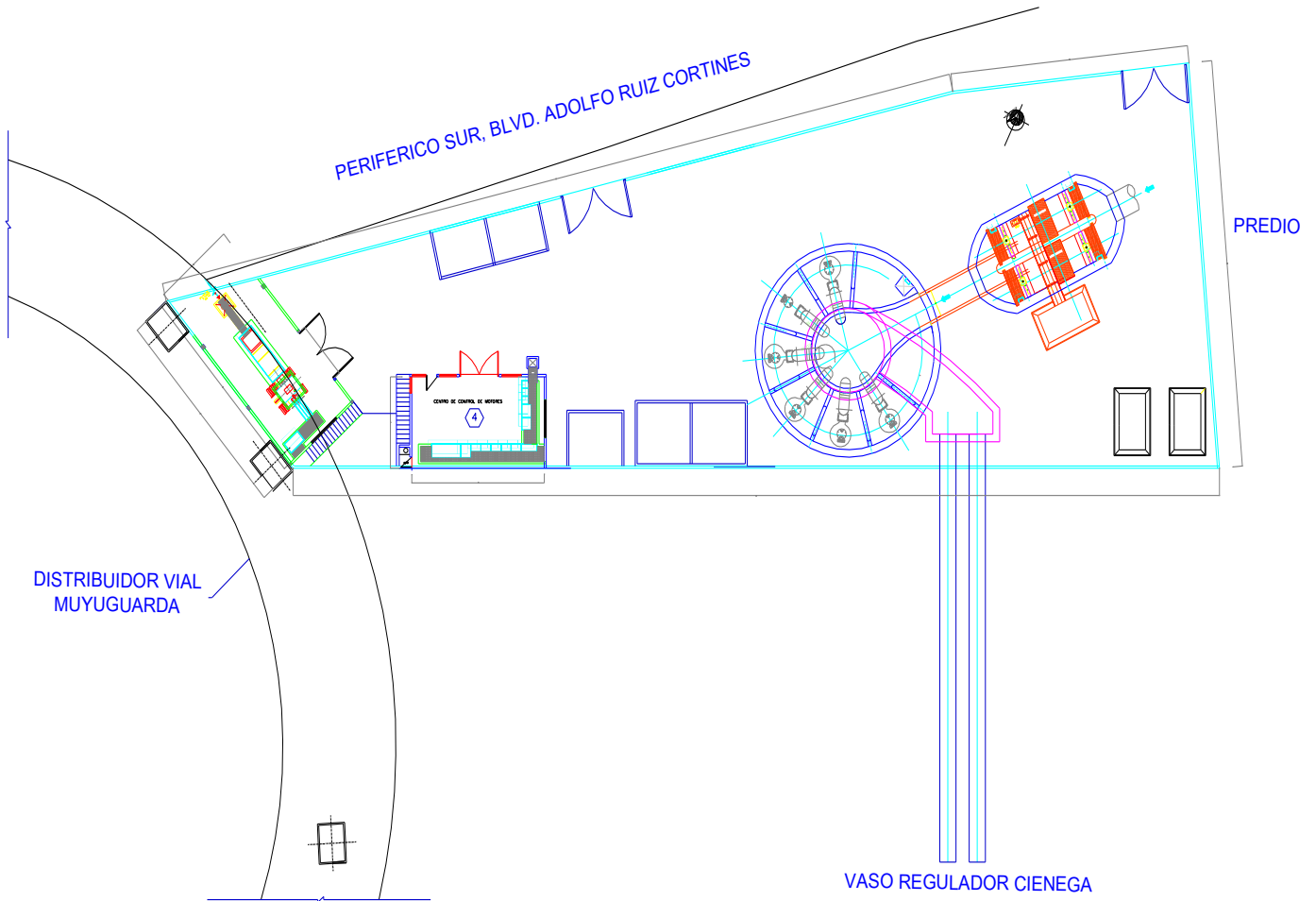
**FIGURA 4 TRAYECTORIA QUE TENDRÁ EL SISTEMA DE BOMBEO**



### TOPOGRÁFIA ACTUAL DEL TERRENO

#### 1.4 Colindancias

El sitio en estudio colinda en su parte norte con el Anillo Periférico Sur, sitio por donde se ubica el acceso principal al predio, al sur colinda con el borde de un canal pluvial que se encuentra paralelo al Río San Buenaventura el cual se ubica hacia el sur del predio y hacia éste se descargarán las aguas provenientes de la planta, al poniente existe un terreno con una pequeña vivienda techada con lámina, al poniente colinda con el distribuidor vial Muyuguarda. En la figura 6 se presenta un plano donde se muestran las colindancias del predio.



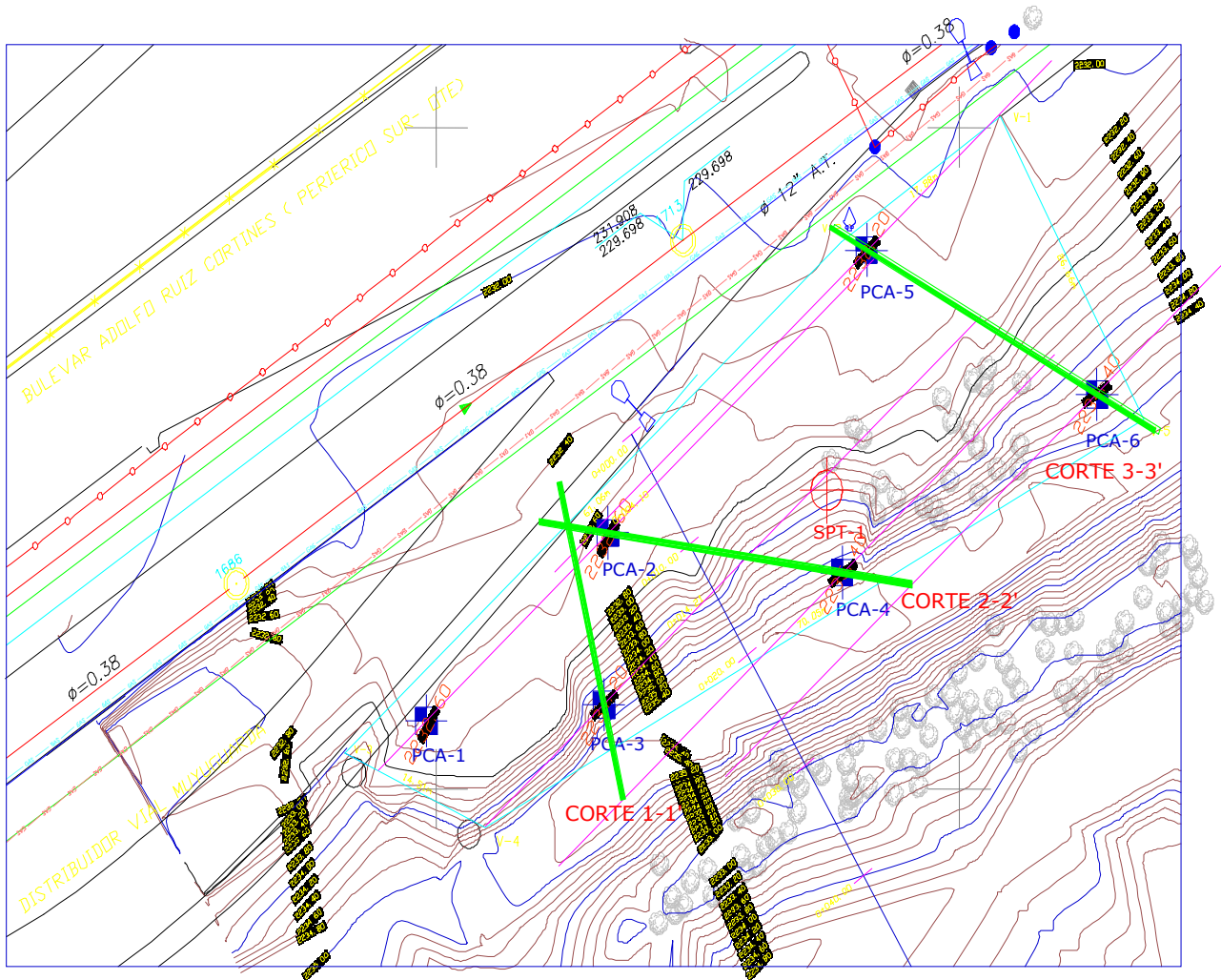
**FIGURA 6 UBICACIÓN DE COLINDANCIAS**

Actualmente dentro del predio de interés existen dos casetas provisionales de madera y lámina, se encuentra delimitado por una malla ciclónica perimetralmente y en la parte sur se tiene el bordo de un canal constituido por materiales controlados de aproximadamente 2.8 m de altura.



En la figura 7 se presenta una planta donde se ubican los cortes estratigráficos realizados, y en las figuras 7a, 7b y 7c se presentan tres cortes esquemáticos de la configuración que guarda el terreno actualmente donde se muestran los materiales superficiales encontrados durante la exploración realizada en el lugar.

### UBICACION DE CORTES SUPERFICIALES



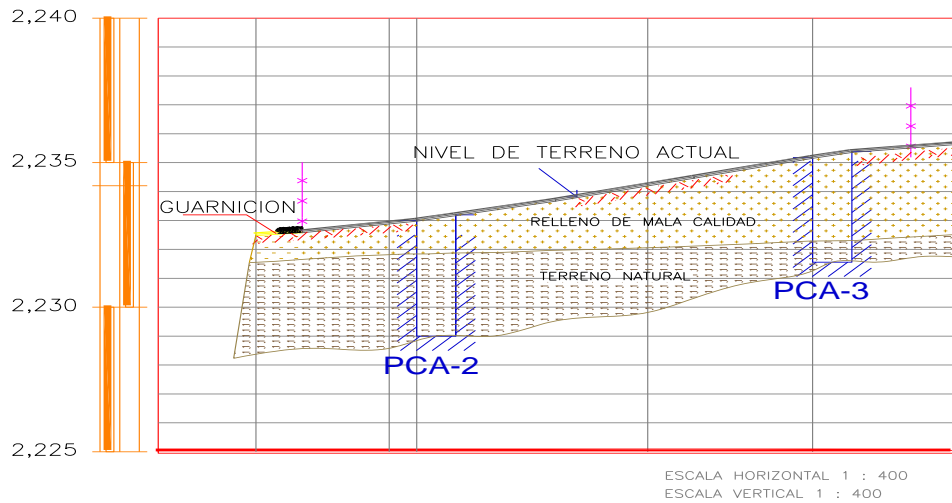
**FIGURA 7 UBICACIÓN DE CORTES ESTRATIGRÁFICOS SUPERFICIALES**





CORTE ESTRATIGRAFICO SUPERFICIAL POZOS 2 Y 3

CORTE 1-1'



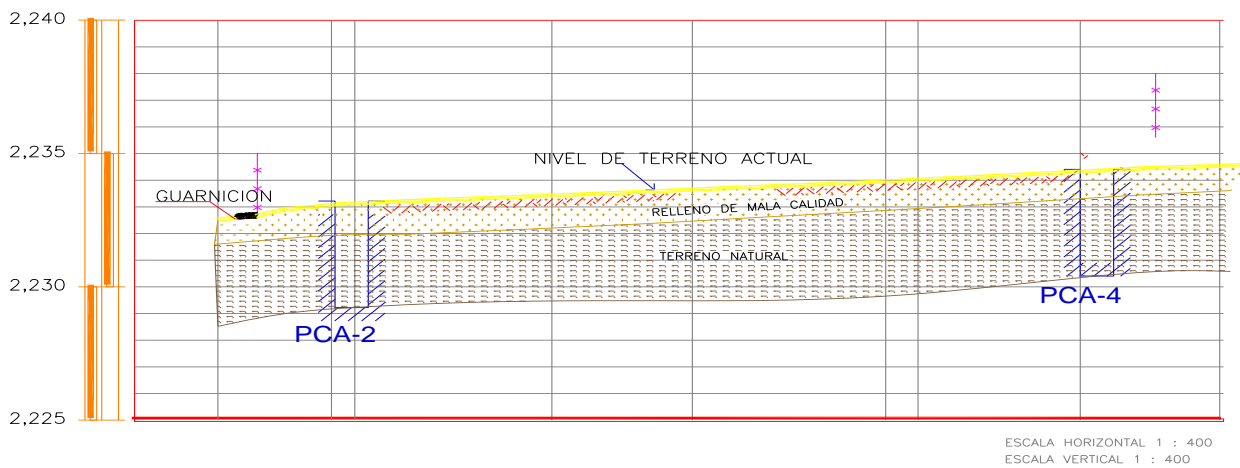
OBRA: MUYUGUARDA

UBICACION: PERIFERICO SUR Y EJE 3 OTE., MUYUGUARDA, DEL. XOCHIMILCO

FIGURA: 7a

**FIGURA 7a CORTE ESTRATIGRÁFICO SUPERFICIAL**

CORTE ESTRATIGRAFICO SUPERFICIAL POZOS 2 Y 4



OBRA: MUYUGUARDA

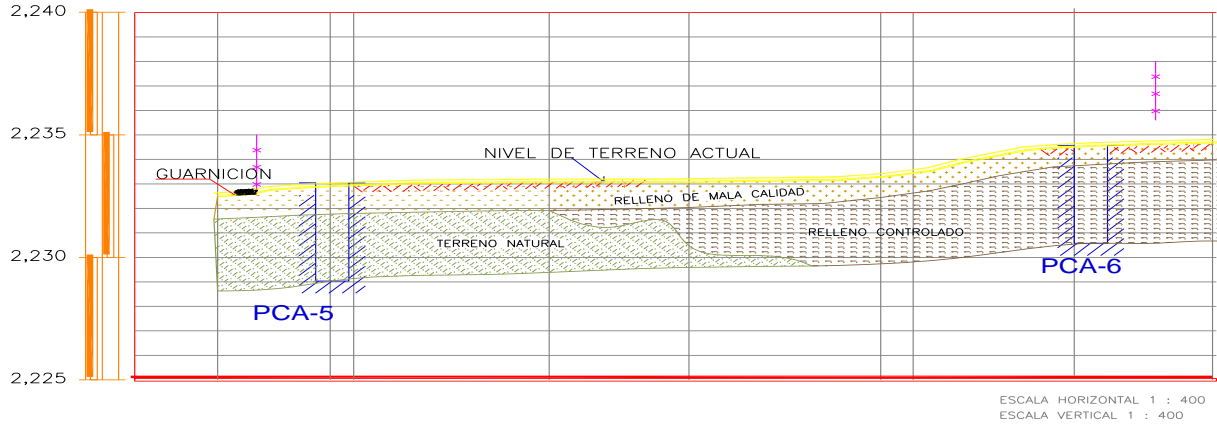
UBICACION: PERIFERICO SUR Y EJE 3 OTE., MUYUGUARDA, DEL. XOCHIMILCO

FIGURA: 7b

**FIGURA 7b CORTE ESTRATIGRÁFICO SUPERFICIAL**



CORTE ESTRATIGRAFICO SUPERFICIAL POZOS 5 Y 6  
CORTE 2-2'



OBRA: MUYUGUARDA

UBICACION: PERIFERICO SUR Y EJE 3 OTE., MUYUGUARDA, DEL. XOCHIMILCO

FIGURA: 7C

FIGURA 7c CORTE ESTRATIGRÁFICO SUPERFICIAL

En la figura 7d se muestra un plano con la zonificación aproximada de los espesores de relleno de mala calidad encontrados en el predio.

ESPEORES DE RELLENO DE MALA CALIDAD

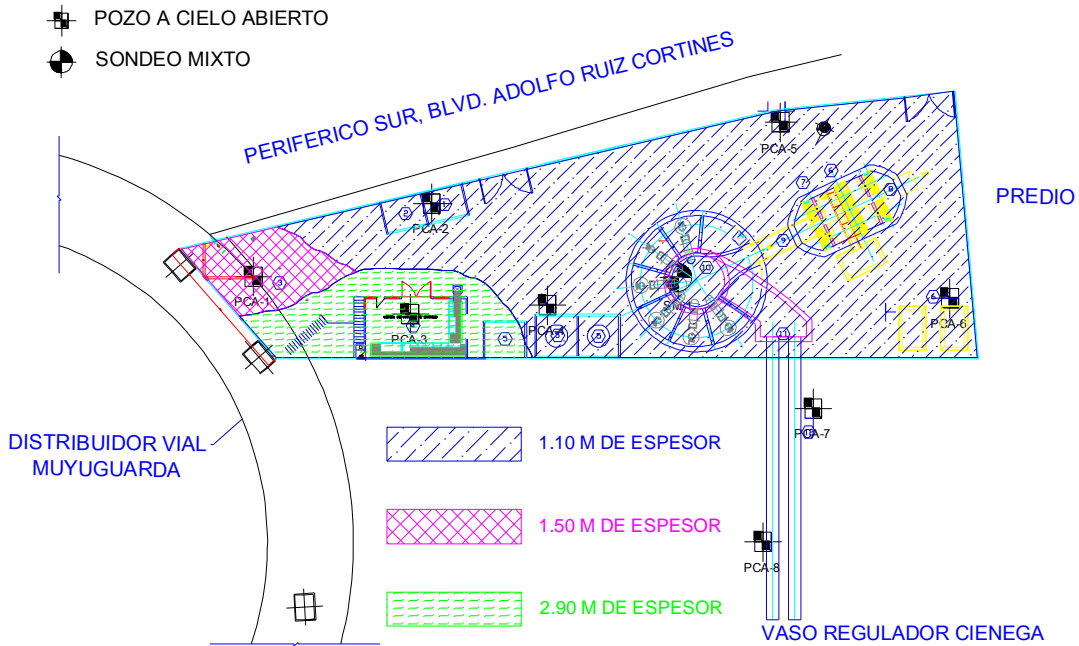
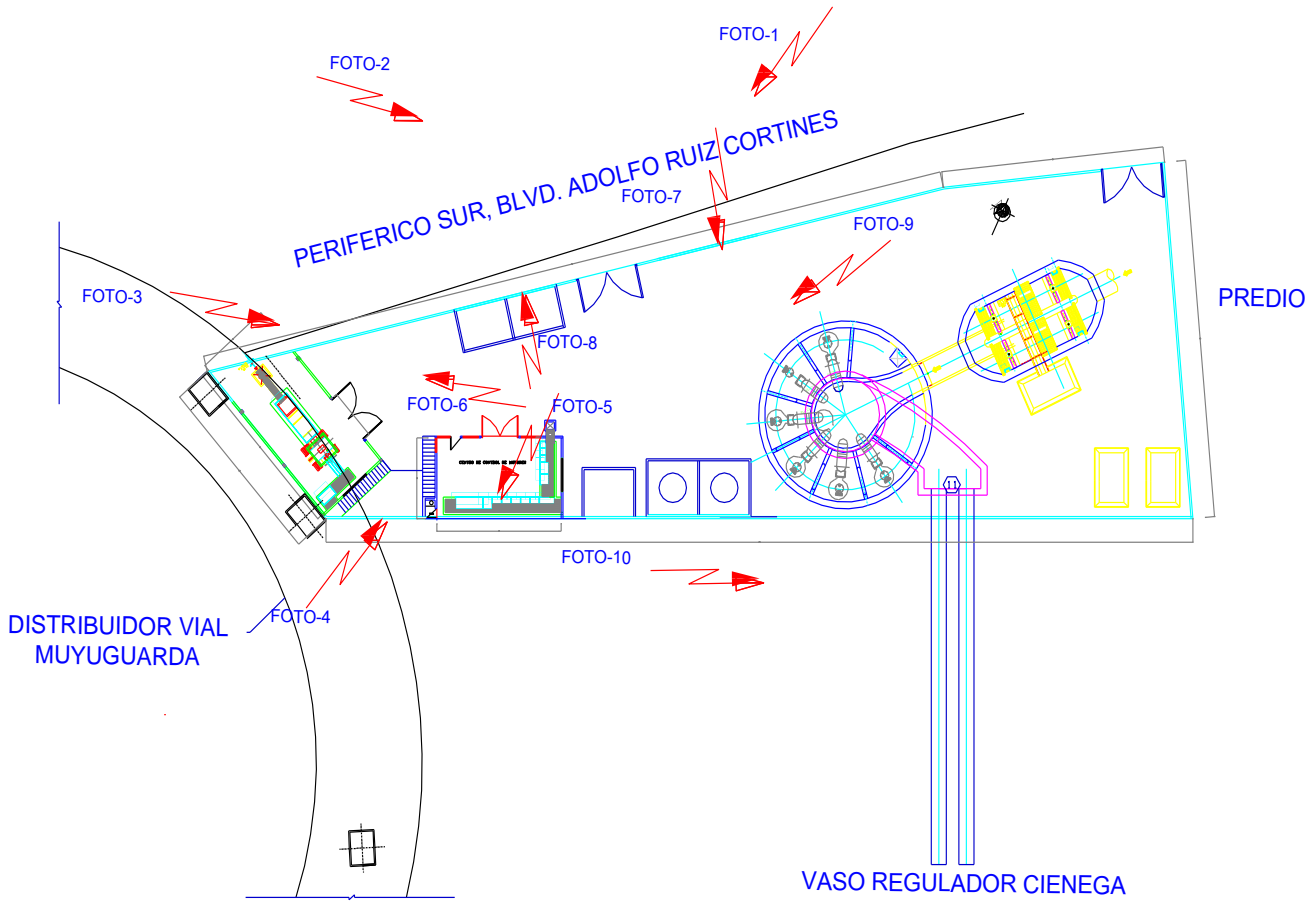


FIGURA 7d ZONIFICACIÓN DE ESPEORES DE RELLENO DE MALA CALIDAD



A continuación se presenta una serie de fotografías donde se observan de mejor manera las colindancias y las condiciones actuales que guarda el terreno en estudio, se muestra un plano con la ubicación de donde fueron tomadas cada una de estas fotos, figura 8.



**FIGURA 8 UBICACIÓN DE FOTOGRAFIAS**



**FOTO-1 VISTA FRONTAL NORPONIENTE, TOMADA DESDE EL PERIFERICO**



**FOTO-2 PARTE FRONTAL DEL SITIO EN ESTUDIO, EN SU EXTREMO NOR- ORIENTE**



**FOTO-3 FOTOGRAFÍA TOMADA DESDE LA PARTE SUPERIOR DEL PUNTE VEHICULAR CON EL QUE COLINDA EL TERRENO EN SU LADO PONIENTE**



**FOTO-4 PANORÁMICA DEL PREDIO EN ESTUDIO**



**FOTO-5 BORDO DEL CANAL EXISTENTE EN LA COLINDANCIA SUR DEL TERRENO**



**FOTO-6 COLINDANCIA NOR-PONIENTE DEL PREDIO**



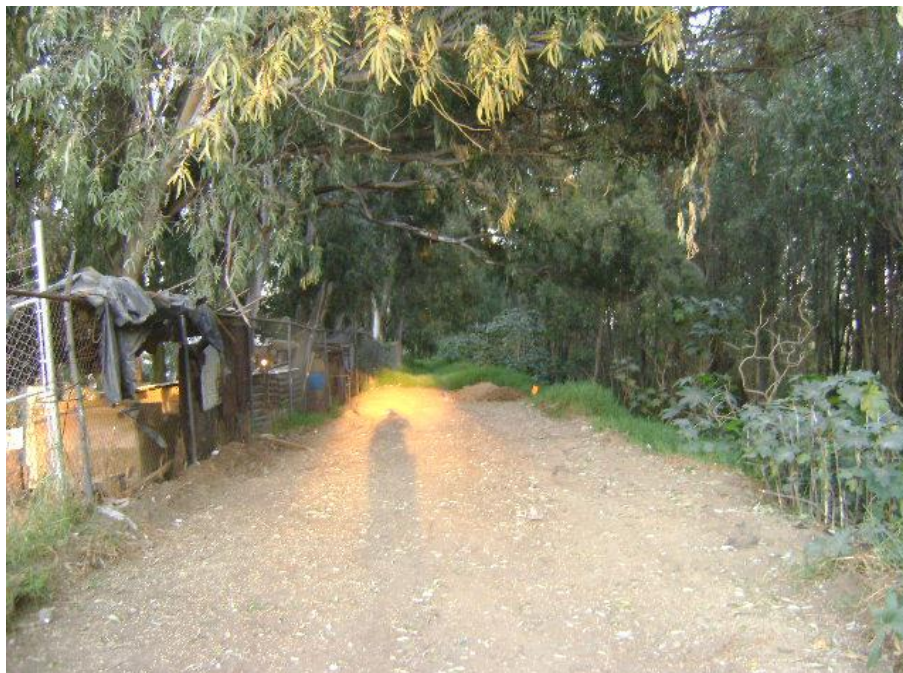
**FOTO-7 VISTA DE LOS MATERIALES QUE CONSTITUYEN EN MAYOR PARTE EL BORDO LOCALIZADO EN LA PARTE SUR DEL PREDIO**



**FOTO-8 FOTOGRAFÍA DE LA COLINDANCIA NORTE, EN LA CUAL SE APRECIA LA VIALIDAD DE PERIFÉRICO SUR**



**FOTO-9 FOTOGRAFÍA DE LA PARTE NORPONIENTE DEL TERRENO**



**FOTO-10 LIMITE DEL PREDIO EN SU PARTE SUR, DONDE EXISTE UN CAMINO DE TERRACERÍA SOBRE EL BORDO QUE PASA SOBRE ESTE LINDERO**





## **CAPÍTULO II**

### **EXPLORACIÓN Y MUESTREO**



# EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO



**EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADA DENTRO DEL PREDIO**



## 2. EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

Considerando los requerimientos del proyecto, tomando en cuenta la magnitud del área y con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir se realizó la siguiente exploración:

- Se realizó un sondeo profundo de tipo mixto a 25 m de profundidad obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales y muestras representativas alteradas a cada 50 cm o cada cambio de estrato, determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.
- Se excavaron ocho pozos a cielo abierto a 4.0m de profundidad obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales naturales y muestras representativas alteradas a cada 50 cm o cada cambio de estrato, determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.



### FOTOS DE EXPLORACIÓN

Los trabajos en campo fueron supervisados y coordinados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

La exploración y muestreo establecido anteriormente se requirió tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta construir y en función de las experiencias adquiridas en zonas cercanas al sitio de interés.



## 2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se programaron ejecutar un **sondeo profundo de tipo mixto para conocer las características de los depósitos profundos y ocho pozos a cielo abierto para determinar los depósitos superficiales.**

Debido a lo heterogéneo y complejo del suelo se han ideado pruebas de campo y laboratorio que permiten obtener en forma aproximada valores y propiedades índice y mecánicas de los suelos. Estos datos permiten tener elementos de cálculo para conocer la capacidad de carga del suelo y el asentamiento que se producirá con lo que podrá dictaminarse la recomendación de la cimentación a emplear.

La exploración del suelo en campo puede realizarse de dos maneras: exploración Directa y exploración Indirecta

En la *Exploración Directa* se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas de las cuales se llevarán al laboratorio para su ensaye, mientras que en la *Exploración Indirecta* se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de la propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica, propagación de ondas sónicas.

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, dependiendo de la magnitud las construcciones, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables (más de 20 m. de profundidad). Ahora bien, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, se considerará conveniente utilizar los métodos de Exploración Indirecta, ya que estos nos permitirían conocer una porción más amplia del terreno.

Respecto al propósito con el que se toman las muestras, estas se dividen en muestras de inspección y muestras para el laboratorio. De las muestras de inspección solo se requiere que sean representativas. En cambio, las muestras destinadas a estudios de laboratorio deben llenar una serie de requisitos con respecto al tamaño, método de obtención, embarque, etc.

Tanto las muestras de inspección como las de laboratorio pueden ser *inalteradas*, cuando se toman todas las precauciones para procurar que la muestra esté en las mismas condiciones en que se encuentra en el terreno de donde procede y *alteradas* cuando se modifica básicamente su estructura sin cambios químicos. Las muestras de suelo alteradas pueden ser:



a) Representativas: cuando han modificado su estructura, conservando sus componentes.

b) No representativas: cuando además de haber modificado su estructura, han perdido alguno de sus componentes.

Para nuestro propósito, la Exploración Directa con cualquiera de los métodos expuestos es recomendable, por la rapidez en la obtención de las muestras y que requiere de equipo menos sofisticado, lo cual implica que sea más económico el estudio y se obtienen buenos resultados. Cabe aclarar que cuando el suelo de cimentación sea conflictivo, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.



### VISTA DE TRABAJOS DE CAMPO Y MUESTRAS OBTENIDAS

#### **2.2 Pozos a cielo abierto**

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo superficial, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.

Para conocer las características superficiales del subsuelo se excavaron y muestrearon ocho pozos a cielo abierto en el interior del predio de interés a 4.0 m de profundidad promedio, para conocer las características superficiales tales como: espesores de capa de suelo vegetal y/o rellenos de mala calidad, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de clasificación de campo.



### POZOS A CIELO ABIERTO

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo. Esta condición nos llevara a encarecer los materiales de apoyo de la cimentación existente y deberá tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática), **que en este caso el nivel de agua freática se detecto a la profundidad de 3.20 m con respecto al nivel de banqueta** detectado en el PCA-5 y PCA-8 en la fecha en que fue realizada la exploración.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm. de profundidad, este trozo de suelo se empaca debidamente y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.



### VISTA DE LOS TRABAJOS DE CAMPO.

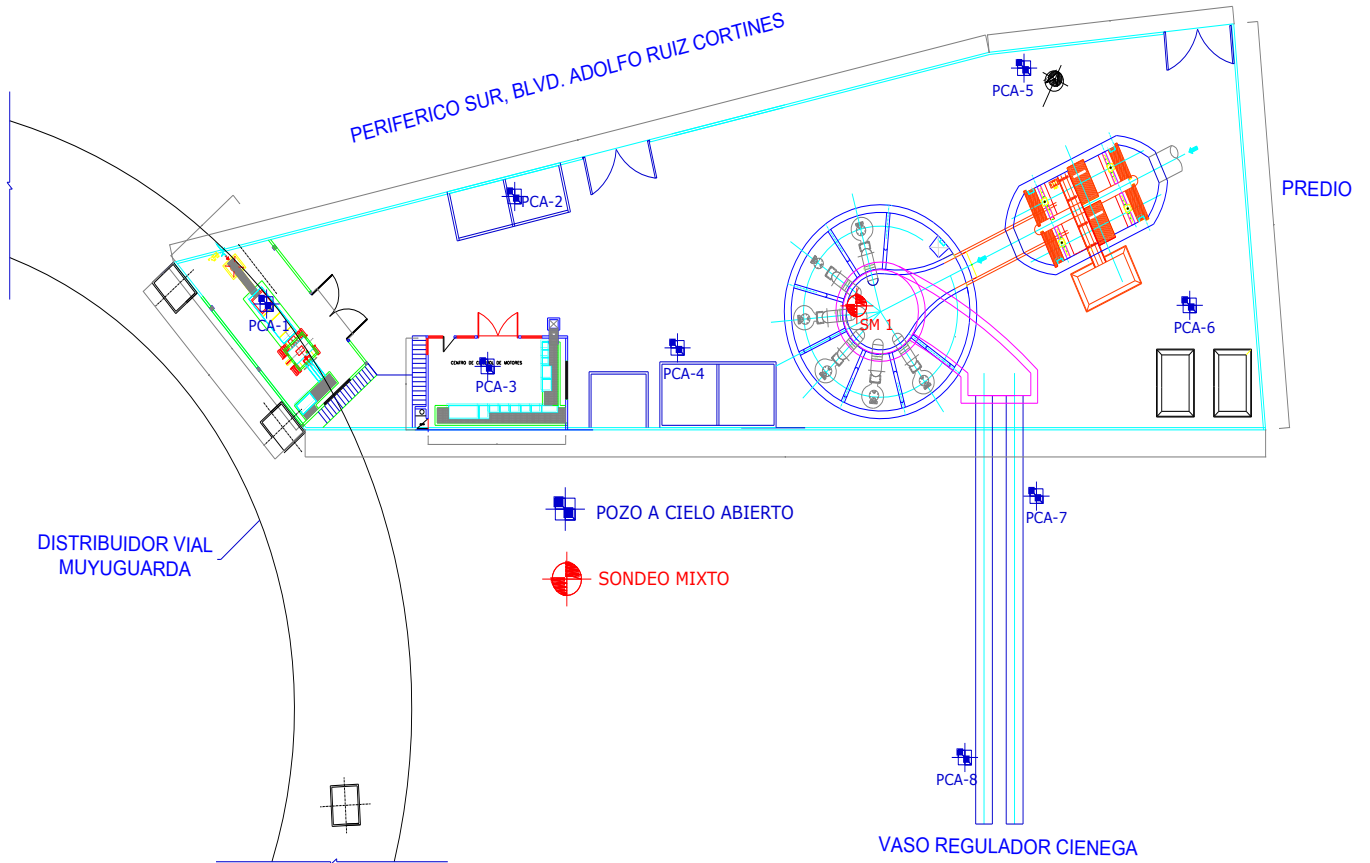
Es importante mencionar que la excavación y todos los trabajos realizados deberán estar supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos, para que ahí mismo realice sencillas pruebas de campo que determinen de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras.

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias.

Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal, que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas. Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el que caso de que existan.



En la figura 9 se presenta un croquis del terreno donde se ubican cada uno de los pozos realizados dentro del mismo así como la del sondeo profundo realizado.



**FIGURA 9.- UBICACIÓN DEL SONDEO PROFUNDO Y LOS POZOS REALIZADOS**

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 10 a 17.



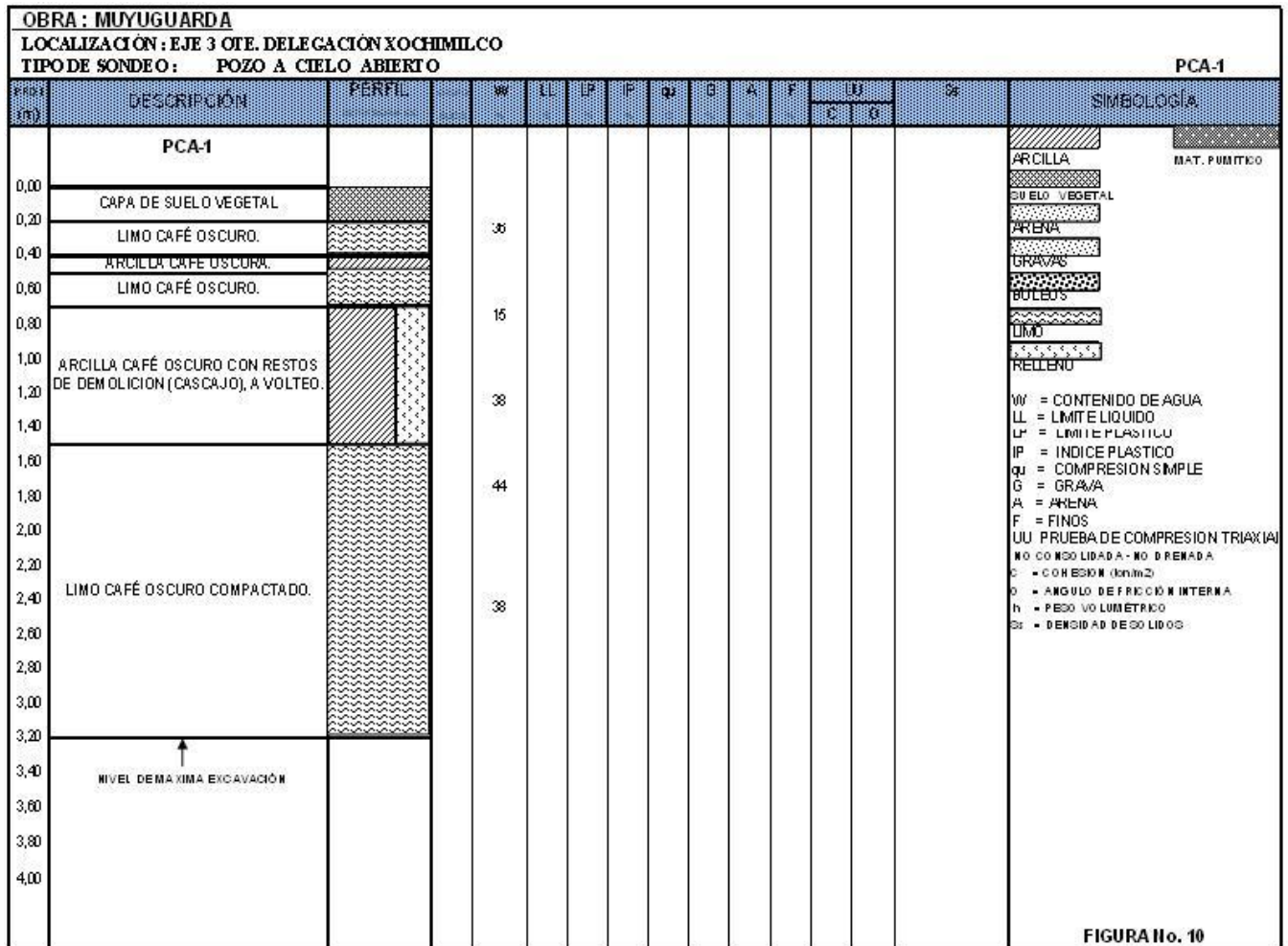


FIGURA No. 10



FIGURA 10.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-1

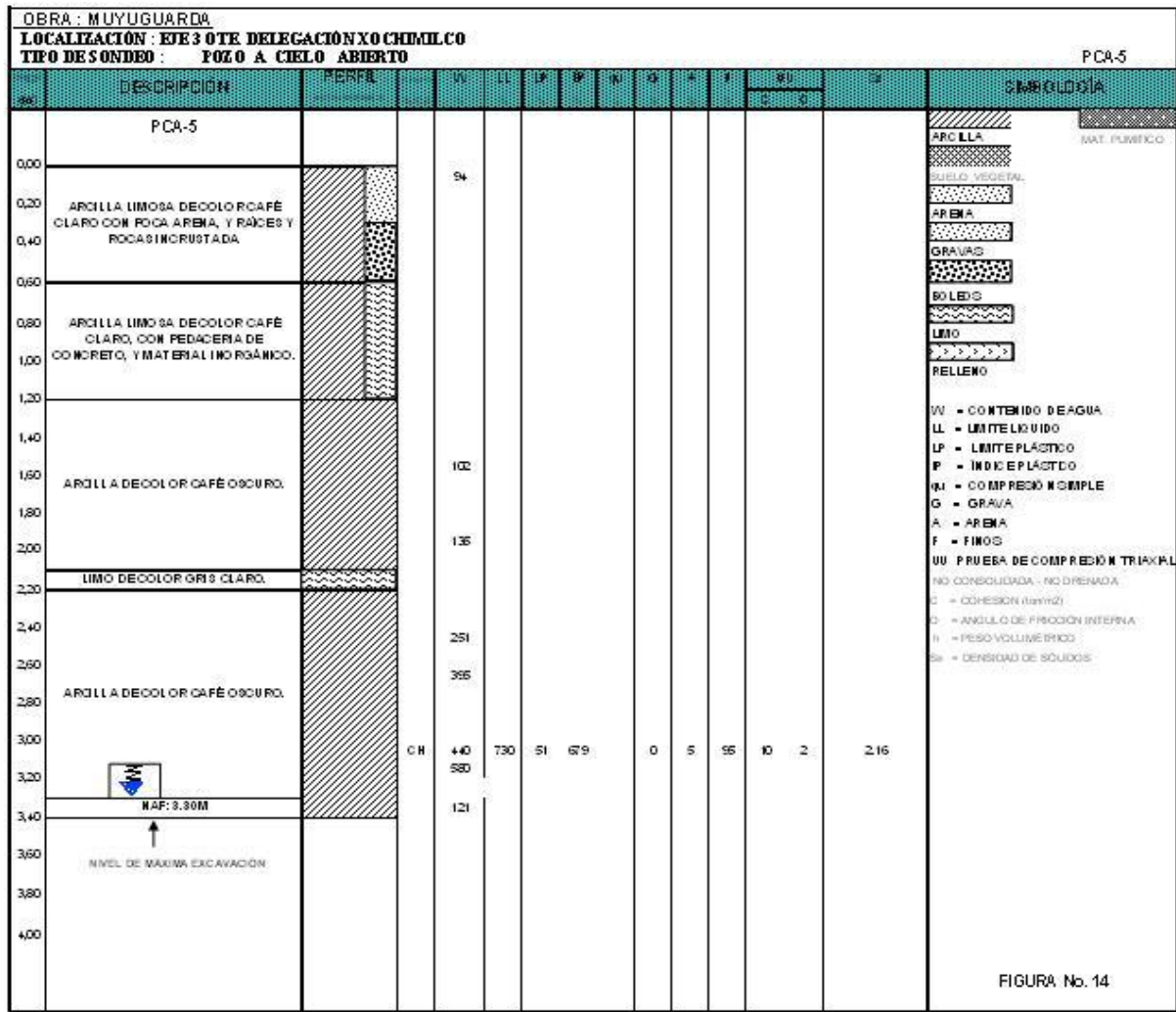


FIGURA 11.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-2

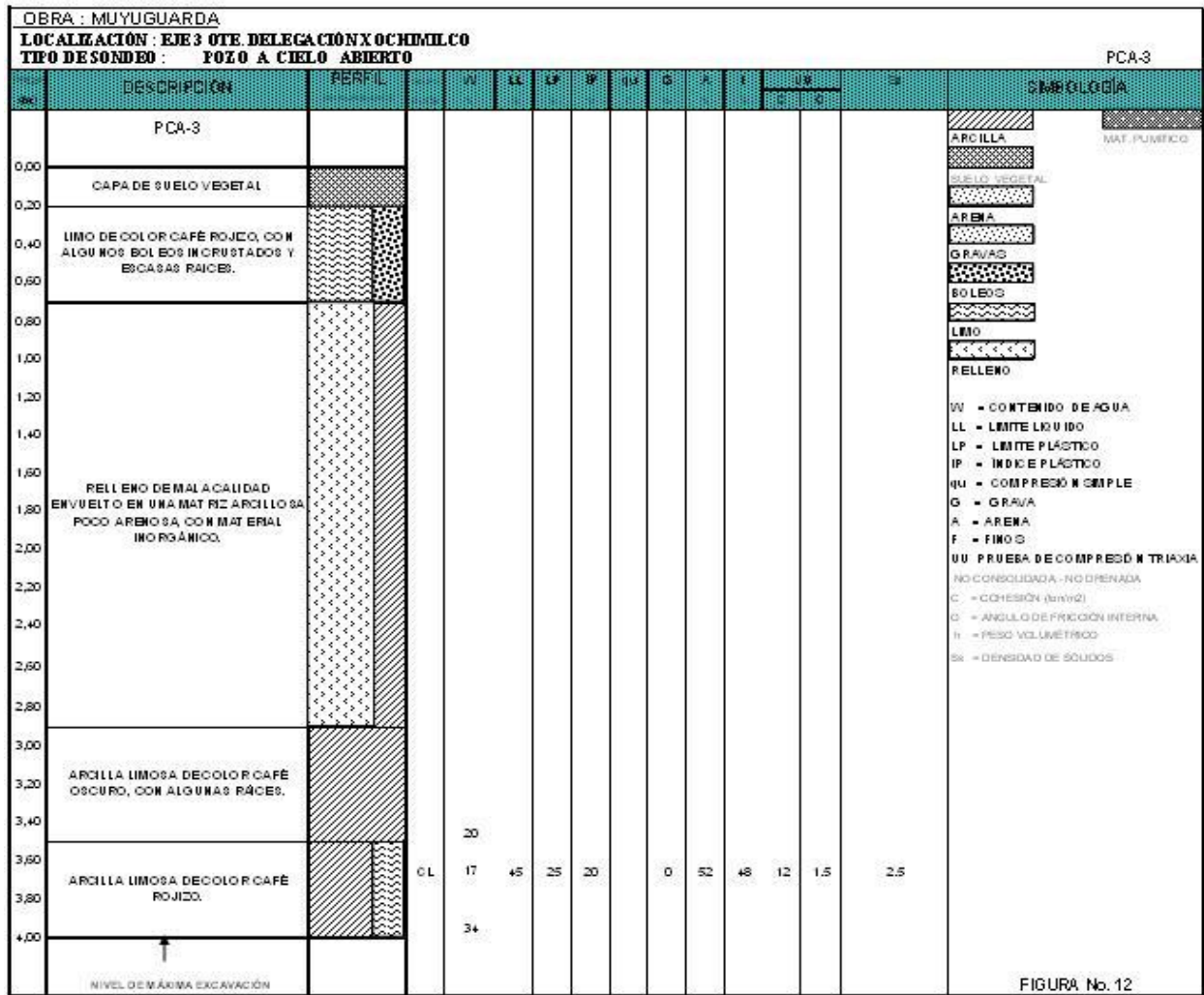


FIGURA 12.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-3

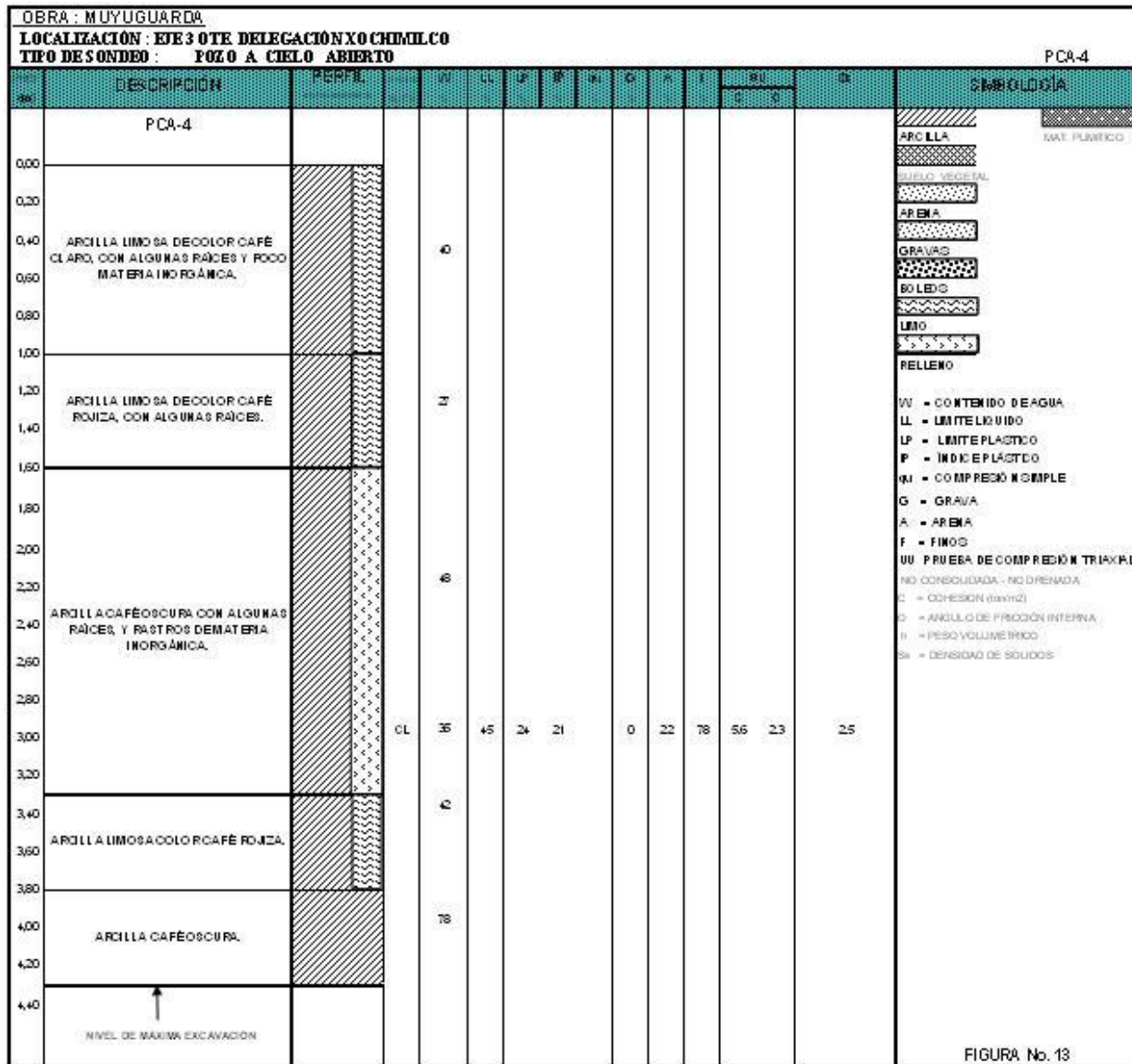


FIGURA 13.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-4

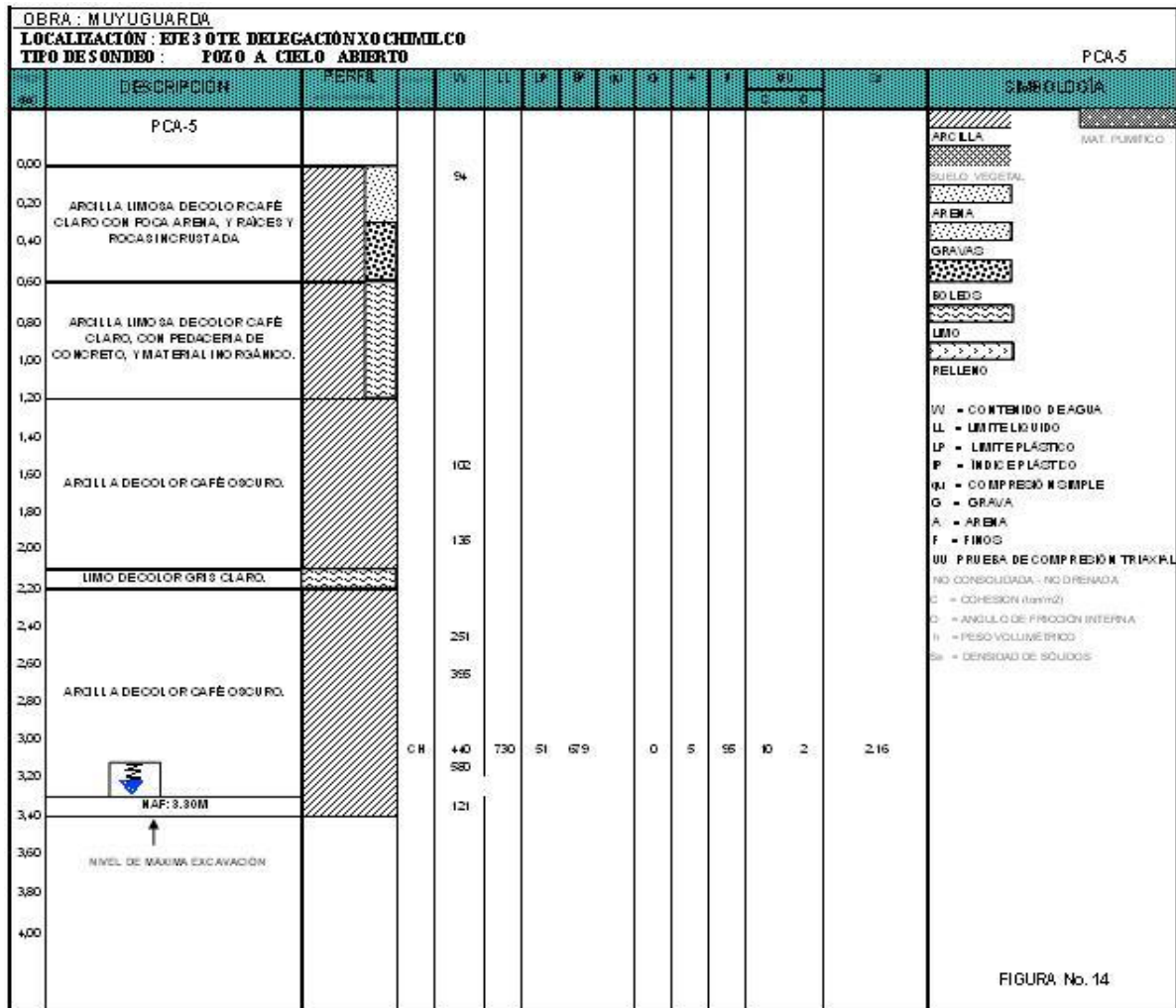


FIGURA 14.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-5

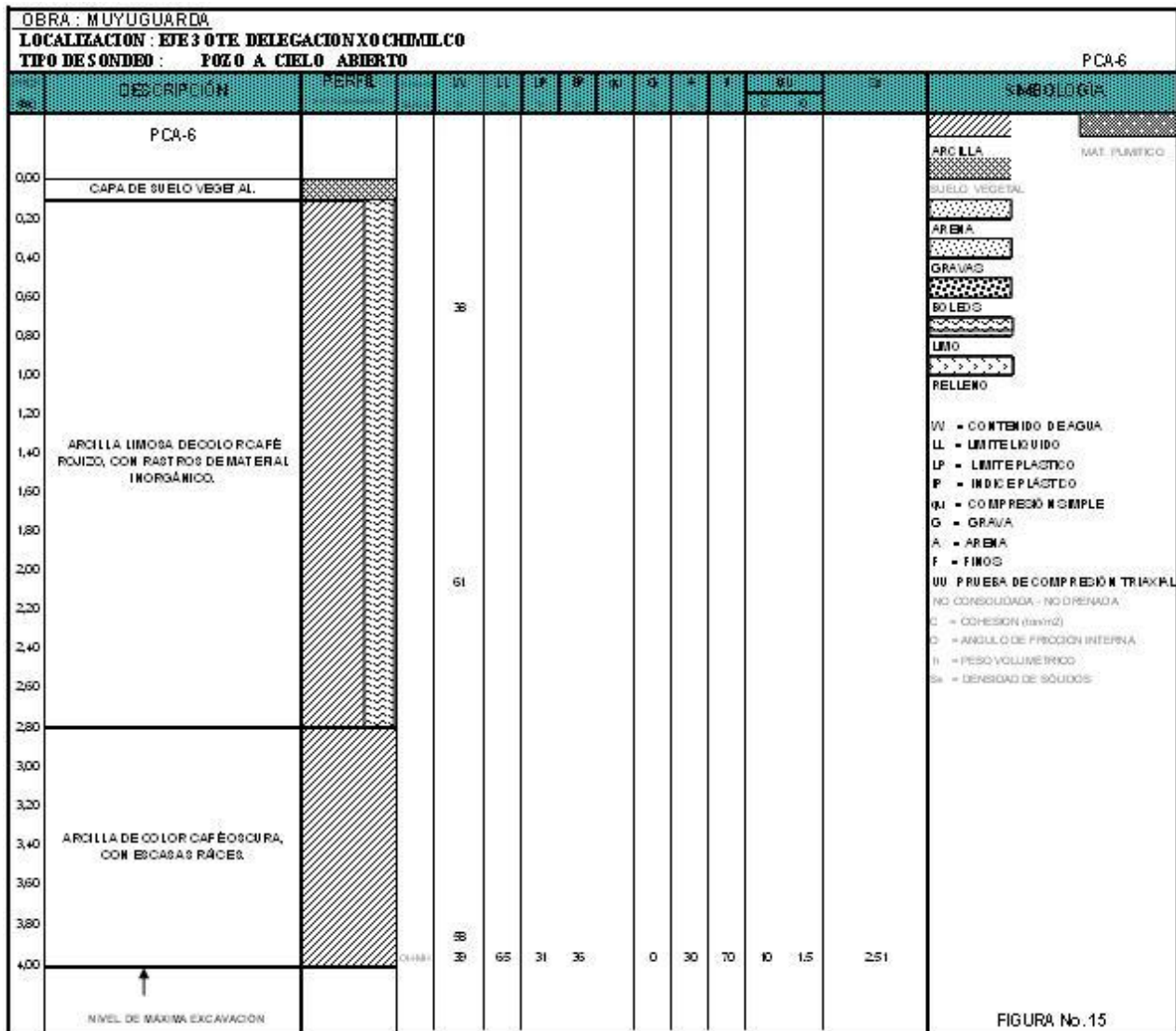


FIGURA 15.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-6

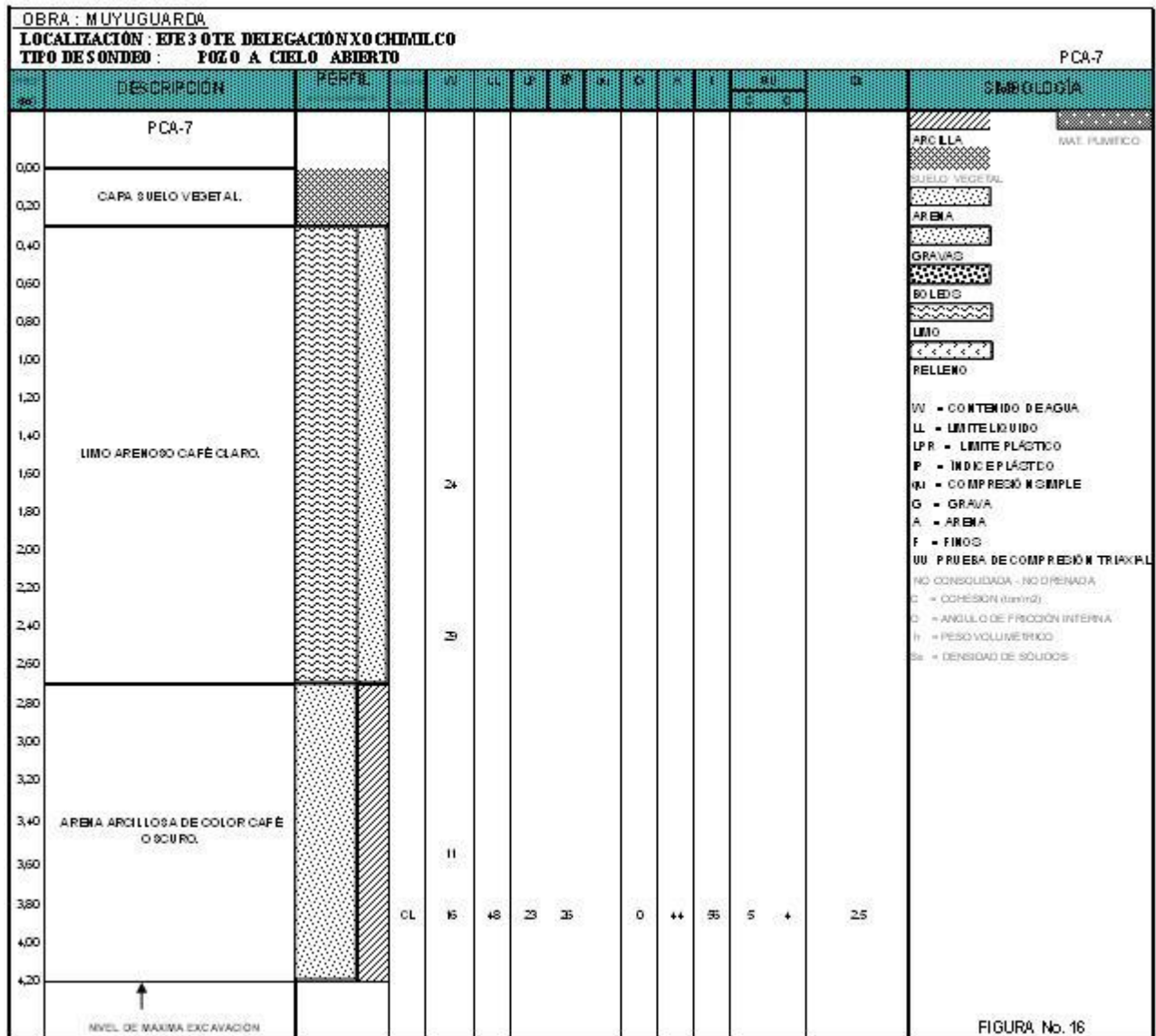
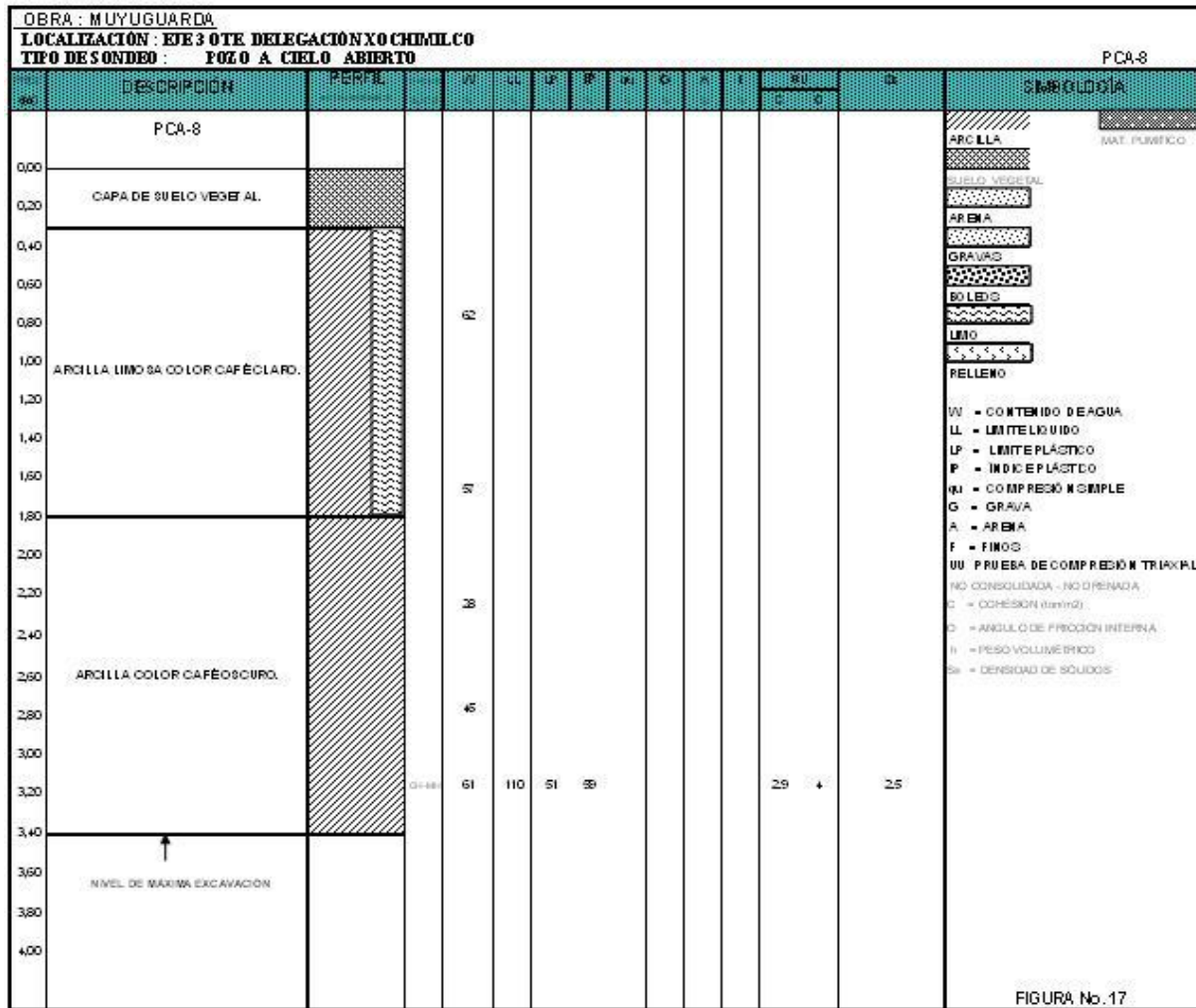


FIGURA 16.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-7



**FIGURA 17.- PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL PCA-8**

De acuerdo a la exploración ejecutada mediante la realización de ocho pozos a cielo abierto dentro del predio, se encontró que se tiene superficialmente en el terreno una





capa de suelo vegetal de 0.40 m de espesor promedio, a continuación le subyace un estrato de material de relleno de mala calidad constituido por arcillas de distintas tonalidades con limos y arenas, empacando material de desperdicio de construcción (cascajo) y un poco de plásticos y basura en estado semi-suelto con un espesores variables entre 1.1 y 1.5 m, llegando sin embargo a encontrarse hasta 2.9 m de espesor en el PCA-3, el cual se ubica sobre el bordo que conforma el canal pluvial localizado en la parte sur del terreno en estudio.

A continuación hacia la parte norte y por debajo del relleno de mala calidad aparecen los materiales naturales a una profundidad promedio de 1.30 m, los cuales son de tipo arcillosos de color café oscuro en estado compacto.

En la parte sur del predio, y por debajo de los rellenos de mala calidad existe un relleno controlado de mediana calidad constituido por materiales arcillosos con distintas tonalidades con poca arena y con rastros de material inorgánico; dicho relleno fue colocado para conformar el hombro del canal pluvial que pasa a un costado del predio en su parte sur. El espesor de este relleno se encontró de 1.6 a 2.2m y a una profundidad media de 2.8 m con respecto al nivel actual del terreno.

Subyaciendo a los materiales antes mencionados aparece el terreno natural propio del lugar de tipo arcilloso de color café oscuro y de consistencia media.

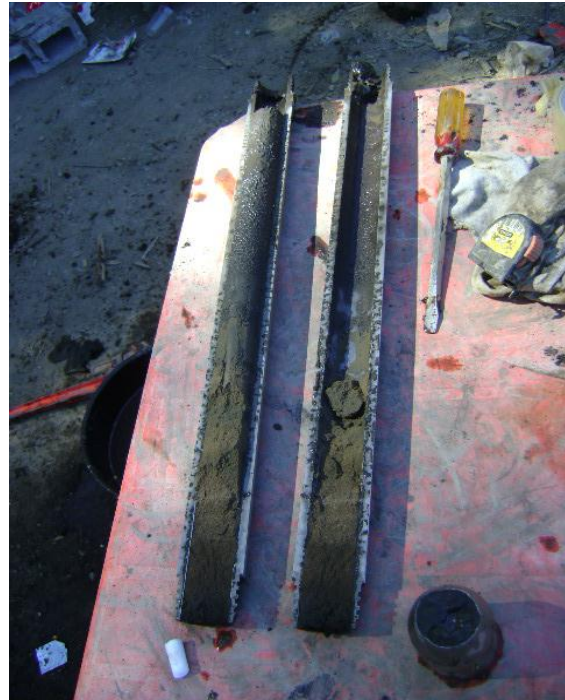
### **2.3 Sondeo con equipo mecánico**

Para este proyecto se requirió efectuar un sondeo de tipo Mixto denominado SM-1, para determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés que se tendrá por debajo del desplante de la cimentación que se proponga, obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

El sondeo mixto realizado a 25 m de profundidad consistió en combinar el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo shelby hincado a presión con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar (muestras representativas alteradas), con el que se medirá la resistencia que oponen estos materiales a ser atravesados.

#### **2.3.1.- Método de penetración estándar**

Con este método se obtiene principalmente muestras alteradas de suelo, la importancia y utilidad mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) en arcillas.



### EJECUCIÓN DEL MÉTODO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes  $N$  necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; los necesarios para aumentar la penetración de 15 a 45 cm. constituyen el valor de  $N$ .

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de  $N$  son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de  $N$  deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck :

$N_{STP}$	COMPACIDAD
0-4	Muy floja
5-10	Floja



---

11-30	Media
31-50	Densa
➤ 50	Muy densa

### Tabla de compacidad según Therzhagui y Peck

#### 2.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada.

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "*inalteradas*" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "*in situ*", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que esta tiene en relación al material que la rodea. Sin embargo con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico. Los muestreadores más comunes son: muestreador tipo Shelby y muestreador de Pistón.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Las muestras obtenidas serán debidamente protegidas y etiquetadas para ser enviadas al laboratorio, en donde se les realizarán las pruebas de laboratorio necesarias para obtener los parámetros con los que se diseñará la alternativa de cimentación que se juzgue más adecuada.



**UTILIZACIÓN DE LA HERRAMIENTA DEL TUBO SHELBY**

En la figura 18 se presenta el registro de campo y en la figura 19 el perfil estratigráfico del sondeo profundo realizado.

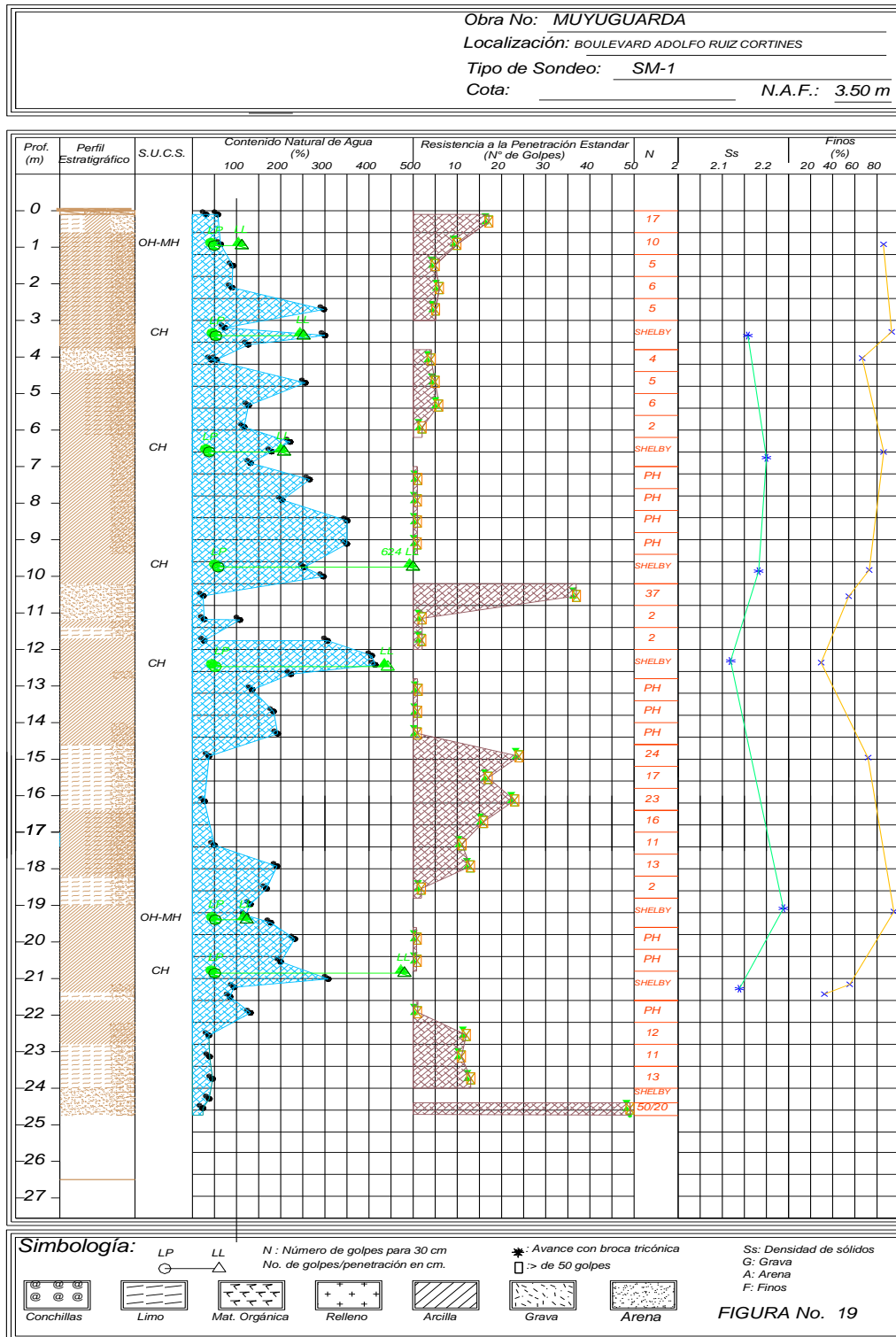


REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: MUYUGUARDA				COORDENADAS: X _____ Y _____ Z _____					
LOCALIZACIÓN: MÉXICO D.F.				FECHA DE INICIO: 01/04/2008 Hrs. _____					
POZO N°: 1				TERMINACIÓN: 01/04/2008 Hrs. _____					
TIPO DE SONDEO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR				BOMBA: MOYNO 3L6					
PERFORADORA: LONG YEAR 34									
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACIÓN m	PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE		PESO DEL MARTILLO 64kg ALTURA DE CAIDA 75cm N° DE GOLPES EN				
				CR% % (DEBTE)	15 cm	30 cm	15 cm	MUESTREO	
24	14.60	15.20	0.60	0.50	9	24	17	T.P.	ARENA FINA CAFÉ OSCURO Poca ARCILLA
	15.20	15.80	0.60	S/R	11	17	5	T.P.	NO RECUPERADO
25	15.80	16.40	0.60	0.40	6	23	28	T.P.	ARENA FINA CAFÉ OSCURO CON LENTES DE CENIZA VOLCÁNICA
	16.40	17.00	0.60	S/R	8	16	15	T.P.	SIN RECUPERACIÓN
26	17.00	17.60	0.60	0.48	3	11	7	T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO ESCASA ARENA FINA
27	17.60	18.20	0.60	0.45	4	13	9	T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO CON LENTES DE ARENA FINA
	18.20	18.80	0.60		1	2	1	T.P.	NO RECUPERO ( POSIBLE ROCA CAIDA)
28	18.80	19.60	0.80	0.80	PRESIÓN TURD SHELBY				
29	19.60	20.20	0.60	0.60	P.H	P.H	P.H	T.P.	ARCILLA VERDOSA ROJIZA DE PLASTICIDAD ALTA
30	20.20	20.80	0.60	0.60	P.H	P.H	P.H	T.P.	ARCILLA VERDOSA ROJIZA DE PLASTICIDAD ALTA
31	20.80	21.60	0.80	0.70	PRESIÓN TURD SHELBY				ARCILLA GRIS VERDOSA
32	21.60	22.20	0.60	0.35	1	P.H	P.H	T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO
33	22.20	22.80	0.60	0.35	5	12	7	T.P.	ARENA FINA CAFÉ OSCURO CON ARCILLA CAFÉ OSCURO
34	22.80	23.40	0.60	0.40	3	11	12	T.P.	ARENA FINA GRIS CLARO CON ARCILLA
35	23.40	24.00	0.60	0.40	6	13	12	T.P.	ARENA FINA GRIS CLARO CON Poca ARCILLA
36	24.00	24.40	0.40	0.25	PRESIÓN TURD SHELBY				ARENA FINA GRIS CLARO
37	24.40	24.75	0.35	0.30	6	50/20		T.P.	ARENA FINA GRIS CLARO
Nivel freático: 3.50m. Turno de: _____ Hrs. _____ Profund. del proyecto: _____ Observaciones generales: _____ Profundidad real: 24.75 m. Operador: Sr. Hugo PÉREZ JUAREZ Supervisor: Carlos Reyes Molina Ademe (m): _____ Fecha: 15/Noviembre/2008.									

FIGURA No. 18

FIGURA 18.- REPORTE DE PERFORACIÓN DEL SONDEO MIXTO



**FIGURA No. 19.- PERFIL ESTRATIGRÀFICO DEL SONDEO MIXTO SM-1**



**OBTENCIÓN DE MUESTRAS DURANTE LA EJECUCIÓN  
DEL SONDEO PROFUNDO**



## **CAPÍTULO III**

### **PRUEBAS DE LABORATORIO**





# PRUEBAS DE LABORATORIO



**PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA    PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE**



**PRUEBA TRIAXIAL**

**PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN**

**EQUIPO DE LABORATORIO**



### 3. PRUEBAS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se realizaron diferentes pruebas de laboratorio para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra:

#### 3.1 Muestras alteradas

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

##### Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos



**MUESTRAS OBTENIDAS DEL SUBSUELO.**

### 3.2 Muestras inalteradas

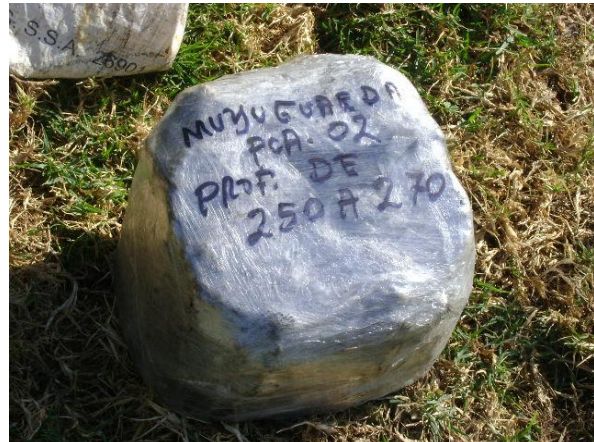
A las muestras cúbicas inalteradas se les realizaron las siguientes pruebas:

#### Propiedades Índice

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

#### Propiedades Mecánicas

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
  - a) Compresión Simple
  - b) Compresión Triaxial Rápida UU
  - c) Consolidación unidimensional



#### MUESTRAS INALTERADAS OBTENIDAS DE LOS PCA-S

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua. (ver figuras Anexo II).

En estratos representativos se hicieron límites de consistencia o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II.



Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

En las figuras del 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.

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras del Anexo I.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En el Anexo I se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

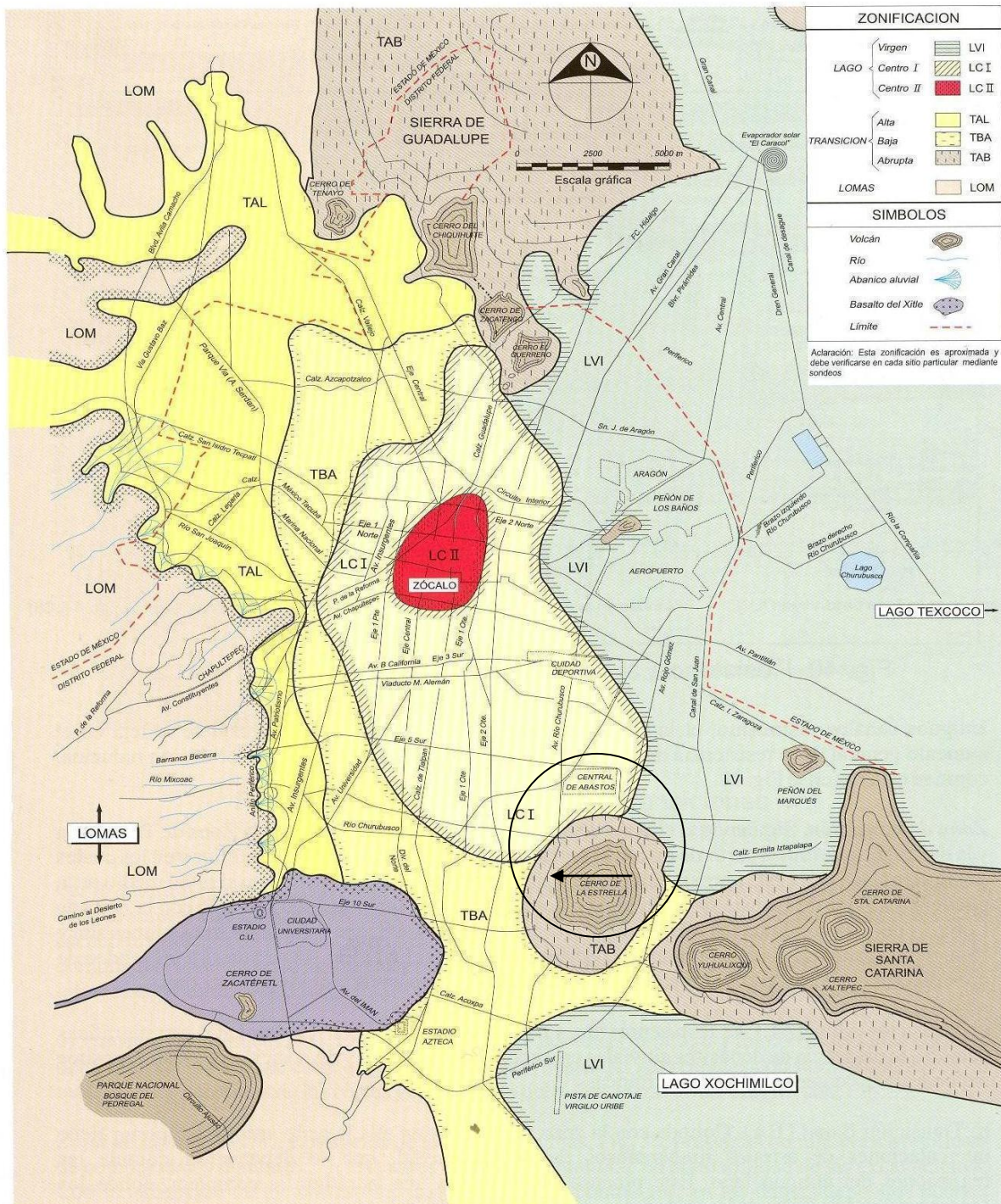


## **CAPÍTULO IV**

### **CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO**



# CAPÍTULO IV CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO



Zonificación geotécnica de la Ciudad de México



## 4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

### 4.1 Levantamiento geológico local

La zona de interés se encuentra de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona III denominada Zona de Lago en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad. (Ver figura 20).



FIGURA 20 ZONIFICACION GEOTECNICA



El sitio analizado se localiza en la denominada Zona de Lago, dentro del área que ocupaba el ex Lago de Xochimilco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónicas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, con algunas lentes de limo y arena fina, con un espesor de la formación arcillosa superior de 20 a 30 m, aproximadamente, de acuerdo a la ubicación del sitio de interés.(Ver figura 20)

En función de la exploración del subsuelo realizada en el predio de interés los materiales del subsuelo tienen la siguiente secuencia estratigráfica:

Superficialmente se tiene el manto constituido por capas interestratificadas de arcilla limosa poco arenosa, con intercalaciones de arena, con espesor medio de 3.30 m. contenido de agua medio de 80% de consistencia variable entre blanda y firme, y el índice de resistencia a la penetración estándar es variable entre 5 y 17 golpes.

Posteriormente se tiene la primera formación arcillosa, entre 3.30 y 23 m de profundidad esta constituida por arcilla de alta plasticidad, el contenido de agua medio que es variable entre 3.0 y 4.8 m de profundidad es de 200%, entre 4.8 y 7.5 m de profundidad el contenido de agua medio es de 175%, de 7.5 a 10 m de profundidad el contenido medio de agua es del 300% y de 10.0 y 11.50 m de profundidad varía entre 30 y 100%, de 11.5 y 14.5 m el contenido de agua promedio es de 170%, de 14.5 a 17.5 el contenido medio de agua es del 80%, entre 17.5 y 23m el contenido de agua es variable entre 40 y 300 %, finalmente de 23 a 25 m los materiales son limos y arenas con contenido medio de agua de 41 %; la consistencia de los materiales varía entre muy blanda a dura, el índice de resistencia a la penetración estándar es variable entre peso de herramienta y 50 golpes. En esta formación se tiene intercalaciones delgadas arcilla-limosa con fósiles y limo al final del sondeo.

En general las características estratigráficas de los materiales del subsuelo, definidas mediante el Sondeo Mixto SM-1 realizado en el sitio de interés, presenta la siguiente secuencia:





### DESCRIPCIÓN DEL SONDEO (SM-1)

#### “MUYUGUARDA”

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.00 – 0.60	Limo poco arcilloso café oscuro con poca arena fina, con contenido de agua de 34% de compacidad media; índice
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.00 – 0.60	de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 17 golpes.
0.60 – 3.00	Arcilla poco limosa gris oscuro negruzco con escasa arena fina, contenido de agua variable de 71 a 298%, de consistencia media a firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 a 10 golpes, de limite liquido igual a 103% y limite plástico de 50% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH, con una granulometría de 85% de finos y 15% de arenas.
3.00 – 3.80	Arcilla poco limosa gris oscuro negruzco con escasa arena fina, con contenido de humedad variable de 97 a 300%; muestreado a presión con tubo shelby, de limite liquido igual a 246% y limite plástico de 52% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH, con una granulometría de 96% de finos y 4% de arenas, con una cohesión de 4.9 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 7°, con un peso volumétrico natural de 1.15 ton/m <sup>3</sup> y densidad de sólidos promedio de 2.16.
3.80 – 4.40	Arena fina y media café grisáceo con pocos finos de limo no cohesivo, con contenido de humedad de 45%, de compacidad muy suelta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes, con una granulometría de 64% de finos, y 36% de arenas.
4.40 – 6.20	Arcilla poco limosa gris oscuro negruzco con poca arena fina; con contenido de humedad variable de 126 y 257%, de consistencia blanda a media; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 a 6 golpes.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
6.20 – 7.00	Arcilla gris verdoso con escasa arena fina; con un contenido de humedad variable de 140 a 228%; muestreado a presión con tubo shelby; de limite liquido igual a 213% y limite plástico de 45% en su porción fina;
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
6.20 – 7.00	de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH, con una cohesión de 7.2 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 5°, con un peso volumétrico natural de 1.23 ton/m <sup>3</sup> y densidad de sólidos promedio de 2.20, con una granulometría de 85% de finos y 15% de arenas.
7.00 – 9.40	Arcilla gris verdosa con escasa arena fina, con contenido de agua variable de 207 a 354% de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de peso de herramienta a 1 golpe.
9.40 – 10.20	Arcilla café verdoso, contenido de agua variable de 257 a 297%, muestreado a presión con tubo shelby, de limite liquido igual a 624% y limite plástico de 54% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH, con una cohesión de 1.8 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 3°, con un peso volumétrico natural de 1.18 ton/m <sup>3</sup> y densidad de sólidos promedio de 2.18, con una granulometría de 79% de finos y 21% de arenas.
10.20 – 11.40	Arena fina gris oscuro negruzco con pocos finos de limo no cohesivo, con contenido de humedad variable de 25 a 38%; de compactidad suelta a compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 a 37 golpes, con una granulometría de 55% de finos y 45% de arenas.
11.40 – 12.00	Arcilla café rojizo, con contenido de humedad de 308%, de consistencia blanda; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
12.00 – 12.80	Arcilla gris verdoso oscuro; con contenido de humedad variable de 226 y 402%, muestreado a presión con tubo shelby, de limite liquido igual a 450% y limite plástico de 62% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
12.00 – 12.80	grupo CH, con una granulometría de 29% de finos y 71% de arenas.
12.80 – 14.60	Arcilla gris verdoso oscuro; con un contenido de humedad variable de 140 a 118%; de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de peso de herramienta a 1 golpe.
14.60 – 16.40	Limo gris oscuro negruzco con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 32 a 42%; de compacidad media; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 17 a 24 golpes, con una granulometría de 76% de finos y 24% de arenas.
16.40 – 18.20	Arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina, con contenido de humedad variable de 59 a 187%, de consistencia firme a muy firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 11 a 16 golpes.
18.20 – 19.00	Limo gris oscuro con poca arena fina; con contenido de humedad variable de 124 y 176%, muestreado a presión con tubo shelby, de limite liquido igual a 120% y limite plástico de 50% en su porción fina; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH, con una cohesión de 12 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 5°, con un peso volumétrico natural de 1.30 ton/m <sup>3</sup> y densidad de sólidos promedio de 2.24, con una granulometría de 95% de finos y 5% de arenas.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
19.00 – 20.80	Arcilla gris verdoso oscuro; con un contenido de humedad variable de 124 a 229%; de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de peso de herramienta a 1 golpe.
20.80 – 21.60	Arcilla café grisáceo con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 89 a 312%; muestreado a presión con tubo shelby, con una cohesión

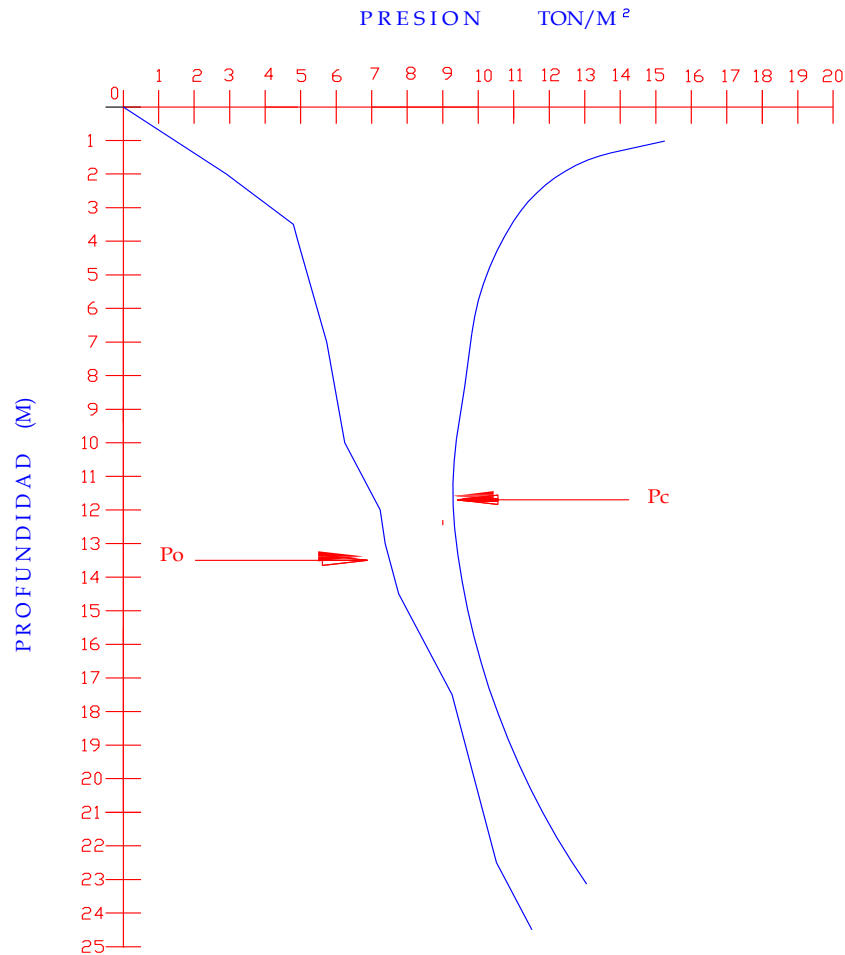
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
20.80 – 21.60	de 12 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 6°, con un peso volumétrico natural de 1.15 ton/m <sup>3</sup> y densidad de sólidos promedio de 2.14, con una granulometría de 60% de finos y 40% de arenas.
21.60 – 22.80	Arcilla gris verdoso oscuro con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 40 a 130%; de consistencia muy blanda a firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de peso de herramienta a 12 golpes.
22.80 – 24.00	Limo gris oscuro con poca arena fina; con un contenido de humedad variable de 42 a 45%; de compactidad media; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 11 a 13 golpes.
24.00 – 25.00	Arena fina poco limosa gris oscuro negruzco; con un contenido de humedad variable de 33 a 44%; de compactidad muy compacta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de mas de 50 golpes.

El nivel freático se encontró a 3.1 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la banqueta de Periférico, y en la fecha en la que se realizó la exploración, de información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua del orden de 1 ton/m<sup>2</sup> a 20 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 21 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva



(determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.



**FIGURA 21 GRAFICA DEL ESTADO ACTUAL DE ESFUERZOS**

Del análisis de la figura anterior se concluye que los depósitos localizado entre 0.6 m y 3.30 m se encuentra preconsolidados con un esfuerzo de preconsolidación mayor en 8 ton/m<sup>2</sup> al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de 6.5 ton/m<sup>2</sup> en su parte inferior; a partir de dicha profundidad, y hasta 18.30 m que fue la máxima explorada se tiene una diferencia mínima entre los esfuerzos efectivos actuales de los depósitos.

Arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de 2.0 ton/m<sup>2</sup>, decrementándose a un valor mínimo de 1.0 ton/m<sup>2</sup>.



Considerando todo lo anterior se observa que al subsuelo únicamente se le puede transmitir una carga neta de  $1.5 \text{ ton/m}^2$  para obtener asentamientos admisibles, en caso contrario se obtendrán asentamientos de mayor magnitud que ponen en riesgo la estabilidad de la estructura.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, 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  $4.0 \text{ kg/cm}^3$ .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III (zona de Lago), como se muestra en la figura 20, y a la que le corresponde un coeficiente sísmico de 0.40



## **CAPÍTULO V**

### **ANALISIS DE CIMENTACIÓN**



# ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN







## 5. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

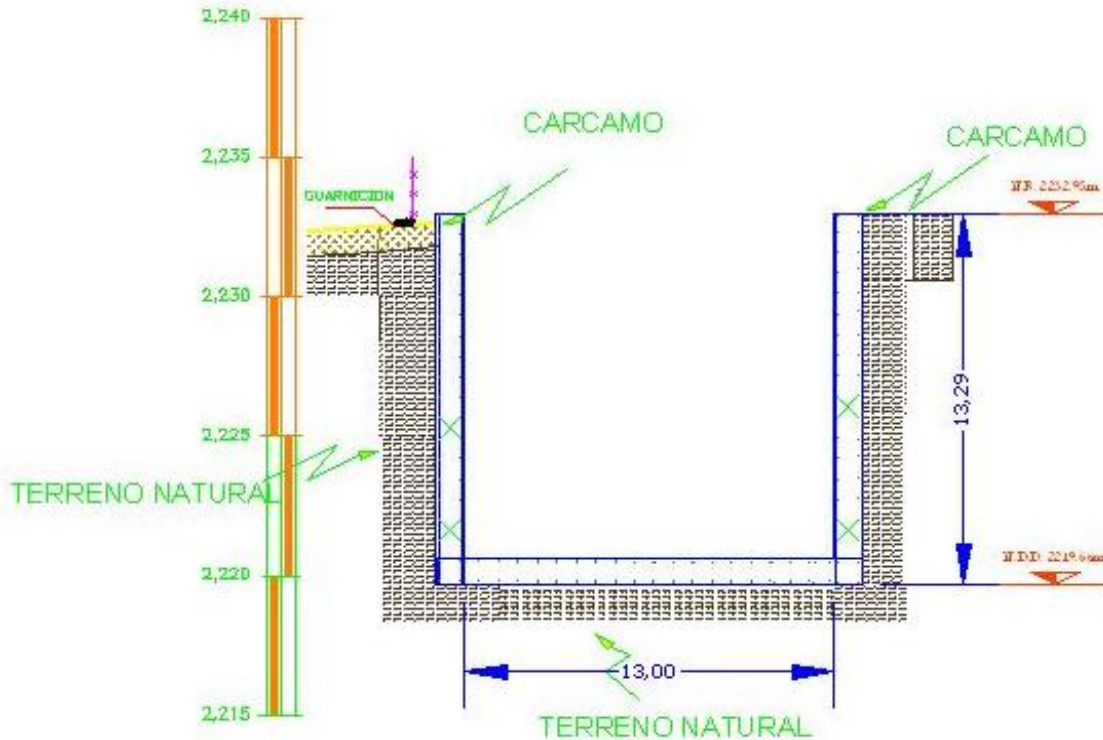
Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del predio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante entre los 3 y 23 m de profundidad, se establece que para el cárcamo de bombeo la alternativa de cimentación podrá resolverse mediante un cajón de cimentación desplantado a 12.54 m de profundidad media con respecto al nivel de banqueta, tomando en cuenta que al nivel actual del terreno le corresponde la cota 2232.65, y considerando que el nivel del fondo del cárcamo tiene la cota 2219.66.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos lacustres del subsuelo, y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cárcamo y el centro de cargas de la estructura, además deberá considerarse la falla de fondo por cortante y por subpresión.

### 5.1 Solución de cimentación

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Las dimensiones de la planta son las siguientes: 13.29 m de altura por 13.0 m de largo, y se desplantará a 12.54 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta. Debido a que el predio donde se proyecta construir dicha planta se localiza en zona del lago, también llamada zona III, donde los materiales en su estrato superficial se constituyen por arcillas, además de los datos obtenidos en el sondeo SM, donde se registra un espesor de arcillas de 20 metros, se establece que para realizar la excavación que alojará a la planta deberá considerarse la construcción de un Muro Milán que permita dejar taludes verticales y contenga el empuje del suelo. Ver figura 22.



**FIGURA 22. CORTE ESTRATIGRAFICO DEL DESPLANTE DEL CARCAMO**

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Capa de suelo vegetal promedio de 40 cm., de resistencia y compresibilidad media, mientras en la zona poniente se tiene material de relleno con diferentes compacidades y los cuales deberán recortarse, dejando un talud en la colindancia Sur.
- 21.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia
- Nivel de aguas freáticas a 3.1 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta del periférico.
- Asentamientos de 2.5 cm/año por consolidación regional.

Debe considerarse la influencia de la concentración de los esfuerzos inducidos en la frontera con las vialidades y con el bordo del Canal existente en la colindancia Sur, razón por la cual se propone la construcción de una estructura de contención que consiste en un muro Milán.



## 5.2. Determinación de la capacidad de carga.

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantará el cajón de cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivos aplicando la siguiente expresión:

$$Q_a = c N_c F_R + P_v$$

en donde :

- Q<sub>a</sub> : Capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>
- c : cohesión del material de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>.
- N<sub>c</sub> : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

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

en la cual :

- D<sub>f</sub> : profundidad de desplante la cimentación en m.
- B : ancho del cimientto, en m.
- L : largo del cimientto, en m.

- F<sub>R</sub> : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70
- P<sub>v</sub> : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos poco limosos, de baja resistencia y alta compresibilidad, con un índice de resistencia a la penetración estándar de un golpe, en general se tiene una cohesión de 0.5 ton/m<sup>2</sup>, un peso volumétrico de 1.45 ton/m<sup>3</sup>, obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras inalteradas obtenidas de los tubos shelby, para los materiales de apoyo de la losa de cimentación se obtuvo la capacidad de carga admisible de 20ton/m<sup>2</sup>, considerando el empotramiento de 12.54m de profundidad con respecto al nivel de banquetta, como se muestra en la figura 22 .

## 5.3 Dimensionamiento de la cimentación

### 5.3.1 Las acciones que se consideraran en los análisis de la cimentación son las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas se afectarán por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estáticas



b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura analizada. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas se afectarán por un factor de carga de 1.1 y se utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media estimadas, que incluyen el peso de la cimentación se afectarán por un factor de carga de 1.0 y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.

Es importante que las condiciones de carga estimadas que fueron consideradas de proyectos semejantes sean ratificadas por el ingeniero estructurista, de lo contrario se tendrá que hacer la evaluación necesaria para establecer la necesidad de lastrar al carcamo incrementando la secciones de algunos elementos estructurales.

Dado que hasta este momento no se contaba con las cargas de la estructura, se estimaron con las siguientes consideraciones:

- Losa de cimentación con espesor de 60 cm
- Losa tapa de 40 cm de espesor
- Muro Milán de 60 cm de espesor y de 15.7 m de longitud
- Muro de acompañamiento de 40 cm de espesor

Tomando en cuenta lo antes mencionado, se considero un peso estimado total de la estructura lleno de agua hasta 2 m como máximo antes de la losa tapa de 26835 toneladas, y el peso del suelo desalojado por la excavación tiene una reacción de 29609 toneladas, por lo que el cajón se encuentra sobrecompensado con un valor de  $-1.61 \text{ ton/m}^2$ . Con lo anterior se establece la necesidad de colocar un lastre con una losa de concreto armado bajo la losa de cimentación considerada de 0.70 m para eliminar la sobrecompensación.

#### 5.4 Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{Q F_c}{A} < R F_R$$

donde:



- Q: Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.
- F<sub>c</sub>: Factor de carga, adimensional e igual a 1.4
- R: Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.
- F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

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

Cuando la estructura este llena:

$$\frac{Q F_c}{A} = 15.52 \text{ ton/m}^2 < R F_R = 20 \text{ ton/m}^2$$

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

### 5.5. Estado limite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la 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 del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimientto, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_o b \gamma}{F_R c g} \right)$$

donde:

- W<sub>t</sub>: carga total de la estructura en la condición analizada.
- F<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.1
- W<sub>c</sub>: peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a W<sub>c</sub> = (D<sub>f</sub> γ)
- F<sub>R</sub>: factor de resistencia adimensional e igual a 0.7
- A<sub>R</sub>: área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

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



siendo:

- B: ancho del cajón de cimentación.
- L: largo del cajón de cimentación
- e: excentricidad dada por:

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

donde:

- W<sub>t</sub>: Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.
- M<sub>s</sub>: Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 \left(\frac{2}{3}\right) H_T W_t (C_s/Q)$$

siendo:

- H<sub>T</sub>: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.
- C<sub>s</sub>: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.40
- Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).
- q<sub>1</sub>: Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = C N_c$$

donde:

- c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.
- N<sub>c</sub>: coeficiente de capacidad de carga
- a<sub>o</sub>: aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.40 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 4.0,  $a_o = 0.40 \times 9.81/4 = 0.98 \text{ m/seg}^2$ , siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.
- b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

- d: ancho del área reducido del cajón de cimentación.
- h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.
- γ: peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.
- c: cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.



Tomando en cuenta que el cajón se encontrará sobrecompensado la desigualdad antes mencionada se satisface, por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicará el cárcamo empleando la fórmula de la escuadría dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{I_x} Y + 0.3 \frac{Mv}{I_y} X$$

donde:

- P : esfuerzo a la distancia x del eje centroidal
- Q : suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea.
- A : área del cajón de cimentación.
- Mv: momento de volteo debido a sismo.
- x,y: distancia centroidal del cajón de cimentación a la orilla más alejada.
- Ix, Iy: momento de inercia centroidal del área de apoyo del cajón de cimentación, en el sentido largo y corto.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por el cárcamo bajo condiciones de sismo de 26 ton/m<sup>2</sup>, que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 30 ton/m<sup>2</sup>, por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

### 5.6.- Estado limite de servicio

Como se menciona anteriormente, el tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura.

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 debido a que en este caso el cárcamo esta sobrecompensado, y por consiguiente no habrá asentamientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por un incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

#### 5.6.1.- Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar a la losa de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple así como 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 descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$H_D = \frac{q B}{E} \{ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2 u^2) F_2 \}$$

donde:

- q : Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m<sup>2</sup>.
- B : Ancho del área descargada, en m.
- F<sub>1</sub> y F<sub>2</sub>: 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/m<sup>2</sup>.
- u : Relación de Poisson, adimensional.

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

$$H = H_{D1} (E_1, u_1) + ( H_{D2} (E_2, u_2) - H_{D1} (E_2, u_2) ) + \dots + H_{Dn} (E_n, u_n) - H_{Dn-1} (E_n, u_n)$$

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

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m <sup>2</sup> )	Relación de Poisson
13.00 - 15.00	650	0.50
15.00 - 18.00	1200	0.35
18.00 - 21.00	600	0.50
21.00 - 23.00	950	0.40
23.00 - 25.00	2000	0.30





Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 15 cm y en la esquina de 11 cm, las cuales resultan admisibles.

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

Por lo que se establece que tomando en cuenta las cargas proporcionadas, la construcción de un cárcamo desplantado a 12.54 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta y que la presión neta transmitida al suelo de  $-1.61 \text{ ton/m}^2$  por efecto de la compensación, se obtuvieron valores de los expansiones máximas esperadas a largo plazo admisibles y están dentro de Reglamento.

**Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo es menor que la compensación que se tendrá por la excavación que alojara al cárcamo, no se tendrán asentamientos.**

**Sin embargo muy independiente de que las expansiones esperadas estén dentro de Reglamento, deberá evitarse la excentricidad que pudiera tener el proyecto de lo contrario ocasionaría daños a la propia estructura.**

### **5.7. Empujes sobre los muros perimetrales del cárcamo.**

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cárcamo 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 presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, debido a que hasta la máxima profundidad de excavación no existen abatimientos piezométricos.
- + 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 sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago).

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 23 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

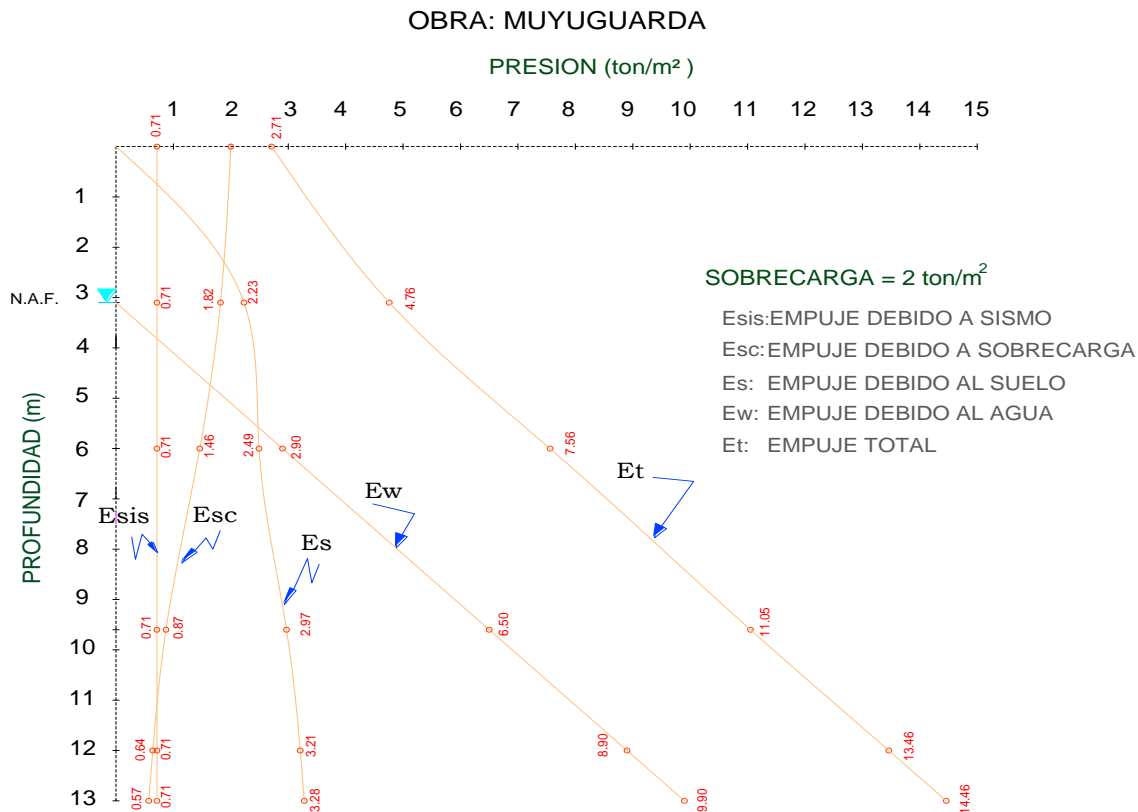


FIGURA : 23

FIGURA No 23 DIAGRAMA DE EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS.

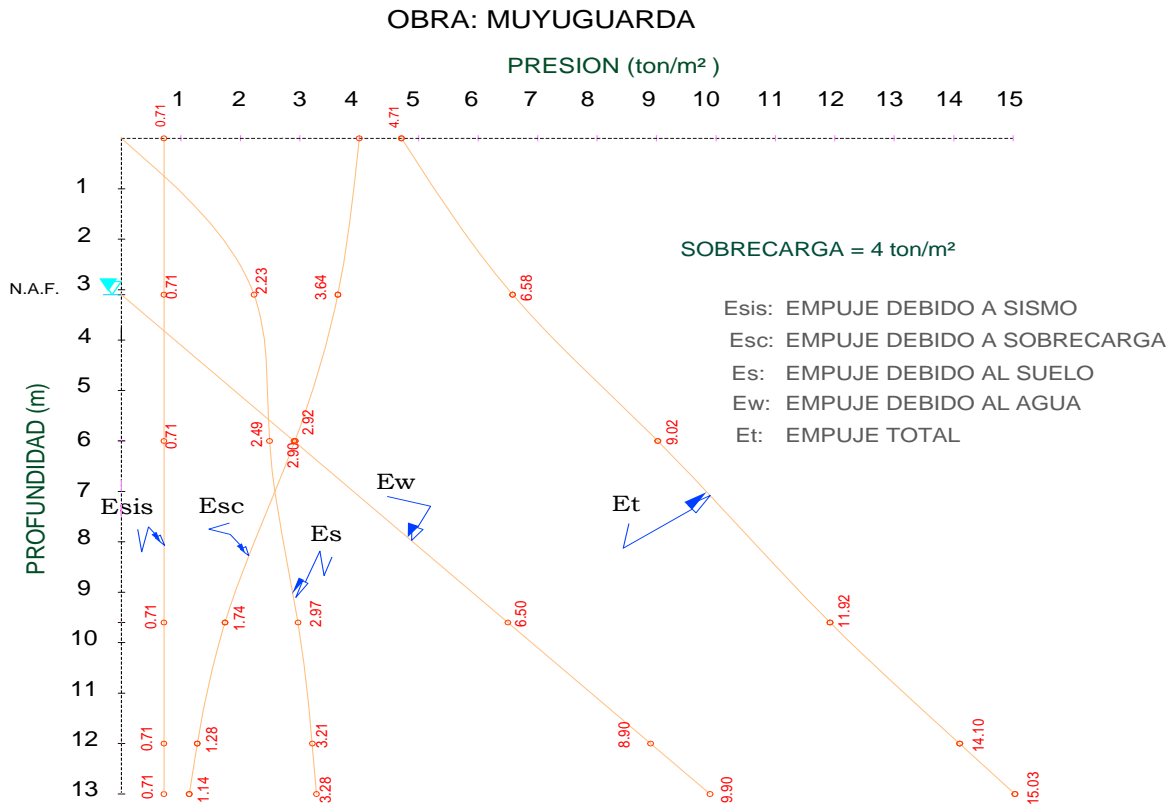


FIGURA :24

**FIGURA No 24 DIAGRAMA DE EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS.**

### 5.8 Falla de fondo

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'_c < c N_c F_R$$

donde:

- P<sub>v</sub>: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m<sup>2</sup>
- F<sub>c</sub>: Factor de carga adimensional e igual a 1.4
- q: sobrecarga superficial, igual a 2 ton/m<sup>2</sup>
- F'<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.0
- c: cohesión del material que subyace a la excavación
- N<sub>c</sub>: coeficiente de capacidad de carga
- F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, igual a 0.7



Para una excavación a 12.54 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$12.83 \text{ ton/m}^2 < 11.18 \text{ ton/m}^2 \quad SC= 2 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que la desigualdad no se satisface se puede presentar la falla de fondo de la excavación, por lo que la excavación se realizará en dos etapas y con un sistema de retención resuelto con Muro Milán.

### 5.9 Estabilidad de Taludes

#### Estabilidad de taludes durante la excavación

Para analizar la estabilidad del talud se utilizó el método de Jambú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por el pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e C_{uu}}{\gamma H + q}$$

donde:

$N_e$  es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro  $\lambda_{c\phi}$ , el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma H + q}{C_{uu}} \tan(\phi_{uu})$$

donde:

$\gamma$  = peso volumétrico medio del suelo sobre el nivel de desplante, 1.35 ton/m<sup>3</sup>

H = altura del talud, 12.54 m

q = sobrecarga, 2 ton/m<sup>2</sup>

$C_{uu}$  = cohesión promedio en condición no drenada, 3.0 ton/m<sup>2</sup>

$(\phi_{uu})$  = ángulo de fricción en condición no drenada, 0°

Por lo tanto la excavación que alojará al cajón de cimentación no podrá realizarse dejando taludes verticales, por lo que se requiere colocar un sistema de retención.

#### Trabajo estructural de la losa de fondo

La losa de cimentación soportará la presión hidrostática que se genere después de que se deje de bombear y que actuará hacia arriba de 9.9 ton/m<sup>2</sup> y uniformemente distribuida en el área de cimentación.



### 5.10 Cimentaciones superficiales

Para todas las estructuras ligeras que se tendrán en el lugar la alternativa de cimentación propuesta será la siguiente:

Considerando las características arquitectónicas proyectadas y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia superficial de materiales de relleno de alta compresibilidad y baja resistencia con espesor variable entre 1.1 y 2.9 m, a los cuales les subyacen depósitos arcillosos hasta la máxima profundidad explorada, y que presentan una alta deformabilidad, se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante una losa de cimentación de concreto reforzado desplantada sobre una plataforma de suelo cemento de 1.0 m de espesor mínimo por debajo del nivel de banqueta, que distribuya la carga de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación en forma uniforme, de tal manera que la presión neta ejercida por la estructura sea la menor posible y con área en planta de la losa de cimentación propuesta igual a la cubierta por el sembrado de la estructura de un nivel, de tal forma que el incremento de carga se ve disminuida al incrementar el área de contacto de la cimentación y por consiguiente se tengan rangos de asentamientos admisibles ante la existencia de materiales muy deformables.

La cimentación estará constituida por una losa de cimentación y contrarabes invertidas, las cuales como ya se menciona se apoyaran sobre una plataforma de suelo-cemento en una proporción 94-6% en peso respectivamente y compactado con las especificaciones que más adelante se indican.

De acuerdo a la exploración realizada en algunas zonas a partir de la superficie se tiene un relleno de mala calidad constituido por material desperdicio de construcción con un espesor variable entre 1.1 y 2.9 m, de los cuales se recomienda retirar el primer metro por debajo del nivel de banqueta de Periférico, y a partir de este recorte se procederá a escarificar 10cm y recompactar al 92% de su peso volumétrico seco máximo, sobre los cuales se construirá una plataforma de suelo-cemento en proporción 96-4% en peso respectivamente y compactándolo al 95% de su PVSM de acuerdo a la prueba proctor estándar, y colocándolo en cuatro capas de 15cm cada una sobre la que se desplantará la losa de cimentación.

El material producto del desplante deberá retirarse fuera de la obra a donde lo indique la Dirección de la misma. Los materiales producto de la excavación no podrán utilizarse como relleno controlado. Como se requiere la construcción de una plataforma de suelo-cemento se deberán suministrar materiales controlados (tepetate), es decir materiales de banco, recomendándose como mínimo un espesor de plataforma de suelo-cemento (tepetate-cemento) de un metro para recuperar el nivel actual del terreno, y retirar el relleno de malas condiciones de compacidad.

Con el propósito de darle rigidez a la cimentación, y en función de ello tener un mejor comportamiento respecto a los hundimientos diferenciales que pudieran



presentarse, se recomienda que como mínimo la losa de cimentación tenga las siguientes características, o mayores de acuerdo a los resultados del diseño estructural: peralte mínimo de la losa de cimentación de 12 cm, reforzada con doble parrilla de acero estructural; con un sistema reticular de contratrabes invertidas, con peralte mínimo de las contratrabes interiores de 20cm y una contratrase perimetral, coincidente con los muros exteriores de la estructura, con peralte mínimo de 40cm.

De acuerdo a las cargas estimadas es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de las estructuras sean lo más ligeros posible. En los análisis que más adelante se presentan se considero que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media será de 0.80 ton/ m<sup>2</sup> por nivel más el propio peso de la cimentación y afectado por el factor de carga.

En esas condiciones para la estructura proyectada se tendrá un peso unitario en su área cubierta de 2.0 t/m<sup>2</sup>. Considerando el área cubierta propuesta para la losa de cimentación que es un área semejante a la cubierta por sembrado de la estructura que permita disipar la carga transmitida por la estructura a un valor mínimo que no repercuta en el comportamiento de la misma evitando que se presenten asentamientos mayores a los admisibles.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos que subyacen y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por la losa de cimentación y el centro de cargas de la estructura.

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponderán a una plataforma de suelo-cemento al que le subyacen materiales arcillosos y de baja resistencia y alta deformabilidad, se obtuvo una capacidad de carga admisible de 6 ton/m<sup>2</sup>, sin embargo en el caso de que la carga transmitida resulte ser bajas podrá dimensionarse la cimentación con una capacidad de carga menor a la recomendada para obtener dimensiones de cimentación razonables, para cumplir satisfactoriamente la revisión del estado limite de falla (capacidad de carga) y el estado limite de servicio (asentamientos diferenciales).



## **CAPÍTULO VI**

### **PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

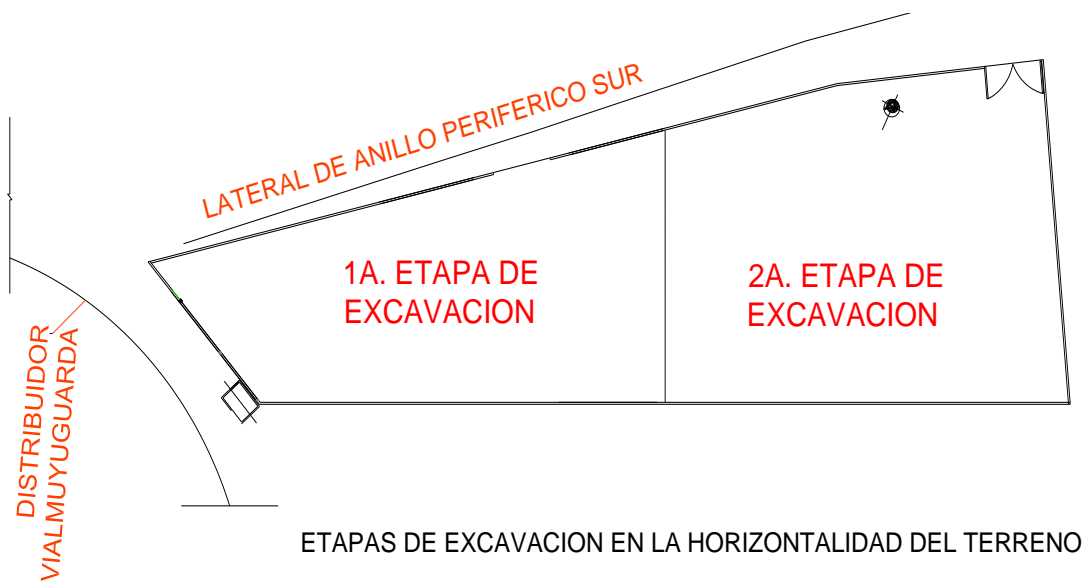


## 6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

### 6.1 Protección a colindancias

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar al cárcamo:

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cárcamo, hasta la profundidad de desplante de 12.54 m a partir del nivel de banquetta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 24

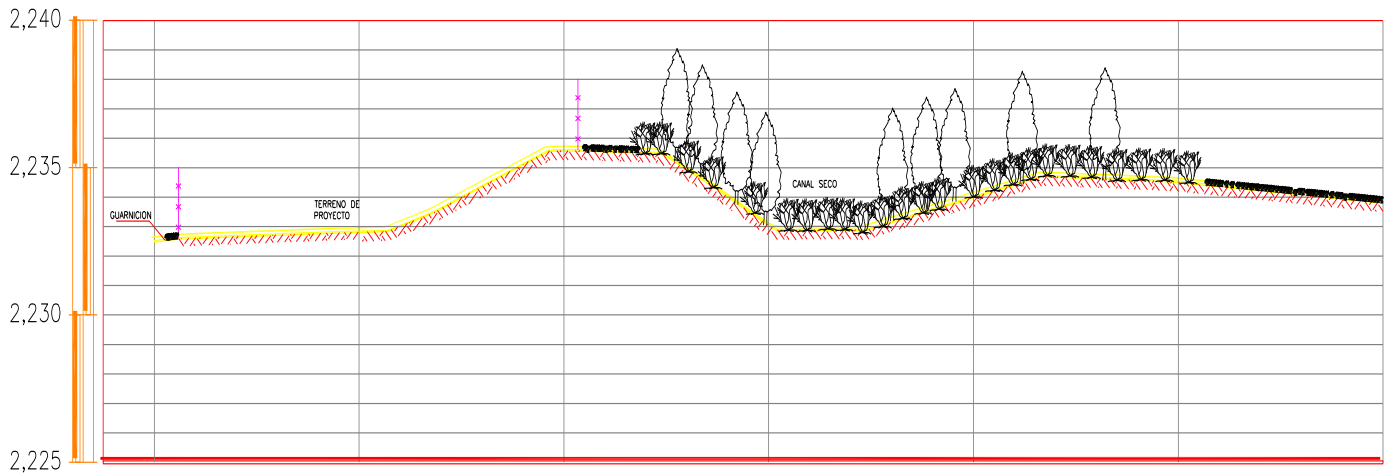


### VISTA EN PLANTA

**FIGURA No 24. ETAPAS DE EXCAVACIÓN EN LA HORIZONTALIDAD DEL TERRENO.**

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos colocados en la franja poniente del área, será necesario dejar un talud a 45 grados en la colindancia sur como se indica a continuación.





**PERFIL DEL TERRENO**

El proyecto requiere de una excavación para alojar un cárcamo de aguas negras, el cual se desplantara a  $-12.54$  m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, como se observa en la figura 22, y la excavación será resuelta mediante Muro Milán el cual contará con  $15.7$  m de longitud, se construirá en forma de óctadecágono con secciones de  $2.50$  m. ( Ver figura 28)

A continuación se presenta la alternativa que se juzga más adecuada para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación que alojará al cárcamo.

#### 6.2 Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará al cárcamo, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado. Entre las diferentes alternativas de ademe se escogió un Muro Milán de concreto armado, que se construirá en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El Muro Milán de  $60$  cm de espesor alcanzará una profundidad de  $15.70$  m para una excavación de  $12.99$  m, posteriormente se construirá un muro de acompañamiento de  $40$  cm de espesor.

El Muro constituido por muros de concreto armado colados in situ tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.



- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c) Reducir el riesgo de falla de fondo por subpresión.

**Para la definición detallada del procedimiento de excavación se hicieron los siguientes análisis:**

- Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.
- Falla de fondo por cortante
- Falla de fondo por subpresión
- Presiones temporales sobre Muro Milán y troqueles
- Presiones a largo plazo sobre muros rígidos
- Revisión de la pata en Muro Milán
- Abatimiento del nivel freático.

### **6.3 Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.**

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte un talud, ocurre asociada a estratos débiles donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general. La geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservarán únicamente durante la construcción (corto plazo), estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción integrada del empuje de tierras activo, el empuje generado por la acción de una sobrecarga de  $2.0 \text{ ton/m}^2$  actuando sobre la corona del talud y el empuje de agua.

El empuje activo se calculo aplicando la teoría de Rankine con un valor del coeficiente de presión de tierras de 0.3.

La geometría que deben adoptar los taludes son verticales de acuerdo al área prevista debe satisfacer el factor de seguridad de 1.5, por lo cual es necesario construir un sistema perimetral de Muro Milán.

### **6.4 Revisión por falla de empotramiento en Muro Milán.**

La falla por empotramiento del Muro Milán se produce cuando la pata del Muro se desliza al vencerse la resistencia del suelo frente a la ataguía. Considerando que al nivel del último troquel colocado a 2.0 m de profundidad en esa etapa de excavación se genera una articulación plástica.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de  $2.5 \text{ ton/m}^2$ , que la punta del Muro Milán quedará a 15.70 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, que la excavación tendrá 12.99 m de profundidad en el perímetro y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 2.43 que es admisible.



### **6.5 Abatimiento del nivel freático.**

Dado que las excavaciones quedarán confinadas por el Muro Milán, el agua freática que se infiltrará hacia ellas será mínima. Para evitar que el agua freática se filtre a través de las juntas entre los módulos del Muro Milán, se inyectará una mezcla de arena fina-bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior del Muro.

El agua que se filtre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo profundo y de achique, este último se efectuará conduciéndola a través de drenes superficiales hacia cárcamos de donde será bombeada al exterior; una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se tenderá una cama de grava de 8 cm de espesor y se mantendrá el bombeo de achique hasta la construcción de la losa de fondo.

### **6.6 Trabajos previos al procedimiento constructivo**

Para retirar los restos de cimentaciones antiguas se excavará 0.8 m de profundidad mínima toda el área que ocupará la estructura y en algunos casos lo que sea necesario.

Primeramente se construirá el muro milán y posteriormente el sistema de bombeo

Una vez excavados los 80 cm se procederá a revisar el estado de las colindancias, que garantice el buen comportamiento de las colindancias durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros y taludes de las colindancias que lo requieran con un mortero de cemento o bien se puede colocar un concreto lanzado que le de rigidez a los muros colindantes durante el proceso de construcción del Muro Milán.

### **6.7 Secuencia del procedimiento constructivo**

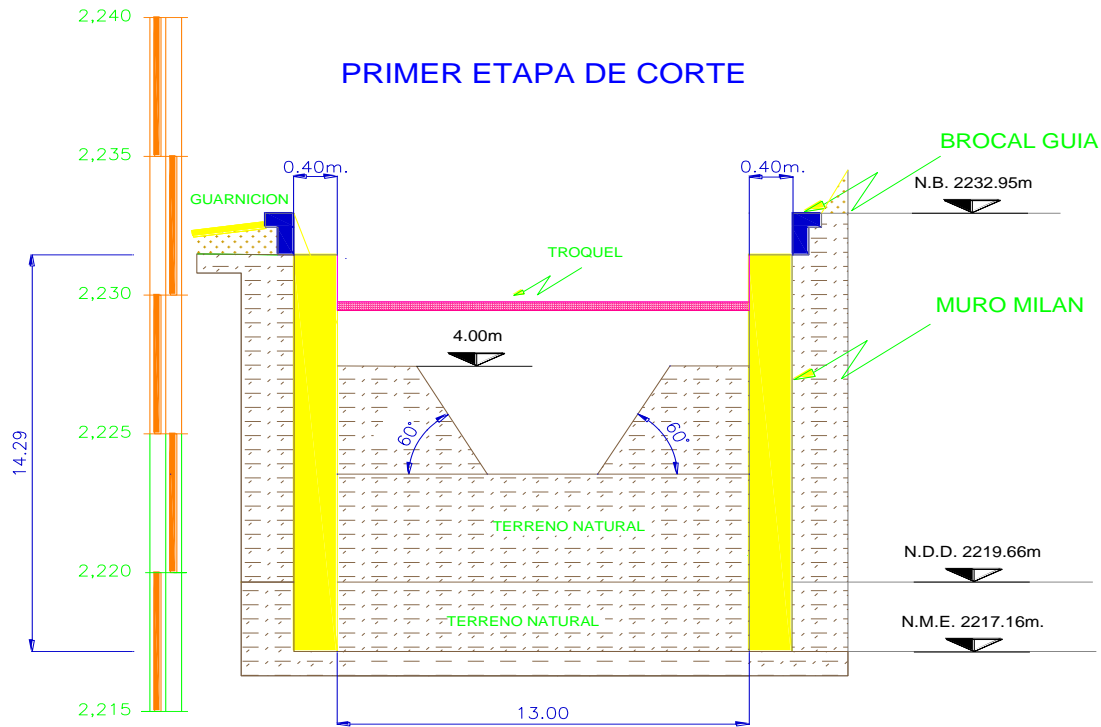
El Proceso Constructivo que se recomienda, es el siguiente:

- Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.
- Construcción de un muro Milán perimetral de 60 cm de espesor con sus respectivos brocales.
- Inicio del sistema de bombeo 2 semanas antes de la excavación y construcción de la cimentación profunda.

Terminando de retirar los restos de cimentación de la construcción existente e instalar y operar el sistema de bombeo, se iniciará la excavación para alojar la losa del cárcamo a cielo abierto y en etapas.



Se iniciará el recorte en sus primeros 2 m, para la colocación del primer nivel de troqueles (figura 25). Las alturas que se permitirán en vertical serán: -1.70 para el primer nivel de troqueles; empleando posteriormente separaciones en vertical de 4 metros entre cada nivel de troqueles (figuras 25, 26 y 27), según el cálculo obtenido.



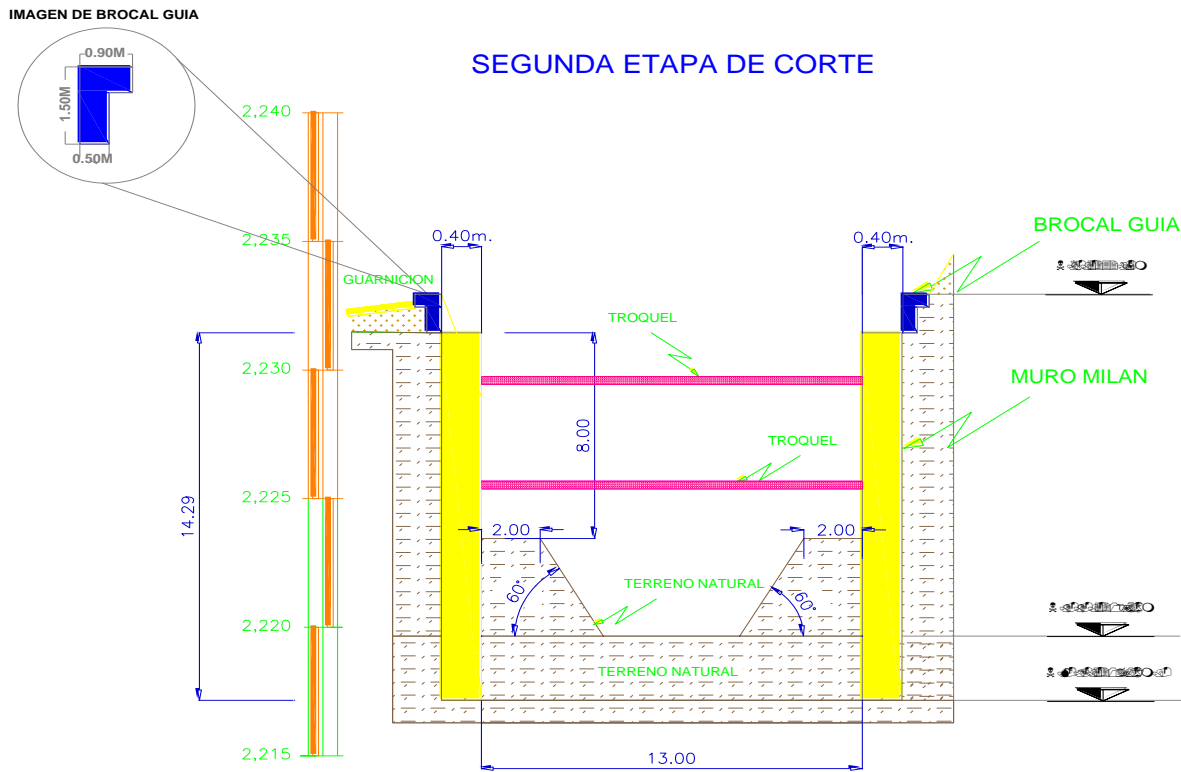
N.B NIVEL DE BROCAL  
N.D.D NIVEL DE DESPLANTE  
N.M.E NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION

FIGURA 25

### FIGURA No 25 MODULACIÓN DE BERMAS- PRIMERA ETAPA

Cada puntal se colocará con una precarga mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada.

Una vez colocado el primer nivel de troqueles, se continuará con la excavación de la berma en su parte inferior del modulo atacado, para posteriormente proceder a la colocación del segundo nivel de troqueles (figura 26).

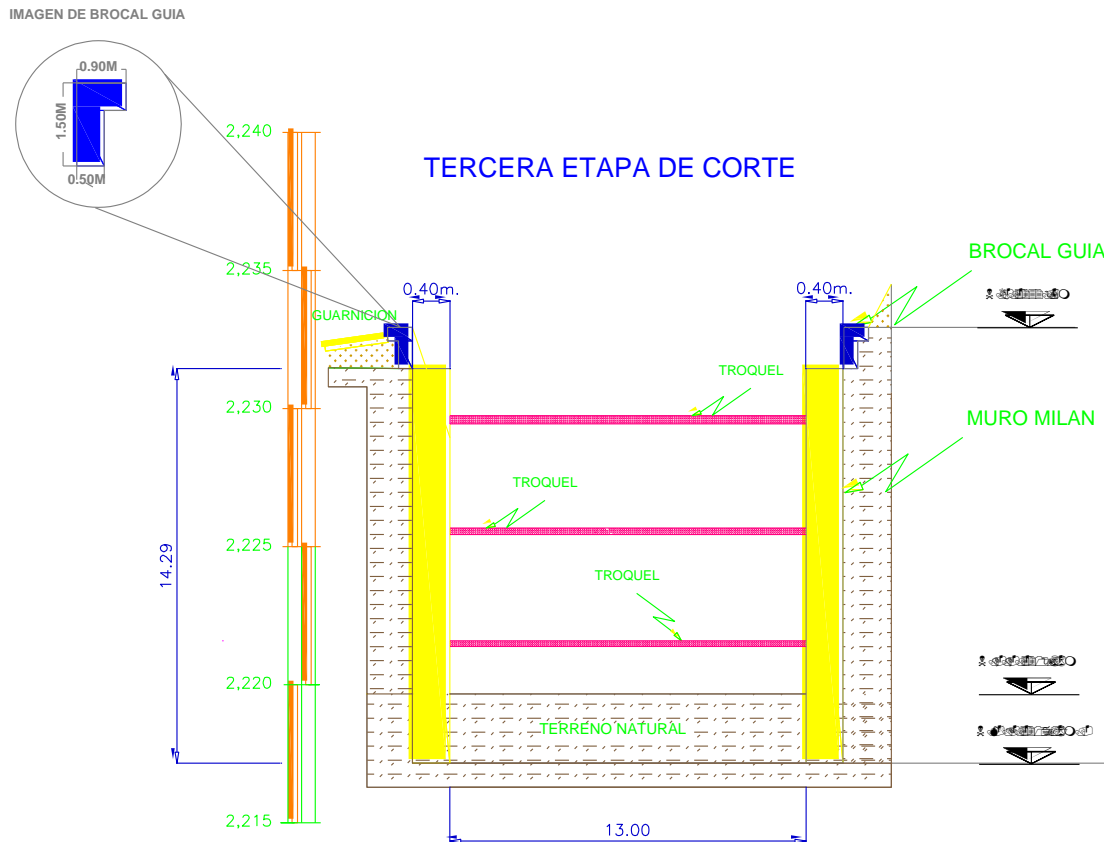


N.B NIVEL DE BROCAL  
N.D.D NIVEL DE DESPLANTE  
N.M.E NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION

FIGURA 26

### FIGURA 26. MODULACIÓN DE BERMAS- SEGUNDA ETAPA

Habiendo colocado los dos primeros niveles de puntales, se excavará para la colocación del tercer y último nivel de troqueles apoyo a 2 metros antes del nivel de máxima excavación (figura 27). Una vez colocado este se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra el muro Milán.



N.B NIVEL DE BROCAL  
N.D.D NIVEL DE DESPLANTE  
N.M.E NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION

FIGURA 27

### FIGURA 27. MODULACIÓN DE BERMAS- TERCERA ETAPA

Alcanzado el nivel de desplante de la losa (-12.54 m con respecto al nivel actual de la banqueta más 70 cm adicionales para colocación del lastre), se procederá al colado de una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con  $f'c= 100 \text{ kg/cm}^2$ , y después del fraguado de la misma, se continuará con la excavación de las zanjas para alojar las contratrabes mediante taludes verticales; en el fondo de las zanjas también deberá colarse la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor para facilitar y mantener libre de impurezas el área que recibirá las contratrabes, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano, según las indicaciones del proyecto estructural.



Veinticuatro horas después de coladas las contratraves, se procederá a colocar el armado y colado de la losa de cimentación, tal como se indica en los planos estructurales correspondientes, dejando las preparaciones necesarias para efectuar la unión estructural con el muro y las columnas.

Los puntales que soportarán al Muro Milán se colocarán de lado a lado en forma radial.

Durante el colado de la losa de cimentación y el muro de acompañamiento deberá construirse un muñón o segmento de muro estructural, debiendo dejarse ahogada en él una banda PVC, para formar la junta de colado y evitar futuras filtraciones, de acuerdo con el detalle estructural correspondiente. Así mismo, en la construcción de cada etapa deberá realizarse en la losa, la junta de construcción respectiva, según el detalle estructural correspondiente.

Al terminar de construir la losa tapa del cárcamo, se suspenderá el bombeo en cada pozo, procediéndose a cortar y sellar los mismos, será necesario lastrarlo hasta que no empieza a operar.

- En el Muro Milán se dejarán una placas ahogadas en los puntos de aplicación de las trabes metálicas o bien se colocarán unas preparaciones para colocarlas sobre el muro Milán sobre las que se colocarán los puntales.
- El acero que constituirá al Muro Milán deberá tener un refuerzo especial en el punto de aplicación de los puntales metálicos. Lo anterior es con el objeto de que la zona restante del muro Milán no quede demasiado armado y únicamente se le implemente el acero necesario para soportar los empujes solicitados.
- Cuando se suspenda el sistema de bombeo, se procederá a sellar todos los pozos a la brevedad.
- Se continuará con la construcción de la estructura.

### **6.8 Justificación del sistema de contención seleccionado**

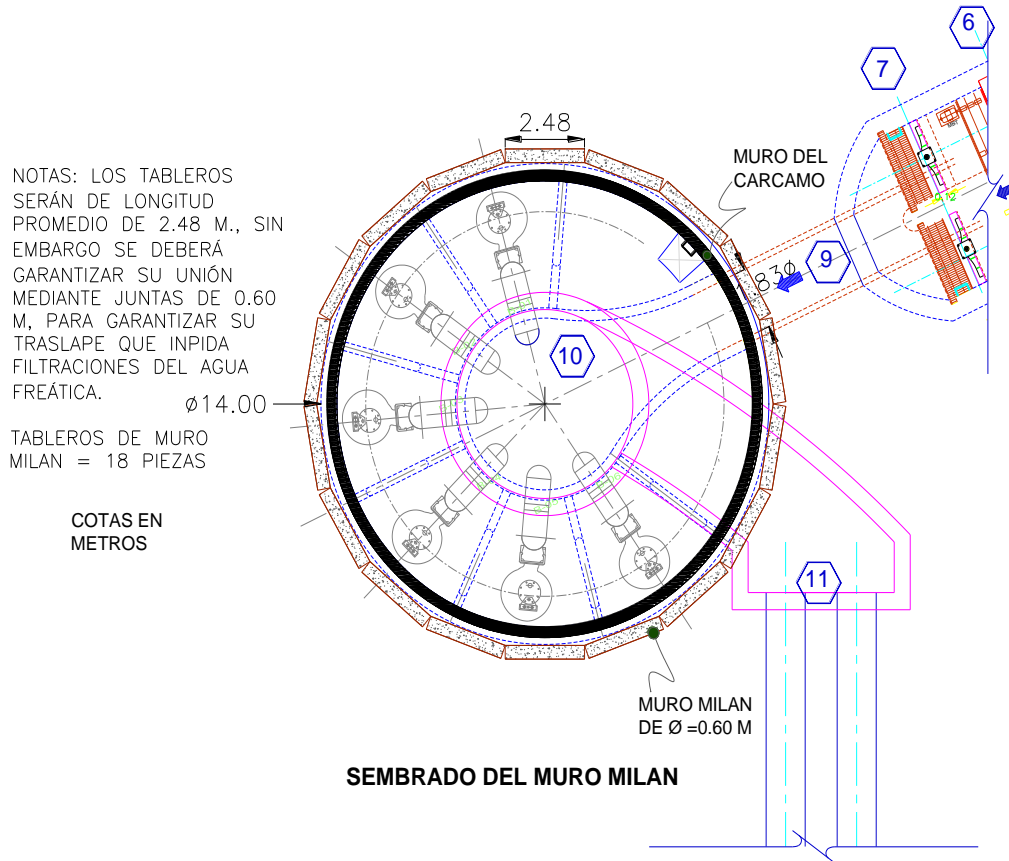
1. Se recomienda el sistema de Muro Milán, ya que de los elementos de retención es el más conveniente para este caso debido a la resistencia que debe tener para contener los empujes y a su factibilidad para seccionarlo con la geometría del cárcamo.

2. Para el Muro Milán debe considerarse lo siguiente:

- Construcción de brocales de 90 cm a ambos lados de lo que será el Muro Milán, y que servirá de guía; como especificación es necesario que la profundidad mínima de los brocales sea de 1.20 m.



Los Muros Milán serán de 60 cm de espesor, con módulos de 2.5 m, para poder seccionarlo en forma semicircular (ver figura 28), desplantados a 12.54 m, y que las barbas de acero en la parte superior sobresalgan del brocal por lo menos 50 cm



**FIGURA 28. MODULACIÓN DE BERMAS- TERCERA ETAPA**

- La almeja de excavación tienen una abertura hasta de 2.50 m, se excavarán las partes extremas del módulo de ataque, y posteriormente la franja central del módulo atacado.
- Conforme se excave se irá vaciando lodo bentonítico con el fin de mantener la estabilidad de las paredes de la excavación.
- Se debe considerar el espacio que ocupara en sentido horizontal el Muro Milán que será de 20 cm de brocal + 60 cm de Muro Milán resultando 80 cm, en este caso el Muro Milán se complementará con el Muro de acompañamiento de 40 cm de espesor.
- En este sistema se tendrán evidentemente pequeñas fugas que se les dará un tratamiento adecuado tomando en cuenta que el NAF se encuentra a 3.1 m con respecto al nivel de la banqueta.





### **Ventajas**

- Menor vibración provocada por los equipos al subsuelo.
- Requiere menos troquelamiento.
- Se puede excavar hasta  $-2.0$  m, es decir a  $-2.50$  m por debajo del nivel del piso terminado del cárcamo, troquelando contra la estructura central.
- Tratamiento de fugas con inyecciones.
- Se recomienda utilizar troqueles metálicos de 12" de diámetro, pero deberá ser ratificado por el estructurista.

### **Desventajas**

- Se dificulta el anclaje de traveses y losas en cárcamo y cimentación.
- Manejo de lodos bentoníticos.

En el Muro Milán se pueden dejar los armados de traveses y columnas embebidas en el mismo, protegido con poliestireno para posteriormente desdoblar y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona, para unir con las propias traveses de la estructura a nivel cimentación.

### **6.9 Proceso Constructivo del Muro Milán.**

El Muro Milán es un elemento estructural que puede ser colado en sitio o prefabricado, cuya finalidad es la de contener los empujes del terreno y mantener la estabilidad de las construcciones aledañas, durante los trabajos de excavación de sótanos (en el caso de edificaciones).

El Muro Milán puede funcionar como elemento estructural de contención de taludes, temporal o permanente de la cimentación, cargando las zonas perimetrales de cualquier edificación; además de que sirve de tablestaca con pocas filtraciones (estas son fáciles de controlar) para trabajos de abatimiento del nivel freático.

Construcción del Brocal guía para equipo guiado.

El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente hecha cuya construcción puede ser hecha por maquinaria, siendo recomendable que se haga por medios manuales con el objeto de detectar posibles interferencias e instalaciones municipales como son: cableado de teléfono, energía eléctrica, líneas de gas, drenaje, agua potable, etc.

El objetivo de la construcción del brocal, es proporcionar una guía que garantice la posición y verticalidad correcta del equipo guiado, durante el proceso de excavación de una de las posiciones que requiera el muro milán, además lo anterior sirve para contener el terreno de la parte superficial, ya que durante los movimientos de la maquinaria y camiones, pueden ocurrir derrumbes.



El trazo es de vital importancia en el procedimiento constructivo ya que de este dependerá la correcta ubicación y el número de tableros por construir.

- a) Se realizara la excavación de la zanja, para muros milán de espesor de 0.60 m, sus dimensiones son 1.50 m de profundidad por 0.95 m de ancho, la profundidad puede variar según se requiera.
- b) Se procede al armado, cimbrado y colado de las partes que conforman el brocal, siendo estas: el alerón de banquetta (fijado al pavimento o terreno firme por medio de varillas a buena profundidad que garantice su inmovilidad).

### **6.10 Excavación del tablero.**

La excavación se inicia una vez terminada la construcción del brocal y el concreto ha alcanzado su madurez, se debe de contar con una secuencia de trabajo progresiva, ya programada de antemano, los tableros comúnmente se dimensionan con 0.60 m de espesor, longitudes de 2.5 m. y una profundidad 15.7 m, el largo mínimo que puede tener un tablero está determinado por la apertura de las quijadas de la almeja (2.5 m).

Definido el tablero a construir, se procede a realizar la excavación de las zanjas hasta el nivel de desplante según proyecto, debiendo usar lechada bentonítica para garantizar la estabilidad de las paredes, manteniendo el nivel constante, el cual debe ser menor a 2.0 m por debajo del borde superior de los brocales.

El uso de bentonita en la construcción del muro milán otorga un grado de mayor seguridad y es conveniente procurar su utilización, a continuación se dan una serie de recomendaciones para la excavación:

- a) Es necesario señalar la secuencia conveniente de construcción de los tableros, para la fácil identificación, por lo que es necesario usar un plano que incluya la ubicación o despiece de todos los tableros por construir, y asignándoles un número progresivo de ejecución, en el alerón del brocal se marca la numeración de los muros, esta técnica acarrea como beneficio el conservar un orden en el habilitado y armado de las parrillas por su uso secuencial. e identificar a los tableros con posibles fallas en el procedimiento constructivo y, finalmente mantener una correcta secuencia de trabajo.
- b) Marcar en el brocal las posiciones de la grúa (eje de la máquina) con el objeto de asegurar la extracción total de material, iniciando en los extremos del muro para finalizar en el centro del muro.
- c) Al señalar las posiciones de la draga o grúa, deberá inclinarse en la longitud del muro el ancho correspondiente a las juntas metálicas que se colocan para soportar la banda de PVC.



- d) Colocar la máquina sobre el terreno firme, procurando que quede horizontal al 100 %, para ayudar a conservar la verticalidad del equipo guiado. Si el terreno no ofrece las condiciones para que el equipo quede a plomo, se procederá a la compensación del desnivel, rellenando la parte que produce el desnivel.
- e) Colocar tapones de madera en los extremos del muro por excavar, sellados con materia local, para evitar la fuga de la lechada bentonítica durante el proceso de excavación y colado del muro.
- f) Checar constantemente el plomo del equipo guiado, para garantizar durante todo el proceso de excavación, que las paredes queden verticales.
- g) Para evitar las deformaciones del equipo es necesario, impedir el golpe brusco de este sobre el terreno, logrando con esto eliminar los desprendimientos del propio terreno.
- h) Mantener una constante vigilancia en el funcionamiento del equipo, para lo cual es necesario revisar mangueras cables y poleas principalmente.
- i) Es recomendable la limpieza de la almeja en cada una de sus salidas de la zanja para aprovechar a su máxima capacidad el volumen de extracción del material.
- j) Con el propósito de garantizar la profundidad de desplante del muro milán, se marcara en el Kelly del equipo, la medida necesaria, haciéndole chequeo constante mediante el uso de una sonda referida al nivel de la superficie del alero.
- k) Una vez terminada la excavación, es recomendable realizar un nuevo sondeo de la profundidad mediante el uso mismo de la almeja, ubicada en el nivel de desplante del muro, en cada una de las tres posiciones.
- l) Es recomendable mantener una constante limpieza en el área de trabajo para evitar accidentes.
- m) Para tener un mejor aprovechamiento del equipo, la secuencia de construcción de los tableros se efectuara de manera alternada, es decir, se construirán un tablero y se dejara un tablero intermedio sin construir, se procede a construir el tablero siguiente, así sucesivamente. Los tableros que se dejaron sin construir serán terminados de regreso, quedando intermedios entre muros con el concreto ya resistente.
- n) Es importante evitar trabajos y movimientos innecesarios de la maquinaria y equipo durante los trabajos, es decir procurar respetar en lo posible el plan de trabajo ya programado para evitar daños en los mismos y con esto no generar tiempos perdidos.



o) En caso de fugas de la lechada bentonítica en la excavación, como consecuencias de grietas en el terreno, presencia de lentes de arena, instalaciones municipales no detectadas, etc, se procede de la siguiente manera:

I.- Si la excavación se encuentra en la primera posición, es conveniente retirar el equipo y rellenar de inmediato con material local, e informar a la supervisión para consultar al proyectista y dar una pronta solución al problema.

II.- Si la excavación se encuentra en segunda o tercera posición, se recomienda acelerar la excavación para de inmediato colar.

### **6.11 Estabilización de perforación.**

#### **Sin caídos.**

La estabilización de las paredes de una zanja excavada o excavación, depende de la misma cohesión de los suelos en que se realizan los trabajos, la profundidad de la misma y del empuje hidrostático del fluido que llena dicha perforación, si el lodo espontáneo es suficiente para estabilizar la excavación se prosigue con los trabajos; de no suceder esto y se detecten derrumbes se procederá a la colocación de lechada bentonítica sódica o cálcica con menos de 3.5% de arena.

#### **Con caídos.**

El efecto de los caídos durante las perforaciones se debe a la presencia de una capa de suelo inestable. Cuando el agregado de agua para producir lodo espontáneo, ni el vaciado de lodo bentonítico es suficiente, para detener los derrumbes, se utilizan productos estabilizantes alternativos; como es el caso de la bájita que aumenta la densidad del lodo (lodo pesado) y logra estabilizar la perforación; existen otros productos como: el gel a base de polímeros mezclas de aceites con polímeros o arcillas atapulgitas (se usa en aguas de alta concentración salina).

Es necesario tener en cuenta el análisis de las fuerzas que actúan durante la construcción, así como el correcto uso de un coeficiente de seguridad, esto para tener una idea más clara del tipo de terreno que se va a trabajar.



Factores de seguridad en función de la profundidad.

Profundidad de la excavación (m)	Factor de seguridad	
	con agua	con lodo
2	5.3	5.41
4	2.98	3.06
6	2.17	2.31
8	1.88	2
10	1.63	1.75
12	1.59	1.72

Esta tabla es aplicable en la ciudad de México y con arcillas que tengan una cohesión por lo menos de 3 ton/m<sup>2</sup> o más.

### 6.12 Colocación de juntas.

Maniobra del lanzado de juntas. Una vez alcanzado el nivel de desplante según proyecto, se procede a colocar en los extremos de la perforación abierta, las juntas de colado, las cuales son elementos metálicos huecos de forma trapezoidal, abiertos en su parte baja (para facilitar su colocación y evitar que floten), en cuya cara frontal lleve una ranura donde se aloja una banda de P.V.C, que quedara ahogada en el muro colado (Ver figuras 29). La punta inferior debe de quedar clavada en el fondo de la perforación, por lo que debe tener la forma tipo “espada”, para evitar movimientos durante las maniobras del lanzado del armado y hacer que la junta de P.V.C. se caiga o mueva de lugar.

Estas juntas funcionan como cimbra tapón para contener el concreto del muro que se va a colar y darle la forma machihembrada al muro, que a su vez protege la banda P.V.C. en la excavación del muro complementario. Cabe mencionar que entre dos muros colados con estas juntas se construye un muro complementario, pero ya sin estas, debido a que las paredes de los muros ya existentes funcionan como cimbra y como la banda de PVC fijada. El motivo de poner bandas PVC es sellar las juntas frías que se generan entre los muros durante su construcción, y para su colocación se utilizan grúas de pluma rígida o telescópica comúnmente llamadas máquinas nodrizas. A continuación se dan una serie de recomendaciones para este trabajo:

- 1) Es necesario verificar la verticalidad de las juntas al ser introducidas, éstas siempre deben de estar a plomo.



- 2) La cara de la junta que quede en contacto con el concreto, debe de aplicársele una película de grasa para chasis o cualquier desmóldante de marca, para evitar la adherencia innecesaria con el concreto y de esta manera facilitar su extracción.
- 3) La banda de PVC debe de quedar completamente fijada en la ranura de la junta, esto se logra retacando el espacio anular entre la ranura y la banda, con estopa alquitranada que es completamente antiadherente y a su vez evita el paso de la lechada del concreto a la ranura.
- 4) La banda de PVC nunca debe de ser perforada para su sujeción o cualquier otro motivo, dado que si esto se hace no se cumpliría la finalidad que tiene dicha junta, que es evitar el paso del agua freática a través de la junta constructiva que se crea por la construcción de los muros de manera independiente.
- 5) Al retirar las juntas es menester la limpieza de estas y de todo el equipo utilizado. Con esto se prolonga su vida útil y buena conservación.

### **6.13 Colocación del armado.**

Maniobra del lanzado del armado, estando las juntas en su posición correcta (en caso de muros que lleven), se procederá a la colocación del acero de refuerzo o parrilla de refuerzo como se le conoce, ésta maniobra también la realiza una grúa nodriza, a continuación se dan una serie de recomendaciones para los trabajos del lanzado del armado:

- a) Se debe programar con detalle, la secuencia de construcción de los tableros, y por consiguiente el armado de las parrillas correspondientes. El armado de las parrillas siempre debe de estar adelantado respecto a la excavación y no tener tiempos muertos por esto.
- b) Debido a que el armado de la parrilla de acero no es simétrico en ambas caras, es necesario al finalizar el armado, identificar perfectamente ambas caras para su correcta colocación.
- c) Es necesario realizar una constante revisión de soldadura, en tensores y orejas de izaje. Es necesario contar con soldadores calificados para este importante trabajo.
- d) Es elemental contar con el número suficiente de estrobos con la medida adecuada, balancín de izaje para que el armado no sufra deformaciones indeseadas o ruptura de la soldadura durante el levante y lanzado (figura 29)
- e) Es importante fijar correctamente la parrilla de armado, ya que esta no debe quedar asentada en el fondo, es decir debe de quedar suspendida en el nivel correcto, con esto se evita que descansa en el fondo o que flote el armado durante el colado,



deberá anclarse al brocal colocando barras transversales apoyadas en orejas de acero previamente coladas en el brocal que impidan los movimientos ya mencionados.

f) Es requisito la colocación de roles de concreto en la distribución correcta y el número exacto (en ambas caras y fijados con pedacería de varilla), para un buen desplazamiento de la parilla a lo largo de la excavación, estos también sirven de separadores, evitando que el acero quede sin recubrimiento de concreto y sea atacado por los agentes corrosivos de las sales minerales presentes en el agua freática, para que los roles funcionen, las paredes de la excavación deben ser suficientemente resistentes, para que los roles giren sin hundirse para garantizar el centrado correcto se pueden utilizar roles mas grandes o en su caso utilizar centradores de P.T.R , que serán retirados una vez terminado el colado o antes de ser posible.

g) Durante el anclaje de las parrillas, es necesario etiquetarlas para no perder la programación establecida y su secuencia de uso, es frecuente utilizar un armado en una perforación que no le correspondía, siendo el armado más chico que esta y generando el problema de tener un armado grande de sobra.

#### **6.14 Colado del elemento.**

Una vez que la parrilla ha sido colocada, centrada y nivelada en su posición correcta, se procede al colado este se realiza por el método Tremie descrito en forma resumida de dicho procedimiento y las recomendaciones:

a) Colado con tubo tremie. Siempre el colado de los muros milán se realiza por el método tremie, debido a que se realizan bajo lechada bentonítica, siendo los siguientes puntos a cuidar:

1.- El diámetro de la tubería debe ser entre 20 y 30 cm (8 y 12 pulgadas).

2.- La longitud de los tramos de tubería será de 3 metros como máximo.

3.- La tubería debe ser lisa por dentro y por fuera, para que el concreto fluya libremente y evitar atoramientos en el armado.

4.- Las uniones entre los tramos deben ser herméticas, es decir no se permitirá que la lechada bentonítica penetre a través de ellas.

5.- Las cuerdas de cada tramo de tubería deben de estar en perfecto estado para facilitar las maniobras de acoplado y desacoplado, son recomendables las cuerdas de listón o trapezoidales.

6.- Deben emplearse dos líneas de colado para cada tablero de muro milán, cuya longitud sea, tal que el extremo inferior quede a una distancia no mayor de 30 cm del fondo de la zanja.



7.- Antes de iniciar el colado se colocara un tapón deslizante (diablo) dentro de cada línea de colado que puede ser una pelota de vinil, o de poliestireno, que impida la contaminación del concreto con la lechada bentonítica al inicio del colado.

8.- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerá ahogado en el concreto cuando menos 1.50 m (5 O 6 diámetros, dependiendo del que se use).

9.- El concreto debe tener agregado máximo de 19 mm (3/4") y un revenimiento de  $18 \pm 2$  cm.

10.- El colado deberá de realizarse de manera continua evitando lapsos de espera prolongada que provoquen taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

#### **6.14.1 Recomendaciones para el colado.**

1.- Siempre se debe de contar con suficientes balones de látex o diablos de reserva y para colados nocturnos, de no contar con esto se puede artificar una bola de papel (costales de cemento o bentonita que es muy resistente).

2.- En medida que el concreto es vaciado el nivel de éste en la excavación aumenta y esto provoca que el concreto se desplace con dificultad, por lo que es necesario recortar tubería, esto debe de realizarse con las debidas precauciones y teniendo cuidado de no sacar la parte inferior de la tubería del concreto ya que esto provocaría que el concreto se contamine.

3.- Si teniendo la longitud de tubería mínima y el concreto no fluye, es necesario provocar una serie de movimientos repetidos y verticales de arriba hacia abajo o "chaqueteo", este se realiza por medio de la maquina nodriza, pero también puede ser efectuado por un malacate, esta maniobra evita también que la tubería quede atrapada en el concreto.

4.- El vaciado del concreto debe de realizarse de manera alterna y pausada, entre las dos líneas de colado, para mantener una distribución uniforme del concreto y evitar taponamientos durante el colado.

5.- Es necesario contar con una bomba de lodos activa durante el colado, ya que al ser depositado el concreto éste desplaza al agua o lodo hacia fuera de la zanja por arriba del brocal regándose y provocando incomodidades durante los trabajos.

6.- Es necesario llevar un control del colado, midiendo en forma permanente la variación del nivel da la superficie del concreto a lo largo del tablero y anotarlo en un registro apropiado, esto permite asegurar un llenado homogéneo a los niveles de proyecto y a su vez el retiro oportuno de los tramos de tubería.





7.- Para verificar los niveles de excavación y vaciado de concreto en un muro, es conveniente usar sondas con “buzo”, esto es un alambre con un trozo de placa en el extremo que sirve de lastre.

8.- Al término del colado es necesario mover las juntas de colado, esto puede hacerse ya iniciado el primer fraguado (fraguado inicial) en el lapso de la primera hora. Se recomienda obtener testigos del concreto vaciado para saber cuando el concreto empieza a fraguar y efectuar los movimientos de despegue de las juntas metálicas, es importante contar con varios pares de junta, por si se da el caso que algunas se queden pegadas y su recuperación tenga que realizarse tiempo después, cuando se realice la excavación del tablero intermedio (el que no requiere de juntas metálicas).

### **6.16 Bombeo profundo para el procedimiento constructivo de la excavación**

- La excavación total del proyecto se deberá efectuar en etapas hasta alcanzar el nivel de máxima excavación de proyecto.
- El bombeo se efectuará en forma permanente y únicamente se suspenderá cuando la estructura tenga un peso suficiente para soportar una presión hidrostática de  $9.9 \text{ ton/m}^2$  y una sobrecompensación de  $1.61 \text{ ton/m}^2$
- Se debe llevar un riguroso control de nivelaciones para vigilar el comportamiento de la excavación y sus colindancias y en su momento tomar las medidas correctivas necesarias, como se indica en el capítulo 7, de este estudio.

La cimentación deberá ser monolítica, muy independiente que la estructura a nivel cota cero hacia arriba tenga una junta constructiva.

#### **6.16.1 Sistema de bombeo**

A continuación se indica el procedimiento del sistema de bombeo a realizar antes de efectuar cualquier movimiento de tierras, necesario para alojar a la cimentación en las mejores condiciones tanto de seguridad como el de trabajar en seco, ya que el nivel freático se encuentra a la profundidad de  $-3.10\text{m}$ .

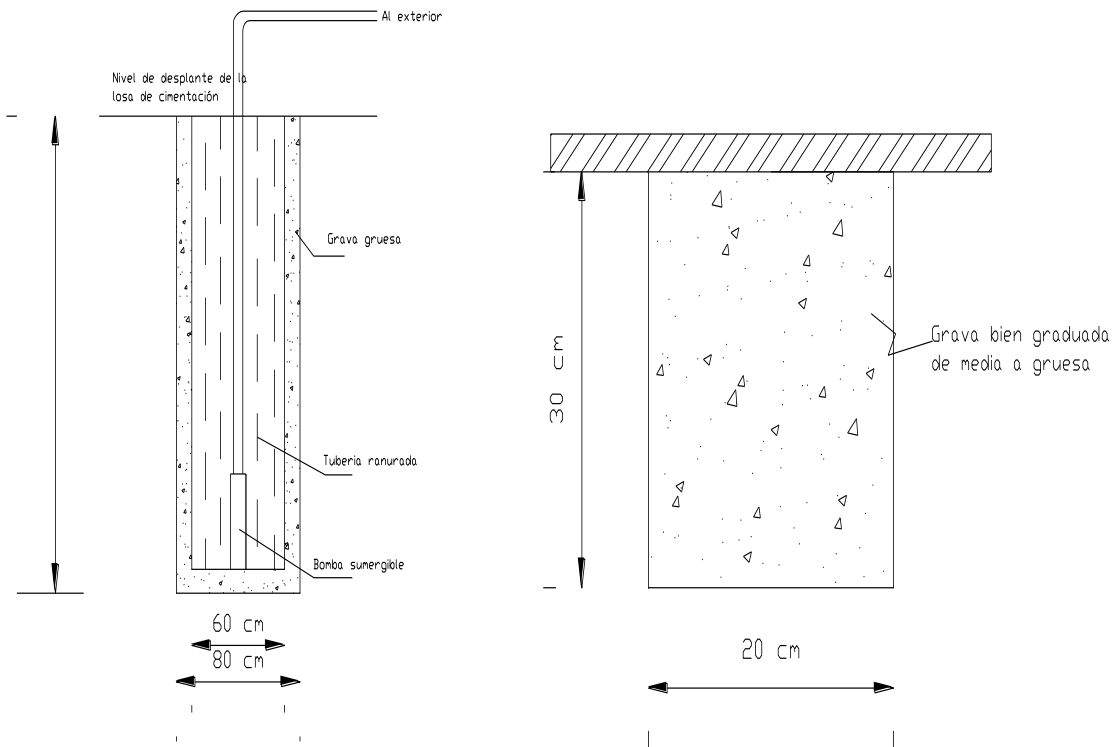
La primera etapa consistirá en la colocación de un sistema de bombeo profundo constituido por bombas con electroniveles y sumergibles que se colocarán y empezarán a operar dos semanas previo a la excavación.

Como se menciona previo a la excavación se deberá implementar un sistema de bombeo profundo con la ubicación y distribución dentro del predio que se indican en la Figura 29a. La succión del agua freática empezará a trabajar dos semanas antes de iniciar la excavación con las siguientes especificaciones:

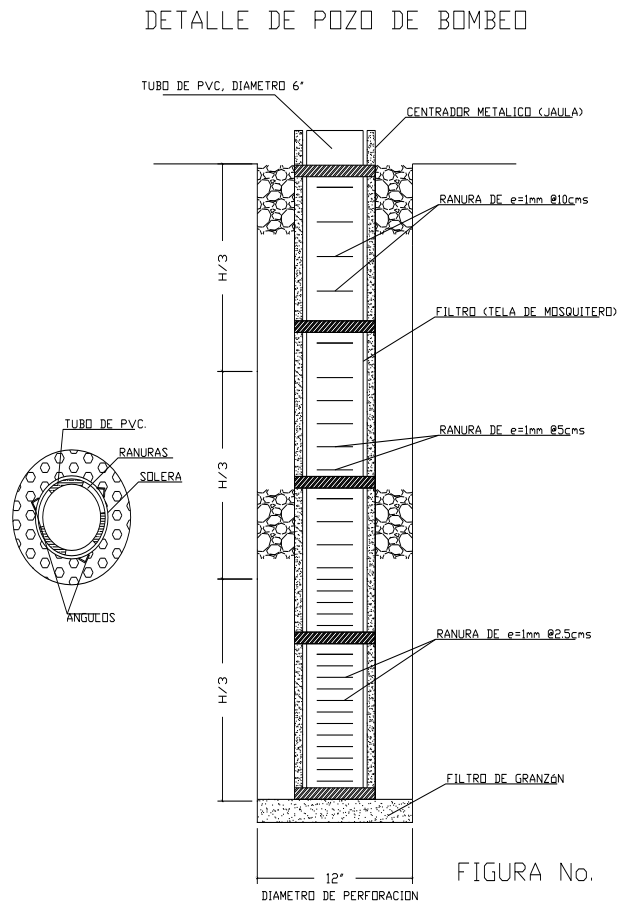


C A R C A M O

D R E N



**FIGURA 29 SISTEMA DE BOMBEO SUPERFICIAL**



**FIGURA 29a SISTEMA DE BOMBEO PROFUNDO**

El nivel de desplante de la losa de fondo estará a  $-12.54$  m con respecto al nivel de banquetta, considerando que la losa de fondo tenga un espesor medio de 50 cm y el nivel de aguas freáticas está a 3.1 m, lo cual genera un tirante de agua de 9.9 m.

La forma más económica de controlar la estanqueidad de la excavación con este tirante de agua es por medio de abatimiento del nivel freático con un sistema de bombeo profundo que abata el agua que se encuentre atrapada dentro de la pantalla que configura el Muro Milán. El sistema de bombeo recomendado es empleando pozos de bombeo a base de bombas de pozo profundo con electroniveles.

La instalación del sistema de bombeo para el área excavada estará conformado por 9 pozos (1 pozo/60 m<sup>2</sup>) a 18 m de profundidad (1.0 m por debajo del lente permeable que se localiza 15 y 18 m de profundidad) respecto al nivel de banquetta su ubicación será en toda el área evitando se intersekte con algún elemento estructural. La extracción de agua será mediante bombas de pozo profundo con electroniveles y la instalación será conforme a los siguientes lineamientos.



Con el objeto de trabajar en seco y controlar las expansiones durante la excavación y en el proceso de construcción de la cimentación, es necesario abatir el nivel freático, hasta una profundidad de 15m, en la periferia y de 16 m en los pozos centrales, lo anterior es obligado dado que el proyecto requiere una excavación mayor en la zona donde se alojará el cárcamo. El nivel dinámico del agua en los pozos perimetrales se mantendrá a un metro mínimo por debajo del nivel de máxima excavación.

En caso de no efectuarse se tendrá como consecuencia complicaciones en el proceso constructivo y el excedente de bombeo trae como resultado posibles asentamientos en la periferia, por lo que será necesario cuidar este aspecto con las recomendaciones establecidas a continuación y efectuar un abatimiento con un sistema de bombeo profundo, pues a mayor profundidad dentro del nivel freático mayor presión se genera en el fondo de la excavación.

Los pozos serán de 12" de diámetro, perforados con broca ahueco de aletas, no se utilizarán lodos bentoníticos con eyectores y bomba de electroniveles que permitan abatir el agua durante el trabajo de excavación, la disposición se muestra en la figura 30.

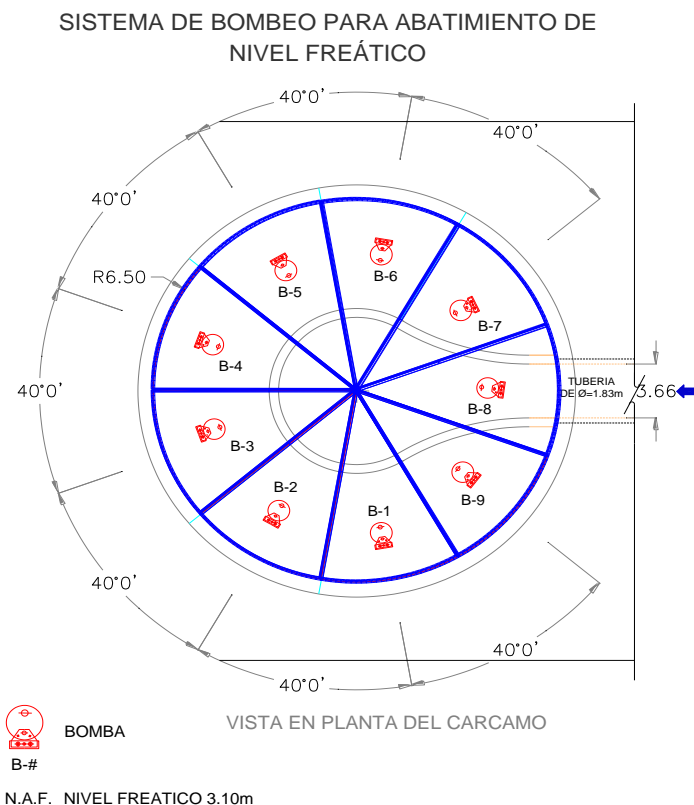


FIGURA 30 DISTRIBUCIÓN DEL SISTEMA DE BOMBEO PARA ABATIMIENTO



- Los pozos estarán constituidos por un ademe con tubo de PVC de 6" de diámetro ranurado en toda su longitud, excepto en los 2.50 m superiores, se deberá forrar el tubo con una malla tipo gallinero y sostenido por una armadura formada por 3 ángulos de  $\frac{3}{4}$  por  $\frac{1}{8}$ . Posteriormente se colocará un filtro a base de grava fina de  $\frac{3}{8}$ " (confitillo) de tamaño máximo que ocupe el área que se tenga entre la pared de la perforación y el ademe.(Ver figura 29)
- Finalmente se colocará el sistema de bombeo. Es necesario que el sistema de bombeo se inicie por lo menos dos semanas antes de la excavación y se suspenderá cuando al menos se tenga una sobrecarga de  $17 \text{ ton/m}^2$  o que se tenga la losa del carcamo como elemento estructural suficiente para contener la presión hidrostática que se generará sobre la misma al momento de suspender el bombeo.
- Se estima un total de 9 pozos (ver figura 30) y posiblemente se requieran bombeo de achique de acuerdo al comportamiento de la excavación y al periodo de lluvias que se tenga.
- Estos pozos se irán recortando conforme se efectuó la perforación.



## **CAPÍTULO VII**

### **SEGUNDA ALTERNATIVA PARA EL CARCAMO DE BOMBEO**



## SEGUNDA ALTERNATIVA PARA EL CARCAMO DE BOMBEO





## **7.- SEGUNDA ALTERNATIVA PARA EL CARCAMO DE BOMBEO**

Se establece como segunda alternativa la construcción de una pantalla de lodos debido a las características del material del subsuelo que existe en el sitio de interés, por tal motivo se plantea la solución por la presencia de estratos arcillosos con intercalación de lentes de arena.

La excavación de la pantalla puede realizarse mediante equipo guiado o mediante perforación circular rotaria. La construcción de la pantalla garantizará detectar con certeza, el tipo de suelo del sitio donde se desplantará la estructura, permitiendo prever las condiciones de la excavación e hincado de las estructuras.

En la estructura definida anteriormente, será necesario, por cuestiones de evitar la posibilidad de una falla de fondo, lastrar el fondo de la excavación mediante agua o lodo a partir del nivel - 3.1 m respecto de la superficie del terreno. Si se localiza por debajo de dicho nivel (-3.1) será necesaria la colocación del lastre y será forzoso hincar las estructuras hasta el nivel de contacto con el nivel previsto para posteriormente retirar el lastre.

Los análisis que se presentan a continuación contempla el diseño geotécnico de la lumbrera y del cárcamo de bombeo.

### **7.1 Condiciones de análisis:**

Para el cárcamo de bombeo se requiere efectuar una excavación a 13 m de diámetro y 12.54 m de profundidad, la cual se realizara con cortes verticales en sus paredes, para lo cual necesitan que se construyan elementos de soporte lateral a base de anillos prefabricados en todo el perímetro de la zona por excavar, los cuales quedaran apoyados sobre una losa de cimentación, como se muestran en las figuras 31 y 32.



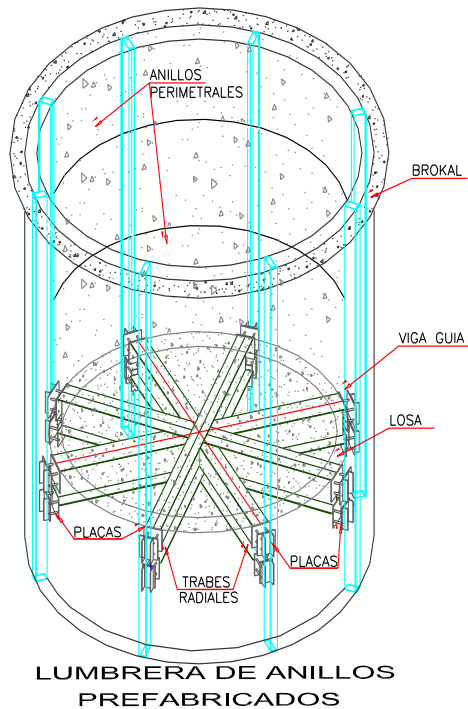


FIGURA. 31

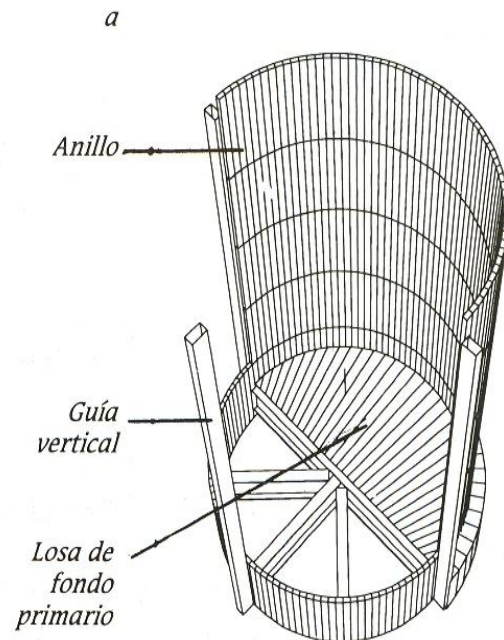


FIGURA. 32

## 7.2.- Revisión geotécnica de la excavación:

### a) Revisión de falla de fondo por esfuerzos cortantes

#### Mecanismo de falla.

La falla del fondo de excavaciones profundas ademadas, en arcillas blandas y saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación y, finalmente el colapso de la estructura de soporte lateral.

Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla, Terzaghi propuso un mecanismo que se muestra en la figura 33, la cual presenta la sección transversal de una excavación ademada, de profundidad  $H$ . La longitud  $L$  de la excavación y espesor  $Z$  del estrato de arcilla se consideran, hipotéticamente, infinitos

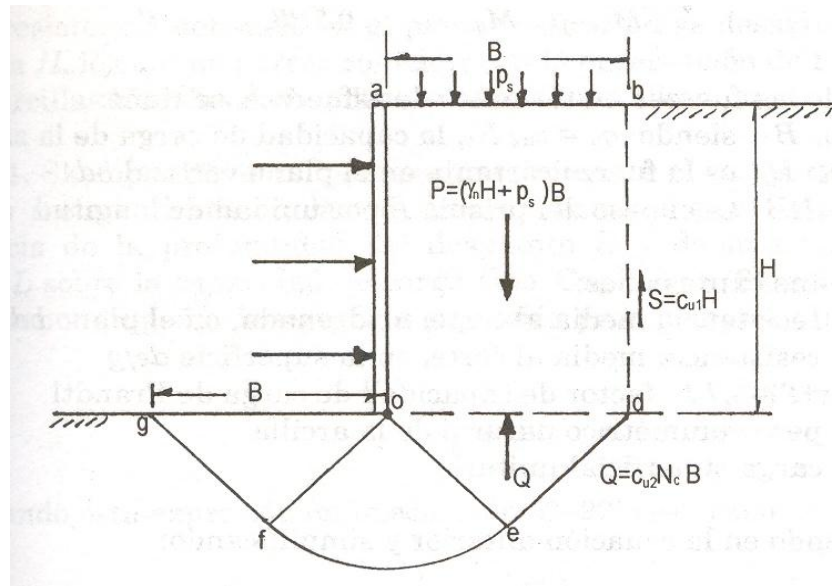


FIGURA 33

El mecanismo de falla esta formado por un prisma rectangular de suelo  $abdo$ , de ancho  $B$  y longitud unitaria  $L = 1m$ , cuyo peso,  $P = \gamma \eta HB$ , descansa sobre un mecanismo de homogénea. La zapata tiende a deslizarse hacia el interior de la excavación, bajo la acción del peso del prisma rectangular  $P$ , desarrollado, sobre el plano  $do$ , una reacción vertical ascendente igual a la capacidad de carga  $Q$  de la zapata. capacidad de carga,  $defg$ , semejante al mecanismo de Prandtl para una zapata de longitud infinita, desplazada en la superficie de un depósito de arcilla saturada y

En este proceso, el plano  $go$  sufre un desplazamiento ascendente, mientras el  $do$  se desplaza hacia abajo, haciendo descender al prisma  $P$  y desarrollando una fuerza cortante vertical  $S$ , sobre el plano  $bd$ , la cual, junto con la reacción  $Q$ , se opone al deslizamiento del prisma  $P$ . El factor de seguridad,  $FS_b$ , contra la falla de todo el mecanismo bidimensional de Terzaghi-Prandtl, se expresa por la relación entre los momentos, respecto al eje que pasa por el punto  $o$ , de las fuerzas resistentes,  $M_r$ , que se oponen al deslizamiento, y el de las fuerzas actuantes,  $M_a$ , que tienden a producirlo; esta relación está dada por la siguiente ecuación:

$$FS_b = \frac{M_r}{M_a} = \frac{M_Q + M_s}{M_p} = \frac{0.5QB + SB}{0.5PB} = \frac{Q + 2S}{P}$$

Expresando las fuerzas en términos de esfuerzos, se tiene:

- $Q = q_u B$  siendo  $q_u = c_{u2} N_c$ , la capacidad de carga de la zapata.
- $S = cu1 H$  es la fuerza cortante en el plano vertical  $bd$ .
- $P = \gamma \eta HB$  es el peso del prisma  $P$  por unidad de longitud.

En estas expresiones:



Cu1 resistencia media al corte, no drenada, en el plano bd

Cu2 resistencia media la corte, en la superficie degf.

$N_c = (\pi + 2) = 5.14$  factor de capacidad de carga de Prandtl.

$\gamma_\eta$  peso volumétrico natural de la arcilla.

$P_s$  carga superficial unitaria.

Substituyendo en la ecuación anterior y simplificando:

$$FS_b = \frac{5.14C_{u2} + 2C_{u1}\frac{H}{B}}{\gamma_\eta H + P_s}$$

Esta forma de la ecuación permite tomar en cuenta la variación de la resistencia al corte de la arcilla con la profundidad, cuando se tienen variaciones significativas. Frecuentemente, se considera un valor promedio general cuando las diferencias en la resistencia no son mayores de 10% del promedio  $C_u$ . Esto equivale a considerar que se tiene una arcilla razonablemente homogénea, dentro de la profundidad involucrada en el mecanismo analizado. Si este fuera el caso, la ecuación anterior se puede simplificar considerando que:  $C_u = C_{u2} = C_{u1}$ ,

$$FS_b = \frac{5.14 ( 1 + 0.389\frac{H}{B} ) C_u}{\gamma_\eta H + P_s}$$

En esta forma de la ecuación se aprecia que el término  $5.14C_u$  representa la capacidad de carga de la zapata desplantada en la superficie del terreno, determinada por Prandtl, mientras que el término dentro del paréntesis es un factor que representa el efecto de la relación entre la profundidad  $H$  de la excavación y el ancho  $B$  del mecanismo de falla. Es oportuno observar ahora que, en la deducción de esta ecuación se supone que la resistencia del suelo en el plano vertical bd se desarrolla en toda la altura  $H$ , cual no parece coincidir con la observación de fallas reales en las arcillas blandas, realizada por Skempton.

De acuerdo a Skempton el comportamiento de zapatas rectangulares en las arcillas esta en función de la influencia de la profundidad del desplante  $H$  y de la longitud de la zapata  $L$  sobre la capacidad de carga; establecidos en la siguiente expresión para el factor profundidad:

$$( 1 + 0.2 \frac{H}{B} )$$

Cambiando esta expresión en la ecuación se obtiene:

$$FS_b = \frac{5.14 ( 1 + 0.2 \frac{H}{B} ) C_u}{\gamma_\eta H + P_s}$$

Por otra parte, para tomar en cuenta la influencia de la longitud finita  $L$  de una zapata rectangular, propuso otro factor que tiene una forma semejante:



$$\frac{B}{(1 + 0.2 L)}$$

Agregando esta expresión a la ecuación se obtienen la siguiente ecuación para el factor de seguridad de una excavación tridimensional:

$$FS_t = \frac{5.14 \left( 1 + 0.2 \frac{H}{B} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) C_u}{\gamma_{\eta} H + P_s}$$

Esta ecuación es aplicable dentro de los siguientes límites:

$$H/B \leq 2.5, B/L \leq 1$$

Para valores mayores, en ambos casos, estas relaciones permanecen constantes. Por otra parte, cuando la longitud de la excavación es mayor de 4B, su influencia en la estabilidad del fondo es despreciable; por tanto, para  $B/L < 0.25$ , esta relación se considera nula.

De acuerdo a lo anterior y considerando que el equipo que operará tendrá un peso de 45 ton y que cada anillo de 60 cm de ancho, 13 m de diámetro y un metro de altura de tiene un peso aprox. de 60 ton, se determino que el factor de seguridad mínimo resulta de 1.68 para una sobrecarga de 3 ton/m<sup>2</sup>. La sobrecarga se considero a una distancia de 4 m del brocal de la excavación.

Mediante otra expresión se revisó que la estabilidad en el fondo de la excavación se cumpliera para la profundidad máxima por excavar, de acuerdo a la siguiente desigualdad:

$$P_v + (q * FC) \leq c N_c * Fr$$

donde:

C = Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación

N<sub>c</sub> = Factor de capacidad de carga adimensional que depende de las dimensiones de la superficie de contacto de la cimentación con el suelo de apoyo, y de la profundidad de desplante de ésta. Dicho factor se determina con la siguiente expresión:

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

P<sub>v</sub> = Esfuerzo vertical total al nivel del fondo de la excavación, igual a  $\gamma * D_f$

Q = Sobrecarga al nivel de la corona del suelo de relleno, se considero una carga de 3 ton/m<sup>2</sup> para efectos de análisis.

$\gamma$  = Peso específico del material que va a ser excavado



- $D_f$  = Profundidad de la excavación, 12.54 m  
 $F_r$  = Factor de reducción a la resistencia del suelo del fondo de la excavación, 0.7  
 $FC$  = Factor de carga, 1.4  
 $B$  = Ancho de la zona por excavar, 13 m  
 $L$  = Largo de la zona por excavar, 13 m

Sustituyendo cada uno de los parámetros anteriormente descritos por sus valores correspondientes dentro de las expresiones anteriores se obtuvo que la excavación debe realizarse en varias etapas de trabajo hasta la profundidad máxima por excavar, sin que se presente la falla en el fondo del área excavada.

### b) Revisión de la estabilidad del sistema de contención:

Debido a que la excavación se resolverá con cortes totalmente verticales, se construirá a todo el perímetro de la zona por excavar un muro de contención (muro Milán o anillos prefabricados) para confinar el suelo aguas arriba y garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación, para lo cual se revisó la estabilidad mecánica de la dovelas en forma radial, así como se determinó las presiones a que estará sujeto el muro.

### c) Expansiones elásticas en el fondo de la excavación:

Las expansiones elásticas que se presentarán en el material bajo el fondo de la excavación por efecto de alivio de presión al retirar el material excavado, se determinarán por medio de la siguiente expresión, la cual se basa en la teoría de la elasticidad.

$$S_e = \Delta P B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s I_f$$

En donde:

- $S_e$  = Asentamiento elástico.  
 $\Delta P$  = Incremento de esfuerzos debido al incremento de carga  
 $B'$  = Ancho de la cimentación.  
 $\mu$  = Relación de Poisson del material.  
 $E_s$  = Módulo de elasticidad del material.  
 $I_1$  e  $I_2$  = Factores de influencia, que son función de las relaciones (H/B' y L/B)  
 $I_f$  = Factor de corrección por profundidad de desplante.

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Sustituyendo cada uno de los parámetros anteriormente descritos por sus valores correspondientes dentro de las expresiones anteriores se obtuvo que la expansión máxima en el centro del fondo de la excavación será del orden de los 15 cm y de 11 cm en sus esquinas, las cuales quedan dentro de las expansiones admisibles.



### 7.3. Revisión del cajón de concreto (Cárcamo)

Se reviso la estabilidad mecánica del cajón de cimentación, en donde se alojará las instalaciones del cárcamo de bombeo, para lo cual se realizaron las siguientes revisiones:

#### a).- Revisión por flotación:

Se reviso que el cajón del cárcamo de bombeo no emergiera por efectos de los esfuerzos de subpresión a que estará sometido una vez que se suspenda el bombeo del nivel de aguas superficiales, para lo cual se reviso la condición más crítica del cárcamo, correspondiente a su peso propio, de las bombas, de la tubería, de la rejilla Irvin y del peso del agua para el nivel de aguas mínimo ordinario.

Con respecto al análisis realizado se recomienda que el cajón del cárcamo se construya a base de concreto armado de  $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$  conformado por una losa fondo de 1.3 m de espesor como mínimo y con muros estructurales de acompañamiento de 0.40 m de espesor.

#### b).- Revisión por capacidad de carga:

Para la obtención de la capacidad de carga admisible del sistema suelo-cimentación de acuerdo al tipo de cimentación existente, se consideró al suelo sobre el cual se pretende desplantar como puramente cohesivo, debido a que según los resultados arrojados por la campaña de laboratorio, los depósitos propuestos para apoyar a la cimentación, están conformados por partículas finas arcillosas.

La capacidad de carga se obtuvo mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$Q_{adm} = (CN_c + P_o)Fr + P_v$$
$$Q'_{adm} = Q_{adm} * FR_s$$

en donde:

$Q_{adm}$ . = Capacidad de carga admisible de la cimentación.

$Q'_{adm}$ . = Capacidad de carga admisible de la cimentación propuesta para condiciones dinámicas.

$N_q$  y  $N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo

$C$  = Cohesión aparente del material de apoyo a la tubería

$N_c$  = Factor de capacidad de carga adimensional que depende de las dimensiones de la superficie de contacto de la cimentación con el suelo de apoyo, y de la profundidad de desplante de ésta. Dicho factor se determina con la siguiente expresión:

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



- $P_v$  = Esfuerzo vertical igual a  $\gamma D_f$   
 $\overline{P}_v$  = Esfuerzo vertical efectivo  
 $\gamma$  = Peso específico del material bajo el desplante de la cimentación  
 $D_f$  = Profundidad de desplante de la cimentación  
 $FR$  = Factor de reducción a la capacidad de carga  
 $B$  = Ancho de la cimentación propuesta  
 $L$  = Largo de la cimentación propuesta  
 $\phi$  = Angulo de fricción interna del material bajo de la cimentación  
 $FR_s$  = Factor de reducción por sismo, igual a:

$$FR_s = \frac{1.2 * c_s * b * F_c * \gamma}{FR * C}$$

$C_s$  = Fracción de la componente horizontal de la aceleración sísmica, igual a la cuarta parte del coeficiente sísmico de la zona.

- $\gamma$  = Peso específico del suelo bajo la zona de influencia de esfuerzos de la cimentación.  
 $b$  = Espesor efectivo de la masa de suelo potencialmente vibrante.  
 $F_R$  = Factor de reducción igual a 0.70.  
 $F_C$  = Factor de carga igual a 1.10.

Sustituyendo cada uno de los parámetros anteriormente descritos por sus valores correspondientes dentro de las expresiones anteriores se obtuvo que la capacidad de carga admisible para el tipo de cimentación en proyecto es de 20 ton/m<sup>2</sup> para la condición de carga estática bajo un factor de seguridad de 1.5 y de 27 ton/m<sup>2</sup> para la condición de carga dinámica.

### c).- Presiones sobre los muros de contención:

Las presiones a que estará sujeta los muros estructurales del cárcamo de bombeo y la lumbrera están relacionados al estado de presiones en reposo que desarrolla el peso propio del suelo que gravitará sobre ellas, al incremento de presión por sismo y al estado de presiones hidrostática.

Empuje sobre las paredes de los muros:

Las presiones desarrolladas sobre las paredes debido al peso propio del suelo, están relacionadas al estado de esfuerzos verticales, así como a los empujes horizontales sobre el tablero del muro, las cuales se determinaron de acuerdo a las siguientes expresiones:



Estado de esfuerzos verticales: Se determinaron de acuerdo a la siguiente igualdad:

$$P_v = \Sigma(\gamma * h)$$

Estado de presiones horizontales: Se determinaron de acuerdo a un estado de presión en reposo, de acuerdo a la siguiente igualdad:

$$P_h = P_v * K_o$$

En donde:

$P_v$  Estado de esfuerzos verticales totales.

$P_o$  Estado de esfuerzos verticales efectivos.

Peso específico del suelo que se localiza aguas arriba del tablero del muro.

$H$  Espesor de los depósitos del suelo que se localiza aguas arriba del tablero del muro.

$K_o$  Coeficiente de presión de tierras en reposo, determinado como:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi$$

Angulo de fricción interna del material que confina a la tubería.

Incremento de presiones horizontales por sismo sobre el muro: Se determinaron para el caso más crítico de acuerdo al coeficiente sísmico de la zona en estudio (C.S =0.40).

Conforme a las expresiones anteriores y a las propiedades de los suelos que confinarán a los muros del cárcamo de bombeo, el estado de presiones para el diseño estructural de los muros estructurales se presenta en la figura 23.

d).- Presiones de contacto sobre la losa fondo del cárcamo de bombeo:

Las presiones de contacto a que estará sujeta la losa fondo del cárcamo de bombeo para las cargas de servicio a que estará sujeta serán del orden de las 14 ton/m<sup>2</sup> como mínimo (correspondiente al nivel de aguas mínimo ordinarias) y de 21 ton/m<sup>2</sup> como máximo; estructuralmente la losa deberá ser diseñada para soportar las presiones de contacto máxima.

e).- Análisis de asentamientos por recompresión:

Se determinaron los asentamientos que se presentaran bajo la losa fondo del cárcamo de bombeo debida a las cargas de servicio a que estará sometida cuando en el cárcamo se tenga el tirante de aguas máximo extraordinarias, para lo cual el cajón resulta estar sobrecompensado y las deformaciones que presentara el suelo serán por recompresión, y se evaluaron de acuerdo a la teoría de consolidación de Terzaghi:





$$St = Sc$$

en donde:

St = Asentamiento total del subsuelo.

Sc = Asentamientos por recompresión del suelo.

$$Sc = m_v * \Delta\sigma * H_t$$

en donde:

Sc = Asentamientos por consolidación primaria.

Mv = Modulo de deformación volumétrica del suelo bajo el apoyo de la cimentación.

$\Delta\sigma$  = Incremento en el estado de esfuerzos en el suelo, debido a la aplicación de las cargas inducidas por la estructura (Carga Muerta + Carga Viva Reducida).

Ht = Espesor efectivo del estrato compresible.

De acuerdo a las cargas estimadas para la estructura en proyecto y al peso propio del cajón, al peso del agua y al peso del material excavado, se establece que el cajón quedará sobrecompensado y por lo tanto no se tendrán asentamientos; cabe hacer la aclaración de que no se tomo en cuenta la rigidez de la cimentación, por lo que se estima que el comportamiento de la estructura será mas uniforme considerando la rigidez de ésta.

## 7.4.- Proceso constructivo

### 7.4.1 Construcción de lumbreras con anillos prefabricados.

#### a) El método.

**El procedimiento constructivo de lumbreras con anillos prefabricados de diámetro hasta los 16 m y profundidad máxima de 30 m**, en suelos de muy baja resistencia al esfuerzo cortante, se realiza sumergiendo los anillos prefabricados en la excavación circular estabilizada con suspensiones bentoníticas. Una vez colocado el primer anillo se hace el colado de la losa de fondo con tubo Tremie y se continúa la colocación de los anillos superiores. Posteriormente, se rellena el espacio anular alrededor de los anillos, retirando los lodos del interior de la excavación e inmediatamente se inicia la construcción del revestimiento definitivo. La construcción de lumbreras de anillos prefabricados significa un aumento en la rapidez y seguridad de la construcción, así como la reducción de costos.

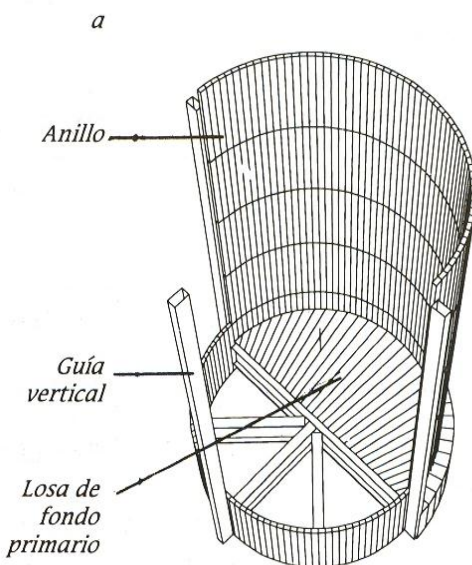
#### b) Problemática en la construcción.

La construcción de lumbreras del Sistema de Drenaje Profundo y de las plantas de bombeo del Sistema de Desagüe de la Ciudad de México, presentan tres problemas

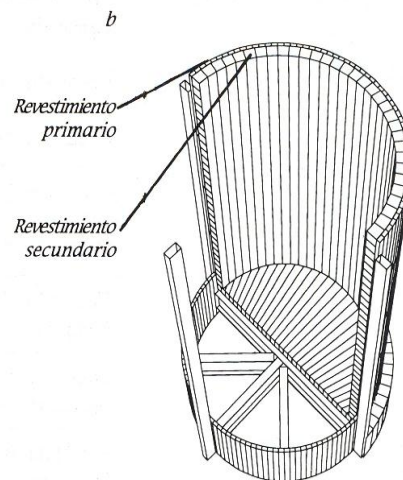
principales relacionados con la estabilidad de fondo de las excavaciones; primero la sedimentación del suelo, producto de la erosión de las paredes de la excavación en el fondo de la lumbrera, después la estabilidad rotacional y el escape de lodos de las excavaciones en las primeras etapas de sumersión de lumbreras “flotadas”, proceso utilizado ampliamente en los suelos de la zona del “Lago” del Valle de México.

### 7.5 Solución en la construcción de lumbreras con el método de anillos:

Para superar la problemática de construcción de lumbreras se implementó un procedimiento de construcción similar al de la excavación de túneles en suelos blandos, donde primero se construye el revestimiento primario o provisional (fig. 34) y después el definitivo (fig. 35).



**FIGURA 34**



*fig. 1 Revestimiento primario y revestimiento definitivo*

**FIGURA 35**

El revestimiento primario en la construcción de la lumbrera con anillos, tiene como propósito principal el estabilizar las paredes circulares y el fondo de la excavación, así como evitar asentamientos de la superficie del suelo con áreas colindantes para disminuir las afectaciones a las instalaciones y estructuras vecinas.

### 7.6 Lumbreras con anillos, un diseño especial para suelos lacustres.

#### 7.6.1 Condiciones geotécnicas.

Las lumbreras con anillos se diseñaron pensando en las condiciones geotécnicas de la zona “lacustre” del valle de México. La capa de subsuelo, desde la superficie



hasta entre los primeros 40 m consiste en arcilla lacustre de origen volcánico de muy baja resistencia al esfuerzo cortante y de muy alta compresibilidad. Estos suelos arcillosos están interceptados por estratos o lentes de arena o limos arenosos con agua en condiciones hidrodinámicas debido al bombeo de agua que provoca el hundimiento regional (Marsal, Zeevaert).

Para ilustrar las condiciones extraordinarias de las obras subterráneas en la zona “lacustre”, se mencionan las propiedades índice y mecánicas de los suelos. Para mayor información se recomiendan las referencias: Marsal y Zeevaert.

### 7.6.2 Propiedades índice de arcillas.

Las propiedades índice típicas de las arcillas tienen los siguientes valores:

$\gamma_m \cong 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$  = peso volumétrico de la muestra.

$\omega \cong 450\%$  = contenido de agua natural.

$e \cong 10$  = relación de vacíos.

$LL \cong 500\%$  = límite líquido.

$I_p \cong 300\%$  = índice de plasticidad.

### 7.6.3 Propiedades mecánicas.

Estas arcillas se caracterizan por su muy baja permeabilidad y resistencia al esfuerzo cortante, así como por muy alta compresibilidad:

$c \cong 0.026 M_{pa}$  = cohesión, resistencia al esfuerzo cortante  $\left(\frac{q}{2}\right)$

$q_u$  = resistencia a la compresión no confinada.

$M_v \cong 6 \frac{1}{MPa}$  = módulo de compresibilidad volumétrica.

$K \cong 10^{-10} \frac{\text{m}}{\text{Seg}}$  = coeficiente de permeabilidad.

$\mu \cong 2.8 MP_a$  = módulo de cortante sísmico.

Como lo indican las propiedades índice y mecánicas de las arcillas, en las excavaciones profundas, es necesario estabilizar estos suelos simultáneamente con la excavación.



### **7.7 Análisis y diseño de las lumbreras de anillos.**

El procedimiento constructivo de las lumbreras por el método de anillos, se relacionó con las condiciones geotécnicas de los sitios del proyecto y con la tradición de los procedimientos constructivos similares en la zona.

Las bases de diseño pueden resumirse en las siguientes cuatro condiciones y soluciones básicas.

Evitar los riesgos de pérdida de estabilidad del sistema en cualquier instante de la construcción y durante la vida útil de la estructura.

En la excavación, la estabilidad se asegura por medio de la restitución de suelo natural con las suspensiones bentoníticas y con la geometría circular de la excavación.

Al realizar la construcción del revestimiento definitivo, el colapso del fondo y de las paredes cilíndricas de la excavación se evita con el revestimiento primario (fig. 34) que consiste en la losa de fondo colada con el tubo Tremie y los anillos prefabricados.

Otra condición es minimizar los hundimientos de la superficie de suelo en las zonas vecinas, a la construcción de la lumbrera durante los procesos de excavación, colocación del revestimiento provisional y durante el servicio u operación de la lumbrera.

La similitud de pesos volumétricos de las suspensiones bentoníticas y del suelo natural mantiene los cambios de esfuerzos en la masa de suelo en los alrededores de la lumbrera a niveles muy bajos durante la excavación.

Al concluir el revestimiento primario y el relleno perimetral (fig. 36), se procede al retiro de lodos del interior de la lumbrera; es en este momento cuando las expansiones del suelo debidas al retiro de cargas se compensa con los incrementos de esfuerzos efectivos causados por las filtraciones de agua hacia el interior de la excavación a través del material de relleno de mortero en el espacio anular, así como también por las juntas horizontales entre los anillos sobrepuestos (fig. 36).

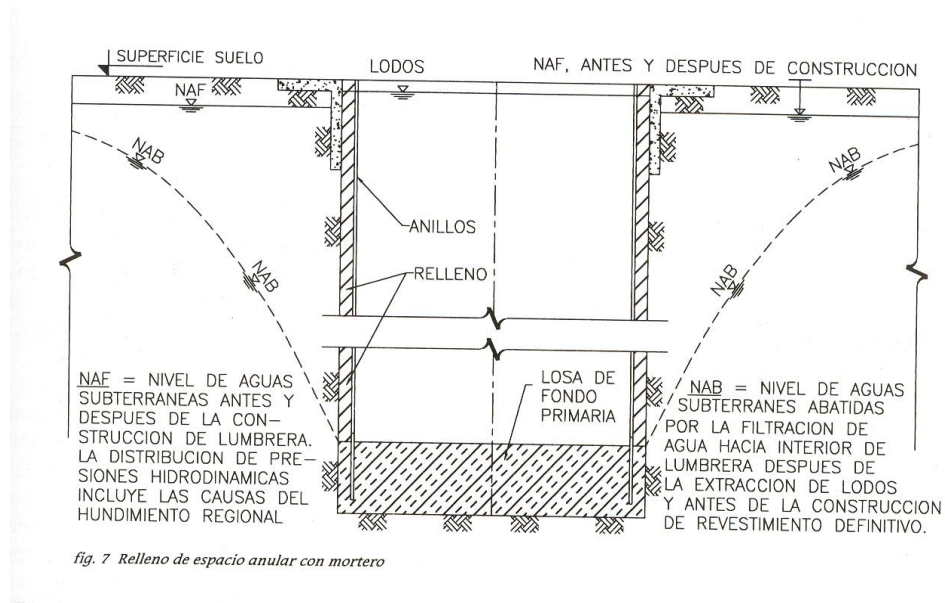


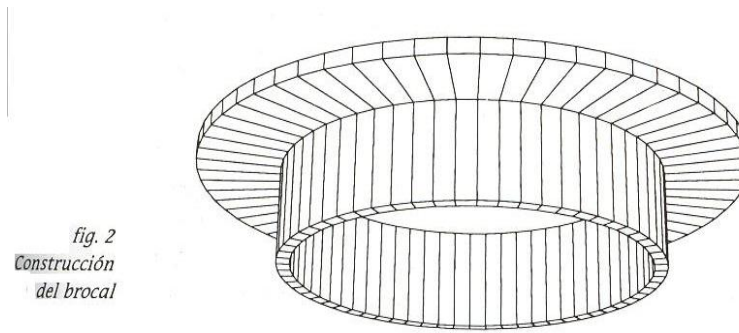
FIGURA 36

Control de calidad y de materiales a lo largo de la construcción, así como su disponibilidad en el mercado local, son otras condiciones básicas ya que prácticamente todos los elementos estructurales que constituyen la lumbrera, con excepción de la losa de fondo colada con el tubo Tremie, se fabrica al aire libre donde es posible el acceso para detección de errores, realización de pruebas de calidad y la intervención de apertura en caso de corrección, reparación o restitución de elementos estructurales cuya calidad es deficiente.

Evitar la sedimentación de sólidos gruesos (de tamaño de grano mayor de 0.075 mm) suspendidos en el fluido de estabilización de la excavación (suspensiones bentoníticas) y del material de suelo natural desprendido de las paredes verticales de la excavación, en el intervalo de tiempo entre la finalización de la excavación o última limpieza y la construcción de fondo de la losa primaria, es condición básica para el proceso constructivo.

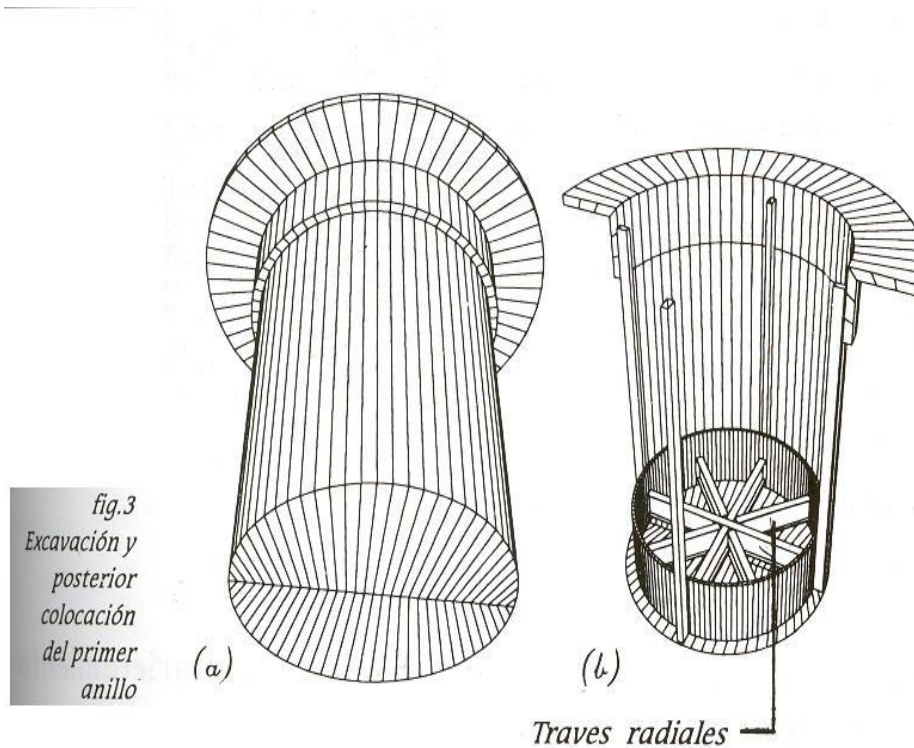
### 7.8 Diseño y proceso de construcción.

Las soluciones para la construcción de lumbreras flotadas se pueden visualizar siguiendo la secuencia del procedimiento constructivo:

**FIGURA 37**

1. La construcción del brocal para estabilizar el borde de la excavación y permitir el acceso de la maquinaria pesada (fig.37).

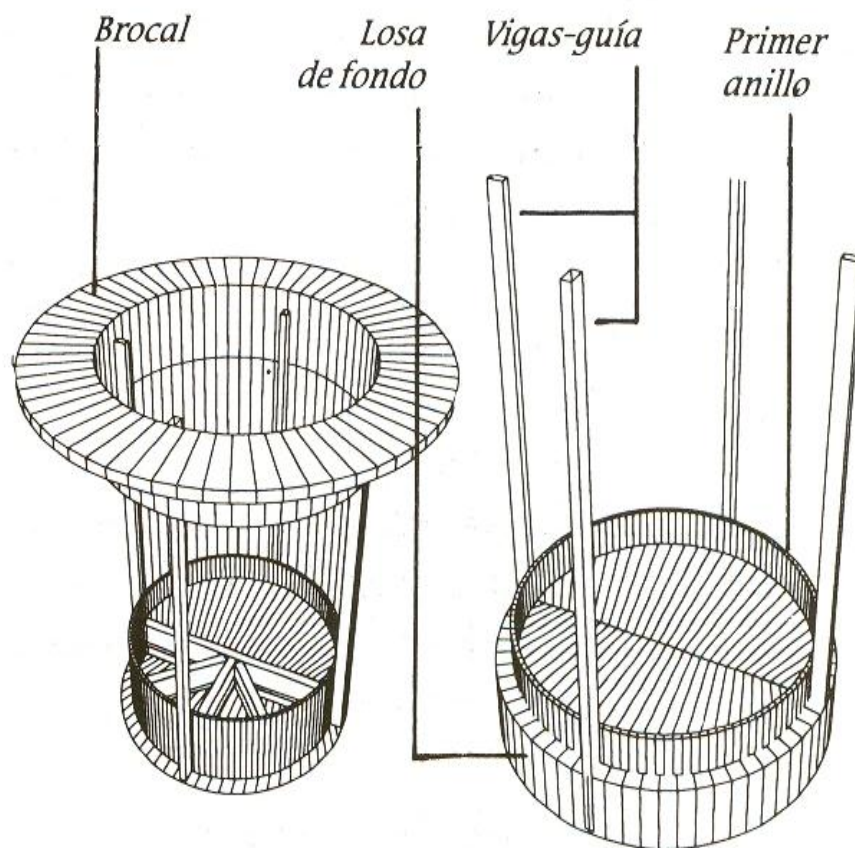
El proceso de la excavación con la restitución de volumen de suelo excavado con las suspensiones bentoníticas (fig. 38).

**FIGURA 38**



2. Colocación del primer anillo en el fondo de la excavación. Este anillo dispone de cuatro travesas horizontales en sentido radial que se intersectan en su eje vertical.

Las cuatro travesas radiales, en el interior del anillo, sirven de liga estructural entre la losa de fondo colocada con el tubo Tremie y el revestimiento primario de la lumbrera (anillos). Estos elementos aseguran la transmisión de las supresiones hidráulicas y del suelo por debajo de la losa a los muros cilíndricos, relleno perimetral y finalmente al subsuelo.



**FIGURA 39** Losa de fondo primaria colada con tubo Tremie

Las cuatro vigas-guía fijadas en el brocal, se utilizan para mantener el anillo número uno suspendido en la posición de unos 30 cm por arriba del fondo de la excavación antes y durante el proceso de colado con el tubo Tremie y fraguado de la losa de fondo primaria (fig. 39). La holgura de 30 cm es importante para permitir el flujo de concreto al espacio anular entre el anillo número uno y la pared cilíndrica de la excavación.



Cuando ha adquirido resistencia el concreto de la losa de fondo primaria, las cuatro vigas-guía verticales se utilizan como guía en la sumersión y el posicionamiento final de los anillos superiores.

3. Los anillos superiores se sumergen en la excavación después del fraguado de la losa de fondo primaria (fig.41). Estos anillos están provistos de cuatro pares de orejas verticales en su parte exterior (fig.40). Los anillos se sumergen tendiendo el cuidado que entre cada par de orejas se encuentre una viga guía vertical. De esta manera se alinea el descenso y el posicionamiento final de cada anillo (fig.41)

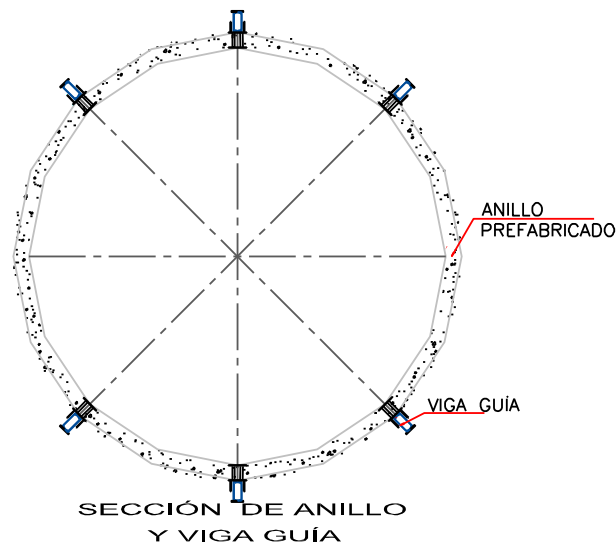


FIGURA 40

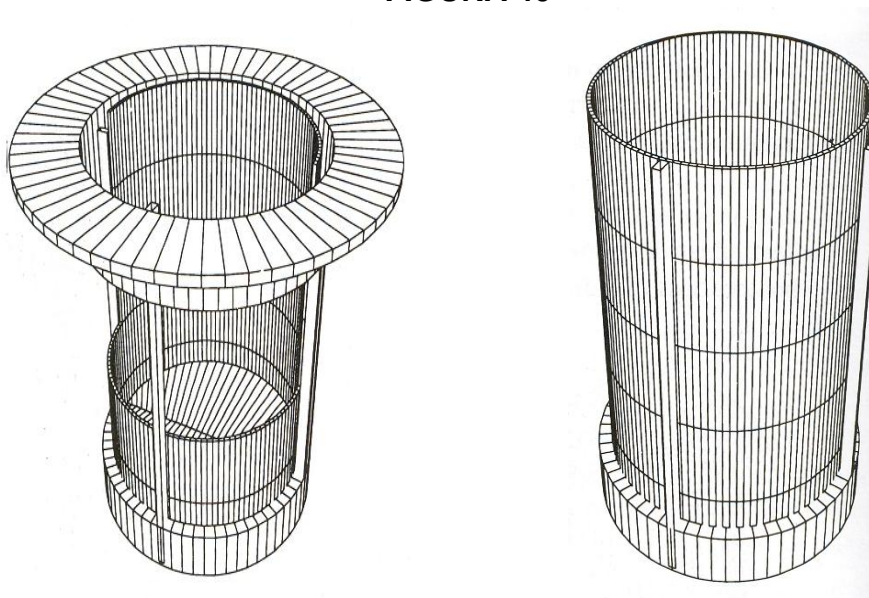


FIGURA 41





Los anillos de concreto reforzado con una parrilla en la superficie neutral y con fibras de Nylon tienen espesor de 0.15 a 0.20 m y altura hasta los 3 m. Las fibras de Nylon "6.12" de longitud de 0.005 m y diámetro de  $2 \times 10^{-5}$  m, dosificado con la relación de 1kg de fibras por 1 m<sup>3</sup> de concreto, se utilizan como refuerzo secundario.

Este aumenta la resistencia del concreto a tensión, impacto, fatiga y distribuye el agrietamiento del concreto.

El diseño de forma circular de los anillos es para que la relación a los empujes del suelo en el anillo sea de fuerza axial exclusivamente. De hecho los momentos de flexión y torsión, y fuerzas cortantes, en la estructura del anillo, ocurren durante las maniobras de traslado desde el sitio de colado hasta la excavación de la lumbrera.

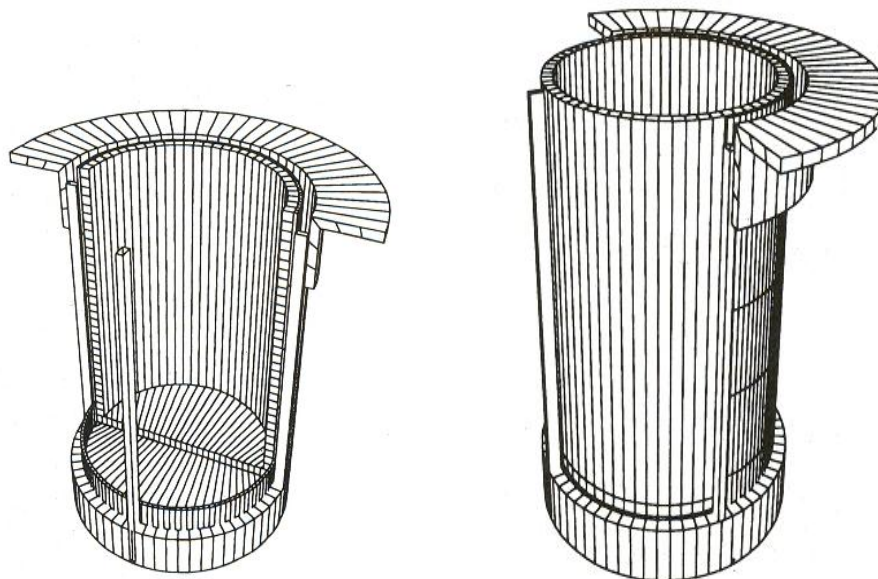
Se dice que el peso de los anillos disminuye substancialmente después de la sumersión en lodos.

4. Después de la colocación de todos los anillos se rellena el espacio anular entre los anillos y las paredes de la excavación con el mortero, para asegurar la continuidad entre el suelo y la estructura de la lumbrera.

5. Cuando el concreto de la losa de fondo y el relleno de mortero del espacio anular adquiera la resistencia de diseño, se retiran los lodos del interior de la lumbrera.

6. Concluido el retiro de losados del interior de la lumbrera, se efectúa la limpieza de las superficies de concreto expuestas al aire libre y se procede con la construcción del revestimiento definitivo que consiste en la losa de fondo y el muro cilíndrico (fig.42)

*fig. 8*  
*(superior e*  
*inferior)*  
*Revestimiento*  
*definitivo*  
*terminado*



**FIGURA 42**



El colado de este muro se realiza con cimbra deslizante. Una vez finalizado el colado de tramo superior del muro cilíndrico de la lumbrera la construcción ha terminado con éxito.

Los procesos más delicados de la secuencia constructiva son las maniobras de transporte de los anillos desde el sitio donde se fabrican hasta el lugar de la obra, así como los colados con el tubo Tremie de la losa de fondo primaria y el relleno perimetral. Durante el colado del espacio perimetral es importante mantener uniformes en todo el perímetro los niveles del mortero que ejerce presiones hidrostáticas sobre el revestimiento primario a base de anillos. Para la losa de fondo primaria es conveniente colarla a través de varios tubos Tremie simultáneamente para lograr niveles uniformes de superficie de concreto y evitar la degradación de los materiales.

Ventajas de las lumbreras de anillos:

- La reducción del costo en la construcción es del orden del 10 al 30%.
- Se logra una reducción significativa de probabilidad de sedimentación de los materiales de suelo en el fondo de la excavación, lo que es problema común en la construcción de lumbreras “flotadas”.
- Se elimina el problema de inestabilidad rotacional, en las primeras dos o tres etapas de la sumersión.
- La disminución repentina de niveles de lodoso en la excavación no presenta un evento que pueda afectar la estabilidad del sistema, ya que no existen cuerpos flotantes.
- La reducción del tiempo de construcción es del orden de 30%.

La desventaja más importante que se presenta para el procedimiento constructivo es la necesaria disponibilidad de superficies destinadas especialmente en la obra para la construcción de los anillos, lo que no es posible en todos los casos y puede convertirse en motivo para no utilizar este procedimiento constructivo.

Una de las consecuencias de la utilización de este procedimiento es que se requiere segmentar los anillos en dovelas y posteriormente montarlos en el brocal de la excavación, antes de la sumersión, con el propósito de reducir el espacio necesario para su fabricación. Esto implica un mayor grado de complejidad de la obra, con consecuencias como; la implementación de dispositivos retractables para soporte de los anillos en el brocal. Está modificación es necesaria en obras con áreas reducidas, no obstante, todas las demás ventajas del método de construcción de lumbreras con anillos permanecen.

**Factor de seguridad recomendable.**

En la práctica de las excavaciones profundas para cimentaciones de edificios, así como para las estructuras subterráneas del METRO en la Ciudad de México, se ha comprobado que el valor mínimo recomendable del factor de seguridad contra falla del fondo, determinado por el procedimiento antes descrito, depende del tiempo que el fondo de la excavación permanece abierto, sin carga y sin inundación. Este hecho está relacionado con dos factores que afectan a la resistencia al corte de las arcillas blandas a través del tiempo, que son:

- La velocidad de la deformación de las paredes y el fondo de la excavación disminuye con el tiempo que el fondo permanece descargado, por lo cual la resistencia al corte de la arcilla disminuye respecto a su valor determinado en la prueba triaxial no drenada, en la que el volumen se mantiene constante y la velocidad de la deformación es mayor que la que ocurre en el campo.
- La expansión volumétrica de la arcilla subyacente al fondo es función del tiempo que permanece descargada y va acompañada de absorción de agua y de la consiguiente disminución de la resistencia al corte.

Teniendo en cuenta estos fenómenos que hacen disminuir el factor de seguridad de la excavación a través del tiempo y basándose en la observación del comportamiento de excavaciones para cimentaciones de edificios y del Metro Subterráneo, en las arcillas de la Ciudad de México, se recomiendan enseguida algunos valores del factor de seguridad, aplicables según el tiempo de exposición del fondo a la descarga.

- Si el peso de la tierra desalojada en la última etapa de la excavación se substituye por la losa del fondo y parte de la estructura de cimentación en el mismo día en que se termina la excavación, puede ser aceptable un factor de seguridad de 1.4.
- Si el tiempo de exposición del fondo sin carga es menor de 15 días, el mínimo factor de seguridad recomendable es de 1.5.
- Para un tiempo de exposición sin carga, menor de 45 días, es recomendable un mínimo de 1.6 para el factor de seguridad.
- Si el tiempo de exposición del fondo a la descarga es menor de 90 días, es recomendable un factor de seguridad no menor de 1.7.
- Para un tiempo de exposición hasta de 180 días, es conveniente un factor de seguridad no menor de 1.8.
- Si el fondo de la excavación debe permanecer descargado más de 180 días, es necesario disponer de un factor de seguridad no menor de 2.0

Sin embargo, aun cuando este factor de seguridad sea adecuado para la estabilidad del fondo, debe tenerse presente que los asentamientos de la superficie del terreno



adyacente son función del tiempo que la excavación permanece abierta, con el nivel freático abatido; por tal razón, la ejecución de excavaciones profundas en arcillas blandas deben ser planeadas para realizarlas en el menor tiempo posible, dentro de la seguridad contra falla del fondo y con el menor asentamiento posible de las colindancias, con el fin de evitar daños a construcciones o instalaciones adyacentes. En el capítulo 6 se describen algunos criterios prácticos para diseñar el procedimiento de una excavación profunda en arcilla saturada.

A continuación se presentan las especificaciones y el proceso detallado propuesto para la construcción de la planta de bombeo.

## **7.9.- Especificaciones**

### **7.9.1 Especificación 1 de construcción para la fabricación de lodo fraguante.**

#### **7.9.1.1 Características generales.**

##### **Equipos.**

La instalación y funcionamiento de la planta elaboradora del lodo deberá de tener los siguientes elementos como mínimo:

Tanques de almacenamiento e hidratación de lodo bentonítico con capacidad mínima de 100 m<sup>3</sup> cada uno.

- 1 Turbo mezclador de 1200 rpm.
- 1 Tanque de almacenamiento de agua de 20 m<sup>3</sup>.
- 1 Zona de estiba de cemento y bentonita en saco.
- 1 Tanque de regulación de 3 m<sup>3</sup>.
- 1 Bomba tipo moyno.
- 1 Laboratorio de control de mezclas.
- 1 Plantas de luz (1 planta de reserva).
- 1 Equipo de bombas de recirculación.
- 1 Balanza de lodos.
- 1 Cono Marsh.
- 1 Reómetro.
- 1 Balanza con rango máximo de 50 Kg.
- 1 Horno eléctrico.

##### **Capacidad.**

La planta deberá tener la capacidad de almacenamiento mínimo de 100 m<sup>3</sup> de lodo bentonítico.



### 7.9.2. Materiales

Los materiales empleados serán:

Bentonita sodica, Marca Perfobent proporcionada por arcillas de Durango.

Cemento Pórtland tipo I, marca Tolteca, Moctezuma o Polar.

Agua.

Lignosulfito de sodio o Lignosulfonato de sodio, proporcionada por Alquimia Mexicana, S. de R.L. (como retardante).

### 7.9.3. Fabricación del lodo fraguante.

MEZCLA	AGUA Lts.	BENTONITA Kg.	CEMENTO Kg.	RETARDANTE % kg. Del cemento
1	925	20-28	200	0-1.5
2	916	22-31	225	0-1.5

Las mezclas que aparecen en la tabla anterior se utilizarán indistintamente, dependiendo su empleo únicamente por las condiciones de trabajabilidad en el frente de colocación y por necesidades de tiempos de la obra.

### 7.9.4. Control de las mezclas.

El control de las características de las mezclas del lodo fraguante consistirá en la verificación de los siguientes parámetros. Reportando a la supervisión los parámetros de trabajabilidad del lodo fraguante que deberán quedar dentro de los siguientes rangos.

Lodo Fraguante	
Parámetro	Rango
Viscosidad Marsh	30 – 40 seg.
Densidad, sin retardante	1.10 – 1.20
Densidad, con retardante	1.05 – 1.10

La verificación de los valores de los parámetros anteriores se realizará muestreando el lodo fraguante en el tanque de reposo, previo a su envío al frente de trabajo correspondiente, tomando una muestra a cada 60 m<sup>3</sup> de lodo fraguante, manteniendo los registros de dichos controles dentro del laboratorio de la planta donde tendrán acceso a la información la residencia de construcción de la Secretaria de Aguas de la Ciudad de México y la supervisión.

### 7.9.5. Elaboración del lodo fraguante con lodo bentonítico.

La elaboración del lodo fraguante se resume de manera general como sigue:



- Hidratación de la bentonita (mínimo de 7 hrs).
- Adición de agua para dar proporción de bentonita – agua.
- Adición de retardante.
- Adición de cemento.
- Envío directo a zanja o al tanque de regulación.
- Envío al frente de trabajo.

Hidratación de la bentonita (mínimo 7 hrs.).

La hidratación de la bentonita se realizara en los tanques de la planta durante 7 hrs como mínimo verificando que el proporcionamiento señalado anteriormente y que depende de la demanda de lodo fraguante por realizar.

### **Lodo Bentonítico.**

Para que el lodo bentonítico estabilizados de la excavación pueda ser utilizado en la fabricación del lodo fraguante, es necesario preparar la proporción del lodo bentonítico 50/100. Por tal motivo previo a la fabricación del lodo fraguante se deberá agregar el agua necesaria para dar el proporcionamiento de la bentonita diluida en el lodo fraguante, por lo que habrá que añadir de acuerdo a la siguiente tabla, los litros de agua para dar el proporcionamiento de 27/1000 verificando las propiedades del lodo bentonítico previo a la adición del retardante y del cemento, la frecuencia de las lecturas será a cada 20 m<sup>3</sup>.

### **Adición de retardante.**

Una vez obtenido el volumen de lodo bentonítico de la mezcla seleccionada se agregará el retardante de ser necesario, en la proporción que en frente de trabajo haya terminado por condiciones de trabajabilidad, midiendo la cantidad exacta del retardante mediante una balanza.

### **Adición de cemento.**

Adicionado el retardante se procederá a incorporar el cemento en la proporción especificada por la mezcla seleccionada, una vez agregado el cemento, se procederá a mezclar todos los ingredientes por espacio de un minuto dentro del turbo mezclador. La dosificación del cemento se realizará empleando la cantidad de bultos exactas que se necesitan para la mezcla, de ser necesario con balanza para las partes fraccionarias del proporcionamiento, es decir de 0-50 kg, teniendo previo a la mezcla del cemento las fracciones necesarias pesadas.  
Envío al tanque de Distribución.

Una vez realizada la mezcla del lodo fraguante, se enviara al tanque de distribución, en donde se medirán sus parámetros de fluidez y densidad, una lectura al inicio de cada 60 m<sup>3</sup> de lodo fraguante.



Obtenidos los parámetros antes mencionados y avalados por la supervisión se enviará el lodo fraguante al frente de trabajo.

#### 7.10. Especificación 2 de construcción para la fabricación de lodo bentonítico.

##### 7.10.1 Características generales.

El lodo deberá cumplir con las siguientes características.

**1.1** El lodo deberá ser una suspensión estable y homogénea de bentonita sódica en agua, la bentonita deberá ser previamente hidratada por un mínimo de 18 horas, la relación bentonita – agua en peso para un volumen dado deberá ser de 10%; esta porción podrá ajustarse en obra de ser necesario, para que el lodo cumpla con las siguientes especificaciones en sus características.

<b>Parámetro</b>	<b>Limites</b>	
Viscosidad plástica.	10-15	Centipoises
Punto de fluencia.	5-25	lb/100 ft <sup>2</sup>
Densidad	1.05-1.07	Gr/cm <sup>3</sup>
Viscosidad Marsh.	35-50	Seg
<b>Parámetro</b>	<b>Limites</b>	
Volumen máximo de agua filtrada.	20	cm <sup>3</sup>
Espesor de costra (“cake” o “enjarre”)	3.0-5.0	Mm
Contenido máximo de arena.	10	%
Potencial de Hidrógeno, PH.	7-10	

**1.2** El lodo se preparará con un mezclador chiflón.

**1.3** Para incrementar la densidad de los lodos se podrá utilizar “Barita”, en su caso, el Constructor deberá presentar la dosificación de 3 mezclas a aprobación de la Supervisión.

#### 7.10.2. Control de calidad de los lodos.

**2.1** Las muestras para verificar la calidad de lodos se obtendrán por cada producción de lodos.

**2.2** Durante los trabajos de excavación, el lodo utilizado deberá estar limpio, libre de geles y sin flóculos.

**2.3** En ningún caso, el lodo bentonítico deberá flocular mientras se encuentra en circulación.



**2.4** El lodo bentonítico, para ser reutilizado en una nueva excavación, deberá ser regenerado hasta asegurar que cumple con las especificaciones contenidas en este documento, en caso contrario, deberá elaborarse una nueva mezcla que la satisfaga.

**2.5** La determinación de las propiedades de los lodos elaborados se deberá realizar después de la elaboración y a las 24 horas, independientemente de que se coloque antes.

**2.6** Los resultados de los ensayos de laboratorio deberán ser proporcionados a la Projectista.

### **7.10.3. Recomendaciones generales.**

**3.1** Mientras se requieran lodos en las excavaciones, será necesario disponer en el sitio de la obra, en todo tiempo, un volumen adicional de lodo bentonítico preparado, igual al 5% del volumen teórico de la excavación, para afrontar eventuales pérdidas de lodos. En caso de que haya pérdidas mayores de lodo, se adicionará a este yeso en una proporción tentativa del 8% y/o viruta de madera.

**3.2** Se deberá llevar el control de calidad necesario para asegurar la resistencia y características de los materiales especificados en el proyecto.

## **7.11 Especificación de construcción del muro pantalla perimetral de lodo fraguante.**

### **7.11.1. Observaciones generales.**

Antes de iniciar los trabajos de excavación, se deberán de efectuar calas para verificar la localización y profundidad de las instalaciones municipales, que pudieran no haber sido detectadas por el levantamiento topográfico y los recorridos de campo como, PEMEX, CFE, TELMEX, etc., y tomar las medidas pertinentes para los desvíos, soporte o protección de las mismas.

Se colocara la señalización necesaria y el acordonamiento del perímetro del área a excavar.

### **7.11.2. Equipo.**

La excavación de las zanjas perimetrales por tableros tendrá los siguientes elementos:

- 1 equipo guiado de excavación (Nelly)
- 2 grúa sobre orugas.
- 1 equipo de bombas de recirculación.
- 1 equipo de medición de verticalidad tipo soletanche.





1 buzo de muestreo para lodos (con el buzo también se verifica la profundidad de la excavación).

### **7.11.3. Materiales.**

Lodo fraguante.

### **7.11. 4. Procedimiento constructivo del muro pantalla.**

#### **Procedimiento constructivo para el muro pantalla perimetral (con equipo guiado).**

1. Con ayuda de los planos de proyecto se deberá ubicar el equipo guiado para excavación en el sitio de inicio de los trabajos, verificando su verticalidad empleando el sistema tipo “soletanche”. La excavación perimetral se lleva a cabo en tableros menores de 2.0 metros de longitud, con un ancho de 0.60 metros.

2. Iniciada la excavación del primer tablero con el equipo guiado se deberá suministrar de inmediato el lodo autofraguante. El lodo autofraguante deberá ser fabricado de acuerdo a la Especificación 1 y deberá cumplir con las características y propiedades establecidas en dicha especificación.

3. El suministro a la excavación del lodo autofraguante deberá ser realizado en forma continua durante todo el proceso de excavación, llevando un control permanente del nivel máximo del lodo dentro de la excavación, garantizando que este mantenga de 0.20 a 0.30 metros por debajo del nivel de remate del brocal durante todo el proceso de excavación del tablero, hasta alcanzar el nivel establecido en el proyecto.

4. Una vez alcanzado el nivel establecido, se procederá a la excavación del siguiente tablero. La realización de la excavación de los tableros podrá realizarse de manera continua o en forma alterna, pero para cualquiera de los dos casos se deberá realizar un traslape entre tableros contiguos de 0.10 m de longitud.

5. La secuencia en el procedimiento constructivo del muro pantalla indicada anteriormente deberá realizarse hasta terminar el muro pantalla perimetral, garantizando para cada tablero que se ha alcanzado el nivel establecido por el proyecto, con las características y propiedades establecidas para el lodo autofraguante.

#### **7.11.5 Procedimiento constructivo para el muro pantalla perimetral con equipo a rotación. (Alternativa).**

1. Con ayuda de los planos de proyecto se deberá ubicar el equipo de perforación a emplear para la excavación del muro pantalla en el sitio de inicio de los trabajos. La maquinaria de perforación a emplear deberá garantizar que se alcance el nivel proyectado, con un diámetro de barreno de 0.60 metros.



2. Al iniciar los trabajos de perforación del primer barreno se deberá suministrar inmediatamente lodo bentonítico. El lodo bentonítico empleado deberá ser fabricado de acuerdo a la Especificación 2 y deberá cumplir con las características y propiedades establecidas en dicha especificación.

El suministro a la perforación del lodo bentonítico deberá ser realizado en forma continua durante todo el proceso de barrenación, llevando un control permanente del nivel máximo del lodo dentro de la misma, garantizando que este se mantenga de 0.20

3. 0.30 metros por debajo del nivel de remate del brocal de la perforadora durante todo el proceso de excavación del barreno, hasta alcanzar el nivel establecido en el proyecto.

4. Una vez que se ha garantizado que la perforación ha alcanzado el nivel establecido en el proyecto, se procederá al retiro de la máquina perforadora y a la sustitución del lodo bentonítico por lodo autofraguante. El lodo autofraguante empleado deberá ser fabricado de acuerdo a la Especificación 1 y deberá cumplir con las características y propiedades establecidas en dicha especificación. Se deberá asegurar en todo momento que durante el proceso de sustitución del lodo bentonítico por lodo autofraguante esta se realice completamente en toda la longitud de la perforación.

5. Una vez concluida la sustitución del lodo bentonítico por el lodo autofraguante se procederá a la perforación del siguiente barreno. La construcción del muro pantalla perimetral excavado mediante barrenación se realizará con perforaciones alternas, con una separación tal que exista un traslape entre barrenos consecutivos de 0.05 m. la distancia de centro a centro entre barrenos alternos deberá ser de 1.10 m, para que de esta manera se garantice el traslape anteriormente mencionado.

6. La secuencia en el procedimiento constructivo del muro pantalla indicada anteriormente deberá realizarse hasta terminar el muro pantalla perimetral, garantizando que cada barreno ha alcanzado el autofraguante.

#### **7.11.6 Control**

Al término de la excavación de cada tablero se tomarán muestras del lodo fraguante y se deberá de verificar las propiedades de viscosidad Marsh y densidad para cada tablero, así como la toma de muestras para realizar ensayos de compresión simple a los 3, 5, 7, 14 y 28 días después de su colocación.

Cuando la obra establezca un ritmo de trabajo continuo se podrán espaciar los muestreos y ensayos de lodo fraguante, previa autorización de la resistencia de obra de la Secretaría de Aguas de las Ciudad de México.

Los expedientes con los formatos de seguimiento y control, deberán estar siempre en la oficina del contratista a disposición para consulta de la supervisión y la residencia de obras de la Secretaría de Aguas de la Ciudad de México.



## **CAPÍTULO VIII**

## **INSTRUMENTACIÓN**



# INSTRUMENTACIÓN





## 8.- INSTRUMENTACIÓN

### a) Banco de nivel flotante

Con el fin de medir los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación, se instalará un banco de nivel flotante al centro de cada etapa. Las mediciones de éste instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante será de 1.0 m abajo del nivel máximo de excavación, para lo cual deberá efectuarse una perforación de 6" de diámetro, con una máquina que cuente con equipo para el lavado del barreno.

Realizada la perforación se introducirá un cilindro de concreto (*muerto*) de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ , de 10 cm. de diámetro y 30 cm. de altura; el cilindro deberá tener acoplados tramos de tubería galvanizada de 1.0 m, de 1" de diámetro, cuya longitud será la profundidad de la instalación. Deberá asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo de la perforación, por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

Después de instalado el banco de nivel flotante, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de  $\frac{3}{4}$  "

Se tomarán lecturas una vez por semana durante el proceso de excavación y construcción del cárcamo. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m, trasladándose el nivel de referencia original.

Las mediciones del banco del nivel flotante formarán parte del control topográfico de las excavaciones.

### b) Referencias superficiales

Para medir los desplazamientos verticales que pudieran ocurrir en las construcciones de las colindancias a consecuencia de la excavación y que permitan detectar oportunamente el desarrollo de deformaciones inadmisibles, se colocarán niveletas o testigos pintados en los muros de las estructuras vecinas, con separación máxima de 10.0 m y una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueta. Los testigos en los muros, estarán formados por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, de 7 cm. por lado.

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomarán lecturas de nivelación; durante la excavación y bombeo, la frecuencia de lecturas será de una vez por semana y si las deformaciones son menores de 1 mm/semana, la frecuencia será mensual.



## **CONCLUSIONES**

## **Y RECOMENDACIONES**



### 9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### ANTECEDENTES

**9.1** Se solicitó el Estudio de Mecánica de Suelos para la construcción de una Planta de Bombeo de aguas residuales, en un predio localizado en Anillo Periférico esquina con Distribuidor Vial Muyuguarda, Delegación Xochimilco, D.F.

Se proyecta la construcción de una Planta de Bombeo de aguas residuales que contará con un Cárcamo de Bombeo como estructura principal y con diversos elementos complementarios, los cuales se desplantarán a diferentes profundidades.

En las figuras 3 y 4 se presentan una planta y un corte longitudinal de la trayectoria que tendrá el sistema de bombeo. En estas se observan los desniveles del terreno que tiene actualmente. El acceso principal al predio de interés se tiene por Anillo Periférico y en esta zona del terreno, se tiene una superficie plana y con un desnivel de aproximadamente 0.50 m con respecto al nivel medio de banqueteta, sin embargo hacia la parte posterior, el terreno presenta un desnivel ascendente de aproximadamente 2.8 m con respecto al nivel de banqueteta.

El sitio en estudio colinda en su parte norte con el Anillo Periférico Sur, sitio por donde se ubica el acceso principal al predio, al sur colinda con el bordo de un canal pluvial que se encuentra paralelo al Río San Buenaventura el cual se ubica hacia el sur del predio y hacia éste se descargarán las aguas provenientes de la planta, al poniente existe un terreno con una pequeña vivienda techada con lámina, al poniente colinda con el distribuidor vial Muyuguarda. En la figura 6 se presenta un plano donde se muestran las colindancias del predio.

Actualmente dentro del predio de interés existen dos casetas provisionales de madera y lámina, se encuentra delimitado por una malla ciclónica perimetralmente y en la parte sur se tiene el bordo de un canal constituido por materiales controlados de aproximadamente 2.8 m de altura.

En el Anexo I se presenta las pruebas de laboratorio realizadas.

#### EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO

**9.2** Considerando los requerimientos del proyecto, tomando en cuenta la magnitud del área y con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirá la estructura que se proyecta construir se realizó la siguiente exploración:



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Se realizó un sondeo profundo de tipo mixto a 25 m de profundidad obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales y muestras representativas alteradas a cada 50 cm o cada cambio de estrato, determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.

Se excavaron ocho pozos a cielo abierto a 4.0m de profundidad obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales naturales y muestras representativas alteradas a cada 50 cm o cada cambio de estrato, determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de campo.

Los trabajos en campo fueron supervisados y coordinados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

La exploración y muestreo establecido anteriormente se requirió tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta construir y en función de las experiencias adquiridas en zonas cercanas al sitio de interés.

En la figura 9 se presenta un croquis del terreno donde se ubican cada uno de los pozos realizados dentro del mismo así como la del sondeo profundo realizado.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 10 a 17.

De acuerdo a la exploración ejecutada mediante la realización de ocho pozos a cielo abierto dentro del predio, se encontró que se tiene superficialmente en el terreno una capa de suelo vegetal de 0.40 m de espesor promedio, a continuación le subyace un estrato de material de relleno de mala calidad constituido por arcillas de distintas tonalidades con limos y arenas, empacando material de desperdicio de construcción (cascajo) y un poco de plásticos y basura en estado semi-suelto con un espesores variables entre 1.1 y 1.5 m, llegando sin embargo a encontrarse hasta 2.9 m de espesor en el PCA-3, el cual se ubica sobre el bordo que conforma el canal pluvial localizado en la parte sur del terreno en estudio.

A continuación hacia la parte norte y por debajo del relleno de mala calidad aparecen los materiales naturales a una profundidad promedio de 1.30 m, los cuales son de tipo arcillosos de color café oscuro en estado compacto.

En la parte sur del predio, y por debajo de los rellenos de mala calidad existe un relleno controlado de mediana calidad constituido por materiales arcillosos con distintas tonalidades con poca arena y con rastros de material inorgánico; dicho relleno fue colocado para conformar el hombro del canal pluvial que pasa a un costado del predio en su parte sur. El espesor de este relleno se encontró de 1.6 a 2.2m y a una profundidad media de 2.8 m con respecto al nivel actual del terreno.





## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Subyaciendo a los materiales antes mencionados aparece el terreno natural propio del lugar de tipo arcilloso de color café oscuro y de consistencia media.

En la figura 18 se presenta el registro de campo y en la figura 19 el perfil estratigráfico del sondeo profundo realizado.

### PRUEBAS DE LABORATORIO

**9.3** En las figuras del Anexo I se presentan los registros de laboratorio en las muestras obtenidas

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU, se presentan en las figuras del Anexo I.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En el Anexo II se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

### DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICAS DEL SUBSUELO

**9.4** La zona de interés se encuentra de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona III denominada Zona de Lago en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad. (Ver figura 20).

El sitio analizado se localiza en la denominada Zona de Lago, dentro del área que ocupaba el ex Lago de Xochimilco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónicas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, con algunas lentes de limo y arena fina, con un espesor de la formación arcillosa superior de 20 a 30 m, aproximadamente, de acuerdo a la ubicación del sitio de interés. (Ver figura 20)

En función de la exploración del subsuelo realizada en el predio de interés los materiales del subsuelo tienen la siguiente secuencia estratigráfica:



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Superficialmente se tiene el manto constituido por capas interestratificadas de arcilla limosa poco arenosa, con intercalaciones de arena, con espesor medio de 3.30 m. contenido de agua medio de 80% de consistencia variable entre blanda y firme, y el índice de resistencia a la penetración estándar es variable entre 5 y 17 golpes.

Posteriormente se tiene la primera formación arcillosa, entre 3.30 y 23 m de profundidad esta constituida por arcilla de alta plasticidad, el contenido de agua medio que es variable entre 3.0 y 4.8 m de profundidad es de 200%, entre 4.8 y 7.5 m de profundidad el contenido de agua medio es de 175%, de 7.5 a 10 m de profundidad el contenido medio de agua es del 300% y de 10.0 y 11.50 m de profundidad varía entre 30 y 100%, de 11.5 y 14.5 m el contenido de agua promedio es de 170%, de 14.5 a 17.5 el contenido medio de agua es del 80%, entre 17.5 y 23m el contenido de agua es variable entre 40 y 300 %, finalmente de 23 a 25 m los materiales son limos y arenas con contenido medio de agua de 41 %; la consistencia de los materiales varía entre muy blanda a dura, el índice de resistencia a la penetración estándar es variable entre peso de herramienta y 50 golpes. En esta formación se tiene intercalaciones delgadas arcilla-limosa con fósiles y limo al final del sondeo.

El nivel freático se encontró a 3.1 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la banqueta de Periférico, y en la fecha en la que se realizó la exploración, de información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua del orden de 1 ton/m<sup>2</sup> a 20 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 21 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Considerando todo lo anterior se observa que al subsuelo únicamente se le puede transmitir una carga neta de 1.5 ton/m<sup>2</sup> para obtener asentamientos admisibles, en caso contrario se obtendrán asentamientos de mayor magnitud que ponen en riesgo la estabilidad de la estructura.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, 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 4.0 kg/cm<sup>3</sup>.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III (zona de Lago), como se muestra en la figura 20, y a la que le corresponde un coeficiente sísmico de 0.40.



### ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

**9.5** Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del predio, y las propiedades estratigráficas y físicas del subsuelo del sitio, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, al esfuerzo cortante entre los 3 y 23 m de profundidad, se establece que para el cárcamo de bombeo la alternativa de cimentación podrá resolverse mediante un cajón de cimentación desplantado a 12.54 m de profundidad media con respecto al nivel de banqueta, tomando en cuenta que al nivel actual del terreno le corresponde la cota 2232.65, y considerando que el nivel del fondo del cárcamo tiene la cota 2219.66.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos lacustres del subsuelo, y para evitar que la estructura a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cárcamo y el centro de cargas de la estructura, además deberá considerarse la falla de fondo por cortante y por subpresión.

El proyecto arquitectónico presenta las siguientes características geométricas:

- Las dimensiones de la planta son las siguientes: 13.29 m de altura por 13.0 m de largo, y se desplantara a 12.54 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta. Debido a que el predio donde se proyecta construir dicha planta se localiza en zona del lago, también llamada zona III, donde los materiales en su estrato superficial se constituyen por arcillas, además de los datos obtenidos en el sondeo SM, donde se registra un espesor de arcillas de 20 metros, se establece que para realizar la excavación que alojará a la planta deberá considerarse la construcción de un Muro Milán que permita dejar taludes verticales y contenga el empuje del suelo. Ver figura 22.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- Capa de suelo vegetal promedio de 40 cm., de resistencia y compresibilidad media, mientras en la zona poniente se tiene material de relleno con diferentes compacidades y los cuales deberán recortarse, dejando un talud en la colindancia Sur.
- 21.0 m de espesor de arcillas blandas de baja resistencia y alta compresibilidad con intercalaciones de algunos lentes duros de alta resistencia
- Nivel de aguas freáticas a 3.1 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta del periférico.
- Asentamientos de 2.5 cm/año por consolidación regional.

Debe considerarse la influencia de la concentración de los esfuerzos inducidos en la frontera con las vialidades y con el bordo del Canal existente en la colindancia Sur, razón por la cual se propone la construcción de una estructura de contención que consiste en un muro Milán.



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Los materiales menos favorables que se tendrán al nivel del desplante recomendado corresponden a materiales arcillosos poco limosos, de baja resistencia y alta

compresibilidad, con un índice de resistencia a la penetración estándar de un golpe, en general se tiene una cohesión de  $0.5 \text{ ton/m}^2$ , un peso volumétrico de  $1.45 \text{ ton/m}^3$ , obtenidos de los resultados de las pruebas triaxiales no consolidadas- no drenadas UU y de la compresión axial no confinada realizadas en las muestras inalteradas obtenidas de los tubos shelby, para los materiales de apoyo de la losa de cimentación se obtuvo la capacidad de carga admisible de  $20 \text{ ton/m}^2$ , considerando el empotramiento de 12.54m de profundidad con respecto al nivel de banquetta, como se muestra en la figura 22 .

Las acciones que se consideraran en los análisis de la cimentación son las siguientes:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima estimadas, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas se afectarán por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea estimadas, que incluyen el peso de la cimentación para la estructura analizada. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas se afectarán por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

d) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media estimadas, que incluyen el peso de la cimentación se afectarán por un factor de carga de 1.0 y se emplearan en el análisis del estado límite de servicio.

Es importante que las condiciones de carga estimadas que fueron consideradas de proyectos semejantes sean ratificadas por el ingeniero estructurista, de lo contrario se tendrá que hacer la evaluación necesaria para establecer la necesidad de lastrar al carcamo incrementando la secciones de algunos elementos estructurales.

Dado que hasta este momento no se contaba con las cargas de la estructura, se estimaron con las siguientes consideraciones:

- Losa de cimentación con espesor de 60 cm
- Losa tapa de 40 cm de espesor
- Muro Milán de 60 cm de espesor y de 15.7 m de longitud
- Muro de acompañamiento de 40 cm de espesor



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Tomando en cuenta lo antes mencionado, se considero un peso estimado total de la estructura lleno de agua hasta 2 m como máximo antes de la losa tapa de 26835 toneladas, y el peso del suelo desalojado por la excavación tiene una reacción de 29609 toneladas, por lo que el cajón se encuentra sobrecompensado con un valor de  $-1.61 \text{ ton/m}^2$ . Con lo anterior se establece la necesidad de colocar un lastre con una losa de concreto armado bajo la losa de cimentación considerada de 0.70 m para eliminar la sobrecompensación.

Como se menciona anteriormente, el tipo de cimentación más adecuado para una estructura depende de factores como su función, las cargas a las que estará sujeta, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura.

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 debido a que en este caso el cárcamo esta sobrecompensado, y por consiguiente no habrá asentamientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por un incremento de presión neta transmitida al subsuelo.

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará la losa de cimentación, para su despalme se tendrán las expansiones máximas esperadas al centro de 15 cm y en la esquina de 11 cm, las cuales resultan admisibles.

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

Por lo que se establece que tomando en cuenta las cargas proporcionadas, la construcción de un cárcamo desplantado a 12.54 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta y que la presión neta transmitida al suelo de  $-1.61 \text{ ton/m}^2$  por efecto de la compensación, se obtuvieron valores de los expansiones máximas esperadas a largo plazo admisibles y están dentro de Reglamento.

Por lo que se concluye que debido a la magnitud de la carga que la estructura transmitirá al subsuelo es menor que la compensación que se tendrá por la excavación que alojara al cárcamo, no se tendrán asentamientos.

Sin embargo muy independiente de que las expansiones esperadas estén dentro de Reglamento, deberá evitarse la excentricidad que pudiera tener el proyecto de lo contrario ocasionaría daños a la propia estructura.

En la figura 23 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Debido a que la desigualdad de la falla de fondo no se satisface se puede presentar la falla de fondo de la excavación, por lo que la excavación se realizará en dos etapas y con un sistema de retención resuelto con Muro Milán.

La losa de cimentación soportará la presión hidrostática que se genere después de que se deje de bombear y que actuará hacia arriba de  $9.9 \text{ ton/m}^2$  y uniformemente distribuida en el área de cimentación.

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

En el capítulo 6 se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar al cárcamo:

La excavación se podrá realizar en dos etapas en toda el área cubierta por el cárcamo, hasta la profundidad de desplante de 12.54 m a partir del nivel de banqueteta, iniciando al fondo del predio que será la primera etapa, como se muestra en la figura 24.

Se podrá realizar una excavación previa en todo el terreno de 0.80 m para retirar cimentaciones antiguas y rellenos colocados en la franja poniente del área, será necesario dejar un talud a 45 grados en la colindancia sur como se indica a continuación.

El proyecto requiere de una excavación para alojar un cárcamo de aguas negras, el cual se desplantara a  $-12.54 \text{ m}$  de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, como se observa en la figura 22, y la excavación será resuelta mediante Muro Milán el cual contará con 15.7 m de longitud, se construirá en forma de óctadecagono con secciones de 2.50 m. ( Ver figura 28)

### SEGUNDA ALTERNATIVA PARA EL CARCAMO DE BOMBEO

Se establece como segunda alternativa la construcción de una pantalla de lodos debido a las características del material del subsuelo que existe en el sitio de interés, por tal motivo se plantea la solución por la presencia de estratos arcillosos con intercalación de lentes de arena.

La excavación de la pantalla puede realizarse mediante equipo guiado o mediante perforación circular rotaria. La construcción de la pantalla garantizará detectar con certeza, el tipo de suelo del sitio donde se desplantará la estructura, permitiendo prever las condiciones de la excavación e hincado de las estructuras.

En la estructura definida anteriormente, será necesario, por cuestiones de evitar la posibilidad de una falla de fondo, lastrar el fondo de la excavación mediante agua o lodo



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

a partir del nivel – 3.1 m respecto de la superficie del terreno. Si se localiza por debajo de dicho nivel (-3.1) será necesaria la colocación del lastre y será forzoso hincar las estructuras hasta el nivel de contacto con el nivel previsto para posteriormente retirar el lastre.

Para el cárcamo de bombeo se requiere efectuar una excavación a 13 m de diámetro y 12.54 m de profundidad, la cual se realizara con cortes verticales en sus paredes, para lo cual necesitan que se construyan elementos de soporte lateral a base de anillos prefabricados en todo el perímetro de la zona por excavar, los cuales quedaran apoyados sobre una losa de cimentación, como se muestran en las figuras 31 y 32.

La falla del fondo de excavaciones profundas además, en arcillas blandas y saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación y, finalmente el colapso de la estructura de soporte lateral.

Sustituyendo cada uno de los parámetros se obtuvo que la excavación debe realizarse en varias etapas de trabajo hasta la profundidad máxima por excavar, sin que se presente la falla en el fondo del área excavada.

Debido a que la excavación se resolverá con cortes totalmente verticales, se construirá a todo el perímetro de la zona por excavar un muro de contención (muro Milán o anillos prefabricados) para confinar el suelo aguas arriba y garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación, para lo cual se reviso la estabilidad mecánica de la dovelas en forma radial, así como se determino las presiones a que estará sujeto el muro.

Se obtuvo que la expansión máxima en el centro del fondo de la excavación será del orden de los 15 cm y de 11 cm en sus esquinas, las cuales quedan dentro de las expansiones admisibles.

Se reviso que el cajón del cárcamo de bombeo no emergiera por efectos de los esfuerzos de subpresión a que estará sometido una vez que se suspenda el bombeo del nivel de aguas superficiales, para lo cual se reviso la condición más crítica del cárcamo, correspondiente a su peso propio, de las bombas, de la tubería, de la rejilla Irvin y del peso del agua para el nivel de aguas mínimo ordinario.

Con respecto al análisis realizado se recomienda que el cajón del cárcamo se construya a base de concreto armado de  $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$  conformado por una losa fondo de 1.3 m de espesor como mínimo y con muros estructurales de acompañamiento de 0.40 m de espesor.

Se obtuvo que la capacidad de carga admisible para el tipo de cimentación en proyecto es de  $20 \text{ ton/m}^2$  para la condición de carga estática bajo un factor de seguridad de 1.5 y de  $27 \text{ ton/m}^2$  para la condición de carga dinámica.



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Las presiones a que estará sujeta los muros estructurales del cárcamo de bombeo y la lumbrera están relacionados al estado de presiones en reposo que desarrolla el peso propio del suelo que gravitará sobre ellas, al incremento de presión por sismo y al estado de presiones hidrostática.

De acuerdo a las cargas estimadas para la estructura en proyecto y al peso propio del cajón, al peso del agua y al peso del material excavado, se establece que el cajón quedará sobrecompensado y por lo tanto no se tendrán asentamientos; cabe hacer la aclaración de que no se tomo en cuenta la rigidez de la cimentación, por lo que se estima que el comportamiento de la estructura será mas uniforme considerando la rigidez de ésta.

En el inciso 7.4 se presenta el procedimiento constructivo de lumbreras con anillos prefabricados de diámetro hasta los 16 m y profundidad máxima de 30 m, en suelos de muy baja resistencia al esfuerzo cortante, se realiza sumergiendo los anillos prefabricados en la excavación circular estabilizada con suspensiones bentoníticas. Una vez colocado el primer anillo se hace el colado de la losa de fondo con tubo Tremie y se continúa la colocación de los anillos superiores. Posteriormente, se rellena el espacio anular alrededor de los anillos, retirando los lodos del interior de la excavación e inmediatamente se inicia la construcción del revestimiento definitivo. La construcción de lumbreras de anillos prefabricados significa un aumento en la rapidez y seguridad de la construcción, así como la reducción de costos.

Para superar la problemática de construcción de lumbreras se implementó un procedimiento de construcción similar al de la excavación de túneles en suelos blandos, donde primero se construye el revestimiento primario o provisional y después el definitivo.

El revestimiento primario en la construcción de la lumbrera con anillos, tiene como propósito principal el estabilizar las paredes circulares y el fondo de la excavación, así como evitar asentamientos de la superficie del suelo con áreas colindantes para disminuir las afectaciones a las instalaciones y estructuras vecinas.

Las bases de diseño pueden resumirse en las siguientes condiciones y soluciones básicas.

Evitar los riesgos de pérdida de estabilidad del sistema en cualquier instante de la construcción y durante la vida útil de la estructura.

En la excavación, la estabilidad se asegura por medio de la restitución de suelo natural con las suspensiones bentoníticas y con la geometría circular de la excavación.

Al realizar la construcción del revestimiento definitivo, el colapso del fondo y de las paredes cilíndricas de la excavación se evita con el revestimiento primario que consiste en la losa de fondo colada con el tubo Tremie y los anillos prefabricados.





## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Otra condición es minimizar los hundimientos de la superficie de suelo en las zonas vecinas, a la construcción de la lumbrera durante los procesos de excavación, colocación del revestimiento provisional y durante el servicio u operación de la lumbrera.

Al concluir el revestimiento primario y el relleno perimetral, se procede al retiro de lodos del interior de la lumbrera; es en este momento cuando las expansiones del suelo debidas al retiro de cargas se compensa con los incrementos de esfuerzos efectivos causados por las filtraciones de agua hacia el interior de la excavación a través del material de relleno de mortero en el espacio anular, así como también por las juntas horizontales entre los anillos sobrepuestos.

Control de calidad y de materiales a lo largo de la construcción, así como su disponibilidad en el mercado local, son otras condiciones básicas ya que prácticamente todos los elementos estructurales que constituyen la lumbrera, con excepción de la losa de fondo colada con el tubo Tremie, se fabrica al aire libre donde es posible el acceso para detección de errores, realización de pruebas de calidad y la intervención de apertura en caso de corrección, reparación o restitución de elementos estructurales cuya calidad es deficiente.

Evitar la sedimentación de sólidos gruesos (de tamaño de grano mayor de 0.075 mm) suspendidos en el fluido de estabilización de la excavación (suspensiones bentoníticas) y del material de suelo natural desprendido de las paredes verticales de la excavación, en el intervalo de tiempo entre la finalización de la excavación o última limpieza y la construcción de fondo de la losa primaria, es condición básica para el proceso constructivo.

Las soluciones para la construcción de lumbreras flotadas se pueden visualizar en la secuencia del procedimiento constructivo indicado en el inciso 7.8



### Recomendaciones

Para observar el comportamiento del terreno que será sometido a sobrecarga se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales con el siguiente procedimiento:

Previamente al inicio de los trabajos se instrumentará el suelo que rodeará al movimiento de tierras para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo que se colocará sobre el terreno a través de la determinación de la evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos más representativos de la masa del suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

El movimiento de tierras se presenta en el capítulo 7. Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la duración de la obra a realizar.



## BIBLIOGRAFÍA



## BIBLIOGRAFÍA

---

**CRESPO VILLALAZ, C** “*Mecánica de suelos y cimentaciones*” Editorial Limusa, S.A, ISBN 968-18-3165-9 México, UNAM, volumen I, 4ta edición 1994.

**FRUCTUOSO MAÑA**, “*Cimentaciones superficiales*”, Editorial Blume, México,.

**RALPH B. PECK WALTER E.HASON, THOMAS H**, “*Ingeniería de cimentaciones*”, Editorial Limusa S.A.

**DELGADO VARGAS M**, “*Ingeniería de cimentaciones*”, Editorial Alfaomega. México,

**BRAJA, M, DAS** “*Principios de ingeniería de cementaciones*” Internacional Thomson Editores S.A., México.

**WHITLOW, ROY** “*Fundamentos de mecánica de suelos*” compañía Editorial Continental S.A., México.

**T.WILLIAM LAMBE, ROBERTV.WHITMAN**, “*Mecánica de suelos*”, Editorial Limusa-Wiley, S.A.

**JIMENEZ SALAS, J.A. Y DE JUSTO ALPAÑES**. “*Geotecnia y cimientos I II III* Editorial Rueda.

**M.RUIZ VAZQUEZ, S. GONZALEZ HUESCA** “*Geología aplicada a la ingeniería civil*”, Editorial Limusa, S .A.

**B. H. C. SUTTON**. “*Problemas resueltos de mecánica de suelos*”, Editorial Bellisco.”

**LUIS ARENAL SIMON, MAX BETANCUORT SUAREZ** “*Reglamento de Construcción Del D.F.*” Editorial Trillas México, Reimpresión 2007.

**DEPARTAMENTO DEL D.F.** “*Normas técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F.*” México. 2007.

**COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD** “*Manual de mantenimiento de obras civiles México 1991.*”

**JUAREZ BADILLO E. RICO RODRIGUEZ, A. (1991)**. “*Mecánica de Suelos Tomo I*”. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Ed. Limusa



**ANEXO**

**PRUEBAS DE LABORATORIO**



**CONTENIDO DE AGUA 1**













# ANEXO

## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **MUYUGUARDA**  
 SONDEO: **SM - 1** FECHA: 17-nov-08

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
11 - 1	6,43 6,62	312	3,40	72,60	24,50	<b>227,96</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
11 - 2	6,62 6,81	319	3,50	61,30	23,80	<b>184,73</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
11 - 3	6,81 7,00	210	3,50	75,60	33,60	<b>139,53</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
12	7,00 7,60	241	3,40	65,20	20,10	<b>270,06</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
13	7,60 8,20	211	3,50	95,20	33,40	<b>206,69</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
14	8,20 8,80	239	3,50	67,50	17,60	<b>353,90</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
15	8,80 9,40	261	3,50	62,50	16,60	<b>350,38</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
16 - 1	9,76 9,98	552	3,50	57,00	18,50	<b>256,67</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
16 - 2	9,98 10,20	373	3,50	61,90	18,20	<b>297,28</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
17	10,20 10,80	313	3,50	108,40	87,20	<b>25,33</b>		ARENA FINA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON POCOS FINOS DE LIMO NO COHESIVO
18	10,80 11,40	294	3,60	125,70	92,00	<b>38,12</b>		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO
		163	3,50	68,90	33,50	<b>118,00</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
19	11,40 12,00	441	3,60	116,50	88,00	<b>33,77</b>		LIMO GRIS OSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA
		527	3,50	59,90	17,30	<b>308,70</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO

## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **MUYUGUARDA**  
 SONDEO: **SM - 1** FECHA: 17-nov-08

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
20 - 1	12,14 12,36	336	3,40	55,00	13,70	<b>400,97</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
20 - 2	12,36 12,58	229	3,50	60,20	14,80	<b>401,77</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
20 - 3	12,58 12,80	393	3,50	63,90	22,00	<b>226,49</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON POCA ARENA FINA
21	12,80 13,40	399	3,40	72,70	32,30	<b>139,79</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
22	13,40 14,00	345	3,40	76,90	29,60	<b>180,53</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
23	14,00 14,60	281	3,50	69,70	26,50	<b>187,83</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON POCA ARENA FINA
24	14,60 15,20	173	3,50	94,10	67,50	<b>41,56</b>		LIMO GRIS OSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA
25	15,80 16,40	364	3,50	127,40	97,60	<b>31,67</b>		LIMO GRIS OSCURO NEGRUSCO CON POCA ARENA FINA
26	17,00 17,60	238	3,50	116,20	74,30	<b>59,18</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
27	17,60 18,20	357	3,60	75,70	28,70	<b>187,25</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
28 - 1	18,20 19,00	365	3,50	90,90	35,70	<b>171,43</b>		LIMO GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
28 - 2	19,00 19,20	501	3,50	73,00	32,70	<b>138,01</b>		ARCILLA GRIS OSCURO
28 - 3	19,20 19,4	421	3,50	69,20	32,80	<b>124,23</b>		ARCILLA GRIS OSCURO
28 - 4	19,40 19,60	428	3,50	81,10	31,60	<b>176,16</b>		ARCILLA GRIS OSCURO





**LIMITES DE CONSISTENCIA**



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: PCA-2 MUESTRA: M-C PROF.: 2.50 - 2.70 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
34	46	12.00	5.51	2.20	196.07
25	20	12.70	5.70	2.20	200.00
16	126	12.60	5.54	2.10	205.23
8	10	13.00	5.65	2.20	213.04

	55	6.50	5.50	2.80	37.04
	60	6.40	5.30	2.70	42.31

	barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)
	I	9.90	8.91	9.90

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	200.00	39.67	160.33	CH

CONTENIDO DE AGUA (W%)

NUMERO DE GOLPES



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: PCA-2 MUESTRA: M-C PROF.: 3.50-3.70 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA ORGANICA GRIS OSCURO NEGRUSCO

**LÍMITE LÍQUIDO**

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
34	128	13.70	3.55	2.20	751.85
26	40	14.40	3.62	2.20	759.15
18	47	14.30	3.60	2.20	764.29
10	118	14.00	3.55	2.20	774.07

**LÍMITE PLÁSTICO**

56	6.40	5.00	2.80	63.64
57	6.00	4.70	2.90	72.22

**CONTRACCIÓN LINEAL**

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
758.70	67.93	690.77	CH



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: PCA-3 MUESTRA: MC PROF.: 3.60-3.80 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO CAFÉ OSCURO

**LÍMITE LÍQUIDO**

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	45	19,50	14,20	2,20	44,17
24	99	19,00	13,77	2,20	45,20
15	52	18,40	13,24	2,20	46,74
8	104	22,10	15,60	2,30	48,87

**LÍMITE PLÁSTICO**

115	6,70	5,80	2,30	25,71
33	6,90	6,00	2,30	24,32

**CONTRACCIÓN LINEAL**

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
45,00	25,02	19,98	CL

Numero de Golpes	Contenido de Agua (W%)
32	44.17
24	45.20
15	46.74
8	48.87





# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: PCA-4 MUESTRA: MC PROF.: 2.90-3.10 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO CAFÉ OSCURO

**LÍMITE LÍQUIDO**

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
33	39	15,90	11,70	2,30	44,68
25	35	15,40	11,26	2,20	45,70
16	38	17,00	12,24	2,20	47,41
9	131	17,30	12,30	2,20	49,50

**LÍMITE PLÁSTICO**

	32	6,50	5,70	2,20	22,86
	1	6,60	5,70	2,20	25,71

**CONTRACCIÓN LINEAL**

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	45,70	24,29	21,41	CL



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: PCA-5 MUESTRA: MC PROF.: 3.10-3.30 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA ORGANICA CAFÉ OSCURO

**LÍMITE LÍQUIDO**

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	129	13.30	3.50	2.10	700.00
30	128	12.00	3.40	2.20	716.67
22	40	12.40	3.41	2.20	742.98
16	132	12.80	3.34	2.10	762.90

**LÍMITE PLÁSTICO**

	3	6.60	5.00	2.20	57.14
	50	7.00	5.50	2.20	45.45

**CONTRACCIÓN LINEAL**

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L.(%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
730.00	51.30	678.70	CH



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: PCA-6 MUESTRA: M-C PROF.: 3.80-4.00 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO

**LÍMITE LÍQUIDO**

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
36	4	14,10	9,47	2,20	63,69
28	22	15,60	10,30	2,10	64,63
20	38	15,00	9,91	2,20	66,02
12	144	13,40	8,88	2,20	67,66

**LÍMITE PLÁSTICO**

65	6,40	5,50	2,80	33,33
7	6,20	5,40	2,70	29,63

**CONTRACCIÓN LINEAL**

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
65,00	31,48	33,52	OH - MH

CONTENIDO DE AGUA (W%)

NUMERO DE GOLPES



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO Nº: PCA-7 MUESTRA: M-C PROF.: 3.80 - 4.00 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
30	86	14,20	10,34	2,20	47,42
23	109	15,00	10,84	2,30	48,71
16	31	14,80	10,58	2,20	50,36
9	95	15,20	10,70	2,20	52,94

94	6,40	5,60	2,20	23,53
46	6,60	5,80	2,20	22,22

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	48,39	22,88	25,51	CL

Gráfico de Límite Líquido (LL) vs. Número de Golpes. El eje Y representa el Contenido de Agua (W%) y el eje X el Número de Golpes. Se muestra una línea de ajuste y un punto vertical en 25 golpes que indica el Índice de Plasticidad (I.P.).



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: PCA - 8 MUESTRA: M - C PROF.: 3.10 - 3.30 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO

**LÍMITE LÍQUIDO**

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
33	41	15,20	8,45	2,30	109,76
25	75	14,80	8,19	2,20	110,35
17	135	14,40	7,92	2,10	111,34
9	26	15,60	8,50	2,20	112,70

**LÍMITE PLÁSTICO**

64	6,30	5,10	2,80	52,17
69	6,40	5,20	2,80	50,00

**CONTRACCIÓN LINEAL**

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
110,35	51,09	59,26	OH - MH



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO Nº: SM - 1 MUESTRA: 2 PROF.: 0.60-1.20 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA ORGANICA GRIS OBSCURO NEGRUSCO

LÍMITE LÍQUIDO					
Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	21	12,60	7,36	2,10	99,62
30	127	12,90	7,50	2,20	101,89
22	42	15,10	8,50	2,20	104,76
14	81	14,10	7,90	2,20	108,77

LÍMITE PLÁSTICO					
	96	6,00	4,80	2,30	48,00
	122	5,70	4,50	2,20	52,17

CONTRACCIÓN LINEAL			
barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	LL	LP	IP	S.U.C.S
	103,20	50,09	53,11	OH-MH



# ANEXO

## CÁLCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 6 - 2 PROF.: 3.36 - 3.58 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO NEGRUSCO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
35	122	13.00	5.34	2.20	243.95
28	123	12.70	5.10	2.00	245.16
21	101	12.20	5.15	2.30	247.37
14	6	12.50	5.14	2.20	250.34

59	6.20	5.00	2.70	52.17
63	6.10	5.00	2.90	52.38

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	246.05	52.28	193.77	CH



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 11 - 2 PROF.: 6.62 - 6.81 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
37	25	12,00	5,30	2,10	209,38
29	1	11,00	5,02	2,20	212,06
21	108	11,20	5,13	2,30	214,49
13	110	12,40	5,39	2,20	219,75

	70	6,40	5,20	2,60	46,15
	62	6,70	5,50	2,80	44,44

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	213,40	45,30	168,10	CH

CONTENIDO DE AGUA (W%)

NUMERO DE GOLPES





# ANEXO

## CÁLCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 16 - 1 PROF.: 9.76 - 9.98 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO

**LIMITE LIQUIDO**

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	135	12.90	3.61	2.10	615.23
30	113	13.10	3.80	2.30	620.00
22	116	12.60	3.72	2.30	625.35
14	142	12.40	3.58	2.20	639.13

**LIMITE PLASTICO**

	49	6.00	4.70	2.20	52.00
	82	6.10	4.70	2.20	56.00

**CONTRACCION LINEAL**

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	624.00	54.00	570.00	CH

CONTENIDO DE AGUA (W%)

NUMERO DE GOLPES



# ANEXO

## CÁLCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 20 - 2 PROF.: 12.36 - 12.58 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

**LIMITE LIQUIDO**

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	89	16,00	4,81	2,20	428,74
30	8	15,20	4,60	2,20	441,67
22	76	15,70	4,62	2,20	457,85
14	100	15,00	4,40	2,20	481,82

**LIMITE PLASTICO**

	110	6,10	4,70	2,20	56,00
	14	6,00	4,50	2,30	68,18

**CONTRACCION LINEAL**

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	450,00	62,09	387,91	CH



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO Nº: SM - 1 MUESTRA: 28 - 2 PROF.: 19.00 - 19.20 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS OSCURO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
34	54	14,40	7,79	2,20	118,25
25	83	15,40	8,20	2,20	120,00
16	12	15,00	7,89	2,10	122,80
8	97	14,10	7,45	2,20	126,67

	146	6,00	4,80	2,10	44,44
	145	5,80	4,50	2,20	56,52

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	120,00	50,48	69,52	OH - MH

Numero de Golpes	Contenido de Agua (W%)
34	118.25
25	120.00
16	122.80
8	126.67



# ANEXO

## CÁLCULO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 31 - 1 PROF.: 20.94 - 21.16 m.

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

**LÍMITE LÍQUIDO**

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	78	12.40	3.99	2.20	469.83
24	43	13.10	4.10	2.20	473.68
16	105	11.60	3.90	2.30	481.25
9	117	11.80	3.92	2.30	486.42

**LÍMITE PLÁSTICO**

	4	6.30	4.90	2.20	51.85
	13	6.00	4.70	2.20	52.00

**CONTRACCIÓN LINEAL**

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	473.70	51.93	421.77	CH

NUMERO DE GOLPES

CONTENIDO DE AGUA (W%)

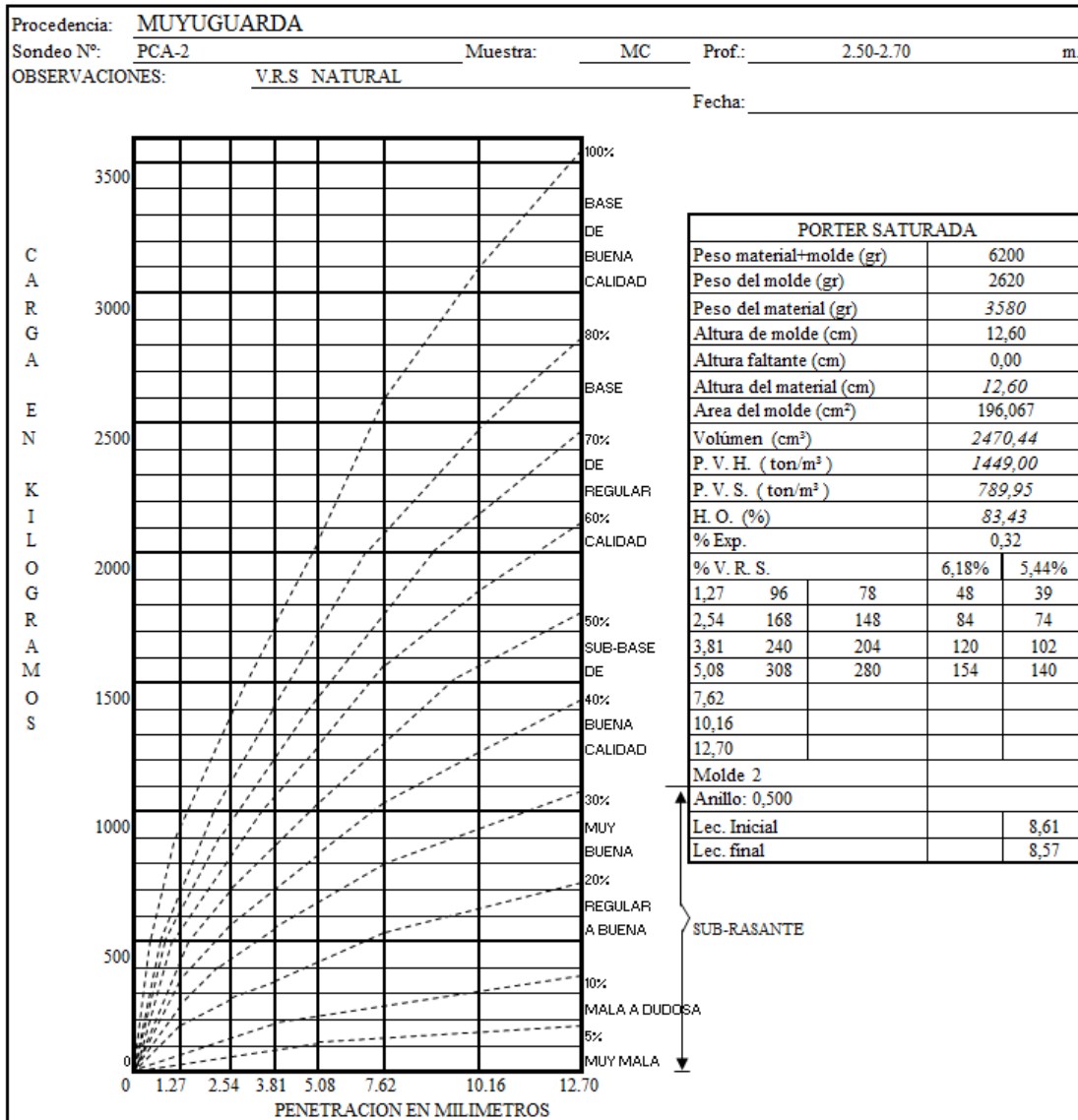


**VALOR RELATIVO DE SOPORTE 3**



# ANEXO

## VALOR RELATIVO DE SOPORTE





**TRIAxIAL UU 4**



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 2

MUESTRA: M - C

PROFUND: 2.50 - 2.70

OPERADOR: JE

FECHA: 19/11/2008

CONSTANTE: 0,500

PRESION: 0,25 kg/cm<sup>2</sup>

VELOCIDAD: 0,01667

ds=	3,64	cm	Wo=	113,50	gr
dm=	3,63	cm	Wt=	2,50	gr
di=	3,62	cm	Wt+sh=	115,90	gr
d prom=	3,63	cm	Wt+ss=	64,00	gr
h1=	9,00	cm	Ss=	2,52	
h2=	9,00	cm	W(%)=	84,39	
h prom=	9,00	cm	pvhi=	1,219	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10,349	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,217	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	93,142	cm <sup>3</sup>	pvs=	0,661	ton/m <sup>3</sup>
ei=	2,813		Gi=	75,60	(%)
ef=	2,817		Wi=	84,55	(%)
si=	75,65	(%)	Wf=	84,39	(%)
sf=	75,50	(%)			
tiempo seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,3491	0,0000
10	0,60	0,3000	0,1667	10,3664	0,0289
20	1,20	0,6000	0,3334	10,3837	0,0578
30	1,80	0,9000	0,5001	10,4011	0,0865
40	2,40	1,2000	0,6668	10,4186	0,1152
50	3,00	1,5000	0,8335	10,4361	0,1437
60	4,00	2,0000	1,0002	10,4537	0,1913
80	6,00	3,0000	1,3336	10,4890	0,2860
100	8,00	4,0000	1,6670	10,5246	0,3801
120	10,00	5,0000	2,0004	10,5604	0,4735
150	14,00	7,0000	2,5005	10,6145	0,6595
180	18,00	9,0000	3,0006	10,6693	0,8435
240	24,00	12,0000	4,0008	10,7804	1,1131
300	30,00	15,0000	5,0010	10,8939	1,3769
360	36,00	18,0000	6,0012	11,0098	1,6349
420	40,00	20,0000	7,0014	11,1282	1,7972
425	39,00	19,5000	7,0848	11,1382	1,7507
430	38,00	19,0000	7,1681	11,1482	1,7043

1,7972

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 2

MUESTRA: M - C

PROFUND: 2.50 - 2.70

PRESION: 0,50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3,66	cm	Wo=	114,20	gr
dm=	3,66	cm	Wt=	2,50	gr
di=	3,66	cm	Wt+sh=	116,60	gr
d prom=	3,66	cm	Wt+ss=	64,50	gr
h1=	9,00	cm	Ss=	2,52	
h2=	9,00	cm	W(%)=	84,03	
h prom=	9,00	cm	pvhi=	1,206	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10,521	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,205	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	94,688	cm <sup>3</sup>	pvs=	0,655	ton/m <sup>3</sup>
ei=	2,845		Gi=	74,43	(%)
ef=	2,849		Wi=	84,19	(%)
si=	74,481	(%)	Wf=	84,03	(%)
sf=	74,339	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,5209	0,0000
10	0,80	0,4000	0,1667	10,5384	0,0380
20	1,60	0,8000	0,3334	10,5561	0,0758
30	2,40	1,2000	0,5001	10,5738	0,1135
40	3,20	1,6000	0,6668	10,5915	0,1511
50	4,00	2,0000	0,8335	10,6093	0,1885
60	5,00	2,5000	1,0002	10,6272	0,2352
80	7,00	3,5000	1,3336	10,6631	0,3282
100	10,00	5,0000	1,6670	10,6992	0,4673
120	13,00	6,5000	2,0004	10,7356	0,6055
150	16,00	8,0000	2,5005	10,7907	0,7414
180	20,00	10,0000	3,0006	10,8463	0,9220
240	28,00	14,0000	4,0008	10,9593	1,2774
300	36,00	18,0000	5,0010	11,0747	1,6253
360	40,00	20,0000	6,0012	11,1926	1,7869
420	42,00	21,0000	7,0014	11,3129	1,8563
425	41,00	20,5000	7,0848	11,3231	1,8105
430	40,00	20,0000	7,1681	11,3333	1,7647

1,8563





## ANEXO

### PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 2  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 2.50 - 2.70

<b>PRESION:</b>		<b>1,00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3,70 cm	Wo=	114,90 gr
dm=	3,70 cm	Wt=	2,50 gr
di=	3,70 cm	Wt+sh=	117,30 gr
d prom.=	3,70 cm	Wt+ss=	65,10 gr
h1=	9,00 cm	Ss=	2,52
h2=	9,00 cm	W(%)=	<b>83,39</b>
h prom.=	9,00 cm	pvhi=	<b>1,187 ton/m<sup>3</sup></b>
Ao=	<b>10,752 cm<sup>2</sup></b>	pvhf=	1,186 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	<b>96,769 cm<sup>3</sup></b>	pvs=	<b>0,647 ton/m<sup>3</sup></b>
ei=	<b>2,892</b>	Gi=	<b>72,66 (%)</b>
ef=	<b>2,895</b>	Wi=	<b>83,55 (%)</b>
si=	<b>72,712 (%)</b>	Wf=	<b>83,39 (%)</b>
sf=	<b>72,573 (%)</b>		

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,7521	0,0000
10	1,00	0,5000	0,1667	10,7701	0,0464
20	2,00	1,0000	0,3334	10,7881	0,0927
30	3,00	1,5000	0,5001	10,8061	0,1388
40	4,00	2,0000	0,6668	10,8243	0,1848
50	5,00	2,5000	0,8335	10,8425	0,2306
60	6,00	3,0000	1,0002	10,8607	0,2762
80	9,00	4,5000	1,3336	10,8974	0,4129
100	12,00	6,0000	1,6670	10,9344	0,5487
120	15,00	7,5000	2,0004	10,9716	0,6836
150	18,50	9,2500	2,5005	11,0279	0,8388
180	23,00	11,5000	3,0006	11,0847	1,0375
240	32,00	16,0000	4,0008	11,2002	1,4285
300	38,00	19,0000	5,0010	11,3181	1,6787
360	41,00	20,5000	6,0012	11,4386	1,7922
420	43,00	21,5000	7,0014	11,5616	1,8596
425	42,00	21,0000	7,0848	11,5719	1,8147
430	41,00	20,5000	7,1681	11,5823	1,7699

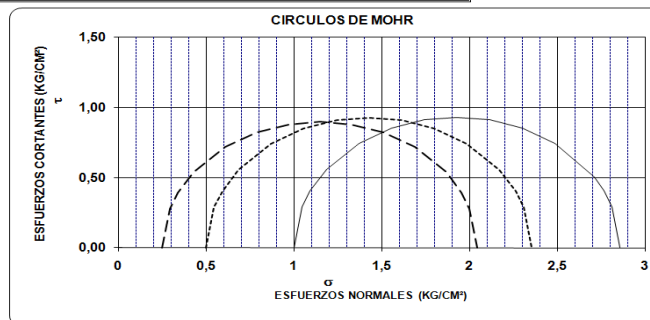
1,8596

### PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 2  
 MUESTRA: M - C PROF.: 2.50 - 2.70

**DESCRIPCIÓN DEL SUELO:**  
 ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUCCO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	1.80	1.219	76.6	2.813	2.52	84.10 %
2	0.50	1.86	1.206	74.4	2.845	83.94 %	74.23 %
3	1.00	1.86	1.187	72.7	2.892	74.14 %	1.204 ton/m <sup>3</sup>
DATOS FINALES						PV/N=	1.203 ton/m <sup>3</sup>
		ef	Gwf	wf	pvhf	ei=	2.86
1	0.25	2.817	76.505	84.39	1.217	ef=	2.86
2	0.50	2.849	74.339	84.03	1.205		
3	1.00	2.895	72.573	83.39	1.186		



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= \_\_\_\_\_ grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 μ= 0,45



# ANEXO

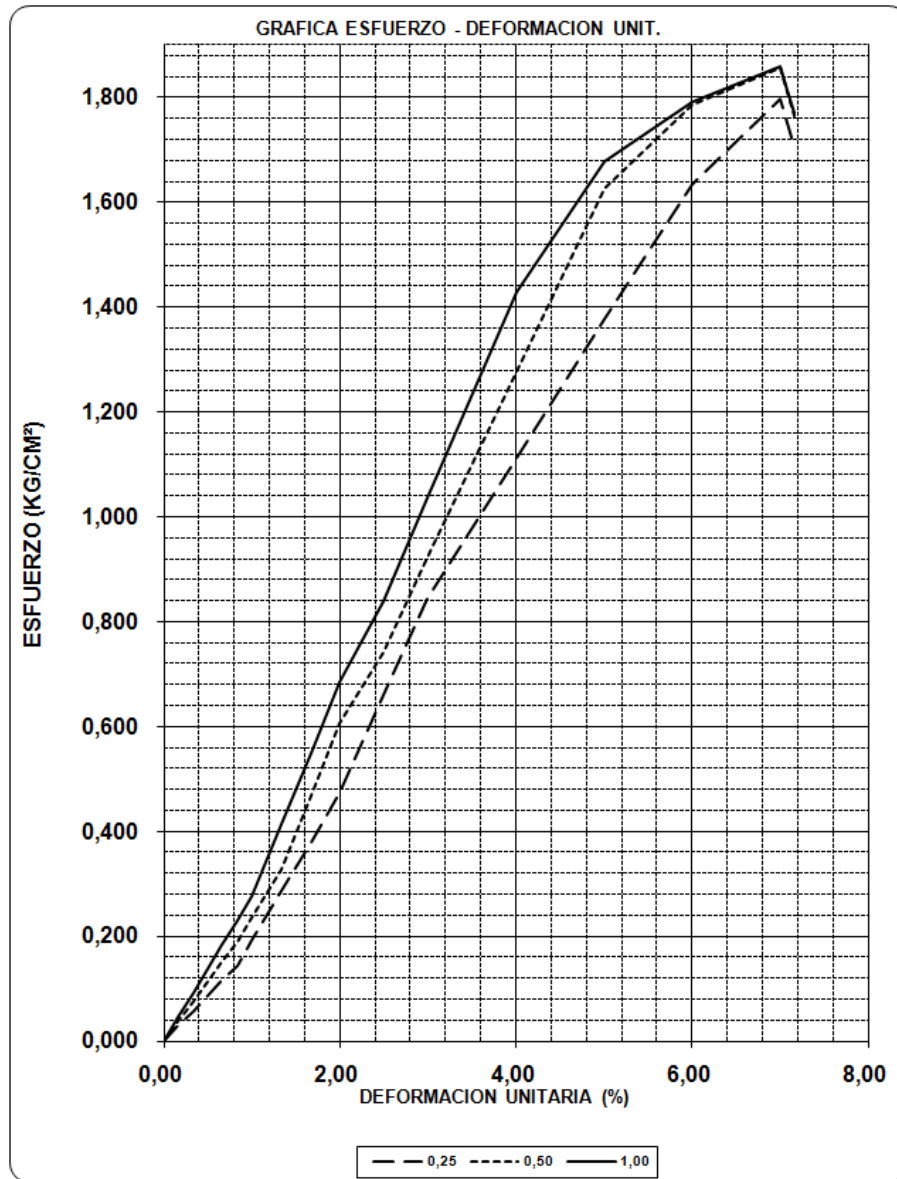
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 2

MUESTRA: M - C

PROF: 2.50 - 2.70





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 2  
MUESTRA: M - C  
PROFUND: 3.70 - 3.90  
OPERADOR: JE

FECHA: 19/11/2008  
CONSTANTE: 0,500  
PRESION: 0,25 kg/cm<sup>2</sup>  
VELOCIDAD: 0,01667

ds=	3,81	cm	Wo=	109,80	gr
dm=	3,81	cm	Wt=	2,50	gr
di=	3,82	cm	Wt+sh=	112,20	gr
d prom=	3,81	cm	Wt+ss=	23,60	gr
h1=	8,90	cm	Ss=	2,51	
h2=	8,90	cm	W(%)=	419,91	
h prom=	8,90	cm	pvhi=	1,081	ton/m3
Ao=	11,411	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,080	ton/m3
Vo=	101,537	cm <sup>3</sup>	pvs=	0,208	ton/m3
ei=	11,070		Gi=	95,21	(%)
ef=	11,081		Wi=	420,38	(%)
si=	95,22	(%)	Wf=	419,91	(%)
sf=	95,11	(%)			

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	11,4109	0,0000
10	0,60	0,3000	0,1667	11,4299	0,0262
20	1,20	0,6000	0,3334	11,4491	0,0524
30	1,80	0,9000	0,5001	11,4682	0,0785
40	2,40	1,2000	0,6668	11,4875	0,1045
50	3,00	1,5000	0,8335	11,5068	0,1304
60	4,00	2,0000	1,0002	11,5262	0,1735
80	5,00	2,5000	1,3336	11,5651	0,2162
100	6,00	3,0000	1,6670	11,6043	0,2585
120	8,00	4,0000	2,0004	11,6438	0,3435
150	11,00	5,5000	2,5005	11,7035	0,4699
180	13,00	6,5000	3,0006	11,7639	0,5525
240	20,00	10,0000	4,0008	11,8864	0,8413
300	28,00	14,0000	5,0010	12,0116	1,1655
360	36,00	18,0000	6,0012	12,1394	1,4828
420	48,00	24,0000	7,0014	12,2700	1,9560
480	62,00	31,0000	8,0016	12,4034	2,4993
485	61,00	30,5000	8,0850	12,4146	2,4568
490	60,00	30,0000	8,1683	12,4259	2,4143

2,4993

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 2  
MUESTRA: M - C  
PROFUND: 3.70 - 3.90

PRESION: 0,50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3,83	cm	Wo=	110,00	gr
dm=	3,83	cm	Wt=	2,50	gr
di=	3,83	cm	Wt+sh=	112,30	gr
d prom=	3,83	cm	Wt+ss=	23,70	gr
h1=	8,90	cm	Ss=	2,51	
h2=	8,90	cm	W(%)=	417,92	
h prom=	8,90	cm	pvhi=	1,073	ton/m3
Ao=	11,521	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1,071	ton/m3
Vo=	102,536	cm <sup>3</sup>	pvs=	0,207	ton/m3
ei=	11,118		Gi=	94,35	(%)
ef=	11,140		Wi=	418,87	(%)
si=	94,378	(%)	Wf=	417,92	(%)
sf=	94,165	(%)			

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	11,5209	0,0000
10	0,70	0,3500	0,1667	11,5402	0,0303
20	1,40	0,7000	0,3334	11,5595	0,0606
30	2,10	1,0500	0,5001	11,5788	0,0907
40	2,80	1,4000	0,6668	11,5983	0,1207
50	3,50	1,7500	0,8335	11,6178	0,1506
60	4,50	2,2500	1,0002	11,6373	0,1933
80	6,00	3,0000	1,3336	11,6766	0,2569
100	8,00	4,0000	1,6670	11,7162	0,3414
120	10,00	5,0000	2,0004	11,7561	0,4253
150	12,00	6,0000	2,5005	11,8164	0,5078
180	16,00	8,0000	3,0006	11,8773	0,6736
240	22,00	11,0000	4,0008	12,0011	0,9166
300	30,00	15,0000	5,0010	12,1274	1,2369
360	38,00	19,0000	6,0012	12,2565	1,5502
420	50,00	25,0000	7,0014	12,3883	2,0180
480	64,00	32,0000	8,0016	12,5230	2,5553
485	63,00	31,5000	8,0850	12,5343	2,5131
490	62,00	31,0000	8,1683	12,5457	2,4710

2,5553



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 2  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 3.70 - 3.90

<b>PRESION:</b>		<b>1,00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3,86 cm	Wo=	110,80 gr
dm=	3,87 cm	Wt=	2,50 gr
di=	3,87 cm	Wt+sh=	113,20 gr
d prom=	<b>3,87 cm</b>	Wt+ss=	24,20 gr
h1=	8,90 cm	Ss=	2,51
h2=	8,90 cm	W(%)=	<b>410,14</b>
h prom=	<b>8,90 cm</b>	pvhi=	<b>1,059 ton/m<sup>3</sup></b>
Ao=	<b>11,753 cm<sup>2</sup></b>	pvhf=	<b>1,058 ton/m<sup>3</sup></b>
Vo=	<b>104,599 cm<sup>3</sup></b>	pvs=	<b>0,208 ton/m<sup>3</sup></b>
ei=	<b>11,088</b>	Gi=	<b>92,84 (%)</b>
ef=	<b>11,099</b>	Wi=	<b>410,60 (%)</b>
si=	<b>92,857 (%)</b>	Wf=	<b>410,14 (%)</b>
sf=	<b>92,753 (%)</b>		

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	11,7527	0,0000
10	0,90	0,4500	0,1667	11,7723	0,0382
20	1,80	0,9000	0,3334	11,7920	0,0763
30	2,70	1,3500	0,5001	11,8118	0,1143
40	3,60	1,8000	0,6668	11,8316	0,1521
50	4,50	2,2500	0,8335	11,8515	0,1898
60	5,50	2,7500	1,0002	11,8714	0,2316
80	7,00	3,5000	1,3336	11,9116	0,2938
100	9,00	4,5000	1,6670	11,9519	0,3765
120	11,00	5,5000	2,0004	11,9926	0,4586
150	14,00	7,0000	2,5005	12,0541	0,5807
180	17,00	8,5000	3,0006	12,1163	0,7015
240	24,00	12,0000	4,0008	12,2425	0,9802
300	32,00	16,0000	5,0010	12,3714	1,2933
360	40,00	20,0000	6,0012	12,5030	1,5996
420	52,00	26,0000	7,0014	12,6375	2,0574
480	66,00	33,0000	8,0016	12,7749	2,5832
485	65,00	32,5000	8,0850	12,7865	2,5417
490	64,00	32,0000	8,1683	12,7981	2,5004

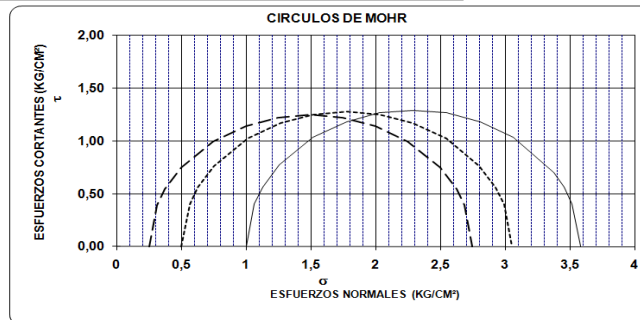
2,5832

## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 2  
 MUESTRA: M - C PROF.: 3.70 - 3.90

DESCRIPCION DEL SUELO :  
 ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO

ENSAYO	PRESION CONF.	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0,25	2,50	1,081	96,2	11,070	2,51	416,62 %
2	0,50	2,56	1,073	94,4	11,118	415,99 %	415,99 %
3	1,00	2,58	1,059	92,8	11,088	94,14 %	94,01 %
DATOS FINALES						PVN=	1,071 ton/m <sup>3</sup>
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1,070 ton/m <sup>3</sup>
1	0,25	11,081	96,115	419,91	1,080	ei=	11,09
2	0,50	11,140	94,165	417,92	1,071	ef=	11,11
3	1,00	11,099	92,753	410,14	1,068		



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= \_\_\_\_\_ grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 #= 0,45



# ANEXO

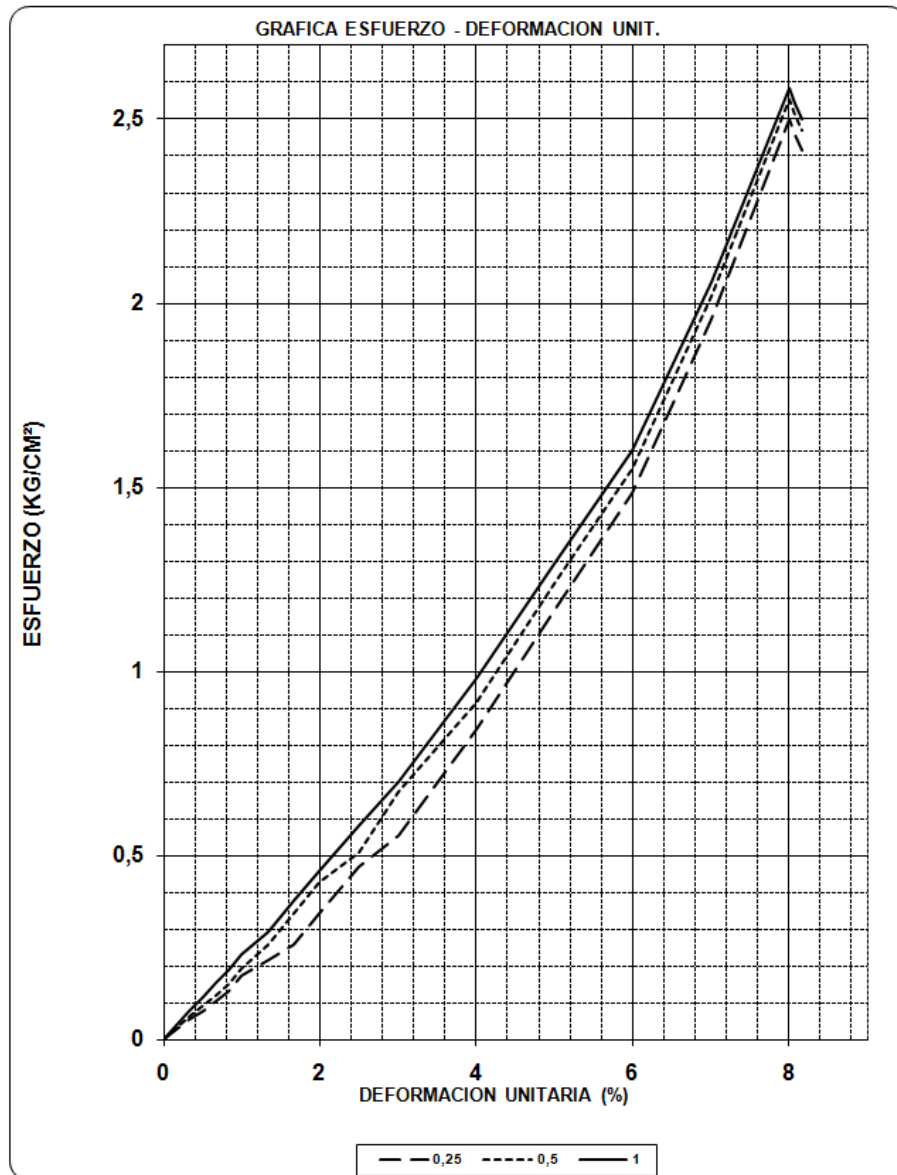
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 2

MUESTRA: M - C

PROF: 3.70 - 3.90





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO OSCURO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 3

FECHA: 22/11/2008

MUESTRA: M - C

CONSTANTE: 0.500

PROFUND: 3.60 - 3.80

PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.54	cm	Wo=	123.30	gr
dm=	3.53	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.54	cm	Wt+sh=	125.70	gr
d prom=	3.53	cm	Wt+ss=	107.80	gr
h1=	8.88	cm	Ss=	2.50	
h2=	8.88	cm	W(%)=	17.00	
h prom=	8.88	cm	pvhi=	1.416	ton/m3
Ao=	9.805	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.415	ton/m3
Vo=	87.071	cm <sup>3</sup>	pvs=	1.210	ton/m3
ei=	1.066		Gi=	39.88	(%)
ef=	1.067		Wi=	17.09	(%)
si=	40.04	(%)	Wf=	17.00	(%)
sf=	39.82	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.8053	0.0000
10	2.00	1.0000	0.1667	9.8216	0.1018
20	4.00	2.0000	0.3334	9.8381	0.2033
30	8.00	4.0000	0.5001	9.8545	0.4059
40	12.00	6.0000	0.6668	9.8711	0.6078
50	16.00	8.0000	0.8335	9.8877	0.8091
60	22.00	11.0000	1.0002	9.9043	1.1106
80	28.00	14.0000	1.3336	9.9378	1.4088
100	36.00	18.0000	1.6670	9.9715	1.8051
120	46.00	23.0000	2.0004	10.0054	2.2988
150	56.00	28.0000	2.5005	10.0567	2.7842
180	66.00	33.0000	3.0006	10.1086	3.2646
240	74.00	37.0000	4.0008	10.2139	3.6225
245	73.00	36.5000	4.0842	10.2228	3.5705
250	72.00	36.0000	4.1675	10.2317	3.5185

3.6225

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 3

MUESTRA: M - C

PROFUND: 3.60 - 3.80

PRESION: 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3.54	cm	Wo=	123.70	gr
dm=	3.56	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.56	cm	Wt+sh=	126.00	gr
d prom=	3.56	cm	Wt+ss=	108.10	gr
h1=	8.88	cm	Ss=	2.50	
h2=	8.88	cm	W(%)=	16.95	
h prom=	8.88	cm	pvhi=	1.402	ton/m3
Ao=	9.935	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.400	ton/m3
Vo=	88.224	cm <sup>3</sup>	pvs=	1.199	ton/m3
ei=	1.085		Gi=	39.05	(%)
ef=	1.089		Wi=	17.14	(%)
si=	39.361	(%)	Wf=	16.95	(%)
sf=	38.926	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.9352	0.0000
10	3.00	1.5000	0.1667	9.9518	0.1507
20	6.00	3.0000	0.3334	9.9684	0.3010
30	10.00	5.0000	0.5001	9.9851	0.5007
40	14.00	7.0000	0.6668	10.0019	0.6999
50	18.00	9.0000	0.8335	10.0187	0.8983
60	24.00	12.0000	1.0002	10.0356	1.1957
80	30.00	15.0000	1.3336	10.0695	1.4897
100	38.00	19.0000	1.6670	10.1036	1.8805
120	48.00	24.0000	2.0004	10.1380	2.3673
150	58.00	29.0000	2.5005	10.1900	2.8459
180	68.00	34.0000	3.0006	10.2425	3.3195
240	76.00	38.0000	4.0008	10.3492	3.6718
245	75.00	37.5000	4.0842	10.3582	3.6203
250	74.00	37.0000	4.1675	10.3672	3.5689

3.6718



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 3  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND.: 3.60 - 3.80

<b>PRESION:</b>	<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>		
ds=	3.60 cm	Wo=	124.10 gr
dm=	3.60 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.60 cm	Wt+sh=	126.60 gr
d prom.=	<b>3.60 cm</b>	Wt+ss=	108.50 gr
h1=	8.88 cm	Ss=	2.50
h2=	8.88 cm	W(%)=	<b>17.08</b>
h prom.=	<b>8.88 cm</b>	pvhi=	1.373 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.179 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.373 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	<b>90.387 cm<sup>3</sup></b>	pvs=	<b>1.173 ton/m<sup>3</sup></b>
ei=	<b>1.132</b>	Gi=	37.72 (%)
ef=	<b>1.132</b>	Wi=	17.08 (%)
si=	37.718 (%)	Wf=	17.08 (%)
sf=	37.718 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.1788	0.0000
10	4.00	2.0000	0.1667	10.1958	0.1962
20	8.00	4.0000	0.3334	10.2128	0.3917
30	12.00	6.0000	0.5001	10.2299	0.5865
40	16.00	8.0000	0.6668	10.2471	0.7807
50	20.00	10.0000	0.8335	10.2643	0.9742
60	26.00	13.0000	1.0002	10.2816	1.2644
80	32.00	16.0000	1.3336	10.3163	1.5509
100	40.00	20.0000	1.6670	10.3513	1.9321
120	50.00	25.0000	2.0004	10.3865	2.4070
150	60.00	30.0000	2.5005	10.4398	2.8736
180	70.00	35.0000	3.0006	10.4936	3.3354
240	78.00	39.0000	4.0008	10.6030	3.6782
245	77.00	38.5000	4.0842	10.6122	3.6279
250	76.00	38.0000	4.1675	10.6214	3.5777

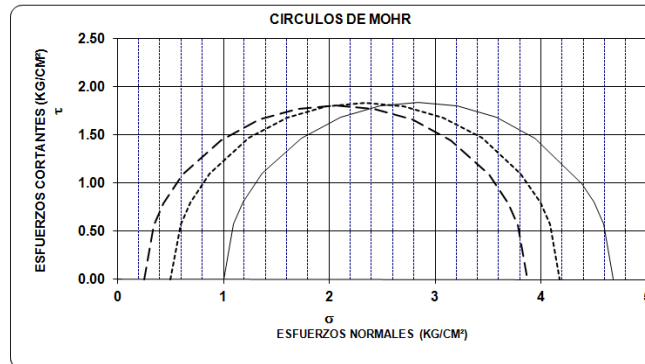
3.6782

## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 3  
 MUESTRA: M - C PROF.: 3.60 - 3.80

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
 LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO OSCURO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wf=
1	0.25	3.62	1.416	39.9	1.066	2.50	17.10 %
2	0.50	3.67	1.402	39.0	1.085	2.50	17.01 %
3	1.00	3.68	1.373	37.7	1.132	2.50	38.88 %
DATOS FINALES						38.82 %	1.397 ton/m <sup>3</sup>
		ef	Gwf	wf	pvhf	1.396 ton/m <sup>3</sup>	ei= 1.09
1	0.25	1.067	39.821	17.00	1.415		ef= 1.10
2	0.50	1.089	38.926	16.95	1.400		
3	1.00	1.132	37.718	17.08	1.373		



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= \_\_\_\_\_ grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 μ= 0.45



# ANEXO

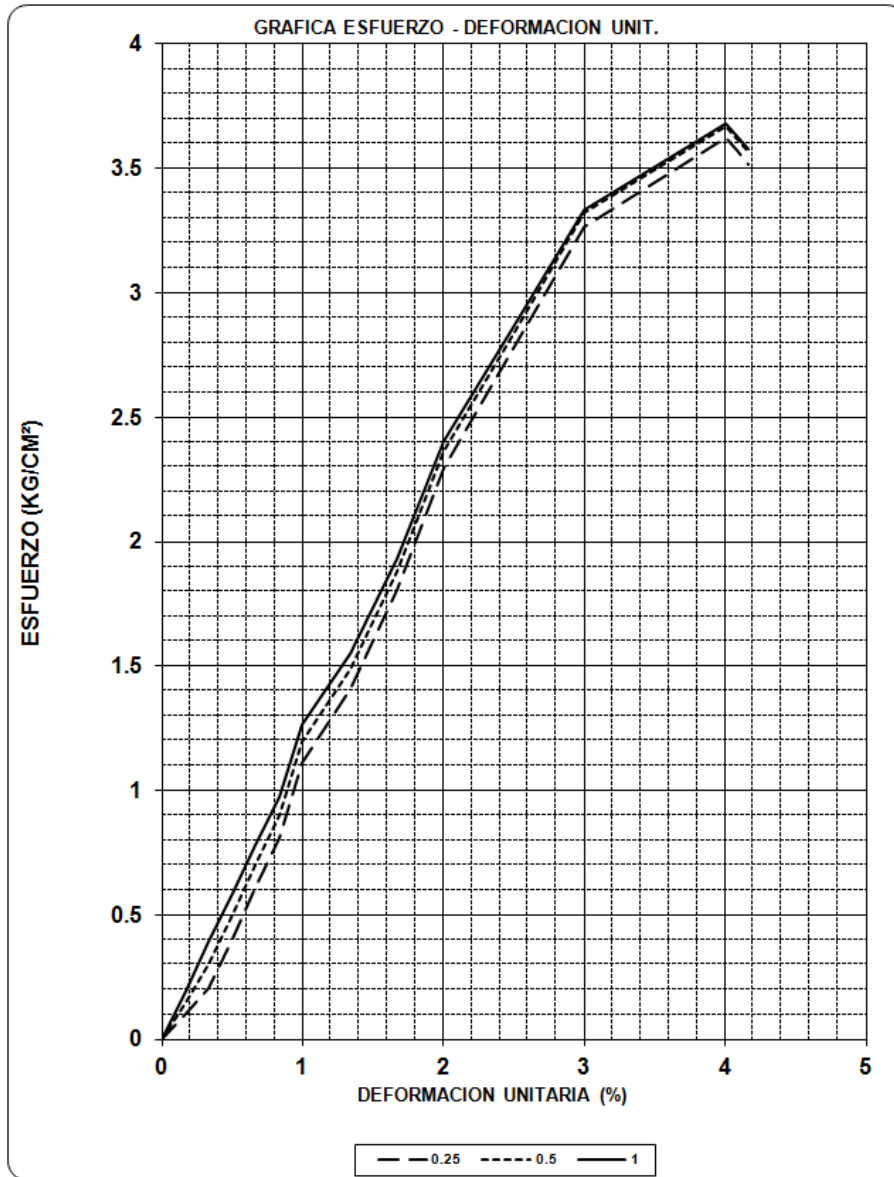
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 3

MUESTRA: M - C

PROF: 3.60 - 3.80







# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ OSCURO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 4  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 2.90 - 3.10

FECHA: 22/11/2008  
 CONSTANTE: 0.500  
 PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>  
 VELOCIDAD: 0.01667

OPERADOR: JE

ds=	3.64	cm	Wo=	110.00	gr
dm=	3.65	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.64	cm	Wt+sh=	112.40	gr
d prom=	3.65	cm	Wt+ss=	83.90	gr
h1=	8.87	cm	Ss=	2.50	
h2=	8.87	cm	W(%)=	35.01	
h prom=	8.87	cm	pvhi=	1.187	ton/m3
Ao=	10.444	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.186	ton/m3
Vo=	92.642	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.879	ton/m3
ei=	1.843		Gi=	47.50	(%)
ef=	1.845		Wi=	35.14	(%)
si=	47.60	(%)	Wf=	35.01	(%)
sf=	47.44	(%)			

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.4444	0.0000
10	1.00	0.5000	0.1667	10.4618	0.0478
20	2.00	1.0000	0.3334	10.4793	0.0954
30	4.00	2.0000	0.5001	10.4969	0.1905
40	6.00	3.0000	0.6668	10.5145	0.2853
50	8.00	4.0000	0.8335	10.5321	0.3798
60	10.00	5.0000	1.0002	10.5499	0.4739
80	13.00	6.5000	1.3336	10.5855	0.6140
100	17.00	8.5000	1.6670	10.6214	0.8003
120	23.00	11.5000	2.0004	10.6576	1.0790
150	25.00	12.5000	2.5005	10.7122	1.1669
155	24.00	12.0000	2.5839	10.7214	1.1193
160	23.00	11.5000	2.6672	10.7306	1.0717

1.1669

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 4  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 2.90 - 3.10

PRESION: 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3.68	cm	Wo=	110.50	gr
dm=	3.68	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.68	cm	Wt+sh=	112.90	gr
d prom=	3.68	cm	Wt+ss=	84.20	gr
h1=	8.87	cm	Ss=	2.50	
h2=	8.87	cm	W(%)=	35.13	
h prom=	8.87	cm	pvhi=	1.171	ton/m3
Ao=	10.636	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.170	ton/m3
Vo=	94.343	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.867	ton/m3
ei=	1.884		Gi=	46.61	(%)
ef=	1.887		Wi=	35.25	(%)
si=	46.706	(%)	Wf=	35.13	(%)
sf=	46.543	(%)			

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.6362	0.0000
10	1.50	0.7500	0.1667	10.6539	0.0704
20	3.00	1.5000	0.3334	10.6718	0.1406
30	5.00	2.5000	0.5001	10.6896	0.2339
40	7.00	3.5000	0.6668	10.7076	0.3269
50	9.00	4.5000	0.8335	10.7256	0.4196
60	11.00	5.5000	1.0002	10.7436	0.5119
80	14.00	7.0000	1.3336	10.7799	0.6494
100	18.00	9.0000	1.6670	10.8165	0.8321
120	24.00	12.0000	2.0004	10.8533	1.1057
150	26.00	13.0000	2.5005	10.9090	1.1917
155	25.00	12.5000	2.5839	10.9183	1.1449
160	24.00	12.0000	2.6672	10.9276	1.0981

1.1917



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 4  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 2.90 - 3.10

<b>PRESION:</b>	<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.71 cm	Wo= 110.90 gr
dm=	3.72 cm	Wt= 2.50 gr
di=	3.72 cm	Wt+sh= 113.20 gr
d prom=	3.72 cm	Wt+ss= 84.40 gr
h1=	8.87 cm	Ss= 2.50
h2=	8.87 cm	W(%)= 35.16
h prom=	8.87 cm	pvhi= 1.151 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.859 cm <sup>2</sup>	pvhf= 1.149 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	96.319 cm <sup>3</sup>	pvs= 0.852 ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.935	Gi= 45.44 (%)
ef=	1.940	Wi= 35.41 (%)
si=	45.627 (%)	Wf= 35.16 (%)
sf=	45.313 (%)	

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.8589	0.0000
10	2.00	1.0000	0.1667	10.8770	0.0919
20	4.00	2.0000	0.3334	10.8952	0.1836
30	6.00	3.0000	0.5001	10.9135	0.2749
40	8.00	4.0000	0.6668	10.9318	0.3659
50	10.00	5.0000	0.8335	10.9502	0.4566
60	12.00	6.0000	1.0002	10.9686	0.5470
80	15.00	7.5000	1.3336	11.0057	0.6815
100	19.00	9.5000	1.6670	11.0430	0.8603
120	25.00	12.5000	2.0004	11.0806	1.1281
150	27.00	13.5000	2.5005	11.1374	1.2121
155	26.00	13.0000	2.5839	11.1469	1.1662
160	25.00	12.5000	2.6672	11.1565	1.1204

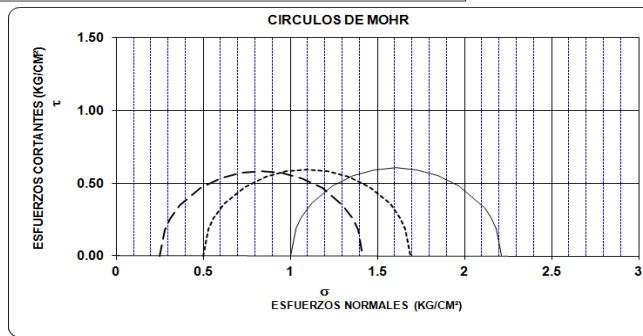
1.2121

## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 4  
 MUESTRA: M - C PROF.: 2.90 - 3.10

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
 LIMO POCO ARCELOSO CAFÉ OSCURO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	1.17	1.187	47.5	1.843	2.50	35.27 %
2	0.50	1.19	1.171	46.6	1.884	35.10 %	35.10 %
3	1.00	1.21	1.151	45.4	1.935	46.52 %	46.43 %
DATOS FINALES						PVN= 1.170 ton/m <sup>3</sup>	PVF= 1.169 ton/m <sup>3</sup>
		ef	Gwf	wf	pvhf	ei= 1.89	ef= 1.89
1	0.25	1.845	47.436	35.01	1.186		
2	0.50	1.887	46.543	35.13	1.170		
3	1.00	1.940	45.313	35.16	1.149		



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= \_\_\_\_\_ grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 ##: 0.45



# ANEXO

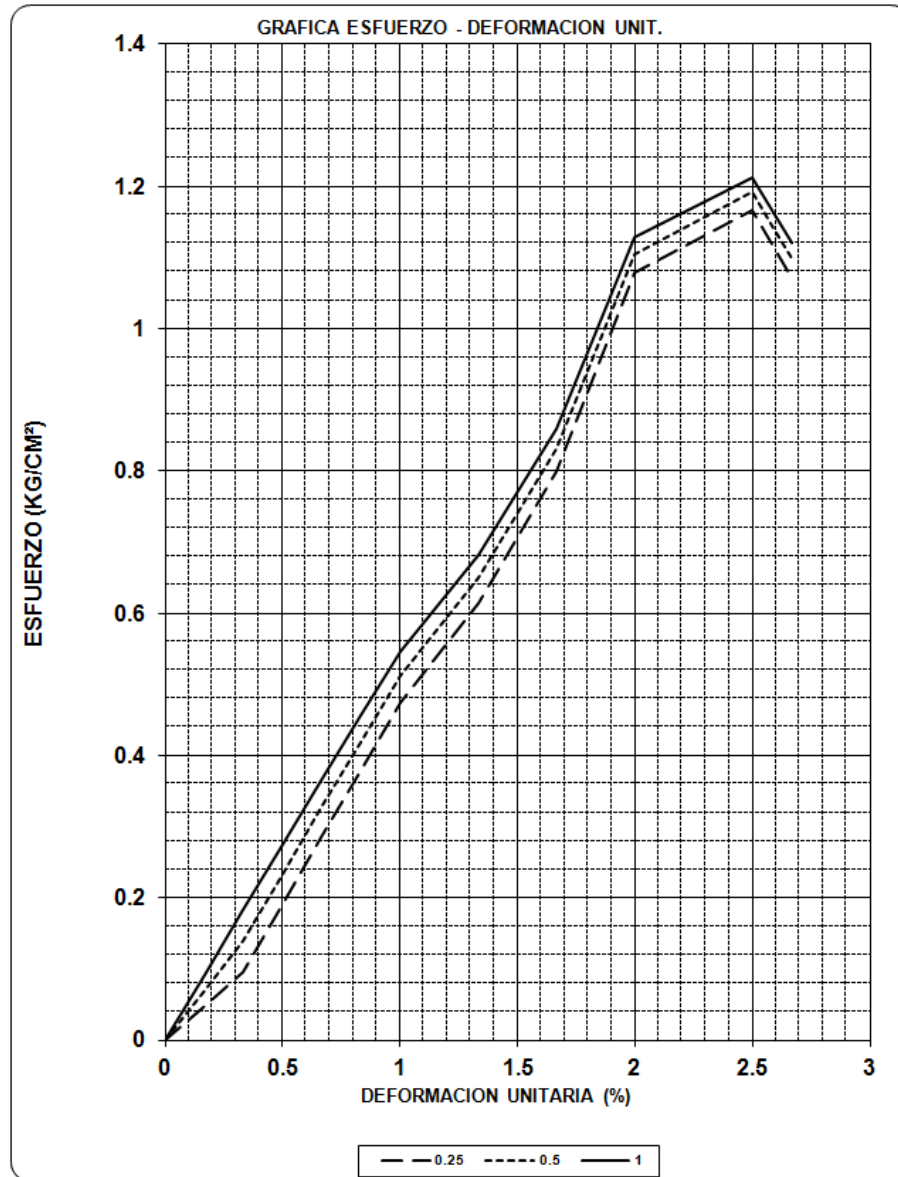
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 4

MUESTRA: M - C

PROF: 2.90 - 3.10





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA ORGANICA GRIS OSCURO NEGRUSCO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 5

FECHA: 22/11/2008

MUESTRA: M - C

CONSTANTE: 0.500

PROFUND: 3.10 - 3.30

PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.84	cm	Wo=	114.40	gr
dm=	3.85	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.86	cm	Wt+sh=	116.70	gr
d prom=	3.85	cm	Wt+ss=	18.40	gr
h1=	9.12	cm	Ss=	2.16	
h2=	9.12	cm	W(%)=	618.24	
h prom=	9.12	cm	pvh=	1.078	ton/m3
Ao=	11.642	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.076	ton/m3
Vo=	106.171	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.150	ton/m3
ei=	13.398		Gi=	99.67	(%)
ef=	13.423		Wi=	619.50	(%)
si=	99.69	(%)	Wf=	618.24	(%)
sf=	99.48	(%)			

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.6416	0.0000
10	0.40	0.2000	0.1667	11.6610	0.0172
20	0.80	0.4000	0.3334	11.6805	0.0342
30	1.20	0.6000	0.5001	11.7001	0.0513
40	1.60	0.8000	0.6668	11.7197	0.0683
50	2.00	1.0000	0.8335	11.7394	0.0852
60	3.00	1.5000	1.0002	11.7592	0.1276
80	4.00	2.0000	1.3336	11.7989	0.1695
100	5.00	2.5000	1.6670	11.8389	0.2112
120	6.00	3.0000	2.0004	11.8792	0.2525
150	8.00	4.0000	2.5005	11.9401	0.3350
180	10.00	5.0000	3.0006	12.0017	0.4166
240	16.00	8.0000	4.0008	12.1267	0.6597
300	23.00	11.5000	5.0010	12.2544	0.9384
360	30.00	15.0000	6.0012	12.3848	1.2112
420	38.00	19.0000	7.0014	12.5180	1.5178
480	46.00	23.0000	8.0016	12.6541	1.8176
540	54.00	27.0000	9.0018	12.7932	2.1105
545	53.00	26.5000	9.0852	12.8049	2.0695
550	52.00	26.0000	9.1685	12.8167	2.0286

2.1105

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 5

MUESTRA: M - C

PROFUND: 3.10 - 3.30

PRESION: 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3.85	cm	Wo=	115.10	gr
dm=	3.86	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.85	cm	Wt+sh=	117.40	gr
d prom=	3.86	cm	Wt+ss=	19.00	gr
h1=	9.12	cm	Ss=	2.16	
h2=	9.12	cm	W(%)=	596.36	
h prom=	9.12	cm	pvh=	1.080	ton/m3
Ao=	11.682	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.078	ton/m3
Vo=	106.539	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.155	ton/m3
ei=	12.923		Gi=	99.68	(%)
ef=	12.947		Wi=	597.58	(%)
si=	99.696	(%)	Wf=	596.36	(%)
sf=	99.494	(%)			

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.6819	0.0000
10	0.60	0.3000	0.1667	11.7014	0.0256
20	1.20	0.6000	0.3334	11.7210	0.0512
30	1.80	0.9000	0.5001	11.7406	0.0767
40	2.40	1.2000	0.6668	11.7603	0.1020
50	3.00	1.5000	0.8335	11.7801	0.1273
60	4.00	2.0000	1.0002	11.7999	0.1695
80	5.00	2.5000	1.3336	11.8398	0.2112
100	6.00	3.0000	1.6670	11.8800	0.2525
120	7.00	3.5000	2.0004	11.9204	0.2936
150	9.00	4.5000	2.5005	11.9815	0.3756
180	11.00	5.5000	3.0006	12.0433	0.4567
240	17.00	8.5000	4.0008	12.1688	0.6985
300	24.00	12.0000	5.0010	12.2969	0.9759
360	31.00	15.5000	6.0012	12.4277	1.2472
420	39.00	19.5000	7.0014	12.5614	1.5524
480	47.00	23.5000	8.0016	12.6980	1.8507
540	55.00	27.5000	9.0018	12.8375	2.1422
545	54.00	27.0000	9.0852	12.8493	2.1013
550	53.00	26.5000	9.1685	12.8611	2.0605

2.1422



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 5  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 3.10 - 3.30

<b>PRESION: 1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	3.87 cm	Wo=	115.70 gr
dm=	3.87 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.87 cm	Wt+sh=	118.00 gr
d prom.=	3.87 cm	Wt+ss=	19.50 gr
h1=	9.12 cm	Ss=	2.16
h2=	9.12 cm	W(%)=	579.41
h prom.=	9.12 cm	pvhi=	1.079 ton/m3
Ao=	11.763 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.077 ton/m3
Vo=	107.277 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.159 ton/m3
ei=	12.607	Gi=	99.27 (%)
ef=	12.630	Wi=	580.59 (%)
si=	99.289 (%)	Wf=	579.41 (%)
sf=	99.088 (%)		

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.7628	0.0000
10	0.80	0.4000	0.1667	11.7825	0.0339
20	1.60	0.8000	0.3334	11.8022	0.0678
30	2.40	1.2000	0.5001	11.8220	0.1015
40	3.20	1.6000	0.6668	11.8418	0.1351
50	4.00	2.0000	0.8335	11.8617	0.1686
60	5.00	2.5000	1.0002	11.8817	0.2104
80	6.00	3.0000	1.3336	11.9218	0.2516
100	7.00	3.5000	1.6670	11.9622	0.2926
120	8.00	4.0000	2.0004	12.0029	0.3333
150	10.00	5.0000	2.5005	12.0645	0.4144
180	12.00	6.0000	3.0006	12.1267	0.4948
240	18.00	9.0000	4.0008	12.2530	0.7345
300	25.00	12.5000	5.0010	12.3821	1.0095
360	32.00	16.0000	6.0012	12.5138	1.2786
420	40.00	20.0000	7.0014	12.6484	1.5812
480	48.00	24.0000	8.0016	12.7859	1.8771
540	56.00	28.0000	9.0018	12.9264	2.1661
545	55.00	27.5000	9.0852	12.9383	2.1255
550	54.00	27.0000	9.1685	12.9502	2.0849

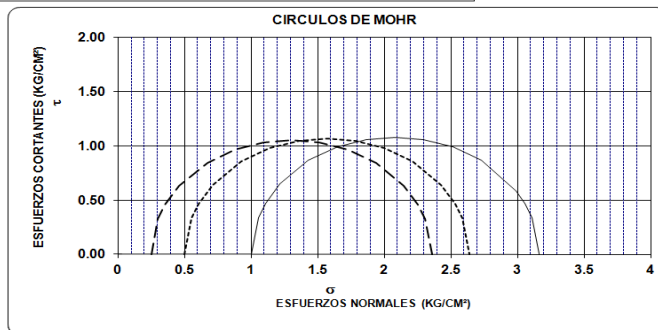
2.1661

## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 5  
 MUESTRA: M - C  
 PROF.: 3.10 - 3.30

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
 ARCILLA ORGANICA GRIS OSCURO NEGRUSCO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m3)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO								
						Ss=	wi=	wf=	Gw=	Gwf=	PvN=	PvF=	ei=	ef=
1	0.25	2.11	1.078	99.7	13.398	2.16	599.22 %	598.00 %	99.54 %	99.36 %	1.079 ton/m3	1.077 ton/m3	12.98	13.00
2	0.50	2.14	1.080	99.7	12.923									
3	1.00	2.17	1.079	99.3	12.607									
DATOS FINALES														
		ef	Gwf	wf	pvhf									
1	0.25	13.423	99.484	618.24	1.076									
2	0.50	12.947	99.494	596.36	1.078									
3	1.00	12.630	99.088	579.41	1.077									



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= \_\_\_\_\_ grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 #= 0.45



# ANEXO

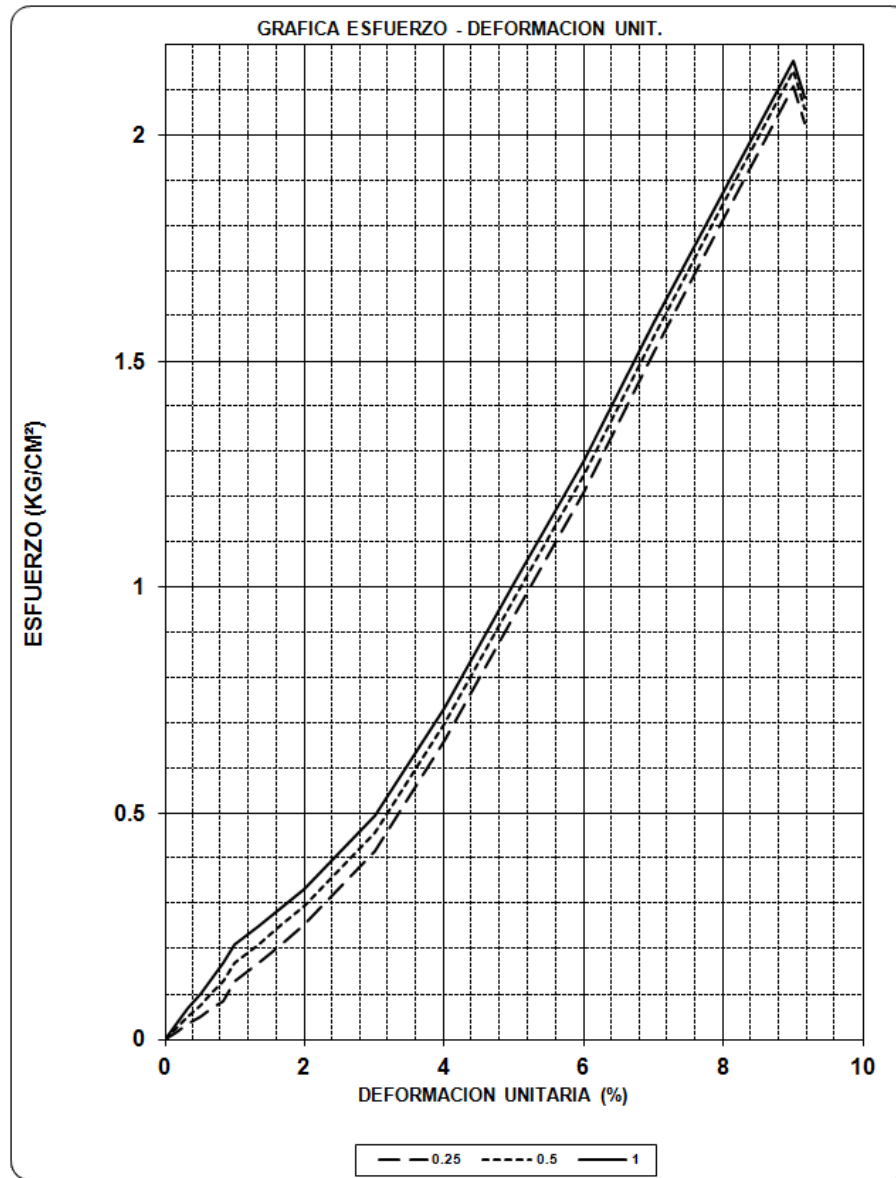
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 5

MUESTRA: M - C

PROF: 3.10 - 3.30





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRIS OSCURO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 6

FECHA: 22/11/2008

MUESTRA: M - C

CONSTANTE: 0.500

PROFUND: 3.80 - 4.00

PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.62	cm	Wo=	119.20	gr
dm=	3.64	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.64	cm	Wt+sh=	121.60	gr
d prom=	3.64	cm	Wt+ss=	88.00	gr
h1=	8.80	cm	Ss=	2.51	
h2=	8.80	cm	W%=	39.30	
h prom=	8.80	cm	pvh=	1.304	ton/m3
Ao=	10.387	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.303	ton/m3
Vo=	91.407	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.936	ton/m3
ei=	1.681		Gi=	58.67	(%)
ef=	1.683		Wi=	39.42	(%)
si=	58.77	(%)	Wf=	39.30	(%)
sf=	58.59	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.3872	0.0000
10	2.00	1.0000	0.1667	10.4045	0.0961
20	4.00	2.0000	0.3334	10.4219	0.1919
30	7.00	3.5000	0.5001	10.4394	0.3353
40	11.00	5.5000	0.6668	10.4569	0.5260
50	15.00	7.5000	0.8335	10.4745	0.7160
60	18.00	9.0000	1.0002	10.4921	0.8578
80	24.00	12.0000	1.3336	10.5276	1.1399
100	32.00	16.0000	1.6670	10.5633	1.5147
120	40.00	20.0000	2.0004	10.5992	1.8869
150	44.00	22.0000	2.5005	10.6536	2.0650
155	43.00	21.5000	2.5839	10.6627	2.0164
160	42.00	21.0000	2.6672	10.6718	1.9678

2.0650

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 6

MUESTRA: M - C

PROFUND: 3.80 - 4.00

PRESION: 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3.68	cm	Wo=	120.00	gr
dm=	3.67	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.68	cm	Wt+sh=	122.30	gr
d prom=	3.67	cm	Wt+ss=	88.40	gr
h1=	8.80	cm	Ss=	2.51	
h2=	8.80	cm	W%=	39.46	
h prom=	8.80	cm	pvh=	1.287	ton/m3
Ao=	10.598	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.285	ton/m3
Vo=	93.260	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.923	ton/m3
ei=	1.721		Gi=	57.57	(%)
ef=	1.725		Wi=	39.70	(%)
si=	57.761	(%)	Wf=	39.46	(%)
sf=	57.422	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.5977	0.0000
10	2.50	1.2500	0.1667	10.6154	0.1178
20	5.00	2.5000	0.3334	10.6331	0.2351
30	8.00	4.0000	0.5001	10.6509	0.3756
40	12.00	6.0000	0.6668	10.6688	0.5624
50	16.00	8.0000	0.8335	10.6867	0.7486
60	20.00	10.0000	1.0002	10.7047	0.9342
80	26.00	13.0000	1.3336	10.7409	1.2103
100	34.00	17.0000	1.6670	10.7773	1.5774
120	42.00	21.0000	2.0004	10.8140	1.9419
150	46.00	23.0000	2.5005	10.8695	2.1160
155	45.00	22.5000	2.5839	10.8788	2.0682
160	44.00	22.0000	2.6672	10.8881	2.0206

2.1160



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 6  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 3.80 - 4.00

<b>PRESION:</b>	<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>		
ds=	3.71 cm	Wo=	120.50 gr
dm=	3.70 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.70 cm	Wt+sh=	122.90 gr
d prom=	3.70 cm	Wt+ss=	88.80 gr
h1=	8.80 cm	Ss=	2.51
h2=	8.80 cm	W(%)=	39.51
h prom=	8.80 cm	pvhi=	1.272 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.762 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.271 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	94.704 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.912 ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.752	Gi=	56.60 (%)
ef=	1.754	Wi=	39.63 (%)
si=	56.696 (%)	Wf=	39.51 (%)
sf=	56.531 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.7618	0.0000
10	3.00	1.5000	0.1667	10.7798	0.1391
20	6.00	3.0000	0.3334	10.7978	0.2778
30	10.00	5.0000	0.5001	10.8159	0.4623
40	14.00	7.0000	0.6668	10.8340	0.6461
50	18.00	9.0000	0.8335	10.8522	0.8293
60	22.00	11.0000	1.0002	10.8705	1.0119
80	28.00	14.0000	1.3336	10.9072	1.2836
100	36.00	18.0000	1.6670	10.9442	1.6447
120	44.00	22.0000	2.0004	10.9815	2.0034
150	47.00	23.5000	2.5005	11.0378	2.1290
155	46.00	23.0000	2.5839	11.0472	2.0820
160	45.00	22.5000	2.6672	11.0567	2.0350

2.1290

## PRUEBA TRIAXIAL UU

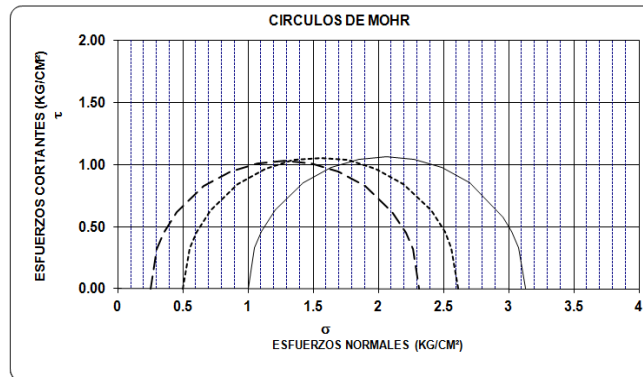
OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 6  
 MUESTRA: M - C PROF.: 3.80 - 4.00

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :

LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRIS OSCURO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	2.07	1.304	58.7	1.681	2.51	39.58 %
2	0.50	2.12	1.287	57.6	1.721		39.43 %
3	1.00	2.13	1.272	66.6	1.752		57.62 %
DATOS FINALES							57.52 %
		ef	Gwf	wf	pvhf		PVN= 1.288 ton/m <sup>3</sup>
1	0.25	1.683	58.594	39.30	1.303		PVF= 1.286 ton/m <sup>3</sup>
2	0.50	1.725	57.422	39.46	1.285		ei= 1.72
3	1.00	1.754	56.531	39.51	1.271		ef= 1.72

## CIRCULOS DE MOHR



C=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	_____	grados
E=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
#::	0.45	





# ANEXO

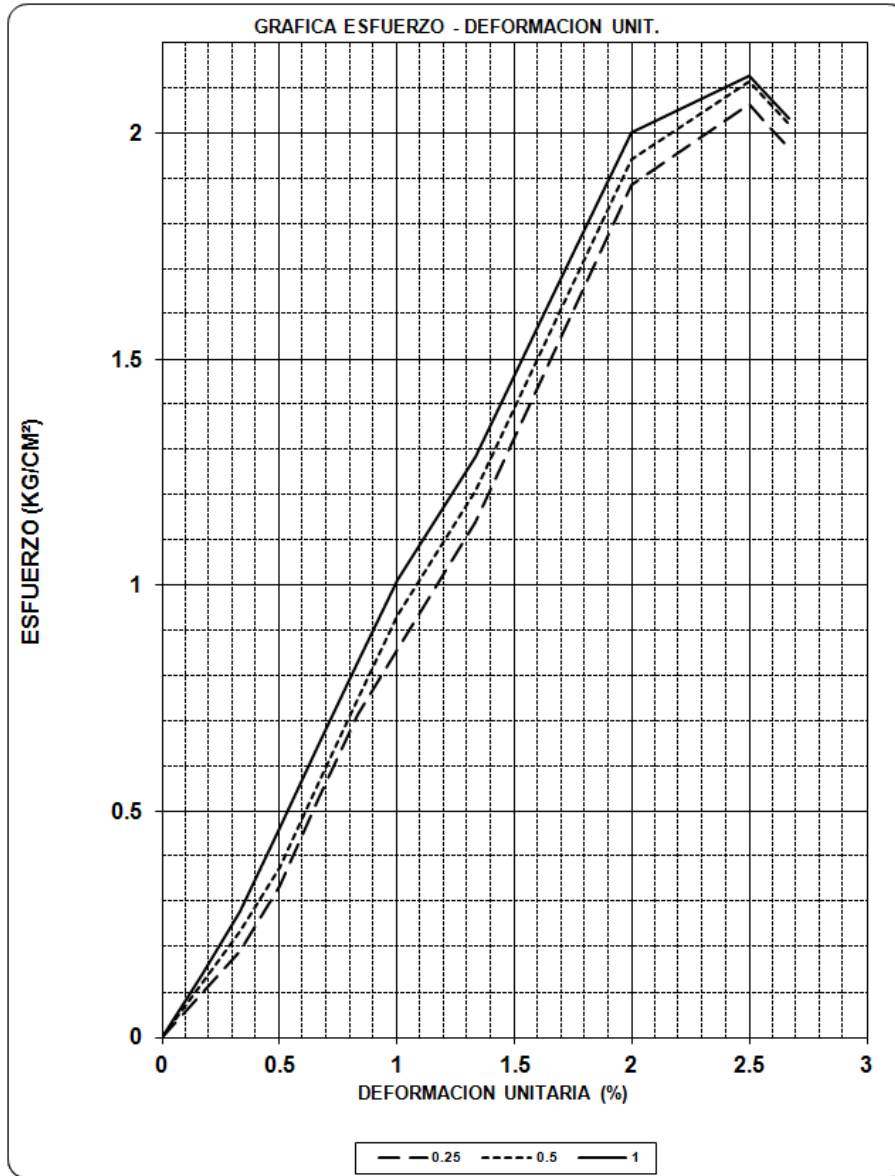
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 6

MUESTRA: M - C

PROF: 3.80 - 4.00





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: LIMO CAFÉ GRIS OSCURO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 7

FECHA: 22/11/2008

MUESTRA: M - C

CONSTANTE: 0.500

PROFUND: 3.80 - 4.00

PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.64	cm	Wo=	112.00	gr
dm=	3.64	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.64	cm	Wt+sh=	114.40	gr
d prom=	3.64	cm	Wt+ss=	99.10	gr
h1=	8.32	cm	Ss=	2.50	
h2=	8.32	cm	W(%)=	15.84	
h prom=	8.32	cm	pvh=	1.294	ton/m3
Ao=	10.406	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.292	ton/m3
Vo=	86.580	cm <sup>3</sup>	pvs=	1.117	ton/m3
ei=	1.239		Gi=	31.97	(%)
ef=	1.241		Wi=	15.94	(%)
si=	32.12	(%)	Wf=	15.84	(%)
sf=	31.92	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.4062	0.0000
10	1.00	0.5000	0.1667	10.4236	0.0480
20	2.00	1.0000	0.3334	10.4410	0.0958
30	3.00	1.5000	0.5001	10.4585	0.1434
40	5.00	2.5000	0.6668	10.4761	0.2386
50	7.00	3.5000	0.8335	10.4937	0.3335
60	10.00	5.0000	1.0002	10.5113	0.4757
80	16.00	8.0000	1.3336	10.5469	0.7585
100	23.00	11.5000	1.6670	10.5826	1.0867
105	22.00	11.0000	1.7504	10.5916	1.0386
110	21.00	10.5000	1.8337	10.6006	0.9905

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 7

MUESTRA: M - C

PROFUND: 3.80 - 4.00

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	3.68	cm	Wo=	112.70	gr
dm=	3.69	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.68	cm	Wt+sh=	115.10	gr
d prom=	3.69	cm	Wt+ss=	99.70	gr
h1=	8.32	cm	Ss=	2.50	
h2=	8.32	cm	W(%)=	15.84	
h prom=	8.32	cm	pvh=	1.269	ton/m3
Ao=	10.675	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.268	ton/m3
Vo=	88.814	cm <sup>3</sup>	pvs=	1.095	ton/m3
ei=	1.282		Gi=	30.89	(%)
ef=	1.284		Wi=	15.95	(%)
si=	31.041	(%)	Wf=	15.84	(%)
sf=	30.841	(%)			
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.6747	0.0000
10	1.50	0.7500	0.1667	10.6926	0.0701
20	3.00	1.5000	0.3334	10.7105	0.1401
30	4.50	2.2500	0.5001	10.7284	0.2097
40	6.00	3.0000	0.6668	10.7464	0.2792
50	8.00	4.0000	0.8335	10.7645	0.3716
60	12.00	6.0000	1.0002	10.7826	0.5565
80	18.00	9.0000	1.3336	10.8190	0.8319
100	25.00	12.5000	1.6670	10.8557	1.1515
105	24.00	12.0000	1.7504	10.8649	1.1045
110	23.00	11.5000	1.8337	10.8741	1.0576

1.1515



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 7  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 3.80 - 4.00

<b>PRESION:</b> 1.00 kg/cm <sup>2</sup>			
ds=	3.71 cm	Wo=	113.00 gr
dm=	3.71 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.71 cm	Wt+sh=	115.40 gr
d prom.=	3.71 cm	Wt+ss=	100.00 gr
h1=	8.32 cm	Ss=	2.50
h2=	8.32 cm	W(%)=	15.79
h prom.=	8.32 cm	pvhi=	1.256 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.810 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.255 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	89.942 cm <sup>3</sup>	pvs=	1.085 ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.304	Gi=	30.28 (%)
ef=	1.306	Wi=	15.90 (%)
si=	30.427 (%)	Wf=	15.79 (%)
sf=	30.231 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.8103	0.0000
10	2.00	1.0000	0.1667	10.8283	0.0924
20	4.00	2.0000	0.3334	10.8465	0.1844
30	6.00	3.0000	0.5001	10.8646	0.2761
40	8.00	4.0000	0.6668	10.8829	0.3676
50	11.00	5.0000	0.8335	10.9012	0.5045
60	15.00	7.5000	1.0002	10.9195	0.6868
80	22.00	11.0000	1.3336	10.9564	1.0040
100	27.00	13.5000	1.6670	10.9936	1.2280
105	26.00	13.0000	1.7504	11.0029	1.1815
110	25.00	12.5000	1.8337	11.0122	1.1351

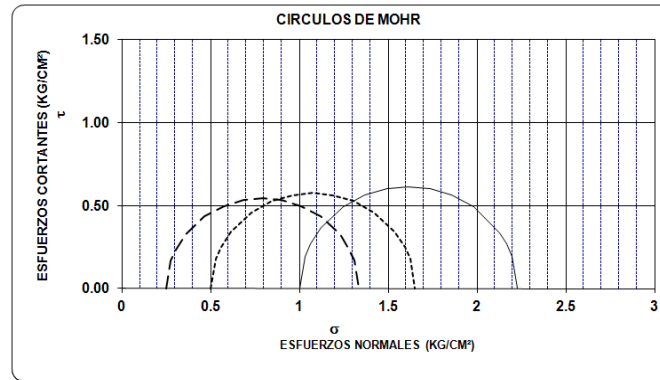
1.2280

## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 7  
 MUESTRA: M - C PROF: 3.80 - 4.00

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
 LIMO CAFÉ GRIS OSCURO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	1.09	1.294	32.0	1.239	2.50	15.93 %
2	0.50	1.15	1.269	30.9	1.262	15.83 %	15.83 %
3	1.00	1.23	1.256	30.3	1.304	31.04 %	31.00 %
DATOS FINALES						PVN=	1.273 ton/m <sup>3</sup>
		ef	Gwf	wf	pvhf	PVF=	1.272 ton/m <sup>3</sup>
1	0.25	1.241	31.915	15.84	1.292	ei=	1.28
2	0.50	1.284	30.841	15.84	1.268	ef=	1.28
3	1.00	1.306	30.231	15.79	1.255		



C=	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	grados
E=	kg/cm <sup>2</sup>
#::	0.45



ANEXO

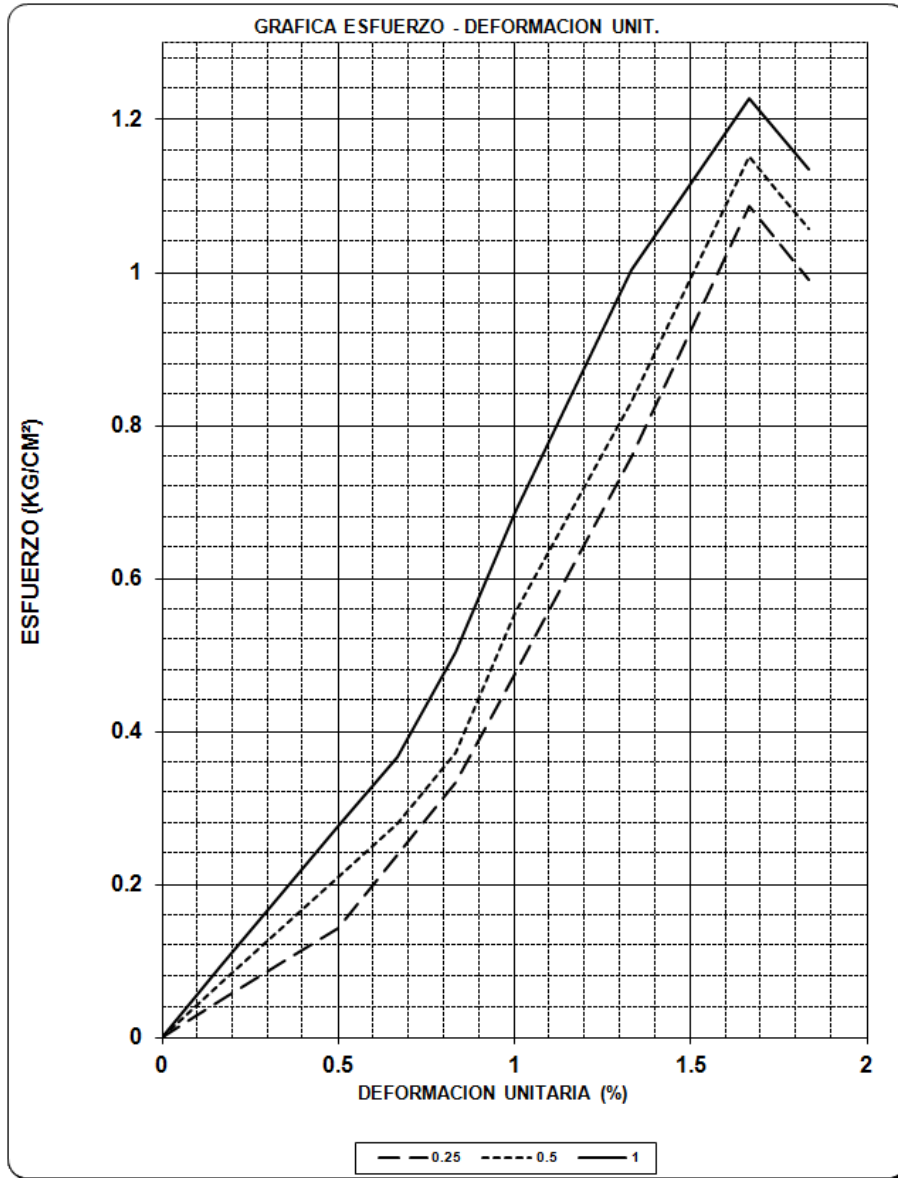
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 7

MUESTRA: M - C

PROF: 3.80 - 4.00





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 8

FECHA: 19/11/2008

MUESTRA: M - C

CONSTANTE: 0.500

PROFUND: 3.10 - 3.30

PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.64	cm	Wo=	150.70	gr
dm=	3.68	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.62	cm	Wt+sh=	153.00	gr
d prom.=	3.66	cm	Wt+ss=	95.80	gr
h1=	9.01	cm	Ss=	2.50	
h2=	9.01	cm	W(%)=	61.31	
h prom.=	9.01	cm	pvhi=	1.587	ton/m3
Ao=	10.540	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.585	ton/m3
Vo=	94.966	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.984	ton/m3
ei=	1.541		Gi=	99.44	(%)
ef=	1.545		Wi=	61.52	(%)
si=	99.57	(%)	Wf=	61.31	(%)
sf=	99.23	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.5401	0.0000
10	0.60	0.3000	0.1667	10.5577	0.0284
20	1.20	0.6000	0.3334	10.5753	0.0567
30	1.80	0.9000	0.5001	10.5930	0.0850
40	2.40	1.2000	0.6668	10.6108	0.1131
50	3.00	1.5000	0.8335	10.6286	0.1411
60	4.00	2.0000	1.0002	10.6465	0.1879
80	5.00	2.5000	1.3336	10.6825	0.2340
100	6.00	3.0000	1.6670	10.7187	0.2799
120	7.00	3.5000	2.0004	10.7552	0.3254
150	8.50	4.2500	2.5005	10.8104	0.3931
180	10.00	5.0000	3.0006	10.8661	0.4601
240	12.00	6.0000	4.0008	10.9793	0.5465
300	14.00	7.0000	5.0010	11.0949	0.6309
305	13.00	6.5000	5.0844	11.1047	0.5853
310	12.00	6.0000	5.1677	11.1144	0.5398

0.6309

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 8

MUESTRA: M - C

PROFUND: 3.10 - 3.30

PRESION: 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3.67	cm	Wo=	151.00	gr
dm=	3.67	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.67	cm	Wt+sh=	153.30	gr
d prom.=	3.67	cm	Wt+ss=	96.00	gr
h1=	9.01	cm	Ss=	2.50	
h2=	9.01	cm	W(%)=	61.28	
h prom.=	9.01	cm	pvhi=	1.584	ton/m3
Ao=	10.578	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.582	ton/m3
Vo=	95.312	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.982	ton/m3
ei=	1.545		Gi=	99.16	(%)
ef=	1.548		Wi=	61.50	(%)
si=	99.289	(%)	Wf=	61.28	(%)
sf=	98.944	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.5784	0.0000
10	0.70	0.3500	0.1667	10.5961	0.0330
20	1.40	0.7000	0.3334	10.6138	0.0660
30	2.10	1.0500	0.5001	10.6316	0.0988
40	2.80	1.4000	0.6668	10.6495	0.1315
50	3.50	1.7500	0.8335	10.6674	0.1641
60	4.50	2.2500	1.0002	10.6853	0.2106
80	5.50	2.7500	1.3336	10.7214	0.2565
100	7.00	3.5000	1.6670	10.7578	0.3253
120	8.50	4.2500	2.0004	10.7944	0.3937
150	10.50	5.2500	2.5005	10.8497	0.4839
180	12.00	6.0000	3.0006	10.9057	0.5502
240	14.00	7.0000	4.0008	11.0193	0.6352
300	16.00	8.0000	5.0010	11.1353	0.7184
305	15.00	7.5000	5.0844	11.1451	0.6729
310	14.00	7.0000	5.1677	11.1549	0.6275

0.7184



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 8  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND: 3.10 - 3.30

<b>PRESION:</b>	<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>		
ds=	3.70 cm	Wo=	151.70 gr
dm=	3.69 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.69 cm	Wt+sh=	154.00 gr
d prom.=	3.69 cm	Wt+ss=	96.40 gr
h1=	9.01 cm	Ss=	2.50
h2=	9.01 cm	W(%)=	61.34
h prom.=	9.01 cm	pvhi=	1.573 ton/m3
Ao=	10.704 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.571 ton/m3
Vo=	96.441 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.975 ton/m3
ei=	1.564	Gi=	98.04 (%)
ef=	1.568	Wi=	61.55 (%)
si=	98.165 (%)	Wf=	61.34 (%)
sf=	97.825 (%)		

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.7037	0.0000
10	0.80	0.4000	0.1667	10.7216	0.0373
20	1.60	0.8000	0.3334	10.7395	0.0745
30	2.40	1.2000	0.5001	10.7575	0.1115
40	3.20	1.6000	0.6668	10.7756	0.1485
50	4.00	2.0000	0.8335	10.7937	0.1853
60	5.00	2.5000	1.0002	10.8119	0.2312
80	6.50	3.2500	1.3336	10.8484	0.2996
100	8.00	4.0000	1.6670	10.8852	0.3675
120	10.00	5.0000	2.0004	10.9222	0.4578
150	12.00	6.0000	2.5005	10.9782	0.5465
180	14.00	7.0000	3.0006	11.0348	0.6344
240	16.00	8.0000	4.0008	11.1498	0.7175
300	18.00	9.0000	5.0010	11.2672	0.7988
305	17.00	8.5000	5.0844	11.2771	0.7537
310	16.00	8.0000	5.1677	11.2870	0.7088

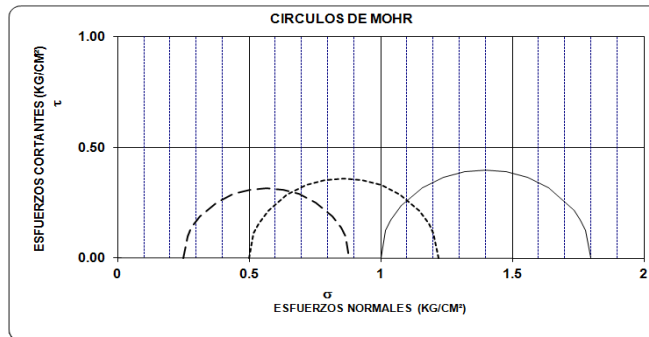
0.7988

## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: PCA - 8  
 MUESTRA: M - C PROF.: 3.10 - 3.30

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
 ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m3)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	0.63	1.587	99.4	1.541	2.50	61.52 %
2	0.50	0.72	1.584	99.2	1.545		61.31 %
3	1.00	0.80	1.573	98.0	1.564		61.31 %
DATOS FINALES							
	ef	Gwf	wf	pvhf			
1	0.25	1.545	99.227	61.31	1.585		98.88 %
2	0.50	1.548	98.944	61.28	1.582		98.67 %
3	1.00	1.568	97.825	61.34	1.571		1.579 ton/m3
							ei= 1.55
							ef= 1.55



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= \_\_\_\_\_ grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 ##: 0.45



ANEXO

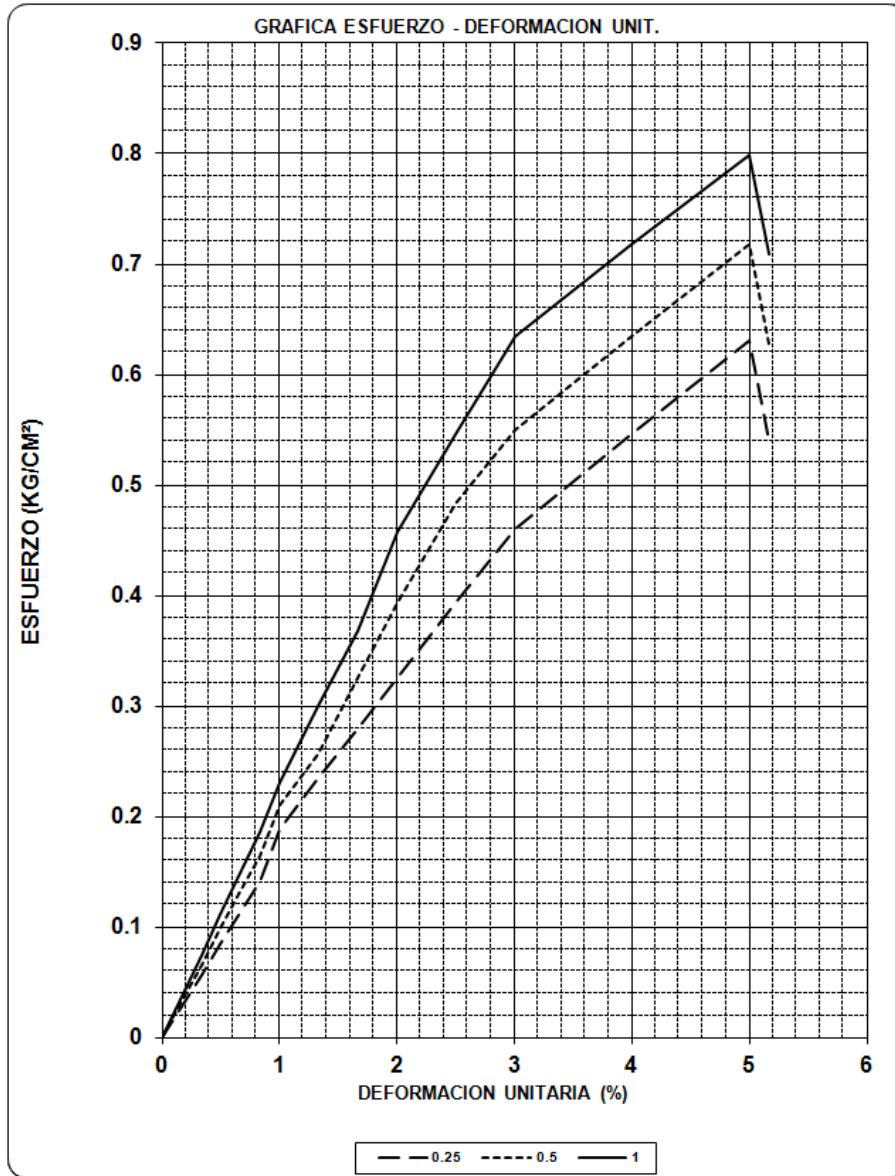
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: PCA - 8

MUESTRA: M - C

PROF: 3.10 - 3.30





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

FECHA: 18/11/2008

MUESTRA: 6 - 2

CONSTANTE: 0.500

PROFUND: 3.36 - 3.58

PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.89	cm	Wo=	121.60	gr
dm=	3.89	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.89	cm	Wt+sh=	124.00	gr
d prom=	3.89	cm	Wt+ss=	32.90	gr
h1=	8.91	cm	Ss=	2.16	
h2=	8.91	cm	W(%)=	299.67	
h prom=	8.91	cm	pvhi=	1.148	ton/m3
Ao=	11.885	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.147	ton/m3
Vo=	105.893	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.287	ton/m3
ei=	6.518		Gi=	99.31	(%)
ef=	6.524		Wi=	300.00	(%)
si=	99.33	(%)	Wf=	299.67	(%)
sf=	99.22	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.8847	0.0000
10	0.60	0.3000	0.1667	11.9046	0.0252
20	1.20	0.6000	0.3334	11.9245	0.0503
30	1.80	0.9000	0.5001	11.9445	0.0753
40	2.40	1.2000	0.6668	11.9645	0.1003
50	3.00	1.5000	0.8335	11.9846	0.1252
60	4.00	2.0000	1.0002	12.0048	0.1666
80	5.00	2.5000	1.3336	12.0454	0.2075
100	6.00	3.0000	1.6670	12.0862	0.2482
120	7.00	3.5000	2.0004	12.1273	0.2886
150	8.00	4.0000	2.5005	12.1895	0.3282
180	9.00	4.5000	3.0006	12.2524	0.3673
240	11.00	5.5000	4.0008	12.3800	0.4443
300	13.00	6.5000	5.0010	12.5104	0.5196
360	16.00	8.0000	6.0012	12.6435	0.6327
420	20.00	10.0000	7.0014	12.7795	0.7825
480	24.00	12.0000	8.0016	12.9184	0.9289
540	32.00	16.0000	9.0018	13.0604	1.2251
545	31.00	15.5000	9.0852	13.0724	1.1857
550	30.00	15.0000	9.1685	13.0844	1.1464

1.2251

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 6 - 2

PROFUND: 3.36 - 3.58

PRESION: 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3.90	cm	Wo=	122.00	gr
dm=	3.90	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.89	cm	Wt+sh=	124.40	gr
d prom=	3.90	cm	Wt+ss=	33.10	gr
h1=	8.91	cm	Ss=	2.16	
h2=	8.91	cm	W(%)=	298.37	
h prom=	8.91	cm	pvhi=	1.147	ton/m3
Ao=	11.936	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.146	ton/m3
Vo=	106.347	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.288	ton/m3
ei=	6.501		Gi=	99.14	(%)
ef=	6.507		Wi=	298.69	(%)
si=	99.153	(%)	Wf=	298.37	(%)
sf=	99.045	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.9357	0.0000
10	0.80	0.4000	0.1667	11.9556	0.0335
20	1.60	0.8000	0.3334	11.9756	0.0668
30	2.40	1.2000	0.5001	11.9957	0.1000
40	3.20	1.6000	0.6668	12.0158	0.1332
50	4.00	2.0000	0.8335	12.0360	0.1662
60	5.00	2.5000	1.0002	12.0563	0.2074
80	6.00	3.0000	1.3336	12.0970	0.2480
100	8.00	4.0000	1.6670	12.1380	0.3295
120	10.00	5.0000	2.0004	12.1793	0.4105
150	12.00	6.0000	2.5005	12.2418	0.4901
180	14.00	7.0000	3.0006	12.3049	0.5689
240	16.00	8.0000	4.0008	12.4331	0.6434
300	18.00	9.0000	5.0010	12.5640	0.7163
360	20.50	10.2500	6.0012	12.6977	0.8072
420	23.00	11.5000	7.0014	12.8343	0.8960
480	26.50	13.2500	8.0016	12.9738	1.0213
540	34.00	17.0000	9.0018	13.1164	1.2961
545	33.00	16.5000	9.0852	13.1284	1.2568
550	32.00	16.0000	9.1685	13.1405	1.2176

1.2961





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: SM - 1  
 MUESTRA: 6 - 2  
 PROFUND: 3.36 - 3.58

PRESION: 1.00 kg/cm <sup>2</sup>			
ds=	3.90 cm	Wo=	122.40 gr
dm=	3.90 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.90 cm	Wt+sh=	124.80 gr
d prom.=	3.90 cm	Wt+ss=	33.30 gr
h1=	8.91 cm	Ss=	2.16
h2=	8.91 cm	Wt(%)=	297.08
h prom.=	8.91 cm	pvhi=	1.150 ton/m3
Ao=	11.946 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.149 ton/m3
Vo=	106.438 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.290 ton/m3
ei=	6.458	Gi=	99.36 (%)
ef=	6.464	Wi=	297.40 (%)
si=	99.372 (%)	Wf=	297.08 (%)
sf=	99.264 (%)		

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.9459	0.0000
10	1.00	0.5000	0.1667	11.9659	0.0418
20	2.00	1.0000	0.3334	11.9859	0.0834
30	3.00	1.5000	0.5001	12.0059	0.1249
40	4.00	2.0000	0.6668	12.0261	0.1663
50	5.00	2.5000	0.8335	12.0463	0.2075
60	6.00	3.0000	1.0002	12.0666	0.2486
80	8.00	4.0000	1.3336	12.1074	0.3304
100	10.00	5.0000	1.6670	12.1484	0.4116
120	12.00	6.0000	2.0004	12.1897	0.4922
150	14.00	7.0000	2.5005	12.2523	0.5713
180	16.00	8.0000	3.0006	12.3154	0.6496
240	18.50	9.2500	4.0008	12.4438	0.7433
300	20.50	10.2500	5.0010	12.5748	0.8151
360	23.50	11.7500	6.0012	12.7086	0.9246
420	26.50	13.2500	7.0014	12.8453	1.0315
480	32.00	16.0000	8.0016	12.9849	1.2322
540	39.00	19.5000	9.0018	13.1276	1.4854
545	38.00	19.0000	9.0852	13.1397	1.4460
550	37.00	18.5000	9.1685	13.1517	1.4067

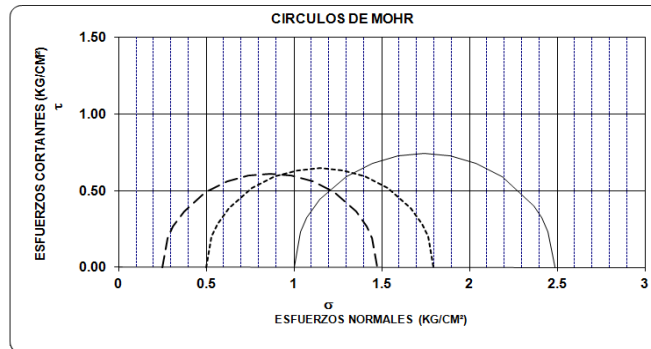
1.4854

### PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: SM - 1  
 MUESTRA: 6 - 2  
 PROF.: 3.36 - 3.58

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
 ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	1.23	1.148	99.3	6.518	2.16	298.70 %
2	0.50	1.30	1.147	99.1	6.501	2.16	298.37 %
3	1.00	1.49	1.150	99.4	6.458	2.16	298.37 %
DATOS FINALES							
		ef	Gwf	wf	pvhf		
1	0.25	6.524	99.217	299.67	1.147		
2	0.50	6.507	99.045	298.37	1.146		
3	1.00	6.464	99.264	297.08	1.149		



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= \_\_\_\_\_ grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 #= 0.45



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

FECHA: 18/11/2008

MUESTRA: 11 - 2

CONSTANTE: 0.500

PROFUND: 6.62 - 6.81

PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.82	cm	Wo=	125.40	gr
dm=	3.82	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.84	cm	Wt+sh=	127.80	gr
d prom=	3.82	cm	Wt+ss=	46.00	gr
h1=	8.90	cm	Ss=	2.20	
h2=	8.90	cm	W(%)=	188.05	
h prom=	8.90	cm	pvh=	1.227	ton/m3
Ao=	11.481	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.226	ton/m3
Vo=	102.180	cm3	pvs=	0.426	ton/m3
ei=	4.164		Gi=	99.36	(%)
ef=	4.168		Wi=	188.28	(%)
si=	99.38	(%)	Wf=	188.05	(%)
sf=	99.26	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.4809	0.0000
10	0.60	0.3000	0.1667	11.5000	0.0261
20	1.20	0.6000	0.3334	11.5193	0.0521
30	1.80	0.9000	0.5001	11.5386	0.0780
40	2.40	1.2000	0.6668	11.5579	0.1038
50	3.00	1.5000	0.8335	11.5774	0.1296
60	4.00	2.0000	1.0002	11.5968	0.1725
80	6.00	3.0000	1.3336	11.6360	0.2578
100	8.00	4.0000	1.6670	11.6755	0.3426
120	10.00	5.0000	2.0004	11.7152	0.4268
150	12.00	6.0000	2.5005	11.7753	0.5095
180	14.00	7.0000	3.0006	11.8360	0.5914
240	20.00	10.0000	4.0008	11.9593	0.8362
300	28.00	14.0000	5.0010	12.0852	1.1584
360	34.00	17.0000	6.0012	12.2138	1.3919
420	38.00	19.0000	7.0014	12.3452	1.5391
480	42.00	21.0000	8.0016	12.4794	1.6828
485	41.00	20.5000	8.0850	12.4907	1.6412
490	40.00	20.0000	8.1683	12.5021	1.5997

1.6828

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 11 - 2

PROFUND: 6.62 - 6.81

<b>PRESION: 1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.84 cm
dm=	3.84 cm
di=	3.84 cm
d prom=	3.84 cm
h1=	8.90 cm
h2=	8.90 cm
h prom=	8.90 cm
Ao=	11.581 cm <sup>2</sup>
Vo=	103.072 cm3
ei=	4.099
ef=	4.107
si=	99.288 (%)
sf=	99.046 (%)

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.5812	0.0000
10	1.00	0.5000	0.1667	11.6005	0.0431
20	2.00	1.0000	0.3334	11.6199	0.0861
30	3.00	1.5000	0.5001	11.6394	0.1289
40	4.00	2.0000	0.6668	11.6589	0.1715
50	5.00	2.5000	0.8335	11.6785	0.2141
60	6.00	3.0000	1.0002	11.6982	0.2565
80	8.00	4.0000	1.3336	11.7377	0.3408
100	10.00	5.0000	1.6670	11.7775	0.4245
120	12.00	6.0000	2.0004	11.8176	0.5077
150	14.00	7.0000	2.5005	11.8782	0.5893
180	16.00	8.0000	3.0006	11.9394	0.6700
240	24.00	12.0000	4.0008	12.0638	0.9947
300	32.00	16.0000	5.0010	12.1908	1.3125
360	37.00	18.5000	6.0012	12.3205	1.5016
420	42.00	21.0000	7.0014	12.4531	1.6863
480	46.00	23.0000	8.0016	12.5884	1.8271
485	45.00	22.5000	8.0850	12.5999	1.7857
490	44.00	22.0000	8.1683	12.6113	1.7445

1.8271



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: SM - 1  
 MUESTRA: 11 - 2  
 PROFUND.: 6.62 - 6.81

<b>PRESION:</b> 1.00 kg/cm <sup>2</sup>			
ds=	3.84 cm	Wo=	126.70 gr
dm=	3.84 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.84 cm	Wt+sh=	129.00 gr
d prom=	3.84 cm	Wt+ss=	46.90 gr
h1=	8.90 cm	Ss=	2.20
h2=	8.90 cm	W(%)=	184.91
h prom=	8.90 cm	pvh=	1.229 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	11.581 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.227 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	103.072 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.431 ton/m <sup>3</sup>
ei=	4.099	Gi=	99.24 (%)
ef=	4.107	Wi=	185.36 (%)
si=	99.288 (%)	Wf=	184.91 (%)
sf=	99.046 (%)		

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.5812	0.0000
10	1.00	0.5000	0.1667	11.6005	0.0431
20	2.00	1.0000	0.3334	11.6199	0.0861
30	3.00	1.5000	0.5001	11.6394	0.1289
40	4.00	2.0000	0.6668	11.6589	0.1715
50	5.00	2.5000	0.8335	11.6785	0.2141
60	6.00	3.0000	1.0002	11.6982	0.2565
80	8.00	4.0000	1.3336	11.7377	0.3408
100	10.00	5.0000	1.6670	11.7775	0.4245
120	12.00	6.0000	2.0004	11.8176	0.5077
150	14.00	7.0000	2.5005	11.8782	0.5893
180	16.00	8.0000	3.0006	11.9394	0.6700
240	24.00	12.0000	4.0008	12.0638	0.9947
300	32.00	16.0000	5.0010	12.1908	1.3125
360	37.00	18.5000	6.0012	12.3205	1.5016
420	42.00	21.0000	7.0014	12.4531	1.6863
480	46.00	23.0000	8.0016	12.5884	1.8271
485	45.00	22.5000	8.0850	12.5999	1.7857
490	44.00	22.0000	8.1683	12.6113	1.7445

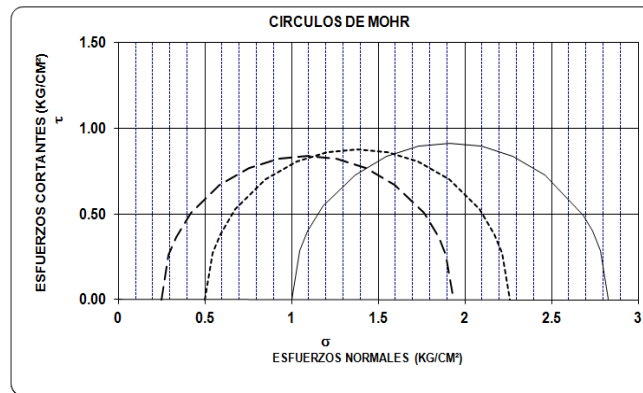
1.8271

### PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: SM - 1  
 MUESTRA: 11 - 2 PROF.: 6.62 - 6.81

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
 ARCILLA GRIS VERDOSO

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	1.68	1.227	99.4	4.164	2.20	186.96 %
2	0.50	1.76	1.232	99.7	4.125	186.66 %	99.44 %
3	1.00	1.83	1.229	99.2	4.099	99.31 %	1.229 ton/m <sup>3</sup>
DATOS FINALES							
		ef	Gwf	wf	pvhf		
1	0.25	4.168	99.264	188.05	1.226	1.228 ton/m <sup>3</sup>	ei= 4.13
2	0.50	4.130	99.632	187.02	1.231		ef= 4.13
3	1.00	4.107	99.046	184.91	1.227		



C=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	_____	grados
E=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
μ=	0.45	



# ANEXO

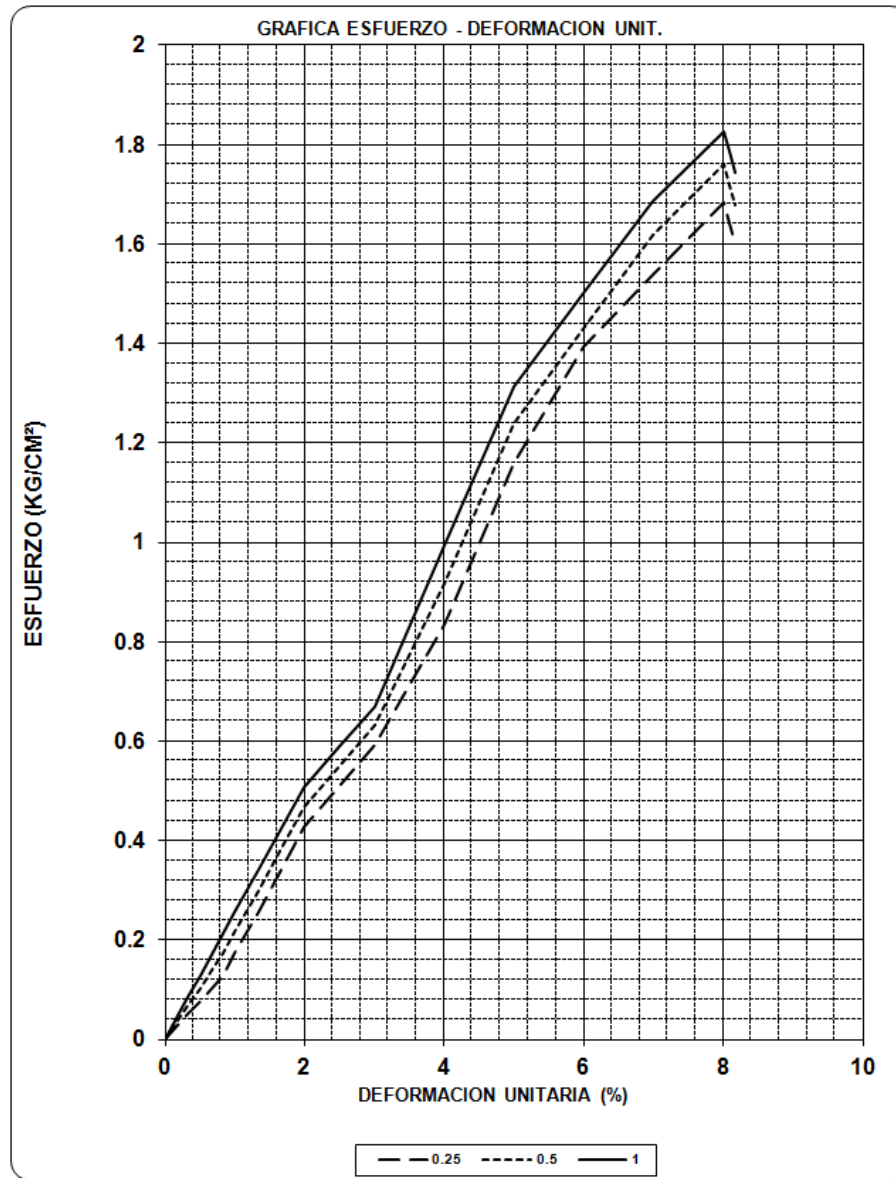
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 11 - 2

PROF: 6.62 - 6.81





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ VERDOSO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1      FECHA: 18/11/2008  
 MUESTRA: 16 - 1      CONSTANTE: 0.500  
 PROFUND: 9.76 - 9.98      PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>  
 OPERADOR: JE      VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.78	cm	Wo=	114.80	gr
dm=	3.76	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.74	cm	Wt+sh=	117.20	gr
d prom=	3.76	cm	Wt+ss=	34.70	gr
h1=	8.80	cm	Ss=	2.18	
h2=	8.80	cm	W(%)=	256.21	
h prom=	8.80	cm	pvhi=	1.175	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	11.104	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.174	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	97.712	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.330	ton/m <sup>3</sup>
ei=	5.610		Gi=	99.57	(%)
ef=	5.615		Wi=	256.52	(%)
si=	99.59	(%)	Wf=	256.21	(%)
sf=	99.47	(%)			

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.1036	0.0000
10	0.30	0.1500	0.1667	11.1222	0.0135
20	0.60	0.3000	0.3334	11.1408	0.0269
30	0.90	0.4500	0.5001	11.1595	0.0403
40	1.20	0.6000	0.6668	11.1782	0.0537
50	1.50	0.7500	0.8335	11.1970	0.0670
60	2.00	1.0000	1.0002	11.2158	0.0892
80	2.50	1.2500	1.3336	11.2537	0.1111
100	3.00	1.5000	1.6670	11.2919	0.1328
120	3.50	1.7500	2.0004	11.3303	0.1545
150	4.30	2.1500	2.5005	11.3884	0.1888
180	5.00	2.5000	3.0006	11.4471	0.2184
240	6.30	3.1500	4.0008	11.5664	0.2723
300	7.50	3.7500	5.0010	11.6882	0.3208
360	9.00	4.5000	6.0012	11.8125	0.3810
420	10.00	5.0000	7.0014	11.9396	0.4188
425	9.00	4.5000	7.0848	11.9503	0.3766
430	8.00	4.0000	7.1681	11.9610	0.3344

0.4188

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1  
 MUESTRA: 16 - 1  
 PROFUND: 9.76 - 9.98

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	3.76	cm	Wo=	115.00	gr
dm=	3.76	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.76	cm	Wt+sh=	117.30	gr
d prom=	3.76	cm	Wt+ss=	34.80	gr
h1=	8.80	cm	Ss=	2.18	
h2=	8.80	cm	W(%)=	255.42	
h prom=	8.80	cm	pvhi=	1.177	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	11.104	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.175	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	97.712	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.331	ton/m <sup>3</sup>
ei=	5.583		Gi=	99.73	(%)
ef=	5.595		Wi=	256.04	(%)
si=	99.764	(%)	Wf=	255.42	(%)
sf=	99.523	(%)			

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.1036	0.0000
10	0.40	0.2000	0.1667	11.1222	0.0180
20	0.80	0.4000	0.3334	11.1408	0.0359
30	1.20	0.6000	0.5001	11.1595	0.0538
40	1.60	0.8000	0.6668	11.1782	0.0716
50	2.00	1.0000	0.8335	11.1970	0.0893
60	2.50	1.2500	1.0002	11.2158	0.1114
80	3.00	1.5000	1.3336	11.2537	0.1333
100	4.00	2.0000	1.6670	11.2919	0.1771
120	5.00	2.5000	2.0004	11.3303	0.2206
150	6.00	3.0000	2.5005	11.3884	0.2634
180	7.00	3.5000	3.0006	11.4471	0.3058
240	8.00	4.0000	4.0008	11.5664	0.3458
300	9.00	4.5000	5.0010	11.6882	0.3850
360	10.00	5.0000	6.0012	11.8125	0.4233
420	11.00	5.5000	7.0014	11.9396	0.4607
425	10.00	5.0000	7.0848	11.9503	0.4184
430	9.00	4.5000	7.1681	11.9610	0.3762

0.4607



# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: SM - 1  
 MUESTRA: 16 - 1  
 PROFUND: 9.76 - 9.98

<b>PRESION:</b>	<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>		
ds=	3.76 cm	Wo=	115.60 gr
dm=	3.78 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.76 cm	Wt+sh=	117.90 gr
d prom.=	3.77 cm	Wt+ss=	35.20 gr
h1=	8.80 cm	Ss=	2.18
h2=	8.80 cm	W(%)=	252.91
h prom.=	8.80 cm	pvhi=	1.175 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	11.183 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.173 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	98.406 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.333 ton/m <sup>3</sup>
ei=	5.549	Gi=	99.36 (%)
ef=	5.560	Wi=	253.52 (%)
si=	99.393 (%)	Wf=	252.91 (%)
sf=	99.153 (%)		

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.1825	0.0000
10	0.60	0.3000	0.1667	11.2012	0.0268
20	1.20	0.6000	0.3334	11.2199	0.0535
30	1.80	0.9000	0.5001	11.2387	0.0801
40	2.40	1.2000	0.6668	11.2576	0.1066
50	3.00	1.5000	0.8335	11.2765	0.1330
60	4.00	2.0000	1.0002	11.2955	0.1771
80	5.00	2.5000	1.3336	11.3337	0.2206
100	6.00	3.0000	1.6670	11.3721	0.2638
120	7.00	3.5000	2.0004	11.4108	0.3067
150	8.00	4.0000	2.5005	11.4693	0.3488
180	9.00	4.5000	3.0006	11.5285	0.3903
240	10.00	5.0000	4.0008	11.6486	0.4292
300	11.00	5.5000	5.0010	11.7712	0.4672
360	12.00	6.0000	6.0012	11.8965	0.5044
420	13.00	6.5000	7.0014	12.0244	0.5406
425	12.00	6.0000	7.0848	12.0352	0.4985
430	11.00	5.5000	7.1681	12.0460	0.4566

0.5406

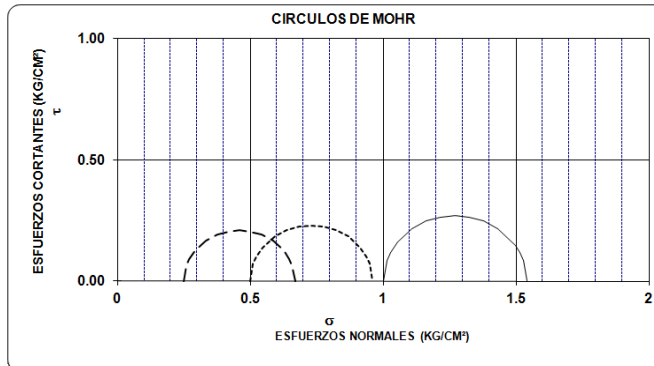
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA  
 SONDEO: SM - 1  
 MUESTRA: 16 - 1 PROF.: 9.76 - 9.98

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :

ARCILLA CAFÉ VERDOSO

ENSAYO	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	wi=
1	0.25	0.42	1.176	99.6	5.610	2.18	256.36 %
2	0.50	0.46	1.177	99.7	5.583		254.84 %
3	1.00	0.54	1.175	99.4	5.549		99.55 %
DATOS FINALES							99.38 %
		ef	Gwf	wf	pvhf		PV/N= 1.176 ton/m <sup>3</sup>
1	0.25	5.615	99.468	256.21	1.174		PV/F= 1.174 ton/m <sup>3</sup>
2	0.50	5.595	99.523	255.42	1.175		ei= 5.58
3	1.00	5.560	99.153	252.91	1.173		ef= 5.59



C=	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	grados
E=	kg/cm <sup>2</sup>
μ=	0.45



# ANEXO

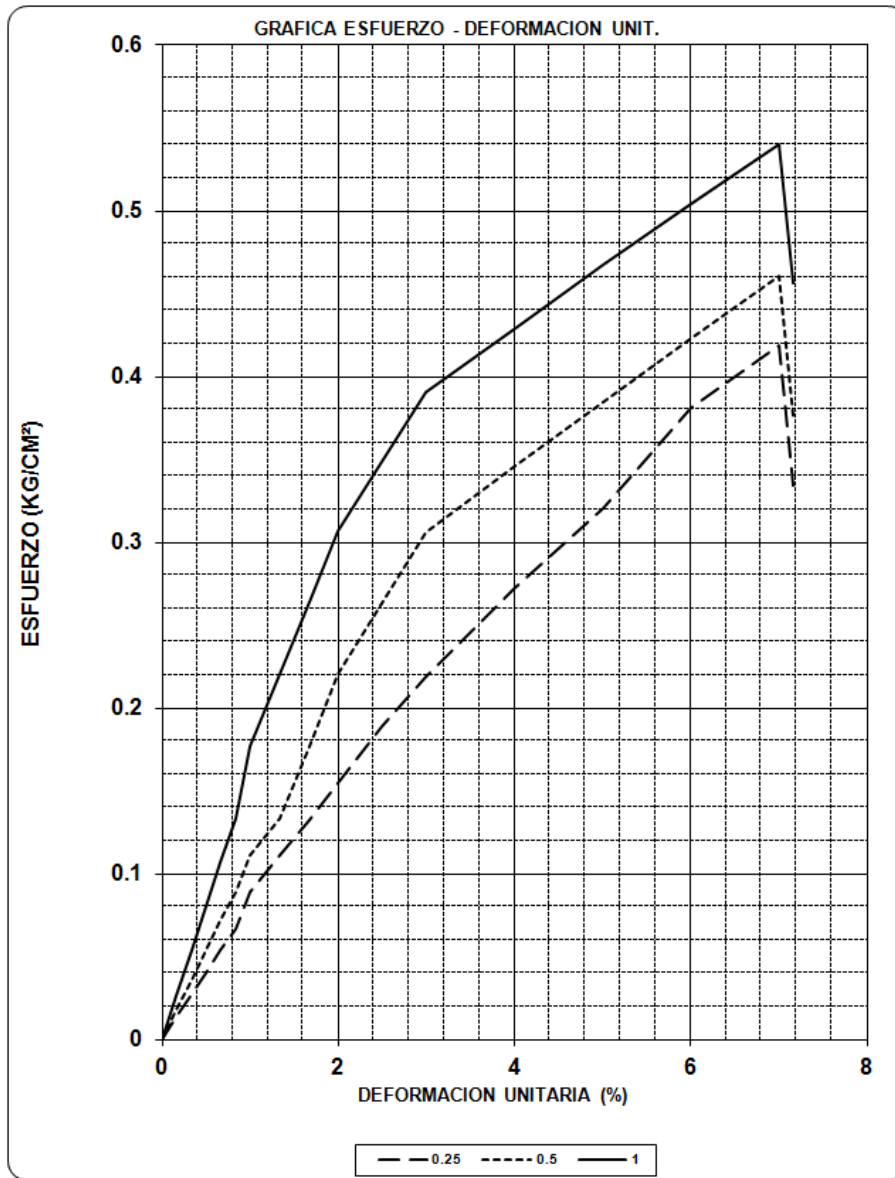
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 16 - 1

PROF: 9.76 - 9.98





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

FECHA: 18/11/2008

MUESTRA: 20 - 2

CONSTANTE: 0.500

PROFUND: 12.36 - 12.58

PRESION: 0.25 kg/cm<sup>2</sup>

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.68	cm	Wo=	106.50	gr
dm=	3.68	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.68	cm	Wt+sh=	108.90	gr
d prom.=	3.68	cm	Wt+ss=	23.70	gr
h1=	9.00	cm	Ss=	2.14	
h2=	9.00	cm	W(%)=	401.89	
h prom.=	9.00	cm	pvhi=	1.113	ton/m3
Ao=	10.636	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.112	ton/m3
Vo=	95.726	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.222	ton/m3
ei=	8.654		Gi=	99.38	(%)
ef=	8.663		Wi=	402.36	(%)
si=	99.40	(%)	Wf=	401.89	(%)
sf=	99.28	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.6362	0.0000
10	0.50	0.2500	0.1667	10.6539	0.0235
20	1.00	0.5000	0.3334	10.6718	0.0469
30	1.50	0.7500	0.5001	10.6896	0.0702
40	2.00	1.0000	0.6668	10.7076	0.0934
50	2.50	1.2500	0.8335	10.7256	0.1165
60	3.00	1.5000	1.0002	10.7436	0.1396
80	5.00	2.5000	1.3336	10.7799	0.2319
100	7.00	3.5000	1.6670	10.8165	0.3236
120	9.00	4.5000	2.0004	10.8533	0.4146
150	12.00	6.0000	2.5005	10.9090	0.5500
180	15.00	7.5000	3.0006	10.9652	0.6840
240	19.00	9.5000	4.0008	11.0794	0.8574
300	24.00	12.0000	5.0010	11.1961	1.0718
360	28.00	14.0000	6.0012	11.3152	1.2373
420	36.00	18.0000	7.0014	11.4369	1.5739
480	48.00	24.0000	8.0016	11.5613	2.0759
540	61.00	30.5000	9.0018	11.6883	2.6094
545	60.00	30.0000	9.0852	11.6991	2.5643
550	59.00	29.5000	9.1685	11.7098	2.5193

2.6094

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 20 - 2

PROFUND: 12.36 - 12.58

PRESION: 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

ds=	3.67	cm	Wo=	107.00	gr
dm=	3.69	cm	Wt=	2.50	gr
di=	3.67	cm	Wt+sh=	109.30	gr
d prom.=	3.68	cm	Wt+ss=	24.00	gr
h1=	9.00	cm	Ss=	2.14	
h2=	9.00	cm	W(%)=	396.74	
h prom.=	9.00	cm	pvhi=	1.116	ton/m3
Ao=	10.655	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.114	ton/m3
Vo=	95.899	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.225	ton/m3
ei=	8.527		Gi=	99.56	(%)
ef=	8.545		Wi=	397.67	(%)
si=	99.590	(%)	Wf=	396.74	(%)
sf=	99.357	(%)			
tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.6555	0.0000
10	0.60	0.3000	0.1667	10.6732	0.0281
20	1.20	0.6000	0.3334	10.6911	0.0561
30	1.80	0.9000	0.5001	10.7090	0.0840
40	2.40	1.2000	0.6668	10.7270	0.1119
50	3.00	1.5000	0.8335	10.7450	0.1396
60	4.00	2.0000	1.0002	10.7631	0.1858
80	6.00	3.0000	1.3336	10.7995	0.2778
100	8.00	4.0000	1.6670	10.8361	0.3691
120	10.00	5.0000	2.0004	10.8730	0.4599
150	13.00	6.5000	2.5005	10.9287	0.5948
180	16.00	8.0000	3.0006	10.9851	0.7283
240	20.00	10.0000	4.0008	11.0995	0.9009
300	25.00	12.5000	5.0010	11.2164	1.1144
360	30.00	15.0000	6.0012	11.3357	1.3232
420	38.00	19.0000	7.0014	11.4576	1.6583
480	50.00	25.0000	8.0016	11.5822	2.1585
540	62.00	31.0000	9.0018	11.7095	2.6474
545	61.00	30.5000	9.0852	11.7203	2.6023
550	60.00	30.0000	9.1685	11.7310	2.5573

2.6474





# ANEXO

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: MUYUGUARDA  
 SONDEO: SM - 1  
 MUESTRA: 20 - 2  
 PROFUND: 12.36 - 12.58

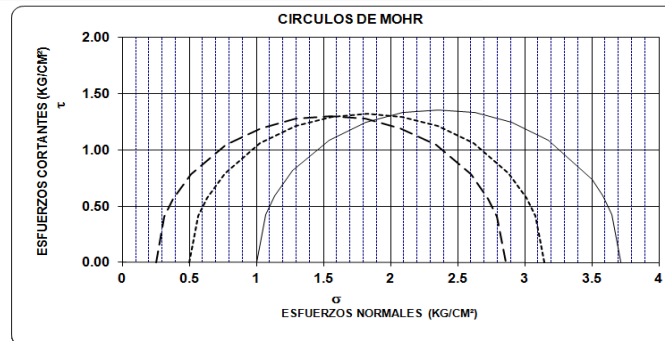
<b>PRESION:</b> 1.00 kg/cm <sup>2</sup>			
ds=	3.69 cm	Wo=	107.60 gr
dm=	3.69 cm	Wt=	2.50 gr
di=	3.71 cm	Wt+sh=	109.90 gr
d prom.=	3.69 cm	Wt+ss=	24.30 gr
h1=	9.00 cm	Ss=	2.14
h2=	9.00 cm	W(%)=	392.66
h prom.=	9.00 cm	pvhi=	1.116 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.713 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.114 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	96.421 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.227 ton/m <sup>3</sup>
ei=	8.448	Gi=	99.47 (%)
ef=	8.465	Wi=	393.58 (%)
si=	99.497 (%)	Wf=	392.66 (%)
sf=	99.265 (%)		

tiempo Seg	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	10.7134	0.0000
10	0.80	0.4000	0.1667	10.7313	0.0373
20	1.60	0.8000	0.3334	10.7492	0.0744
30	2.40	1.2000	0.5001	10.7672	0.1114
40	3.20	1.6000	0.6668	10.7853	0.1483
50	4.00	2.0000	0.8335	10.8034	0.1851
60	5.00	2.5000	1.0002	10.8216	0.2310
80	7.00	3.5000	1.3336	10.8582	0.3223
100	9.00	4.5000	1.6670	10.8950	0.4130
120	11.00	5.5000	2.0004	10.9321	0.5031
150	15.00	7.5000	2.5005	10.9881	0.6826
180	19.00	9.5000	3.0006	11.0448	0.8601
240	24.00	12.0000	4.0008	11.1599	1.0753
300	29.00	14.5000	5.0010	11.2774	1.2858
360	36.00	18.0000	6.0012	11.3974	1.5793
420	43.00	21.5000	7.0014	11.5199	1.8663
480	52.00	26.0000	8.0016	11.6452	2.2327
540	64.00	32.0000	9.0018	11.7732	2.7180
545	63.00	31.5000	9.0852	11.7840	2.6731
550	62.00	31.0000	9.1685	11.7948	2.6283

2.7180

## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA					DESCRIPCIÓN DEL SUELO:		
SONDEO: SM - 1					ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO		
MUESTRA: 20 - 2					PROF.: 12.36 - 12.58		
ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss= 2.14	
1	0.25	2.61	1.113	99.4	8.654	wi= 397.87 %	
2	0.50	2.85	1.116	99.6	8.527	wf= 397.10 %	
3	1.00	2.72	1.116	99.5	8.448	Gw= 99.47 %	
						Gwf= 99.30 %	
						PVN= 1.115 ton/m <sup>3</sup>	
						PVF= 1.113 ton/m <sup>3</sup>	
						ei= 8.54	
						ef= 8.56	
DATOS FINALES							
		ef	Gwf	wf	pvhf		
1	0.25	8.663	99.279	401.89	1.112		
2	0.50	8.545	99.357	396.74	1.114		
3	1.00	8.465	99.265	392.66	1.114		



C=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	_____	grados
E=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
µ=	0.45	



# ANEXO

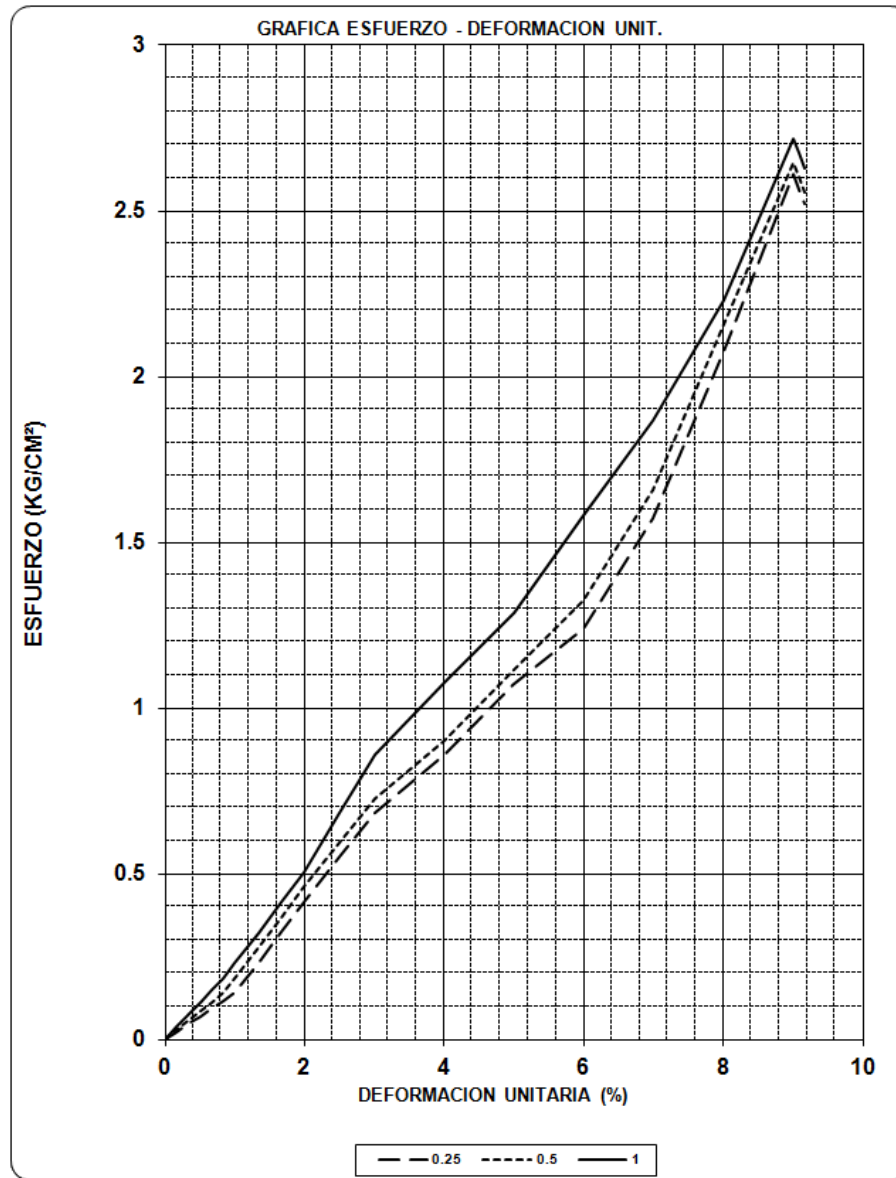
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MUYUGUARDA

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 20 - 2

PROF: 12.36 - 12.58





**CONSOLIDACIÓN**



## ANEXO

### CÁLCULO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO **MUYUGUARDA**

SONDEO: **SM-1**

PROF.: **3.36-3.58**

MUESTRA: **6-2**

CONS.No 1

ANILLO Nc 1

Ss= 2.16

D. ANILLO 8.000 Cm.

FECHA:

H. ANILLO 2.000 Cm.

A. ANILLO 50.266 Cm<sup>2</sup>.

W.ANILLO 205.200 Gr.

DATOS INICIALES

DATOS FINALES

Wh+A 337.80 gr

Wh+A+T 348.40 gr

W TARA 24.70 gr

Ws+A+T 291.50 gr

Ws= 61.6000 gr

Whi= 132.60 gr

Wwi= 71.0000 gr

Whf= 118.50 gr

Wwf= 56.9000 gr

Vi= 100.5311 cm<sup>3</sup>

Vf= 90.9254 cm<sup>3</sup>

Vs= 28.5185 cm<sup>3</sup>

Vv= 72.0126 cm<sup>3</sup>

Vw= 71.0000 cm<sup>3</sup>

Pvhi= 1.3190 ton/m<sup>3</sup>

Pvhf= 1.3033 ton/m<sup>3</sup>

Wi= 115.26 %

Si= 98.59 %

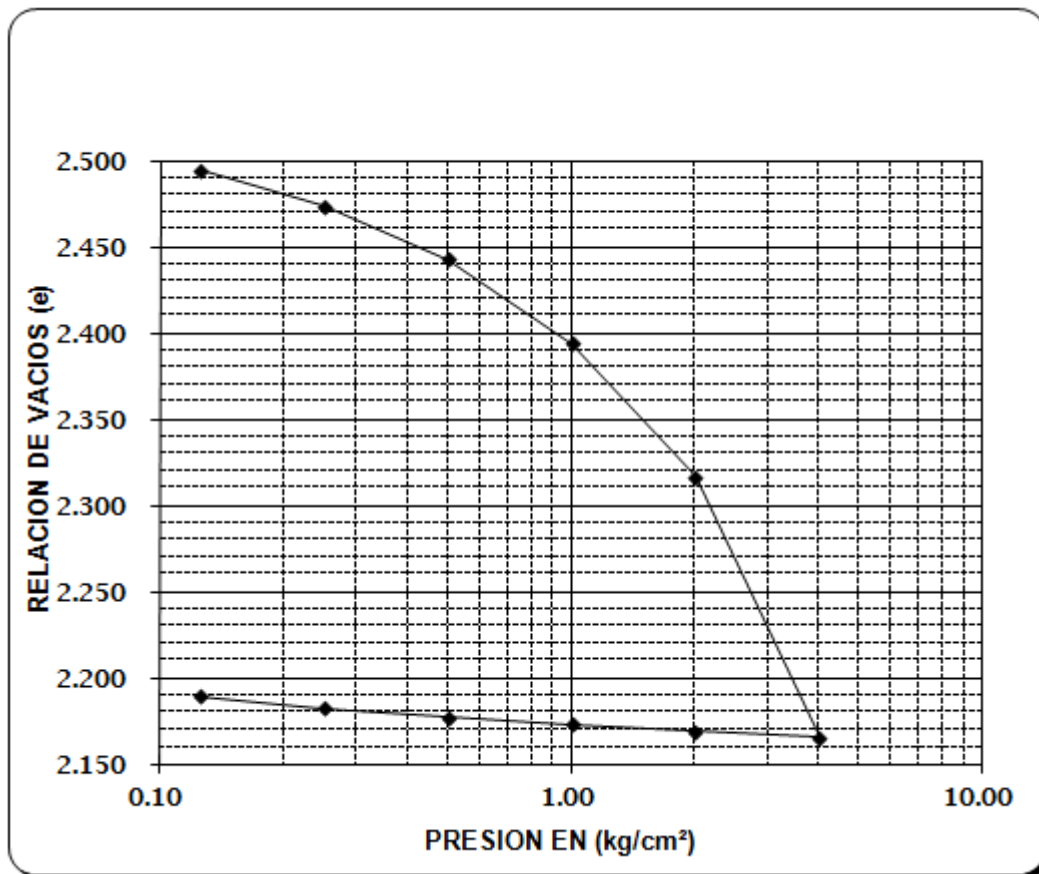
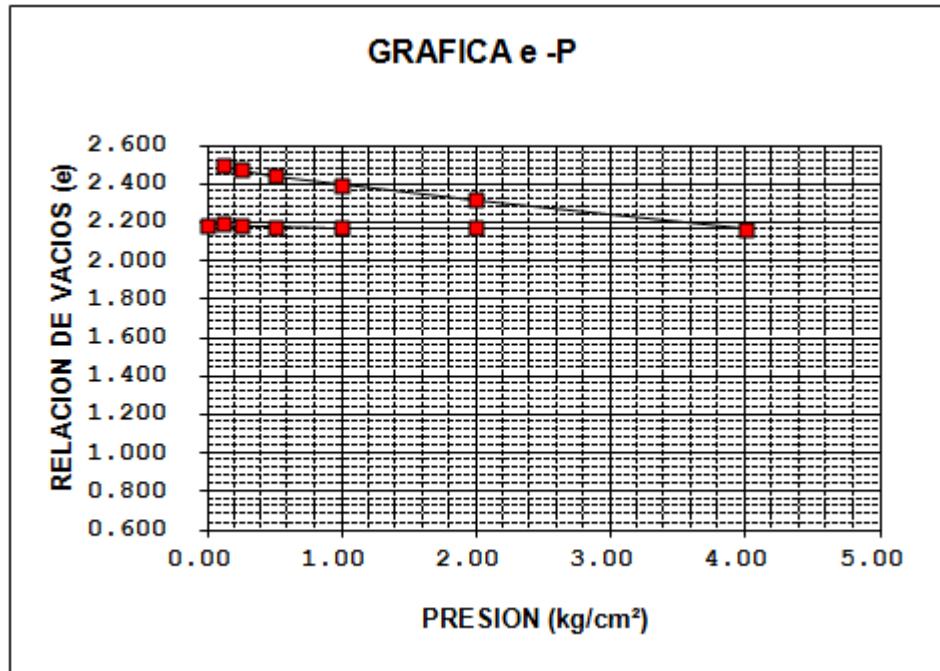
Wf= 92.37 %

Sf= 91.18 %

ei 2.5251

ef 2.1883

Presión Kg/cm <sup>2</sup>	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm <sup>3</sup>
Lec.l=	7.360					
0.125	7.172	0.013	0.1750	0.8750	2.4943	99.6515
0.250	7.042	0.026	0.2920	1.4600	2.4736	99.0633
0.500	6.850	0.043	0.4670	2.3350	2.4428	98.1837
1.000	6.552	0.064	0.7440	3.7200	2.3940	96.7913
2.000	6.083	0.094	1.1830	5.9150	2.3166	94.5847
4.000	5.182	0.138	2.0400	10.2000	2.1656	90.2769
2.000	5.220	0.118	2.0220	10.1100	2.1687	90.3674
1.000	5.270	0.091	1.9990	9.9950	2.1728	90.4830
0.500	5.317	0.069	1.9740	9.8700	2.1772	90.6087
0.250	5.360	0.055	1.9450	9.7250	2.1823	90.7545
0.125	5.410	0.044	1.9060	9.5300	2.1892	90.9505
0.000	5.449	0.000	1.9110	9.5550	2.1883	90.9254





## ANEXO

### CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO **MUYUGUARDA**

SONDEO: **SM-1**

PROF.: **6.62-6.81**

MUESTRA: **11.-2**

CONS.No 2

ANILLO Nc 2

Ss= 2.20

D. ANILLO 8.020 Cm.

FECHA:

H. ANILLO 1.970 Cm.

A. ANILLO 50.517 Cm<sup>2</sup>.

W.ANILLO 58.000 Gr.

DATOS INICIALES

DATOS FINALES

Wh+A 192.80 gr

Wh+A+T 208.00 gr

WTARA 26.40 gr

Ws+A+T 147.70 gr

Ws= 63.3000 gr

Whi= 134.80 gr

Wwi= 71.5000 gr

Whf= 123.60 gr

Wwf= 60.3000 gr

Vi= 99.5189 cm<sup>3</sup>

Vf= 80.5749 cm<sup>3</sup>

Vs= 28.7727 cm<sup>3</sup>

Vv= 70.7461 cm<sup>3</sup>

Vw= 71.5000 cm<sup>3</sup>

Pvhi= 1.3545 ton/m<sup>3</sup>

Pvhf= 1.5340 ton/m<sup>3</sup>

Wi= 112.95 %

Si= 101.07 %

Wf= 95.26 %

Sf= 116.40 %

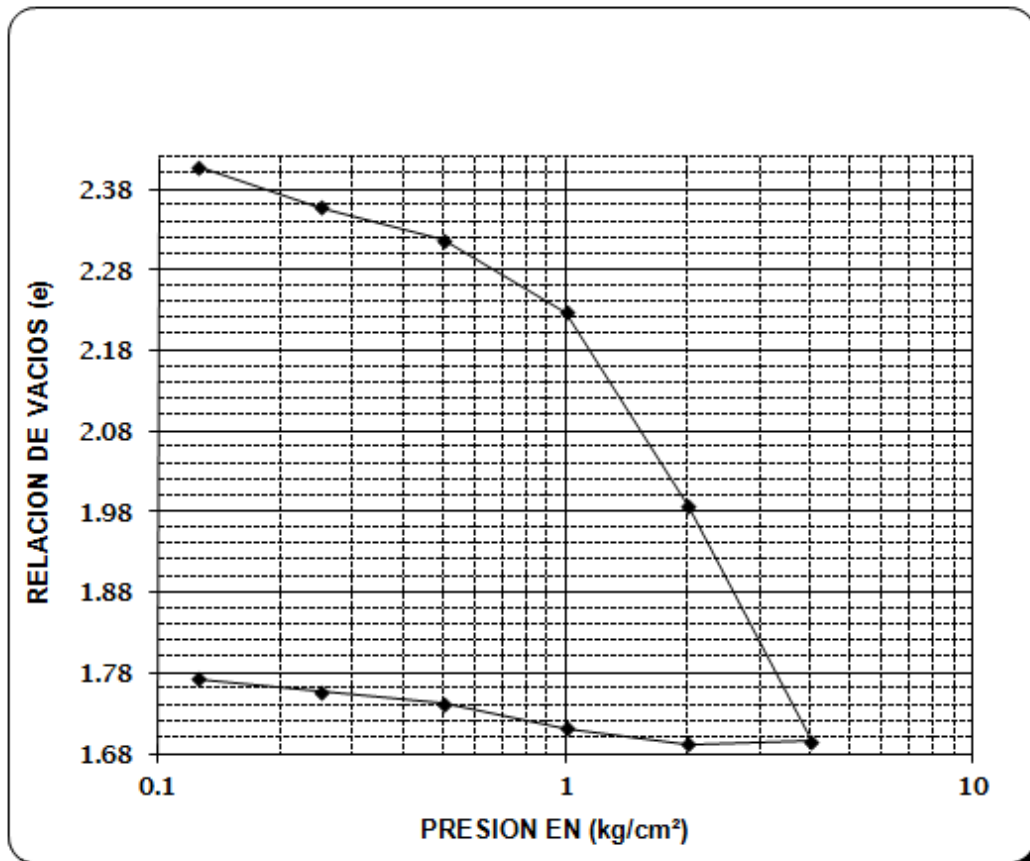
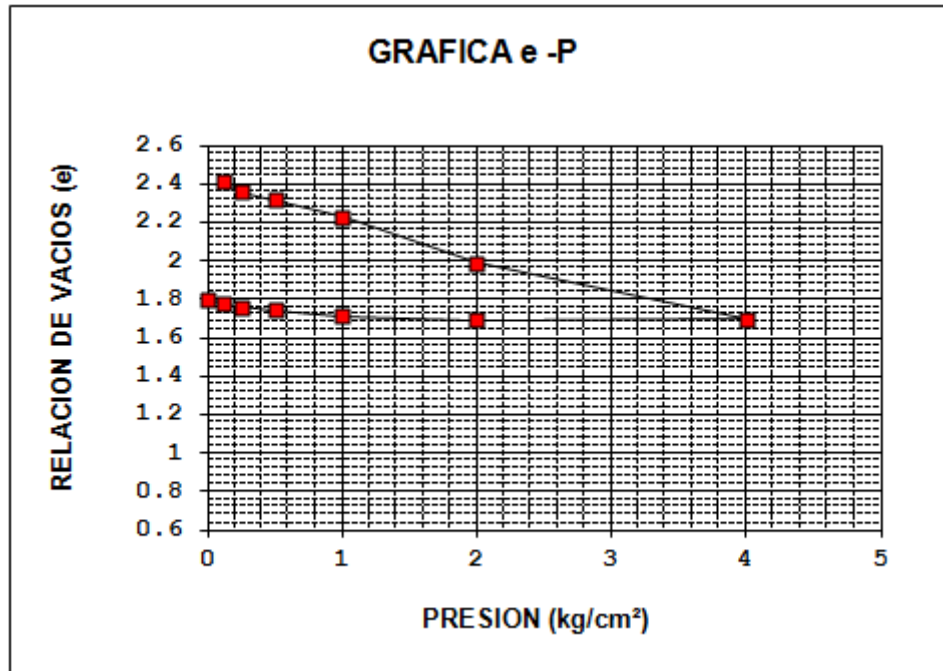
ei 2.4588

ef 1.8004

Presión Kg/cm <sup>2</sup>	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm <sup>3</sup>
Lec.l=	21.350					
0.125	21.049	0.013	0.2880	1.4619	2.4082	98.0640
0.250	20.750	0.026	0.5740	2.9137	2.3580	96.6192
0.500	20.500	0.043	0.8070	4.0964	2.3171	95.4421
1.000	19.971	0.064	1.3150	6.6751	2.2279	92.8759
2.000	18.568	0.094	2.6880	13.6447	1.9869	85.9399
4.000	16.867	0.138	4.3450	22.0558	1.6959	77.5692
2.000	16.863	0.118	4.3690	22.1777	1.6917	77.4479
1.000	16.999	0.091	4.2600	21.6244	1.7108	77.9985
0.500	17.200	0.069	4.0810	20.7157	1.7423	78.9028
0.250	17.300	0.055	3.9950	20.2792	1.7574	79.3373
0.125	17.400	0.044	3.9060	19.8274	1.7730	79.7869
0.000	17.600	0.000	3.7500	19.0355	1.8004	80.5749



ANEXO





## ANEXO

### CÁLCULO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO **MUYUGUARDA**

SONDEO: **SM-1**

PROF.: **9.76-9.98**

MUESTRA: **16.-1**

CONS.No 3

ANILLO Nc 3

Ss= 2.18

D. ANILLO 8.000 Cm.

FECHA:

H. ANILLO 1.910 Cm.

A. ANILLO 50.266 Cm2.

W. ANILLO 62.500 Gr.

DATOS INICIALES

DATOS FINALES

Wh+A 178.90 gr

Wh+A+T 163.10 gr

W TARA 2.50 gr

Ws+A+T 104.50 gr

Ws= 39.5000 gr

Whi= 116.40 gr

Wwi= 76.9000 gr

Whf= 98.10 gr

Wwf= 58.6000 gr

Vi= 96.0072 cm3

Vf= 86.1350 cm3

Vs= 18.1193 cm3

Vv= 77.8879 cm3

Vw= 76.9000 cm3

Pvhi= 1.2124 ton/m3

Pvhf= 1.1389 ton/m3

Wi= 194.68 %

Si= 98.73 %

Wf= 148.35 %

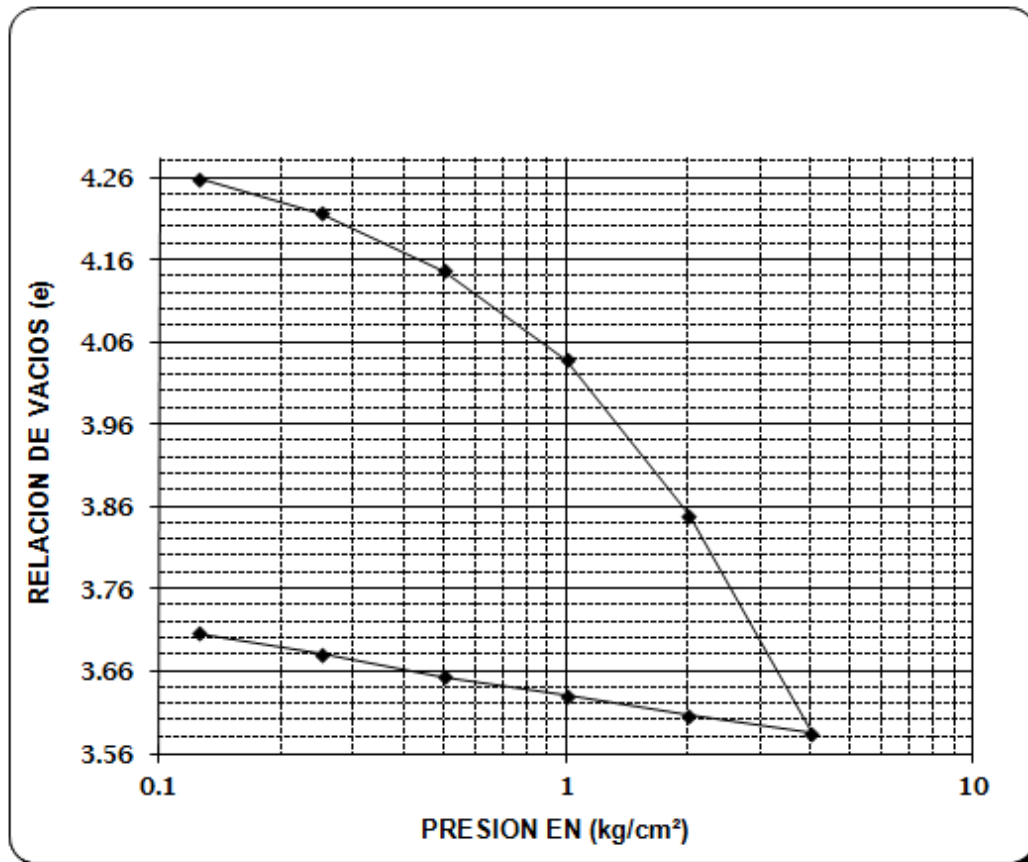
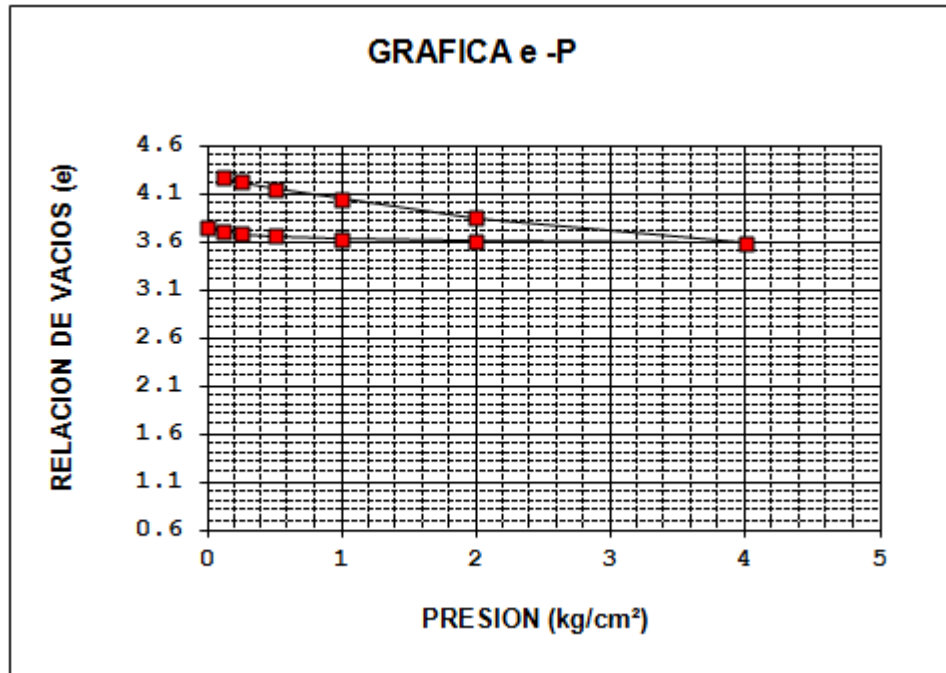
Sf= 86.16 %

ei 4.2986

ef 3.7538

Presión Kg/cm2	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	6.613					
0.125	6.457	0.013	0.1430	0.7487	4.2590	95.2884
0.250	6.293	0.026	0.2940	1.5393	4.2171	94.5294
0.500	6.022	0.043	0.5480	2.8691	4.1466	93.2527
1.000	5.611	0.064	0.9380	4.9110	4.0384	91.2923
2.000	4.901	0.094	1.6180	8.4712	3.8498	87.8742
4.000	3.902	0.138	2.5730	13.4712	3.5848	83.0739
2.000	3.998	0.118	2.4970	13.0733	3.6059	83.4559
1.000	4.112	0.091	2.4100	12.6178	3.6301	83.8932
0.500	4.220	0.069	2.3240	12.1675	3.6539	84.3255
0.250	4.333	0.055	2.2250	11.6492	3.6814	84.8231
0.125	4.432	0.044	2.1370	11.1885	3.7058	85.2655
0.000	4.649	0.000	1.9640	10.2827	3.7538	86.1350







## ANEXO

### CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO **MUYUGUARDA**

SONDEO: **SM-1**

PROF.: **12.36-12.58**

MUESTRA: **20.-2**

CONS.No 4

ANILLO Nc 4

Ss= 2.14

D. ANILLO 8.000 Cm.

FECHA:

H. ANILLO 1.980 Cm.

A. ANILLO 50.266 Cm<sup>2</sup>.

W. ANILLO 62.700 Gr.

DATOS INICIALES

DATOS FINALES

Wh+A 174.20 gr

Wh+A+T 139.00 gr

WTARA 2.50 gr

Ws+A+T 87.80 gr

Ws= 22.6000 gr

Whi= 111.50 gr

Wwi= 88.9000 gr

Whf= 73.80 gr

Wwf= 51.2000 gr

Vi= 99.5258 cm<sup>3</sup>

Vf= 80.7818 cm<sup>3</sup>

Vs= 10.5607 cm<sup>3</sup>

Vv= 88.9650 cm<sup>3</sup>

Vw= 88.9000 cm<sup>3</sup>

Pvhi= 1.1203 ton/m<sup>3</sup>

Pvhf= 0.9136 ton/m<sup>3</sup>

Wi= 393.36 %

Si= 99.93 %

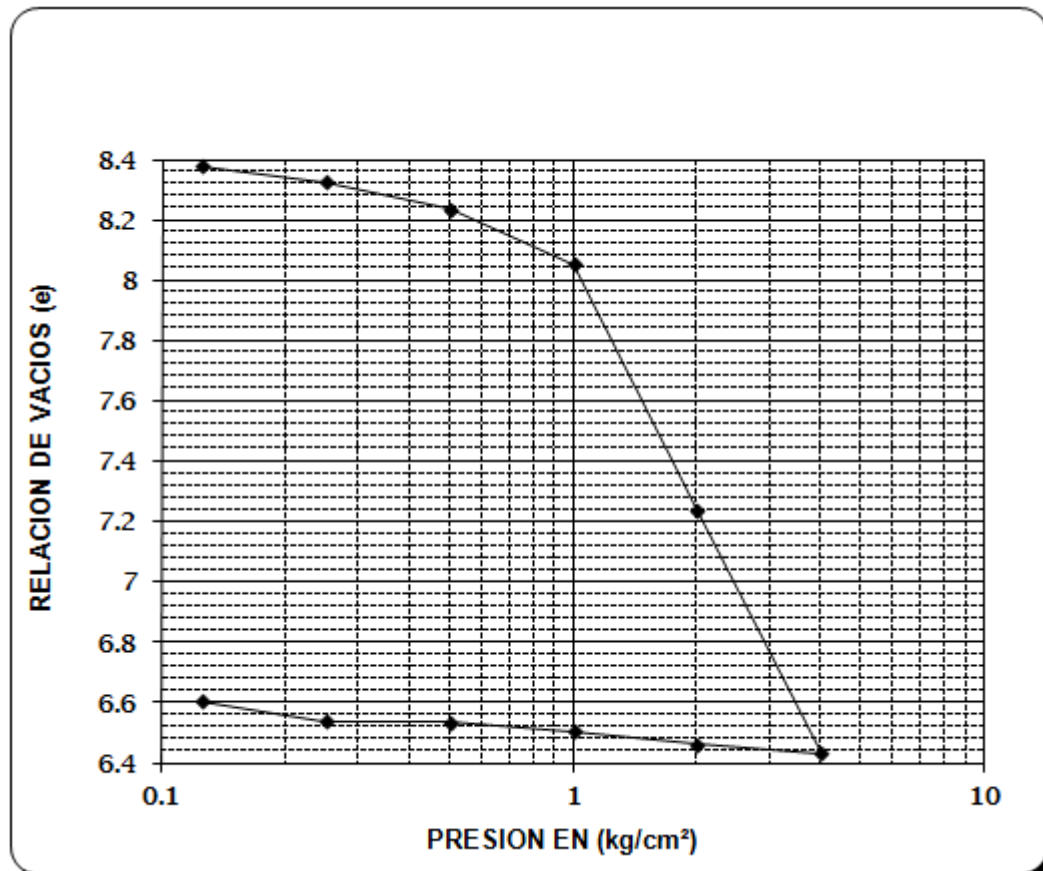
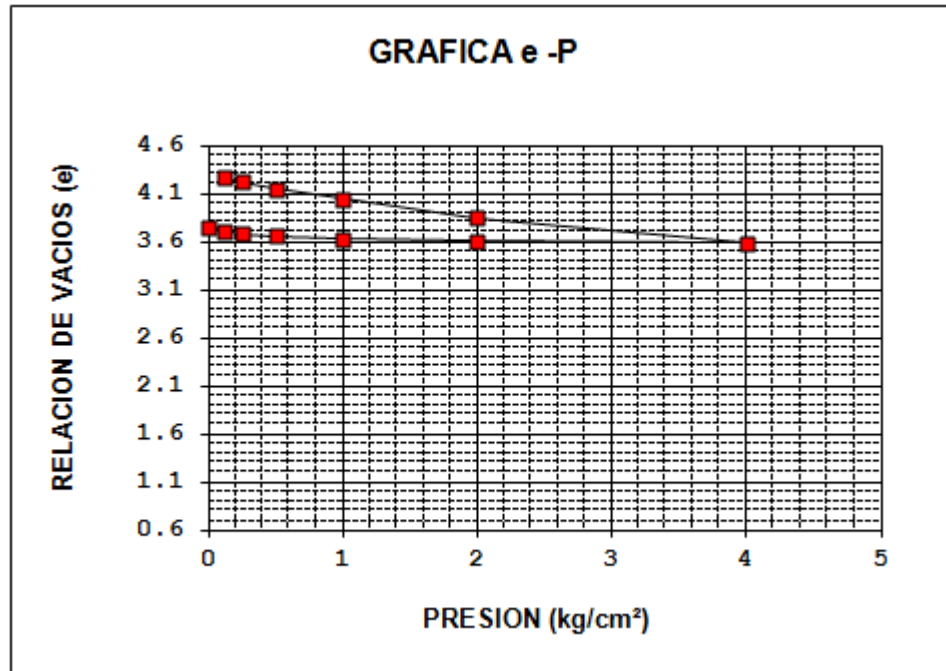
Wf= 226.55 %

Sf= 72.91 %

ei 8.4241

ef 6.6492

Presión Kg/cm <sup>2</sup>	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm <sup>3</sup>
Lec.l=	6.720					
0.125	6.608	0.013	0.0990	0.5000	8.3770	99.0282
0.250	6.488	0.026	0.2060	1.0404	8.3261	98.4903
0.500	6.282	0.043	0.3950	1.9949	8.2361	97.5403
1.000	5.878	0.064	0.7780	3.9293	8.0538	95.6151
2.000	4.132	0.094	2.4940	12.5960	7.2371	86.9896
4.000	2.397	0.138	4.1850	21.1364	6.4322	78.4897
2.000	2.481	0.118	4.1210	20.8131	6.4627	78.8114
1.000	2.599	0.091	4.0300	20.3535	6.5060	79.2688
0.500	2.681	0.069	3.9700	20.0505	6.5345	79.5704
0.250	2.702	0.055	3.9630	20.0152	6.5379	79.6056
0.125	2.850	0.044	3.8260	19.3232	6.6031	80.2942
0.000	2.991	0.000	3.7290	18.8333	6.6492	80.7818





## ANEXO

### CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO **MUYUGUARDA**

SONDEO: **SM-1**

PROF.: **19.00-19.20**

MUESTRA: **28.-2**

CONS.No 5

ANILLO Nc 5

Ss= 2.24

D. ANILLO 8.010 Cm.

FECHA:

H. ANILLO 1.970 Cm.

A. ANILLO 50.391 Cm<sup>2</sup>.

W. ANILLO 67.400 Gr.

DATOS INICIALES

DATOS FINALES

Wh+A 198.30 gr

Wh+A+T 187.00 gr

WTARA 2.50 gr

Ws+A+T 125.30 gr

Ws= 55.4000 gr

Whi= 130.90 gr

Wwi= 75.5000 gr

Whf= 117.10 gr

Wwf= 61.7000 gr

Vi= 99.2709 cm<sup>3</sup>

Vf= 91.2133 cm<sup>3</sup>

Vs= 24.7321 cm<sup>3</sup>

Vv= 74.5387 cm<sup>3</sup>

Vw= 75.5000 cm<sup>3</sup>

Pvhi= 1.3186 ton/m<sup>3</sup>

Pvhf= 1.2838 ton/m<sup>3</sup>

Wi= 136.28 %

Si= 101.29 %

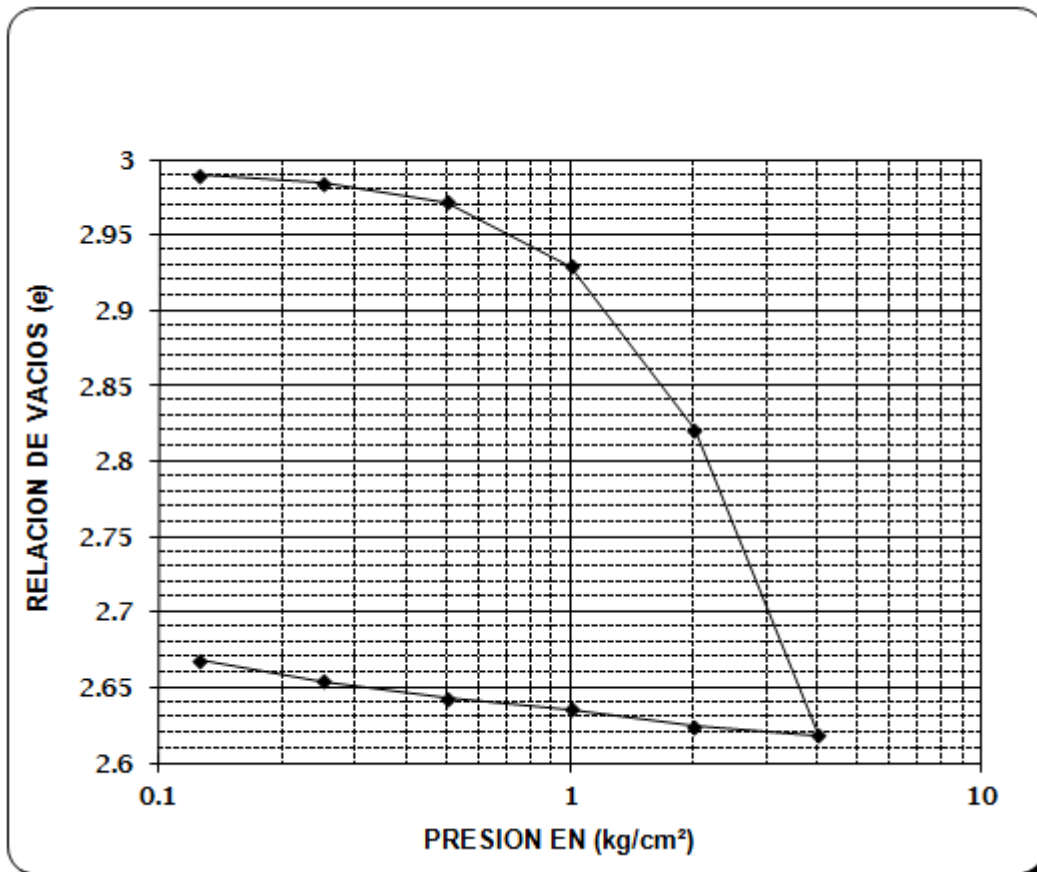
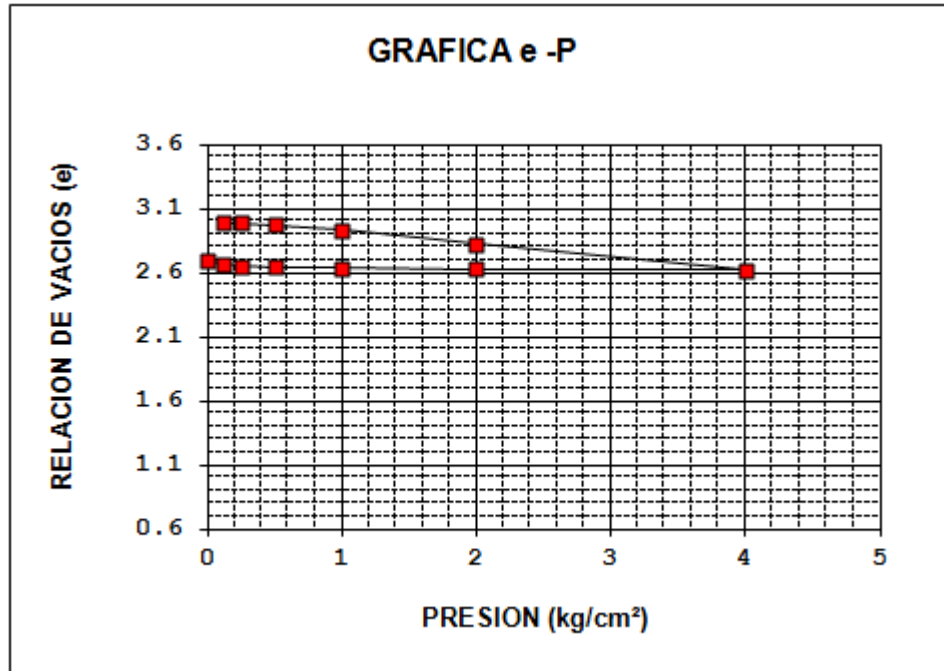
Wf= 111.37 %

Sf= 92.81 %

ei 3.0138

ef 2.6880

Presión Kg/cm <sup>2</sup>	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm <sup>3</sup>
Lec.l=	7.880					
0.125	7.748	0.013	0.1190	0.6041	2.9896	98.6712
0.250	7.708	0.026	0.1460	0.7411	2.9841	98.5351
0.500	7.630	0.043	0.2070	1.0508	2.9717	98.2278
1.000	7.400	0.064	0.4160	2.1117	2.9291	97.1746
2.000	6.839	0.094	0.9470	4.8071	2.8209	94.4988
4.000	5.799	0.138	1.9430	9.8629	2.6180	89.4798
2.000	5.851	0.118	1.9110	9.7005	2.6245	89.6411
1.000	5.931	0.091	1.8580	9.4315	2.6353	89.9081
0.500	5.990	0.069	1.8210	9.2437	2.6428	90.0946
0.250	6.061	0.055	1.7640	8.9543	2.6544	90.3818
0.125	6.140	0.044	1.6960	8.6091	2.6683	90.7245
0.000	6.281	0.000	1.5990	8.1168	2.6880	91.2133





## CÁLCULO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

PROYECTO **MUYUGUARDA**SONDEO: **SM-1**PROF.: **20.94-21.16**MUESTRA: **31.-1**

CONS.No 6

ANILLO Nc 6

Ss= 2.14

D. ANILLO 8.010 Cm.

FECHA:

H. ANILLO 1.970 Cm.

A. ANILLO 50.391 Cm<sup>2</sup>.

W.ANILLO 67.400 Gr.

## DATOS INICIALES

## DATOS FINALES

Wh+A 184.20 gr Wh+A+T 171.80 gr

W TARA 2.50 gr Ws+A+T 96.40 gr

Ws= 26.5000 gr Whi= 116.80 gr

Wwi= 90.3000 gr Whf= 101.90 gr

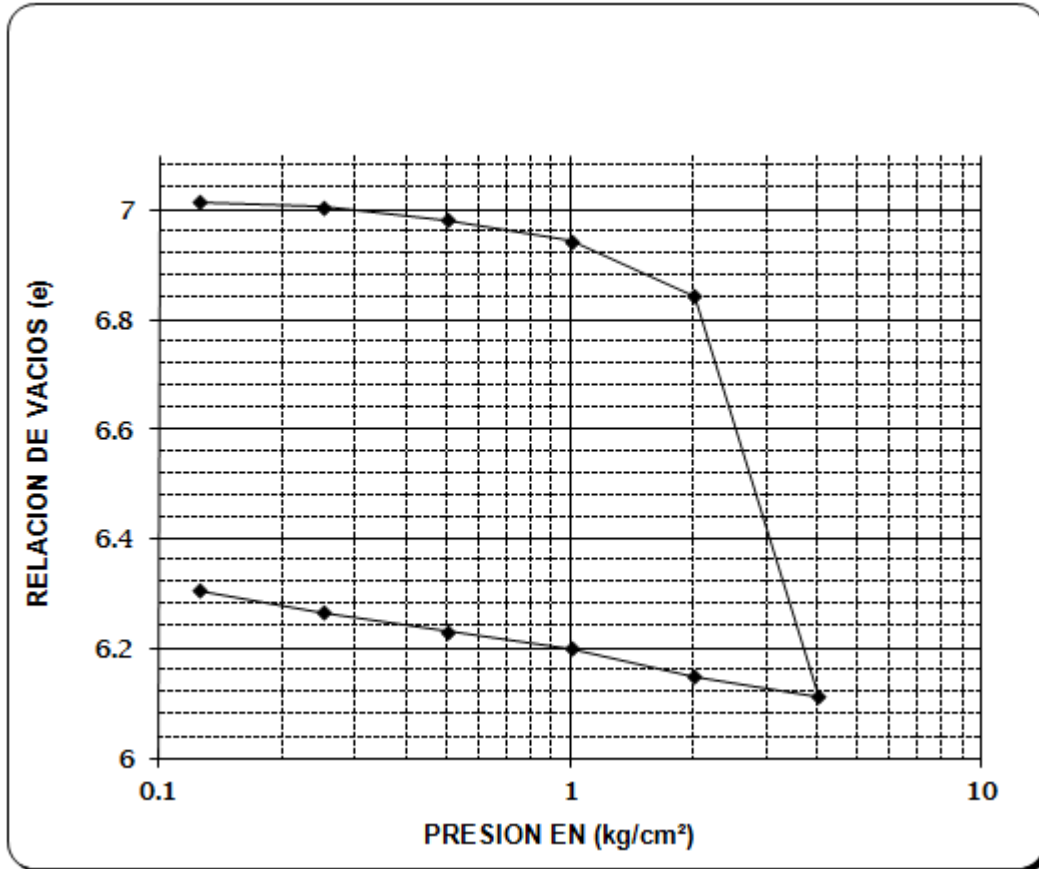
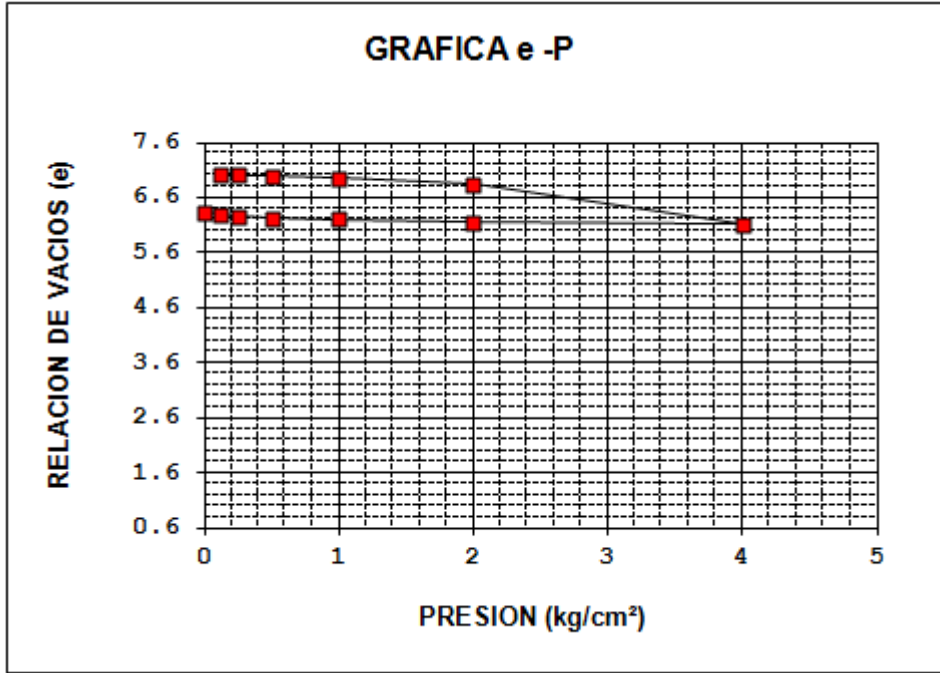
Wwf= 75.4000 gr Vi= 99.2709 cm<sup>3</sup>Vf= 90.9059 cm<sup>3</sup> Vs= 12.3832 cm<sup>3</sup>Vv= 86.8877 cm<sup>3</sup> Vw= 90.3000 cm<sup>3</sup>Pvhi= 1.1766 ton/m<sup>3</sup> Pvhf= 1.1209 ton/m<sup>3</sup>

Wi= 340.75 % Si= 103.93 %

Wf= 284.53 % Sf= 96.02 %

ei 7.0166 ef 6.3411

Presión Kg/cm <sup>2</sup>	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm <sup>3</sup>
Lec.l=	7.650					
0.125	7.632	0.013	0.0050	0.0254	7.0146	99.2457
0.250	7.598	0.026	0.0260	0.1320	7.0060	99.1398
0.500	7.524	0.043	0.0830	0.4213	6.9828	98.8526
1.000	7.409	0.064	0.1770	0.8985	6.9446	98.3789
2.000	7.128	0.094	0.4280	2.1726	6.8424	97.1141
4.000	5.290	0.138	2.2220	11.2792	6.1124	88.0739
2.000	5.399	0.118	2.1330	10.8274	6.1486	88.5224
1.000	5.554	0.091	2.0050	10.1777	6.2007	89.1674
0.500	5.649	0.069	1.9320	9.8071	6.2304	89.5353
0.250	5.750	0.055	1.8450	9.3655	6.2658	89.9737
0.125	5.858	0.044	1.7480	8.8731	6.3053	90.4625
0.000	5.990	0.000	1.6600	8.4264	6.3411	90.9059





**PORCENTAJE DE FINOS 6**





## ANEXO

### PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: MUYUGUARDA

Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
PCA - 3	M - C	3.60 - 3.80	93.80	50.60	3.50	90.30	43.20	47.84
PCA - 4	M - C	2.90 - 3.10	77.40	20.00	3.40	74.00	57.40	77.57
PCA - 5	M - C	3.10 - 3.30	14.50	4.20	3.60	10.90	10.30	94.50
PCA - 6	M - C	3.80 - 4.00	76.00	25.10	3.50	72.50	50.90	70.21
PCA - 7	M - C	3.80 - 4.00	98.20	45.40	3.50	94.70	52.80	55.76

### PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: MAYUGUARDA

Sondeo	Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
SM - 1	2	0.60 - 1.20	45.80	9.90	3.50	42.30	35.90	84.87
	6 - 2	3.36 - 3.58	16.80	4.00	3.50	13.30	12.80	96.24
	7 P. I.	3.80 - 4.40	67.00	26.60	3.50	63.50	40.40	63.62
	11 - 2	6.62 - 6.81	23.80	6.50	3.50	20.30	17.30	85.22
	16 - 1	9.76 - 9.98	18.50	6.70	3.50	15.00	11.80	78.67
	17	10.20 - 10.80	87.20	41.50	3.50	83.70	45.70	54.60
	20 - 2	12.36 - 12.58	14.80	11.50	3.50	11.30	3.30	29.20
	24	14.60 - 15.20	67.50	18.60	3.50	64.00	48.90	76.41
	28 - 2	19.00 - 19.20	32.70	4.90	3.50	29.20	27.80	95.21
	31 - 1	20.94 - 21.16	21.70	11.00	3.60	18.10	10.70	59.12
	31 - 3	21.38 - 21.60	57.40	39.20	3.50	53.90	18.20	33.77