



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
“ARAGÓN”**

**“ESTUDIO GEOTÉCNICO REALIZADO PARA  
UN CONJUNTO HABITACIONAL UBICADO EN  
LA CALLE PROLONGACIÓN YACATAS No.  
520 COL. SANTA CRUZ ATOYAC DEL. BENITO  
JUÁREZ, 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:  
**E L I S E O S A N T I A G O G I R Ó N**

**ASESORA:  
ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA**

**MÉXICO**

**2007**





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.

## AGRADECIMIENTOS A:

### A DIOS NUESTRO SEÑOR:

*Por haberme dado la oportunidad de nacer en esta maravillosa vida, junto a las personas que amo y me rodean, por darme la oportunidad de crecer como persona, hijo, hermano, padre, esposo, amigo y los mas importante de guiarme ante la vida para sobresalir en este camino que me ha tocado y del cual estoy satisfecho, esperando que con tu bendición continué con fuerzas para continuar luchando y no quedarme en un sólo camino.*

### A MIS PADRES:

*FELIPE SANTIAGO CRUZ (†).*

*Que en el poco tiempo que estuve con él, me brindo todo su amor y cariño, que guardo como un gran recuerdo de mi niñez y que se que aunque él esta lejos siento aún tu calor de padre por que siento que aún me proteges y me guías en donde quiera que yo este por el buen camino. No te olvido Padre siempre estarás en mi mente...*

*ADELAIDA GIRÓN CRUZ.*

*Madre tu eres el ejemplo mas grande de la vida que tengo, tu que has sobresalido ante la vida y que nada te ha doblegado, tu que eres una madre muy ejemplar, y que con tus fuerzas y con tu trabajo nos has hecho sobre salir ante la vida no tengo palabras para agradecerte todo lo que me has enseñado, y el cariño que me has dado, tu que formas una parte muy especial en mi vida, a ti te brindo este esfuerzo que juntos hemos logrado y que mas que mío es mas tuyo por todo los ánimos que me diste para terminar la carrera, gracias madre por todo el apoyo y amor que me brindas.*

### A MI ESPOSA Y AMIGA:

*ALMA DELIA ESTRADA PLIEGO.*

*A ti que desde que llegaste a mi vida me has apoyado en todas las decisiones, a ti te agradezco por iluminarme y brindarme el mejor don de la vida de tener a dos hijos tan maravillosos, tu que te desvelabas conmigo haciendo mis tareas, tu eres lo mejor que ha llegado a mi, por eso y muchas cosas mas que la verdad me faltarían palabras para decirlo pero que tu sabes que te amo y te quiero con todo mi ser, gracias amor mió espero ser tu compañero para toda la vida, gracias amor este esfuerzo que he logrado es gracias a ti y por lo cual quiero decir que también eres participe de este pequeño logro.*

*A MIS GRANDES AMORES:*

*MIS HIJOS.*

*OSWALDO JESUS SANTIAGO ESTRADA.  
FERNANDO MIGUEL SANTIAGO ESTRADA.*

*A ellos que desde que llegaron a mi vida han sido la luz que me ha iluminado para continuar luchando en este camino, ya que ellos son la fuerza y la inspiración que necesito para poder brindarles lo mejor que este en mis manos y que por ellos daré el mayor esfuerzo para no obstaculizarme ante nada. Mis hijos mis grandes amores espero que siempre vean en mi un padre ejemplar y yo luchare por darles los mejores valores y consejos para que sean hombres exitosos ante la vida, yo siempre estaré apoyándolos, solo le pido a Dios que me los cuide y guíe siempre por el buen camino. Los amos mis pequeños chapulines.*

*A MIS HERMANOS Y HERMANAS:*

<i>MANUEL SANTIAGO GIRÓN.</i>	<i>JULIANA SANTIAGO GIRÓN.</i>
<i>RAFAEL SANTIAGO GIRÓN.</i>	<i>RAFAELA SANTIAGO GIRÓN.</i>
<i>DAVID SANTIAGO GIRÓN.</i>	<i>CLEMENCIA SANTIAGO GIRÓN,</i>
<i>BENJAMÍN SANTIAGO GIRÓN</i>	<i>CRISTINA SANTIAGO GIRÓN.</i>
<i>ISRAEL SANTIAGO GIRÓN.</i>	<i>EUGENIA SANTIAGO GIRÓN.</i>
<i>EDGAR SANTIAGO GIRÓN.</i>	<i>FRANCISCA SANTIAGO GIRÓN.</i>

*A cada uno de ellos les quiero decir que los quiero con todo mi corazón, ya que me apoyaron en esos momentos difíciles de la vida ustedes que siempre están a mi lado desde mi niñez hasta estos momentos de los cuales me han dado sus consejos y ánimos para continuar adelante. A todos mis hermanos les doy las gracias.*

*A MIS PROFESORES:*

*A cada uno de ellos les agradezco infinitamente por haberme brindado sus grandes conocimientos durante toda la carrera, especialmente al ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA, por compartirme su sabiduría en la teoría, practica y en el apoyo incondicional en el termino de esta tesis. Que al igual que el quiero decirle que lo aprecio más que un amigo, como a un hermano. También quiero agradecer al ING. ENRIQUE TAMEZ GONZALES, por los consejos tan grandes que me ha dado en la trayectoria y practica de mi carrera, a estos dos grandes hombres y amigos, siempre serán para este su servidor mis más grandes maestros los cuales son mis ejemplos a seguir, gracias.*

***INDICE.***

**INDICE**

---

---

**INTRODUCCION.**

**1.- ANTECEDENTES.**

**2.- EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO.**

***2.1 Generalidades***

***2.2 Pozos a cielo abierto***

***2.3 Sondeos con equipo mecánico***

**3.- ENSAYES DE LABORATORIO.**

***3.1 Muestras alteradas***

***3.2 Muestras inalteradas***

**4.- DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA.**

**5.- ANALISIS DE GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.**

***5.1 Solución de Cimentación***

***5.2 Elección de la alternativa de Cimentación***

***5.3 Pilas de sección constante***

***5.3.1 Capacidad de carga***

***5.4 Dimensionamiento de las pilas***

***5.5 Estado Limite de Servicio***

***5.6 Revisión del fenómeno de estrangulamiento de las pilas por presión hidráulica lateral***

***5.7 Presiones temporales sobre muro milan y troqueles***

***5.8 Expansiones elásticas***

***5.9 Presiones a largo plazo sobre muros rigidos***

**6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

***6.1 Determinación del procedimiento constructivo para la excavación***

***6.2 Estabilidad de taludes considerando falla por traslación***

***6.3 Falla de fondo por cortante***

***6.4 Falla de fondo por subpresión***

***6.5 Revisión por falla de empotramiento en Muro Milán***

***6.6 Abatimiento del nivel freático***

***6.7 Trabajos previos al procedimiento constructivo***

***6.8 Secuencia del procedimiento constructivo***

***6.9 Procedimiento constructivo del muro Milán***

***6.10 Procedimiento constructivo de las pilas***

***6.11 Bombeo profundo para el procedimiento constructivo de la excavación.***

**INDICE**

---

---

**6.12 Segunda alternativa de excavación empleando muro tablestaca auxiliar.**

**6.13 Colocación e hincado de las tablaestacas**

**6.14 Rellenos controlados**

**7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

**ANEXOS**

**FIGURAS.**

**ANEXO I            REPORTE FOTOGRAFICO.**

**ANEXO I I        PRUEBAS DE LABORATORIO**

**ANEXO III        INSTRUMENTACION.**

**A.1 Piezometro abierto hincado**

**A.2 Tubo de observación del nivel freático**

**A.3 Referencias superficiales**

**A.4 Banco de nivel profundo**

**Banco de nivel flotante**

***INTRODUCCION.***

## **INTRODUCCION.**

---

El profesor Kart von Terzaghi publicó en 1925 su *Edbaumechanik* (Mecánica de Suelos) en Viena. Entonces nació el término ahora mundialmente usado.

De entonces hasta la fecha ha habido una evolución muy grande y también momentos de gran incertidumbre y desconcierto. Científicos y técnicos han tratado a la Mecánica de Suelos a veces con desdén. “No es una rama científica, está llena de oscuridades y de dificultades, de imágenes puramente empíricas”,.

El profesor Kart von Terzaghi, comentó que la ciudad de México es el paraíso de la Mecánica de Suelos. La naturaleza del subsuelo en nuestra capital ha sido causa de dolores de cabeza de los ingenieros y constructores de todos los tiempos. Desde los aztecas hubo fracasos debido a la baja resistencia del subsuelo mexicano; y los españoles tuvieron grandes dificultades para construir los monumentos coloniales que nos legaron.

Cuando hace 30 años los estudiantes que llegaban a la facultad (en aquella época, Escuela Nacional de Ingeniería), aprendieron los procedimientos de construcción, en cursos prácticos los instruían sobre los métodos para determinar la resistencia de un terreno. Se habla de colocar una mesa de 4 patas sobre el terreno, cargar la mesa y medir los asentamientos de la misma. De la relación entre estos asentamientos y las cargas aplicadas se obtenían datos que, se suponía, determinaban la resistencia del terreno y fijaban las normas sobre las cuales debía hacerse el cálculo para una estructura que se iba a construir ahí.

Otro sistema, famoso entre los estudiantes, era el llamado sistema del *barretón*: se tomaba un barretón, se levantaba un par de metros y se dejaba caer verticalmente; el barretón penetra algunos centímetros en la

## **INTRODUCCION.**

---

corteza del suelo; la distancia penetrada, multiplicada por la “resistencia”, se igualaba con el peso del barretón multiplicado por la altura de caída, y en esta forma se pretendía determinar la capacidad de carga del suelo para resistir el peso del edificio cuyas dimensiones nadie tomaba en cuenta de antemano.

La Ingeniería de Cimentaciones es de interés general para todos los Ingenieros Civiles, cualquiera que sea su especialidad, y porque el diseño y la construcción de cualquier tipo de cimentación requiere de un conocimiento básico general, a nivel operativo, de todos los conceptos en que se apoya la Geotecnia aplicada a la solución práctica de los problemas que plantean los suelos y las rocas como materiales de construcción. Es importante ampliar el conocimiento práctico de esta técnica entre los Ingenieros no especializados en ella.

Algunas veces, no sin razón, la geotecnia es considerada como una cuestión un tanto esotérica. Esta impresión es justificable si se considera la poca disponibilidad de libros en los que el temario, el nivel, la profundidad y el enfoque práctico en el tratamiento de los temas correspondan a las necesidades del ejercicio profesional o a los objetivos de un aprendizaje básico, a la vez que práctico, de la Geotecnia, de manera que el temario pueda ser cubierto dentro tiempo disponible en el aula.

El tema de la Ingeniería de Cimentaciones en la actualidad es todo un reto para los estudiantes de Geotecnia, así como en el pasado y en la actualidad deberán de enfrentarse a los diferentes tipos de suelo que se encuentran en la corteza terrestre, es por ello que el ingeniero ha de enfrentarse a muy diversos e importantes problemas planteados en el terreno.

## ***INTRODUCCION.***

---

Antes de iniciar cualquier tipo de construcción en cualquier zona, es de gran importancia que se ejecute el estudio de la Mecánica de Suelos del predio en cuestión, con lo cual se conocerán las características mecánicas y físicas generales del suelo en cuestión, permitiendo al ingeniero Geotecnista analizar de una forma más general de las condiciones del suelo, con los datos arrojados por el estudio de la Mecánica de Suelos, el ingeniero Geotecnista efectuará el análisis correspondiente para el diseño de la cimentación más óptima, adecuada y estable, garantizando el adecuado comportamiento de esta.

El estudio Geotécnico del suelo, es indispensable partir del conocimiento detallado de su estratigrafía, para relacionar la obtención de las muestras alteradas e inalteradas, después para la programación de pruebas de laboratorio, definición de criterios de análisis de estabilidad y comportamiento, y finalmente para la selección del procedimiento constructivo.

La cimentación es entonces, el elemento de conexión que permite un apoyo adecuado de la superestructura al suelo, corresponde al Ingeniero Geotecnista definir el tipo de cimentación más adecuado, debiendo tomar en cuenta todos los aspectos que involucren el buen funcionamiento, la economía y la seguridad que necesite el proyecto.

El presente trabajo, se evoca en el análisis del Estudio de Mecánica de Suelos, para la realización del diseño la cimentación más adecuada, de un edificio de 13 niveles destinado para vivienda, localizado en la calle: Prolongación Yacatas No. 520, Colonia Santa Cruz Atoyac. Delegación Benito Juárez, México, D.F.

Con la finalidad de determinar el tipo de cimentación y los métodos de trabajo más adecuados para su construcción. Proporcionando los lineamientos Geotécnicos que se deben seguir para realizar este tipo de

## **INTRODUCCION.**

---

proyecto, examinando las condiciones particulares del subsuelo y analizando las posibles alternativas de cimentación.

Los factores que se deben de tomar en cuenta y que se deben de considerar determinantes en esta propuesta son:

- Estabilidad y asentamientos mínimos del edificio
- Protección de las construcciones adyacentes.
- Economía.

A continuación, se realiza una breve reseña del contenido de cada capítulo del presente trabajo de tesis:

### **CAPITULO I ANTECEDENTES.**

Se realiza una descripción del predio de interés, definiendo las colindancias del terreno y su ubicación, además de hacer una descripción del proyecto arquitectónico, incluyendo algunos planos y croquis que facilitan a la comprensión de lo descrito.

### **CAPITULO II EXPLORACION GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

Se establecen los lineamientos que marca el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal acerca de examinar las condiciones presentes y del pasado que afectaron al predio. También se definen los tipos de exploración y muestreo que se emplearon, así como la descripción de cada uno de los procedimientos e instrumentos empleados en los trabajos.

### **CAPITULO III ENSAYES DE LABORATORIO.**

Presenta la descripción de los análisis de campo y laboratorio realizados para determinar el tipo de suelo en el que se va a desplantar y

## **INTRODUCCION.**

---

apoyar la cimentación del edificio, tales como: contenido de agua, límites de consistencia, densidad de sólidos, ensayos de compresión simple y triaxial, pruebas de consolidación unidimensional y granulometría.

### **CAPITULO IV DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA.**

Se describe la Zonificación Geotécnica en que se divide el Valle de México, así como se define la zona geotécnica en que se encuentra el predio y la secuencia estratigráfica del subsuelo encontrada en el sitio de interés de acuerdo a los sondeos realizados.

### **CAPITULO V ANALISIS GEOTECNICO DE LA CIMENTACION.**

Se define el tipo de cimentación más adecuado de acuerdo a los resultados obtenidos en las pruebas de campo y laboratorio, además se establecen los criterios considerados para su diseño, se realizarán los cálculos correspondientes para determinar la capacidad de carga, revisión del estado límite de falla (bajo condiciones estáticas y dinámicas), y límite de servicio, también se calculan los empujes sobre muros perimetrales, así como la estabilidad de taludes.

### **CAPITULO VI PROCESO CONSTRUCTIVO.**

Se hace una descripción del proceso que se debe seguir para que se realice la excavación correctamente y así como las medidas de precaución que se necesitan, para garantizar la seguridad durante esta etapa.

### **CAPITULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

Se hace una reseña de los resultados obtenidos y las recomendaciones que se hacen en cuanto al tipo de cimentación propuesta.

**INTRODUCCION.**

---

---

**ANEXO I. REPORTE FOTOGRAFICO.**

Las tomas muestran la ubicación del predio, así como los trabajos de campo realizados.

**ANEXO II. PRUEBAS DE LABORATORIO.**

Se presentan los resultados obtenidos de las pruebas realizadas a los especimenes del suelo del predio de interes.

**ANEXO III . INSTRUMENTACION.**

Se presentan el munitoreo del comportamiento de las colindancias y de la excavación antes, durante y despues de haber terminado la excavación.

***I.- ANTECEDENTES.***

## I.- ANTECEDENTES

Se solicitó la realización de un Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en la calle Prolongación Yácatas No.520, Colonia Santa Cruz Atoyac, Delegación Benito Juárez, México D.F. en donde se proyecta la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por tres y medio sótanos para estacionamiento, y trece niveles de departamento. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

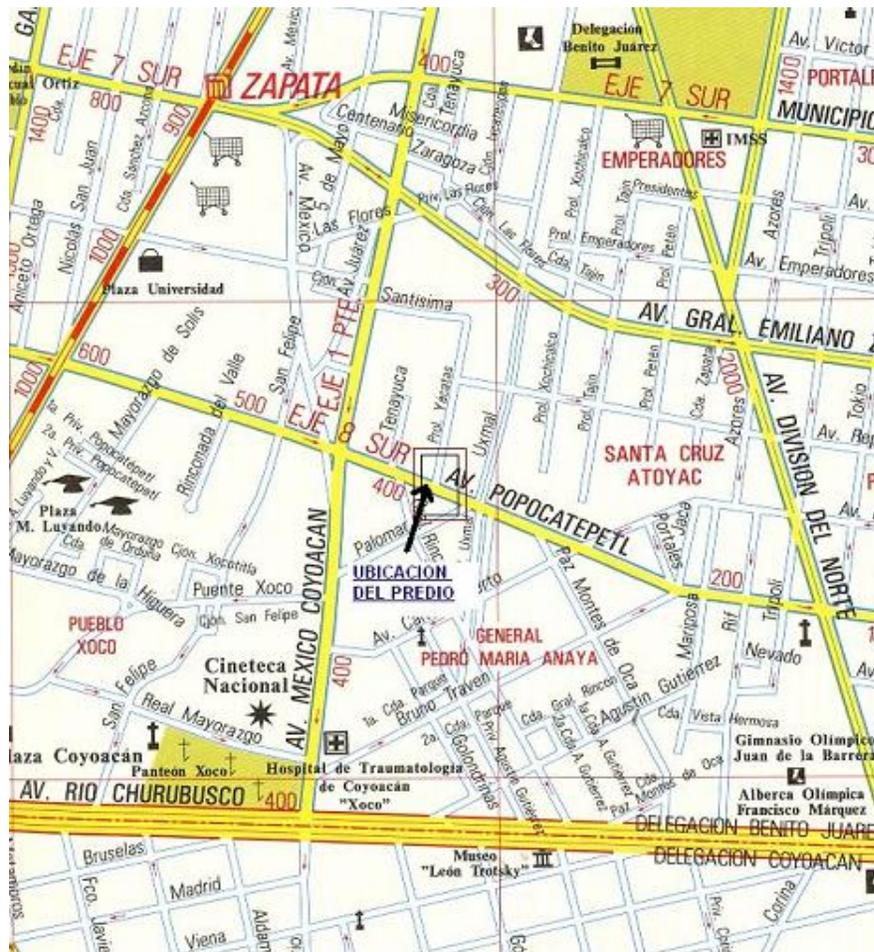
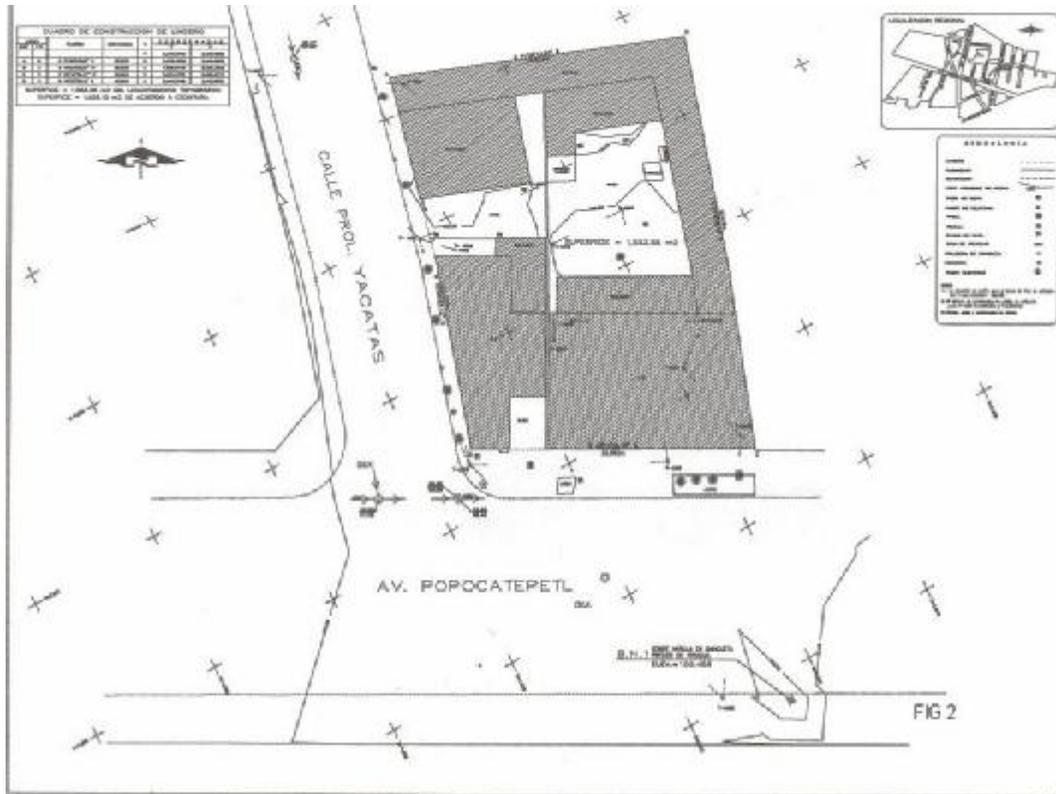


Figura 1. UBICACIÓN DEL SITIO DE INTERES

## I.- ANTECEDENTES

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 1,525.12 m<sup>2</sup> como se muestra en la figura 2, la superficie del terreno es horizontal, en el predio se encuentran actualmente baldío, debido a que ya se realizó la demolición de las estructuras existentes.

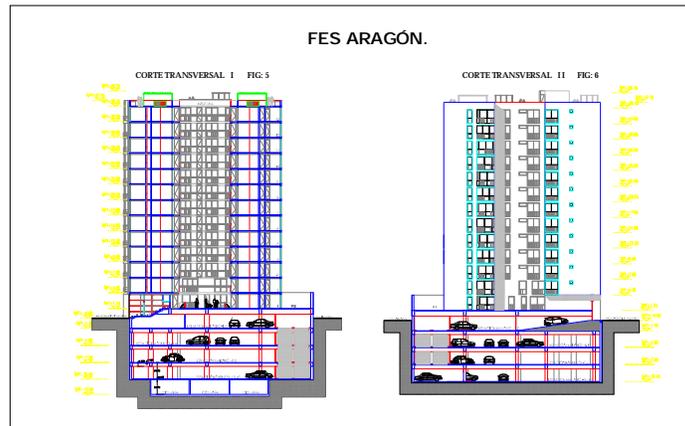
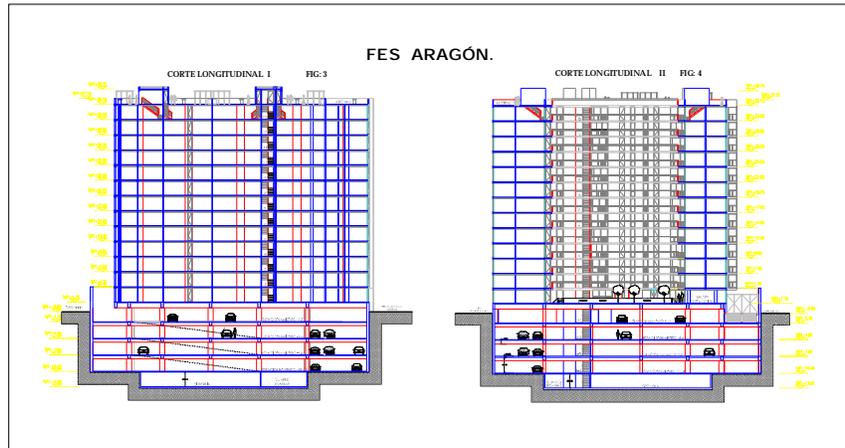


**Figura 2. GEOMETRIA DEL SITIO DE INTERES**

El proyecto arquitectónico contempla una estructura compuesta por tres y medio sótanos y trece niveles, en toda la superficie del terreno con nivel de piso terminado a  $-10.4$  m con respecto al del nivel de banquetta, además de contar con una cisterna en la parte central del área con nivel de piso terminado a  $13.0$  m. La estructuración del edificio estará compuesta mediante columnas, traveses y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga estimada que transmitirá la estructura al subsuelo, será de  $20.5 \text{ ton/m}^2$ , que no incluye el peso de la cimentación.

**I.- ANTECEDENTES**

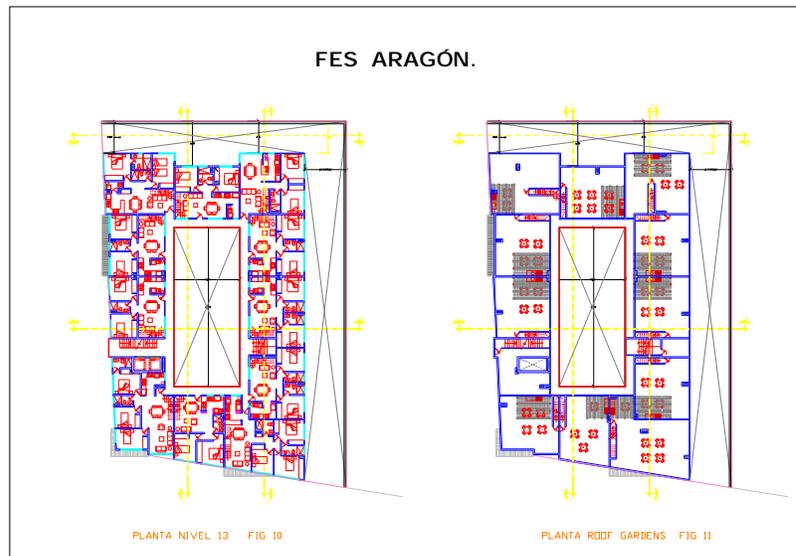
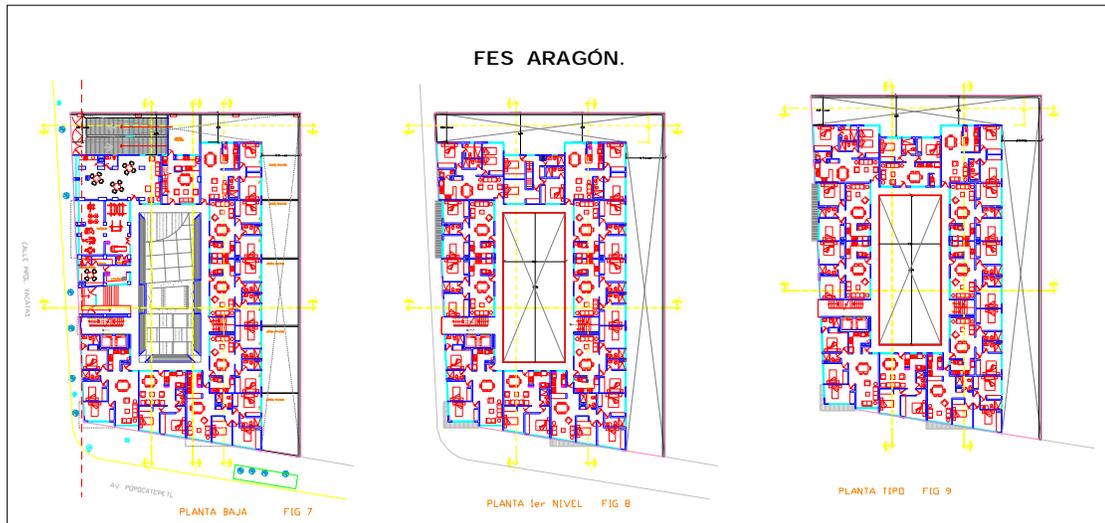
En las figuras 3 a 6 se muestra los cortes esquemáticos longitudinal y transversal del sembrado de los sótanos para estacionamiento y de la proyección de la estructura en su parte superior.



**Figuras 3 a 6. CORTES ESQUEMATICOS DEL SITIO DE INTERES**

En las figuras 7 a 11 se muestran las plantas arquitectónicas del nivel de estacionamiento, planta baja, planta tipo y Roof Garden., respectivamente consideradas para el proyecto.

I.- ANTECEDENTES



**Figuras 7 a 11. PLANTAS ARQUITECTONICAS**

El sitio de interés colinda al norte con una construcción de un Conjunto Habitacional que esta constituido por cuatro niveles y un semisótano desplantado a  $-1.8$  m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, posteriormente hacia la zona oriente se tiene una estructuras de tres niveles que se encuentra desplantada sobre zapatas corridas de mampostería a 1.20m

## I.- ANTECEDENTES

de profundidad con respecto al nivel de banquetta; en la colindancia Sur se tiene la Av. Popocatepetl y finalmente hacia la colindancia poniente se tiene la calle de Prolongación Yacatas que será el acceso tanto vehicular como peatonal, lo anterior se presenta en la figura 12.



**Figura 12. COLINDANCIAS**

El predio de interés se localiza al Poniente de la Ciudad de México, en la denominada Transición Baja, en el que se encuentran superficialmente depósitos aluviales y posteriormente aparecen los materiales de la formación Tarango.

En el sitio de interés, con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo, hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir, y definir un corte estratigráfico general del subsuelo, se realizaron **dos sondeos profundos** de tipo mixto, uno a 25 m y el segundo a 30 m de profundidad, combinando el muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby, y para --

## **I.- ANTECEDENTES**

---

---

conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavaron dentro del predio **cinco pozos a cielo abierto** a 2.5 m de profundidad.

Con objeto de establecer la factibilidad de construcción de un edificio de trece niveles y tres y medio sótanos, consignar el tipo de cimentación mas apropiado para éste, se realizo un estudio de Mecánica de Suelos consistente en muestreo y exploración de los depósitos superficiales y profundos del subsuelo del sitio de interés, pruebas de laboratorio en las muestras obtenidas y análisis de resultados.

En este informe se presenta la descripción de los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos, se consignan las recomendaciones para diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga mas adecuada para la estructura proyectada, y se proporcionan las recomendaciones generales que deberán implementarse para la construcción de los tres y medio sótanos de estacionamiento, considerando que la cisterna proyectada tendrá un nivel de piso terminado de -13.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, se empleará una cimentación profunda a 24 m a base de pilas que recibirán toda la carga de la estructura.

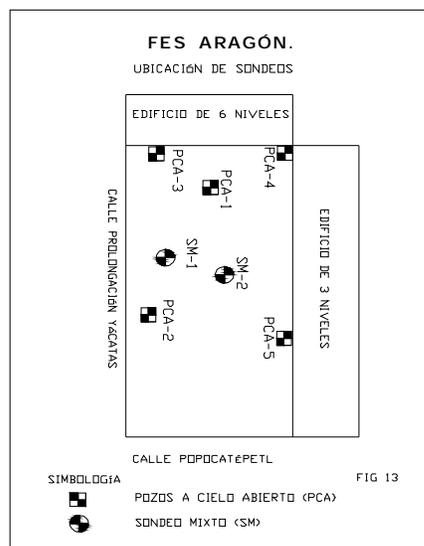
Dentro de las recomendaciones generales se establecerán los movimientos de tierras requeridos. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

***II.- EXPLORACIÓN  
GEOTECNICA DEL  
SUBSUELO Y  
MUESTREO.***

**II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

**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 realizaron cinco pozos a cielo abierto y dos sondeos profundos dentro del predio de interés; la ubicación de los sondeos y PCA'S se muestran en la fig 13.



**Figura 13. UBICACIÓN DE SONDEOS Y PCA'S.**

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.

## **II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

---

---

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

- 1.- Exploración Directa
- 2.- 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 ondasónicas.

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables.

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 sólo 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 -

## **II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

---

---

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.

## **II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

---

---

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

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

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 el costo de la cimentación y tendrá que 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 se detecto hasta la máxima profundidad explorada, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

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.

**II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

---

---

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.

Los pozos excavados se indican en la figura 13 donde se presenta un croquis del terreno ubicándolos dentro del mismo.

## **II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

---

---

### **2.3 Sondeos con equipo mecánico**

Como parte fundamental del Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, es conveniente considerar los sondeos profundos realizados en el sitio de interés.

Como se mencionó anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió efectuar dos sondeos de tipo Mixto denominados SM-1 y SM-2, en el sitio de Interés y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

Los sondeos profundos realizados se efectuaron a 25 y 30 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante.

#### **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.

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; en cambio se cuentan los golpes --

**II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

---

necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que 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 :

**Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar**

<b>ARENAS (BASTANTE SEGURAS)</b>	
<b>No. DE GOLPES POR 30 CM.</b>	<b>COMPACIDAD RELATIVA</b>
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

## II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

### 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 está tiene con 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.

## **II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

---

---

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.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, sino de preferencia el de penetración estándar.

Los sondeos mixtos se realizaron combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador shelby es un tubo de acero de pared delgada de 10 cm de diámetro y 1.0 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

En las figuras 14 y 18 se presentan los registros de campo de los sondeos realizados y en las figuras 19 y 21 se presentan en forma gráfica los perfiles estratigráficos y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de tipo mixto realizados en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se mencionó se realizó mediante la excavación de dos pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

**II.- EXPLORACIÓN GEOTECNICA DEL SUBSUELO Y MUESTREO.**

---

---

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 22 a 26.

La localización en planta de los sondeos profundos y de los pozos a cielo abierto se muestran en la figura 13, y en las figuras 28 y 29 se muestran los perfiles estratigráficos generales de los sondeos de tipo mixto (SM-1 y SM-2).

***III.- ENSAYES DE  
LABORATORIO.***

### **III.- ENSAYES DE LABORATORIO**

---

---

Las pruebas 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 emplearon 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

#### **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

### **III.- ENSAYES DE LABORATORIO**

---

---

- 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
- 2.- Compresibilidad
  - a) Consolidación Unidimensional

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 y/o porcentaje de finos para conocer su granulometría; 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 axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

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 II.

### **III.- ENSAYES DE LABORATORIO**

---

---

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas (tubo Shelby) la prueba de consolidación unidimensional.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de la prueba de consolidación estándar realizada en el sondeo profundo del sitio de interés.

En las figuras del Anexo II se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

En las figuras 14 a 18 se presentan los registros de campo y en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo realizado en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

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 22 a 26. En la figura 13 se indica la posición de los sondeos realizados y en la figura 28 y 29 se muestran los perfiles estratigráficos generales del subsuelo.

***IV.- DESCRIPCION  
ESTRATIGRAFICA.***

#### **IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

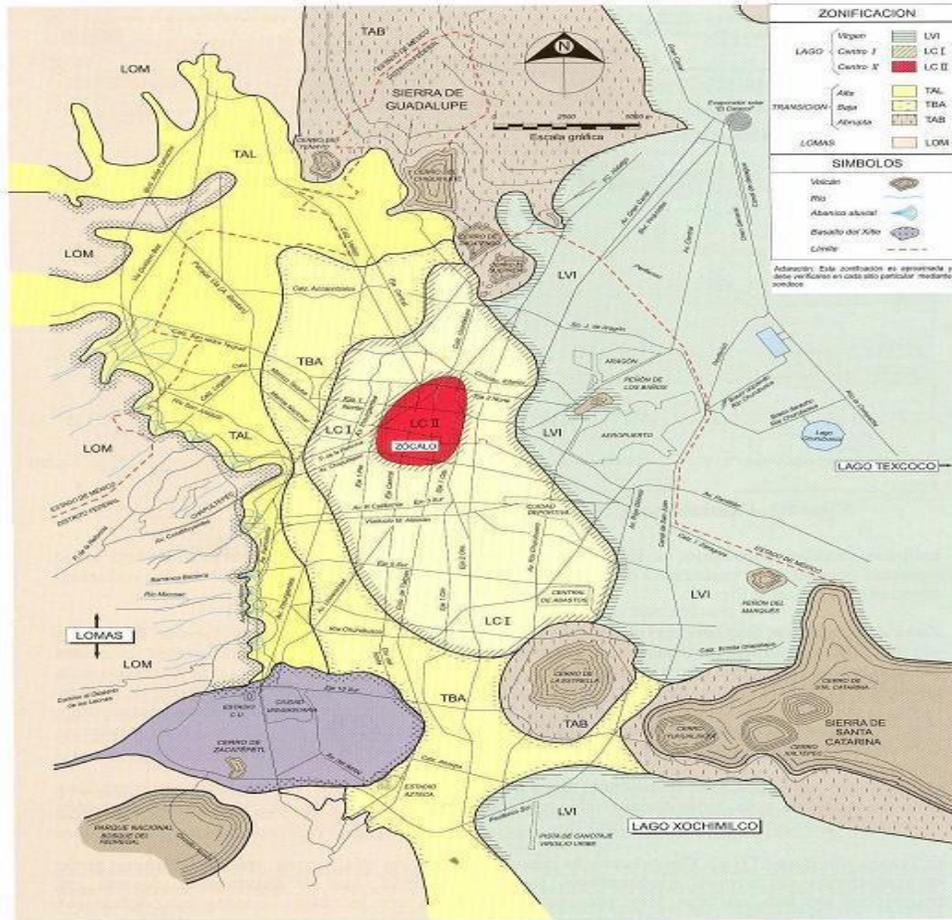
---

El predio de interés se localiza en la Zona II (Zona de Transición), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones. La zona de interés se encuentra al Sur-poniente de la Ciudad de México, la cual, de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona II denominada Zona de Transición Baja en la que dominan los depósitos aluviales y lacustres, donde superficialmente en sus primeros quince metros son de resistencia baja y alta deformabilidad.

En el sitio de interés con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir, se realizaron dos sondeos profundos en el sitio de interés de tipo mixto denominados SM-1 a 25 m y SM-2 a 30 m de profundidad, efectuado mediante la combinación del muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavaron dentro del predio cinco pozos a cielo abierto denominados PCA-1 a PCA-5, a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m.

Como se mencionó anteriormente el sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Transición Baja como se muestra en la figura 27, constituido por depósitos aluviales y lacustres constituidos por capas interestratificadas de arcilla limosa, limo arenoso, y arena poco limosa de color café y gris, del grupo ML según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre media y firme, su compacidad se incrementa conforme se profundizan los materiales.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**



Zonificación geotécnica de la Ciudad de México FIG 27

De acuerdo a los resultados de los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo en el sitio de interés, las características estratigráficas y físicas generales de los depósitos del subsuelo son las siguientes:

**Rellenos**

Superficialmente se tienen materiales de relleno, con espesores variables entre 0.90 y 1.20 m, constituidos por arcillas poco arenosas limosas con cascajo, pedacería y fragmentos de tabique, basura y fragmentos de boleto, en estado medianamente compacto, con contenido de agua medio de 13%.

#### **IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

##### ***Costra superficial***

Subyaciendo a 1.2 m y hasta una profundidad de 2.4 m se tienen arcillas poco limo arenosas con gravas aisladas, de color café oscuro, de consistencia media, con resistencia a la penetración estándar variable entre 7 y 12 golpes y con un contenido de agua medio de 37%.

De 2.4 a 3.0 m de profundidad, se detectó un limo con poca arena con diferentes porcentajes, preconsolidada por desecación, de color café grisáceo obscuro, con contenido de agua medio de 25%, de consistencia variable entre blanda y media, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 2 y 11 golpes.

A partir de 3.0 m y hasta 4.2 m de profundidad se encontró una arena de fina a media poco limosa gris y café oscuro, con contenido de agua variable entre 17 y 30%, índice de resistencia a la penetración variable entre 1 y 3 golpes.

##### ***Formación arcillosa***

A continuación entre 4.2 y 8.2 m de profundidad, se tiene una arcilla con diferentes porcentajes de arena, preconsolidada de color café oscuro, con contenido de agua variable entre 25 y 90%, de consistencia variable entre blanda y media, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 12 golpes.

Entre 8.2 y 9.6 m de profundidad se detecto primeramente arena poco limosa y posteriormente arcilla poco limosa con escasa arena, de color gris oscuro, con contenido de agua media de 40%, de compacidad media la arena y de consistencia media la arcilla, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 4 y 10 golpes.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

Desde una profundidad de 9.6 y 13.4 m se tiene arcilla orgánica poco limosa con diferentes porcentajes de arena, de color café oscuro, con contenido de agua variable entre 100 y 400%, de consistencia variable entre blanda y media, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 8 golpes.

Posteriormente entre 13.4 y 14.9 m de profundidad, halló una arcilla poco limosa con diferentes porcentajes de arena, de color café rojiza, con contenido de agua variable entre 50 y 200%, de consistencia variable entre blanda y media, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 7 y 13 golpes.

A partir de 14.9 y hasta 16.7 m de profundidad se tiene una arena limosa, de color gris oscuro, con contenido de agua variable entre 38 y 400%, de consistencia variable entre blanda y media, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 24 y 40 golpes.

De 16.7 y 17.9 m de profundidad se tienen capas interestratificadas de arcilla poco limosa con diferentes porcentajes de arena y arena fina poco limosa café grisáceo, de color gris verdoso, con contenido de agua variable entre 200 y 400%, de consistencia variable entre blanda y firme, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 5 y 31 golpes.

Subyaciendo entre 17.9 y 20.3 m de profundidad, se encontraron capas interestratificadas de arcilla poco limosa con diferentes porcentajes de arena y arena fina poco limosa, con contenido de agua variable entre 18 y 100%, de consistencia variable entre media y firme, con un índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 18 y 42 golpes.

#### IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.

---

---

##### ***Depósitos resistentes.***

A partir de los 20.3 m y hasta la profundidad de 23.60 m de profundidad se tienen limos poco arcillosos gris claro con poca arena pumítica, en estado compacto con índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes.

Subyaciendo de los 23.60 m y hasta la profundidad de 25.90 m de profundidad se presentan limos con arena fina y media, café grisáceo, en estado compacto con índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes y con un contenido de agua de 23%, de consistencia firme.

A partir de los 25.90 m y hasta la profundidad de 27.00 m de profundidad se tienen limos poco arcillosos, café grisáceo claro, con poca arena fina, en estado compacto con índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes.

Finalmente a partir de los 27.00 m y hasta la máxima profundidad de 30.00 m de profundidad se tienen arenas bien graduadas limosas, café grisáceo claro, con gravillas aisladas, con contenido de agua variable entre 13%, de consistencia variable firme en estado compacto con índice de resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes.

El nivel de aguas freáticas se detecto a 3.0 m de profundidad en la fecha en que se realizo la exploración.

La secuencia estratigráfica detallada definida en cada uno de los sondeos realizados es la siguiente:

---



---

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**


---



---

**SONDEO MIXTO SM-1**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.00-1.20	Arcilla poco limosa café oscuro con poca arena fina y pequeños fragmentos de tabique rojo (material de relleno; con contenido de agua variable entre 23 a 30%, de consistencia media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 6 y 7 golpes.
1.20-2.40	Arcilla poco limosa café oscuro con escasa arena fina; con contenido de agua de 32%, de consistencia firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 10 y 12 golpes; de límite líquido igual a 53% y límite plástico de 21% e índice plástico de 32%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
2.40-3.00	Limo café grisáceo oscuro con poca arena fina, con contenido de agua de 26%, de compacidad media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 11 golpes.
3.00-3.30	Arena fina, media y gruesa, poco limosa café grisácea; con contenido de agua de 17%; muestra obtenida a presión hidráulica.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
3.30-3.50	Arena fina, media, poco limosa café grisácea; con contenido de agua de 30%; muestra obtenida a presión hidráulica.
3.50-4.10	Arena fina y media poco limosa gris oscuro; con contenido de agua de 19%; de compacidad muy suelta; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes; en su porción fina; granulométricamente formado por 30% de gravas, 61% de arenas y 9% de finos.
4.10-4.70	Arcilla gris obscura negrusco con escasa arena fina, con contenido de agua de 78%, de consistencia blanda; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes.
4.70-6.00	Arcilla limosa café grisáceo oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 50 a 63%, de consistencia muy blanda a blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 a 3 golpes.

#### IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.

---

Profundidad (m)	Descripción
6.00-6.50	Arcilla poco limosa gris oscuro negruzco con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 78 a 91%; de límite líquido igual a 81% y límite plástico de 47% e índice plástico de 34%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH; con cohesión de 4 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 5° y peso volumétrico de 1.47 ton/m <sup>3</sup> determinados en pruebas triaxiales rápidas UU no consolidadas – no drenadas; densidad de sólidos medio de 2.50.
6.50-7.70	Arcilla gris obscura negrusco con escasa arena fina; con contenido de agua variable entre 82 a 93%, de consistencia blanda; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 a 3 golpes; de límite líquido igual a 81.5%, límite plástico de 17% e índice plástico de 64%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
7.70-8.30	Arcilla poco limosa gris oscuro con poca arena fina; con contenido de agua de 51%; de consistencia blanda a firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) entre 3 y 12 golpes.
8.30-8.60	Arena fina gris con pocos finos de limo no cohesivo, con contenido de agua de 44%, de compacidad suelta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 9 golpes.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
8.60-8.90	Arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina; con contenido de agua de 85.5%; de consistencia firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 9 golpes.
8.90-10.70	Arcilla orgánica café oscuro con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 99 a 420%, de consistencia blanda a firme; índice de resistencia a la penetración estándar de 4 a 10 golpes; de límite líquido igual a 182% y límite plástico de 92% e índice plástico de 90%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH; con cohesión de 5.7 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 5° y peso volumétrico de 1.23 ton/m <sup>3</sup> determinados en pruebas triaxiales UU no consolidadas – no drenadas; densidad de sólidos medio de 2.53.
10.70-11.30	Arcilla poco limosa gris oscuro con escasa arena fina; con contenido de agua de 122%; de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpes.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
11.30-13.40	Arcilla con diferentes tonos de color, con contenido de humedad variable entre 109 a 246.5%, de consistencia blanda a firme, índice de resistencia a la penetración estándar entre 3 y 13 golpes; de límite líquido igual a 363% y límite plástico de 29% e índice plástico de 334%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
13.40-13.70	Arena fina poco limosa gris oscuro negrusco, con contenido de humedad de 27%; de compacidad media, índice de resistencia a la penetración estándar de 13 golpes.
13.70-15.50	Arcilla café rojiza con escasa arena fina, con contenido de humedad medio de 206%, de consistencia media a muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) entre 7 y 24 golpes; en su porción fina; granulométricamente formado por 0% de gravas, 72% de arenas y 28% de finos,
15.50-16.70	Arena fina y media poco limosa gris oscuro, con contenido de agua variable entre 31 a 39%; de compacidad compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) entre 36 a 40 golpes.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
16.70-17.90	Arcilla gris verdosa con escasa arena fina, con contenido de agua variable entre 202 y 402.5%; de consistencia media a muy firme, índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 5 y 26 golpes; de límite líquido igual a 176% y límite plástico de 27% e índice plástico de 149%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
17.90-19.00	Arena fina limosa café grisáceo; con contenido de agua de 22%, de compactidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 31 a mas de 50 golpes.
19.00-19.70	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro con poca arena fina; con contenido de agua de 54%; de consistencia muy firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 19 golpes.
19.70-20.30	Arcilla café grisáceo con escasa arena fina; con contenido de agua de 100%, de consistencia muy firme; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 18 golpes, de límite líquido igual a 105% y límite plástico de 29% e índice plástico de 76%; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.

#### IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.

Profundidad (m)	Descripción
20.30-20.78	Arena fina y media poco limosa café grisáceo; con contenido de agua de 19%; de compactidad muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mas de 50 golpes; en su porción fina; granulométricamente formado por 1% de gravas, 76% de arena y 23% de finos.
20.78-21.20	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro con poca arena fina y algunas gravas hasta de $\frac{3}{4}$ "; con contenido de agua de 29%; de consistencia dura; índice de resistencia a la penetración estándar mas de 50 golpes.
21.20-22.45	Limo poco arcilloso café grisáceo con poca arena fina; con contenido de agua variable entre 21 a 32%; de compactidad compacta a muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 38 a mas de 50 golpes.
22.45-23.00	Limo arenoso fino café grisáceo oscuro; con contenido de agua de 23%; de compactidad muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mas de 50 golpes.
23.00-25.00	Limo poco arcilloso café grisáceo con poca arena fina ; con contenido de agua variable entre 29 a 39%; de compactidad muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mas de 50 golpes.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

**SONDEO MIXTO SM-2**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.00-1.20	Arcilla poco limosa, café claro, con escasa arena fina, con contenido de agua de 48%, de consistencia blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 12 a 19 golpes.
1.20-2.40	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro, con poca arena fina media y gruesa, con contenido de agua medio de 31%, de consistencia muy blanda a blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 a 16 golpes; de límite líquido igual a 56% y límite plástico de 39%, en su porción fina; granulométricamente formado por 6% de arena y 94% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH.
2.40-3.00	Limo café grisáceo oscuro con escasa arena fina en la parte superior y en la parte inferior Arena bien graduada, poco limosa, gris oscuro, con gravillas aisladas, con contenido de agua de 39 y 12% respectivamente, de consistencia media, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 25 golpes.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
3.00-4.20	Arena bien graduada poco limosa, gris oscuro con gravillas aisladas, con contenido de agua medio de 15%, de consistencia muy suelta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 golpes.
4.20-4.80	Limo poco arcilloso, gris oscuro con materia orgánica, con contenido de agua medio de 62%, de consistencia muy blanda; de límite líquido igual a 69% y límite plástico de 38%, en su porción fina; granulométricamente formado por 1% de arena y 99% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH; con cohesión de 2.3 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 12° y peso volumétrico natural de 1.55 ton/m <sup>3</sup> ; densidad de sólidos promedio de 2.56.
4.80-6.20	Arcilla poco limosa, gris oscuro negruzco con materia orgánica, con contenido de agua medio de 69%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 a 3 golpes.

#### IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.

---

Profundidad (m)	Descripción
6.20-6.80	Limo arcilloso, gris oscuro, con materia orgánica, con contenido de agua medio de 74%, de consistencia muy blanda; de límite líquido igual a 82% y límite plástico de 48%, en su porción fina; granulométricamente formado por 2% de arena y 98% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH, con cohesión de 2.8 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 18° y peso volumétrico natural de 1.40 ton/m <sup>3</sup> ; densidad de sólidos promedio de 2.57.
6.80-7.40	Arcilla poco limosa, café claro, con escasa arena fina, con contenido de agua de 74%, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 golpes.
7.40-8.00	Arena fina y media, pumítica, gris oscuro, con pocos finos de limo en la parte superior y en la parte inferior Arcilla poco limosa, gris oscuro con escasa arena fina, pumítica y poca materia orgánica, con contenido de agua de 43 y 80% respectivamente, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 6 golpes.

#### IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.

---

Profundidad (m)	Descripción
8.00-8.60	Arcilla poco limosa, café grisáceo oscuro con raicillas y escasa arena fina pumítica, con contenido de agua de 75%, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes.
8.60-9.30	Arcilla café grisáceo oscuro con materia orgánica en la parte superior y en la parte inferior Limo arenoso, fino, café grisáceo oscuro, con contenido de agua de 246 y 52% respectivamente, de consistencia muy blanda índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes.
9.30-9.80	Arcilla limosa café oscuro con materia orgánica, con contenido de agua variable entre 192 y 270%, de consistencia muy blanda.
9.80-10.00	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con materia orgánica y escasa arena fina, con contenido de agua de 96%, de consistencia muy blanda; de límite líquido igual a 101% y límite plástico de 50%, en su porción fina; granulométricamente formado por 8% de arena y 92% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH; con cohesión de 1.8 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 5° y peso volumétrico natural de 1.36 ton/m <sup>3</sup> ; densidad de sólidos promedio de 2.53.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
10.00-10.60	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con poca materia orgánica y escasa arena fina, con contenido de agua de 129%, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe.
10.60-11.20	Arcilla gris oscuro con escasa arena fina pumítica, con contenido de agua de 122%, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes.
11.20-11.80	Arcilla gris verdoso, con contenido de agua de 278%, de consistencia muy blanda.
11.80-12.50	Arcilla café grisáceo, con contenido de agua de 278%, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes.
12.50-13.20	Arcilla café oscuro, con contenido de agua variable entre 184 y 219%, de consistencia muy blanda; de límite líquido igual a 381% y límite plástico de 74%, en su porción fina, granulométricamente formado por 10% de arena y 90% de finos, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 6.8 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 17° y peso volumétrico natural de 1.16 ton/m <sup>3</sup> ; densidad de sólidos promedio de 2.50.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
13.20-13.80	Arcilla café oscuro con lentes de arena fina, con contenido de agua de 196%, de consistencia muy blanda; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes.
13.80-14.80	Arcilla café oscuro en la parte superior, en la parte inferior limo con arena fina, media, pumítica gris oscuro, con gravillas aisladas, con contenido de agua de 147 y 76% respectivamente, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes.
14.80-15.50	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con escasa arena fina en la parte superior, en la parte inferior limo con poca arena fina gris oscuro, con contenido de agua de 83 y 39% respectivamente, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
15.50-16.00	Arena fina limosa gris oscuro, con contenido de agua de 29%, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.,

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
16.00-16.80	Limo poco arcilloso gris oscuro con poca arena fina en la parte superior, en la parte inferior Arcilla café grisáceo oscuro, con contenido de agua de 90 y 102% respectivamente, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes.
16.80-17.40	Arcilla gris verdoso, con contenido de agua de 149%, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes; de límite líquido igual a 177% y límite plástico de 67%, en su porción fina; granulométricamente formado por 1% de arena y 99% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH.
17.40-18.00	Arcilla gris oscuro, con contenido de agua de 281%, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes.
18.00-18.60	Arcilla gris claro en la parte superior, en la parte inferior Limo con arena fina pumítica gris oscuro, con contenido de agua de 196 y 31% respectivamente, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 35 golpes.

#### IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.

---

Profundidad (m)	Descripción
18.60-19.20	Limo poco arenoso fino gris oscuro en la parte superior, en la parte inferior Arena fina poco limosa gris, con contenido de agua de 42 y 18% respectivamente, de consistencia dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 35 golpes.
19.20-19.80	Arcilla poco limosa café grisáceo oscuro, con contenido de agua de 76%, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes.
19.80-20.40	Arcilla gris claro en la parte superior, en la parte inferior Limo gris blanquizco, con contenido de agua de 94 y 40% respectivamente, de consistencia muy blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 2 golpes.
20.40-20.70	Limo poco arcilloso gris con escasa arena fina pumítica, con contenido de agua de 112%, de consistencia muy blanda; de límite líquido igual a +193% y límite plástico de 51%, en su porción fina; granulométricamente formado por 14% de arena y 86% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 2.9 ton/m <sup>2</sup> , ángulo de fricción interna de 10° y peso volumétrico natural de 1.65 ton/m <sup>3</sup> ; densidad de sólidos promedio de 2.55.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
20.70-21.20	Limo poco arcilloso, café grisáceo claro con poca arena fina, con contenido de agua de 23%, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
21.20-21.85	Arena fina, media, limosa gris con gravillas aisladas, con contenido de agua de 19%, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
21.85-22.30	Limo poco arenoso fino gris, con contenido de agua de 24%, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
22.30-22.90	Limo arenoso fino con gravillas aislada gris en la parte superior, en la parte inferior Limo poco arcilloso, gris claro con poca arena fina, con contenido de agua de 13 y 26% respectivamente, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
22.90-23.60	Limo poco arcilloso, gris claro con poca arena fina, con contenido de agua de 32%, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) 50 golpes.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
23.70-23.95	Limo con arena fina y media café grisáceo claro, con contenido de agua de 28%, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
24.30-24.71	Limo con arena fina y media café grisáceo claro, con contenido de agua de 22%, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
24.80-25.10	Limo con arena fina, media, gris claro con grumos cementados del mismo material, con contenido de agua de 22%.
25.10-25.85	Limo con arena fina, media café grisáceo claro, con contenido de agua de 24%, de consistencia muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes.
26.20-27.02	Limo poco arcilloso, café grisáceo claro con poca arena fina, con contenido de agua de 28%, de consistencia muy dura; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 50 golpes; de límite líquido igual a 42% y límite plástico de 25%, en su porción fina, granulométricamente formado por 33% de arena y 67% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CL.

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
27.40-30.00	Arena bien graduada limosa café grisáceo claro con gravillas y gravas aisladas de ½", con contenido de agua variable entre 14 y 17%, de consistencia dura a muy dura, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 33 a 50 golpes.

#### IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.

---

---

##### ***Hundimiento Regional***

La zona está sometida al hundimiento regional producido por la extracción de agua de los acuíferos profundos. A partir de la información de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica – DGCOH se infiere que el hundimiento regional en la zona para el periodo 1989-1998 fue del orden de 25 cm.

Lo anterior indica que el hundimiento por año es 2.0 cm, sin embargo, este valor tiende a reducirse en el futuro.

En el Anexo II se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los siguientes ensayos de laboratorio: pruebas de resistencia a la compresión triaxial realizados para determinar las propiedades mecánicas de los suelos muestreados.

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  $3 \text{ kg/cm}^3$ .

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 II denominada de Transición, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.32. (Ver figura 27).

Las distribuciones de esfuerzos con respecto a la profundidad se indican en las figuras 30 y 31, donde se indica la diferencia entre las presiones efectivas y la carga de preconsolidación de los depósitos arcillosos profundos. En estas gráficas se observan que los suelos están preconsolidados entre 2 y 7 m de profundidad y conforme se profundizan los materiales se va decremen --

**IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.**

---

---

tando su preconsolidación e incluso los materiales entre 9 y 15 m de profundidad se encuentran ligeramente consolidados y en las demás profundidades se encuentran preconsolidados del orden de 2 ton/m<sup>2</sup>.

***V.- ANÁLISIS DE  
CIMENTACIÓN.***

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del edificio, 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 2 y 9 m de profundidad, subyacidos por estratos de media a alta resistencia y poco compresibles, determinadas mediante los sondeos SM-1 y SM-2, se establece que la alternativa de cimentación más adecuada será mixta, y se podrá resolver mediante un cajón de cimentación desplantado a 10.4 y 13.4 m de profundidad (para el último sótano y la cisterna respectivamente), y apoyado mediante pilas de fuste recto desplantadas a 24 m de profundidad y coladas en seco después de un bombeo adecuado como se observa en la figura 32, empleando una capacidad de carga unitaria de 435 ton para las pilas propuestas.

***Alternativa de cimentación mediante cajón de cimentación desplantado a 10.4 m de profundidad para el último sótano y a 13.2 m de profundidad para la cisterna.***

Tomando en cuenta las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas y las correspondientes a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia desde una profundidad de 9.6 m y hasta 15.5 m se tiene arcilla orgánica poco limosa con diferentes porcentajes de arena, de color café oscuro, los contenidos de agua en este estrato tienen valores variables entre 100 y 420% (estos propician asentamientos importantes de acuerdo a las cargas transmitidas), de consistencia variable entre blanda y media, con resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 8 golpes, excepto entre 14.5 y 15.5 m de profundidad que el número de golpes se incrementa entre 24 y 40 golpes; **siendo estos materiales los que les subyacen inmediatamente al último sótano**, aunado a que la preconsolidación es mayor al esfuerzo efectivo actual

## **V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

del subsuelo en la parte superficial decrecentándose conforme se profundiza, se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante pilas desplantadas a 24 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, y una losa de cimentación de concreto reforzado desplantada en la zona central a 13.20 m de profundidad máxima para la cisterna, y en la zona perimetral desplantada a -10.4 m considerando que por proyecto se necesitan de tres y medio sótanos. La carga de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación será en forma uniforme a través de las pilas desplantadas a 24 m de profundidad, de tal manera que la presión neta ejercidas por las estructuras sean lo menor posible.

El área en planta de la losa de cimentación propuesta será la que se indica en la figura 33, será igual al sembrado del terreno, excepto en la esquina de las colindancias norte y oriente, que será mayor a la cubierta por el sembrado de la estructura como se muestra en las figura 34, 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, sin embargo debido al proyecto se tienen excentricidades que provocan un momento de volteo importante.

La cimentación estará constituida por pilas, losa de cimentación y trabes, las cuales en la cisterna formarán celdas de cimentación y que deberán contar con pasos hombre para su mantenimiento.

El material producto del corte 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 debido a la gran cantidad de cascajo que poseen y la alta plasticidad de los materiales arcillosos existentes.

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

De acuerdo a las cargas proporcionadas 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 el peso que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media estimada será de 0.9 ton/ m<sup>2</sup> por nivel más el propio peso de la cimentación considerado de 1.5 ton/m<sup>2</sup> y afectado por el factor de carga.

En esas condiciones y para las estructuras de trece niveles con tres y medio sótanos se tendrá un peso unitario en su área cubierta de 20.5 ton/m<sup>2</sup>. Considerando el área cubierta propuesta para la losa de cimentación que es un área semejante a la cubierta por sembrado del edificio con una ampliación en el sentido transversal (por proyecto) equivalente al área que tiene la superficie del terreno, como se muestra en la figura 33, que permita disipar la carga transmitida por la estructura a un valor mínimo que no repercuta en el comportamiento de los mismos evitando que se presenten asentamientos mayores a los admisibles.

***Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos aluviales 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 la losa de cimentación y el centro de cargas de la estructura.***

Ahora bien los lineamientos que se consideraron para determinar el tipo de cimentación y su desplante se estableció de acuerdo a lo siguiente:

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

**5.1. Solución de cimentación.**

Las características anteriores generan los siguientes problemas geotécnicos para el diseño de la cimentación del proyecto.

***Considerando como primera opción un cajón de cimentación:***

***Este tipo de cimentación cumple por capacidad de carga, sin embargo los asentamientos a largo plazo serán superiores a los permitidos por el Reglamento, si únicamente se construyera un cajón considerando que de acuerdo al proyecto se requiere que el cajón sea del tamaño del predio para alojar al estacionamiento, con esta condición el cajón de cimentación tendrá trabes de cimentación y quedará parcialmente compensado, por lo que transmitirá una carga neta al subsuelo de 6.24 ton/m<sup>2</sup>, por lo que se requerirá de una profundidad mayor para compensar totalmente la estructura, para que la carga neta se decremente lo más posible para obtener asentamientos admisibles, adicionalmente se tiene una excentricidad, debido a que el centro de cargas no coincide con el centro geométrico del cajón, y en condiciones dinámicas (sismo) se tendrán asentamientos fuera de los permisibles.***

- En el caso de que el cajón sea del tamaño del predio no ocurrirá la falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica, pero sin embargo si se generará una fricción negativa por el muro Milán.

- Se revisarán las tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento con las cargas que se determinen en forma definitiva por el estructurista y esta deberá ser capaz de soportar una presión de 10.5 ton/m<sup>2</sup>, dado que la losa únicamente soportará el peso del último sótano y la propia de la presión hidrostática que se genere cuando se deje de bombear.

## V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

---

---

Dado que las características del proyecto son diferentes en cuanto al sembrado del cajón con respecto al sembrado del edificio, y en cuanto a las cargas de cada una de las columnas que son de magnitudes importantes, y se presentará una excentricidad, por lo que la solución de la cimentación del proyecto será de tipo mixta, formada por un cajón rígido de cimentación desplantado a profundidades variables entre -10.70 y 13.4 m con pilas de sección constante desplantadas a 24 m de profundidad respecto al nivel de banqueteta, como se muestra en la figura 35.

La cimentación se dimensionará siguiendo el criterio indicado más adelante y se revisará la estabilidad de la cimentación bajo condiciones estáticas y dinámicas.

Para la estructura de doce niveles, planta baja y tres sótanos y medio analizado, el peso de la estructura que incluye el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva, corresponde a una carga uniformemente repartida de una presión unitaria de  $20.5 \text{ ton/m}^2$ , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área ampliada igual al área del terreno total compensará  $16.28 \text{ ton/m}^2$ . Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 13.4 m de profundidad tienen un peso volumétrico de  $1.35 \text{ ton/m}^3$ , la profundidad de desplante establecida no es suficiente para obtener asentamientos admisibles, razón por la cual se requieren pilas que satisfagan la revisión del estado limite de servicio (asentamientos), lo anterior es tomando en cuenta que entre 9 y 17 m de profundidad se tiene materiales con un alto contenido de agua y una baja resistencia a la penetración estándar.

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga de la losa de fondo en condiciones estática y dinámica admisible es de  $12.5$  y  $15.2 \text{ ton/m}^2$ , respectivamente.

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

De acuerdo a los análisis realizados se obtuvo una capacidad de carga unitaria de 435 toneladas.

Para el edificio analizado, el peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de 20.5 ton/m<sup>2</sup> para trece niveles y tres y medio sótanos, considerada uniformemente distribuida por la losa de cimentación, y tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal, y ampliada con respecto al sembrado cubierto la estructura, por lo que la carga que transmita al subsuelo se realicen a través del área de contacto que tenga la losa de cimentación, a un valor mínimo que no repercuta en el comportamiento de las estructuras evitando que se presenten asentamientos mayores a los admisibles.

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

**5.2 Elección de la alternativa de cimentación.**

Considerando la heterogeneidad tanto en la constitución de los materiales como en su compacidad, las características de los depósitos de tipo arcilloso en la zona de transición baja, que en particular en el predio de interés en los primeros 20 m de profundidad se tienen materiales de compacidad variable entre suelta y muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso; una cimentación de tipo somera o compensada no resulta adecuada para cargas de gran magnitud proyectada, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad, además de que al tener los materiales de apoyo valores del módulo de elasticidad del orden de  $650 \text{ ton/m}^2$ , al variar el incremento de esfuerzos aplicado al suelo por la base de una cimentación somera debido a la variación del momento de volteo por efecto de sismo, se tendrían fluctuaciones en movimientos verticales de deformación de los materiales de apoyo de la cimentación, aunado a la excentricidad que se tiene.

Por otra parte considerando que a 21 m de profundidad se encuentra un depósito resistente muy compacto, de alta resistencia y baja compresibilidad, se juzga que una cimentación mediante pilas apoyadas a 24 m de profundidad respectivamente, empotrándose 3 m dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que cumplirá las condiciones de operación de la estructura proyectada, cabe señalar que a 22 m de detecto una capa con una resistencia inferior a los 50 golpes, razón por la cual se decidió apoyarse hasta 24 m de profundidad.

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

Dado que las condiciones de operación de la estructura requiere que los asentamientos o deformaciones de los materiales de apoyo de la cimentación resulten mínimos bajo las condiciones de operación, el estado límite de servicio regirá el diseño de la cimentación.

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio de la cimentación en base a pilas.

## V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

---

### 5.3 Pilas de sección constante.

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio para la alternativa de cimentación en base a pilas de sección constante, apoyadas a 24 m de profundidad, de tal manera que se empotren en los materiales resistentes, considerando cargas estimadas.

#### 5.3.1 Capacidad de carga

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones y que se indica a continuación:

Dado que las pilas quedarán prácticamente fijas en la relación a los depósitos arcillosos que se encuentran sobre su nivel de desplante, al generarse en éstos asentamientos provocados por sobrecargas superficiales o por desecación de los depósitos superficiales, las pilas se sobrecargarán al desarrollarse fricción negativa sobre su fuste.

Los efectos de este proceso son: una disminución de la presión efectiva al nivel de la base de la pila y una reducción en la capacidad de carga útil.

La fricción negativa ( FN ) se calculó aplicando la siguiente fórmula:

$$FN = ( w k_o ) / ( 1 + ( w k_o d / 3a ) ) \int P_{oz} dz$$

donde :

FN : magnitud de la fricción negativa, en ton.

w : perímetro del fuste de la pila, en m.

Ko : coeficiente de adherencia entre los materiales de arcillosos y la pila; para este caso igual a 0.2.

d : longitud de la pila, en la que ocurre la fricción negativa, en ton.

a : área tributaria de las pilas.

Poz: esfuerzo vertical a la profundidad z, en m.

## V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

---

La disminución de la presión efectiva en la capacidad de carga útil de las pilas (  $Q_a$  ) se obtuvo de la siguiente expresión:

Se determinó la capacidad de los depósitos que subyacen a las pilas, considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son de tipo friccionante y aplicando el criterio de Meyerhof, dado por la siguiente expresión:<sup>1</sup>

$$Q_a = \{ (P'_v - r P_d) N_q^* F_R + P_v \} A_p - F_N$$

donde:

- $Q_a$ : Capacidad de carga admisible por punta de las pilas.
- $P'_v$ : presión vertical efectiva al nivel de desplante de la pila, en ton.
- $F_R$ : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.
- $P_v$ : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de las pilas, en ton/m<sup>2</sup>.
- $A_p$ : área transversal de la base de las pilas, en m<sup>2</sup>.
- $N_q^*$ : Coeficiente de capacidad de carga, adimensional, que esta función del ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas  $\phi$ , y del empotramiento dentro de los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente fórmula:

$$N_q^* = N_{qmin} + ( N_{qmax} - N_{qmin} ) L_e / L_{opt}$$

siendo:

- $N_{qmin}$ : coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila quede apoyada sin empotramiento en los materiales resistentes.

---

<sup>1</sup>Meyerhof, G.G. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations" Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, 1963.

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

Le: longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.

Nqmax: coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima, Lopt, dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$L_{opt} = 4 B \tan ( 45^{\circ} + \phi / 2 )$$

donde:

B: diámetro de las pilas, en m.

$\phi$ : ángulo de fricción interna del material de apoyo de las pilas, en grados.

La capacidad de carga de las pilas obtenidas con la fórmula anterior, deberá afectarse por el resultado de la siguiente expresión, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$$F_{re} = \{ ( B + 0.5 ) / 2B \}^2$$

siendo:

F<sub>re</sub>: factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

En los cálculos realizados se consideró un ángulo de fricción interna de 32° para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose las capacidades de carga que se muestran en la figura 36, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 3.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

## V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

---

---

### 5.4 Dimensionamiento de las pilas.

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

\* Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.

\* Condiciones dinámicas que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.32 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene las características de la zona que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal denomina Zona II o de transición.

## V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

---

### 5.5 Estado limite de servicio.

Los asentamientos elásticos que sufrirán las pilas debido a las cargas verticales a que estarán sometidas se calcularon mediante la siguiente expresión:

$$S = (Q L) / (E_c A_b) + (FN L) / (2E_c A_b) + (m C_s f_p Q (1 - u^2)) / (E_s A_b)$$

donde:

- S: asentamiento de la cabeza de la pila, en m.
- L: longitud de la pila, en m.
- $E_c$ : módulo de elasticidad del concreto de la pila, en ton/m<sup>2</sup>.
- $A_b$ : área de la base de la pila, en m<sup>2</sup>.
- m: factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular.
- $C_s$ : factor de rigidez de la estructura de cimentación, adimensional e igual a 1.
- $f_p$ : factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5 para  $D/B > 5$ .
- $E_s$ : módulo de elasticidad del manto de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>
- Q: carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton
- u: relación de Poisson
- FN: fricción negativa, en ton.

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 5,000 ton/m<sup>2</sup> y una relación de Poisson de 0.40, se obtuvieron asentamientos elásticos de 0.78, 0.93 y 1.08 cm, para pilas de 0.8, 1.0 y 1.2 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

**5.6 Revisión del fenómeno de estrangulamiento de las pilas por la presión hidráulica lateral.**

Debido a la existencia de un manto colgado de aguas freáticas, entre 3.0 y 13 m de profundidad, se podrán generar al nivel inferior de este, una presión hidráulica lateral de 10.5 ton/m<sup>2</sup>. De no existir un sello total de las perforaciones que alojarán las pilas, mediante un ademe metálico, o bien una presión del concreto que neutralice las hidráulicas, se podrán generar un estrangulamiento en las pilas (disminución de la sección de concreto por la intrusión de material del subsuelo en el cuerpo de la pila), por lo cual se requiere primeramente un sello perfecto de las perforaciones con el ademe metálico y durante el proceso de colado, no romper este sello, es decir, no mover el ademe metálico, hasta que el concreto este por arriba del nivel -5 m. En esta operación de romper la adherencia del ademe y el suelo, el ademe no deberá de ascender mas de 0.5 m y permanecerá en esta posición hasta la conclusión del colado.

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

**5.7 Presiones temporales sobre muro milán y troqueles.**

En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de troqueles se consideró una excavación con profundidad máxima de 13.4 m, con taludes verticales retenidos por muros Milán, con una sobrecarga superficial perimetral de 2.0 y 3.0 ton/m<sup>2</sup> y se siguieron las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.
- La presión de la masa de suelo en condición de reposos para diseño de troqueles y en condición activa para la instalación de troqueles, 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 que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presiones de tierra en reposos o activo, según se requiera determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen, obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck en la que el volumen de esfuerzo es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

$$h = \frac{2 A}{B + b}$$

donde:

h : presión horizontal máxima.

A: volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo y a la sobrecarga.

B: profundidad máxima de excavación.

b: 0.75 B.

La envolvente de presión para diseño de troqueles se presenta en las figuras 37 y 49, y las que corresponden a la presión de instalación de troqueles en la figura 50.

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

## V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

---

### 5.8 Expansiones elásticas.

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

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

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

donde:

$q$ : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en  $\text{ton/m}^2$ .

$B$ : ancho del área descargada, en m.

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

$D$ : espesor del estrato considerado, en m.

$L$ : longitud del área descargada

$E$ : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en  $\text{ton/m}^2$ .

$u$ : relación de Poisson, adimensional.

**V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.**

---

---

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

$$H = HD_1 (E_1, u_1) + ( HD_2 (E_2, u_2) - HD_1 (E_2, u_2) ) + \dots + HD_n (E_n, u_n) - HD_{n-1} (E_n, u_n)$$

Se obtuvo que excavando la totalidad del área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 13.5 cm y en la esquina de 6.3 cm, las cuales resultan admisibles.

Por lo que establece que la excavación deberá efectuarse en varias etapas y se realizará del fondo del terreno hacia el frente, como se indica en proceso constructivo.

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

## V.- ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN.

---

---

### 5.9 Presiones a largo plazo sobre muros rígidos.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, así como las del proyecto, se determinaron las presiones a largo plazo sobre muros rígidos, siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, considerando los siguientes efectos:

- La presión que ejerce el agua, expresada como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.
- La presión de la masa de suelo en condición de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo éste, el peso volumétrico sumergido por los espesores en que estos se consideran del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizando por un coeficiente sísmico de 0.32 (Zona de Transición).

Una vez calculados los valores de estos cuatro efectos, se superponen, obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño de los muros. En las figuras 51 y 52 se presentan los resultados obtenidos en forma gráfica.

***VI.- PROCEDIMIENTO  
CONSTRUCTIVO.***

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

El proyecto requiere de tres y medio sótanos para alojar a los estacionamientos que darán servicio al edificio de trece niveles, para lo cual se necesita efectuar una excavación a profundidades variables entre 10.7 m y 13.4 m de profundidad, como se observa en la figura 32, y la cimentación será resuelta mediante pilas desplantadas a 24 m de profundidad, como se indica en la figura 32.

La posibilidad de dejar una berma perimetral constituida por una banqueta de un metro y un talud 1.1 (horizontal vertical) hasta el nivel de máxima excavación, no es posible, porque no permite la construcción de la estructura central contra la que se podría troquelar el perímetro que se iría abriendo por módulos, como se observa en la figura 53, por esta razón se proponen las siguientes dos alternativas para realizar la excavación:

La primera es realizar el proceso constructivo de manera descendente, y en forma horizontal, empleando un sistema de troquelamiento utilizando la misma estructura metálica propia de los sótanos, como se observa en las figuras 54 y 55, para ello será necesario dejar empotradas columnas metálicas en las pilas previstas para la cimentación del edificio, y conforme se vaya descendiendo la excavación de manera horizontal, se irán colocando las traveses metálicas de la estructura que se fijarán a las columnas antes mencionadas y funcionarán como puntales (ver figuras 54 a 56).

El proceso de colado de las losas se podrá realizar conforme se vaya haciendo descender la excavación o podrá efectuarse una vez que se haya realizado toda la excavación, y se encuentre armada toda la estructura metálica (traveses y columnas metálicas). Las dimensiones de las columnas metálicas serán de mayor tamaño en el caso de que se desee construir en forma ascendente y descendente a partir del nivel de banqueta. Esta alternativa propone emplear la propia estructura para troquelar, en cambio en la segunda alternativa se tendrían que rentar troqueles temporales.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

La segunda alternativa es emplear un muro tablestaca auxiliar al centro del área por excavar en el sentido largo, efectuando la excavación en dos partes (ver figura 57). La primera parte se irá excavando hasta el nivel de máxima excavación dejando un talud compuesto (ver figura 58), y el cual se irá recortando conforme se vaya troquelando.

El objeto de emplear un muro auxiliar, es con el fin de reducir la longitud de los troqueles a tamaños prácticos y usuales. En la primera etapa se troquelará el Muro Milán contra el Muro tablestaca auxiliar, posteriormente llegado al nivel de máxima excavación se procederá a construir la estructura central. Una vez que se tenga construida la estructura de la primera etapa hasta el nivel de banqueta, se procederá a excavar la segunda etapa hasta el nivel de máxima excavación, pero en este paso se procederá a demoler el muro auxiliar, y conforme se vaya descendiendo la excavación, se troquelará el muro Milán contra la estructura ya construida de sótano de la primera etapa.

Este sistema presenta desventajas por la instalación y retiro de los troqueles, haciéndolo un proceso lento, y por otro lado creará un número de juntas frías en la estructuración mayor a las que se tendrán para la primera alternativa antes expuesta.

Para las alternativas mencionadas anteriormente se propone emplear un Muro Milán perimetral como se muestra en la figura 59, en lugar de un Muro, Tablestaca, dado que esta segunda alternativa tiene un mayor número de juntas, y con la probabilidad de un número mayor de filtraciones, tomando en cuenta que el nivel freático se tienen a – 3.0 m de profundidad.

Cabe señalar que el muro Milán deberá quedar desplantado sobre las pilas apoyadas a 24 m de profundidad, para lo cual deberá dejarse una preparación al nivel del último sótano para traslaparlo y transmitir la carga del -

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

muro perimetral de forma adecuada, o bien se puede considerar que el muro Milán perimetral por debajo de las columnas que están ligadas al muro se apoyen a 24 m de profundidad, es decir se prolongará su longitud para transmitir la carga al deposito resistente en lugar de las pilas, haciendo el muro la función de éstas, al quedar desplantadas a 24 m y con un ancho de 40 cm y con una longitud mínima de 2.5 m que es el ancho que abre la almeja, como se indica en las figuras 60 a 64

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 a los sótanos para estacionamiento.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

### **6.1 Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.**

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos del edificio, 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 hincará en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El Muro Milán alcanzará una profundidad de 15.5 m al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla que impida el flujo del agua hacia la excavación.

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.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

### 6.2 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 y 3.0 ton/m<sup>2</sup> actuando sobre la corona del talud y el empuje de agua.

En estas condiciones la longitud de superficie resistente para cada estrato, considerando un ancho unitario y un factor de seguridad de 1.5 estará determinado por la siguiente expresión:

$$L = \frac{F_s \times E_a}{s}$$

donde:

L : longitud de superficie resistente (con un ancho unitario) para tener una condición estable en ese estrato, en m.

Ea : empuje activo de tierras, en ton/m.

s : resistencia al esfuerzo cortante, en ton/m<sup>2</sup>.

Fs : factor de seguridad.

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 deberían adoptar los taludes para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 1.1 (horizontal: vertical).

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

### 6.3 Falla de fondo por cortante.

En virtud de que durante la excavación se presentarán condiciones como las mostradas en la figura 65, se revisó el factor de seguridad contra falla de fondo por corte suponiendo un mecanismo de falla como el que se muestra en la misma figura.

En el análisis se aplicó el criterio de Bjerrum dado por la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{c}{g D_f} + \frac{N_c}{q}$$

donde:

$F_s$ : factor de seguridad contra falla de fondo por corte.

$c$  : cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

$\gamma$  : peso volumétrico natural del suelo.

$D_f$  : profundidad máxima de excavación.

$q$  : sobrecarga aplicada en la superficie del terreno.

$N_c$ : factor de capacidad de carga que es función de la relación  $D/B$ .

siendo:

$B$ : ancho de la excavación.

Considerando una excavación a 10.7 m de profundidad, una cohesión media de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, un ancho medio de 10 m y una sobrecarga superficial uniformemente distribuida de 2.0 y 3.0 ton/m<sup>2</sup> se obtuvo un factor de seguridad de 1.32 que es admisible a corto plazo.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

### 6.4 Falla de fondo por subpresión.

Considerando las condiciones piezométricas estimadas en el sitio, se reviso la estabilidad del fondo de la excavación suponiendo que la subpresión (presión de poro) actuará hacia arriba en la frontera entre estratos impermeables y permeables tratando de levantar el fondo de la excavación (ver figura 66). De acuerdo a lo anterior se analizó el espesor de los estratos que se tiene por encima de la capa permeable, verificando que:

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

donde:

$h$  : espesor de la capa impermeable, en m.

$h_w$  : altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable, en m.

$\gamma_w$  : peso volumétrico del agua, en ton/m<sup>3</sup>

$\gamma_m$  : peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, en ton/m<sup>3</sup>.

Tomando en cuenta la máxima profundidad de excavación de 10.7 m y la existencia de un estrato permeable entre 17 y 18 m de profundidad se satisface la desigualdad con los siguientes valores:

$$12.8 \text{ m} > 4.76 \text{ m}$$

Cabe mencionar que las juntas entre los módulos de los Muros deben sellarse, con el objeto de interceptar el flujo de agua al nivel en que se encuentran las capas permeables.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

### 6.5 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 10.4 m de profundidad en esa etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evaluó con la expresión:

$$F_s = \frac{c L r + W I + M_p}{P_{prom} (D^2/2)}$$

donde:

- c = resistencia al corte no drenado promedio, en la superficie de la falla.
- L = longitud de la superficie de falla.
- r = radio de la superficie de falla.
- W = peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.
- I = distancia del paño del muro de la tablestaca al centro de gravedad del suelo resistente.
- M<sub>p</sub> = momento flexionante resistente del muro Milán, considerado despreciable.
- P<sub>prom</sub> = presión promedio sobre el muro Milán.
- D = longitud del muro entre el último nivel de troquelamiento y el nivel de desplante del muro.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, que la punta del Muro Milán quedará a 15.5 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta, que la excavación tendrá 10.7 m de profundidad en el perímetro y 13.4 m de profundidad al centro donde se ubicará la cisterna, y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 2.43 que es admisible, como se indica en las figuras 67 y 68.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

**6.6 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 10 cm de espesor y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa de fondo del sótano inferior.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

### **6.7 Trabajos previos al procedimiento constructivo.**

Para retirar los restos de cimentaciones antiguas se excavará 0.5 m de profundidad mínima toda el área que ocupará la estructura y en algunos casos lo que se necesario, en la esquina noreste se detectaron rellenos hasta de 3.0 m de espesor en esta zona se recomienda extraer todo el relleno y restituirlo con suelo cemento.

***Primeramente se construirá el muro milán y posteriormente las pilas de cimentación.***

Una vez excavados los 50 cm se procederá a revisar el estado de las cimentaciones de las construcciones colindantes, pero se recomienda que se deberán rehabilitarse mediante de mortero de cemento que garantice el buen comportamiento de la cimentación vecina durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros 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.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

---

### 6.8 Secuencia del procedimiento constructivo.

***El Proceso Constructivo que se recomienda deberá realizarse será la siguiente:***

- Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.
- Construcción de un muro Milán perimetral de 40 cm de espesor con sus respectivos brocales.
- Inicio del sistema de bombeo 2 semanas antes de la excavación y construcción de la cimentación profunda.
- Construcción de la cimentación profunda.
- Excavación para alojar a los sótanos dejando previamente columnas metálicas ahogadas en cada pila (dos metros), y empleando un sistema de apuntalamiento empleando la propia estructura metálica (trabes y columnas).
- Excavación a partir del nivel de banqueta en forma horizontal, descendiendo cada sótano en forma total y apuntalando toda el área excavada con la propia estructura que constituirán a los sótanos.
- Excavación por etapas para cada sótano, como se indica en la figura 69, apuntalando conforme se vaya descendiendo con la propia estructura metálica contra las columnas previamente colocadas en proceso de construcción de las pilas, y construcción simultánea de cada nivel de sótano conforme se vaya descendiendo hasta llegar al nivel de máxima excavación, empleando una almeja desde el nivel de banqueta para extraer el material hacia la superficie, el material será acarreado por un cargador frontal que operará en el fondo de la excavación en forma horizontal.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

- Conforme se vaya descendiendo la excavación en cada uno de los sótanos se recomienda colar las losas del sótano excavado sobre la estructura metálica previamente instalada, con el objeto de que éstas le den mayor rigidez y soporten los empujes generados por el suelo en todo el perímetro.
- Se recomienda que cuando se alcance el lecho inferior del nivel de piso, se utilice a éste como apoyo para el colado de la losa del sótano respectivo.
- El proceso de excavación se efectuará en forma continua, y se ira troquelando con la propia estructura metálica conforme se vaya haciendo descender la estructura.
- 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.
- El acero que constituirá al Muro Milán deberá tendrá un refuerzo especial en el punto de aplicación de las trabes metálicas que funcionarán como puntales, como se muestran en las figuras 70 a 73. 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.
- Una vez alcanzado el nivel de máxima excavación, se procederá a construir la cisterna y la losa del último sótano, las cuales deberán ser diseñadas para soportar una presión de 10 ton/m<sup>2</sup> que ejercerá la presión hidrostática al momento de suspender el bombeo, dado que la carga de la estructura será transmitida en su totalidad hacia las pilas.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

- Una vez alcanzado el nivel del último sótano y colocadas las trabes metálicas en esta zona se procederá a construir la cisterna, para lo cual la excavación que la alojará se hará dejando taludes perimetrales con una pendiente 0.8.1.0 (horizontal:vertical).
- Terminada de construir la cisterna se procederá a rellenar los taludes dejados con tepetate compactado al 92% de su peso volumétrico seco máximo.
- Cuando se tenga terminada la losa de fondo, tanto de la cisterna como del último sótano podrá suspenderse el bombeo, tomando en cuenta que la losa deberá ser diseñada para soportar una presión hidrostática de 10.5 ton/m<sup>2</sup>.
- Suspensión del sistema de bombeo y sellar todos los pozos.
- Se iniciará la construcción de la estructura a partir del nivel de banqueteta.

### **6.8.1 Justificación del sistema de contención seleccionado.**

1. Se recomienda el sistema de Muro Milán para tener el número mínimo de juntas.
2. El tablestacado es más económico aprox. en un 12.5% con respecto al Muro Milán, sin embargo el troquelamiento requerido en su momento resultará en un 20% mayor al que requerirá el Muro Milán, por lo que finalmente el Muro Milán resulta igual ó quizá menor al sistema de tablestacado.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

3. Para el Muro Milán debe considerarse lo siguiente:

- Construcción de brocales de 20 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.(ver figuras 74 y 75)
  
- Los Muros Milán serán de 40 cm de espesor, con módulos variables entre 6 y 7.5 m (ver figura 76), desplantados a 15.5 m y que las barbas de acero en la parte superior sobresalgan del brocal por lo menos 50 cm.
  
- La almeja de excavación tienen una abertura hasta de 2.50 m (Ver figuras 77 y 78), 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.
  
- El tablestacado requiere mayor tiempo para su construcción, del orden de tres meses y medio, en tanto que en el Muro Milán se requerirán del orden de 8 semanas que equivalen a un poco más de la mitad del tiempo con respecto al primer sistema.
  
- Inicialmente se recomendó la tablestaca porque resulta complicado encontrar almejas del orden de 40 cm de espesor, pues lo convencional son 60 cm y esto implicaría perder espacio en los sótanos para estacionamiento, sin embargo hay empresas que ya cuentan con este equipo.
  
- En cuanto a lo anterior el espacio perdido por tablestacado será de 15 cm de guía + 25 cm de tablestacado + 1 cm de holgura + 20 cm de muro de sótano resultando de 61 cm.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

- Mientras que el espacio perdido por Muro Milán será de 20 cm de brocal + 40 cm de Muro Milán resultando 60 cm, en este caso el Muro Milán puede eliminar el Muro de sótano , únicamente habrá que considerar que se requerirá picar y aplanar la superficie expuesta del Muro Milán para proporcionarle una apariencia adecuada.
- Las tablestacas tendrán mayor número de juntas (@ 70 cm) y por consiguiente requiere mayor cuidado en el sellado de las mismas, en tanto que en los Muros Milán las juntas serán a cada 6 m y *su tratamiento se efectuará mediante un tubo de diámetro igual al espesor del muro mismo que resulta de 40 cm.*
- En ambos sistemas se tendrán evidentemente pequeñas fugas que se les dará un tratamiento adecuado tomando en cuenta que el NAF se encuentra a 3.0 m con respecto al nivel de la banqueteta.

### **6.8.1.1. TABLESTACAS.**

#### **Desventajas.**

- Su fabricación requiere mayor tiempo para su fraguado.
- El tiempo requerido se incrementa por la fabricación de la pieza de ajuste, que serían varias.
- Para la fabricación se requerirá de cimbra.
- Se requerirá de Muro de acompañamiento (el propio del sótano) donde se alojaran traveses y losas.
- Requiere más troquelamiento y por ende complica el avance del armado y colado de los sótanos.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

- La construcción de la tablestaca implica mucha vibración y puede provocar posibles daños a las colindancias, las cuales se encuentran en condiciones conservadoras pero con ciertas condicionantes ante la evidente existencia de materiales blandos de tipo lacustre (arcilla) y aluvial, que no tiene rigidez
- para evitar que la vibración ocasionada por los equipos de hincado de tablestacas provoque condiciones de inestabilidad a la colindancia.

### **Ventajas.**

- Acabado aparente, pero el muro de acompañamiento lo tapaná por lo que no resulta muy positivo.
- Permite la construcción del muro de sótano y anclaje de traveses y losas de los sótanos.

### **6.8.1.2. MURO MILÁN.**

#### **Ventajas.**

- Menor vibración provocada por los equipos al subsuelo.
- Requiere menos troquelamiento.
- Se puede excavar hasta  $-1.95$  m, es decir a  $-0.25$  m por debajo del nivel del piso terminado del primer sótano ( $-1.70$ ), sin necesidad de troquelar previamente. (ver figura 79). Dejando un talud 1:1 (horizontal:vertical) con una banqueta de un metro a partir de la cota de  $1.95$  m, esto únicamente se puede aplicar para muro milán y no al tablestacado.
- Tratamiento de fugas con inyecciones.
- Se recomienda utilizar troqueles metálicos de 24" de diámetro, pero deberá ser ratificado por el estructurista.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

**Desventajas.**

- Se dificulta el anclaje de traveses y losas en sótano y cimentación.
- La apariencia no es perfecta.
- 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 desdoblarse y traslapar colocando un refuerzo especial en esta zona, ya sea para unir con pilas o con las propias traveses de la estructura a nivel sótano..

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

### **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.

#### **6.9.1. Construcción del Brocal guía para equipo guiado.**

El brocal es una estructura de concreto armado, alojado en una zanja previamente hecha (fig 74), 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.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

a) Se realizara la excavación de la zanja, para muros milán de espesor de 0.44 m, sus dimensiones son 1.60 m de profundidad por 0.95 m de ancho (ver fig 75), 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), el fondo cuyas dimensiones y características se muestran en la fig 74

### **6.9.2 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 0.44 m de espesor, longitudes entre 6.0 y 7.5 m, y una profundidad variable de 15.5 m, el largo mínimo que puede tener un tablero esta 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 bentonitita 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:

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

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 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 (ver fig 81).

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, debiendo quedar sensiblemente horizontal lo más posible, 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.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

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 excavación terminada 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 (en secuencia de tres bolillo ver fig 78).

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

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 encuentran 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.

### **6.9.3. Colocación de juntas.**

#### **6.9.3.1. 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 sódicos o cálcicos con menos de 3.5% de arena.

#### **6.9.3.2. Con caídos.**

El efecto de los caídos durante las perforaciones debe a la presencia de una capa de suelo inestable. Cuando el agregado de agua para producir lodo -

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

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.

### 6.9.4. Colocación de juntas y armado.

**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 ---

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

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 82 y 83). 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 machimbrada 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 la 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.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

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.

### **6.9.5 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 como se indica en las figuras 76 y 78, 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.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

d) Es elemental contar con el número suficiente de estrobos con la medida adecuada, balancín de izaje para el armado no sufra deformaciones indeseadas o ruptura de la soldadura durante el levante y lanzado (figuras 84 a 87)

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 (ver fig 88)

f) Es requisito la colocación de roles de concreto en la distribución correcta y el número exacto (en ambas caras y fijados con pedacearía 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 (ver fig 87) 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 (fig 87).

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 mas chico que esta y generando el problema de tener un armado grande de sobra.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

---

### 6.9.6 Colado del elemento.

Una vez que la parrilla ha sido colocada, centrada y nivelada en su posición correcta, se procede al colado (figuras 89 a 91) este se realiza por el método Tremie descrito en la construcción de pilas y para no ser reiterativos, solo se dará una secuencia 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.- Debe 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.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

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 (ver fig 89).

8.- El extremo inferior de las líneas de colado permanecerán ahogadas 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 provoque taponamientos en la tubería por el fraguado inicial del concreto.

### **6.9.6.1 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 artificial 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, ---

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

pero también puede ser efectuando por un malacate (fig 90), 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 de 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 juntas, 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).

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

---

### 6.10 Procedimiento Constructivo de las pilas.

A continuación se describe el proceso constructivo para la perforación y colado de las pilas:

- a) Localización y trazo de la pilas de cimentación.
  
- b) El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas y construirse sus respectivos brocales. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.
  
- c) La construcción de los brocales de cada una de las pilas, es con el objeto de tener la certeza se verificar el trazo de la pila y contener los materiales superficiales.
  
- d) Las perforaciones que alojarán las pilas, se harán con un diámetro 5 cm. mayor al diámetro de proyecto de las mismas, hasta el nivel -13.0 m.
  
- e) Se hincará un ademe metálico recuperable (ver figura 92), hasta el nivel -13.5, para interceptar el manto freático colgado que se encuentra entre 3.0 y 13 m de profundidad.
  
- f) Colocado el ademe metálico, se extraerá en su totalidad el lodo existente en su interior, empleando un bote desazolvador.
  
- g) Se continuará con la perforación, en seco, hasta el nivel -24.0 m.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

h) Se inspeccionaran, por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos los materiales del subsuelo existentes a la profundidad de 24 m, quien determinará si las características de los materiales consideradas en los análisis de capacidad de carga de pilas, corresponden a los existentes en campo.

i) Concluida la excavación con maquina, se realizará limpieza del fondo de la excavación. Dado que hay la posibilidad de la existencia de gases tóxicos en el subsuelo de la zona en que se ubica el predio, el personal que descienda a la perforación deberá portar mascarilla protectora mediante la cual reciba aire limpio de la superficie, suministrado por compresor eléctrico o bien equipo de respiración autónomo.

j) No se permitirá el acceso a las perforaciones de pilas a ninguna persona que no porte el equipo de respiración. No se deberá usar “mascarilla filtro” dado que no se conoce con certeza que tipo de gas es el que pudiera existir en las perforaciones. Tampoco se deberá usar, para suministrar aire a las mascarillas de respiración, compresor con motor a diesel o a gasolina porque el aire que suministra puede estar viciado por residuos de la combustión.

k) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.

l) El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado dentro de la perforación.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

m) Una vez terminada la limpieza de todo material suelto, se introducirá el armado de las pilas con sus separadores correspondientes para su centrado y se colará a la brevedad, empleando un tubo de colado tipo tremie, manteniendo su punta 0.5 m abajo del nivel de concreto.

n) De requerir aflojar, el ademe metálico durante el proceso de colocado el nivel superior del concreto deberá estar arriba del nivel -5.0 m, para evitar estrangulamiento en la sección de las pilas. El desplazamiento del ademe en esta operación no será mayor de 0.5 m y permanecerá en esta posición hasta la conclusión del colado.

ñ) Se evitará que durante la extracción del ademe el armado de la pila se desplace, siendo permisible un desplazamiento máximo de 12 cm.

o) Se medirá el nivel de concreto antes y después de la extracción del ademe, para prever ajustes en el volumen.

p) El colado será continuo y con el procedimiento Tremie, deberá llevarse a una altura de 0.5 m mínimo arriba del nivel inferior de las contratrabes, con objeto de tener concreto de buena calidad en la unión de dichos elementos, y evitando la contaminación y segregación del concreto.

q) La punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado, de tal manera que ésta permanezca dentro del concreto, durante todo el colado, una longitud recomendada de 1m.

r) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la ubicación de la misma.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

s) El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel inferior de las contratraves, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.

t) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 12 cm. En el caso de utilizar un aditivo fluidizante se aceptará un revenimiento de 18 cm.

w) Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.

x) En el momento de introducir el armado, deberá dejarse las preparaciones necesarias para adaptar la columna metálica que quedará embebida en la pila por lo menos una longitud de 2 m y sobre la cual se apuntalaran las traves propias de la estructura de los sótanos. La columna metálica deberá ser diseñada y especificada por el estructurista para soportar la carga de los sótanos y a partir del nivel de banqueta, posteriormente cuando se alcance el nivel de máxima excavación se procederá a cubrir o forrar la columna metálica con concreto armado, con las dimensiones que establecerá el estructurista.

y) Cuando se ha concluido el colado de la pila, y por consiguiente la colocación de la columna metálica, se procederá a rellenar el espacio que se tenga entre la columna metálica y la perforación realizada para construir la pila con material granular a volteo, con el objeto de confinar la columna metálica adherida a la pila y evitar que tenga desplazamientos que la dañen durante el proceso de excavación.

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

La colocación de acero de refuerzo debe ser ejecutada por operadores que cuenten con la experiencia suficiente para este tipo de maniobras, esto con el fin de evitar deformaciones por movimientos, maniobras del levantado y lanzado del armado durante estos trabajos, así también como la separación entre varillas para permitir que el concreto fluya y penetre por toda la excavación y entre al acero.

El acero del armado de refuerzo, tiene que satisfacer las especificaciones para la obra en cuanto a calidad y limpieza. Deben tomarse precauciones en el diseño del armado para asegurar su estabilidad al ser colocado, es muy importante que la colocación del armado sea lo mas centrada posible, pues de esta manera se garantiza un comportamiento estructural deseado.

Debido a que el constructor debe seguir las recomendaciones del proyecto, la colocación del armado de refuerzo debe de colocarse terminada la perforación y acto seguido colocar el concreto. Los trabajos del izado y lanzado recaen en la responsabilidad y habilidad del operador, pero para tener la seguridad de que el armado quede bien centrado, es necesario colocarle roles de concreto cuyo radio sea igual al espesor del recibimiento especificado (ver figura 93).

La colocación del concreto en la perforación ya realizada, que en común buscan evitar su segregación, por medio de tubería de conos, segmentadas, llamadas comúnmente trompas de elefante o por medio de tubos tremie, el concreto se vacía directamente de la olla revolvedora al cono, este debe fluir libremente por lo que se tiene que cumplir con el revenimiento especificado y en un intervalo de tiempo adecuado entre olla y olla (ver fig 91).

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

---

Además de los requisitos de calidad que deben cumplir, los agregados y de más materiales que intervienen en la fabricación del concreto, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

**Tamaño del agregado.** Es importante para que el agregado pase libremente entre el armado de acero y logre un verdadero acomodo en todo lo largo de la perforación, por lo que se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de  $2/3$  pares del paso libre entre vuelta y vuelta del acero transversal y del espesor del recubrimiento o lo que resulte menor de ambos.

**Revenimiento.** Se recomienda un revenimiento de 15 a 20 cm, además del empleo de aditivos tanto para retardar el fraguado durante el colado como para mejorar las características de fluidez, es importante no suspender el colado con el fin de evitar la creación de juntas frías.

**Aditivos.** No se recomendó el uso de acelerante fraguado inicial. Los retardantes pueden ser útiles en ciertos casos de emergencia, así como los fluidizantes; el aditivo que es recomendable en todos los casos es el que procura la mínima utilización de agua.

Una vez coladas las pilas se procederá a efectuar la excavación de los sótanos, como se indica a continuación.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

---

### 6.11 \_Bombeo profundo para el procedimiento constructivo de la excavación.

- La excavación total del proyecto se deberá efectuar en etapas horizontales (ver figura 54), hasta alcanzar el nivel de máxima excavación de – 13.4 m en la

**zona de cisternas.** De no efectuarse de esta manera se presentará una falla de fondo que pone en riesgo la estabilidad de la obra y sus colindancias.

- El bombeo se efectuará en forma permanente y únicamente se suspenderá cuando la estructura llegue por lo menos a la construcción de la losa del primer nivel o la losa de fondo tenga la capacidad de soportar una presión hidrostática de 10.5 ton/m<sup>2</sup>.

- 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.

La ampliación de la longitud propuesta en los Muros Milán tiene el objetivo de que las columnas que se tengan en el perímetro queden adheridas al armado del propio muro milán, y éstas se apoyen hasta 24 m de profundidad desarrollando la capacidad de carga necesaria para transmitir la carga de las columnas que se tengan en el perímetro, tomando en cuenta el tipo de proyecto que requiere efectuar la excavación en etapas horizontales.

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

## **VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

### **Sistema de bombeo**

A continuación se indica el procedimiento del sistema de bombeo a realizar antes de efectuar el 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 -3.0 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 94. La succión del agua freática empezará a trabajar dos semanas antes de iniciar la excavación con las siguientes especificaciones:

El nivel de desplante de la losa de fondo estará a -10.7 y 13.4 m para el último sótano y la cisterna respectivamente, considerando que la losa de fondo tenga un espesor medio de 30 cm y el nivel de aguas freáticas está a 3.0 m, lo cual genera un tirante de agua de 10.5 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.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

---

La instalación del sistema de bombeo para el área excavada estará conformado por 31 pozos (1 pozo/50 m<sup>2</sup>) a 19 m de profundidad (1.0 m por debajo del lente permeable que se localiza entre 17 y 18 m de profundidad) respecto al nivel de banqueta. 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 11.7 m, en la periferia y de 14.4 m en los pozos centrales, lo anterior es obligado dado que el proyecto requiere una excavación mayor en la zona donde se alojará a la cisterna. 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.

- Será necesario implementar un sistema de bombeo mediante pozos perforados a 19 m con respecto al nivel de la banqueta,. Su ubicación será en toda el área evitando se intercepte con algún elemento estructural.
- Los pozos serán de 12" de diámetro, perforados con broca ahuer o de aletas, no se utilizaran lodos bentoniticos con eyectores y bomba de electroniveles que permitan abatir el agua durante el trabajo de excavación, la disposición se muestra en la figura 95.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

- 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 95)
  
- 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 podrá ser simultaneo a la construcción de las pilas para poder perforar en seco y se suspenderá cuando al menos se tenga una sobrecarga de  $10.5 \text{ ton/m}^2$  o que se tenga la losa de fondo 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 31 pozos (ver figura 94) y posiblemente se requieran bombeo de achique de acuerdo al comportamiento de la excavación y al periodo de lluvias que se tenga.
  
- Se colocaran cuatro líneas de ocho pozos a lo largo del terreno, para el sistema de ataguía seleccionado muro milán.
  
- Estos pozos se irán recortando conforme se efectuó la perforación..
  
- Los electroniveles se manejarán en la zona lateral a  $-11.7 \text{ m}$  y en la central a  $-14.4 \text{ m}$ .

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

**6.12 Segunda alternativa de excavación empleando un muro tablestaca auxiliar**

La segunda alternativa es emplear un muro tablestaca auxiliar al centro del área por excavar en el sentido largo (ver figura 96), efectuando la excavación en dos partes. La primera parte se irá excavando hasta el nivel de máxima excavación dejando un talud compuesto (ver figura 97), y el cual se irá recortando conforme se vaya troquelando. El objeto de emplear un muro auxiliar, es con el fin de reducir la longitud de los troqueles a tamaños prácticos y usuales. En la primera etapa se troquelará el Muro Milán contra el Muro tablestaca auxiliar, posteriormente llegado al nivel de máxima excavación se procederá a construir la estructura central. Una vez que se tenga construida la estructura de la primera etapa hasta el nivel de banqueta se procederá a excavar la segunda etapa hasta el nivel de máxima excavación, pero en este paso se procederá a demoler el muro auxiliar y conforme se vaya descendiendo la excavación, se troquelará el muro Milán contra la estructura ya construida de sótano de la primera etapa. Este sistema presenta desventajas por la instalación y retiro de los troqueles, haciéndolo un proceso lento y por otro lado creará un número de juntas frías en la estructuración mayor a la que se tendrán para la primera alternativa antes expuesta.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

---

### 6.13 Colocación e hincado de las tablestacas.

Previo a la excavación de los materiales del subsuelo que ocuparan los niveles de estacionamiento se procederá a la colocación de la tablestaca auxiliar con el siguiente procedimiento (ver figura 97 a 100):

a) Previamente a los trabajos de hincado, en los sitios que ocupara la tabla estaca se verificará que no existen restos de cimentaciones que pudieran interferir en el hincado.

b) Para facilitar el hincado de la tablestaca y como guía para asegurar su verticalidad, a lo largo de las líneas que ocuparan, se efectuaran perforaciones previas de 25 cm de diámetro con extracción de material hasta 13 m de profundidad medidos a partir del nivel de banqueta, separadas 50 cm centro a centro de perforaciones la maquina que efectuará las perforaciones deberá ser nivelada de tal manera que el barretón que sujeta la broca tenga una posición vertical durante la perforación. El centro de las perforaciones previas deberá coincidir con el eje de proyecto de las tablestacas.

c) La longitud del tramo de perforaciones previas, en el lado poniente, medida a partir de la última tablestaca hincada, será de 10 m como mínimo. No deben de transcurrir más de 48 horas entre el término de las perforaciones y el hincado de la tablestaca.

d) Para lograr que las tablestacas durante el hincado se alojen en el trazo proyectado, que su eje quede alineado en una línea recta, reducir al mínimo posible el desplome y que el machihembrado de las tablestacas ajuste una con otras, deberá colocarse dentro de una zanja que la fije adecuadamente, una estructura guía constituida por dos armaduras dispuestas paralelamente, separadas entre si el ancho de la tablestaca mas de 3 cm de holgura. La zanja que aloja la estructura guía debe conformarse posteriormente a las perforaciones previas, debiendo quedar debidamente alineada, (ver fig 97).

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

e) Una vez alojada la estructura guía dentro de la zanja deberá ser alineada y plomeada (para evitar movimientos se recomienda apoyarla sobre una capa de materiales compactados).

f) Inicialmente se hincarán las tablestacas de esquina (que son piezas de fabricación especial) en una perforación previa que coincida con su eje. Las tablestacas de esquina deberán tener punta cónica y dado que serán la guía de las tablestacas hincadas posteriormente, deberán cuidarse especialmente su verticalidad.

g) El hincado de las tablestacas siempre se iniciará de un tramo de esquina, hincando totalmente tablestaca por tablestaca, en forma progresiva por líneas rectas que coincidan con los lados del área que limitarán.

h) La parte inclinada del extremo inferior de la tablestaca estará orientada en la dirección de avance del hincado.

i) Se procederá al hincado introduciendo la tablestaca entre la estructura guía permitiendo que descienda por peso propio, verificando constantemente su verticalidad; el hincado se terminará por medio de golpes empleando el martillo apropiado para no dañar la tablestaca.

A partir de la segunda tablestaca y en adelante se utilizará un cinturón a base de un cable de acero que abrace a las tablestacas no permitiendo que durante el hincado tiendan a separarse. Será necesario que se instale una guía a este cinturón de tal manera que no contacte con las tablestacas directamente y puede permitir su libre hincado y no se atore. La estructura guía del cable de acero que apretará a las tablestacas estarán instaladas como se indica en la fig 98.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

---

A partir de la sexta tablestaca y en adelante se procederá a abrazar las mismas introduciendo una varilla en una de las juntas ya hincadas, de tal manera que sirva de soporte para el cinturón de las siguientes tablestacas como se indica en la fig 99.

j) La tablestaca de cierre (que son piezas de fabricación especial (ver fig 100) se hincarán entre la última tablestaca hincada en una línea y la tablestaca de esquina que se inicio de otra línea de tablestacas.

k) Las juntas entre tablestacas se lavaran inyectando agua a percusión, para lo cual se introducirá una tubería de fierro galvanizada de  $\frac{3}{4}$ " de diámetro, en tramos que puedan ser fácilmente manejados. Para evitar obstrucciones del espacio de inyección, inmediatamente después del hincado de cada tablestaca, deberá cubrirse entre espacios para evitar la entrada de los objetos que la obstruyan.

l) Se procederá al sellado de juntas empleando una mezcla fraguante elaborada de acuerdo a la siguiente proporcionamiento.

4 botes de agua  
1 bote de bentonita  
2 botes de cemento  
1 bote de arena fina

El procedimiento de sellado será de la siguiente forma:

1.- Primeramente se efectuará la mezcla bentonita-agua, dejándola reposar por un período mínimo de 24 horas, con objeto de garantizar la hidratación de la bentonita; posteriormente se le adicionará a la mezcla bentonítica el cemento y la arena.

**VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.**

---

---

2.- El deposito donde se elaborará la mezcla fraguante, deberá contar con agitadores con la potencia necesaria para mezclar el lodo con el cemento, entrando en funcionamiento en el momento de agregar el cemento y la arena agitando durante el tiempo necesario para lograr una mezcla homogénea.

3.- Cuando concluya el agitado de la mezcla fraguante, se procederá inmediatamente a su inyección.

4.- Ya incorporados el cemento y la arena a la mezcla, no podrá utilizarse después de transcurrida tres horas, ya que está se encontrará en un proceso avanzado de fraguado.

5.- La inyección de la mezcla fraguante se hará a presión, inyectando desde el fondo y utilizando la tubería mencionada anteriormente.

La tablestaca requiere un empotramiento mínimo de 3 m por debajo del nivel de máxima excavación, únicamente será demolido en su momento lo que se tenga del nivel de máxima excavación hacia el nivel de banquetta.

## VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

---

### 6.14 Rellenos controlados.

En las áreas perimetrales de la cisterna, una vez que se ha concluido su construido se procederá a rellenar el espacio existente con material de banco, previamente se retirarán todos los materiales sueltos.

Todas las referencias topográficas existentes en el lugar se respetarán durante la construcción, tales como: alineamientos, niveles, señalamientos, etc. reponiéndose en caso de que se dañen o alteren.

El material importado requerido para la colocación del relleno controlado podrán ser utilizados mezclas de grava, arenas de material fino (tepetate) que satisfagan las siguientes especificaciones:

Límite líquido	40% máx.
Índice plástico	15% máx.
Contracción lineal	5% máx.
Valor Relativo de Soporte (CBR)	15% mín.
Contenido de agua óptimo	25% máx.
Peso volumétrico seco máximo	1,300 kg/m <sup>3</sup> mín.

Los materiales con los que se construirá el terraplén, se disgregarán hasta el grado de no presentar grumos o terrones y se mezclarán hasta obtener una revoltura homogénea en su constitución y granulometría, en caso necesario cuando se arcillosos se incorporará cal hidratada en un porcentaje de 4 %, en peso. Los materiales ya mezclados y con el contenido de agua óptimo, previamente determinado en el laboratorio, se colocarán en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto, y se compactaran al 92%, de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar; hasta alcanzar el lecho inferior de la losa del último sótano, empleando rodillo liso y rodillo neumático con un peso de 750 kg o equivalente. En el caso de emplear bailarinas se deberá considerar capas de 15 cm en estado suelto. Se recomienda colocar un impermeabilizante por fuera de la cisterna y por otro lado considerar un aditivo impermeabilizante en el concreto de la misma con un adecuado vibrado.

***VII. CONCLUSIONES Y  
RECOMENDACIONES.***

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

Se solicitó la realización de un Estudio de Mecánica de Suelos, en el predio ubicado en la calle Prolongación Yácatas No.520, Colonia Santa Cruz Atoyac, Delegación Benito Juárez, México D.F. en donde se proyecta la construcción de un edificio de tipo habitacional constituido por tres y medio sótanos para estacionamiento, y trece niveles de departamento. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1.

El predio de interés tiene forma rectangular con un área de 1,525.12 m<sup>2</sup> como se muestra en la figura 2, la superficie del terreno es horizontal, en el predio se encuentran actualmente baldío, debido a que ya se realizó la demolición de las estructuras existentes.

El proyecto arquitectónico contempla una estructura compuesta por tres y medio sótanos y trece niveles, en toda la superficie del terreno con nivel de piso terminado a -10.4 m con respecto al del nivel de banquetta, además de contar con una cisterna en la parte central del área con nivel de piso terminado a 13.0 m. La estructuración del edificio estará compuesta mediante columnas, traveses y losas de concreto armado, y de acuerdo a la carga estimada que transmitirá la estructura al subsuelo, será de 20.5 ton/m<sup>2</sup>, que no incluye el peso de la cimentación. En las figuras 3 a 6 se muestra los cortes esquemáticos longitudinal y transversal del sembrado de los sótanos para estacionamiento y de la proyección de la estructura en su parte superior.

El sitio de interés colinda al norte con una construcción de un Conjunto Habitacional que está constituido por cuatro niveles y un semisótano desplantado a -1.8 m, de profundidad con respecto al nivel de banquetta, posteriormente hacia la zona oriente se tiene una estructura de tres niveles que se encuentra desplanta-

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

da sobre zapatas corridas de mampostería a 1.20 m, de profundidad con respecto al nivel de banquetas; en la colindancia Sur se tiene la Av. Popocatepetl y finalmente hacia la colindancia poniente se tiene la calle de Prolongación Yacatas que será el acceso tanto vehicular como peatonal, lo anterior se presenta en la figura 12.

El predio de interés se localiza al Poniente de la Ciudad de México, en la denominada Transición Baja, en el que se encuentran superficialmente depósitos aluviales y posteriormente aparecen los materiales de la formación Tarango.

En el sitio de interés, con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo, hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir, y definir un corte estratigráfico general del subsuelo, se realizaron **dos sondeos profundos** de tipo mixto, uno a 25 m y el segundo a 30 m de profundidad, combinando el muestreo alterado obtenido con la herramienta de penetración estándar con el muestreo inalterado mediante el hincado a presión del muestreador tipo Shelby, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavaron dentro del predio **cinco pozos a cielo abierto** a 2.5 m de profundidad.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, la geometría del edificio, 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 2 y 9 m de profundidad, subyacidos por estratos de media a alta resistencia y poco compresibles, determinadas mediante los sondeos SM-1 y SM-2, se establece que

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

la alternativa de cimentación más adecuada será mixta, y se podrá resolver mediante un cajón de cimentación desplantado a 10.4 y 13.4 m de profundidad (para el último sótano y la cisterna respectivamente), y apoyado mediante pilas de fuste recto desplantadas a 24 m de profundidad y coladas en seco después de un bombeo adecuado como se observa en la figura 32, empleando una capacidad de carga unitaria de 435 ton para las pilas propuestas.

Alternativa de cimentación mediante cajón de cimentación desplantado a 10.4 m de profundidad para el último sótano y a 13.2 m de profundidad para la cisterna.

Tomando en cuenta las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas y las correspondientes a las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia desde una profundidad de 9.6 m y hasta 15.5 m se tiene arcilla orgánica poco limosa con diferentes porcentajes de arena, de color café oscuro, los contenidos de agua en este estrato tienen valores variables entre 100 y 420% (estos propician asentamientos importantes de acuerdo a las cargas transmitidas), de consistencia variable entre blanda y media, con resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 8 golpes, excepto entre 14.5 y 15.5 m de profundidad que el número de golpes se incrementa entre 24 y 40 golpes; siendo estos materiales los que les subyacen inmediatamente al último sótano, aunado a que la preconsolidación es mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo en la parte superficial decrementándose conforme se profundiza, se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante pilas desplantadas a 24 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, y una losa de cimentación de concreto reforzado desplantada en la zona central a 13.20 m de profundidad máxima para --

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

la cisterna, y en la zona perimetral desplantada a -10.4 m considerando que por proyecto se necesitan de tres y medio sótanos.

La carga de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación será en forma uniforme a través de las pilas desplantadas a 24 m de profundidad, de tal manera que la presión neta ejercidas por las estructuras sean lo menor posible.

El área en planta de la losa de cimentación propuesta será la que se indica en la figura 33, será igual al sembrado del terreno, excepto en la esquina de las colindancias norte y oriente, que será mayor a la cubierta por el sembrado de la estructura como se muestra en las figura 34, 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, sin embargo debido al proyecto se tienen excentricidades que provocan un momento de volteo importante.

La cimentación estará constituida por pilas, losa de cimentación y trabes, las cuales en la cisterna formarán celdas de cimentación y que deberán contar con pasos hombre para su mantenimiento.

El material producto del corte 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 debido a la gran cantidad de cascajo que poseen y la alta plasticidad de los materiales arcillosos existentes.

De acuerdo a las cargas proporcionadas es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de las estructuras sean

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

lo más ligeros posible. En los análisis que más adelante se presentan se considero que el peso que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media estimada será de  $0.9 \text{ ton/ m}^2$  por nivel más el propio peso de la cimentación considerado de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ , y afectado por el factor de carga.

En esas condiciones y para las estructuras de trece niveles con tres y medio sótanos se tendrá un peso unitario en su área cubierta de  $20.5 \text{ ton/m}^2$ .

Considerando el área cubierta propuesta para la losa de cimentación que es un área semejante a la cubierta por sembrado del edificio con una ampliación en el sentido transversal (por proyecto) equivalente al área que tiene la superficie del terreno, como se muestra en la figura 33, que permita disipar la carga transmitida por la estructura a un valor mínimo que no repercuta en el comportamiento de los mismos evitando que se presenten asentamientos mayores a los admisibles.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos aluviales 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 la losa de cimentación y el centro de cargas de la estructura.

Considerando como primera opción un cajón de cimentación:

- Este tipo de cimentación cumple por capacidad de carga, sin embargo los asentamientos a largo plazo serán superiores a los permitidos por el Reglamento, si únicamente se construyera un cajón considerando que de acuerdo al proyecto se requiere que el cajón sea del tamaño del predio para alojar al estacionamiento,

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

con esta condición el cajón de cimentación tendrá trabes de cimentación y quedará parcialmente compensado, por lo que transmitirá una carga neta al subsuelo de  $6.24 \text{ ton/m}^2$ , por lo que se requerirá de una profundidad mayor para compensar totalmente la estructura, para que la carga neta se decremento lo más posible para obtener asentamientos admisibles, adicionalmente se tiene una excentricidad, debido a que el centro de cargas no coincide con el centro geométrico del cajón, y en condiciones dinámicas (sismo) se tendrán asentamientos fuera de los permisibles.

- En el caso de que el cajón sea del tamaño del predio no ocurrirá la falla de la costra superficial por los esfuerzos transmitidos en condición sísmica, pero sin embargo si se generará una fricción negativa por el muro Milán.
- Se revisarán las tensiones en la losa de cimentación del sótano de estacionamiento con las cargas que se determinen en forma definitiva por el estructurista y esta deberá ser capaz de soportar una presión de  $10.5 \text{ ton/m}^2$ , dado que la losa únicamente soportará el peso del último sótano y la propia de la presión hidrostática que se genere cuando se deje de bombear.

Dado que las características del proyecto son diferentes en cuanto al sembrado del cajón con respecto al sembrado del edificio, y en cuanto a las cargas de cada una de las columnas que son de magnitudes importantes, se presentará una excentricidad, por lo que la solución de la cimentación del proyecto será de tipo mixta, formada por un cajón rígido de cimentación desplantado a profundidades variables entre  $-10.70$  y  $13.4$  m con pilas de sección constante desplantadas a  $24$  m de profundidad respecto al nivel de banqueteta, como se muestra en la figura 35.

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

La cimentación se dimensionará siguiendo el criterio indicado más adelante y se revisará la estabilidad de la cimentación bajo condiciones estáticas y dinámicas.

Para la estructura de doce niveles, planta baja y tres sótanos y medio analizado, el peso de la estructura que incluye el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva, corresponde a una carga uniformemente repartida de una presión unitaria de  $20.5 \text{ ton/m}^2$ , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área ampliada igual al área del terreno total compensará  $16.28 \text{ ton/m}^2$ . Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y  $13.4 \text{ m}$  de profundidad tienen un peso volumétrico de  $1.35 \text{ ton/m}^3$ , la profundidad de desplante establecida no es suficiente para obtener asentamientos admisibles, razón por la cual se requieren pilas que satisfagan la revisión del estado limite de servicio (asentamientos), lo anterior es tomando en cuenta que entre  $9$  y  $17 \text{ m}$  de profundidad se tiene materiales con un alto contenido de agua y una baja resistencia a la penetración estándar.

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga de la losa de fondo en condiciones estática y dinámica admisible es de  $12.5$  y  $15.2 \text{ ton/m}^2$ , respectivamente.

De acuerdo a los análisis realizados se obtuvo una capacidad de carga unitaria de  $435$  toneladas. Para el edificio analizado, el peso de la estructura incluyendo el peso propio de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de  $20.5 \text{ ton/m}^2$ , para trece niveles y tres y medio sótanos, considerada uniformemente

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

distribuida por la losa de cimentación, y tendrá un área ampliada en el sentido longitudinal, y ampliada con respecto al sembrado cubierto la estructura, por lo que la carga que transmita al subsuelo se realicen a través del área de contacto que tenga la losa de cimentación, a un valor mínimo que no repercuta en el comportamiento de las estructuras evitando que se presenten asentamientos mayores a los admisibles.

Considerando la heterogeneidad tanto en la constitución de los materiales como en su compacidad, las características de los depósitos de tipo arcilloso en la zona de transición baja, que en particular en el predio de interés en los primeros 20 m de profundidad se tienen materiales de compacidad variable entre suelta y muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso; una cimentación de tipo somera o compensada no resulta adecuada para cargas de gran magnitud proyectada, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad, además de que al tener los materiales de apoyo valores del módulo de elasticidad del orden de  $650 \text{ ton/m}^2$ , al variar el incremento de esfuerzos aplicado al suelo por la base de una cimentación somera debido a la variación del momento de volteo por efecto de sismo, se tendrían fluctuaciones en movimientos verticales de deformación de los materiales de apoyo de la cimentación, aunado a la excentricidad que se tiene.

Por otra parte considerando que 21.0 m, de profundidad se encuentra un depósito resistente muy compacto, de alta resistencia y baja compresibilidad, se juzga que una cimentación mediante pilas apoyadas a 24.0 m, de profundidad

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

respectivamente, empotrándose 3.0 m, dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que cumplirá las condiciones de operación de la estructura proyectada, cabe señalar que a 22 m de detecto un capa con una resistencia inferior a los 50 golpes, razón por la cual se decidió apoyarse hasta 24.0 m, de profundidad.

En los cálculos realizados se consideró un ángulo de fricción interna de  $32^{\circ}$  para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose las capacidades de carga que se muestran en la figura 36, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 3.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

Para el dimensionamiento de las pilas se deberá considerar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.

Condiciones dinámicas que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica (incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1.

El coeficiente sísmico que deberá considerarse que actúa en la base de construcción por efecto de sismo, será igual a 0.32 por considerarse que el subsuelo en el sitio de interés tiene las características de la zona que el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal denomina Zona II o de transición.

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 5,000 ton/m<sup>2</sup> y una relación de Poisson de 0.40, se obtuvieron asentamientos elásticos de 0.78, 0.93 y 1.08 cm, para pilas de 0.8, 1.0 y 1.2 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

Debido a la existencia de un manto colgado de aguas freáticas, entre 3.0 y 13 m de profundidad, se podrán generar al nivel inferior de este, una presión hidráulica lateral de 10.5 ton/m<sup>2</sup>. De no existir un sello total de las perforaciones que alojarán las pilas, mediante un ademe metálico, o bien una presión del concreto que neutralice las hidráulicas, se podrán generar un estrangulamiento en las pilas (disminución de la sección de concreto por la intrusión de material del subsuelo en el cuerpo de la pila), por lo cual se requiere primeramente un sello perfecto de las perforaciones con el ademe metálico y durante el proceso de colado, no romper este sello, es decir, no mover el ademe metálico, hasta que el concreto este por arriba del nivel -5 m. En esta operación de romper la adherencia del ademe y el suelo, el ademe no deberá de ascender mas de 0.5 m y permanecerá en esta posición hasta la conclusión del colado.

La envolvente de presión para diseño de troqueles se presenta en las figuras 37 y 49, y las que corresponden a la presión de instalación de troqueles en la figura 50. La envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño de los muros se muestran en las figuras 51 y 52 en forma gráfica.

El proyecto requiere de tres y medio sótanos para alojar a los estacionamientos que darán servicio al edificio de trece niveles, para lo cual se

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

necesita efectuar una excavación a profundidades variables entre 10.7 m y 13.4 m de profundidad, como se observa en la figura 32, y la cimentación será resuelta mediante pilas desplantadas a 24 m de profundidad, como se indica en la figura 32.

La posibilidad de dejar una berma perimetral constituida por una banqueteta de un metro y un talud 1.1 (horizontal vertical) hasta el nivel de máxima excavación, no es posible, porque no permite la construcción de la estructura central contra la que se podría troquelar el perímetro que se iría abriendo por módulos, como se observa en la figura 53, por esta razón se proponen las siguientes dos alternativas para realizar la excavación:

La primera es realizar el proceso constructivo de manera descendente, y en forma horizontal, empleando un sistema de troquelamiento utilizando la misma estructura metálica propia de los sótanos, como se observa en las figuras 54 y 55, para ello será necesario dejar empotradas columnas metálicas en las pilas previstas para la cimentación del edificio, y conforme se vaya descendiendo la excavación de manera horizontal, se irán colocando las trabes metálicas de la estructura que se fijarán a las columnas antes mencionadas y funcionarán como puntales (ver figuras 54 a 56).

El proceso de colado de las losas se podrá realizar conforme se vaya haciendo descender la excavación o podrá efectuarse una vez que se haya realizado toda la excavación, y se encuentre armada toda la estructura metálica (trabes y columnas metálicas). Las dimensiones de la columnas metálicas serán de mayor tamaño en el caso de que se desee construir es forma ascendente y descendente a partir del nivel de banqueteta. Esta alternativa propone emplear la

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

propia estructura para troquelar, en cambio en la segunda alternativa se tendrían que rentar troqueles temporales.

La segunda alternativa es emplear un muro tablestaca auxiliar al centro del área por excavar en el sentido largo, efectuando la excavación en dos partes (ver figura 57). La primera parte se irá excavando hasta el nivel de máxima excavación dejando un talud compuesto (ver figura 58), y el cual se irá recortando conforme se vaya troquelando.

El objeto de emplear un muro auxiliar, es con el fin de reducir la longitud de los troqueles a tamaños prácticos y usuales. En la primera etapa se troquelará el Muro Milán contra el Muro tablestaca auxiliar, posteriormente llegado al nivel de máxima excavación se procederá a construir la estructura central. Una vez que se tenga construida la estructura de la primera etapa hasta el nivel de banquetta, se procederá a excavar la segunda etapa hasta el nivel de máxima excavación, pero en este paso se procederá a demoler el muro auxiliar, y conforme se vaya descendiendo la excavación, se troquelará el muro Milán contra la estructura ya construida de sótano de la primera etapa.

Este sistema presenta desventajas por la instalación y retiro de los troqueles, haciéndolo un proceso lento, y por otro lado creará un número de juntas frías en la estructuración mayor a las que se tendrán para la primera alternativa antes expuesta.

Para las alternativas mencionadas anteriormente se propone emplear un Muro Milán perimetral como se muestra en la figura 59, en lugar de un Muro Tablestaca, dado que esta segunda alternativa tiene un mayor número de juntas,

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

y con la probabilidad de un número mayor de filtraciones, tomando en cuenta que el nivel freático se tienen a – 3.0 m de profundidad.

Cabe señalar que el muro Milán deberá quedar desplantado sobre las pilas apoyadas a 24 m de profundidad, para lo cual deberá dejarse una preparación a nivel del último sótano para traslaparlo y transmitir la carga del muro perimetral de forma adecuada, o bien se puede considerar que el muro Milán perimetral por debajo de las columnas que están ligadas al muro se apoyen a 24 m de profundidad, es decir se prolongará su longitud para transmitir la carga al depósito resistente en lugar de las pilas, haciendo el muro la función de éstas, al quedar desplantadas a 24 m y con un ancho de 40 cm y con una longitud mínima de 2.5 m que es el ancho que abre la almeja, como se indica en las figuras 60 a 64

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos del edificio, 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 hincará en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El Muro Milán alcanzará una profundidad de 15.5 m al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla que impida el flujo del agua hacia la excavación.

La geometría que deberían adoptar los taludes para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.5, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 1.1 (horizontal: vertical).

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

Considerando una excavación a 10.7 m de profundidad, una cohesión media de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, un ancho medio de 10 m y una sobrecarga superficial uniformemente distribuida de 2.0 y 3.0 ton/m<sup>2</sup> se obtuvo un factor de seguridad de 1.32 que es admisible a corto plazo.

Cabe mencionar que las juntas entre los módulos de los Muros deben sellarse, con el objeto de interceptar el flujo de agua al nivel en que se encuentran las capas permeables.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, que la punta del Muro Milán quedará a 15.5 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, que la excavación tendrá 10.7 m de profundidad en el perímetro y 13.4 m de profundidad al centro donde se ubicará la cisterna, y despreciando el momento flexionante del Muro Milán, se obtuvo un factor de seguridad de 2.43 que es admisible, como se indica en las figuras 67 y 68.

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 10 cm de espesor y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa de fondo del sótano inferior.

## VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

---

---

Para retirar los restos de cimentaciones antiguas se excavará 0.5 m de profundidad mínima toda el área que ocupará la estructura y en algunos casos lo que se necesario, en la esquina noreste se detectaron rellenos hasta de 3.0 m de espesor en esta zona se recomienda extraer todo el relleno y restituirlo con suelo cemento.

Primeramente se construirá el Muro Milán y posteriormente las pilas de cimentación

Una vez excavados los 50 cm se procederá a revisar el estado de las cimentaciones de las construcciones colindantes, pero se recomienda que se deberán rehabilitarse mediante de mortero de cemento que garantice el buen comportamiento de la cimentación vecina durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros 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.

*El Proceso Constructivo que se recomienda deberá realizarse será la siguiente:*

- Colocación de un tapial e instrumentación en todo el perímetro.
- Construcción de un muro Milán perimetral de 40 cm de espesor con sus respectivos brocales.
- Inicio del sistema de bombeo 2 semanas antes de la excavación y construcción de la cimentación profunda.

**VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

- Construcción de la cimentación profunda.
- Excavación para alojar a los sótanos dejando previamente columnas metálicas ahogadas en cada pila (dos metros), y empleando un sistema de apuntalamiento empleando la propia estructura metálica (trabes y columnas).
- Excavación a partir del nivel de banqueta en forma horizontal, descendiendo cada sótano en forma total y apuntalando toda el área excavada con la propia estructura que constituirán a los sótanos.
- Excavación por etapas para cada sótano, como se indica en la figura 69, apuntalando conforme se vaya descendiendo con la propia estructura metálica contra las columnas previamente colocadas en proceso de construcción de las pilas, y construcción simultanea de cada nivel de sótano conforme se vaya descendiendo hasta llegar al nivel de máxima excavación, empleando una almeja desde el nivel de banqueta para extraer el material hacia la superficie, el material será acarreado por un cargador frontal que operará en el fondo de la excavación en forma horizontal.
- Conforme se vaya descendiendo la excavación en cada uno de los sótanos se recomienda colar las losas del sótano excavado sobre la estructura metálica previamente instalada, con el objeto de que éstas le den mayor rigidez y soporten los empujes generados por el suelo en todo el perímetro.
- Se recomienda que cuando se alcance el lecho inferior del nivel de piso, se utilice a éste como apoyo para el colado de la losa del sótano respectivo.

**VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

- El proceso de excavación se efectuará en forma continua, y se ira troquelando con la propia estructura metálica conforme se vaya haciendo descender la estructura.
- 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.
- El acero que constituirá al Muro Milán deberá tendrá un refuerzo especial en el punto de aplicación de las trabes metálicas que funcionarán como puntales, como se muestran en las figuras 70 a 73. 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.
- Una vez alcanzado el nivel de máxima excavación, se procederá a construir la cisterna y la losa del último sótano, las cuales deberán ser diseñadas para soportar una presión de 10 ton/m<sup>2</sup> que ejercerá la presión hidrostática al momento de suspender el bombeo, dado que la carga de la estructura será transmitida en su totalidad hacia las pilas.
- Una vez alcanzado el nivel del último sótano y colocadas las trabes metálicas en esta zona se procederá a construir la cisterna, para lo cual la excavación que la alojará se hará dejando taludes perimetrales con una pendiente 0.8:1.0 (horizontal:vertical).
- Terminada de construir la cisterna se procederá a rellenar los taludes dejados con tepetate compactado al 92% de su peso volumétrico seco máximo.

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

- Cuando se tenga terminada la losa de fondo, tanto de la cisterna como del último sótano podrá suspenderse el bombeo, tomando en cuenta que la losa deberá ser diseñada para soportar una presión hidrostática de 10.5 ton/m<sup>2</sup>.
- Suspensión del sistema de bombeo y sellar todos los pozos.
- Se iniciará la construcción de la estructura a partir del nivel de banqueteta.

El espacio perdido por Muro Milán será de 20 cm de brocal + 40 cm de Muro Milán resultando 60 cm, en este caso el Muro Milán puede eliminar el Muro de sótano, únicamente habrá que considerar que se requerirá picar y aplanar la superficie expuesta del Muro Milán para proporcionarle una apariencia adecuada.

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, ya sea para unir con pilas o con las propias traveses de la estructura a nivel sótano..

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

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

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.

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 0.44 m de espesor, longitudes entre 6.0 y 7.5 m, y una profundidad variable de 15.5 m, el largo mínimo que puede tener un tablero esta determinado por la apertura de las quijadas de la almeja (2.5 m).

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

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 artificial una bola de papel (costales de cemento o bentonita que es muy resistente).

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.

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

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 efectuando por un malacate (fig 90), esta maniobra evita también que la tubería quede atrapada en el concreto.

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.

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.

Es necesario llevar un control del colado, midiendo en forma permanente la variación del nivel de 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.

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.

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

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

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).

En el inciso 6.10 se describe el proceso constructivo para la perforación y colado de las pilas:

La colocación de acero de refuerzo debe ser ejecutada por operadores que cuenten con la experiencia suficiente para este tipo de maniobras, esto con el fin de evitar deformaciones por movimientos, maniobras del levantado y lanzado del armado durante estos trabajos, así también como la separación entre varillas para permitir que el concreto fluya y penetre por toda la excavación y entre al acero.

El acero del armado de refuerzo, tiene que satisfacer las especificaciones para la obra en cuanto a calidad y limpieza. Deben tomarse precauciones en el diseño del armado para asegurar su estabilidad al ser colocado, es muy importante que la colocación del armado sea lo mas centrada posible, pues de esta manera se garantiza un comportamiento estructural deseado.

Debido a que el constructor debe seguir las recomendaciones del proyecto, la colocación del armado de refuerzo debe de colocarse terminada la perforación y acto seguido colocar el concreto. Los trabajos del izado y lanzado recaen en la responsabilidad y habilidad del operador, pero para tener la seguridad de que el armado quede bien centrado, es necesario colocarle roles de concreto cuyo radio sea igual al espesor del recibimiento especificado (ver figura 93).

## VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

---

---

La colocación del concreto en la perforación ya realizada, que en común buscan evitar su segregación, por medio de tubería de conos, segmentadas, llamadas comúnmente trompas de elefante o por medio de tubos tremie, el concreto se vacía directamente de la olla revoladora al cono, este debe fluir libremente por lo que se tiene que cumplir con el revenimiento especificado y en un intervalo de tiempo adecuado entre olla y olla (ver fig 91).

Además de los requisitos de calidad que deben cumplir, los agregados y de más materiales que intervienen en la fabricación del concreto, deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

**Tamaño del agregado.** Es importante para que el agregado pase libremente entre el armado de acero y logre un verdadero acomodo en todo lo largo de la perforación, por lo que se recomienda que el tamaño máximo de los agregados no sea mayor de  $2/3$  pares del paso libre entre vuelta y vuelta del acero transversal y del espesor del recubrimiento o lo que resulte menor de ambos.

**Revenimiento.** Se recomienda un revenimiento de 15 a 20 cm, además del empleo de aditivos tanto para retardar el fraguado durante el colado como para mejorar las características de fluidez, es importante no suspender el colado con el fin de evitar la creación de juntas frías.

**Aditivos.** No se recomendó el uso de acelerante fraguado inicial. Los retardantes pueden ser útiles en ciertos casos de emergencia, así como los fluidizantes; el aditivo que es recomendable en todos los casos es el que procura la mínima utilización de agua.

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

Una vez coladas las pilas se procederá a efectuar la excavación de los sótanos, como se indica a continuación.

El bombeo se efectuará en forma permanente y únicamente se suspenderá cuando la estructura llegue por lo menos a la construcción de la losa del primer nivel o la losa de fondo tenga la capacidad de soportar una presión hidrostática de 10.5 ton/m<sup>2</sup>.

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.

La ampliación de la longitud propuesta en los Muros Milán tiene el objetivo de que las columnas que se tengan en el perímetro queden adheridas al armado del propio muro Milán, y éstas se apoyen hasta 24 m de profundidad desarrollando la capacidad de carga necesaria para transmitir la carga de las columnas que se tengan en el perímetro, tomando en cuenta el tipo de proyecto que requiere efectuar la excavación en etapas horizontales.

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

A continuación se indica el procedimiento del sistema de bombeo a realizar antes de efectuar el 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 -3.0 m.

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

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 94. La succión del agua freática empezará a trabajar dos semanas antes de iniciar la excavación con las siguientes especificaciones:

El nivel de desplante de la losa de fondo estará a -10.7 y 13.4 m para el último sótano y la cisterna respectivamente, considerando que la losa de fondo tenga un espesor medio de 30 cm y el nivel de aguas freáticas está a 3.0 m, lo cual genera un tirante de agua de 10.5 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 31 pozos (1 pozo/50 m<sup>2</sup>) a 19 m de profundidad (1.0 m por debajo del lente permeable que se localiza entre 17 y 18 m de profundidad) respecto al nivel de banqueta. Su ubicación será en toda el área evitando se intercepte con algún elemento estructura.

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

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 11.7 m, en la periferia y de 14.4 m en los pozos centrales, lo anterior es obligado dado que el proyecto requiere una excavación mayor en la zona donde se alojará a la cisterna. 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 ahuer o de aletas, no se utilizaran 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 95.

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 tengas entre la pared de la perforación y el ademe. (Ver figura 95).

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

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 podrá ser simultáneo a la construcción de las pilas para poder perforar en seco y se suspenderá cuando al menos se tenga una sobrecarga de  $10.5 \text{ ton/m}^2$  o que se tenga la losa de fondo 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 31 pozos (ver figura 94) y posiblemente se requieran bombeo de achique de acuerdo al comportamiento de la excavación y al periodo de lluvias que se tenga.

La segunda alternativa es emplear un muro tablestaca auxiliar al centro del área por excavar en el sentido largo (ver figura 96), efectuando la excavación en dos partes. La primera parte se irá excavando hasta el nivel de máxima excavación dejando un talud compuesto (ver figura 97), y el cual se irá recortando conforme se vaya troquelando. El objeto de emplear un muro auxiliar, es con el fin de reducir la longitud de los troqueles a tamaños prácticos y usuales. En la primera etapa se troquelará el Muro Milán contra el Muro tablestaca auxiliar, posteriormente llegado al nivel de máxima excavación se procederá a construir la estructura central. Una vez que se tenga construida la estructura de la primera etapa hasta el nivel de banqueta se procederá a excavar la segunda etapa hasta el nivel de máxima excavación, pero en este paso se procederá a demoler el muro auxiliar y conforme se vaya descendiendo la excavación, se troquelará el muro Milán contra la estructura ya construida de sótano de la primera etapa. Este sistema presenta desventajas por la instalación y retiro de los troqueles, haciéndolo un proceso lento y por otro lado creará un número de juntas frías en la estructuración mayor a la que se tendrán para la primera alternativa antes expuesta.

## **VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.**

---

---

Finalmente se establece que deberá implementarse un sistema de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de las colindancias y de la excavación antes, durante y después de haber terminado la excavación que alojará a la cimentación de la estructura de Interés.

En el capítulo 7 se hace una descripción de estos trabajos, pero en particular deberán colocarse líneas de colimación antes de empezar cualquier excavación, y por otro lado será necesario implementar una estación piezométrica a la brevedad constituida por cuatro piezómetros a las profundidades de 8.5, 15, 18 y 21 m de profundidad, .

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 construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

***BIBLIOGRAFIA.***

**BIBLIOGRAFIA.**

---

---

- MECANICA DE SUELOS TOMO I.  
(Fundamentos de la Mecánica de Suelos).  
EMILIO JUAREZ BADILLO, ALFONSO RICO.  
ED. LIMUSA, MÉXICO D.F. 2003
- MECANICA DE SUELOS TOMO II.  
(Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos).  
EMILIO JUAREZ BADILLO, ALFONSO RICO.  
ED. LIMUSA, MÉXICO D.F. 2003
- INGENIERÍA DE CIMENTACIONES.  
(Conceptos Básicos de la Práctica)  
ENRIQUE TAMEZ GONZÁLEZ.  
TGC GEOTECNIA S.A DE C.V. 2001
- MANUAL DE EXPLORACION GEOTECNICA.  
SECRETARIA GENERAL DE OBRAS.  
MÉXICO D.F. 1988
- EL SUBSUELO Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EN  
EL ÁREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO.  
SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS.  
MÉXICO 1978
- NOTAS SOBRE EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE  
CIMENTACIONES EN EL DISTRITO FEDERAL.  
RAUL J. MARSAL  
C.F.E., MÉXICO 1986
- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y  
CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.  
GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO  
FEDERAL 12 NOVIEMBRE DE 1987.
- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO  
FEDERAL, TITULO SEXTO. SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE  
LAS CONSTRUCCIONES, CAPITULO VIII. DISEÑO DE  
CIMENTACIONES.  
LUIS ARNAL SIMON, MAX BETANCOURT SUÁREZ.  
TERCERA EDICIÓN, ED. TRILLAS, MÉXICO D.F., 2003

***FIGURAS.***

FIGURAS.



FIGURA 1. UBICACIÓN DEL SITIO DE INTERES.

FIGURAS.



FIGURA 2. GEOMETRIA DEL SITIO DE INTERES.

FIGURAS.

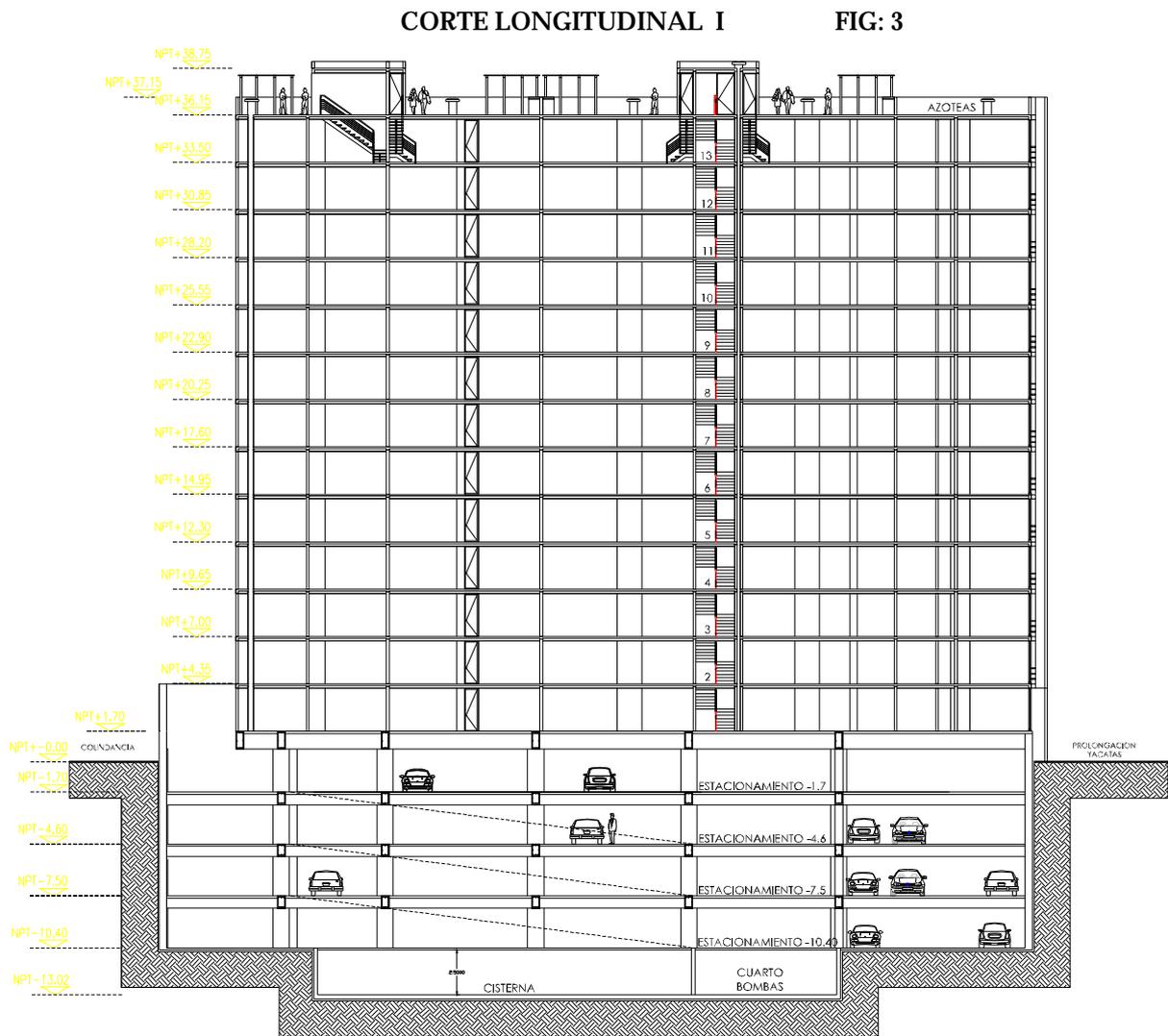


FIGURA 3. CORTE ESQUEMATICO DEL SITIO DE INTERES.

FIGURAS.

CORTE LONGITUDINAL II FIG: 4

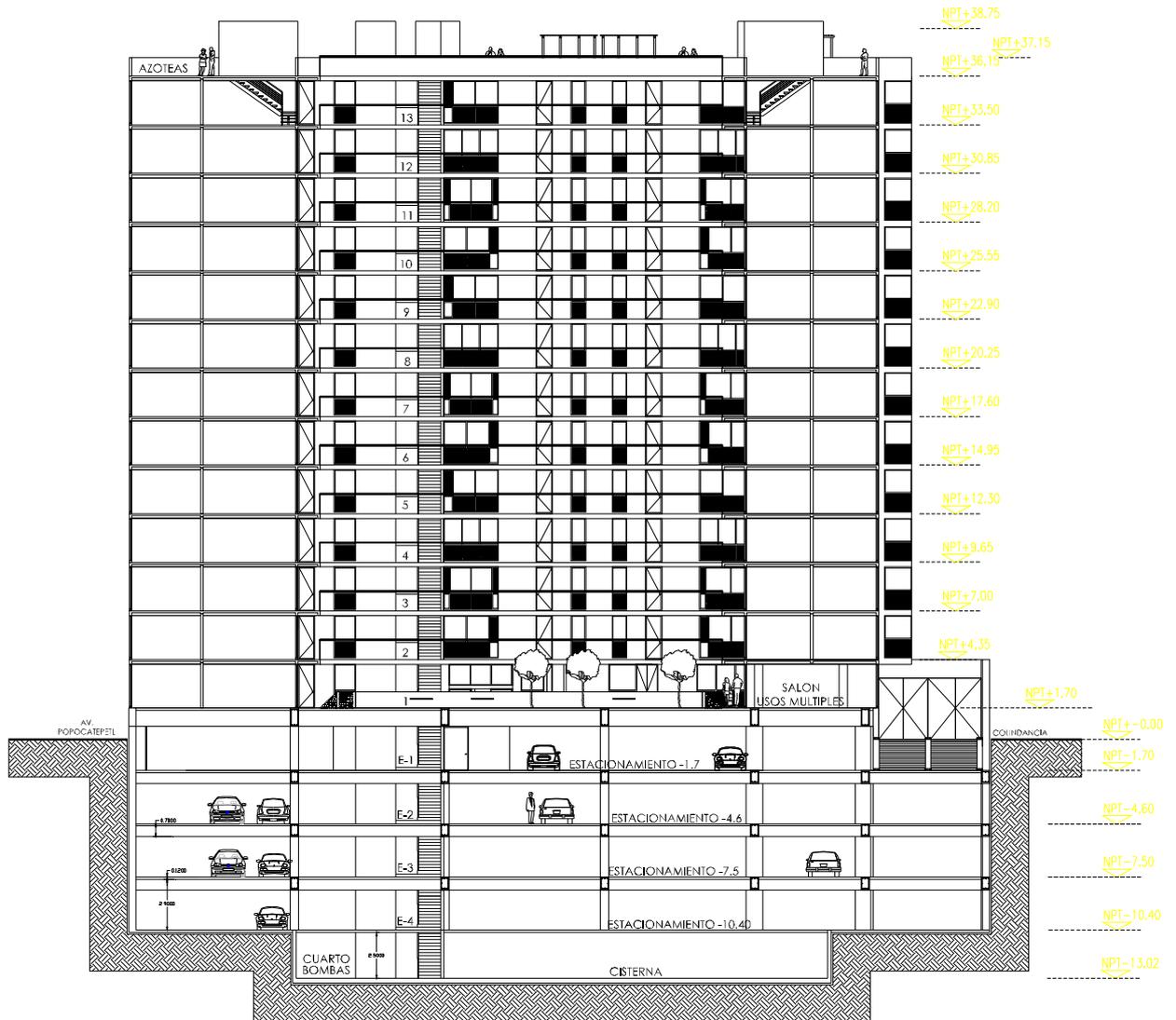


FIGURA 4. CORTE ESQUEMATICO DEL SITIO DE INTERES.

FIGURAS.

CORTE TRANSVERSAL I FIG: 5

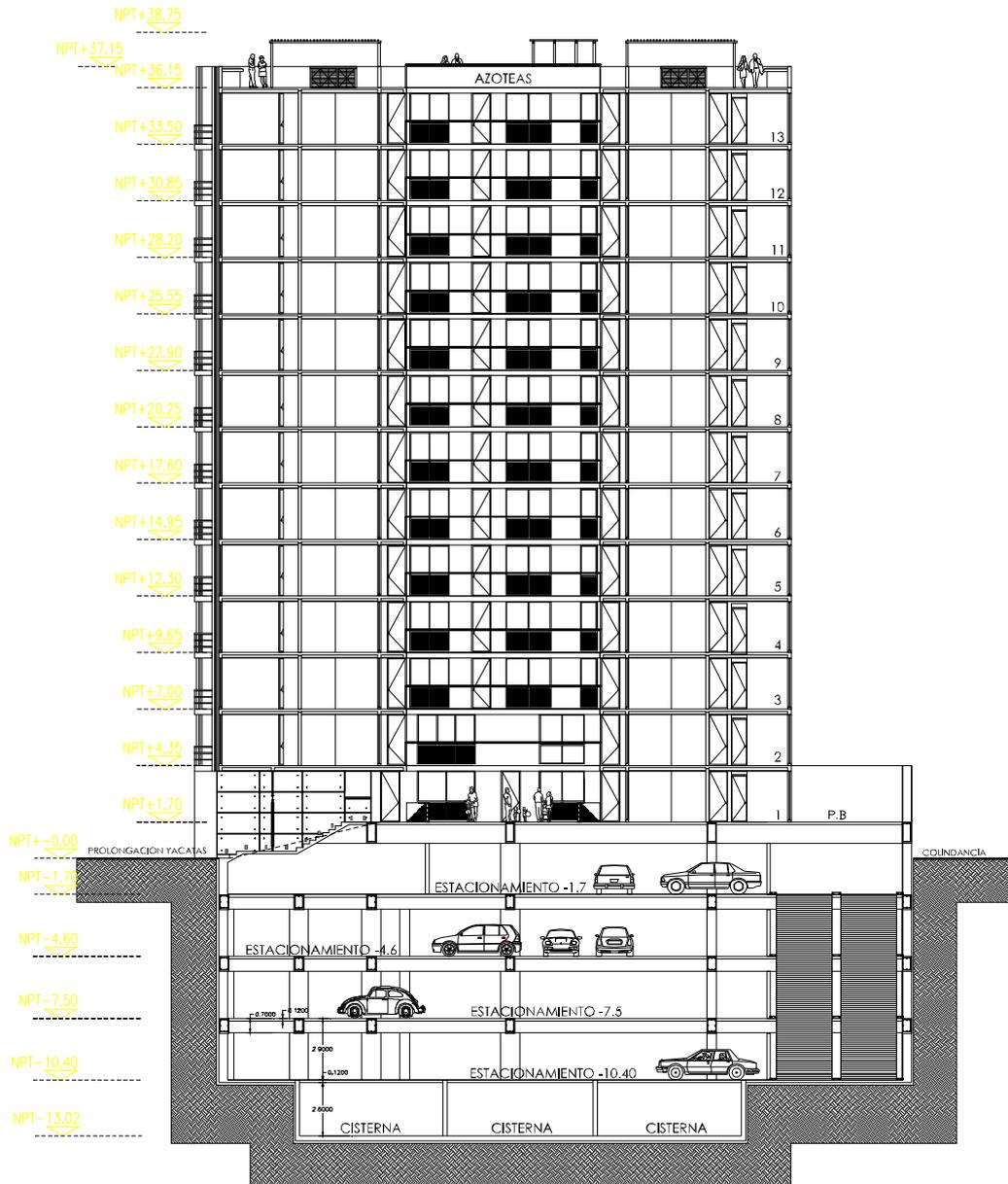


FIGURA 5. CORTE ESQUEMATICO DEL SITIO DE INTERES.

FIGURAS.

CORTE TRANSVERSAL II FIG: 6

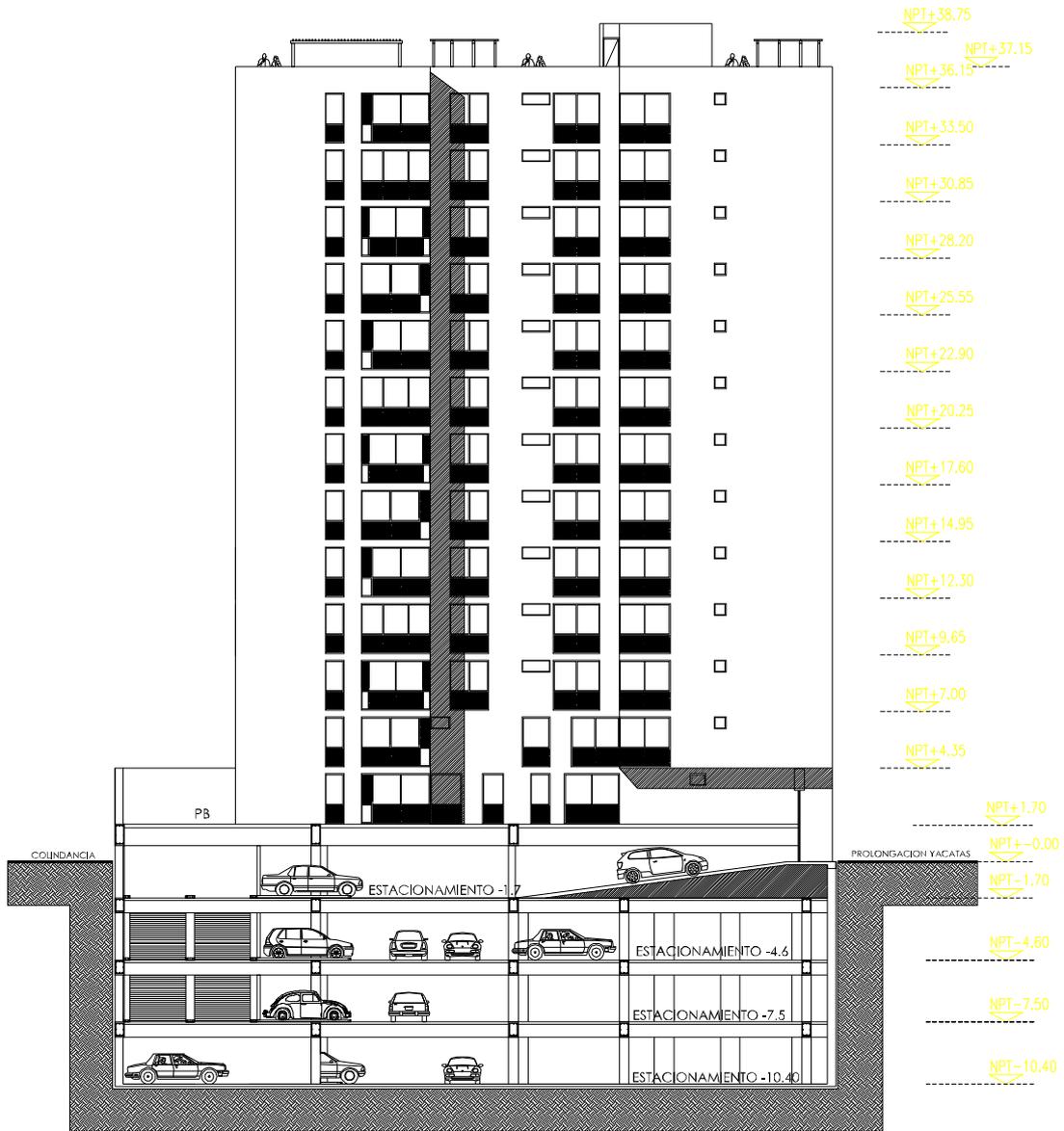


FIGURA 6. CORTE ESQUEMATICO DEL SITIO DE INTERES.

FIGURAS.



PLANTA BAJA FIG 7

FIGURA 7. PLANTAS ARQUITECTONICAS.

FIGURAS.



PLANTA 1er NIVEL FIG 8

FIGURA 8. PLANTAS ARQUITECTONICAS.

FIGURAS.



FIGURA 9. PLANTAS ARQUITECTONICAS.

FIGURAS.



PLANTA NIVEL 13

FIGURA 10. PLANTAS ARQUITECTONICAS.

FIGURAS.



PLANTA ROOF GARDENS

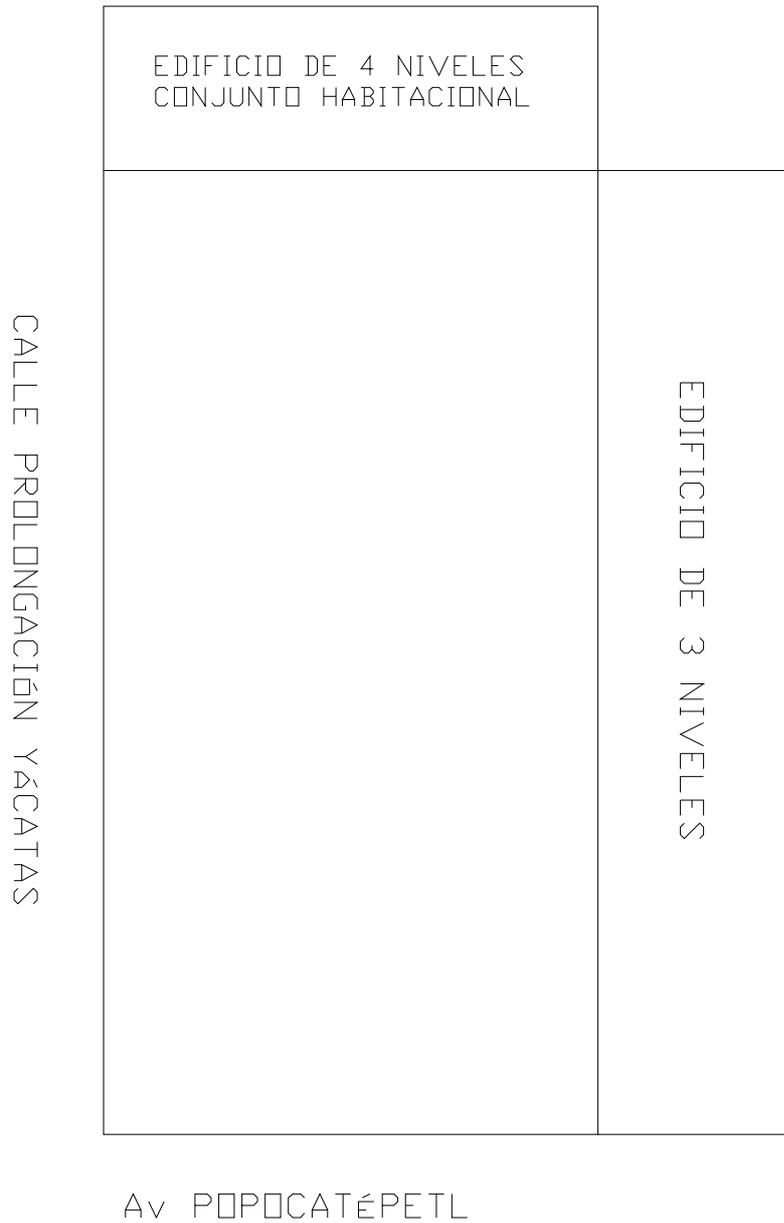
FIGURA 11. PLANTAS ARQUITECTONICAS.

FIGURAS.

---

---

LEVANTAMIENTO DE COLINDANCIAS



**FIGURA 12. COLINDANCIAS DEL SITIO DE INTERES.**

FIGURAS.

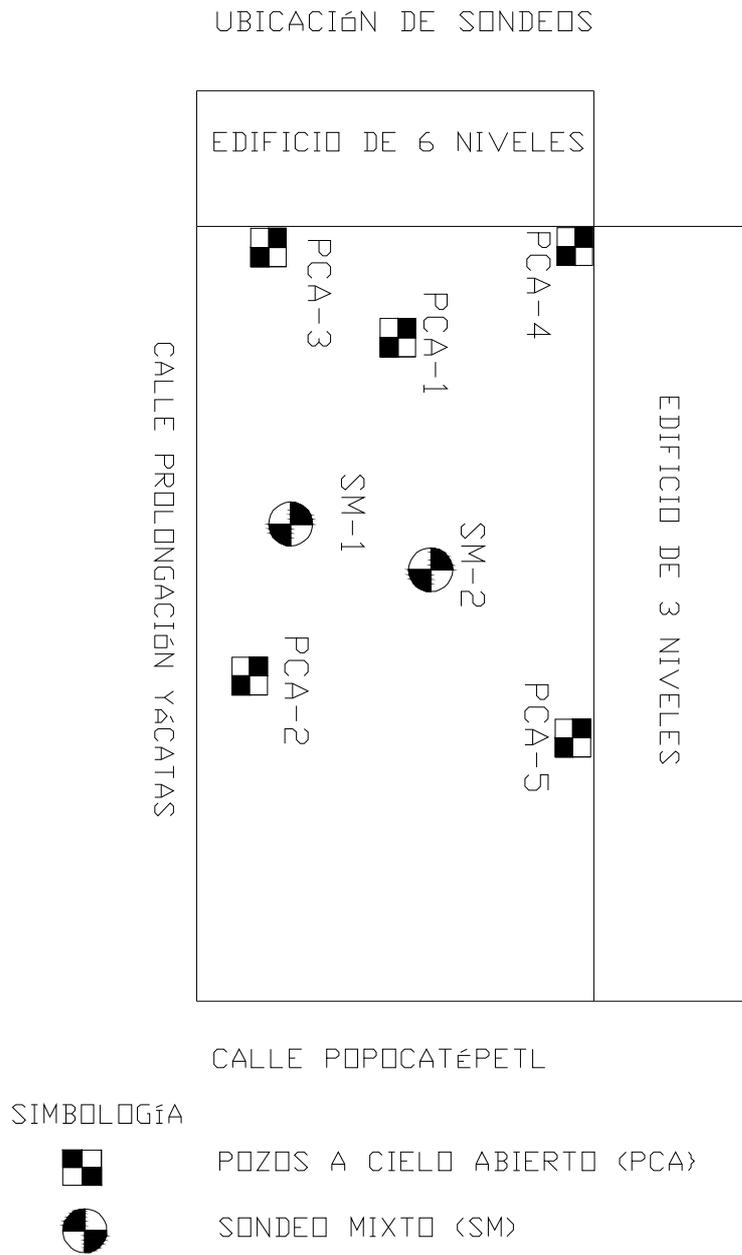


FIGURA 13. UBICACIÓN DE SONDEOS EN EL SITIO DE INTERES.

FIGURAS.

FES ARAGON.

REPORTE DIARIO DE PERFORACION

OBRA: YACATAS		COORDENADAS: X Y Z		
LOCALIZACION: CM. SANTA CRUZ ATOTZAC		FECHA DE INICIO: 3 de Agosto 2004 Hrs.		
POZO No. SM-1		TERMINACION: 6 de Agosto 2004 Hrs.		
TIPO DE SONDEO: MIXTO		BOMBA: MOYNO 3L6		
LONGYEAR 34				

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			INDICACIONES REFERENCIALES PISO DEL MARTILLO 64 NO ALTIMETRO DE CADA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	GRS (DEBE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
1	0.00	0.60	0.60	0.50			3	6	3	T.P	Gravas, Arena Arcilla "Releno"
2	0.60	1.20	0.60	0.45			3	7	8	T.P	Arcilla café con gravilla, "Releno"
3	1.20	1.80	0.60	0.30			6	12	6	T.P	Arcilla con Limo y Arena fina café
4	1.80	2.40	0.60	0.35			5	10	4	T.P	Arcilla Limosa con Arena café
5	2.40	3.00	0.60	0.50			6	11	5	T.P	Arena fina con Limo café
6	3.00	3.50	0.50	0.35			Presión			T.S	Arena fina con sequeños blancos
7	3.50	4.10	0.60	0.48			6	2	6	T.P	Arena gris oscura con pequeños blancos
8	4.10	4.70	0.60	0.53			2	3	4	T.P	Arena gris parte superior y Arcilla negra con materia organica
9	4.70	5.30	0.60	0.35			1	1	1	T.P	Arcilla negra con materia organica
10	5.30	5.90	0.60	0.40			2	3	2	T.P	Arcilla negra - Ceniza volcanica - Lente de Arena
11	5.90	6.50	0.60	0.40			Presión			T.S	Arcilla negra con materia organica
12	6.50	7.10	0.60	0.50			1	2	6	T.P	Arcilla Limosa negra con materia organica
13	7.10	7.70	0.60	0.35			2	3	1	T.P	Arcilla negra con grumos
14	7.70	8.30	0.60	0.37			13	12	9	T.P	Limo gris verdoso
15	8.30	8.90	0.60	0.30			8	9	3	T.P	Arena Pumilice P/Sup, Arcilla café con grumos P/Inf
16	8.90	9.50	0.60	0.51			1	4	3	T.P	Arcilla café P/Sup, Turba P/Inf
17	9.50	10.10	0.60	0.35			3	10	8	T.P	Turba con tierra de Arena
18	10.10	10.70	0.60	0.58			Presión			T.S	Turba P/Sup - Arcilla Limosa gris oscura con materia organica
19	10.70	11.30	0.60	0.57			1	1	2	T.P	Arcilla Limosa gris oscura con fosiles y materia organica
20	11.30	11.90	0.60	0.40			3	3	2	T.P	Arcilla gris verdosa con grumos
21	11.90	12.50	0.60	0.45			3	8	5	T.P	Arcilla gris verdosa con grumos
22	12.50	13.10	0.60	0.58			1	3	3	T.P	Arcilla gris verdosa P/Sup, Arcilla café roja P/Inf
23	13.10	13.70	0.60	0.35			8	13	6	T.P	Arcilla café roja P/Sup, Arena fina negra P/Inf
24	13.70	14.30	0.60	0.35			4	7	7	T.P	Arena fina P/Sup, Arcilla roja P/Inf
25	14.30	14.90	0.60	0.45			7	10	5	T.P	Arcilla roja con grumos

MIVEL FREATICO (m)	3.3	TURBO DE:	HRS.	PROF. Plancteo:
OBSERVACIONES GENERALES				PROF. REAL: 25.00 m
				OPERADOR: Fabian Sanchez
				SUPERVISOR:
ADEME (m)				FECHA: 16 - Enero - 2006

FIGURA 14. REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO MIXTO DENOMINADO SM - 1.

FIGURAS.

FES ARAGÓN.

REPORTE DIARIO DE PERFORACION

OBRA: YACATAS		COORDENADAS: X		Y	Z
LOCALIZACION: Col. SANTA CRUZ ATOYAC		FECHA DE INICIO: 3 de Agosto 2004		Hrs.	
POZO No: SM-1		TERMINACION: 6 de Agosto 2004		Hrs.	
TIPO DE SONDEO: MIXTO		BOMBA: MOYNO 3LS			
LONGYEAR 34					

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	GR% (DEBES)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
26	14.90	15.50	0.60	0.30			14	24	25	T.P	Arena fina media con arena de Limo
27	15.50	16.10	0.60	0.28			12	40	31	T.P	Arena fina gris verdosa
28	18.10	18.70	0.60	0.23			11	38	33	T.P	Arena fina gris verdosa
29	18.70	17.30	0.60	0.45			1	5	4	T.P	Ceniza volcanica, Arcilla verde
30	17.30	17.90	0.60	0.40			6	28	41	T.P	Arcilla Limosa gris claro
31	17.90	18.50	0.60	0.35			17	31	24	T.P	Arena fina gris claro
32	18.50	18.90	0.40	0.30			13	50/25	-	T.P	Arena fina gris claro con ceniza volcanica
-	18.90	19.10	0.20	-			AVANCE			B.T	
33	19.10	19.70	0.60	0.24			6	42	12	T.P	Arena Limosa gris claro
34	19.70	20.30	0.60	0.57			2	18	10	T.P	Arcilla Limosa café claro con arena de Arena
35	20.30	20.67	0.37	0.30			20	50/27	-	T.P	Ceniza volcanica, Arena fina con grava media
-	20.67	20.90	0.23	-			AVANCE			B.T	
36	20.90	21.20	0.30	0.12			25	50/15	-	T.P	Arena fina con gravas
-	21.20	21.50	0.30	-			AVANCE			B.T	
37	21.50	22.10	0.60	0.45			17	38	17	T.P	Arena Limosa con gravas
38	22.10	22.20	0.10	0.10			50/10	-	-	T.P	Arena compactada gris claro
-	22.20	22.70	0.50	-			AVANCE			B.T	
39	22.70	23.00	0.30	0.24			32	50/15	-	T.P	Arena con Limo y gravas
-	23.00	23.30	0.30	-			AVANCE			B.T	
40	23.30	23.75	0.45	0.17			15	50	-	T.P	Limo poco Arenoso gris claro
-	23.75	23.90	0.15	-			AVANCE			B.T	
41	23.90	24.20	0.30	0.10			10	50/15	-	T.P	Arena Limosa café claro
-	24.20	24.50	0.30	-			AVANCE			B.T	
42	24.50	24.80	0.30	0.27			41	50/15	-	T.P	Arena fina con Limo y gravillas

MIVEL FREATICO (m)	3.2	TUBO DE	HRB.	PROF. PROYECTO	25.00 m
OBSERVACIONES GENERALES:				PROF. REAL:	24.80 m
				OPERADOR:	Fabian Sanchez
				SUPERVISOR:	
ADEME (m)				FECHA:	

FIGURA 15. REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO MIXTO DENOMINADO SM - 1.

FIGURAS.

FES ARAGÓN.

REPORTE DIARIO DE PERFORACION

OBRA: YACATAS		COORDENADAS: X		Y	Z
LOCALIZACION: PROLONGACION YACATAS, ESQ CON EJE 8		FECHA DE INICIO:		Hrs.	
POZO No: SM - 2		TERMINACION:		Hrs.	
TIPO DE SONDEO: MIXTO - 2		BOMBA: MOYNO 3L6			
LONGYEAR: 34					

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION		PERFORACION ESTANDAR FREC DEL MARTILLO (4-10) ALTURA DE CADA 35 cm			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	N° DE GOLPES EN				
						15 cm.	30 cm.	15 cm.		
	0.00	0.60	0.60	0.00		AVANCE			B. T.	AVANCE EN RELLENO
1	0.60	1.20	0.60	0.20		8	15	15	T. P.	ARCILLA PLÁSTICA CAFÉ
2	1.20	1.80	0.60	0.40		5	12	6	T. P.	ARCILLA PLÁSTICA POCO ARENOSA CAFÉ
3	1.80	2.40	0.60	0.50		1	5	6	T. P.	ARCILLA ARENOSA CAFÉ
4	2.40	3.00	0.60	0.40		1	15	10	T. P.	20 cm ARENA FINA Y 20 cm ARENA ARCILLOSA
5	3.00	3.60	0.60	0.35		6	25	17	T. P.	ARENA FINA CON GRAVILLAS
6	3.60	4.20	0.60	0.12		8	5	3	T. P.	ARENA FINA CON GRAVILLAS
8	4.20	4.80	0.60	0.60		PRESIÓN HIDRAULICA			SHELBY	ARCILLA POCO ARENOSA CAFÉ
8	4.80	5.40	0.60	0.50		1	2	2	T. P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO
9	5.40	6.00	0.60	0.37		1	3	2	T. P.	ARCILLA NEGROSA
10	6.00	6.60	0.60	0.36		PRESIÓN HIDRAULICA			SHELBY	ARCILLA NEGROSA
11	6.60	7.40	0.60	0.46		1	5	5	T. P.	ARCILLA VARIOS TONOS
12	7.40	8.00	0.60	0.36		6	6	3	T. P.	12 cm ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA Y 24 cm ARENA FINA GRIS CLARO
13	8.00	8.80	0.60	0.37		1	2	2	T. P.	ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA CAFÉ OSCURO
14	8.60	9.20	0.60	0.35		1	5	2	T. P.	5 cm ARENA FINA Y 30 cm ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA
15	9.20	10.00	0.60	0.70		PRESIÓN HIDRAULICA			SHELBY	ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA CAFÉ
16	10.00	10.60	0.60	0.45		1	1	1	T. P.	ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA CAFÉ
17	10.60	11.20	0.60	0.38		1	3	2	T. P.	ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA CAFÉ
18	11.20	11.80	0.60	0.39		PRESIÓN HIDRAULICA				ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA VERDOSA
19	11.80	12.40	0.60	0.25		1	2	3	T. P.	ARCILLA CON VARIOS TONOS
20	12.40	13.20	0.60	0.60		PRESIÓN HIDRAULICA			SHELBY	ARENA FINA NEGRA
21	13.20	13.60	0.60	0.40		1	3	2	T. P.	ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA
22	13.80	14.40	0.60	0.35		1	6	4	T. P.	5cm ARENA FINA COLOR GRIS Y 30 cm ARCILLA ROJIZA
23	14.40	15.00	0.60	0.00		2	2	11	T. P.	NO SE RECUPERÓ MUESTRA
24	15.00	15.45	0.45	0.55		38	50/30		T. P.	15 cm DE ARENA FINA VARIOS TONOS Y 40 cm ARCILLA POCO ARENOSA

MIVEL FREÁTICO (m):	3.10	TURNO:		HRS:	
OBSERVACIONES GENERALES:					
ADEME (m):					
	PROF. PROYECTO: _____ PROF. REAL: 29.89 m. OPERADOR: Sr. Hugo Pérez J. SUPERVISOR: Sr. Carlos Reyes Molina FECHA: 16 - Enero - 2005				

FIGURA 16. REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO MIXTO DENOMINADO SM - 2.

FIGURAS.

FES ARAGÓN.										REPORTE DIARIO DE PERFORACION			
OBRA: YACATAS					COORDENADAS: X					Y	Z		
LOCALIZACION: PROLONGACION YACATAS, ESQ CON EJE 8					FECHA DE INICIO:					Hrs.			
POZO No.: SM - 2					TERMINACION:					Hrs.			
TIPO DE SONDEO: MIXTO - 2													
LONGYEAR 34					BOMBA: MOYNO 3L5								
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR (FUEGO DEL MANT. L. L. O. M. R.) ALTURA DE CAIDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES		
	INICIAL	FINAL	AVANCE	RE.	%	CRS. (DEBES)	15 cm.	30 cm.	15 cm.				
	15.43	15.60	0.15	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
25	15.90	15.01	0.41	0.32			8 50/25			T. P.	ARENA FINA GRIS VERDOSO		
	16.01	15.20	0.19	0.00			AVANCE			T. P.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
26	16.20	15.60	0.60	0.53			3	4	2	T. P.	18 cm ARCILLA VERDOSA Y 35 cm ARENA FINA ARCILLOSA		
27	16.80	17.40	0.60	0.52			1	4	2	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO		
28	17.40	15.00	0.40	0.35			1	2	1	T. P.	ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA		
29	18.00	15.60	0.60	0.45			2	35	25	T. P.	13 cm ARENA FINA Y 32 cm ARCILLA VARIOS TONOS		
30	18.00	19.20	0.60	0.00			15	35	18	T. P.	P. S. 40 cm LIMO ARENOSO FINO P. I. 10 cm ARENA FINA		
31	18.20	19.00	0.60	0.47			2	4	4	T. P.	ARCILLA CAFÉ CLARO		
32	19.50	20.40	0.60	0.45			1	2	11	T. P.	P. S. 40 cm ARCILLA CAFÉ CLARO P. I. 5 cm CENIZA VOLCANICA		
33	20.40	20.70	0.30	0.30			PRESION HIDRALICA			SHELBY	ARENA FINA CAFÉ CLARO		
34	20.70	20.02	0.32	0.40			15	50/27		T. P.	ARENA FINA CAFÉ CLARO		
	21.02	21.30	0.25	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
35	21.30	21.65	0.35	0.20			30	50/20		T. P.	ARENA FINA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS		
	21.65	21.60	0.25	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
36	21.90	22.17	0.27	0.07			15	50/12		T. P.	ARENA FINA CAFÉ CLARO		
	22.17	22.50	0.33	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
37	22.50	22.85	0.35	0.35			15	50/20		T. P.	P. S. 15 cm ARENA FINA P. I. 20 cm LIMO ARENOSO		
	22.85	23.10	0.25	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
38	23.70	23.65	0.45	0.38			12	50/30		T. P.	ARENA LIMOSA CAFÉ		
	23.65	23.70	0.15	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
39	23.70	23.65	0.25	0.22			30	50/10		T. P.	ARENA LIMOSA CAFÉ CLARO		
	23.65	24.30	0.55	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
40	24.30	24.71	0.41	0.00			15	50/28		T. P.	ARENA LIMOSA CON GRAVILLAS		
	24.71	24.90	0.15	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA		
MIVEL FREATICO (m)				3.10 m			FUENTE DE:			HRS.			
OBSERVACIONES GENERALES:													
ADEME (m)													
PROF. PROYECTO:													
PROF. REAL 28.89 m													
OPERADOR Sr. Hugo Pérez J.													
SUPERVISOR Sr. Carlos Reyes Molina													
FECHA: 16 - Enero - 2006													

FIGURA 17. REGISTRO DE CAMPO DEL SONDEO MIXTO DENOMINADO SM - 2.



FIGURAS.

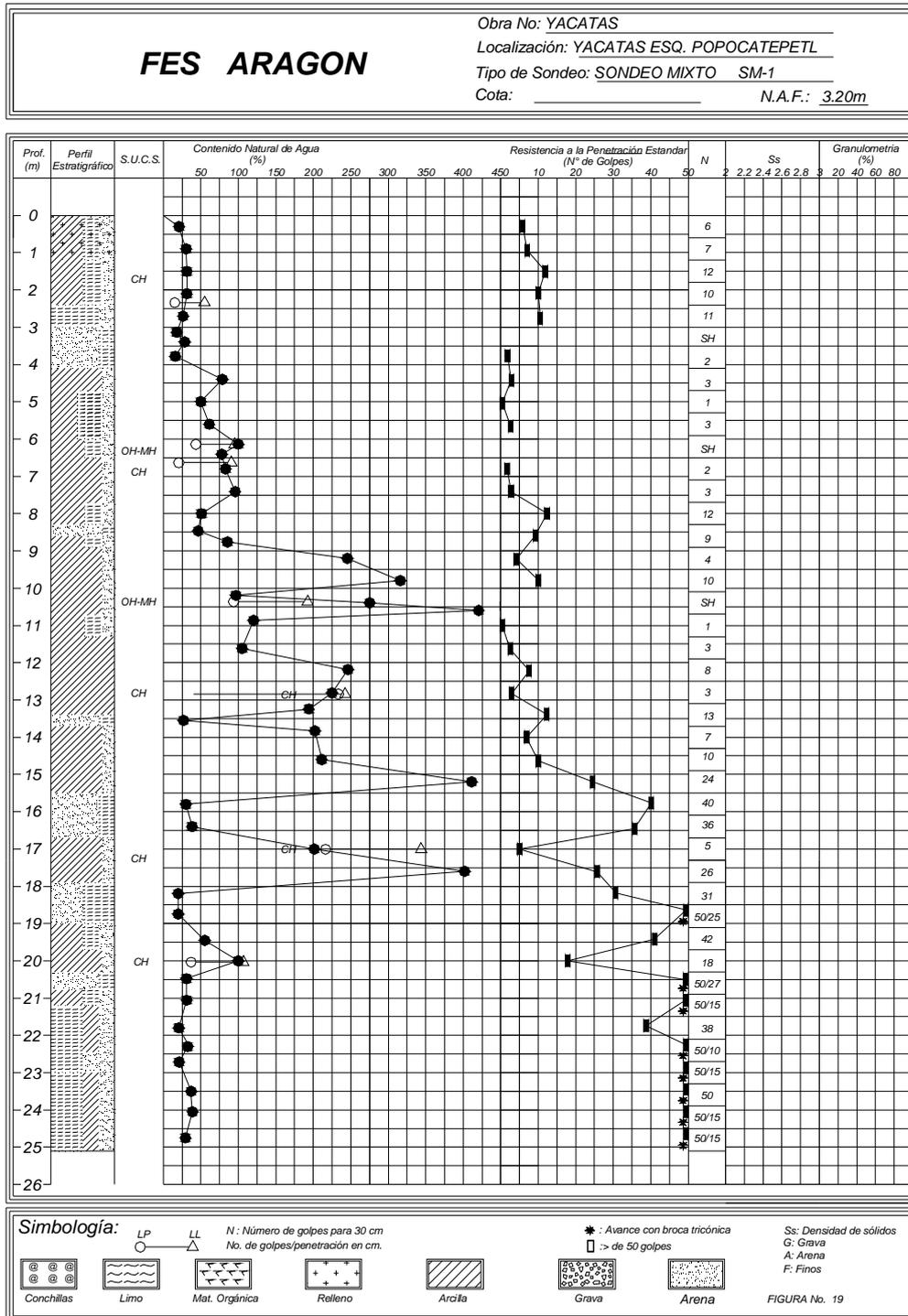
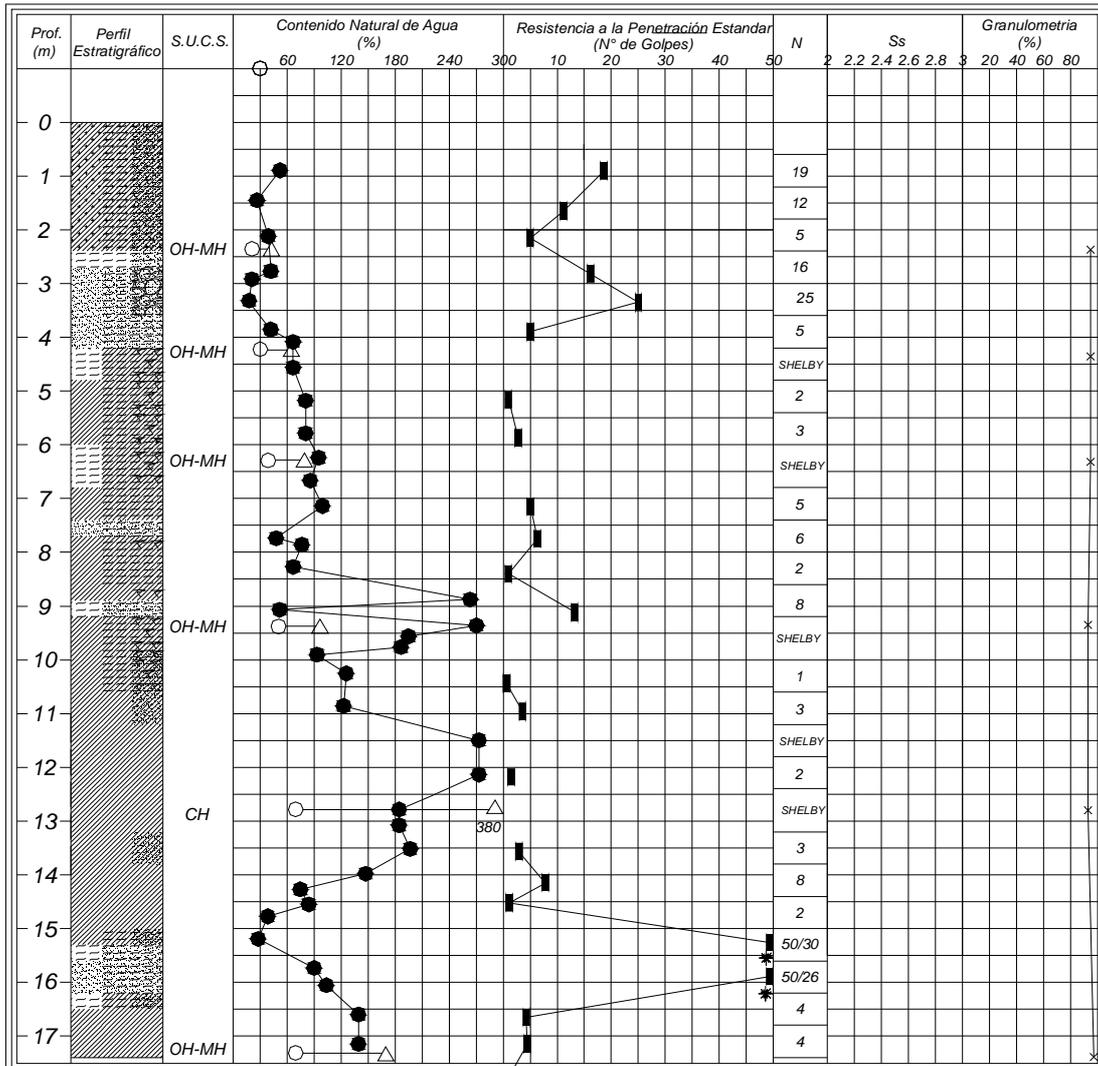


FIGURA 19. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SM - 1.

FIGURAS.

<b>FES ARAGON</b>	Obra No: <u>YACATAS</u> Localización: <u>PROL. YACATAS ESQ. EJE 8</u> Tipo de Sondeo: <u>SM-2</u> Cota: _____ N.A.F.: <u>3.00m</u>
-------------------	---



**Simbología:**

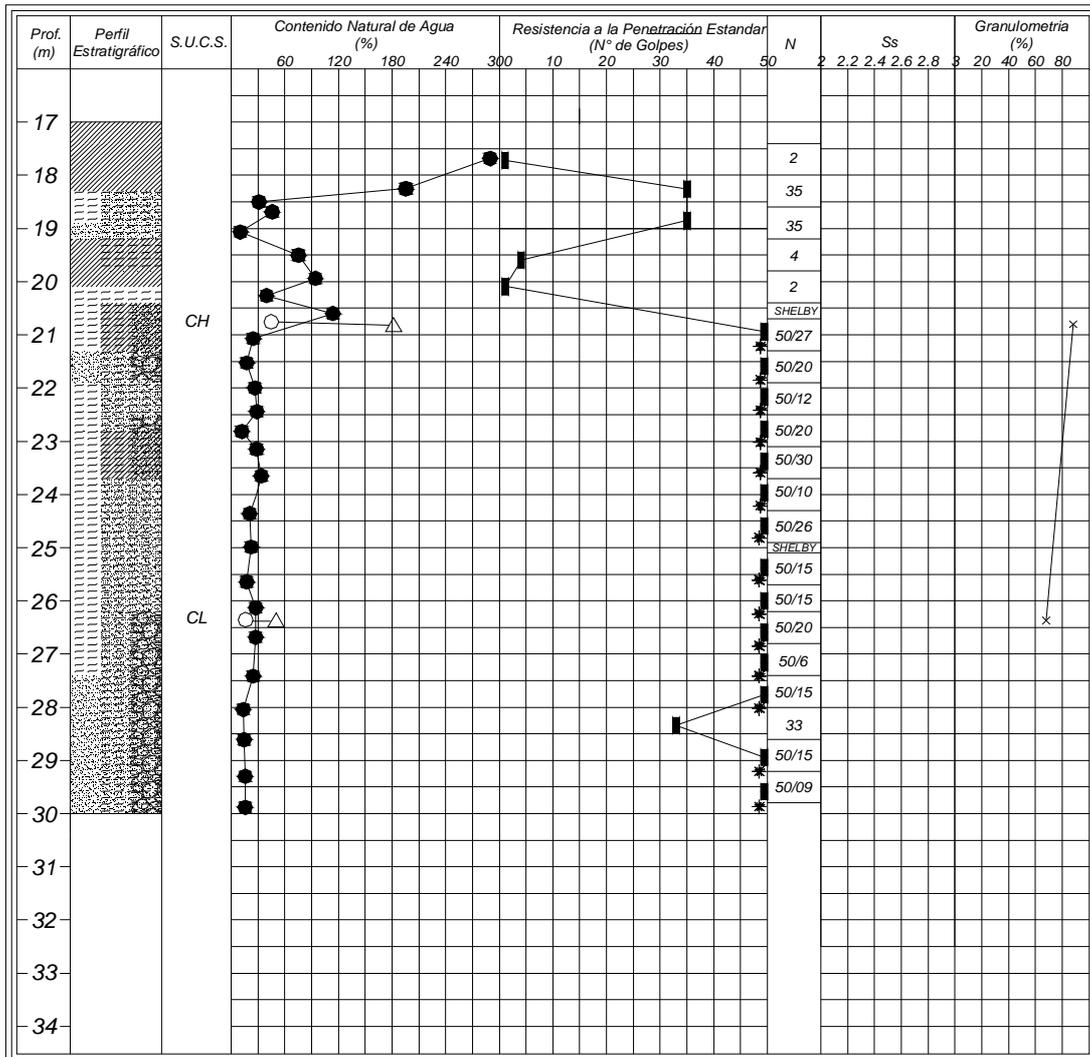
LP	LL	N : Número de golpes para 30 cm	* : Avance con broca tricónica	Ss: Densidad de sólidos
○	△	No. de golpes/penetración en cm.	□ : > de 50 golpes	G: Grava
Conchillas	Limo	Mat. Orgánica	Relleno	Arcilla
Grava	Arena			

FIGURA No. 20

FIGURA 20. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SM - 2.

FIGURAS.

<h1 style="margin: 0;">FES ARAGON</h1>	Obra No: YACATAS Localización: PROL. YACATAS ESQ. EJE 8. Tipo de Sondeo: SM-2 Cota: _____ N.A.F.: 3.00m
--	--



<b>Simbología:</b>		LP ○	LL △	N : Número de golpes para 30 cm	* : Avance con broca tricónica	Ss: Densidad de sólidos
		No. de golpes/penetración en cm.		□ : > de 50 golpes	G: Grava	A: Arena
Conchillas	Limo	Mat. Orgánica	Relleno	Arcilla	Grava	Arena

**FIGURA No. 21**

FIGURA 21. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SM - 2.

FIGURAS.

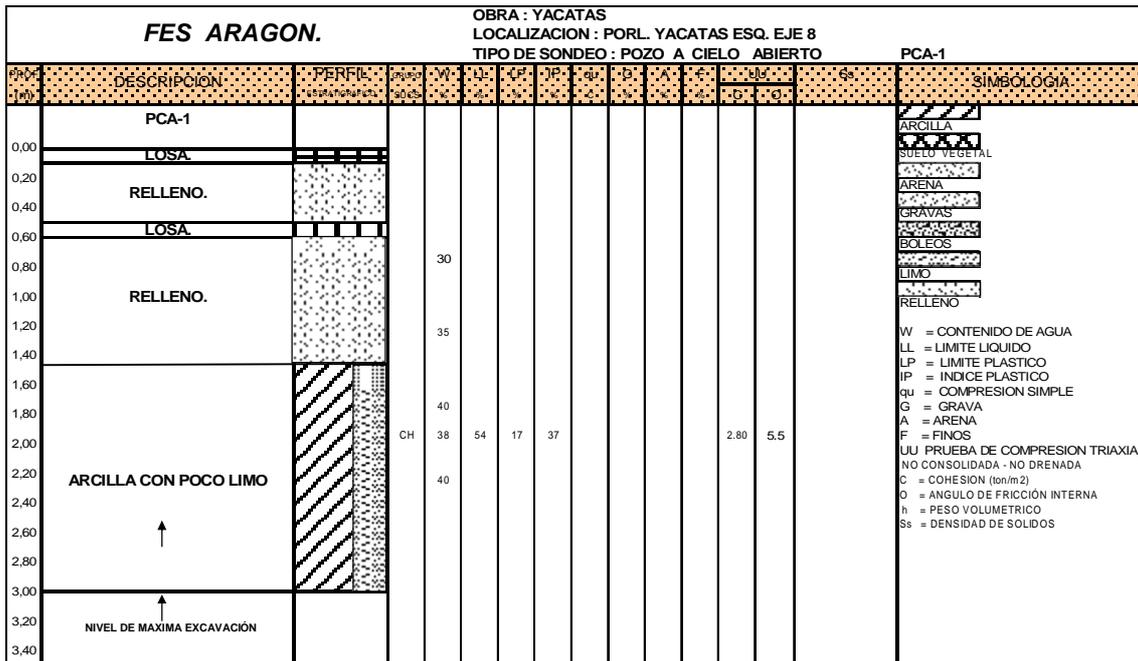


FIGURA 22. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL POZO A CIELO ABIERTO DENOMINADO PCA - 1.

FIGURAS.

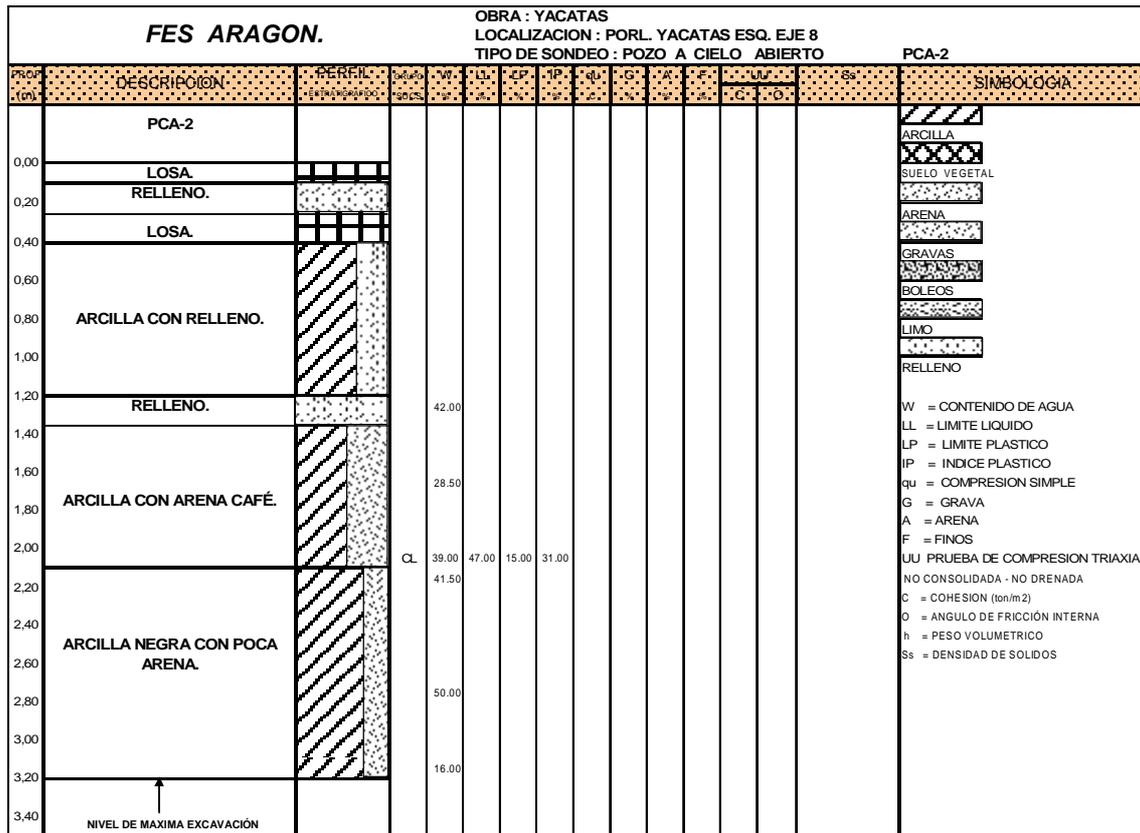


FIGURA 23. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL POZO A CIELO ABIERTO DENOMINADO PCA – 2.

FIGURAS.

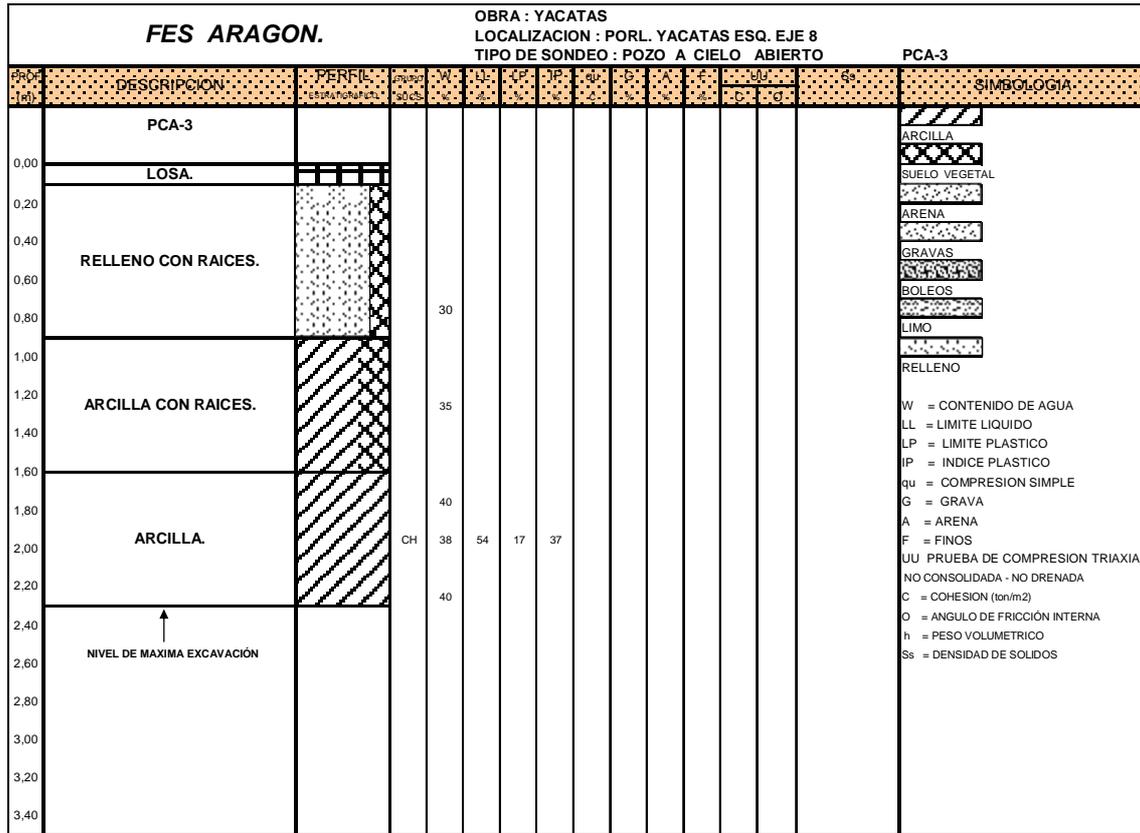


FIGURA 24. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL POZO A CIELO ABIERTO DENOMINADO PCA - 3.

FIGURAS.

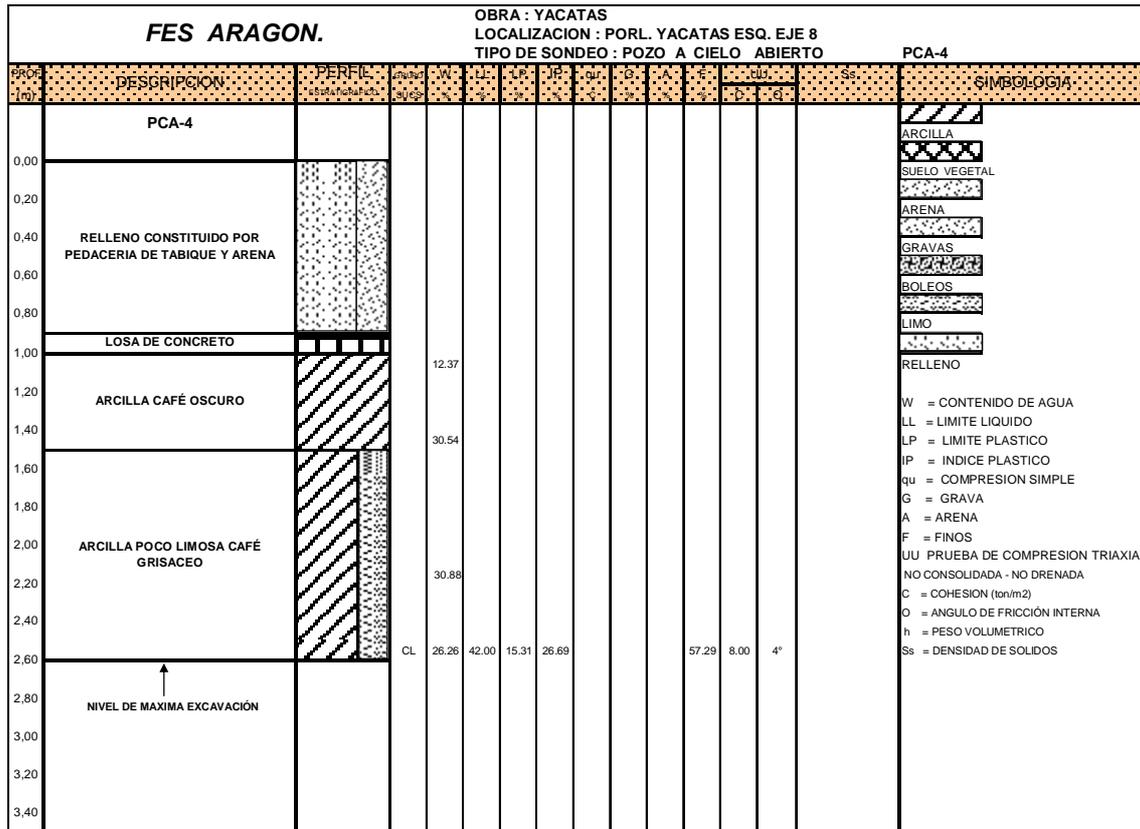
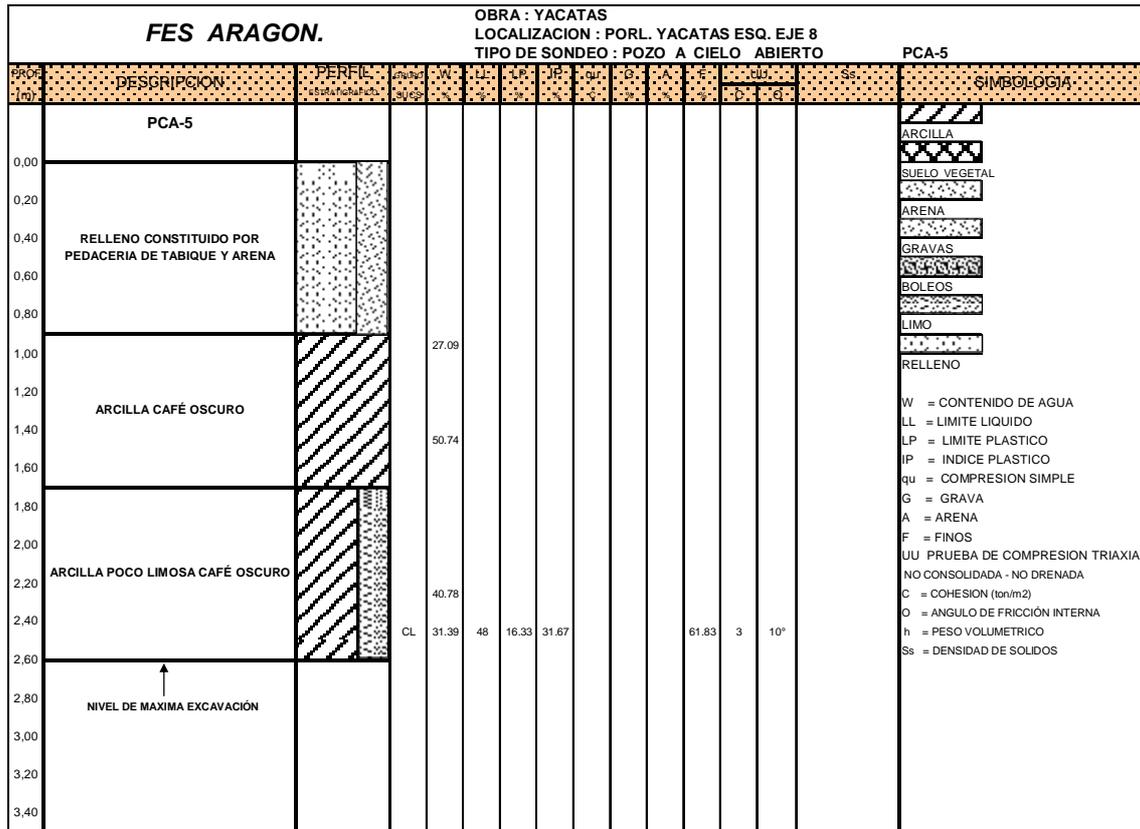


FIGURA 25. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL POZO A CIELO ABIERTO DENOMINADO PCA - 4.

FIGURAS.



GURA 26. PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL POZO A CIELO ABIERTO DENOMINADO PCA - 5.

FIGURAS.

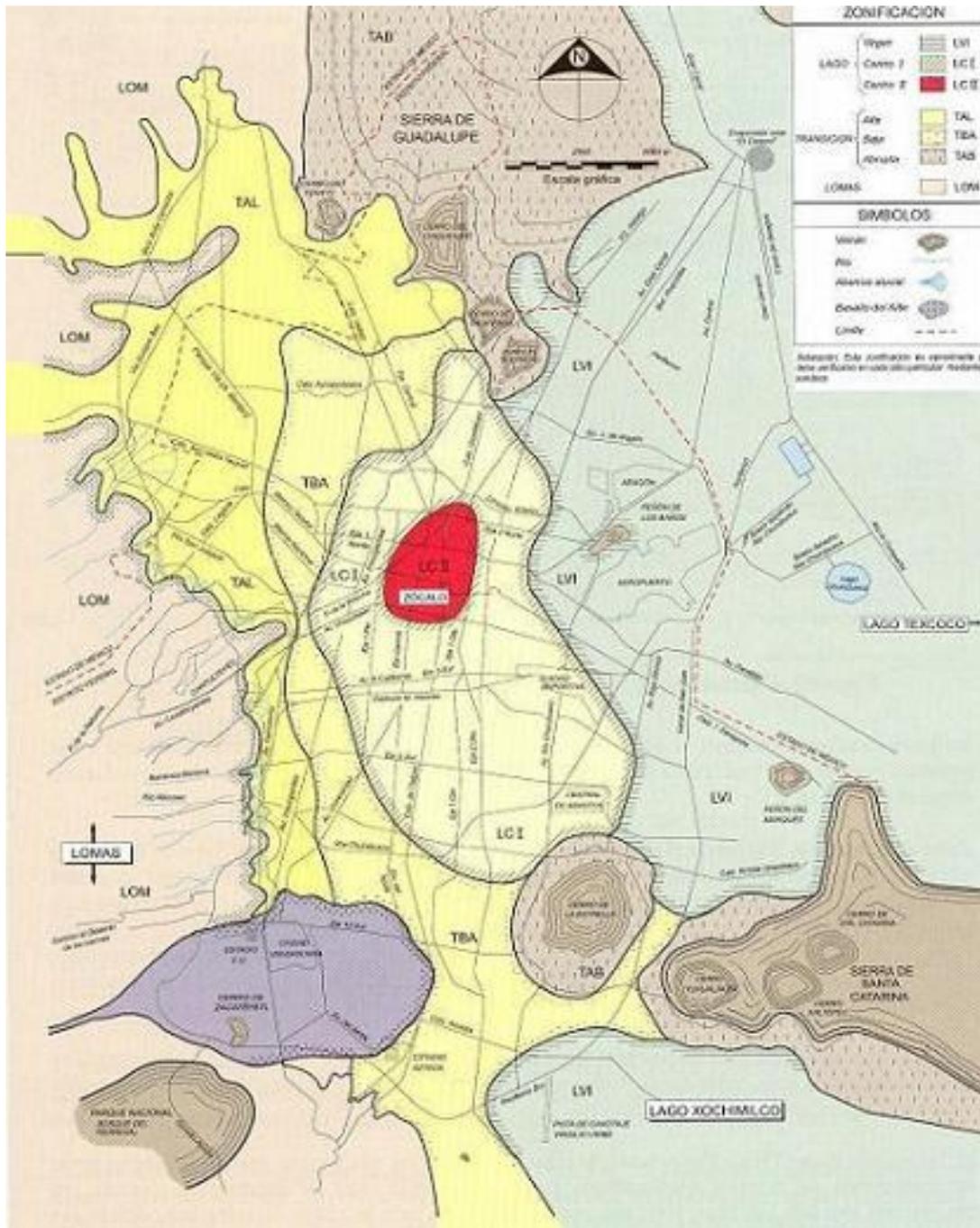


FIGURA 27. ZONIFICACION GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

FIGURAS.

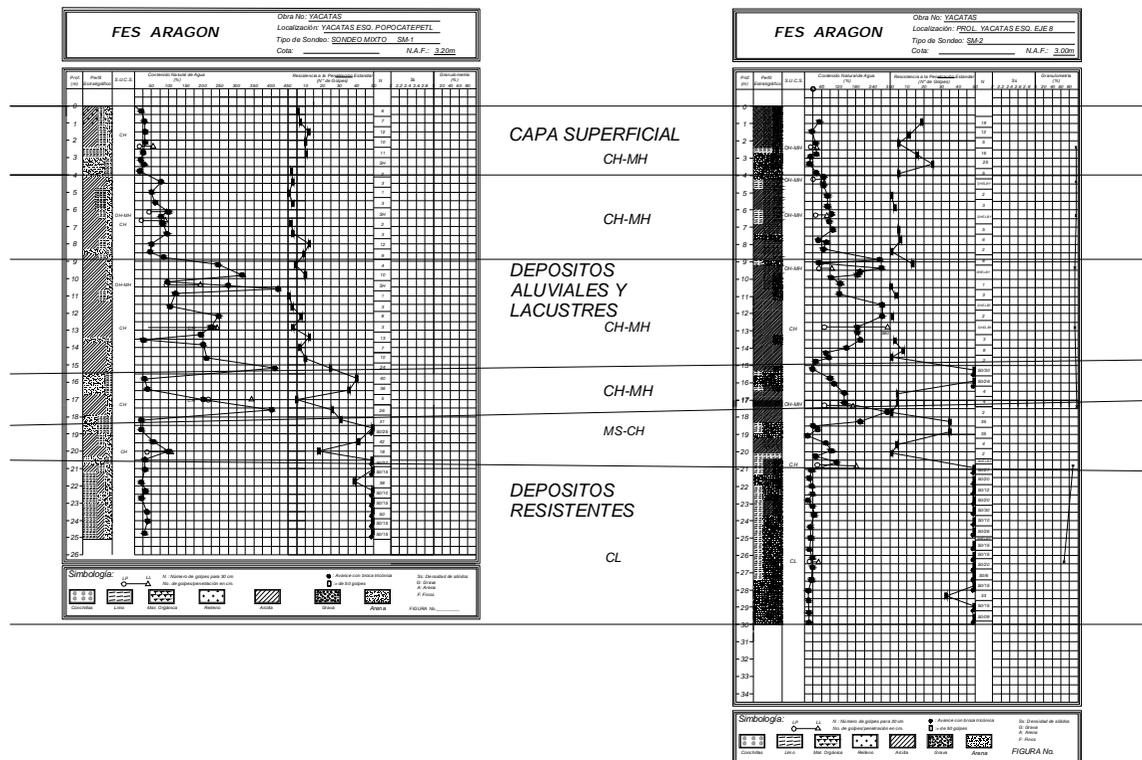


FIGURA 28. PERFIL ESTRATIGRAFICO GENERAL DE LOS DOS SONDEOS.

FIGURAS.

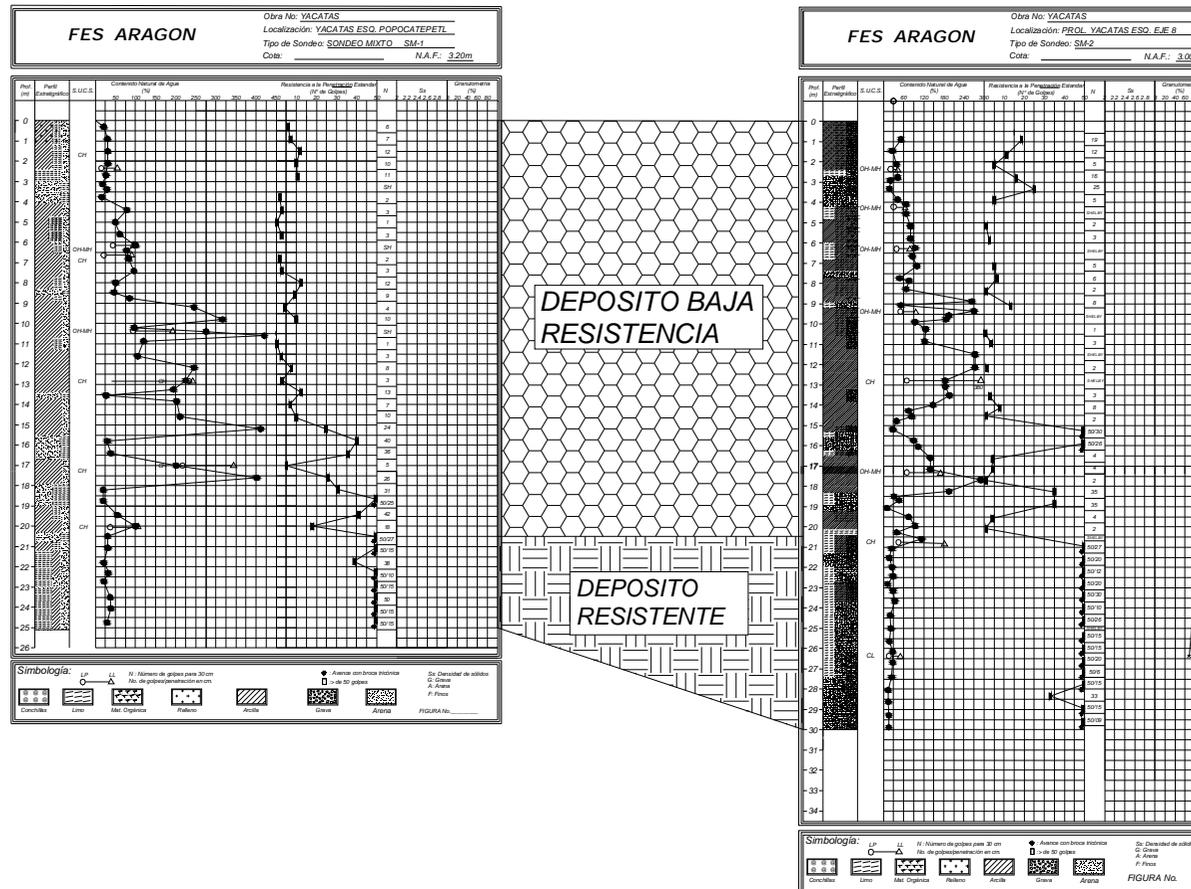


FIGURA 29. PERFIL ESTRATIGRAFICO GENERAL DE LOS DOS SONDEOS.

FIGURAS.

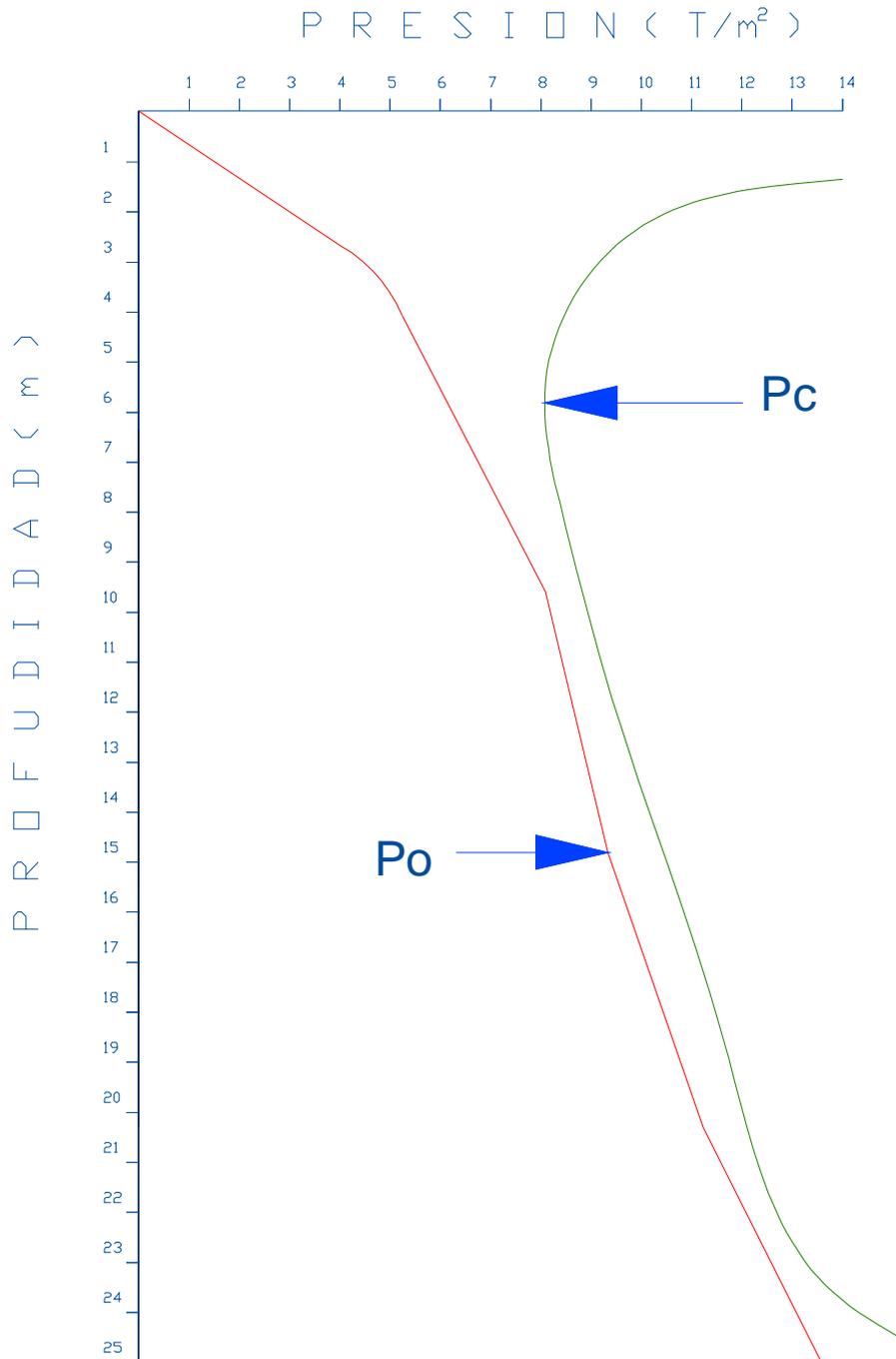


FIGURA 30. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS DEL SONDEO MIXTO - 1.

FIGURAS.

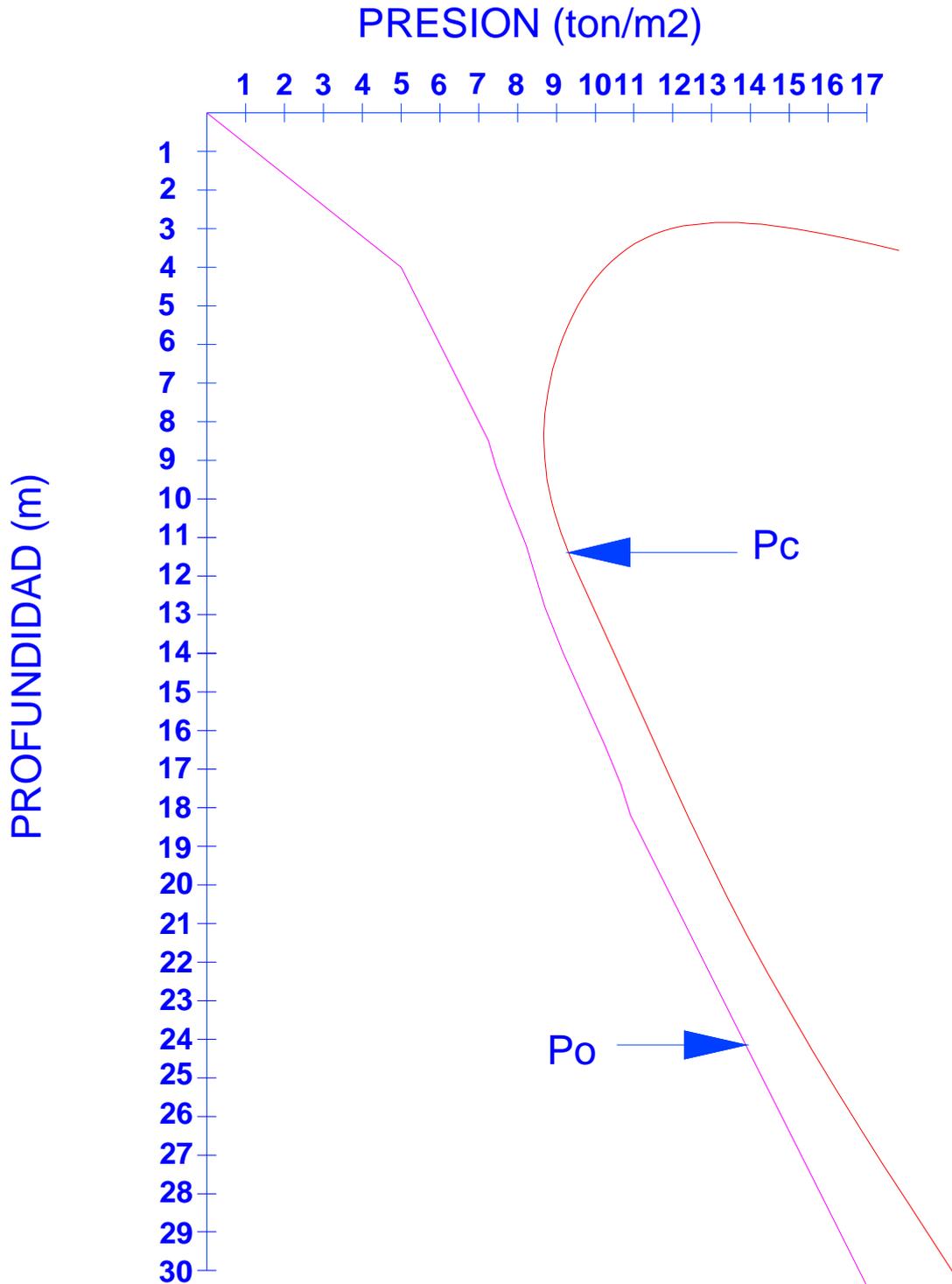


FIGURA 31. DISTRIBUCION DE ESFUERZOS DEL SONDEO MIXTO - 2.

FIGURAS.

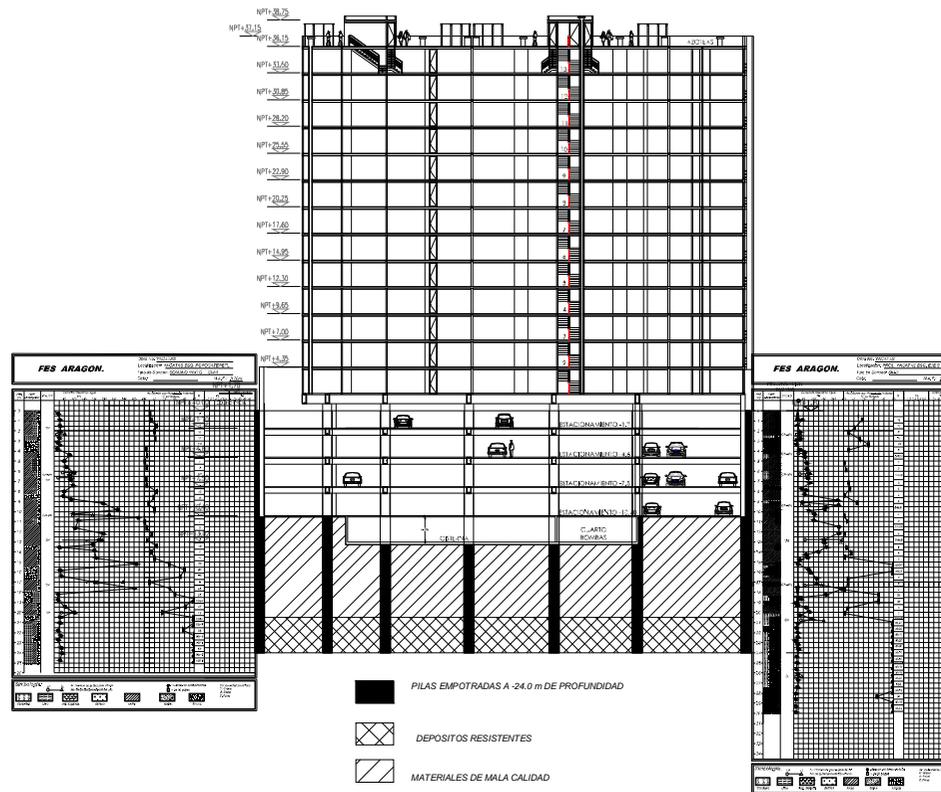


FIGURA 32. ALTERNATIVA DE CIMENTACION MIXTA.

FIGURAS.



FIGURA 33.- SEMBRADO DE LA CIMENTACION.

FIGURAS.

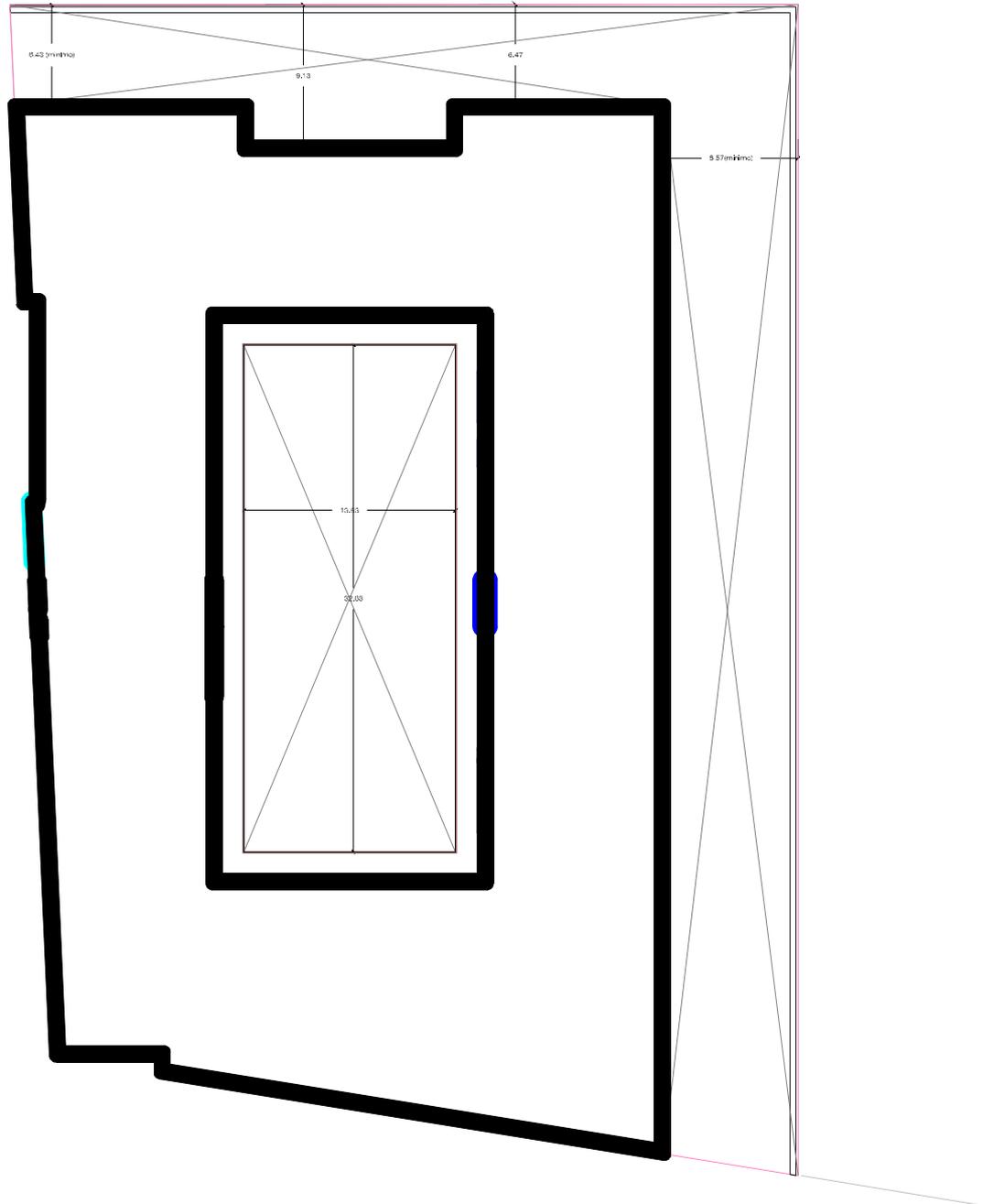


FIGURA 34.- SEMBRADO DE LA ESTRUCTURA

FIGURAS.

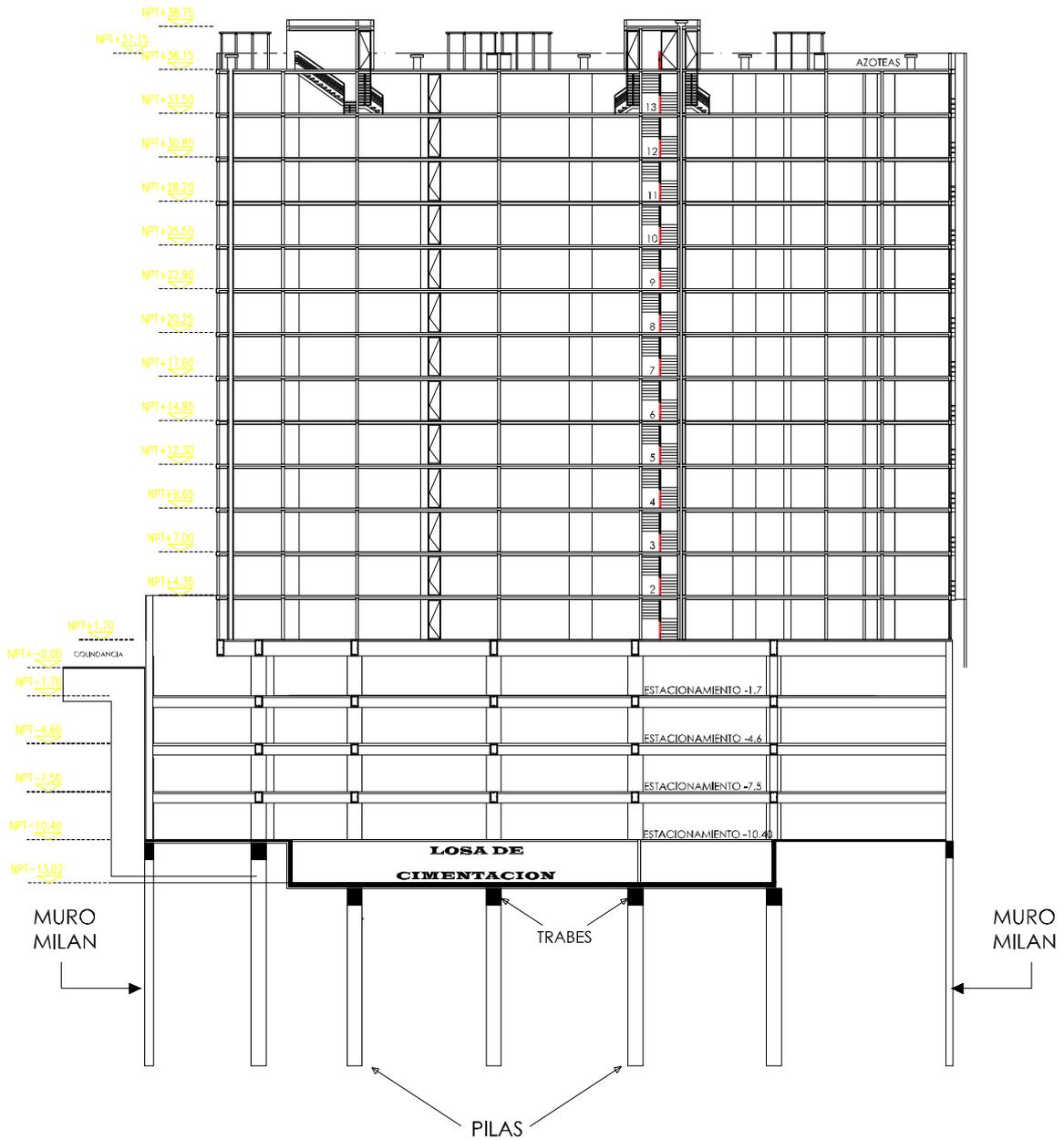


FIGURA 35. CIMENTACION CONSTITUIDA POR CAJON, PILAS Y MURO MILAN.

FIGURAS.

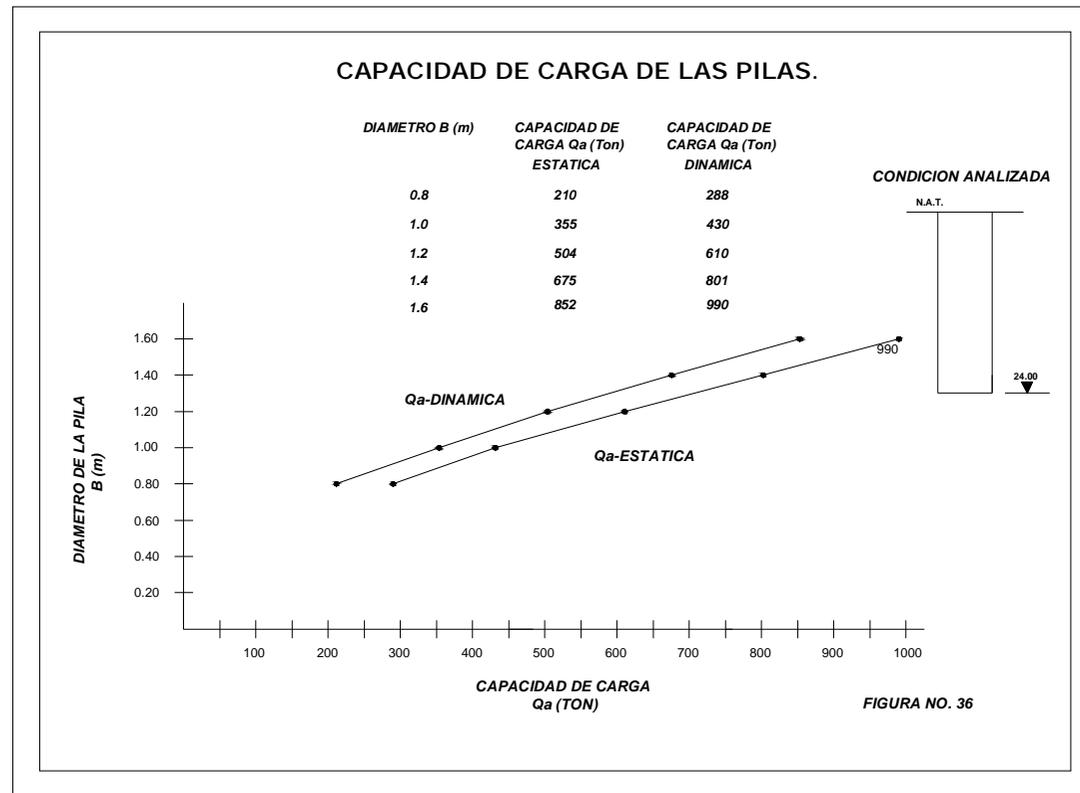


FIGURA 36. CAPACIDAD DE CARGA PARA LAS PILAS.

FIGURAS.

PRESION HORIZONTAL (Ton/m<sup>2</sup>)

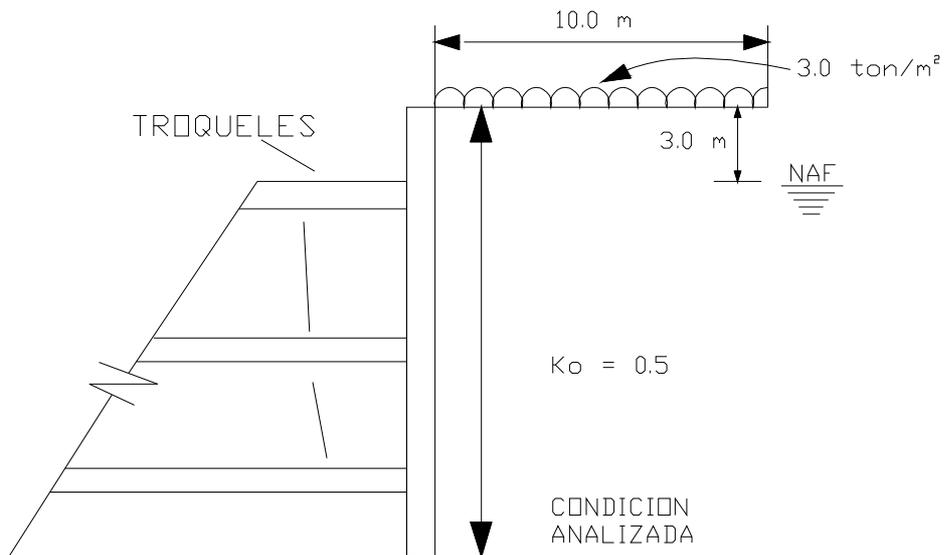
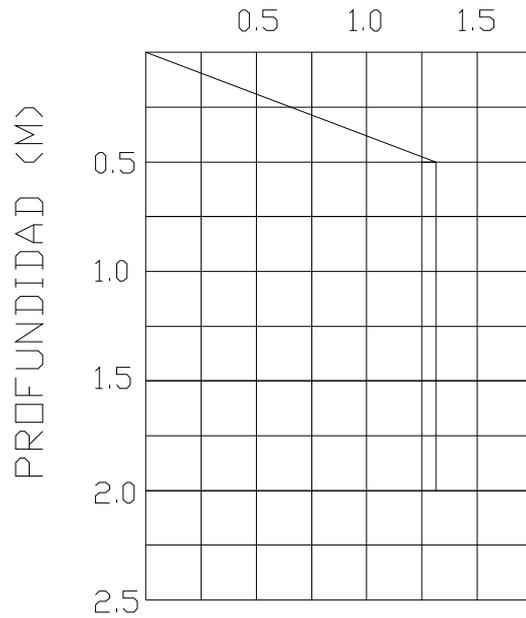


FIGURA 37. EMPUJE PARA DISÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

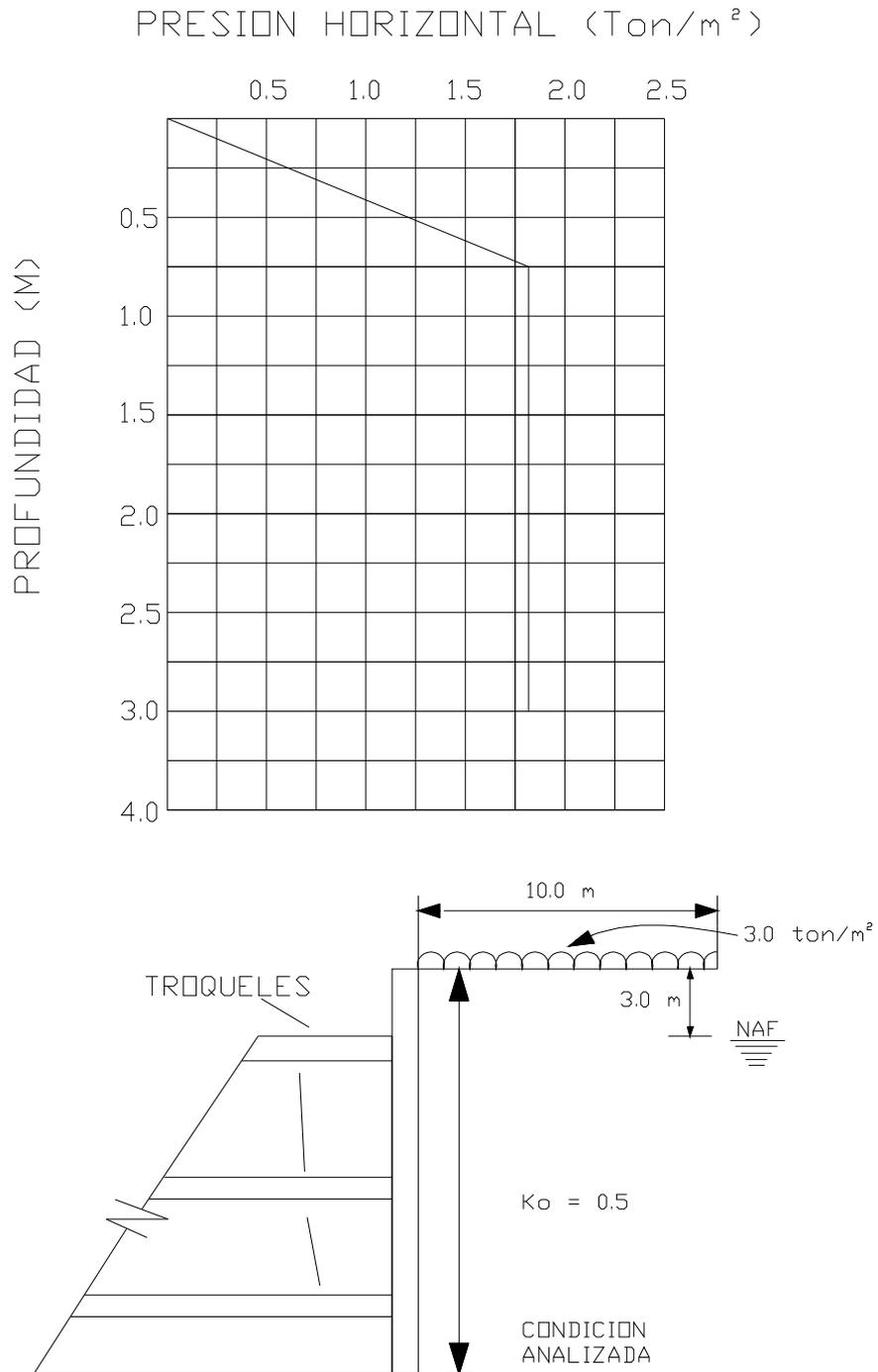


FIGURA 38. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

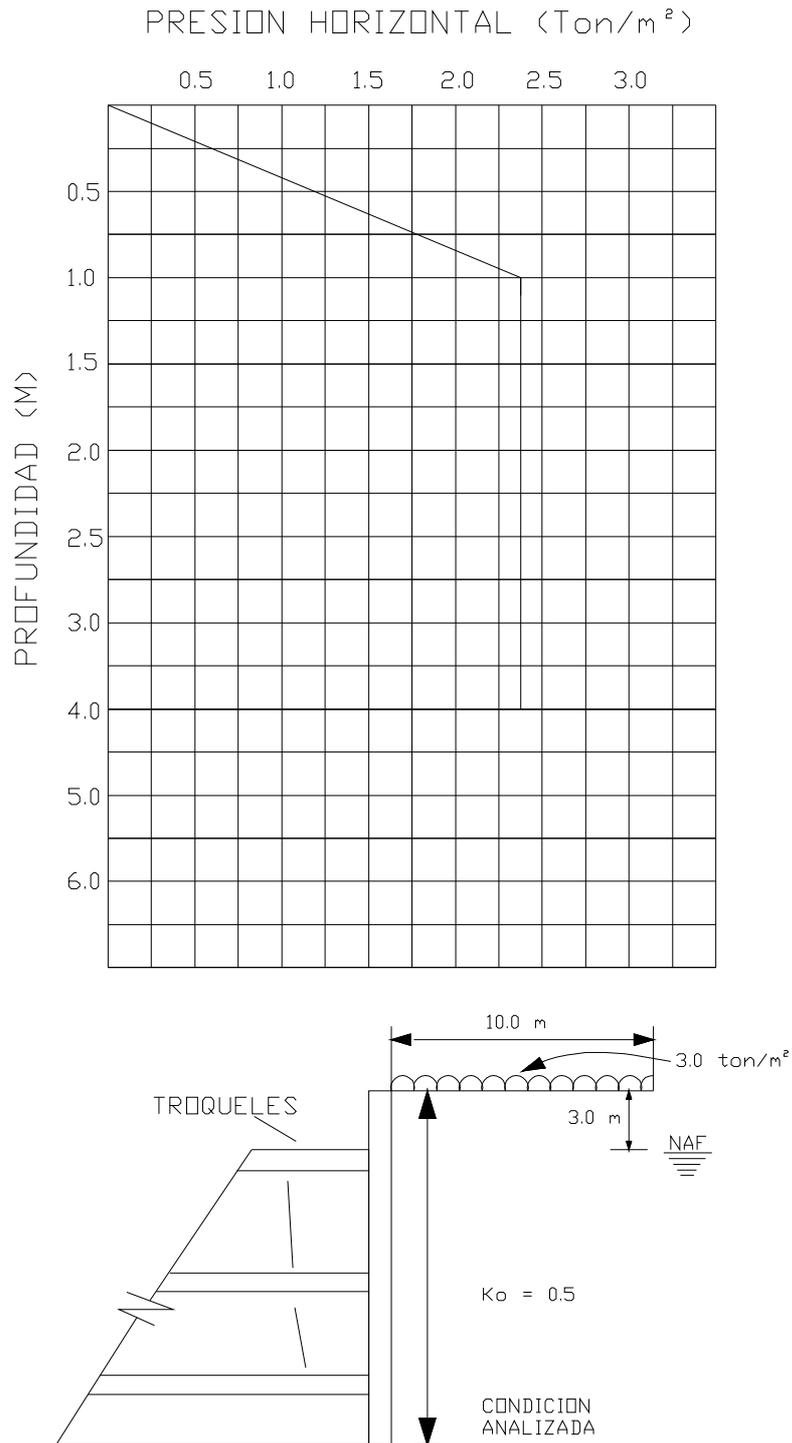


FIGURA 39. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

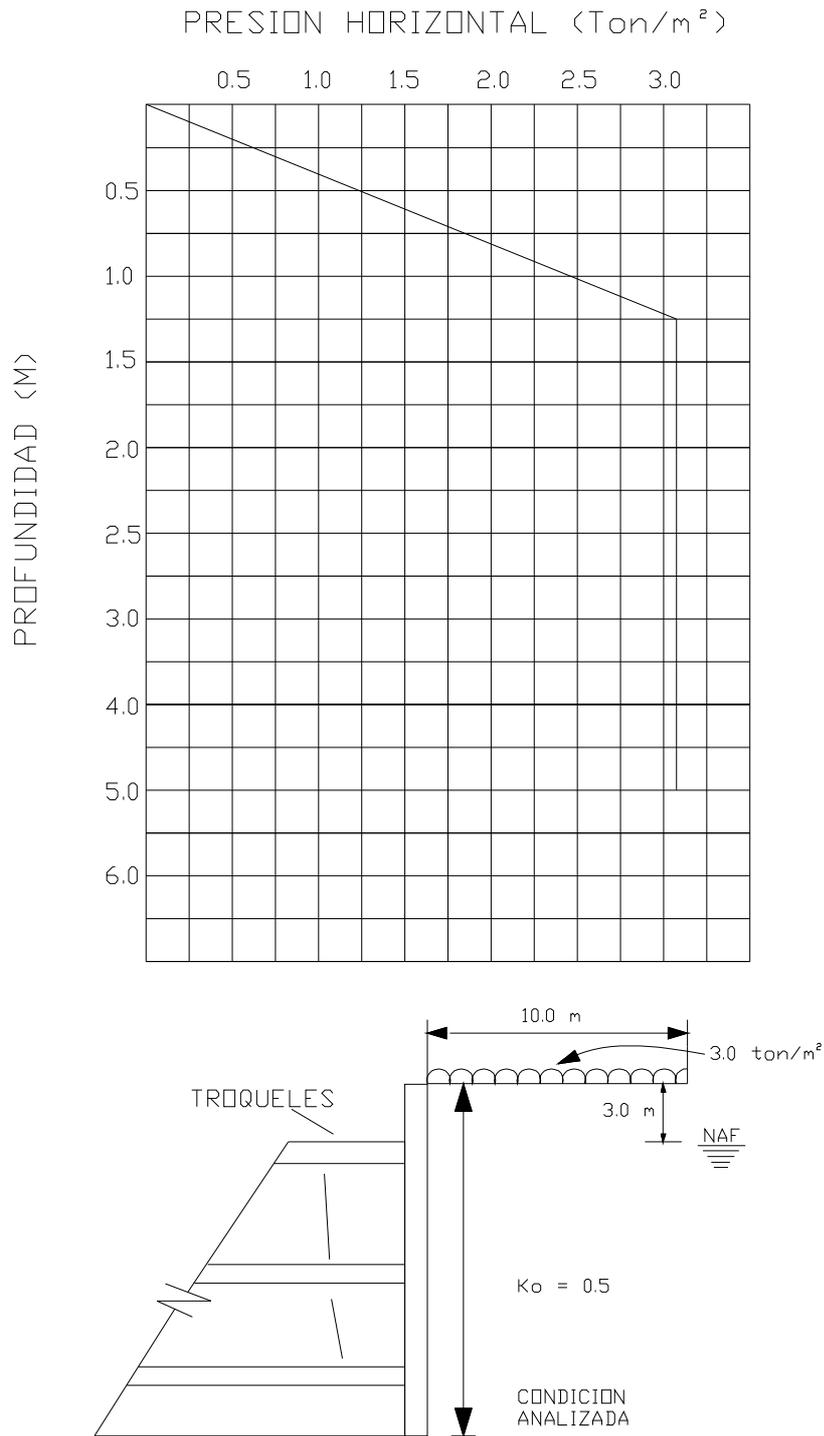


FIGURA 40. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

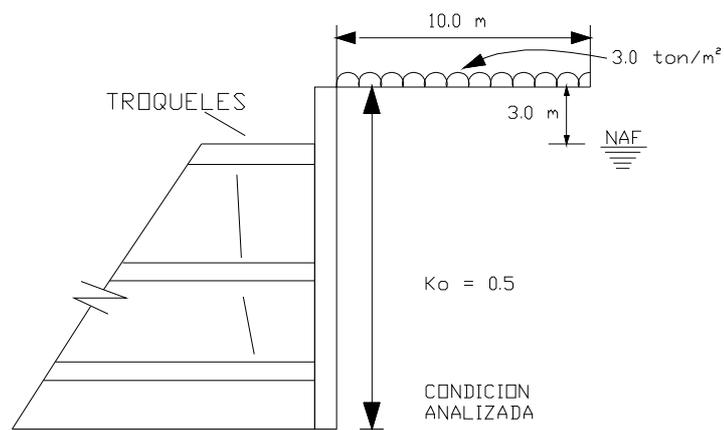
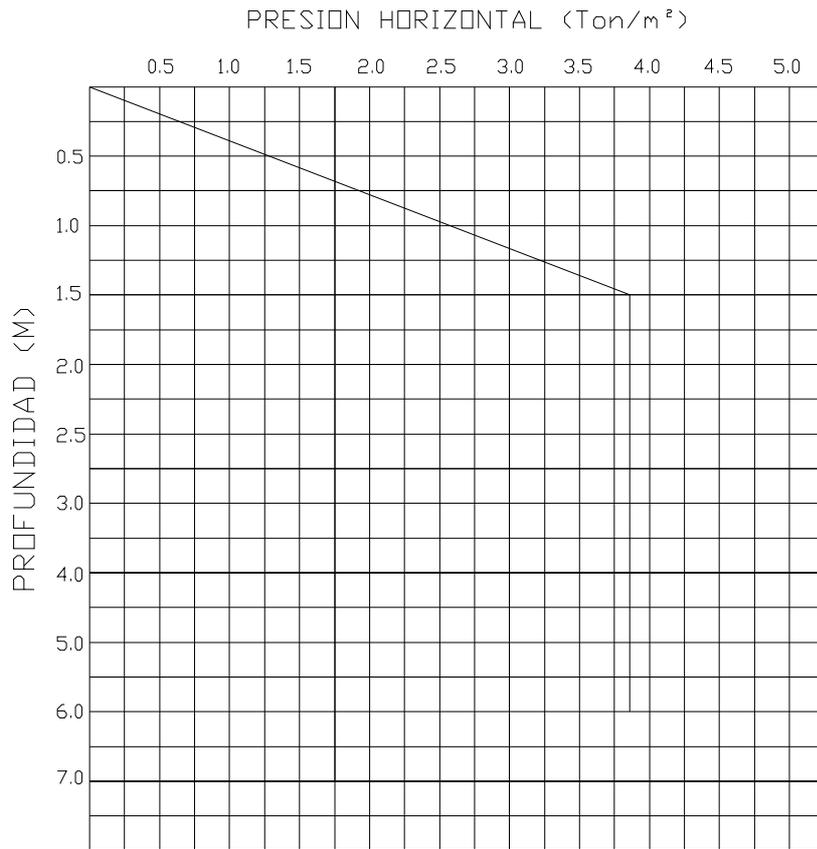


FIGURA 41. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

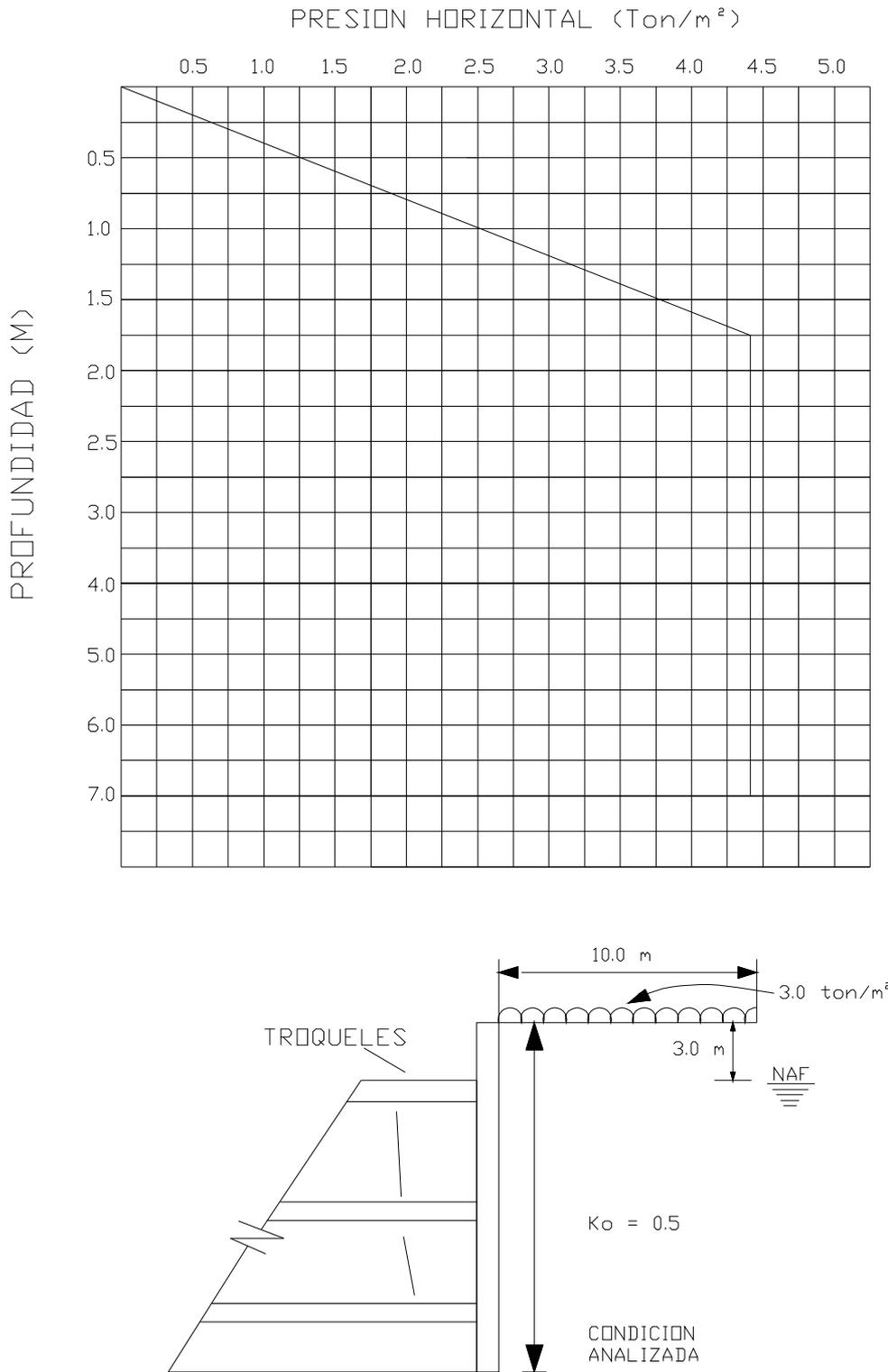


FIGURA 42. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

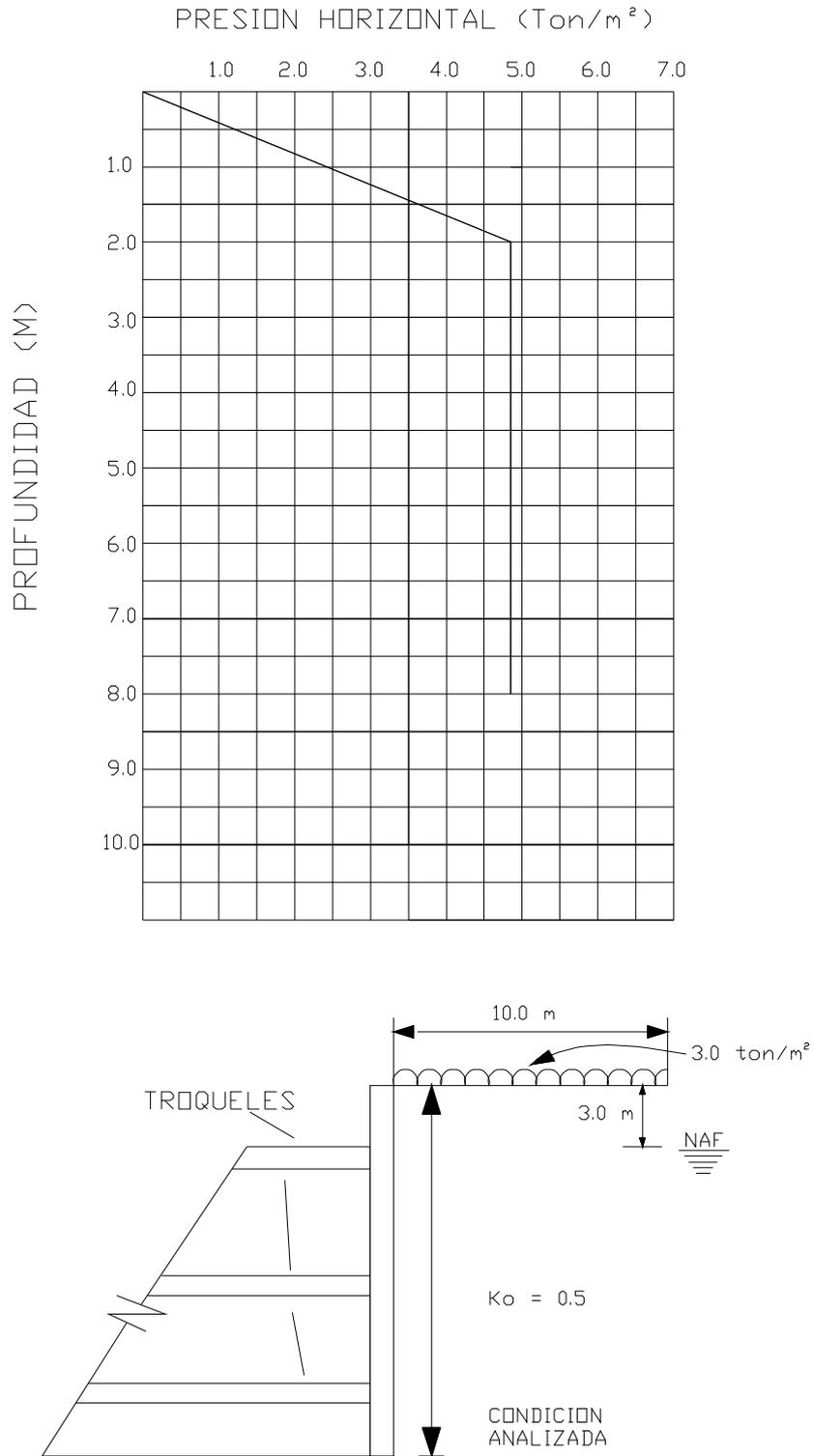


FIGURA 43. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

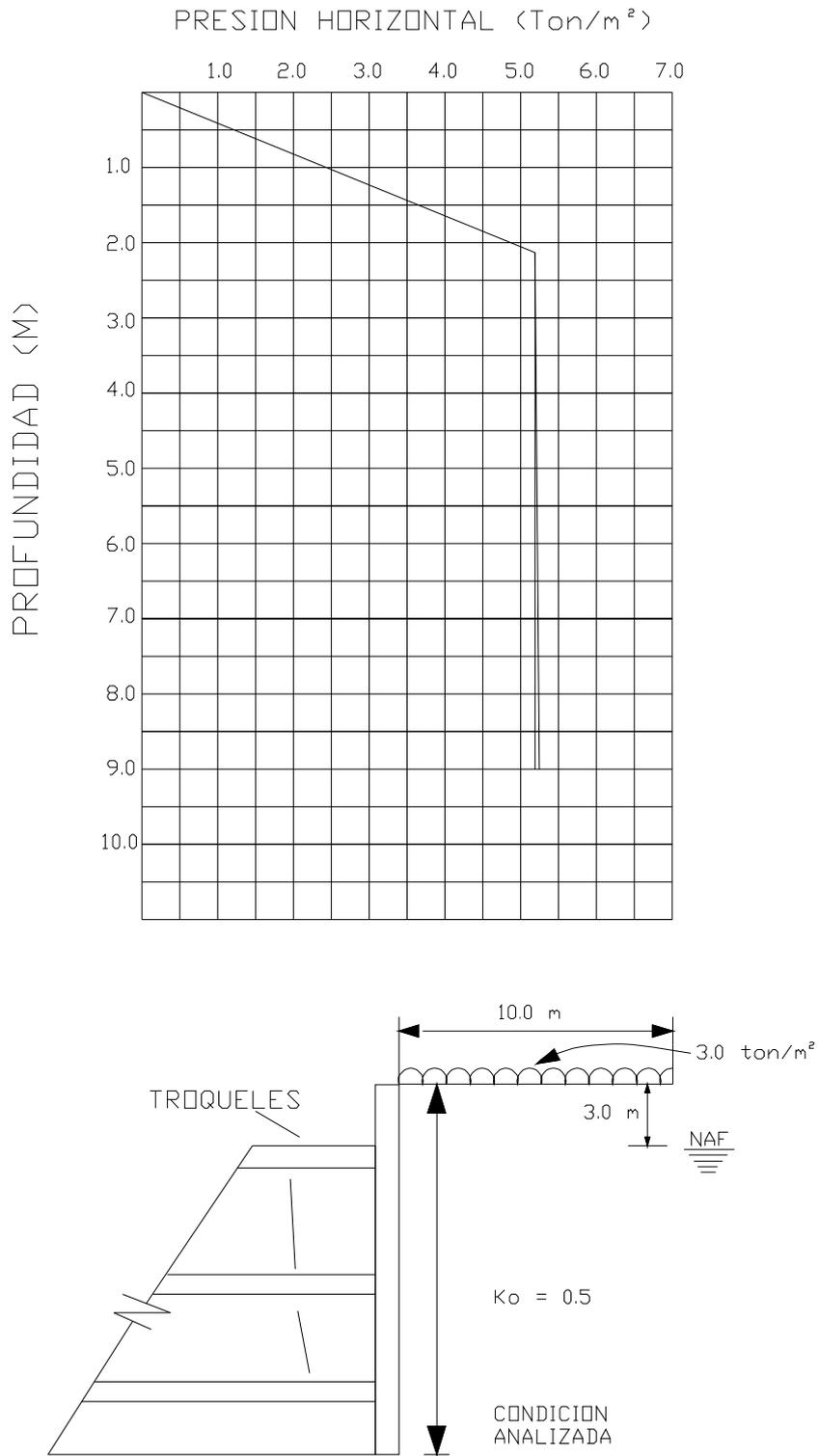


FIGURA 44. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

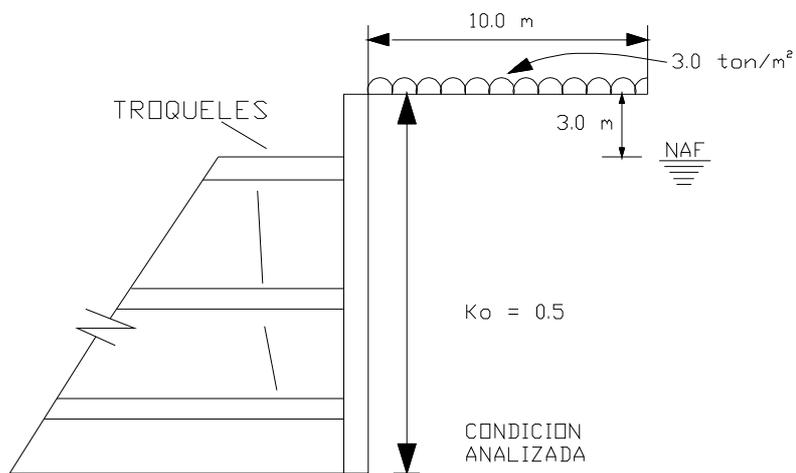
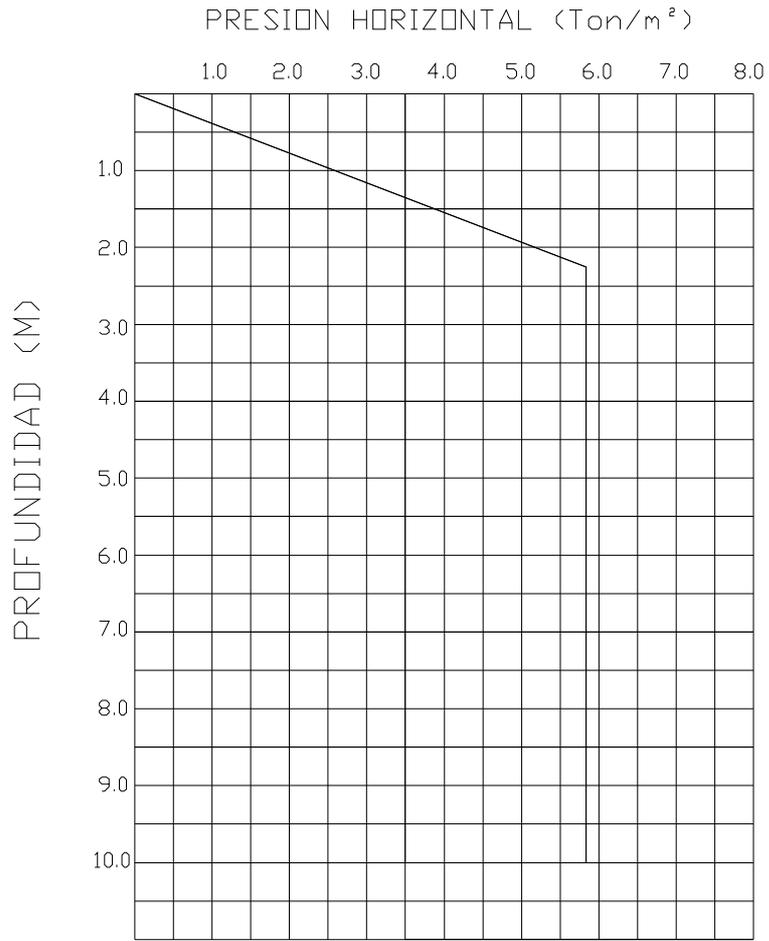


FIGURA 45. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

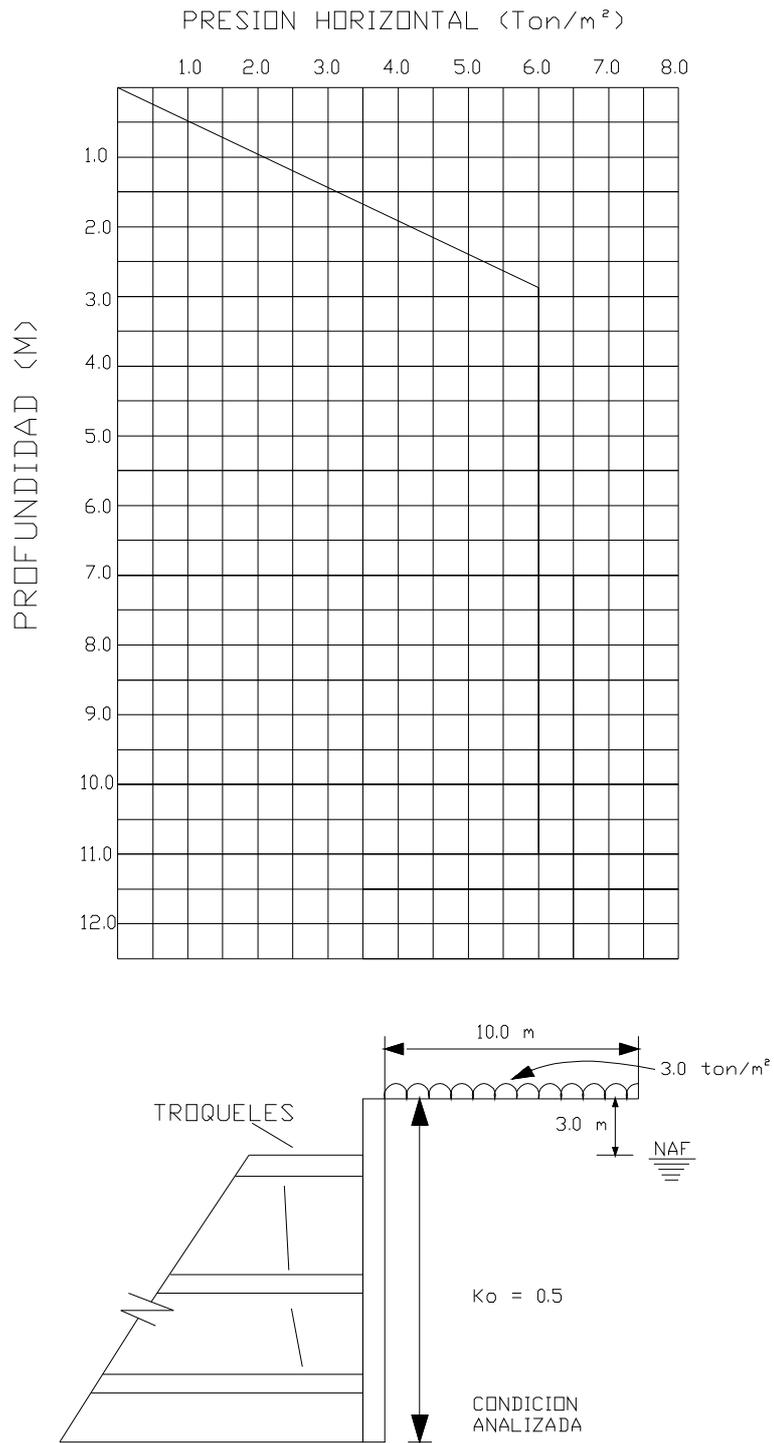


FIGURA 46. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

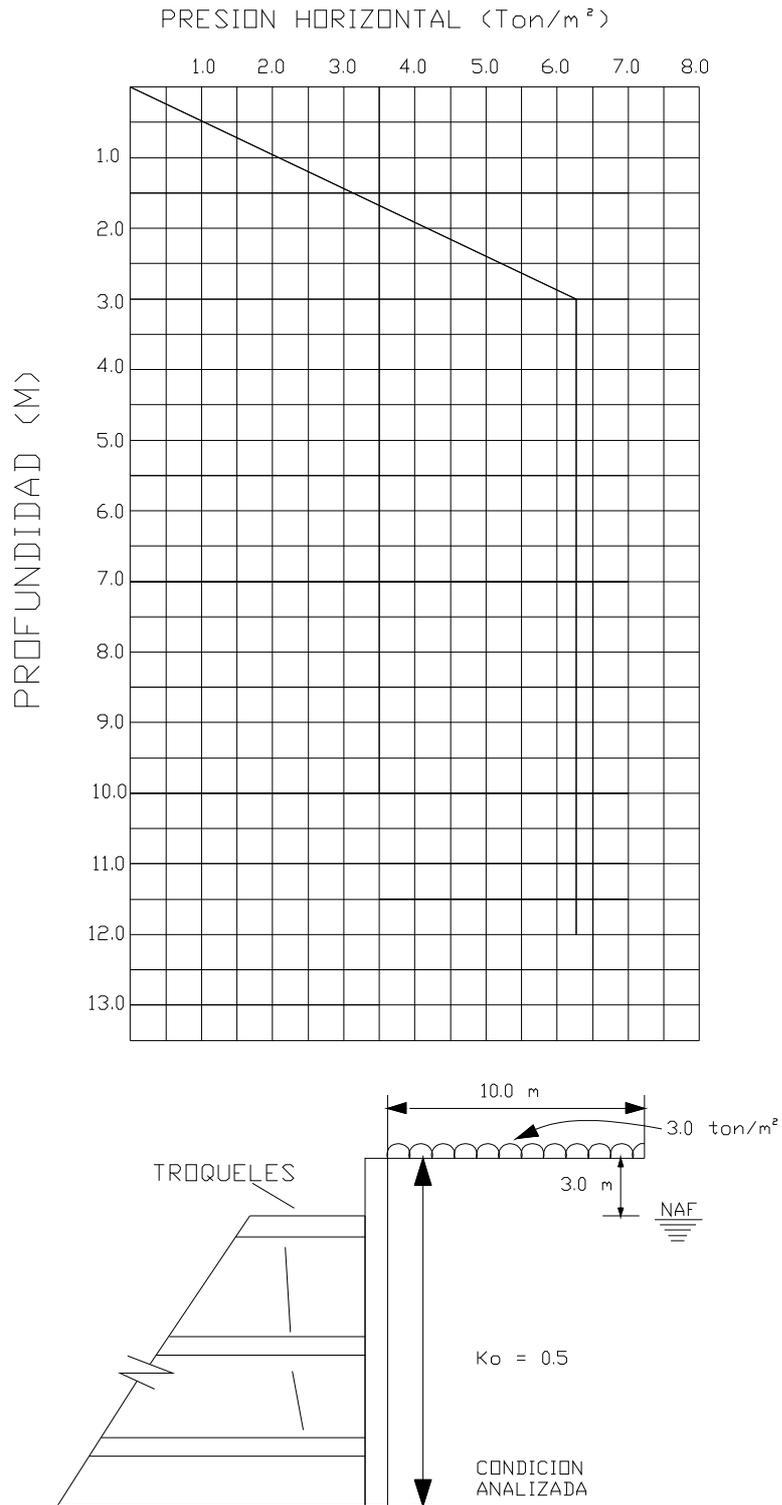


FIGURA 47. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

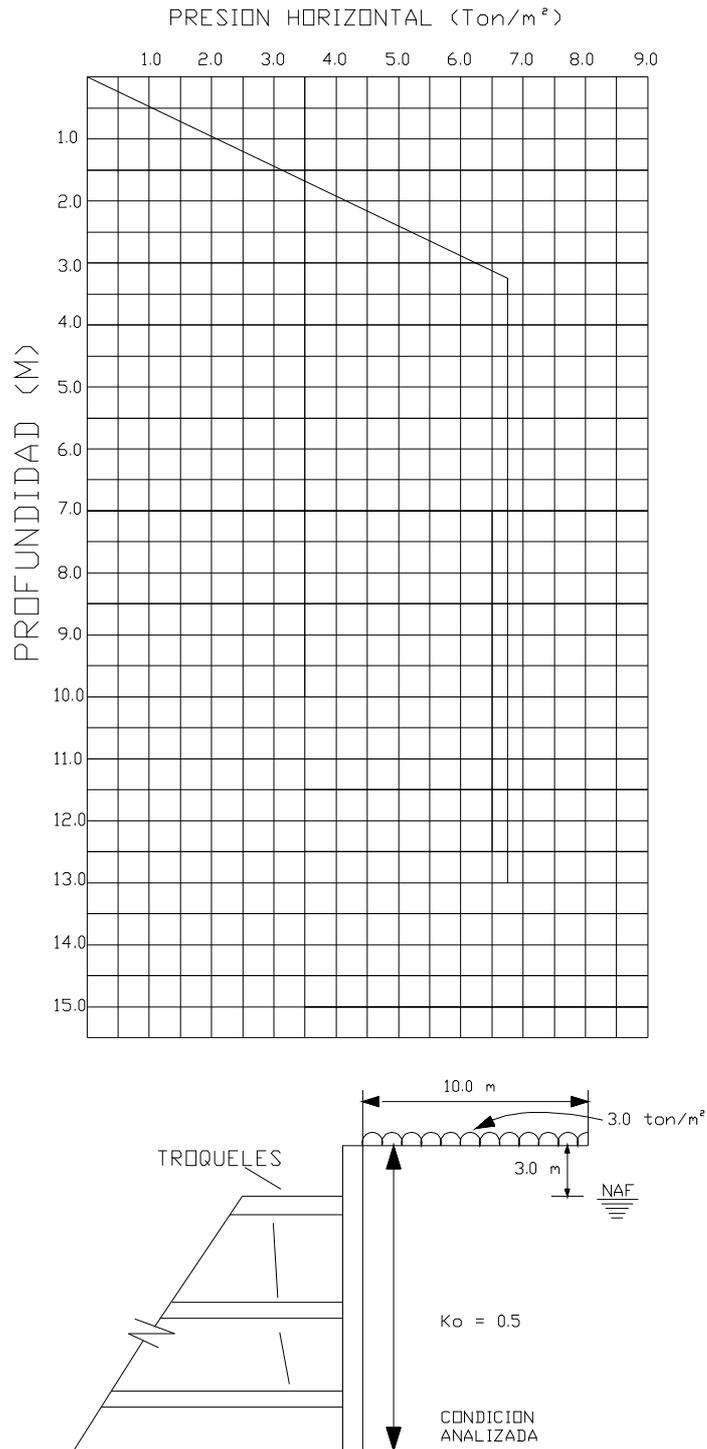


FIGURA 48. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

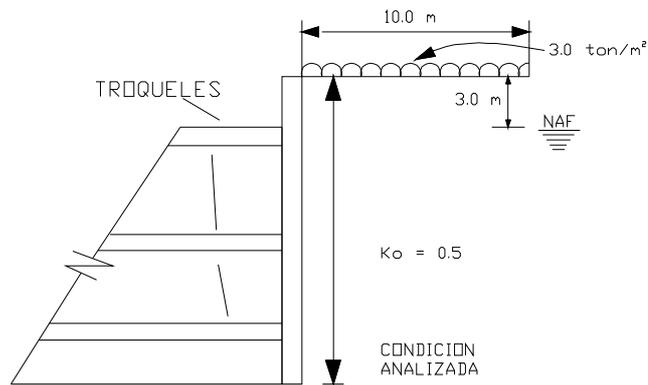
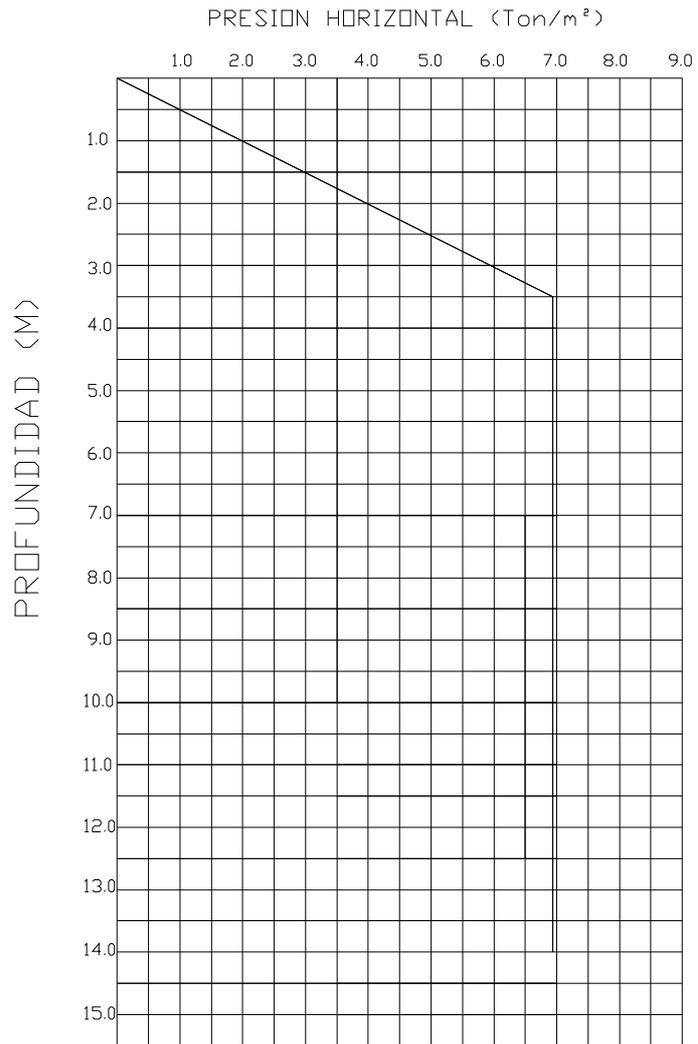


FIGURA 49. EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES.

FIGURAS.

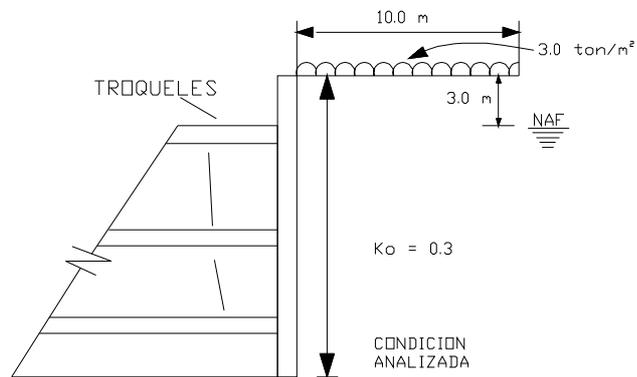
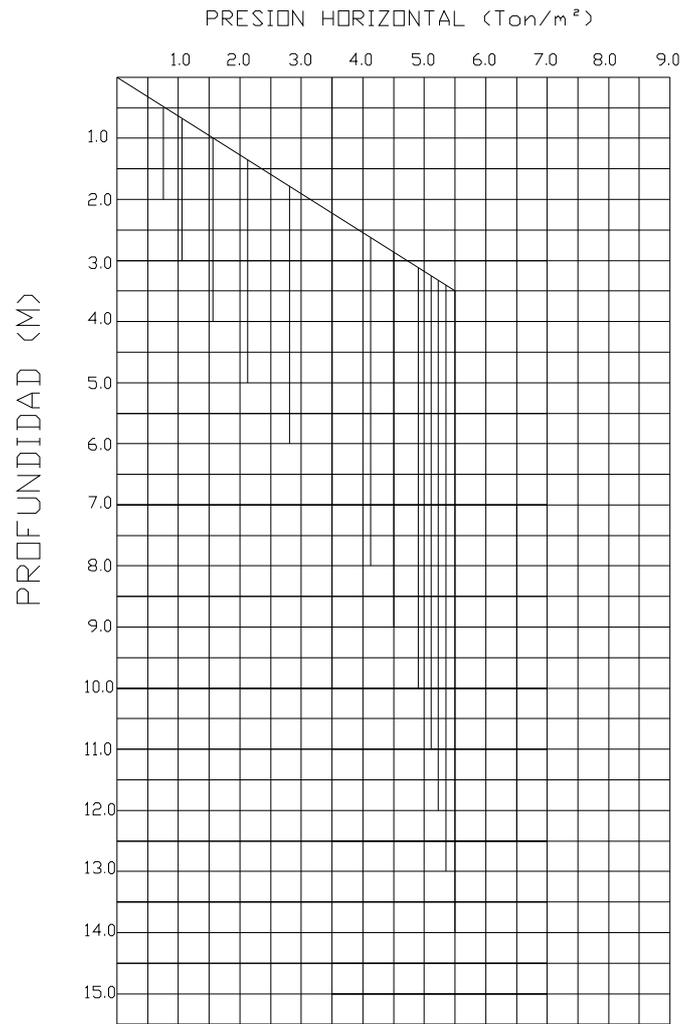


FIGURA 50. PRESION DE INSTALACION DE TROQUELES.

FIGURAS.

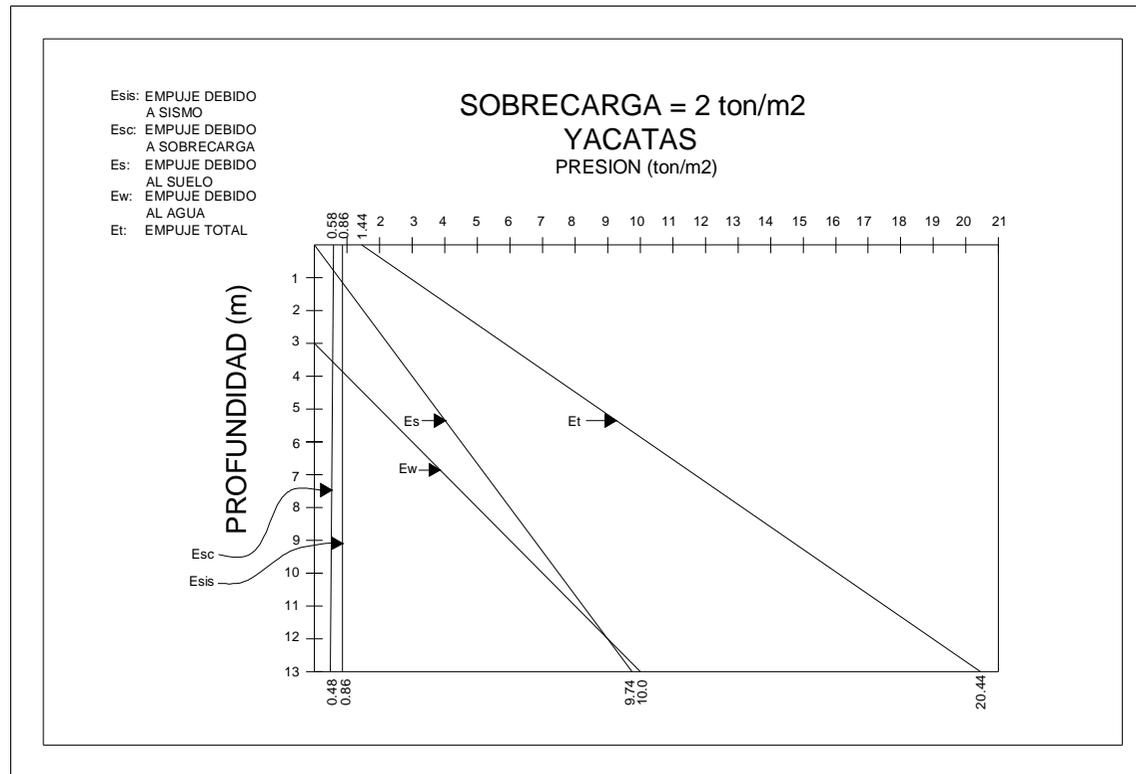


FIGURA 52. EMPUJE DE MUROS RIGIDOS.

FIGURAS.

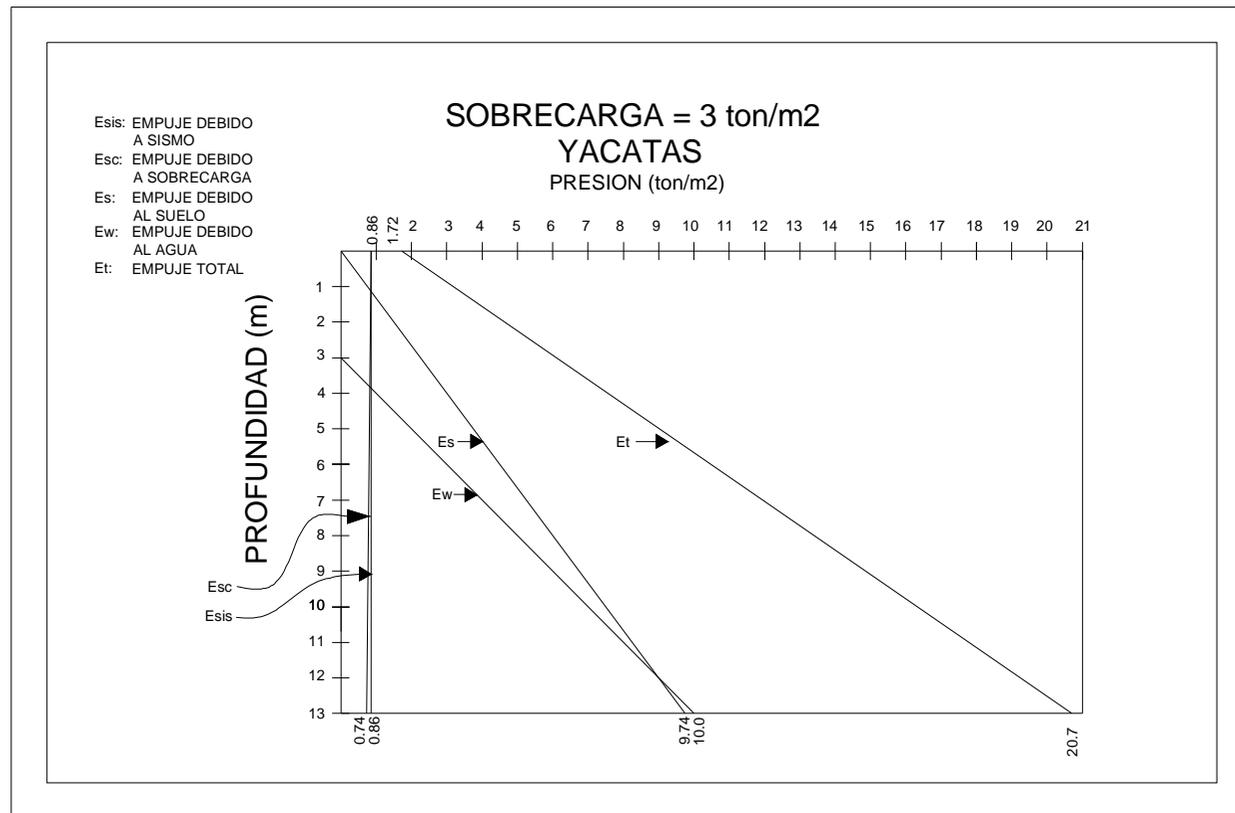
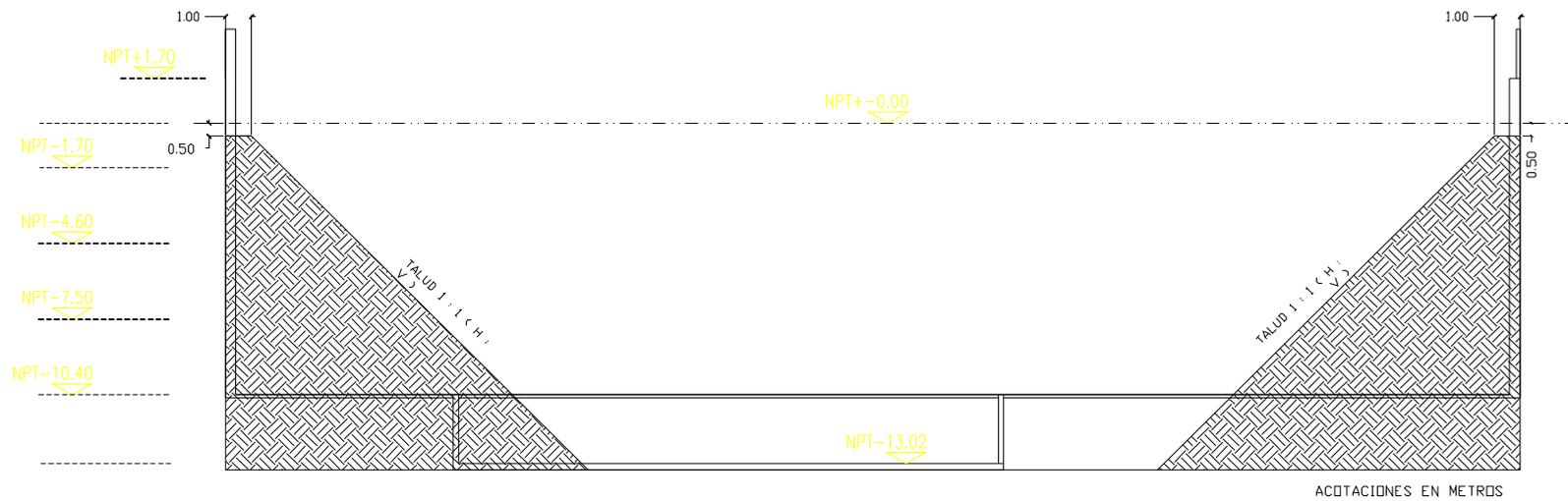


FIGURA 52. EMPUJE DE MUROS RIGIDOS.

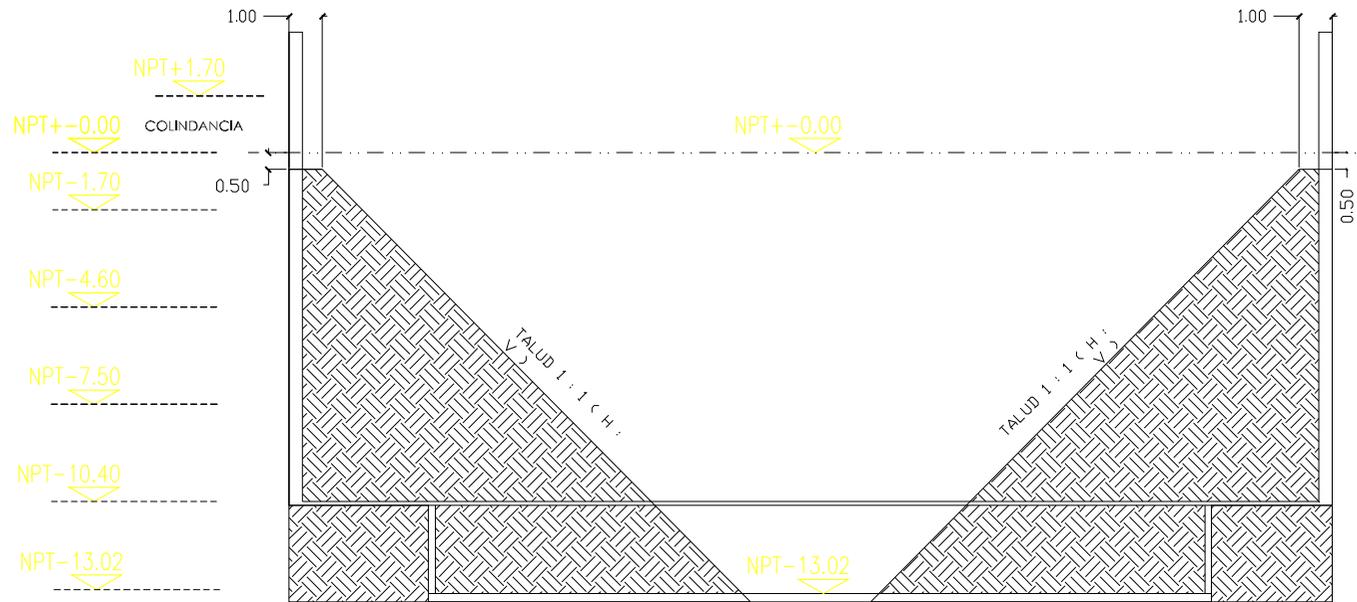
FIGURAS.



CORTE 1

FIGURA 53. TALUD (1:1).

FIGURAS.



CORTE 2 SECCION CORTA DEL PREDIO

FIGURA 53. TALUD (1:1).

FIGURAS.

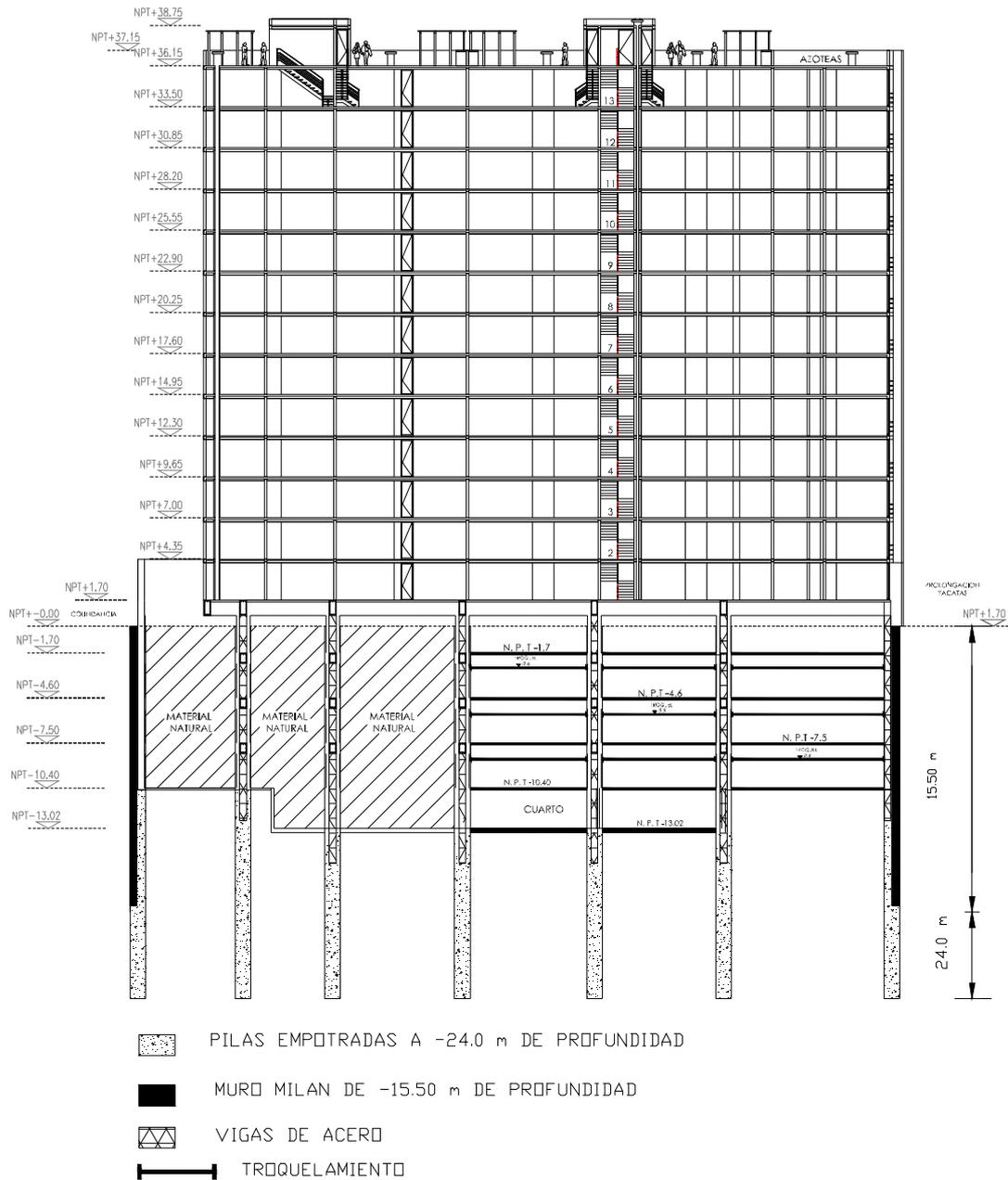


FIGURA 54. SISTEMA DE TROQUELAMIENTO.

FIGURAS.

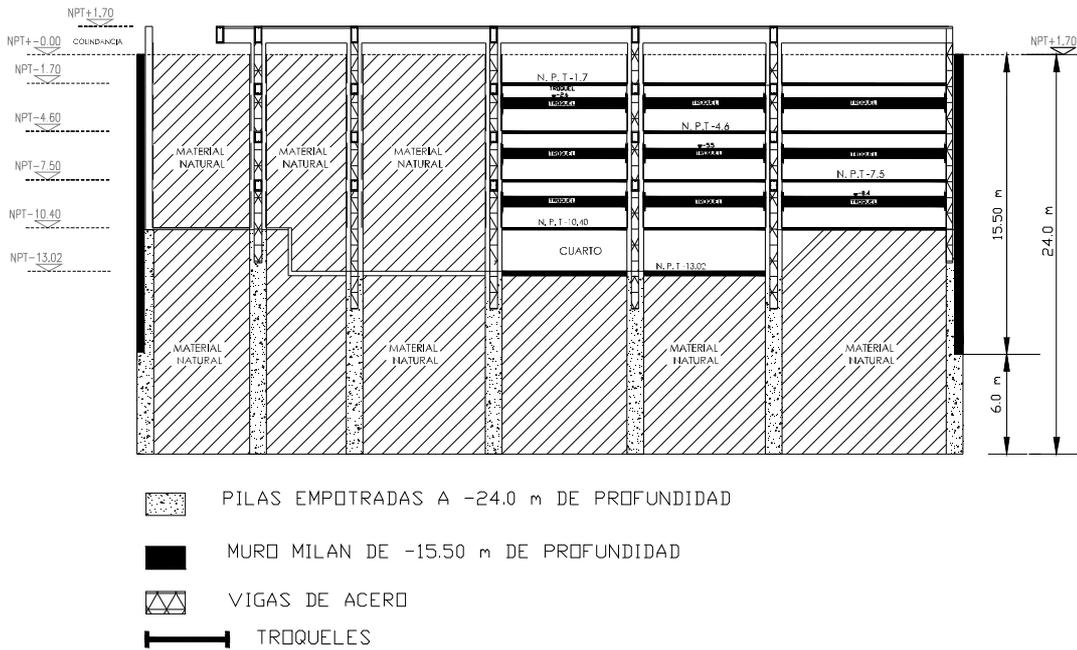


FIGURA 55. SISTEMA DE TROQUELAMIENTO.

FIGURAS.

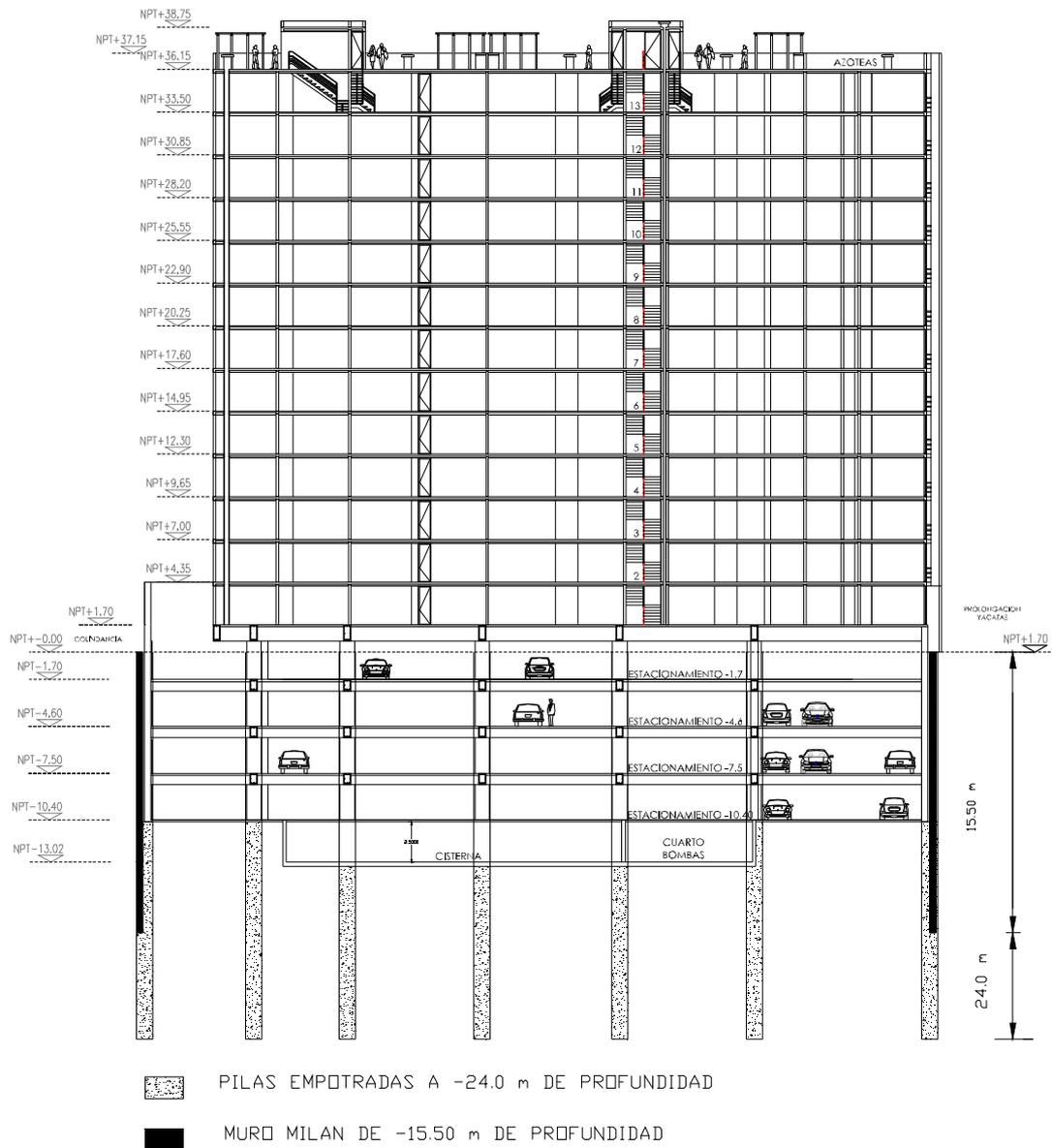


FIGURA 56. SISTEMA DE TROQUELAMIENTO DE FORMA DESENDENTE.

FIGURAS.

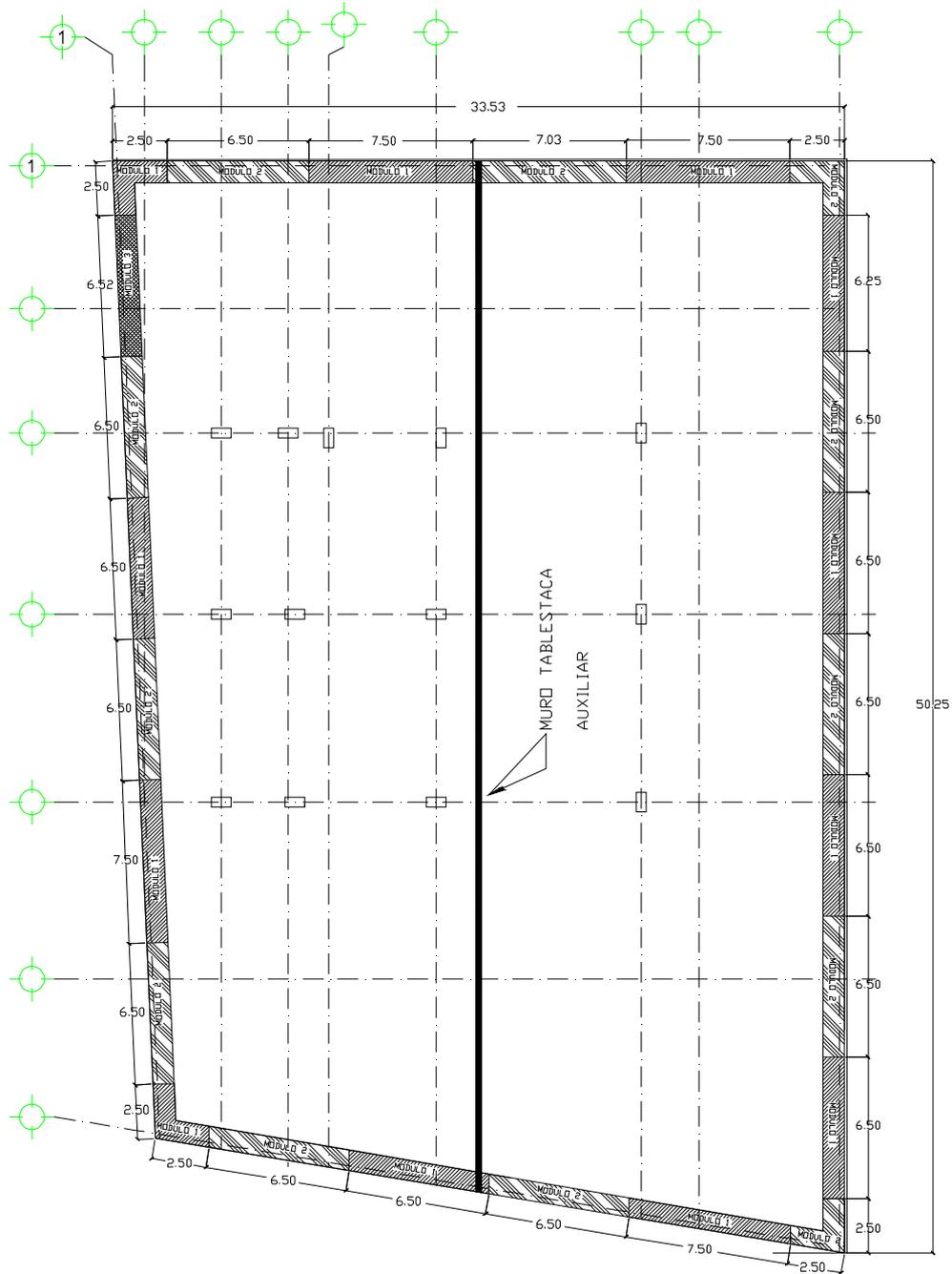
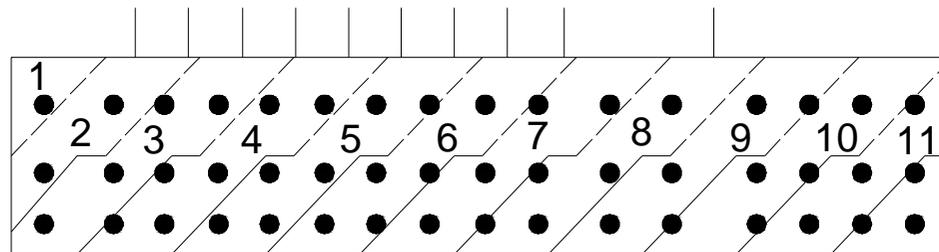


FIGURA 57. TABLESTACADO Y MODULACION DEL MURO MILAN.

FIGURAS.



SECUENCIA DE ATAQUE Y  
TROQUELAMIENTO, METODO TRADICIONAL

FIG 58

FIGURAS.

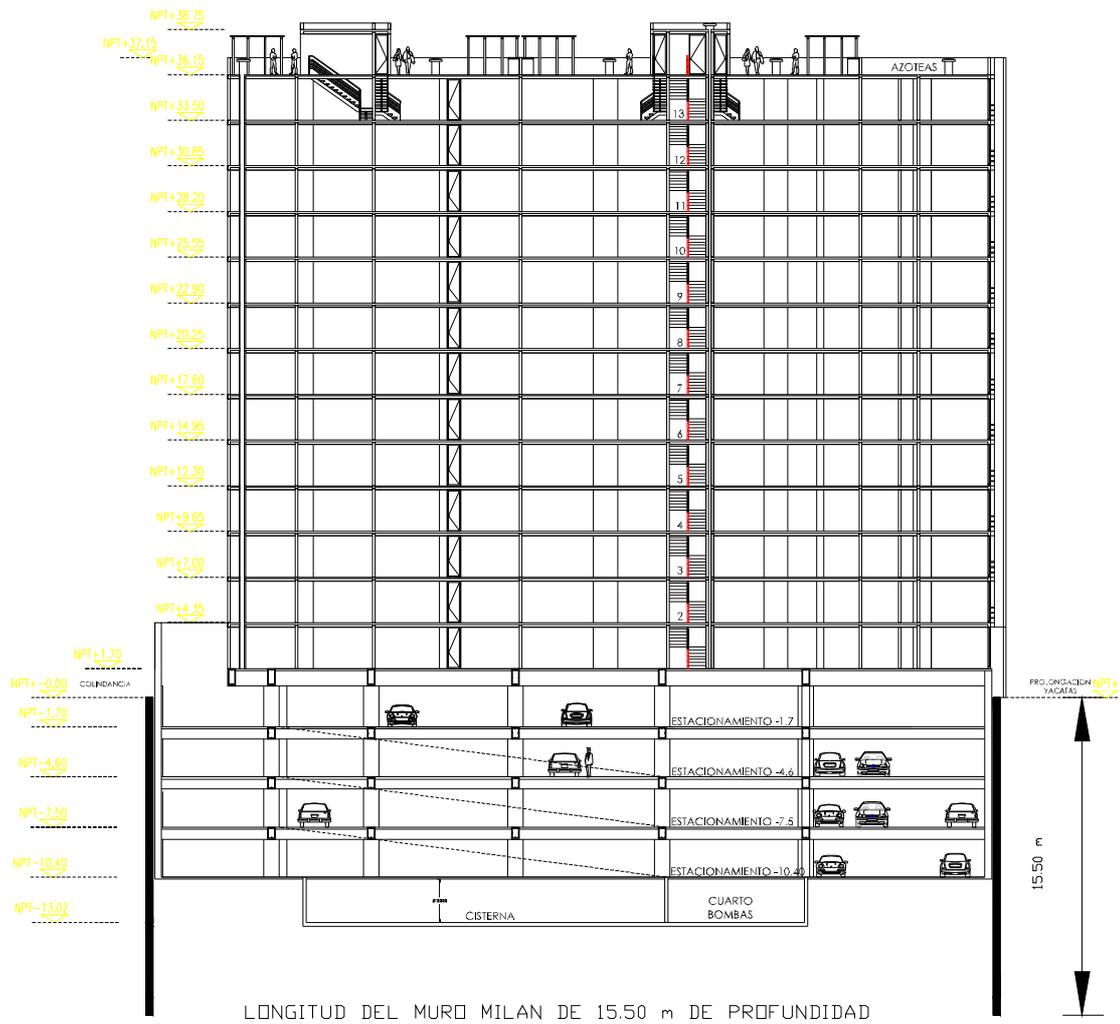


FIGURA 59. MURO MILAN EN TODO EL PERIMETRO DEL PREDIO.

FIGURAS.

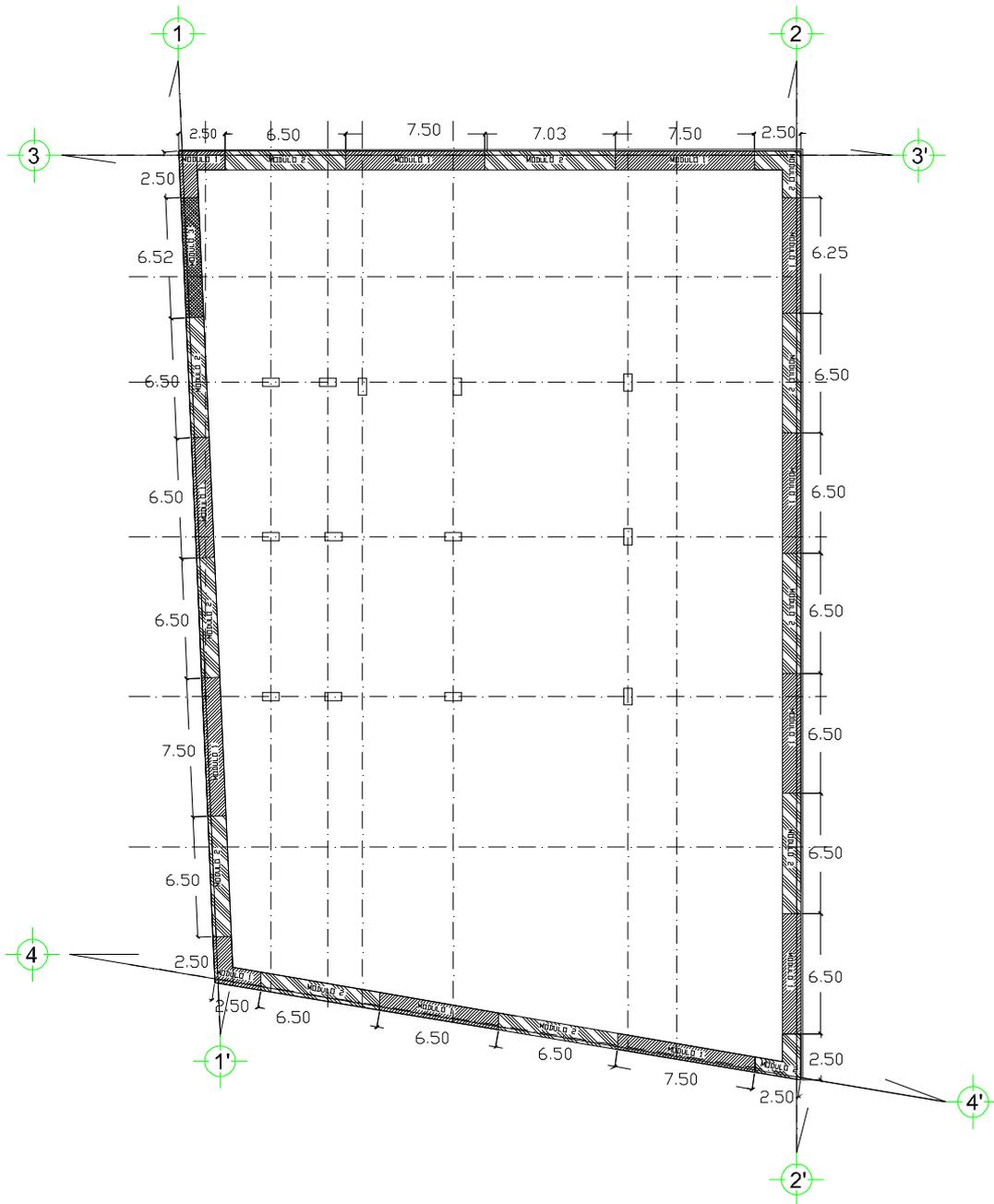


FIGURA 60. CORTES DEL MURO MILAN.

FIGURAS.

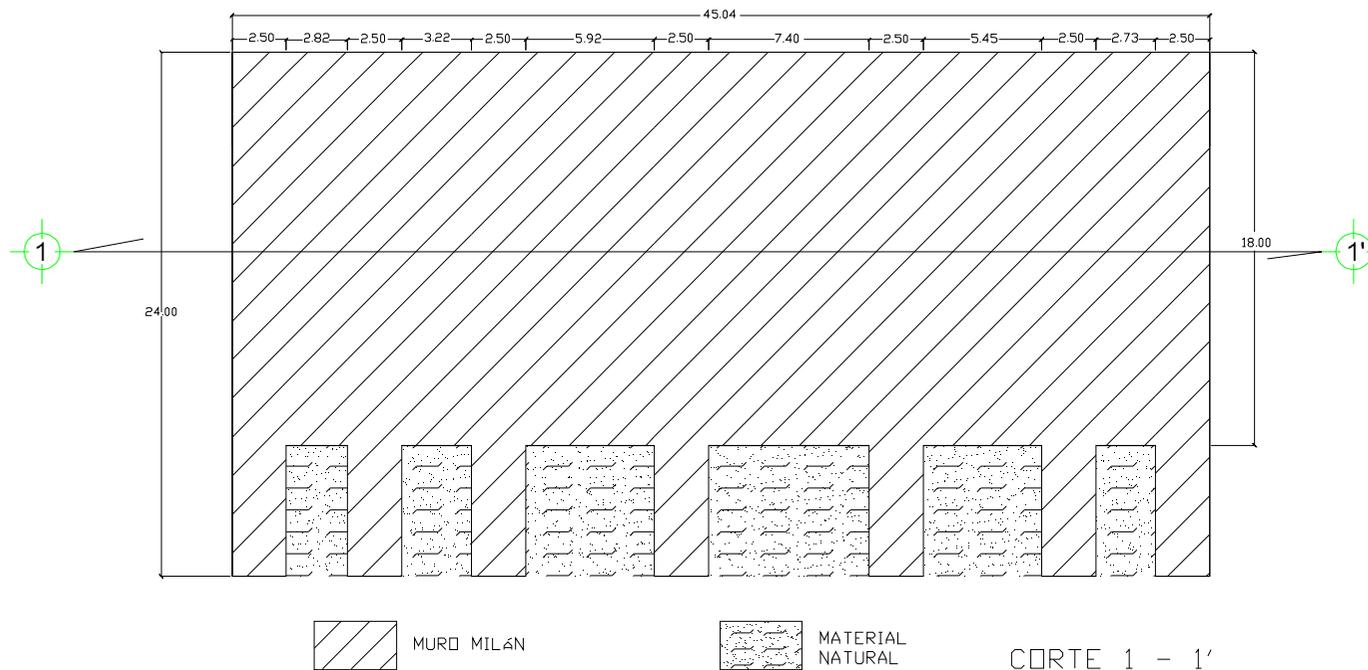


FIGURA 61. CORTE DEL MURO MILAN EN EL SENTIDO LARGO.

FIGURAS.

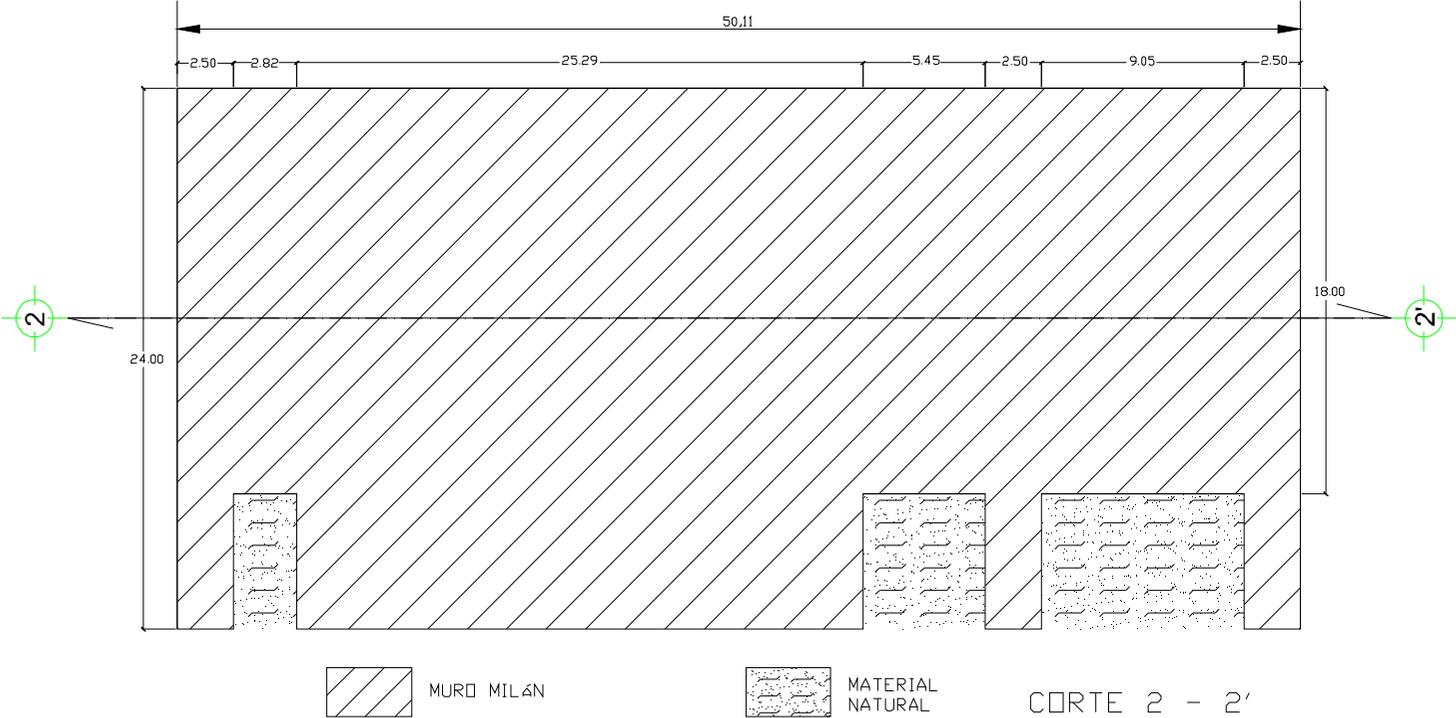


FIGURA 62. CORTE DEL MURO MILAN EN EL SENTIDO LARGO.

FIGURAS.

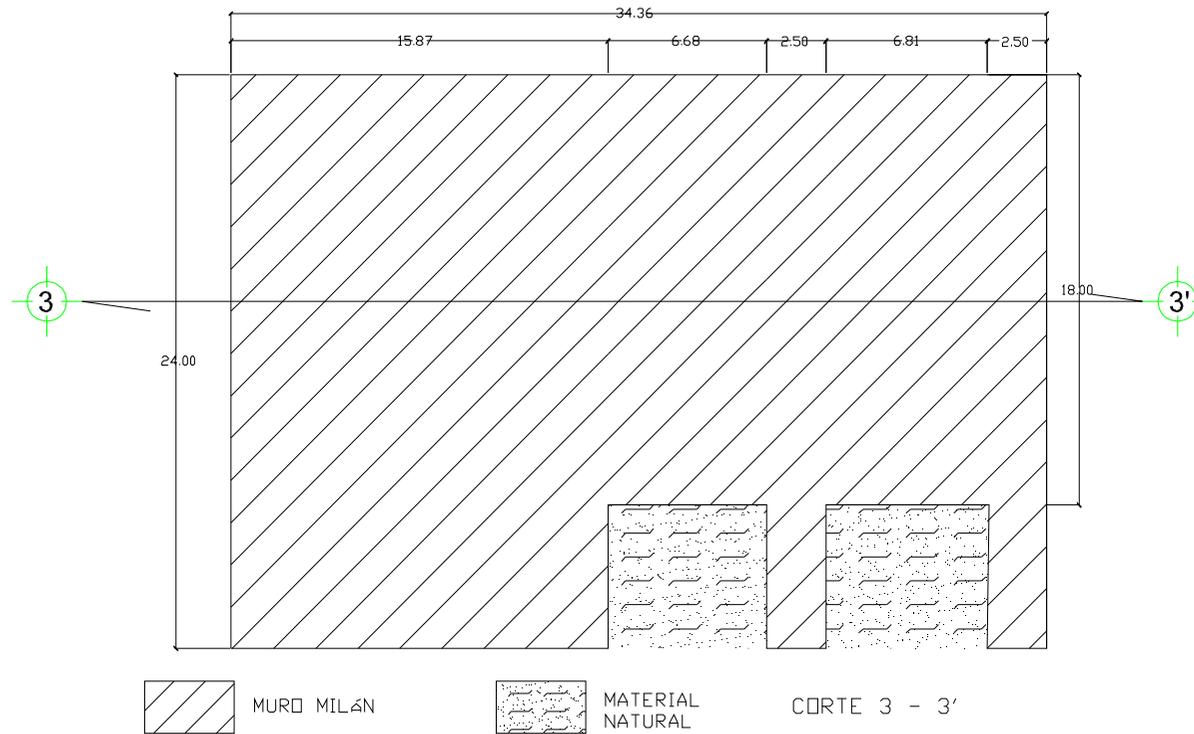


FIGURA 63. CORTE DEL MURO MILÁN EN EL SENTIDO CORTO.

FIGURAS.

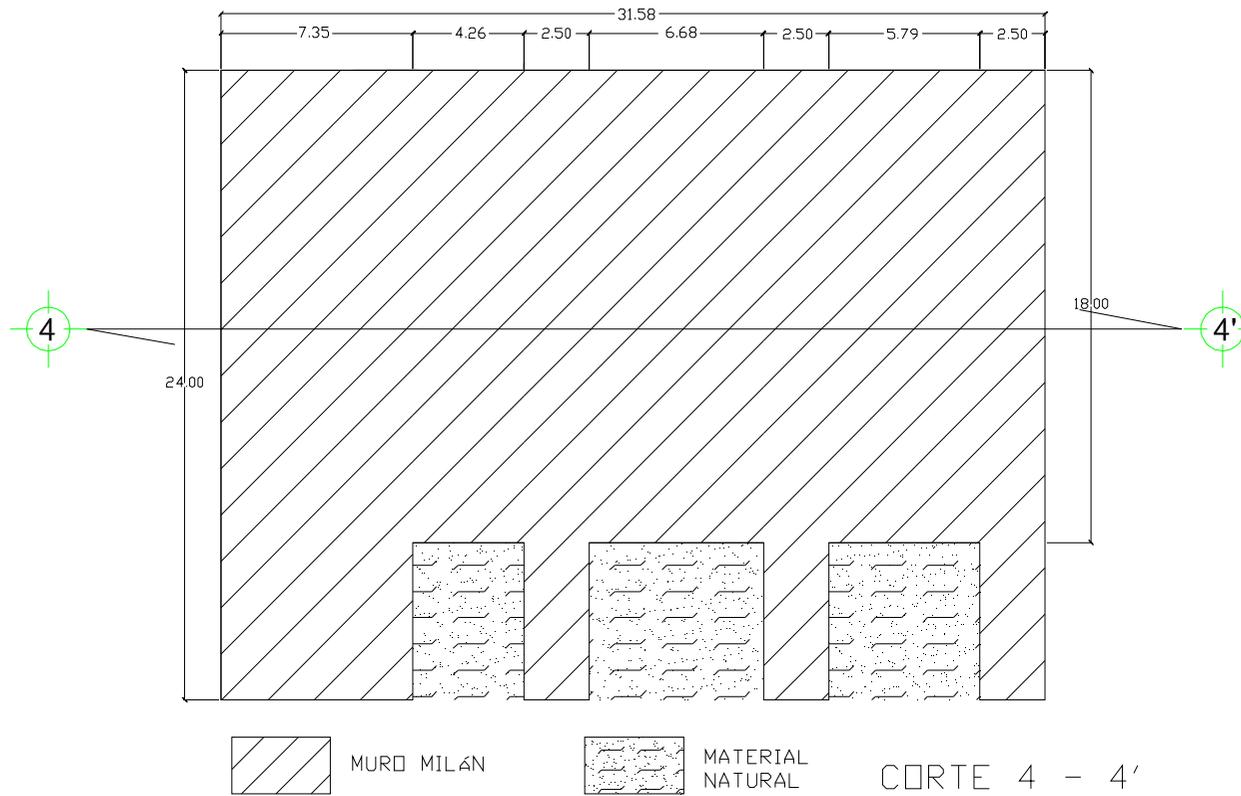
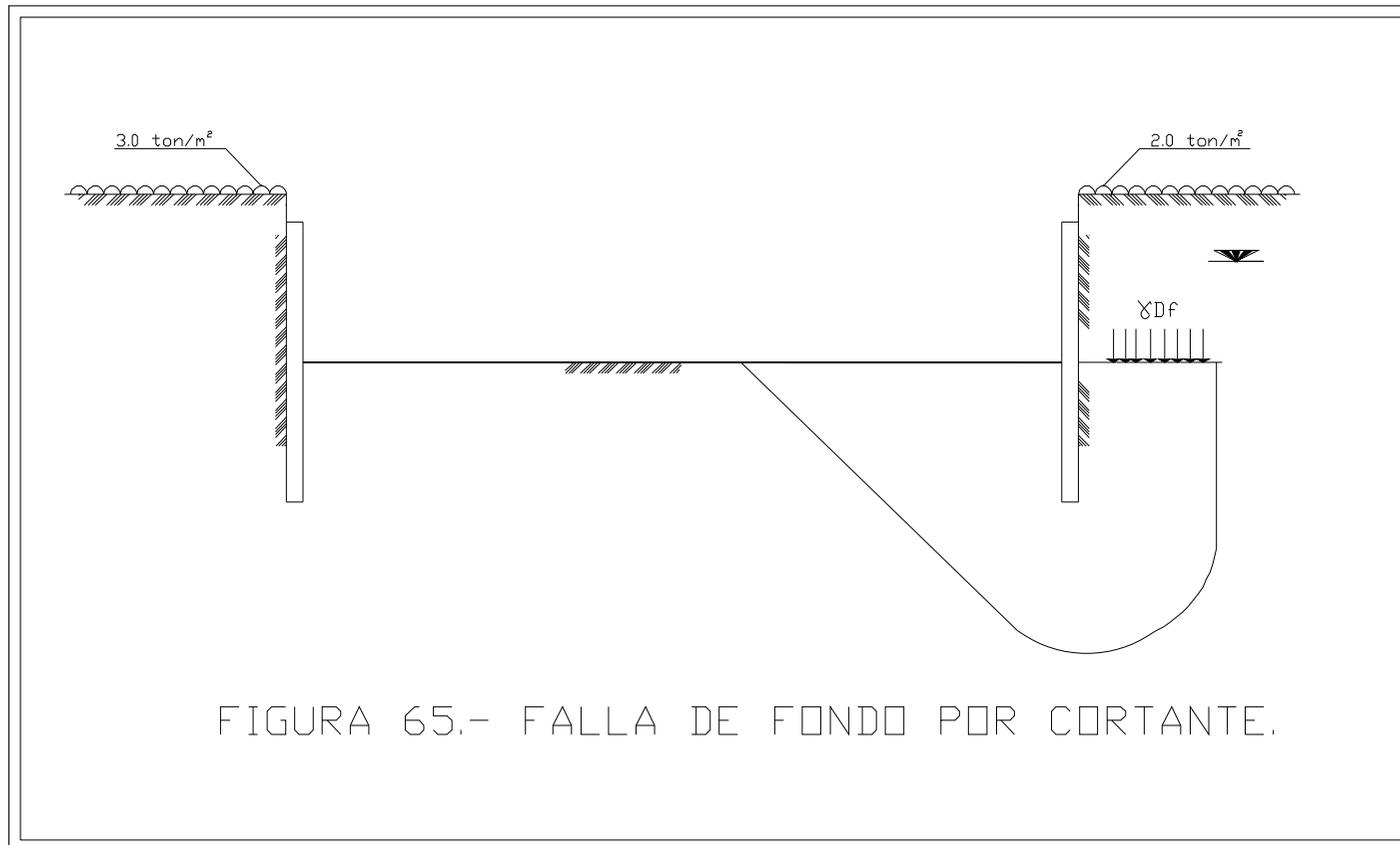
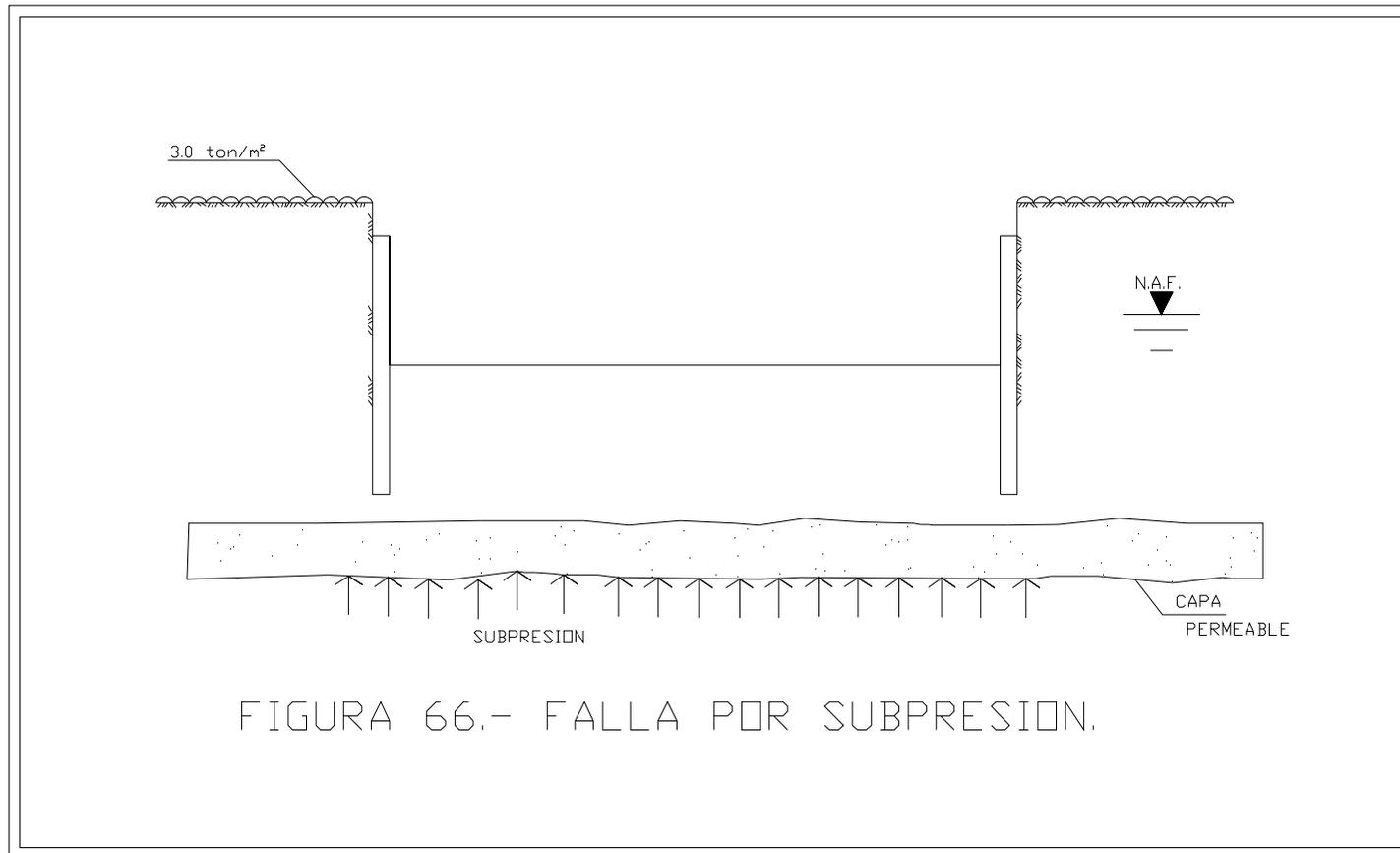


FIGURA 64. CORTE DEL MURO MILAN EN EL SENTIDO CORTO.

FIGURAS.



FIGURAS.



FIGURAS.

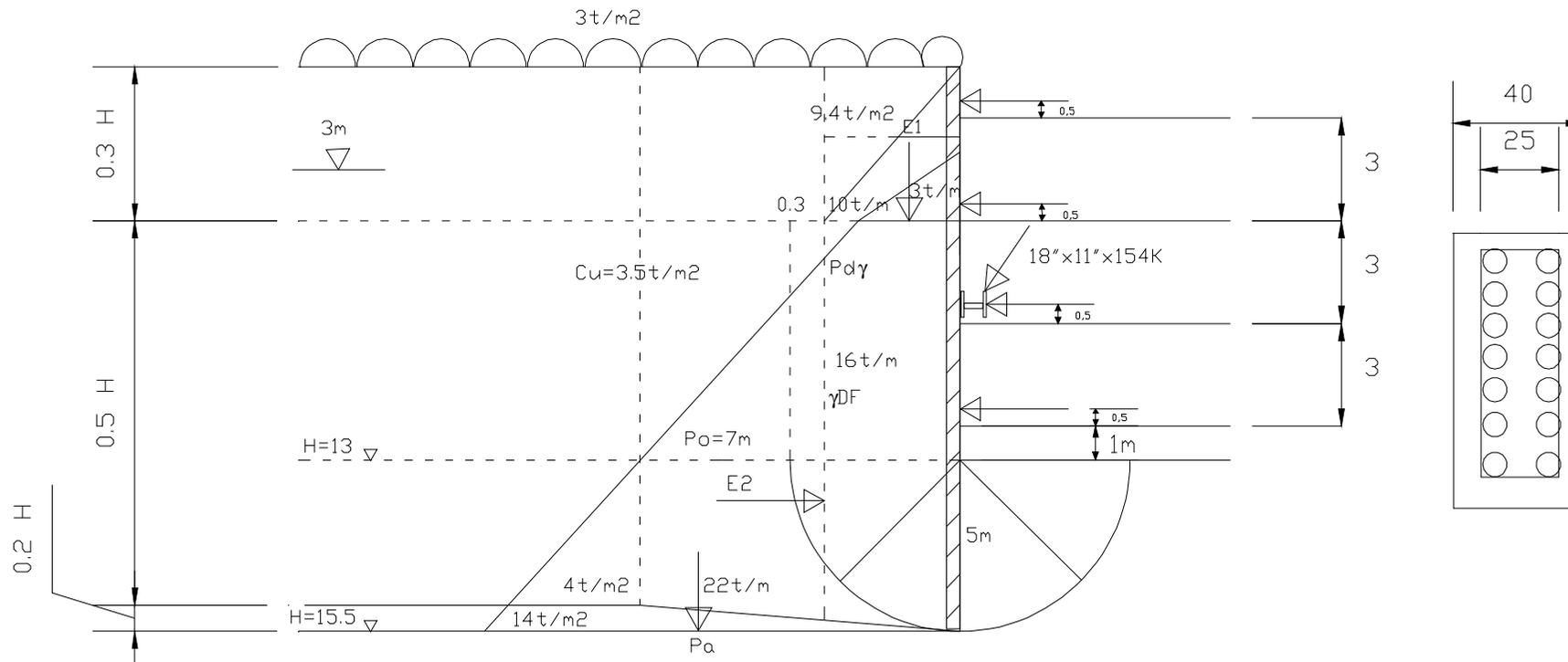


FIGURA 67.- ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DEL MURO MILAN POR PATEO.

FIGURAS.

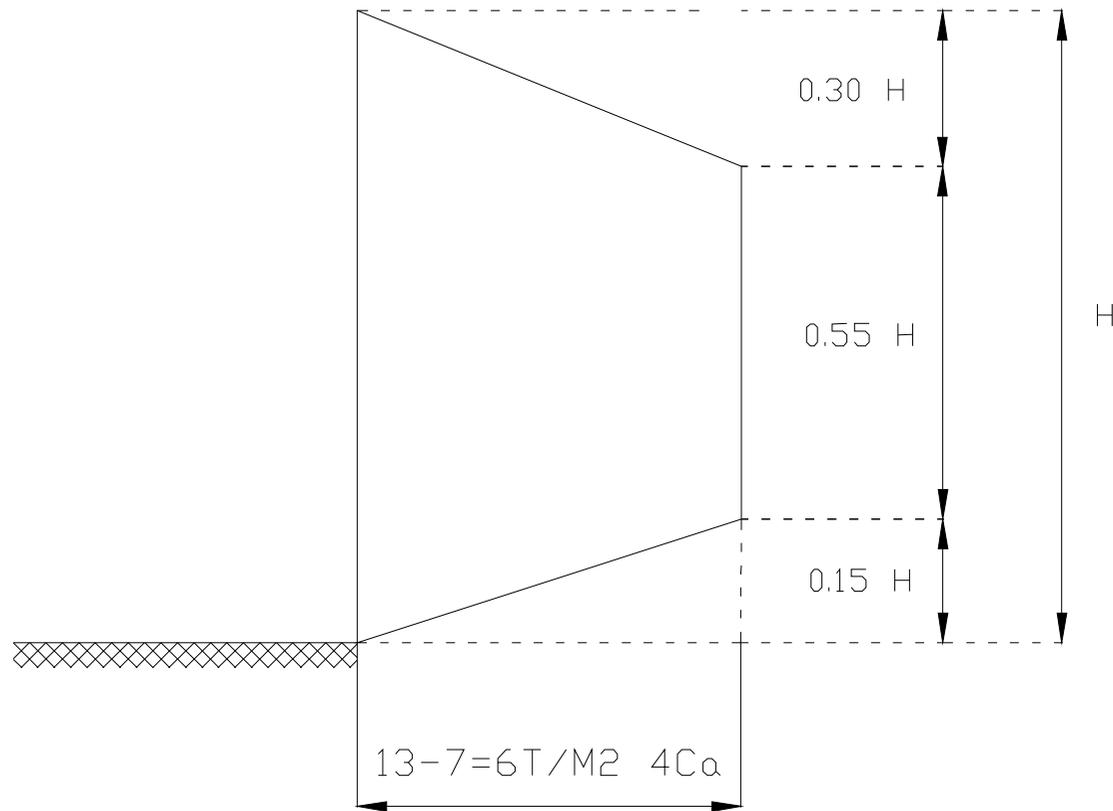


FIGURA 68.- ENVOLVENTES PRÁCTICAS DE PRESIÓN, SEGÚN TERZAGHI

FIGURAS.

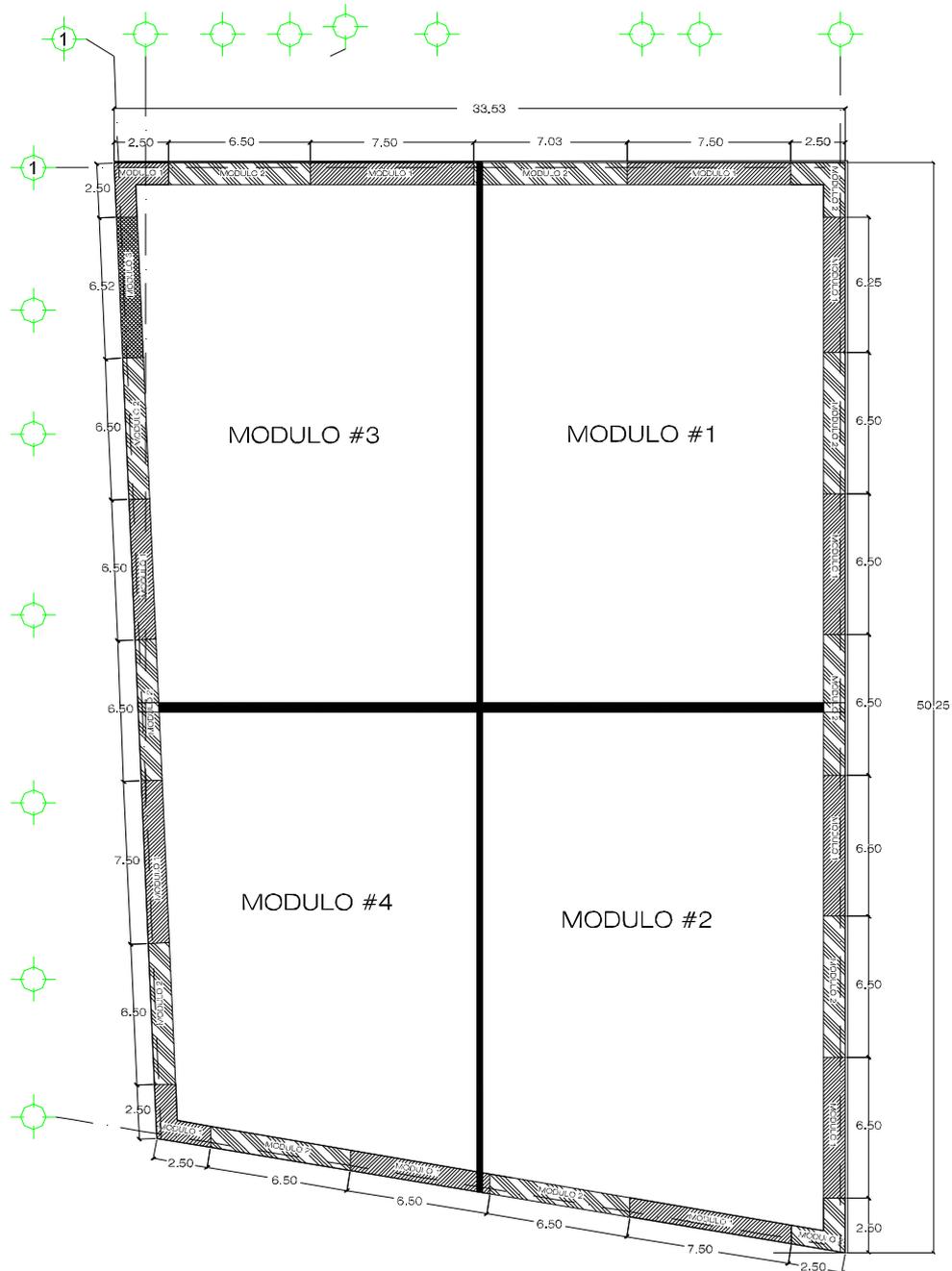


FIGURA 69. MODULACION PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS (EPAPAS DE EXCAVACION).

FIGURAS.

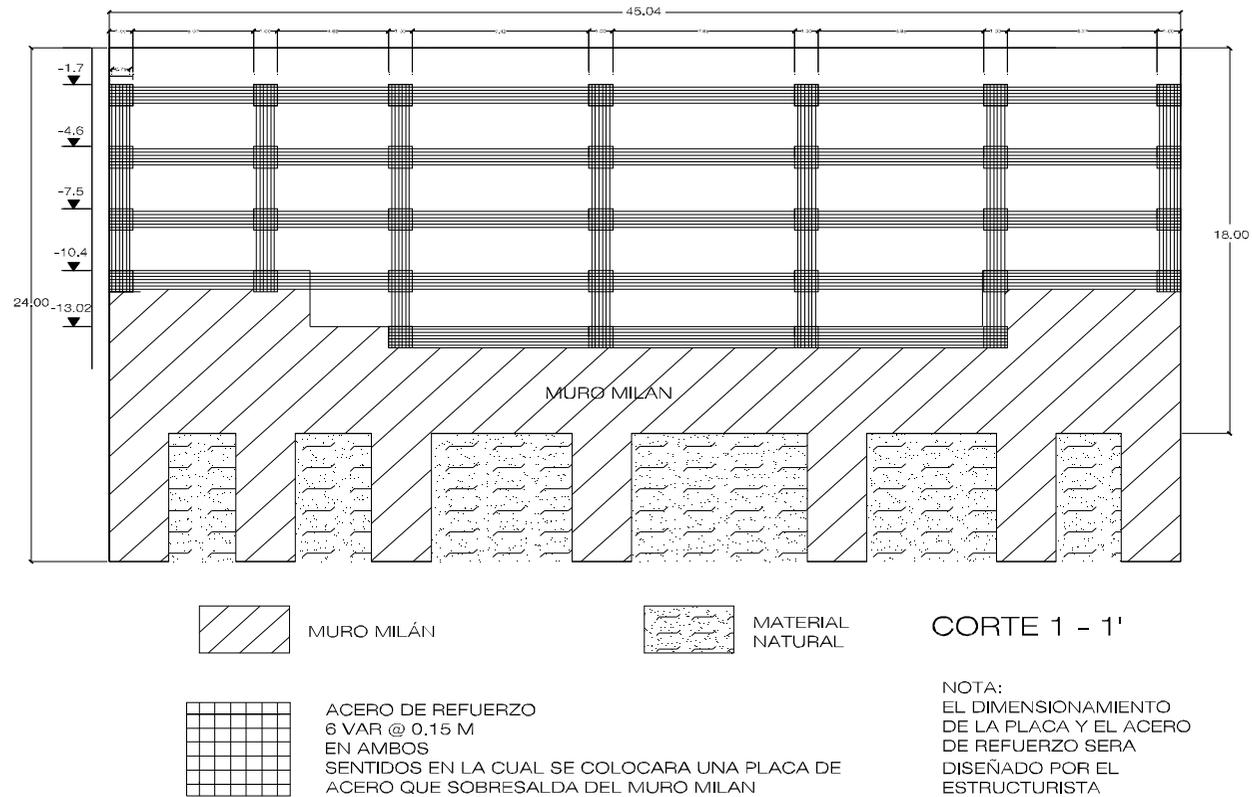


FIGURA 70. ACERO DE REFUERZO ESPECIAL EN EL PUNTO DE APLICACIÓN DE LAS TRABES METÁLICAS

FIGURAS.

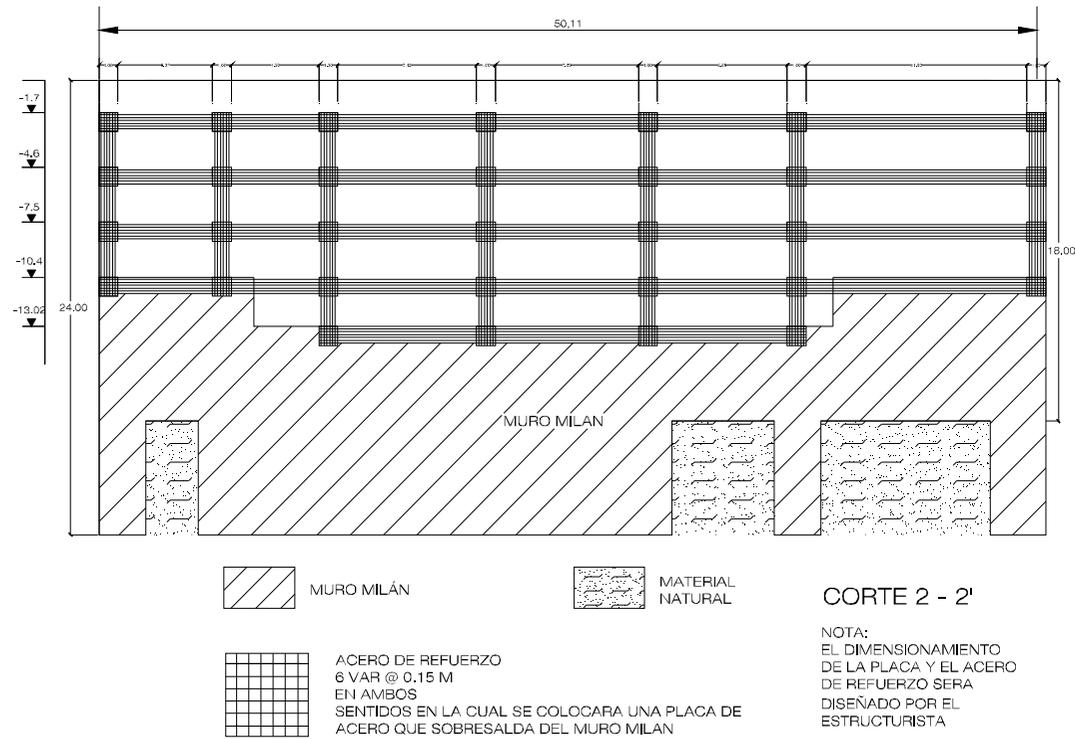
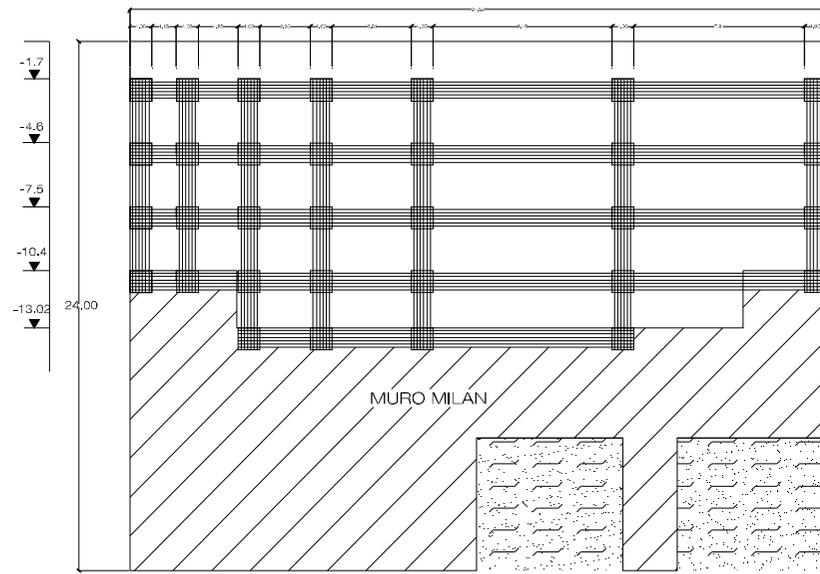


FIGURA 71. ACERO DE REFUERZO ESPECIAL EN EL PUNTO DE APLICACIÓN DE LAS TRABES METÁLICAS.

FIGURAS.

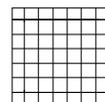


MURO MILAN



MATERIAL NATURAL

CORTE 3 - 3'

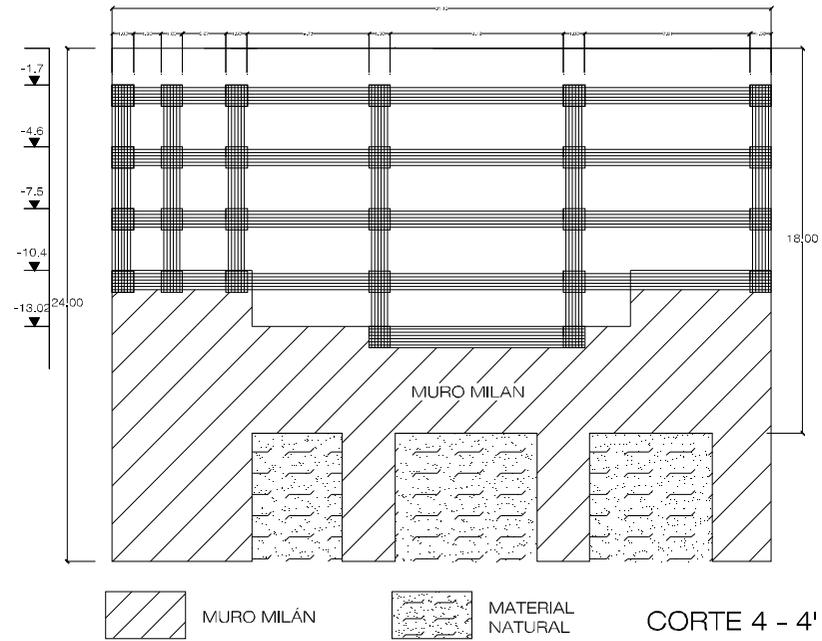


ACERO DE REFUERZO  
6 VAR @ 0.15 M  
EN AMBOS  
SENTIDOS EN LA CUAL SE COLOCARA UNA PLACA DE  
ACERO QUE SOBRESALDA DEL MURO MILAN

NOTA:  
EL DIMENSIONAMIENTO  
DE LA PLACA Y EL ACERO  
DE REFUERZO SERA  
DISEÑADO POR EL  
ESTRUCTURISTA

FIGURA 72. ACERO DE REFUERZO ESPECIAL EN EL PUNTO DE APLICACIÓN DE LAS TRABES METÁLICAS.

FIGURAS.




 ACERO DE REFUERZO  
 6 VAR @ 0.15 M  
 EN AMBOS  
 SENTIDOS EN LA CUAL SE COLOCARA UNA PLACA DE  
 ACERO QUE SOBRESALDA DEL MURO MILAN

NOTA:  
 EL DIMENSIONAMIENTO  
 DE LA PLACA Y EL ACERO  
 DE REFUERZO SERA  
 DISEÑADO POR EL  
 ESTRUCTURISTA

FIGURA 73. ACERO DE REFUERZO ESPECIAL EN EL PUNTO DE APLICACIÓN DE LAS TRABES METÁLICAS.

FIGURAS.

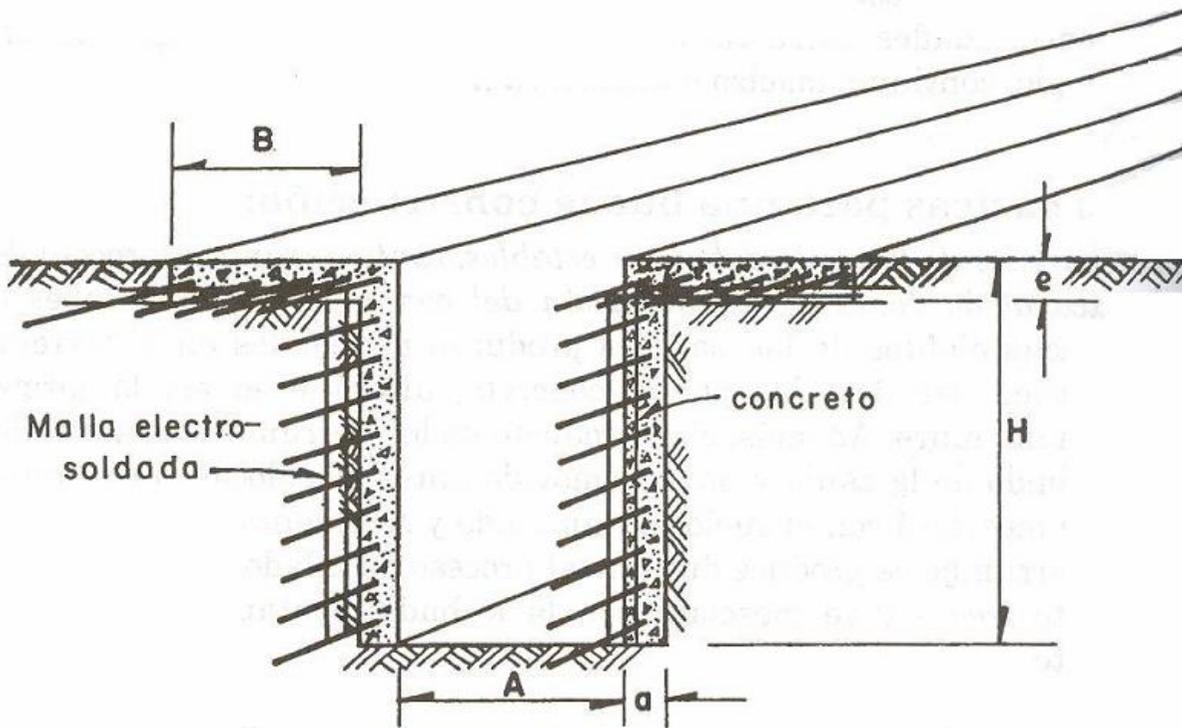


Figura 74 Detalle de construcción del brocal guía para excavación del muro

FIGURAS.

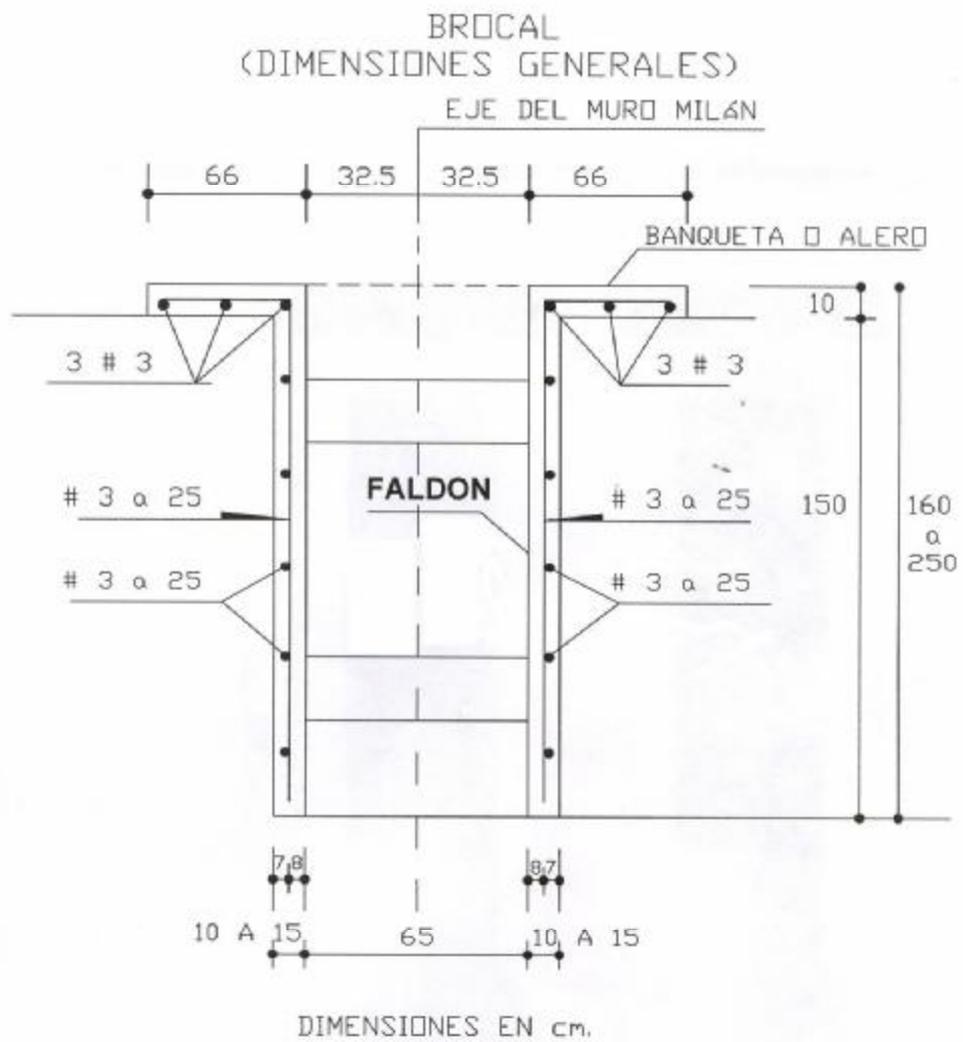


FIGURA 75. ARMADO Y DIMENSIONES TIPICAS DE UN BROCAL.

FIGURAS.

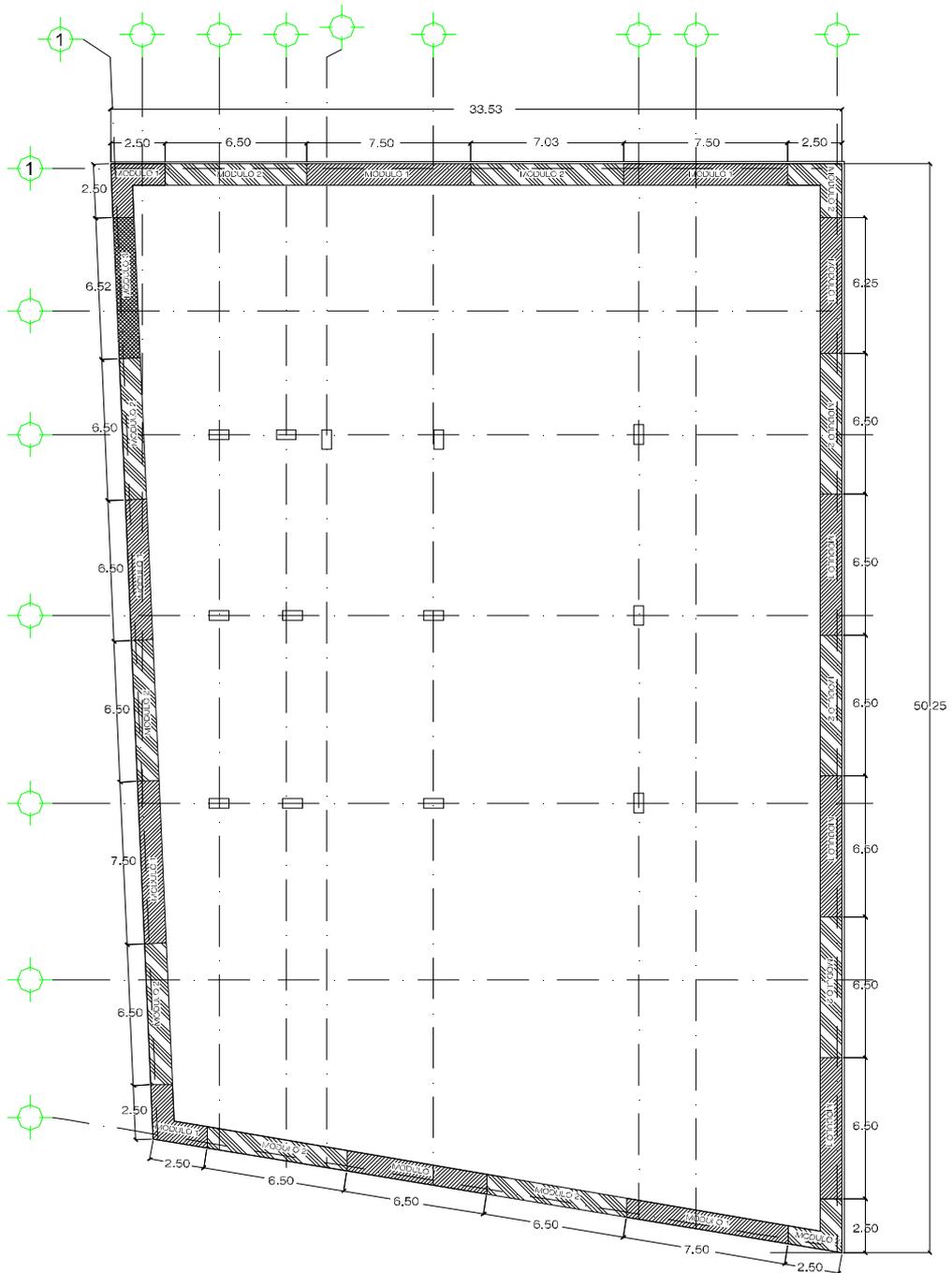


FIGURA 76. MODULACION DE LOS TABLEROS PARA LA CONSTRUCCION DEL MURO MILAN.

FIGURAS.

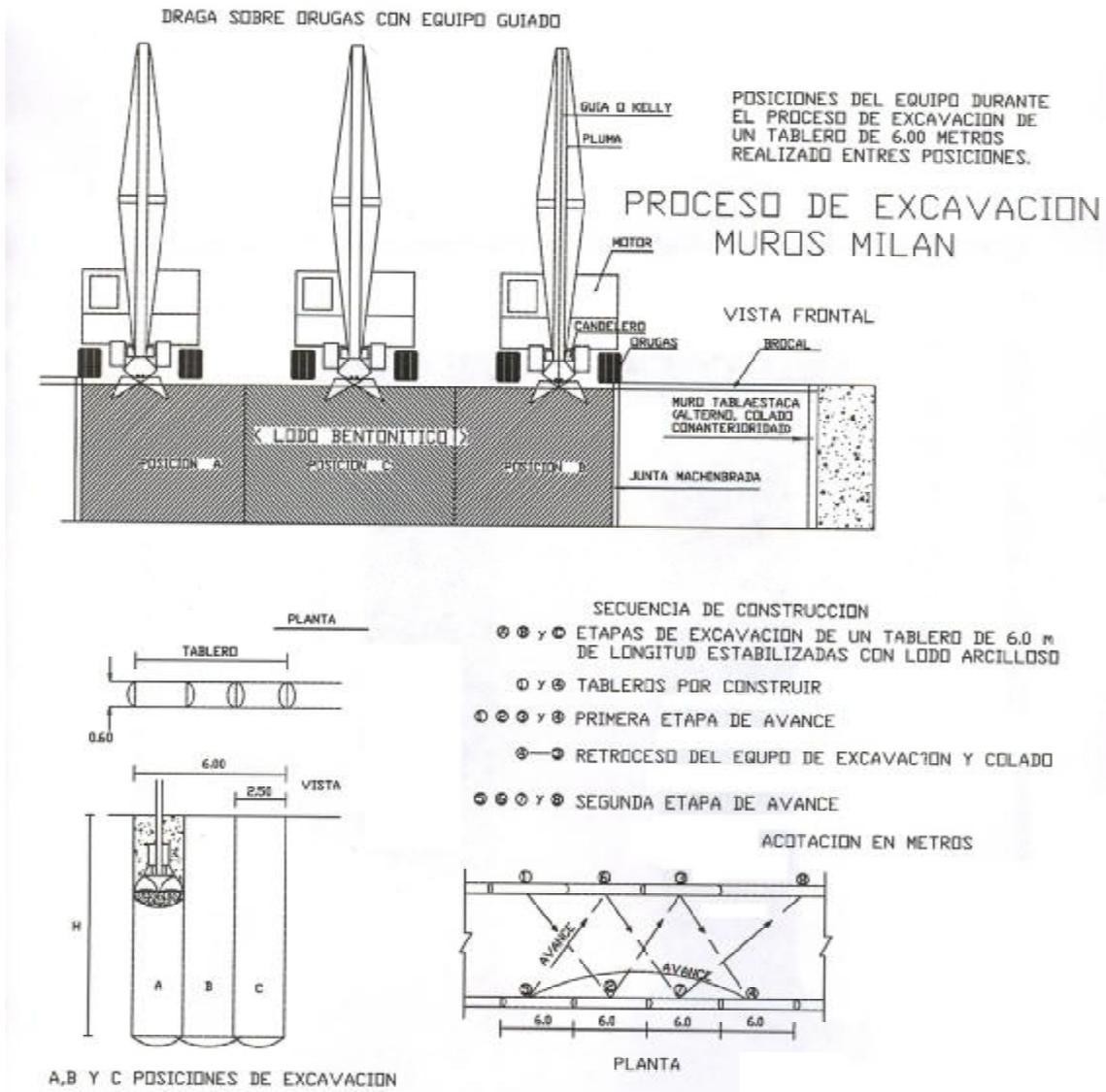
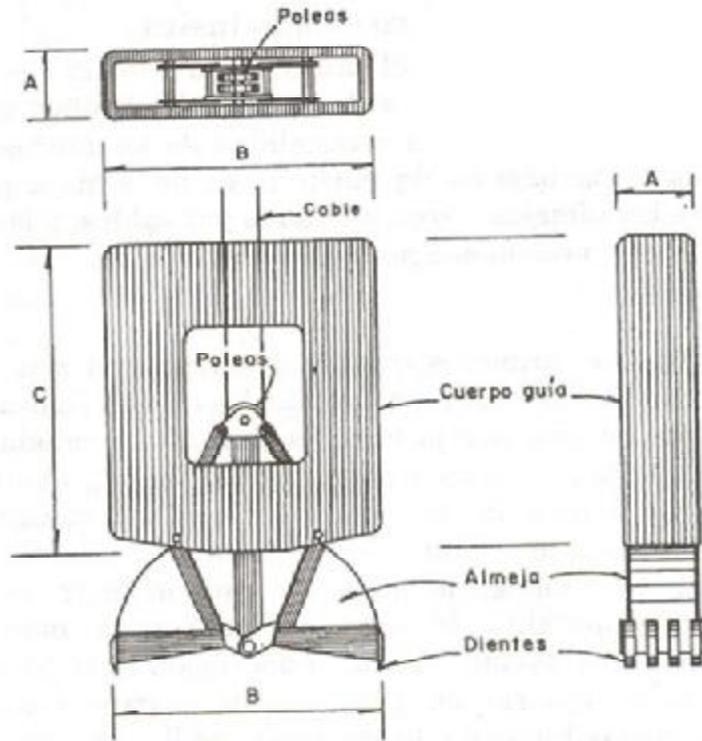
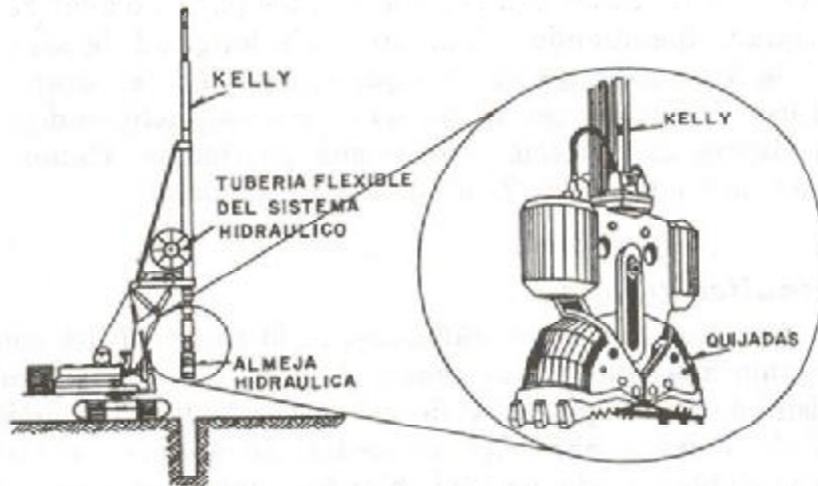


FIGURA 77. POSICION DE EXCAVACION Y SU SECUENCIA DE CONSTRUCCION DEL MURO MILAN.

FIGURAS.



*Almeja libre autoguiada, operada por cables*



**FIGURA 78. ALMEJA HIDRÁULICA GUIADA POR UNA BARRA RÍGIDA (KELLY).**

FIGURAS.

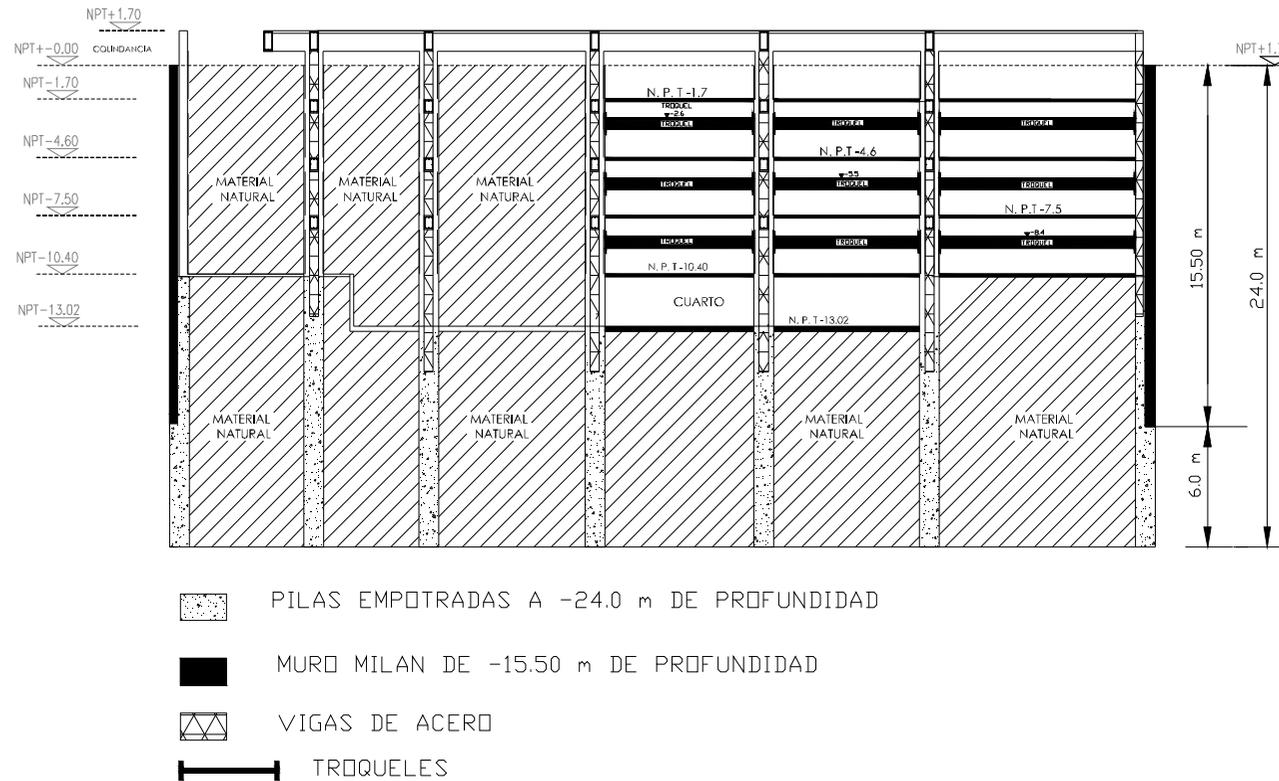


FIGURA 79. EXCAVACION SIN USAR TROQUELES HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 2.0M APROXIMADAMENTE.

FIGURAS.

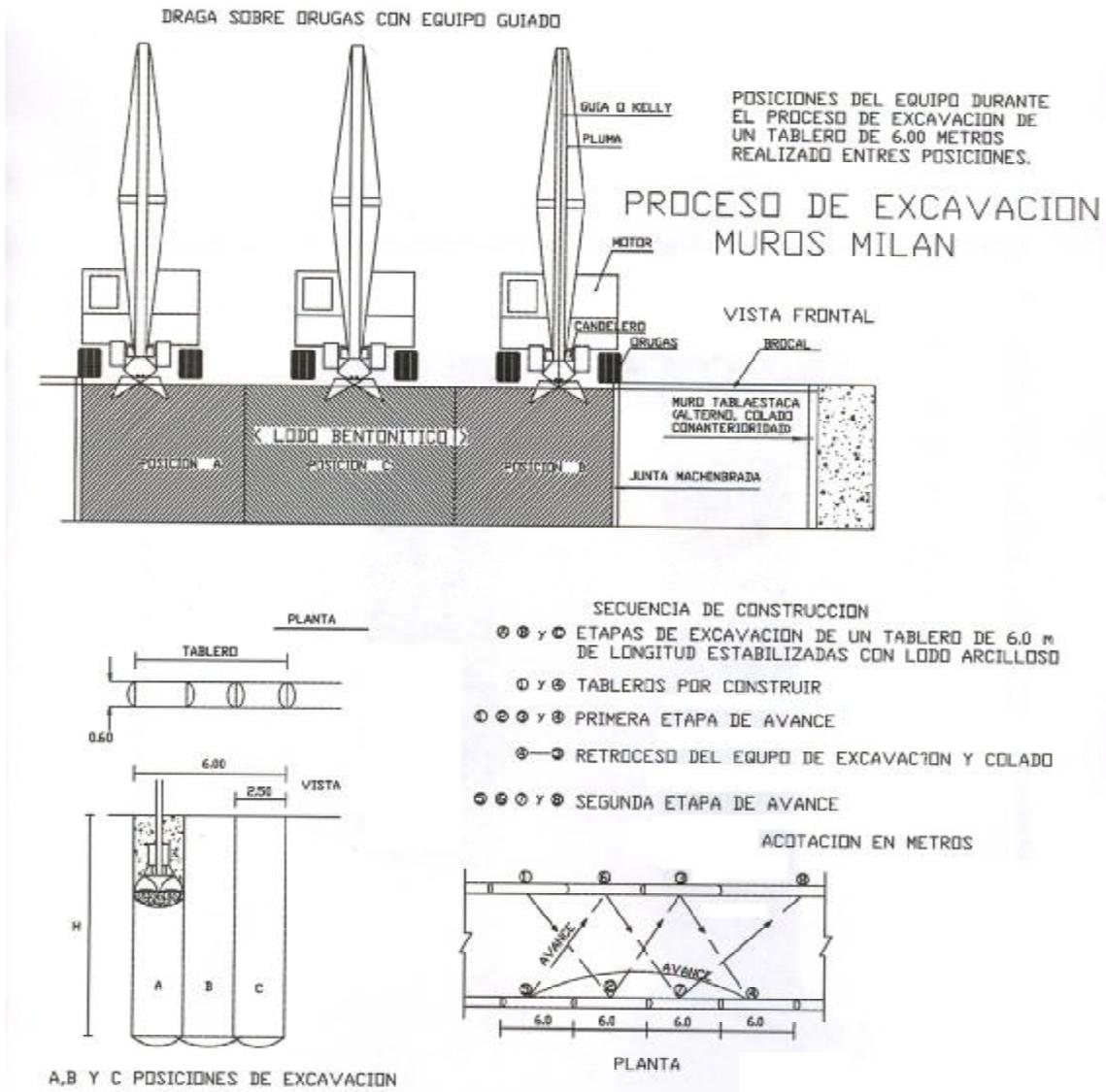


FIGURA 80. POSICION DE EXCAVACION Y SU SECUENCIA DE CONSTRUCCION DEL MURO MILAN.

FIGURAS.

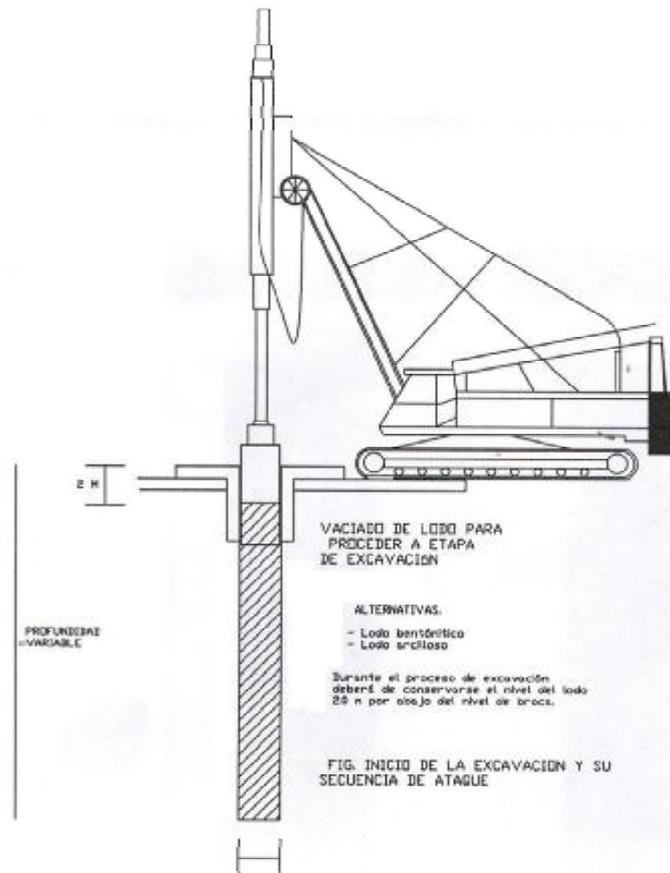
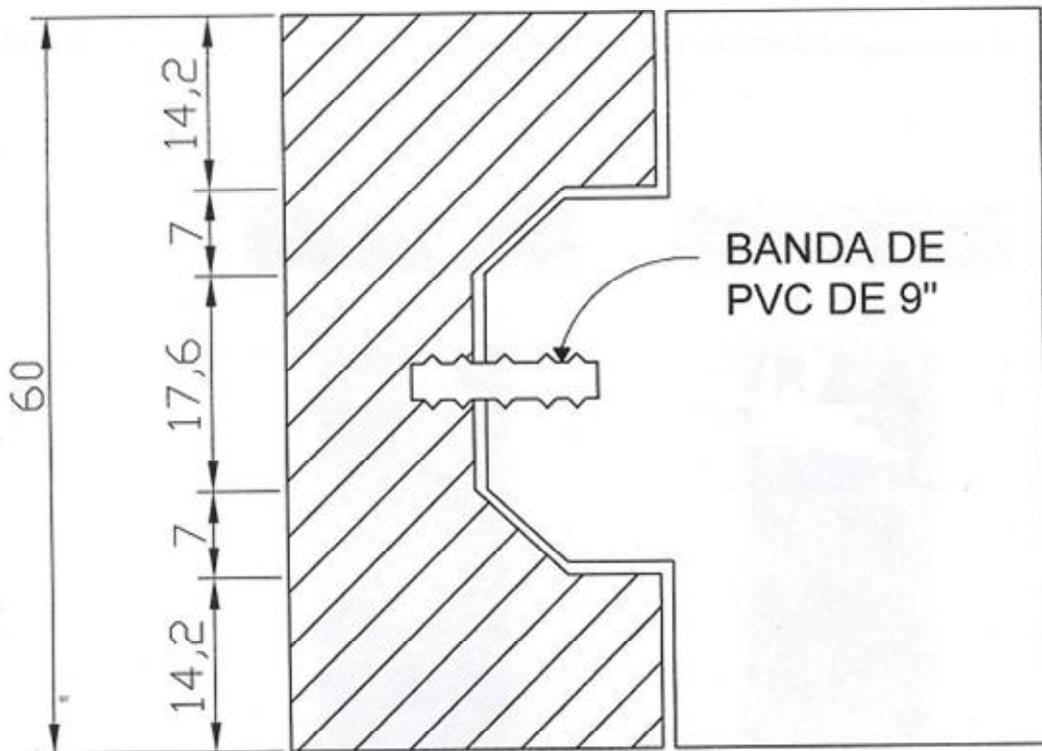


FIGURA 81. INICIO DE LA EXCAVACION Y SU SECUENCIA DE ATAQUE.

FIGURAS.

---

(PLANTA)



**FIGURA 82. JUNTA DE CONSTRUCCION ENTRE TABLEROS.  
JUNTA METALICA MACHIMBRADA PARA MURO MILAN.**

FIGURAS.

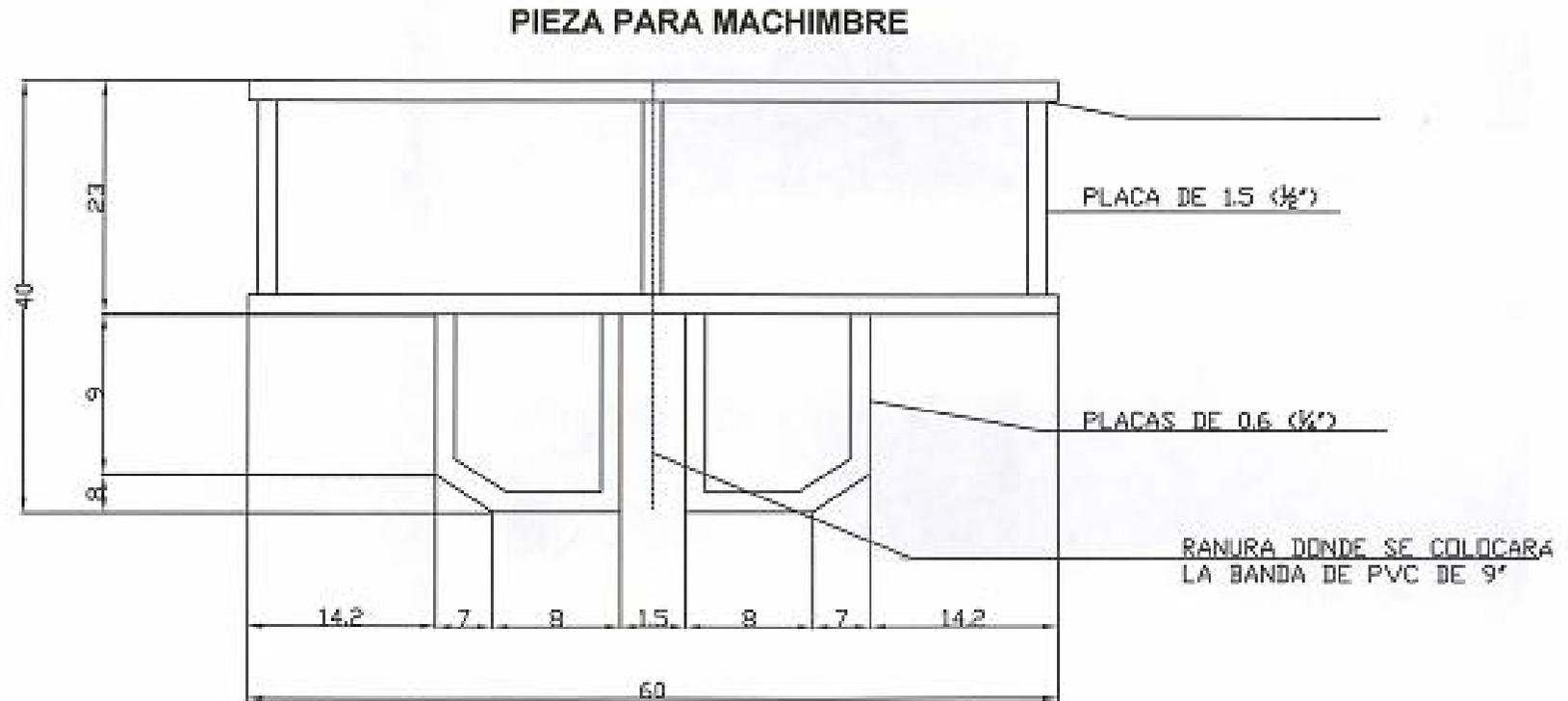
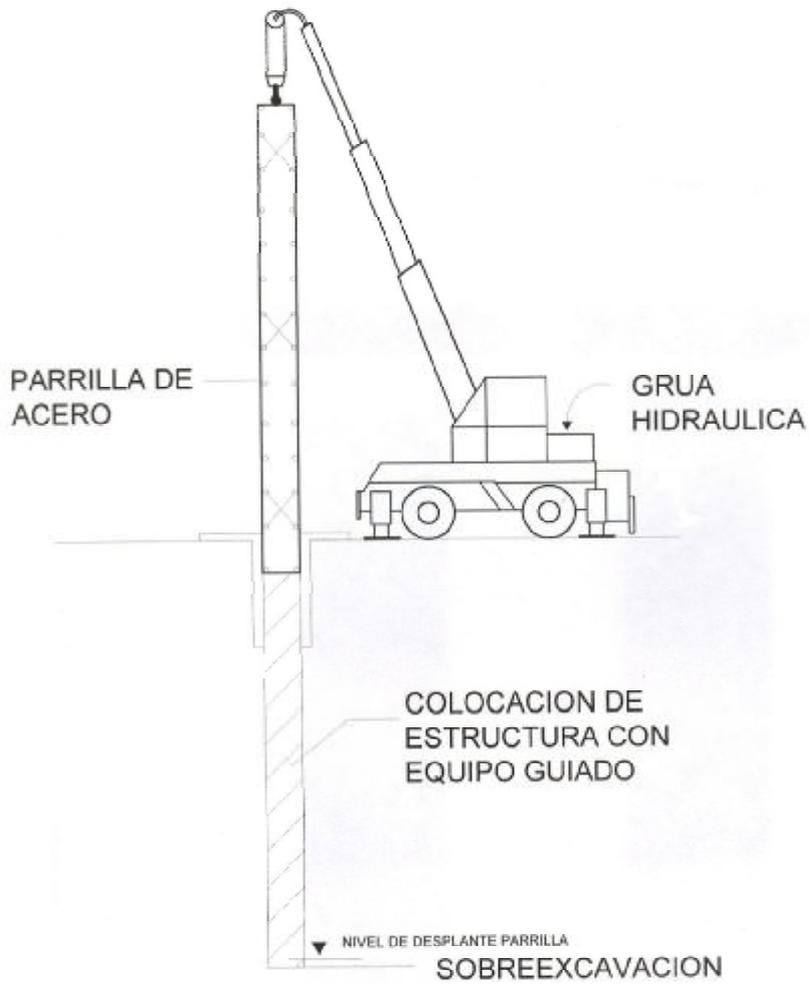


FIGURA 83. JUNTA METALICA.

FIGURAS.

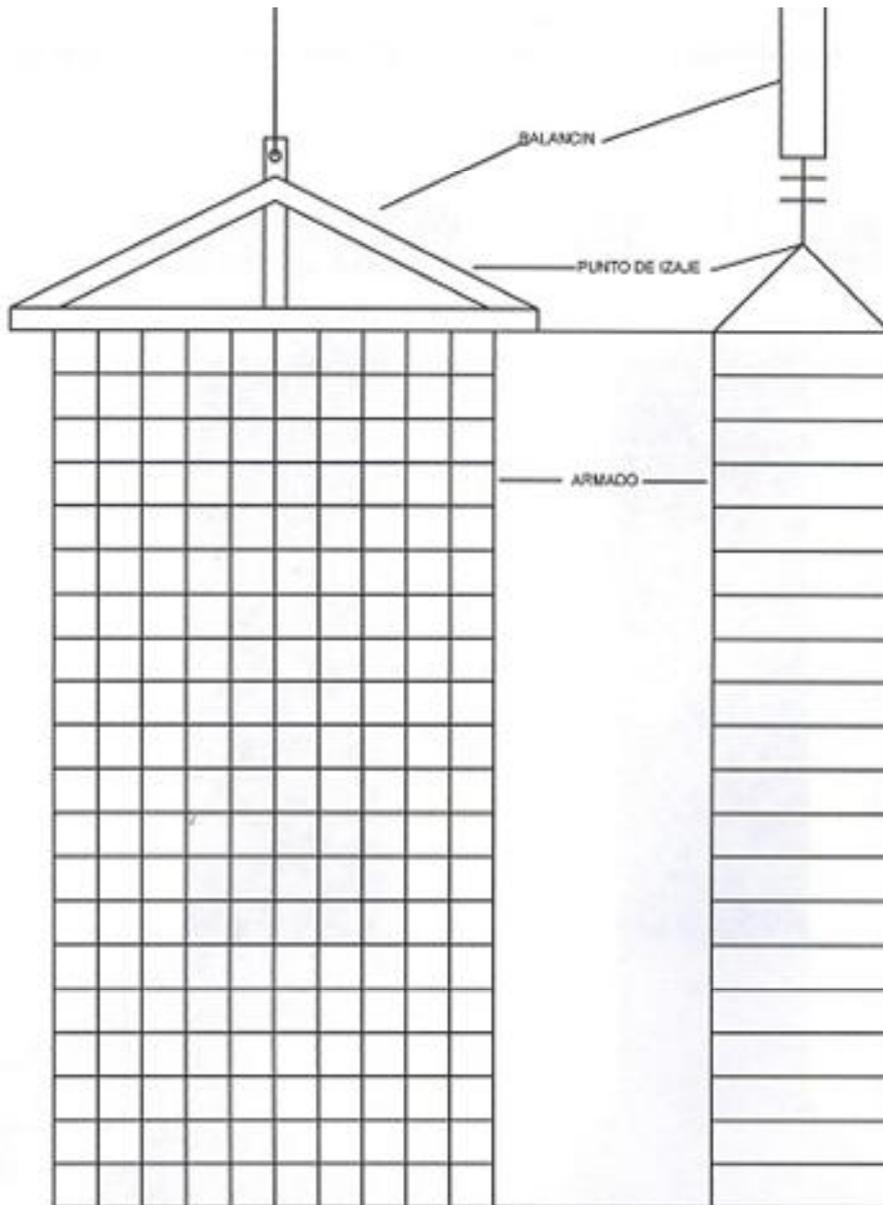


MANIOBRA DE LANZADO DEL ARMADO  
INTRODUCCION DE PARRILLA DE ACERO

FIG: 84

FIGURAS.

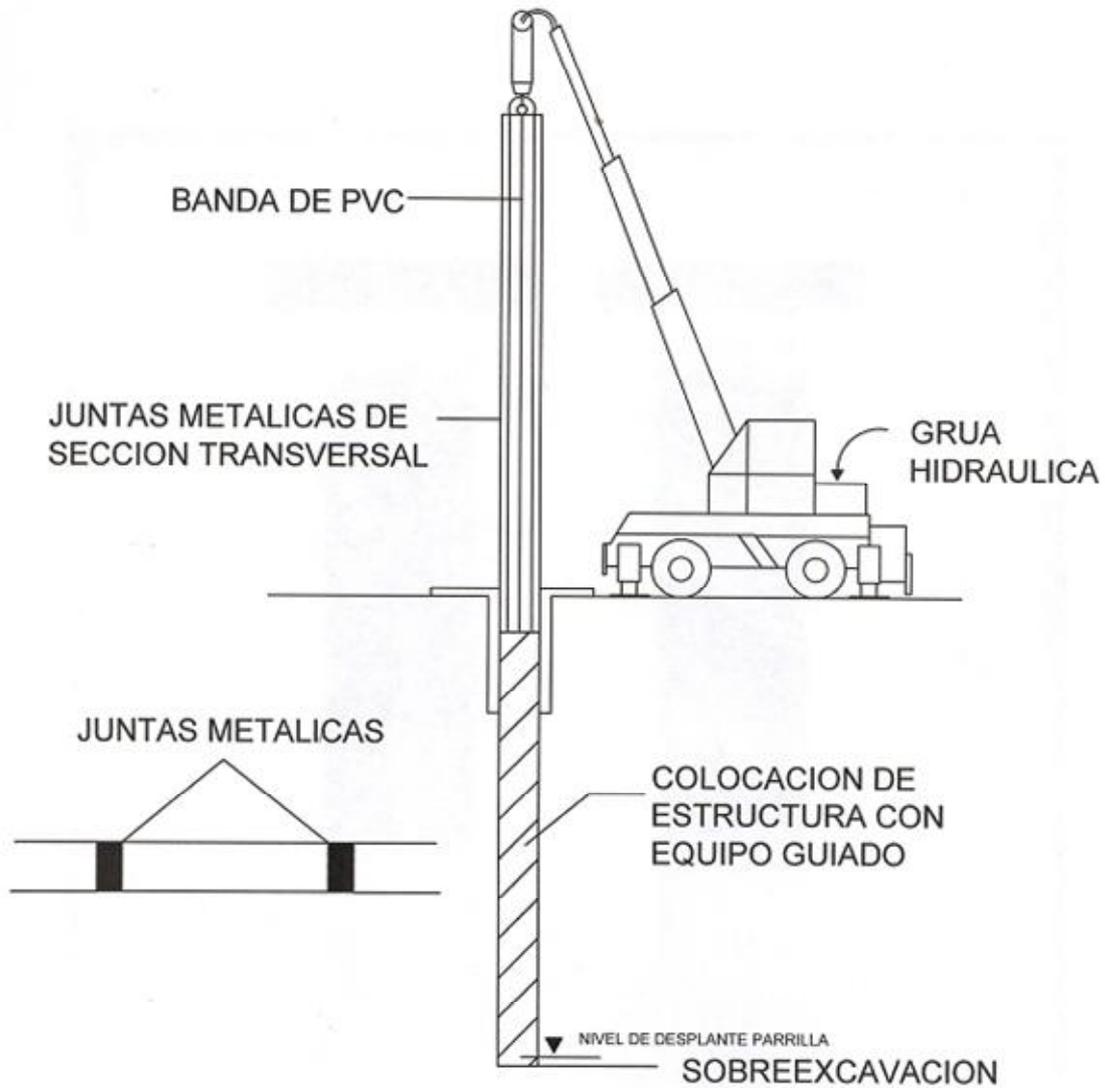
---



EMPLEO DE BALANCIN CON 6 PUNTOS DE IZAJE PARA EL MANEJO DE LOS ARMADOS

**FIGURA 85. IZADO DEL ARMADO DE ACERO DE REFUERZO CON BALANCIN, PARA EVITAR DEFORMACIONES.**

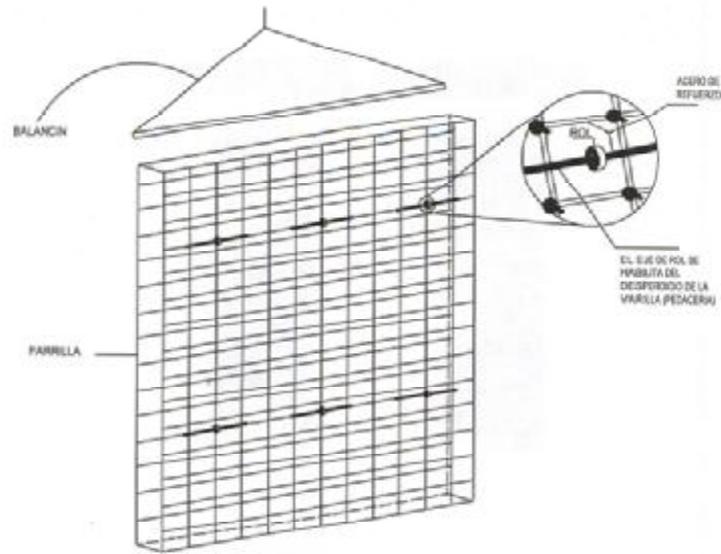
FIGURAS.



MANIOBRA DE LANZADO DE JUNTAS

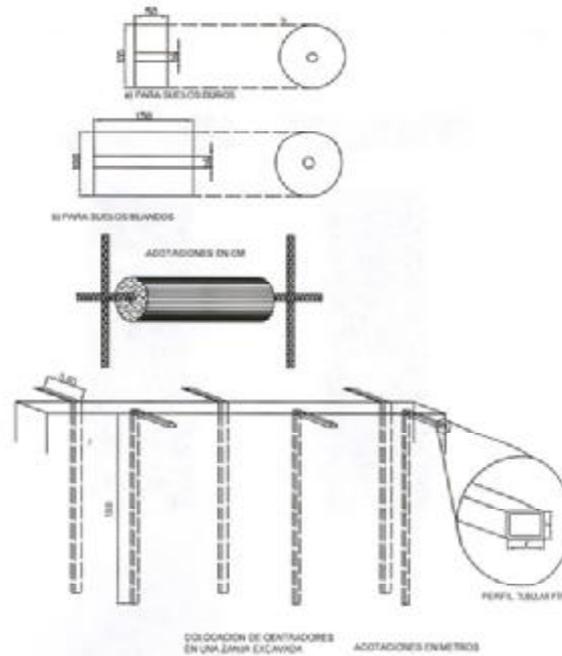
FIGURA 86.- INTRODUCCION DE JUNTAS METALICAS

FIGURAS.



**COLOCACION DE ROLES**

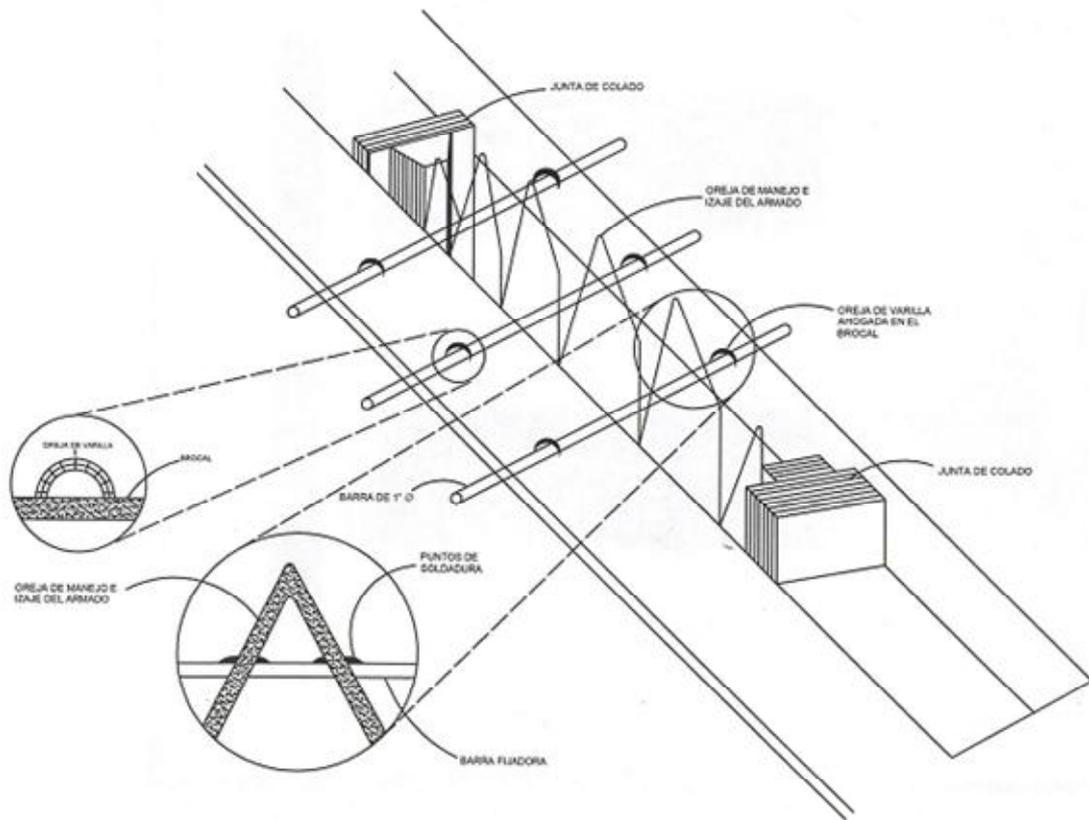
SE COLOCAN ROLES EN LA FARRILLA DE REFUERZO PARA FACILITAR LA INTRODUCCION Y EL DESLIZAMIENTO DE LA MISMA A LA EXCAVACION PREVIAMENTE REALIZADA POR EL EQUIPO GUADO



ROLES Y CENTRADORES PARA GARANTIZAR LA CORRECTA COLOCACION Y RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO

**FIGURA 87.- COLOCACION DE LOS ROLES PARA ARMADO DE ACERO DE REFUERZO PARA EL MURO MILAN.**

FIGURAS.



**FIGURA 88.- FIJAR CORRECTAMENTE LA PARRILLA DE ARMADO, YA QUE ESTA NO DEBE QUEDAR ASENTADA EN EL FONDO.**

FIGURAS.

---

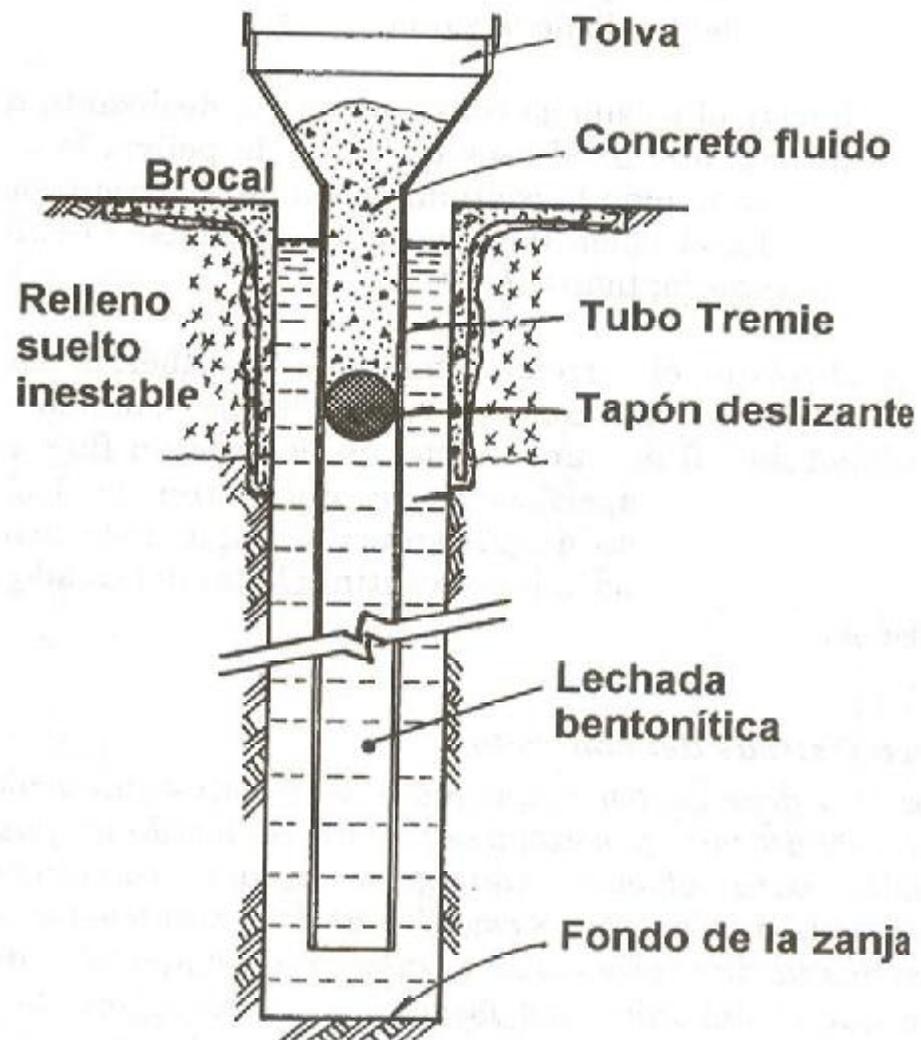


FIG 89 *Esquema de un tubo Tremie para el colado de concreto bajo lechada bentonítica.*

FIGURAS.

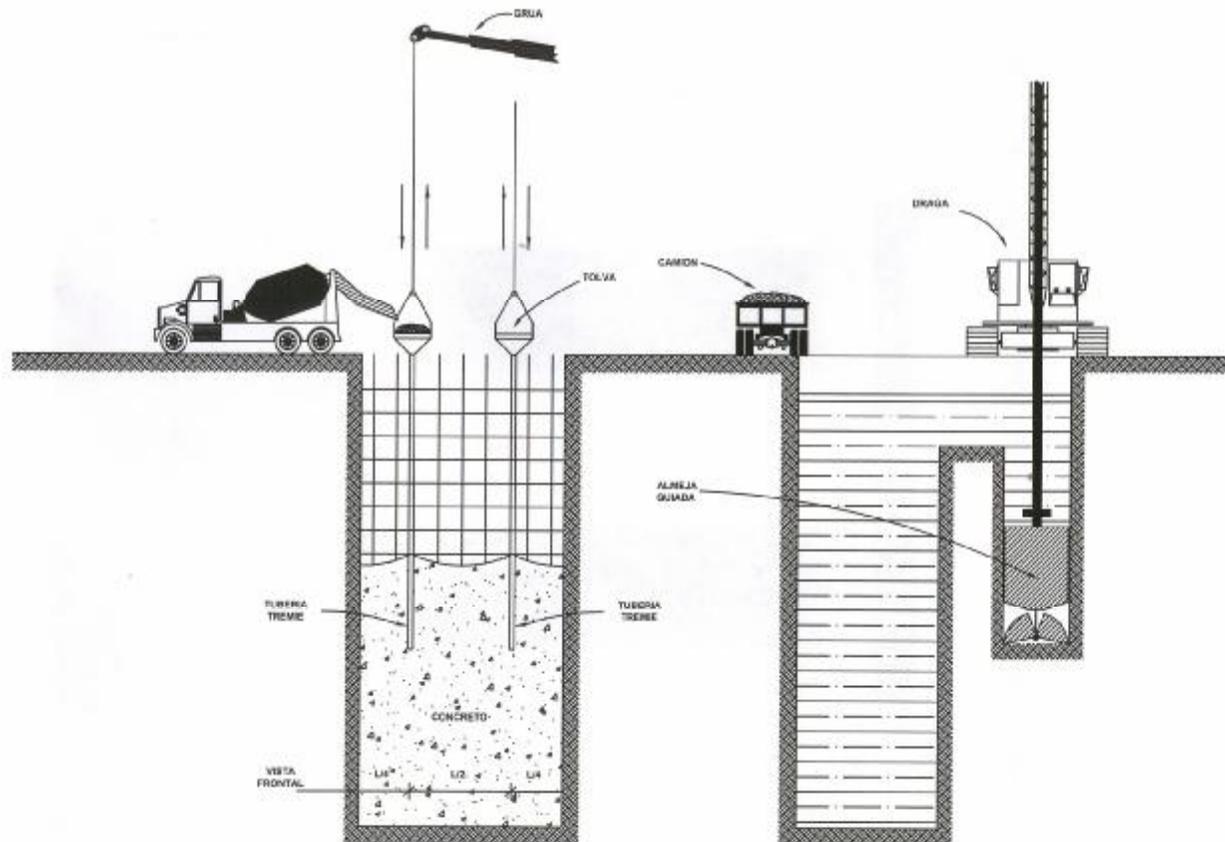


FIGURA 90. MANIOBRAS PARA EL COLADO CON EL METODO TREMIE.

FIGURAS.

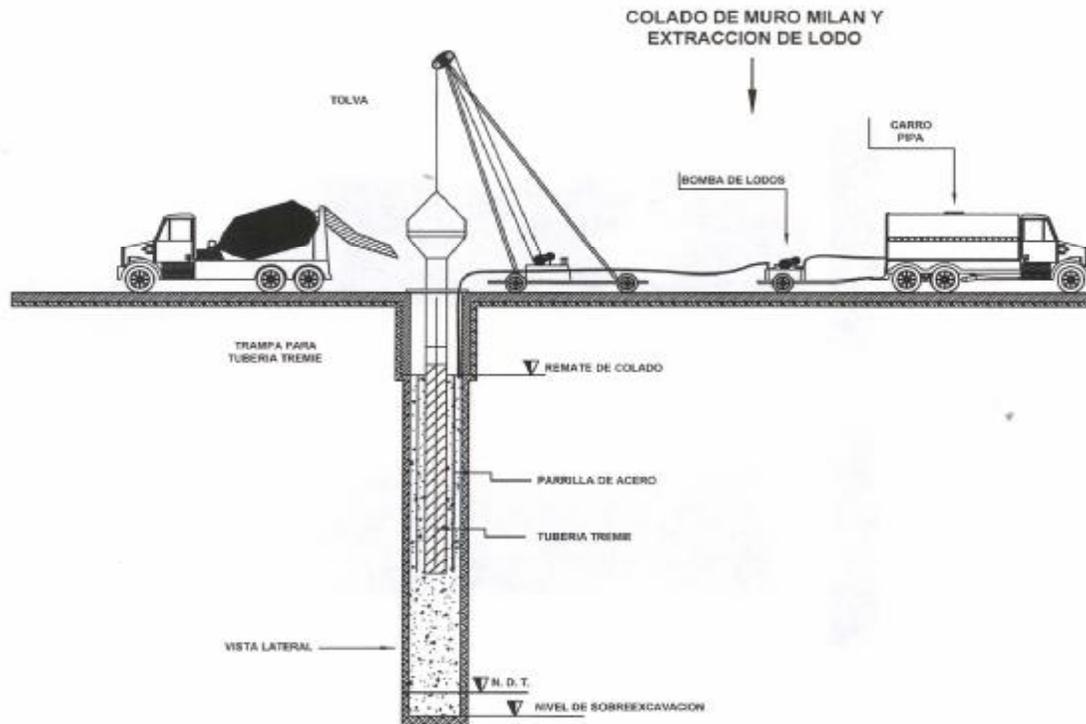


FIGURA 91.- MANIOBRAS PARA EL COLADO CON EL METODO TREMIE.

FIGURAS.

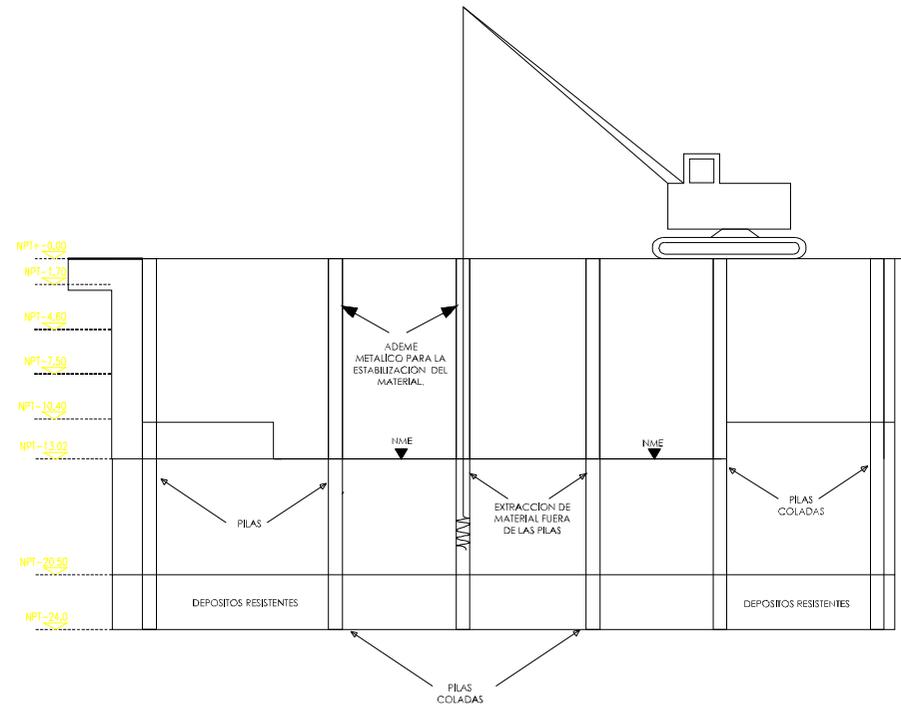


FIGURA 92.- COLOCACION DE ADEME METALICO RECUPERABLE EN LOS PRIMEROS 13.5 M.

FIGURAS.

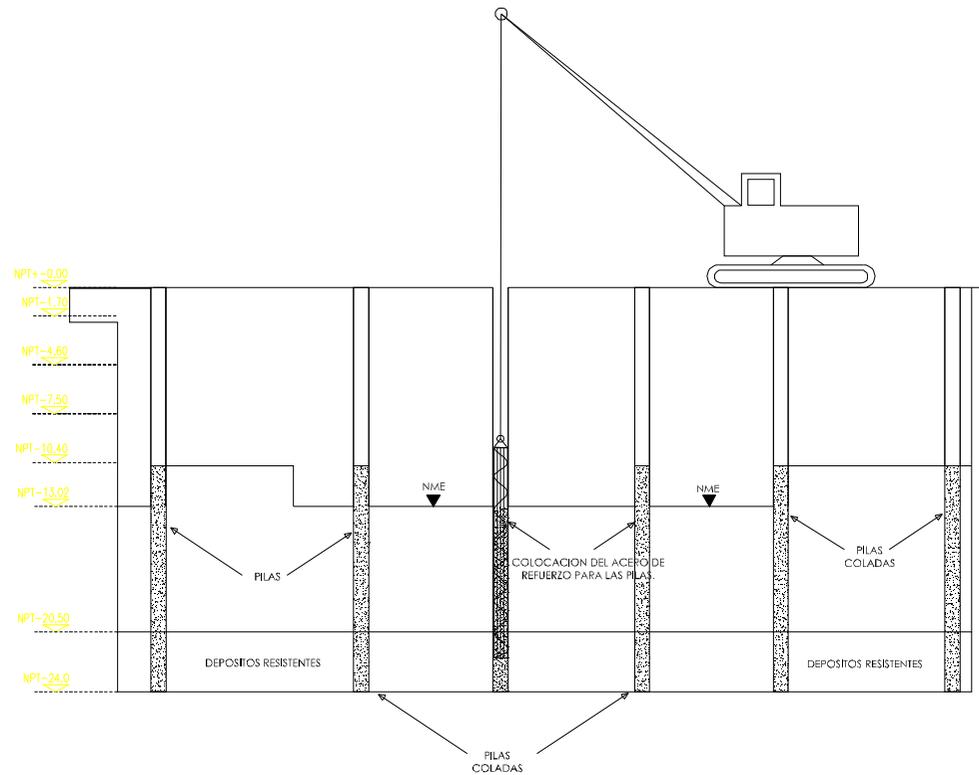


FIGURA 93.- COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO EN LAS PILAS.

FIGURAS.

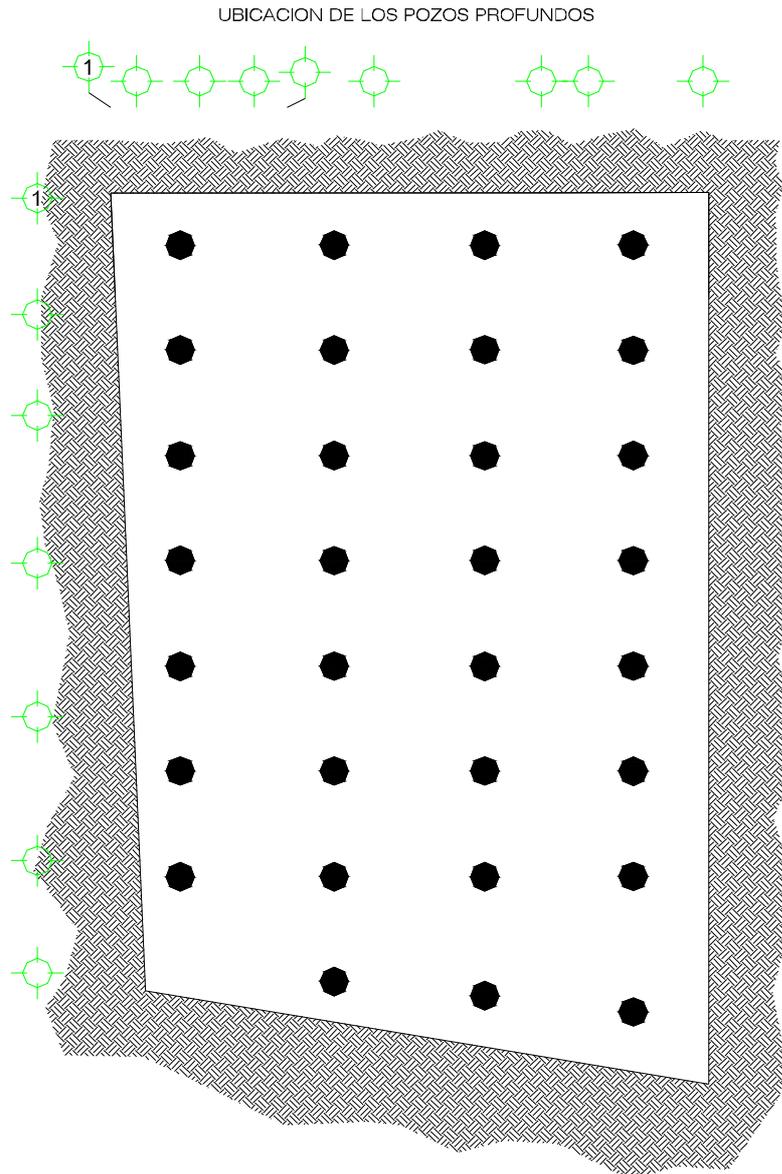


FIGURA 94.- UBICACION DE POZOS PROFUNDOS.

FIGURAS.

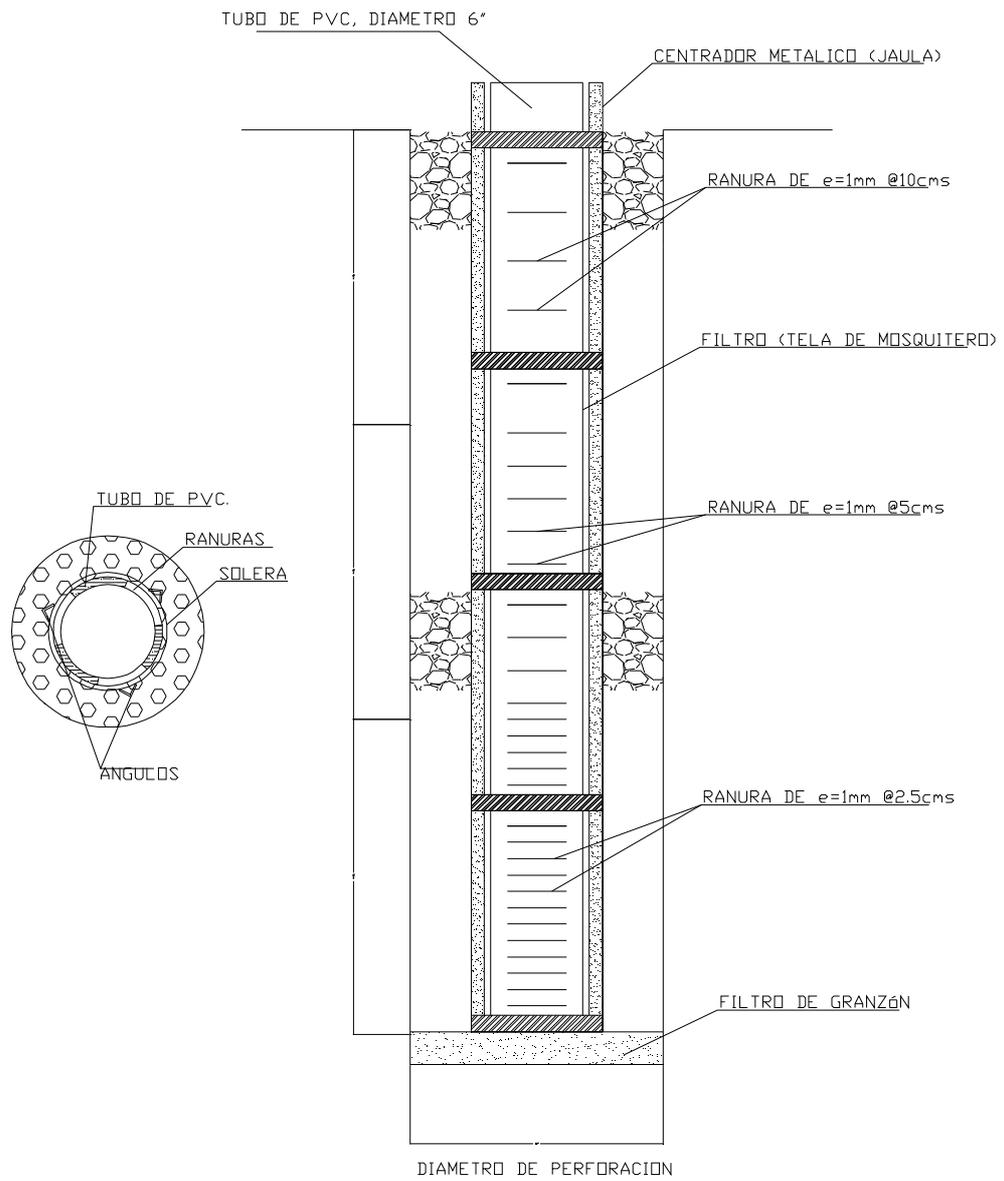


FIGURA 95.- DETALLE DE POZO DE BOMBEO

FIGURAS.

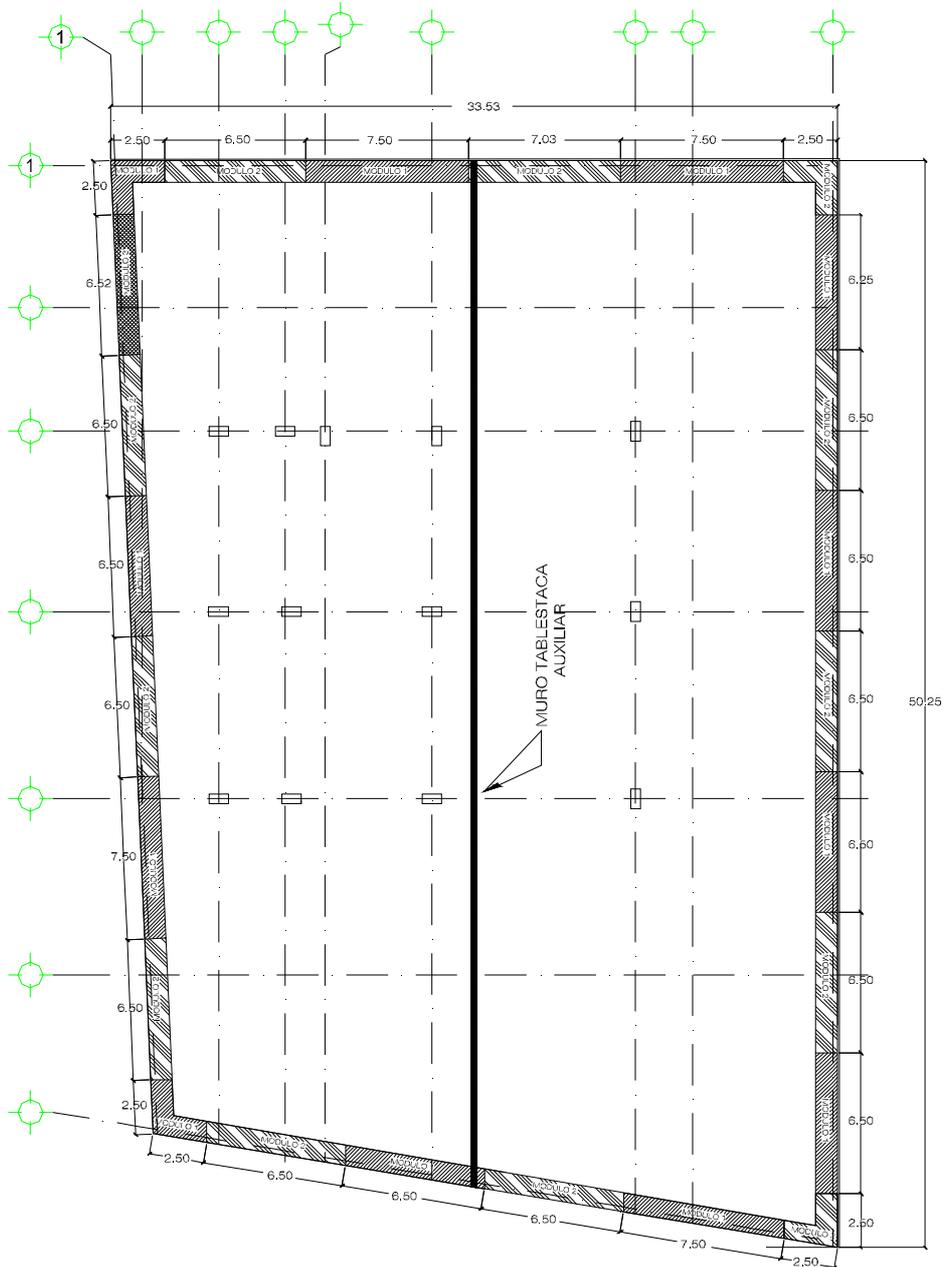


FIGURA 96.- TABLESTACACO Y MODULACIÓN DE MURO MILÁN.

FIGURAS.

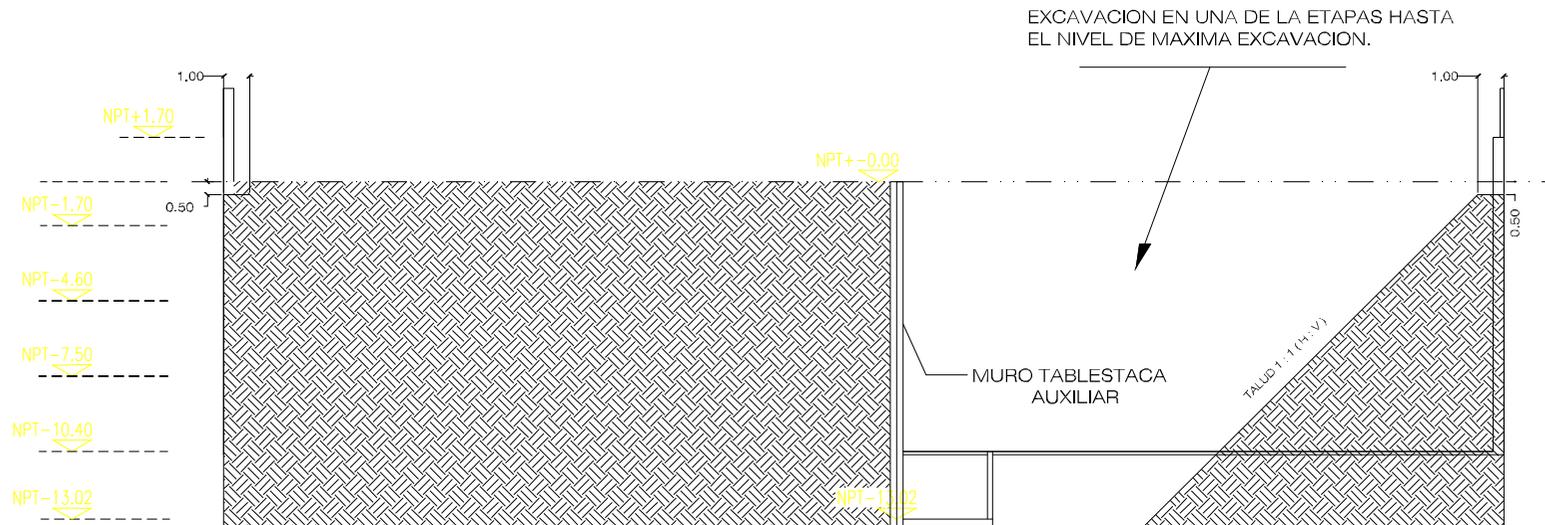


FIGURA 97. PRIMERA ETAPA DE EXCAVACIÓN TENIENDO EL TABLESTACADO EN LA PARTE CENTRAL.

FIGURAS.

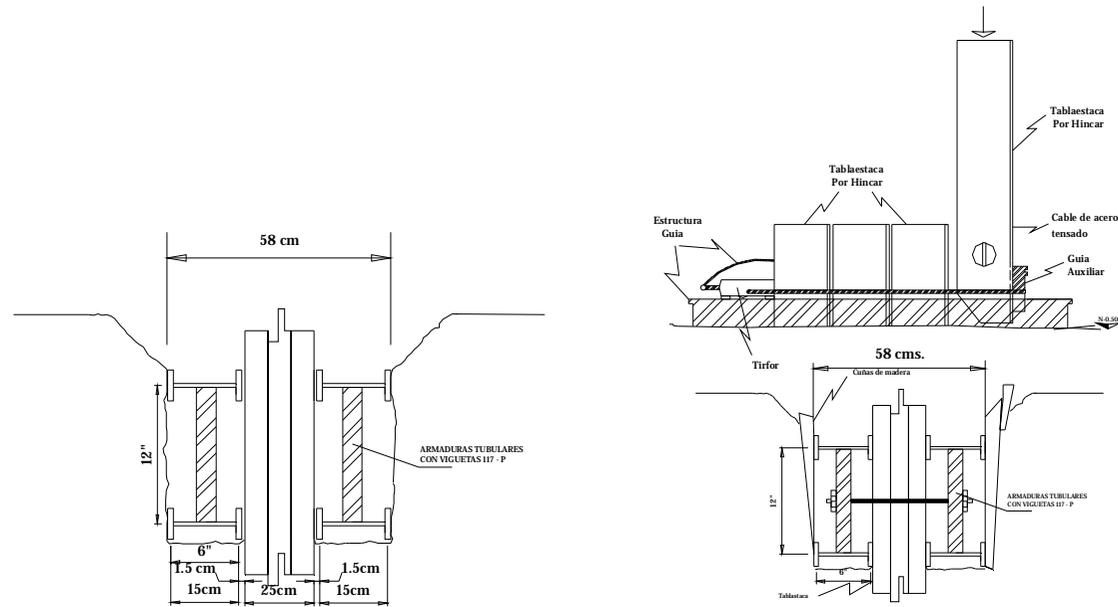


FIGURA 98.- TROQUEL DE HINCADO PARA TABLAESTACA

Y

CORTE

FIGURAS.

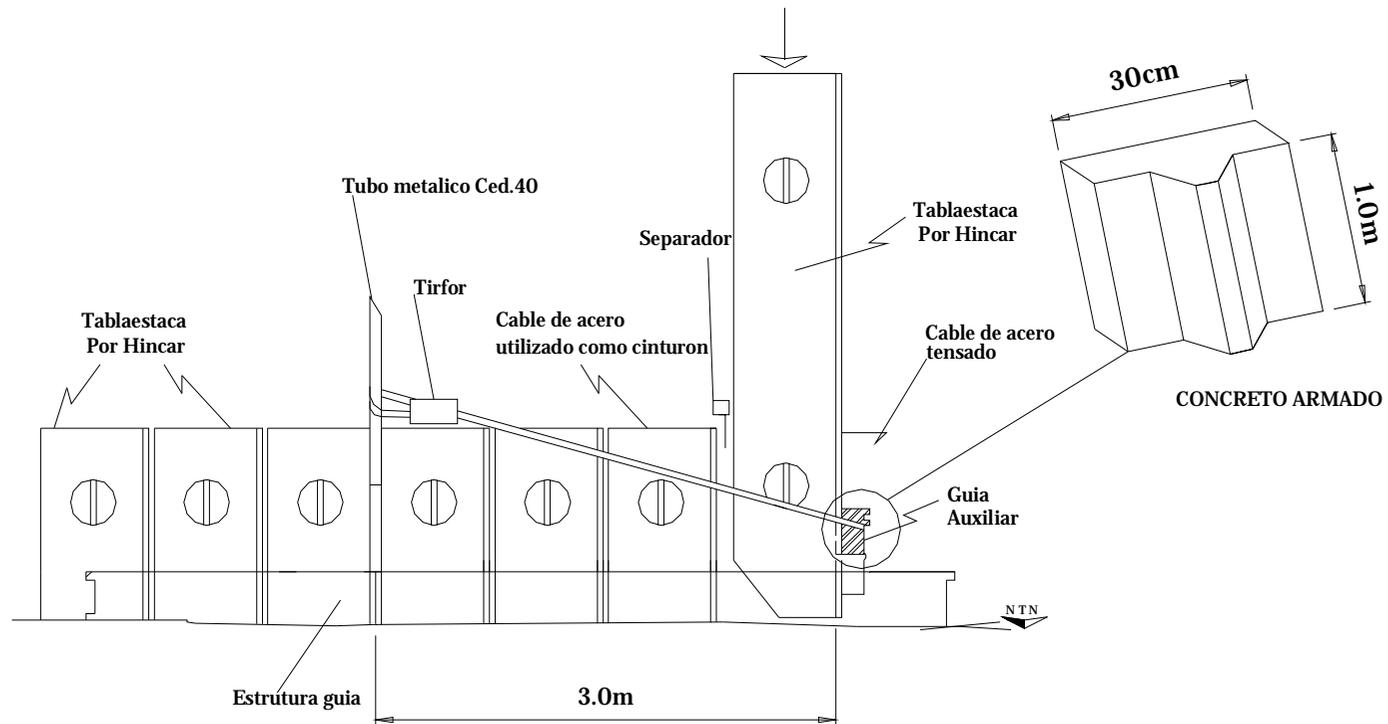


FIGURA 99.- ABRAZADO DE ESTACAS

FIGURAS.

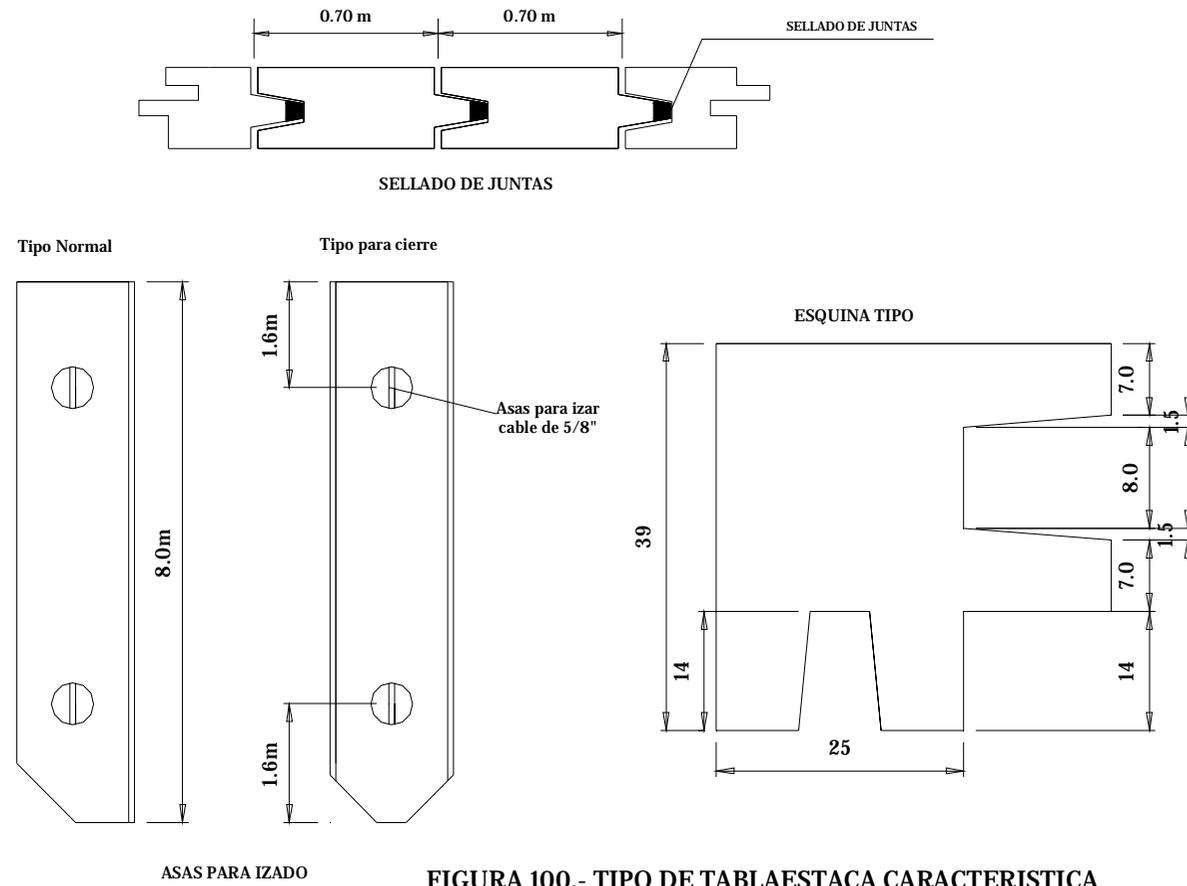


FIGURA 100.- TIPO DE TABLAESTACA CARACTERISTICA



FIGURAS.

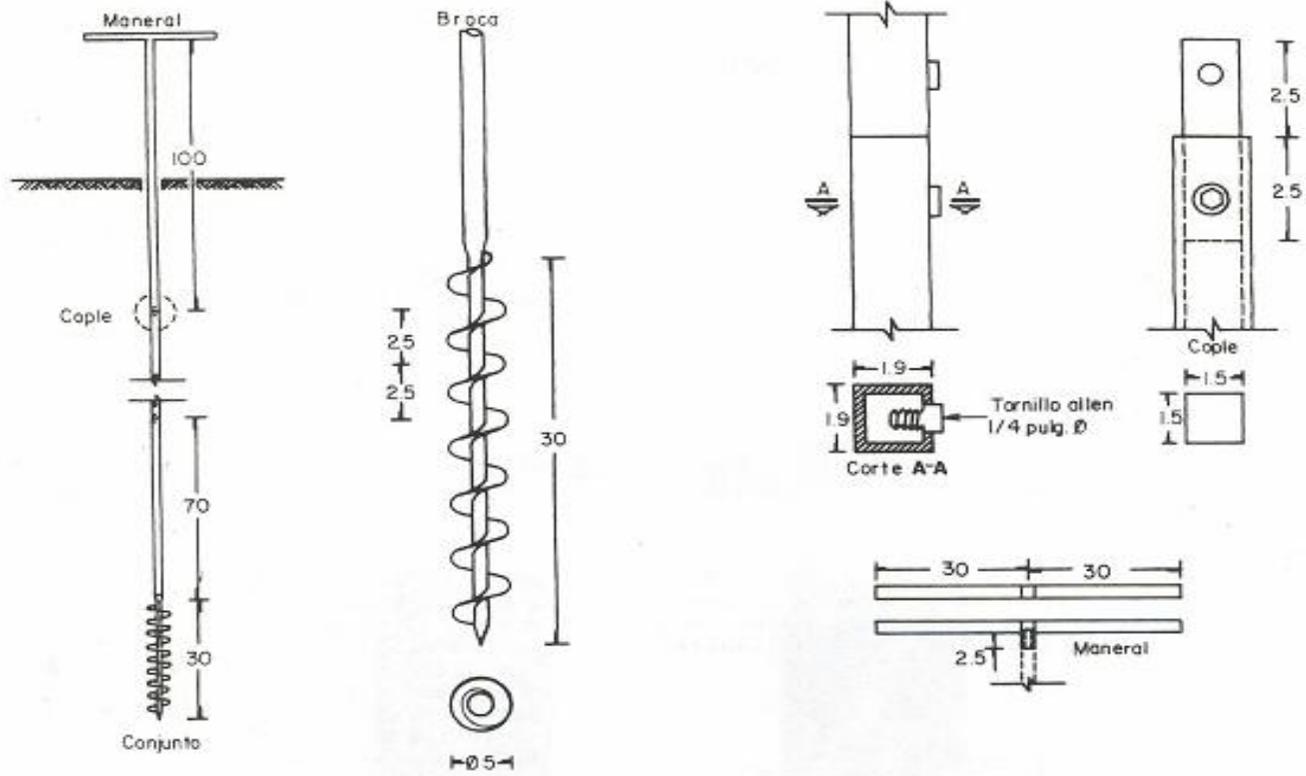
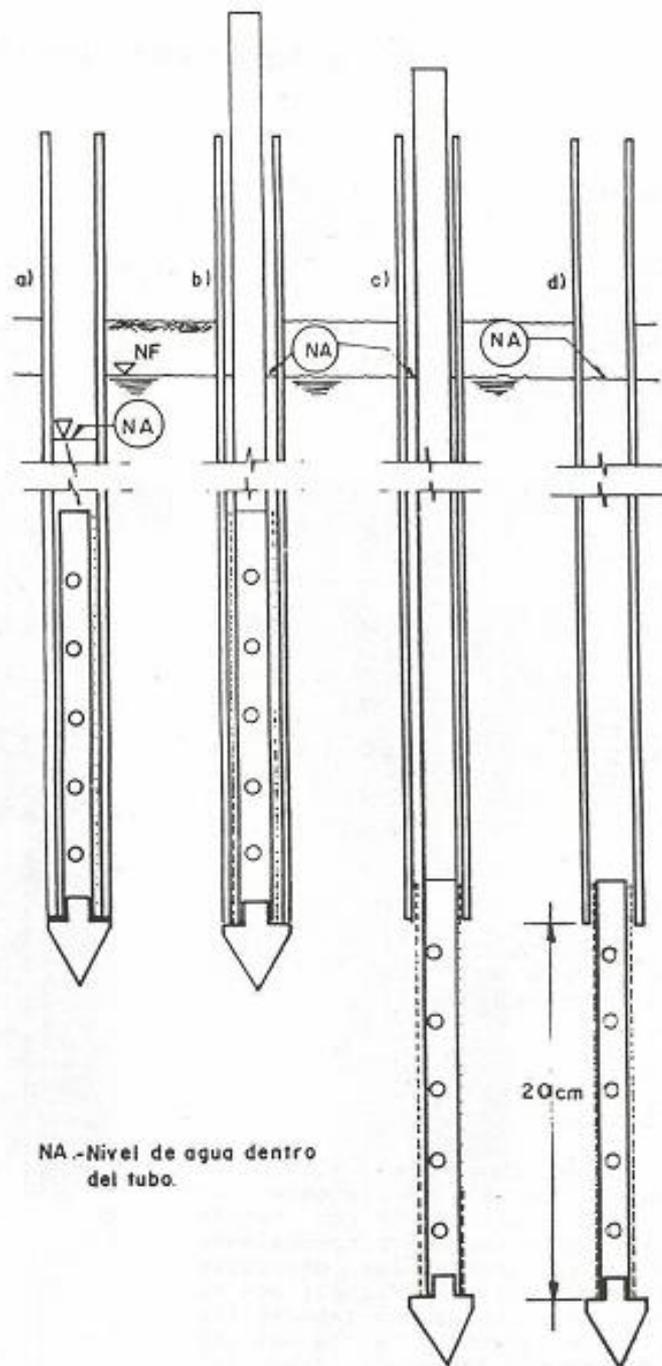


FIG 102 BARRENA HELICOIDAL MANUAL

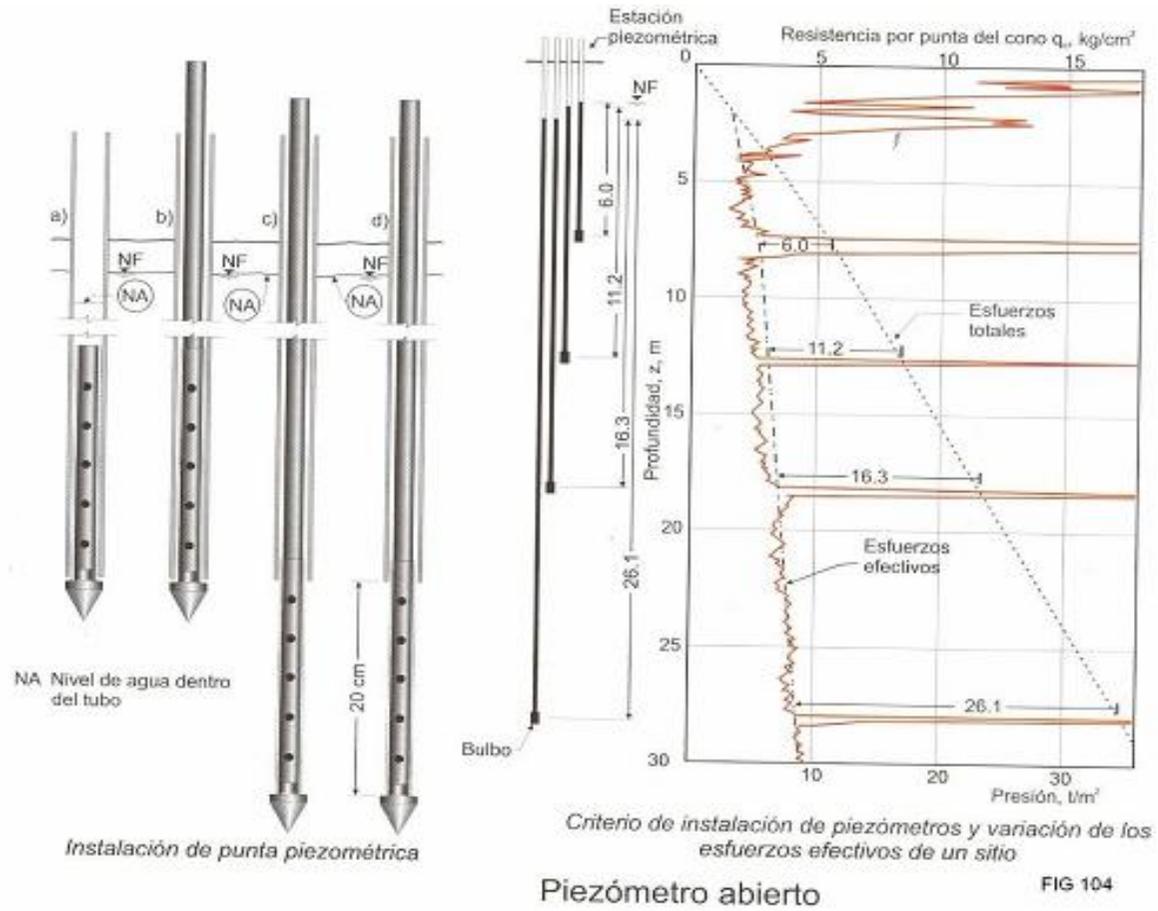
FIGURAS.



NA.-Nivel de agua dentro del tubo.

FIG 103 INSTALACION DE PUNTA PIEZOMETRICA

FIGURAS.



FIGURAS.

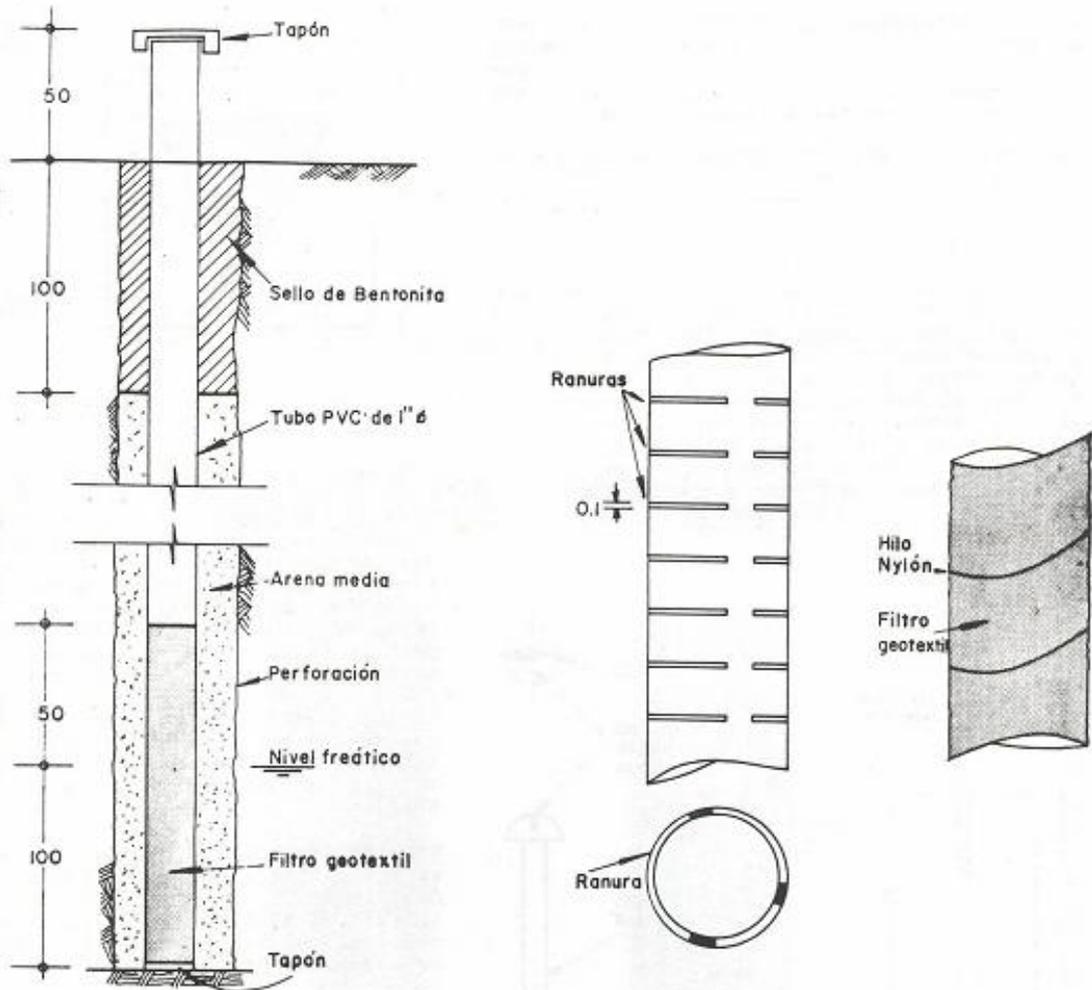


FIG 105 TUBO DE OBSERVACION

FIGURAS.

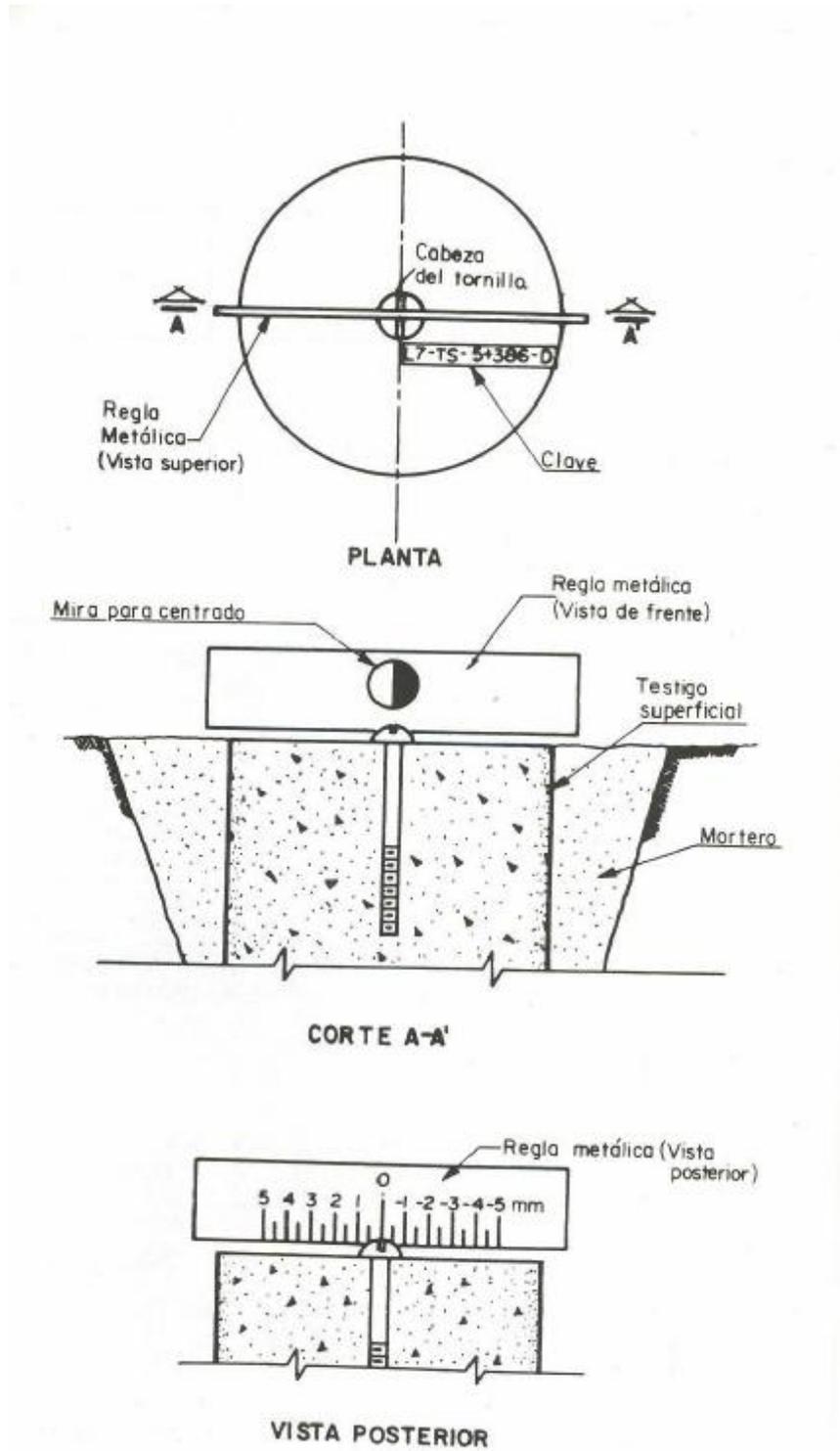


FIG 106 MEDICION DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TESTIGO SUPERFICIAL

FIGURAS.

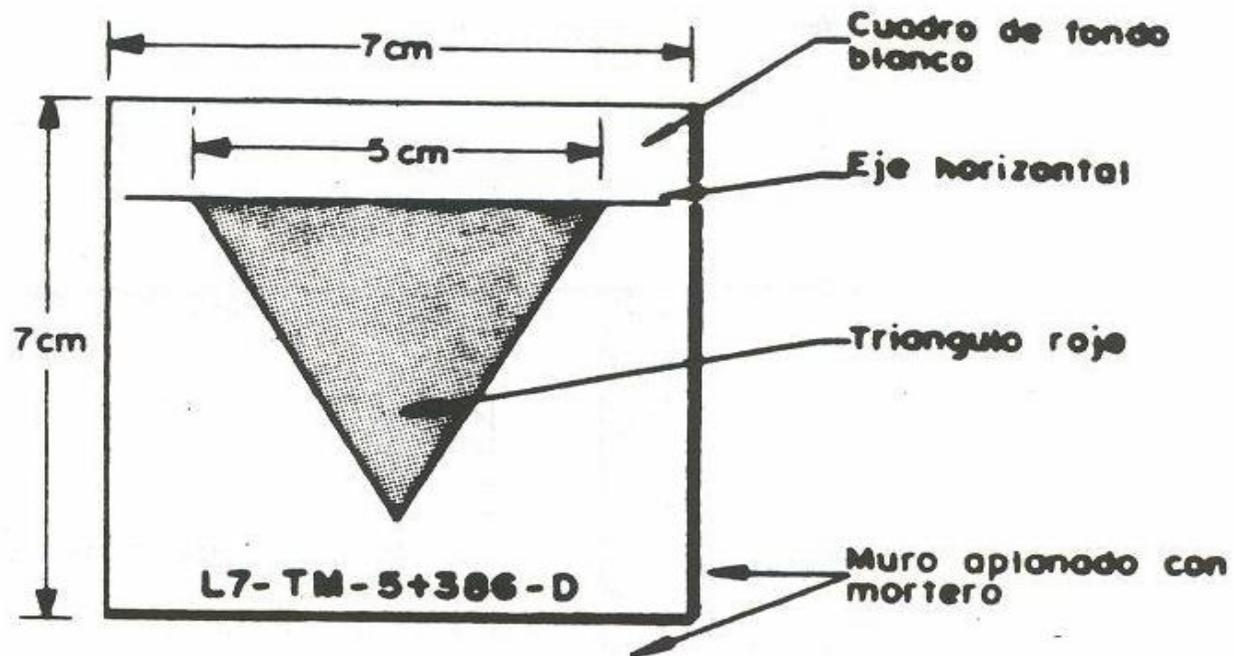


FIG 107 TESTIGO EN MUROS DE ESTRUCTURAS

FIGURAS.

---

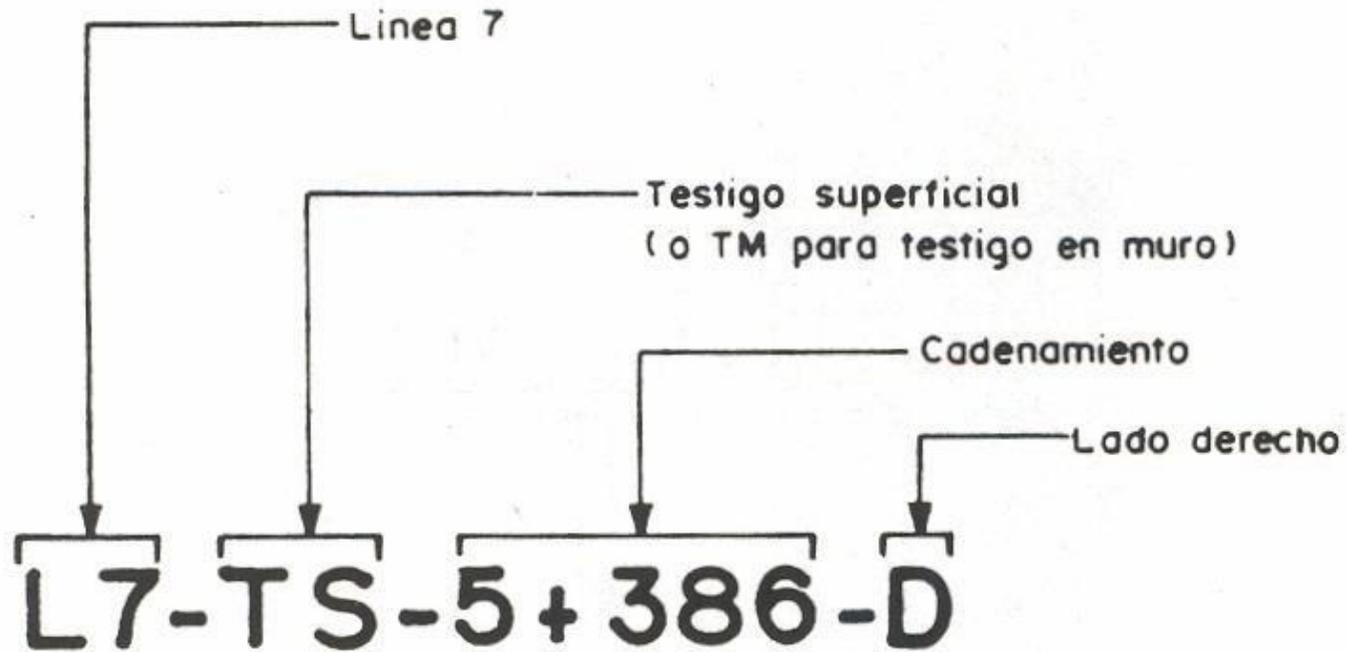


FIG 108 EJEMPLO PARA CLAVE DE IDENTIFICACION

FIGURAS.

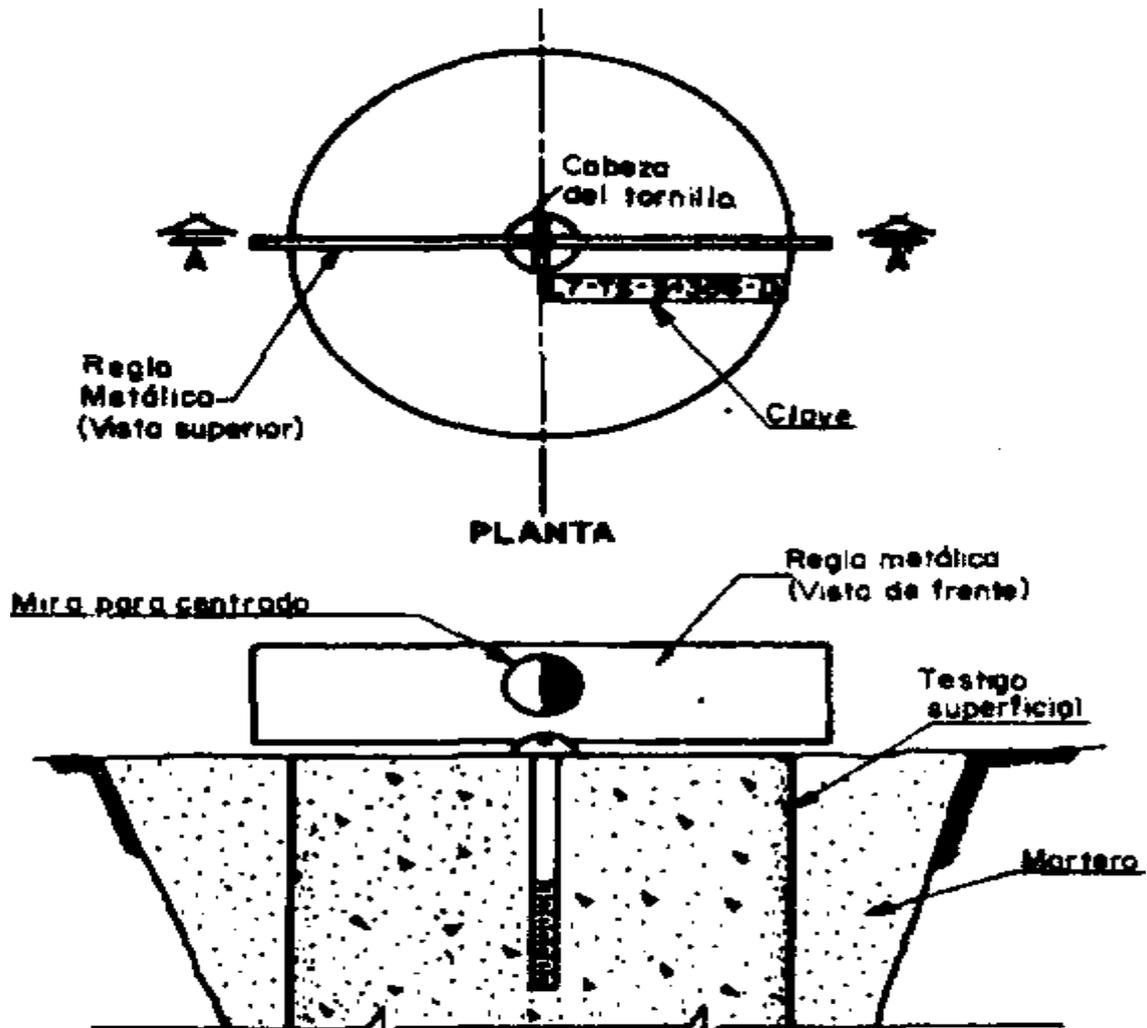
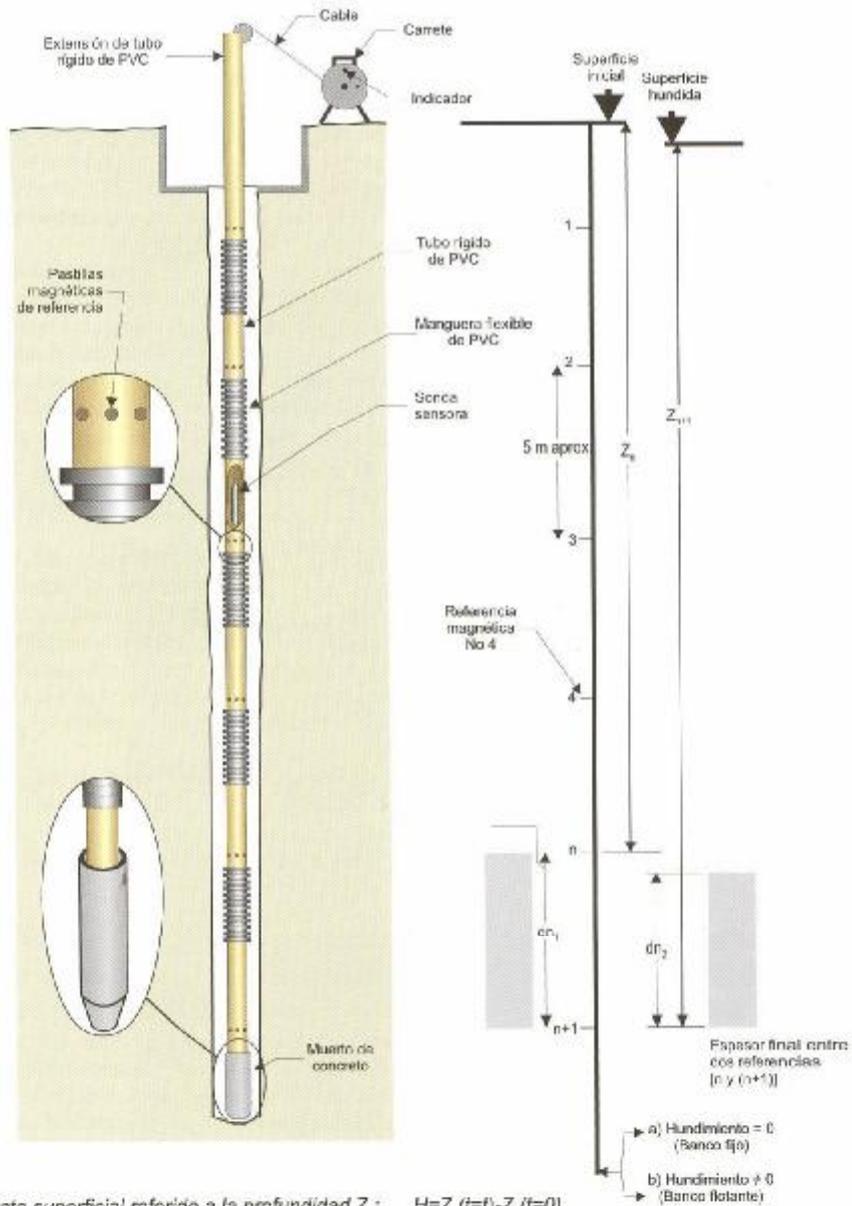


FIG. 109. MEDICIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TESTIGO SUPERFICIAL.

FIGURAS.



Hundimiento superficial referido a la profundidad  $Z_n$ :  $H = Z_n(t=t) - Z_n(t=0)$

Relación de  $\frac{\text{deformación vertical}}{\text{profundidad}}$  a la profundidad  $Z_n$ :  $R_{\sigma} = \frac{\Delta H}{Z_n(t=0)}$

Deformación unitaria en m, espesor de suelo  $dn$ : a la profundidad  $\frac{Z_n + Z_{n+1}}{2} = \epsilon : \frac{d_{n+1} - d_n}{d_n}$  FIG 110

Banco Profundo con Referencias Múltiples (Takahashi et al, 1999)

FIGURAS.

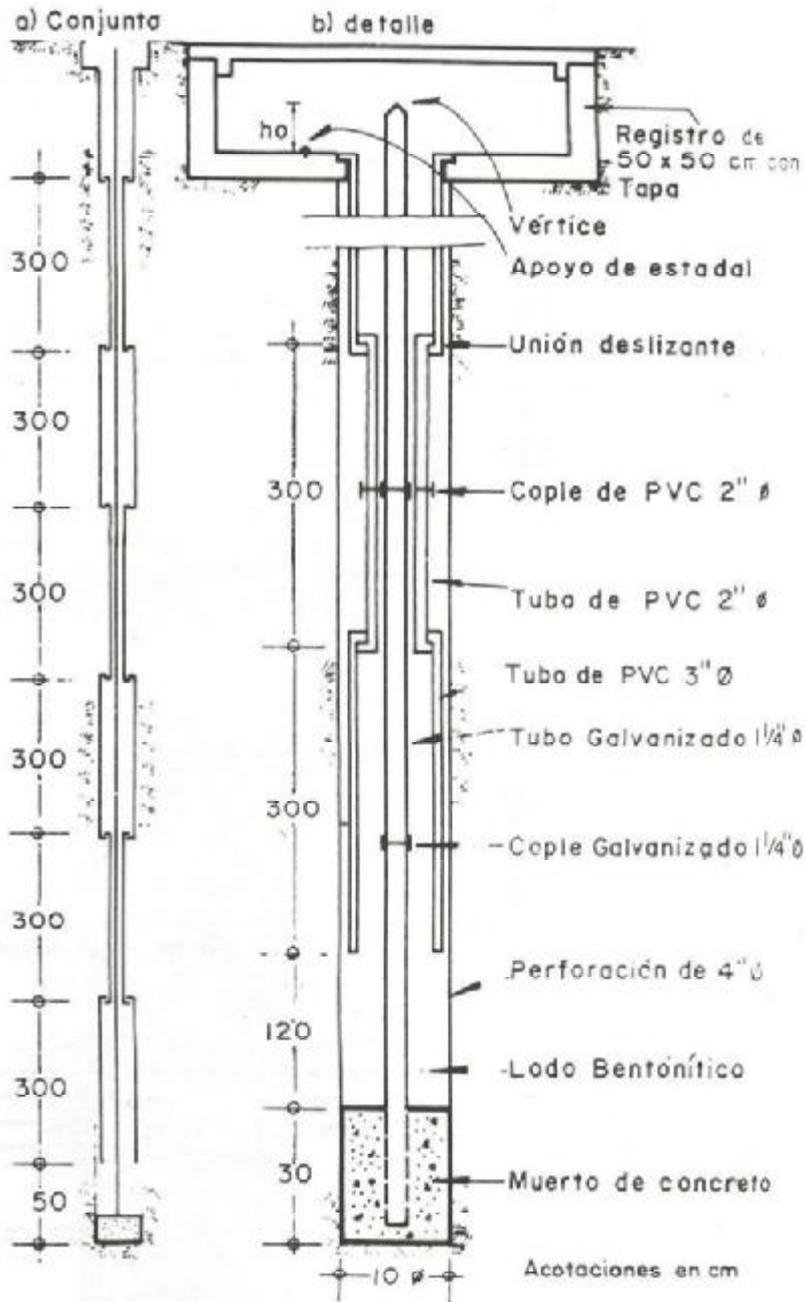


FIG 111 BANCO DE NIVEL PROFUNDO

## FIGURAS.

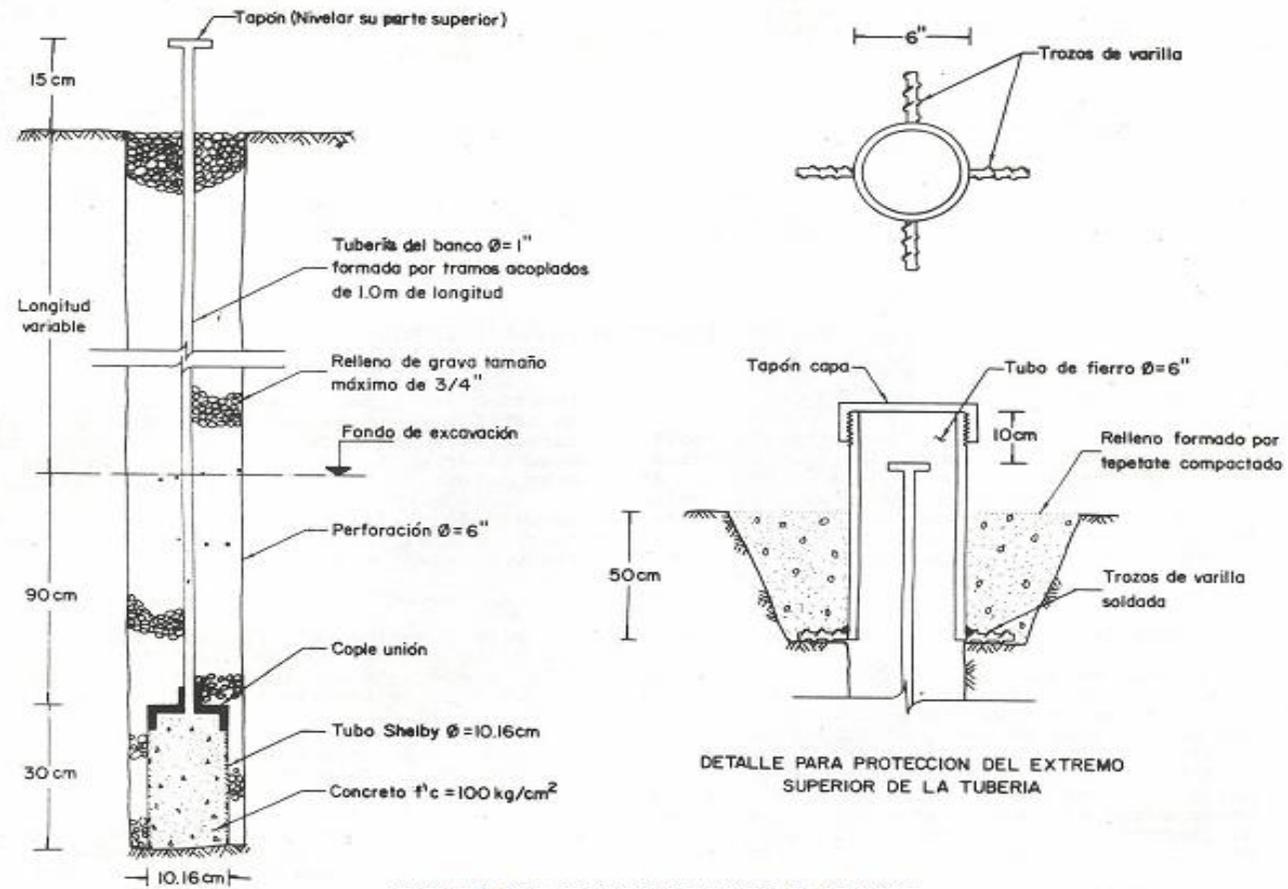


FIGURA 112.- BANCO DE NIVEL FLOTANTE.

**ANEXO I  
REPORTE  
FOTOGRAFICO.**

# FES ARAGÓN. SONDEO MIXTO N° 1



Vista frontal y lateral del predio sobre Av. Popocatepetl, en el que se realizarán los estudios de Mecánica de Suelos.



Vista frontal y lateral del predio sobre Av. Popocatepetl, en el que se realizarán los estudios de Mecánica de Suelos.



Vista del predio observándose que se encuentra en contra esquina con las calles Yácatas y Av. Popocatepetl.



Vista frontal del predio desde la calle Yácatas.

## FES ARAGÓN.



Posición de la máquina perforadora, así como la herramienta necesaria para el Sordo.



Vista de la perforación y utilización de betonita para estabilizar la perforación.



Perforación realizada obteniendo el tubo partido así como el tubo (chelly).

## FES ARAGÓN.



Muestra obtenida del tubo partido, se observa el tipo de material recuperado.



Muestra obtenida del tubo partido en el cual se nota que el material es Arcilla.



Broca triconica utilizada, para que la perforación tenga un diámetro de 10-cm, y así pueda penetrar sin ningún problema el tubo Shelby.

## FES ARAGÓN.



Colocación del tubo Shelby para ser introducido en la perforación.



Colocación del tubo Shelby para ser introducido en la perforación.



Desajuste del tubo Shelby, nótese como trae material Arcilloso en sus paredes.

## FES ARAGÓN.



Momento en el que se desarmado el tubo Shelby para observar las muestras que obtuvo.



Tubo Shelby, el cual ya se sido limpiado, después de haber obtenido las muestra y listo para ser requerido si es necesario.



Colocación del tubo partido, observe el avance que se lleva con la tubería dividida en dos partes, para no tener un accidente en el momento de la colocación.

## FES ARAGÓN.



Momento en el que es marcado la tubería, para realizar la penetración a base de un golpeo constante con el martínata.

Observe el tipo de material que es recuperado y se pueda observar que es un Lirio compactado.



Recuperación de muestra en el cual se observa de tipo Arcilloso.

## FES ARAGÓN. SONDEO MIXTO N° 2.



Ubicación de la máquina que será utilizada para el sondeo mixto.



Ubicación del sondeo mixto, realizado al centro del predio.



Control de las muestras obtenidas por medio del método de penetración estándar.

## FES ARAGÓN.



Realización de la prueba de penetración estándar



Colocación de la tubería necesaria para la realización del sondeo mixto.



Equipo utilizado para la realización del sondeo mixto.

## FES ARAGÓN.



Tubo ahuy utilizado para la recuperación de muestras induradas.



Altura alcanzada por la tubería usada para el sondaje mixto al momento de hacer el cambio



Muestras obtenidas en el sondaje.

## FES ARAGÓN.



Tubo partido utilizado en la prueba de penetración estándar para la obtención de muestras alteradas y la medición de resistencia del concreto.



Tubo Shelby utilizado para la obtención de muestras intactas.



Muestras obtenidas en la prueba de penetración estándar.

## FES ARAGÓN.



Recuperación de la muestra obtenida en el tubo Shelby.



Colocación de la broca trizante para lograr los avances sin recuperación de muestra.



Muestras obtenidas mediante el tubo Shelby.

## FES ARAGÓN.



Ubicación del PCA N° 1.

Rellenos encontrados dentro del PCA N° 1



Rellenos encontrados dentro del PCA N° 1



Cimentaciones antiguas encontradas en el PCA N° 1.



Vista del avance que se presenta en el PCA N° 1.



# FES ARAGÓN.

## PCA'S



Inicio del PCA # 2, que se encuentre en la entrada con la calle Yácatas, vea el tipo de material que hay en las excavación.



Inicio de la excavación del PCA # 2, en colindancia con la entrada a la calle de Yácatas, en el cual se encuentra material de relleno.



Avance de la excavación del PCA # 2, en colindancia con la entrada a la calle de Yácatas, en el cual se encuentra una segunda losa de piso, con varias capas de materiales de relleno.



Avance máximo de la excavación del PCA # 2, en el cual se encuentra el material sano.

## FES ARAGÓN.



Obtención de la muestra cúbica del PCA # 2



Ubicación y comienzo del PCA # 3, en el cual se observa el tipo de material existente.



Avance de la excavación del PCA # 3.



Máxima excavación, observe como es trabajada la muestra cúbica.

## FES ARAGÓN.



Muestra cúbica lista para ser envuelta y así no pierda su humedad.



Muestra cúbica obtenida del PCA # 3.

## SONDEO DE CONO ELECTRICO FES ARAGÓN.



Colocación de la perforadora, la cual realizara el sondeo de cono eléctrico.

Toma en la que se muestra la colocación del cable en el interior de la tubería.



Conección del cable a la consola, donde se registraran las lecturas que

## FES ARAGÓN.



Lecturas dada por la consola y posteriormente

Vista de la tubería utilizada en el sondeo de cono electrico.



Colocación del cono electrico dentro de la perforación.

## FES ARAGÓN.



Realización del sondeo de cono electrico

Continuación de sondeo de cono electrico.



Toma de las lecturas que arroja el cono electrico a la consola para ser registradas.

## FES ARAGÓN.



Momento en que se da por terminado el sondeo de cono electrico.

Vista del cono electrico de 2 ton/m<sup>2</sup>, el cual ya fue introducido en el suelo.



Vista del cono electrico, acoplado a la tubería utilizada, una vez terminado el sondeo de cono se efectua la limpieza de este.

## PUNTA PIEZOMÉTRICA FES ARAGÓN.



Vista de la tubería que se utilizara para realizar la punta piezométrica.

Vista de la punta piezométrica, la cual se



Momento que que se efectua el acoplamiento de la punta piezométrica con ta tubería.

## FES ARAGÓN.



Momento que se efectua el acoplamiento de la punta piezométrica con ta tubería.

Vista de la punta piezométrica lista para ser introducida en la perforación.



Momento en que la punta piezométrica será introducida en la perforación.

## FES ARAGÓN.



Introducción de la punta piezométrica junto con la tubería.

Colocación y acoplamiento de la tubería para ser introducida en la perforación.



Acoplamiento de la tubería, para bajar a nivel de proyecto.



## FES ARAGÓN. MURO MILAN.



Vista de la almeja la cual vaciara el material producto de la perforación en el camión.

Vista de la almeja, la cual ya deposito el material en el camión cargador.



Continuación de los trabajos de retiro de material de la perforación, realizados con la almeja.

## FES ARAGÓN.



Momento en que la almeja se introduce en la perforación.

Toma el la que se observa la introducción de la almeja en la perforación del muro milán.



Inicio del izado del acero de refuerzo del muro milán, listo para ser introducido en la perforación ya concluida.

## FES ARAGÓN.



Inicio del izado del acero de refuerzo del muro milán, listo para ser introducido en la perforación ya concluida.

Inicio del izado del acero de refuerzo del muro milán, listo para ser introducido en la perforación ya concluida.



## PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILAS. FES ARAGON.



Inicio de la perforadora, de la pila.

Inyección de la lechada de bentonita para estabilizar las paredes de la perforación.



Continuación de la perforación de la pila.

## PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILAS.

Inicio de la colocación del ademe metálico en la perforación.



Inicio de la colocación del ademe metálico en la perforación.

Continuación de la perforación de la pila.



## PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILAS.



Vista del acero de refuerzo para la pila.

Inicio del izado del acero de refuerzo para ser colocado dentro de la perforación.



Inicio de la colocación de la tubería tremie.

## PROCESO CONSTRUCTIVO DE PILAS.

Inicio del colado de la pila.



Termino del colado de la pila e inicio del desacoplamiento de la tubería tremie.

Momento en que se retira el ademe metalico al termino del colado de la pila.



***ANEXO II  
PRUEBAS DE  
LABORATORIO.***

**SONDEO MIXTO I.**

# FES ARAGÓN.

## REPORTE DIARIO DE PERFORACION

OBRA:	YACATAS	COORDENADAS: X	Y	Z
LOCALIZACION:	Col. SANTA CRUZ ATOYAC	FECHA DE INICIO:	3 de Agosto 2004	Hrs.
POZO No.	SM - 1	TERMINACION:	6 de Agosto 2004	Hrs.
TIPO DE SONDEO:	MIXTO	BOMBA: MOYNO 3L6		
LONGYEAR 34				

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
1	0.00	0.60	0.60	0.50			2	6	3	T,P	Gravas, Arena Arcilla "Relleno"
2	0.60	1.20	0.60	0.45			2	7	5	T.P	Arcilla café con gravillas, "Relleno"
3	1.20	1.80	0.60	0.30			6	12	6	T.P	Arcilla con Limo y Arena fina café
4	1.80	2.40	0.60	0.35			5	10	4	T.P	Arcilla Limosa con Arena café
5	2.40	3.00	0.60	0.50			6	11	5	T.P	Arena fina con Limo café
6	3.00	3.50	0.50	0.35				Presión		T.S	Arena fina con pequeños boleos
7	3.50	4.10	0.60	0.48			6	2	6	T.P	Arena gris oscura con pequeños boleos
8	4.10	4.70	0.60	0.53			2	3	4	T.P	Arena gris parte superior y Arcilla negra con materia organica
9	4.70	5.30	0.60	0.35			1	1	1	T.P	Arcilla negra con materia organica
10	5.30	5.90	0.60	0.40			2	3	2	T.P	Arcilla negra - Ceniza volcanica - Lente de Arena
11	5.90	6.50	0.60	0.40				Presión		T.S	Arcilla negra con materia organica
12	6.50	7.10	0.60	0.50			1	2	6	T.P	Arcilla Limosa negra con materia organica
13	7.10	7.70	0.60	0.35			2	3	1	T.P	Arcilla negra con grumos
14	7.70	8.30	0.60	0.37			13	12	9	T.P	Limo gris verdoso
15	8.30	8.90	0.60	0.30			8	9	3	T.P	Arena Pumitica P/Sup, Arcilla café con grumos P/Inf
16	8.90	9.50	0.60	0.51			1	4	3	T.P	Arcilla café P/Sup, Turba P/Inf
17	9.50	10.10	0.60	0.38			3	10	8	T.P	Turba con lente de Arena
18	10.10	10.70	0.60	0.58				Presión		T.S	Turba P/Sup - Arcilla Limosa gris oscura con materia organica
19	10.70	11.30	0.60	0.57			1	1	2	T.P	Arcilla Limosa gris oscura con fosiles y materia organica
20	11.30	11.90	0.60	0.40			3	3	2	T.P	Arcilla gris verdosa con grumos
21	11.90	12.50	0.60	0.45			3	8	5	T.P	Arcilla gris verdosa con grumos
22	12.50	13.10	0.60	0.58			1	3	3	T.P	Arcilla gris verdosa P/Sup, Arcilla café rojiza P/Inf
23	13.10	13.70	0.60	0.35			8	13	6	T.P	Arcilla café rojiza P/Sup, Arena fina negra P/Inf
24	13.70	14.30	0.60	0.35			4	7	7	T,P	Arena fina P/sup, Arcilla rojiza P/Inf
25	14.30	14.90	0.60	0.45			7	10	5	T.P	Arcilla rojiza con grumos

MIVEL FREATICO (m).	3.2	TURNO DE:		HRS.	PROF. PROYECTO:	
OBSERVACIONES GENERALES:					PROF. REAL:	25.00 m
					OPERADOR:	Fabian Sanchez
					SUPERVISOR:	
ADEME (m).					FECHA:	16 - Enero - 2006

# FES ARAGÓN.

## REPORTE DIARIO DE PERFORACION

OBRA: <u>YACATAS</u>	COORDENADAS: X	Y	Z
LOCALIZACION: <u>Col. SANTA CRUZ ATOYAC</u>	FECHA DE INICIO: <u>3 de Agosto 2004</u>	Hrs. _____	
POZO No: <u>SM-1</u>	TERMINACION: <u>6 de Agosto 2004</u>	Hrs. _____	
TIPO DE SONDEO: <u>MIXTO</u>	BOMBA: <u>MOYNO 3L6</u>		
LONGYEAR 34			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
26	14.90	15.50	0.60	0.30			14	24	25	T.P	Arena fina media con lente de Limo
27	15.50	16.10	0.60	0.28			12	40	31	T.P	Arena fina gris verdosa
28	16.10	16.70	0.60	0.23			11	36	23	T.P	Arena fina gris verdosa
29	16.70	17.30	0.60	0.45			1	5	4	T.P	Ceniza volcanica, Arcilla verde
30	17.30	17.90	0.60	0.40			6	26	41	T.P	Arcilla Limosa gris claro
31	17.90	18.50	0.60	0.35			17	31	24	T.P	Arena fina gris claro
32	18.50	18.90	0.40	0.30			13	50/25	-	T.P	Arena fina gris claro con ceniza volcanica
-	18.90	19.10	0.20	-			AVANCE			B.T	-----
33	19.10	19.70	0.60	0.24			6	42	12	T.P	Arena Limosa gris claro
34	19.70	20.30	0.60	0.57			2	18	10	T.P	Arcilla Limosa café claro con lente de Arena
35	20.30	20.67	0.37	0.30			20	50/27	-	T.P	Ceniza volcanica, Arena fina con grava media
-	20.67	20.90	0.23	-			AVANCE			B.T	-----
36	20.90	21.20	0.30	0.12			25	50/15	-	T.P	Arena fina con gravas
-	21.20	21.50	0.30	-			AVANCE			B.T	-----
37	21.50	22.10	0.60	0.45			17	38	17	T.P	Arena Limosa con gravas
38	22.10	22.20	0.10	0.10			50/10	-	-	T.P	Arena compactada gris claro
-	22.20	22.70	0.50	-			AVANCE			B.T	-----
39	22.70	23.00	0.30	0.24			32	50/15	-	T.P	Arena con Limo y gravas
-	23.00	23.30	0.30	-			AVANCE			B.T	-----
40	23.30	23.75	0.45	0.17			16	50	-	T.P	Limo poco Arenoso gris claro
-	23.75	23.90	0.15	-			AVANCE			B.T	-----
41	23.90	24.20	0.30	0.10			10	50/15	-	T.P	Arena Limosa café claro
-	24.20	24.50	0.30	-			AVANCE			B.T	-----
42	24.50	24.80	0.30	0.27			41	50/15	-	T.P	Arena fina conLimo y gravillas

MIVEL FREATICO (m): <u>3.2</u>	TURNO DE: _____	HRS. _____	PRCF. PROYECTO: <u>25.00 m</u>
OBSERVACIONES GENERALES: _____			PROF. REAL: <u>24.80 m</u>
			OPERADOR: <u>Fabian Sanchez</u>
			SUPERVISOR: _____
ADEME (m): _____			FECHA: _____

## FES ARAGÓN.

### CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: AV. POPOCATEPETL

SONDEO: SM - 1

FECHA: 16 - ENERO - 2008

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh-t	Ws-t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm <sup>2</sup>	
1	0.00 0.60	72	3.80	76.10	62.40	<b>23.38</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON Poca ARENA FINA Y PEQUEÑOS FRAGMENTOS DE TABIQUE ROJO (MATERIAL DE RELLENO)
2	0.60 1.20	24	3.50	62.00	48.20	<b>30.87</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON Poca ARENA FINA Y PEQUEÑOS FRAGMENTOS DE TABIQUE ROJO (MATERIAL DE RELLENO)
3	1.20 1.80	31	3.50	61.30	47.20	<b>32.27</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON Poca ARENA FINA
4	1.80 2.40	8	3.50	68.30	52.50	<b>32.24</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
5	2.40 3.00	18	3.50	59.40	48.00	<b>25.62</b>		LIMO CAFÉ GRISACEO OBSCURO CON Poca ARENA FINA
7	3.50 4.10	121	3.80	84.20	71.40	<b>18.93</b>		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA GRIS OBSCURO
8	4.10 4.70	79	4.00	63.60	37.50	<b>77.91</b>		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
9	4.70 5.30	112	3.80	53.20	36.60	<b>50.61</b>		ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISACEO OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
10	5.30 5.90	104	4.00	69.20	43.90	<b>63.41</b>		ARCILLA LIMOSA CAFÉ GRISACEO OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
12	6.50 7.10	19	3.50	49.10	28.60	<b>81.67</b>		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA



## FES ARAGÓN.

### CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: AV. POPOCATEPETL

SONDEO: SM - 1

FECHA: 16 - Enero - 2006

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm <sup>2</sup>	
13	7.10 7.70	98	3.80	60.20	33.00	<b>93.15</b>		ARCILLA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
14	7.70 8.30	7	3.50	56.80	38.80	<b>50.99</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA
15	8.30 8.90	90	3.90	51.90	37.20	<b>44.14</b>		ARENA FINA GRIS CON POCO S FINOS DE LIMO NO COHESIVO
		122	4.00	42.60	24.80	<b>85.58</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
16	8.90 9.50	123	3.80	44.90	15.60	<b>248.31</b>		ARCILLA ORGANICA CAFÉ OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
17	9.50 10.10	27	3.60	34.50	11.00	<b>317.57</b>		ARCILLA ORGANICA CAFÉ OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
19	10.70 11.30	76	4.00	44.50	22.20	<b>122.53</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
20	11.30 11.90	75	3.90	63.60	32.50	<b>108.74</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
21	11.90 12.50	97	3.90	44.10	15.50	<b>246.55</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
22	12.50 13.10	2	3.60	54.70	19.30	<b>225.48</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
23	13.10 13.70	30	3.50	36.10	15.10	<b>181.03</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
		46	3.60	54.50	43.80	<b>26.62</b>		ARENA FINA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO

## FES ARAGÓN.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: AV. POPOCATEPETL

SONDEO: SM - 1

FECHA: 16 - Enero - 2006

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm²	
24	13.70 14.30	74	3.90	37.80	15.10	<b>202.68</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA
25	14.30 14.90	39	3.50	30.80	12.30	<b>210.23</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA
26	14.90 15.50	110	4.00	61.10	15.20	<b>409.82</b>		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
27	15.50 16.10	128	3.90	51.10	39.80	<b>31.48</b>		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
28	16.10 16.70	88	3.90	47.00	35.00	<b>38.59</b>		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA GRIS OSCURO
29	16.70 17.30	45	3.50	51.50	19.40	<b>201.89</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
30	17.30 17.90	11	3.60	42.80	11.40	<b>402.56</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
31	17.90 18.50	93	3.90	46.30	38.60	<b>22.19</b>		ARENA FINA LIMOSA CAFÉ GRISACEO
32	18.50 18.90	25	3.60	66.60	55.00	<b>22.57</b>		ARENA FINA LIMOSA CAFÉ GRISACEO
33	19.10 19.70	29	3.50	45.20	30.50	<b>54.44</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON Poca ARENA FINA
34	19.70 20.30	35	3.50	53.00	28.20	<b>100.40</b>		ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA
35	20.30 20.67	37	3.60	61.40	52.30	<b>18.69</b>		ARENA FINA Y MEDIA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO
36	20.90 21.20	71	3.90	32.50	26.10	<b>28.83</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO OSCURO CON Poca ARENA FINA Y ALGUNAS GRAVAS HASTA DE 3/4 "
37	21.50 22.10	101	3.90	61.20	51.10	<b>21.40</b>		LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO CON Poca ARENA FINA



## FES ARAGÓN.

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: POPOCATEPETL

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 4 PROF.: 1.80 - 2.40 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h+T</sub>	W <sub>s+t</sub>	W <sub>t</sub>	W%
39	35	12.00	8.70	2.20	50.77
30	5	12.30	8.88	2.30	51.98
22	3	12.60	8.98	2.20	53.39
14	107	12.00	8.50	2.20	55.56

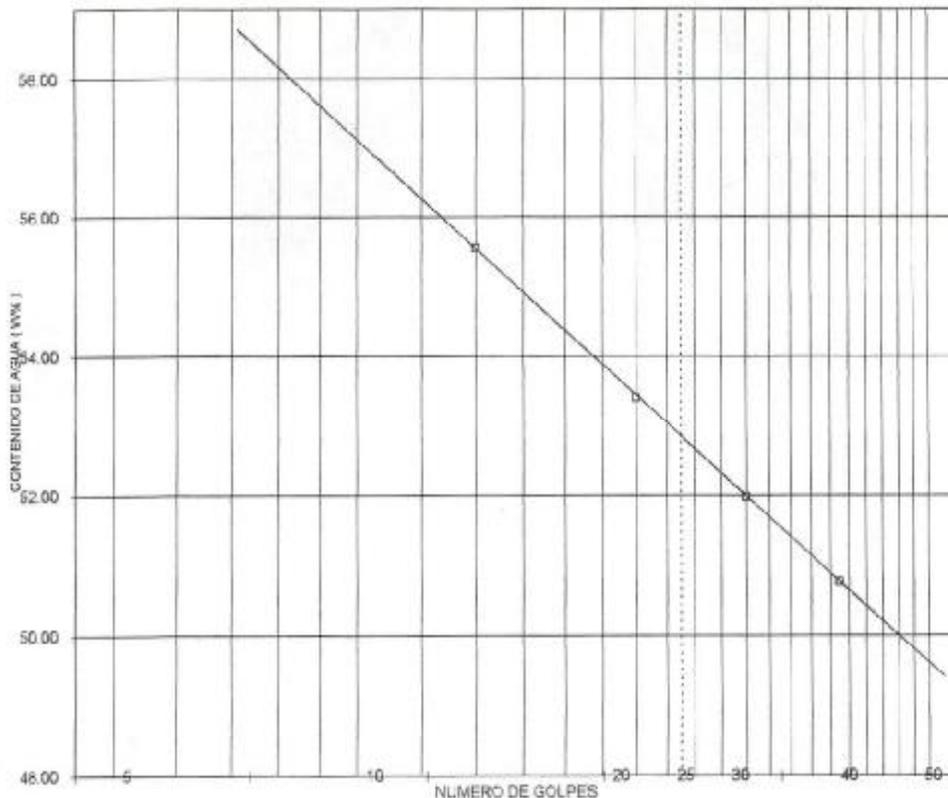
#### LIMITE PLASTICO

61	7.90	7.00	2.70	20.93
85	8.00	7.10	2.80	20.93

#### CONTRACCION LINEAL

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

LL	LP	IP	S.U.C.S
52.97	20.93	32.04	CH



## FES ARAGÓN.

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: POPO

SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 11-2 PROF.: 6.30-6.50 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CON LIMO GRIS OSCURO

#### LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	W <sub>H+T</sub>	W <sub>s+1</sub>	W <sub>t</sub>	W%
42	306	17.70	15.40	12.40	76.67
30	346	19.35	16.40	12.70	79.73
20	387	19.90	15.40	10.00	83.33
10	388	21.20	17.00	12.00	84.00

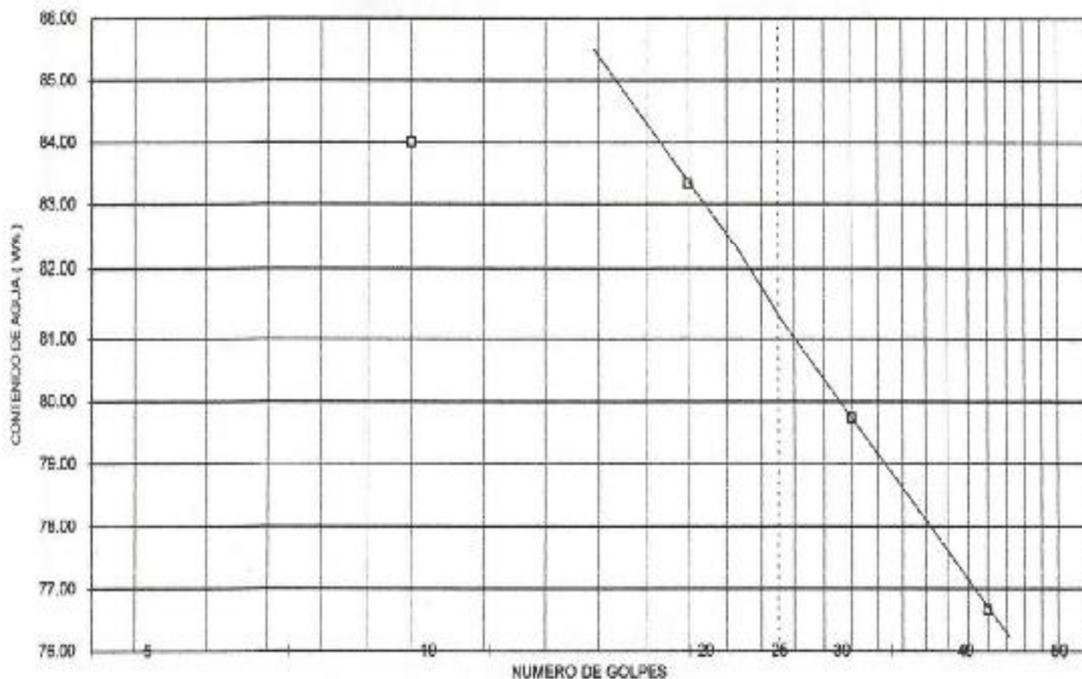
#### LIMITE PLASTICO

4	14.10	12.60	9.40	46.88
20	14.30	12.80	9.60	46.88

#### CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	81.35	46.88	34.48	CH-MH



## **FES ARAGÓN.**

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: POPOCATEPETL

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 12 PROF.: 6.50 - 7.10 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO GRIS OSCURO NEGRUSCO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W <sub>h+T</sub>	W <sub>s+t</sub>	W <sub>t</sub>	W%
30	17	10.80	6.96	2.20	80.67
20	8	11.20	7.14	2.20	82.19
14	37	9.30	6.06	2.20	83.94
8	33	10.50	6.70	2.30	86.36

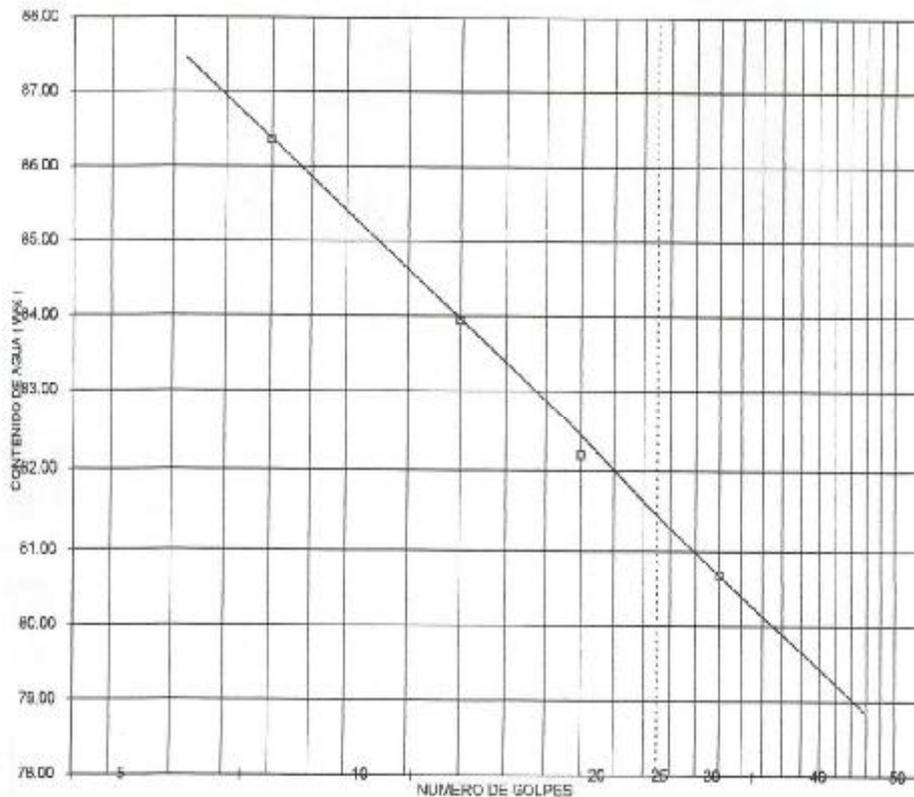
#### LIMITE PLASTICO

	59	8.00	7.20	2.70	17.78
	63	8.40	7.60	2.90	17.02

#### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

LL	LP	I.P.	S.U.C.S
81.50	17.40	64.10	CH



## FES ARAGÓN.

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: POPO

SONDEO Nº: SM-1 MUESTRA: 18-2 PROF.: 10.30-10.50 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS OSCURO

#### LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	W <sub>h+T</sub>	W <sub>s+T</sub>	W <sub>t</sub>	W%
46	318	17.10	13.90	12.10	177.78
31	356	18.20	13.30	10.60	181.48
20	383	19.60	14.10	11.00	183.87
10	324	20.60	14.60	11.30	187.68

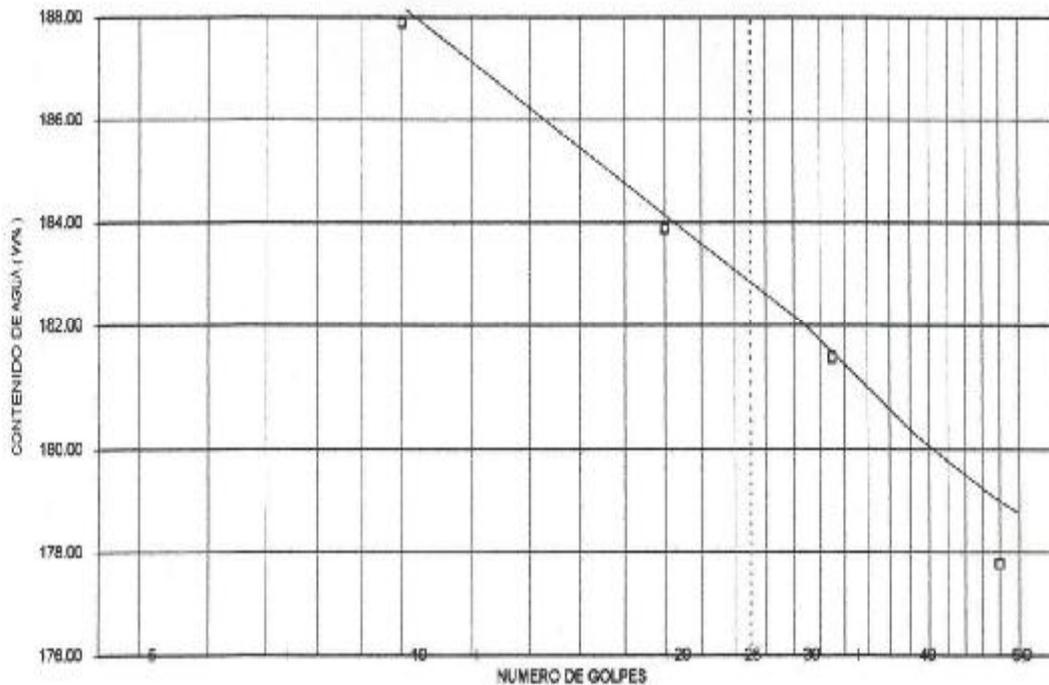
#### LIMITE PLASTICO

435	12.60	10.30	7.70	88.46
454	13.00	10.60	8.10	96.00

#### CONTRACCION LINEAL

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

LL	LP	IP	S.U.C.S
182.60	92.23	90.37	OH-MH



## FES ARAGÓN.

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: POPOCATEPETL

SONDEO Nº: SM - 1 MUESTRA: 22 PROF.: 12.50 - 13.10 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ ROJIZO

#### LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
36	36	7.80	3.45	2.20	348.00
25	35	8.10	3.40	2.10	361.54
17	80	8.30	3.56	2.30	376.19
10	111	6.40	3.05	2.20	394.12

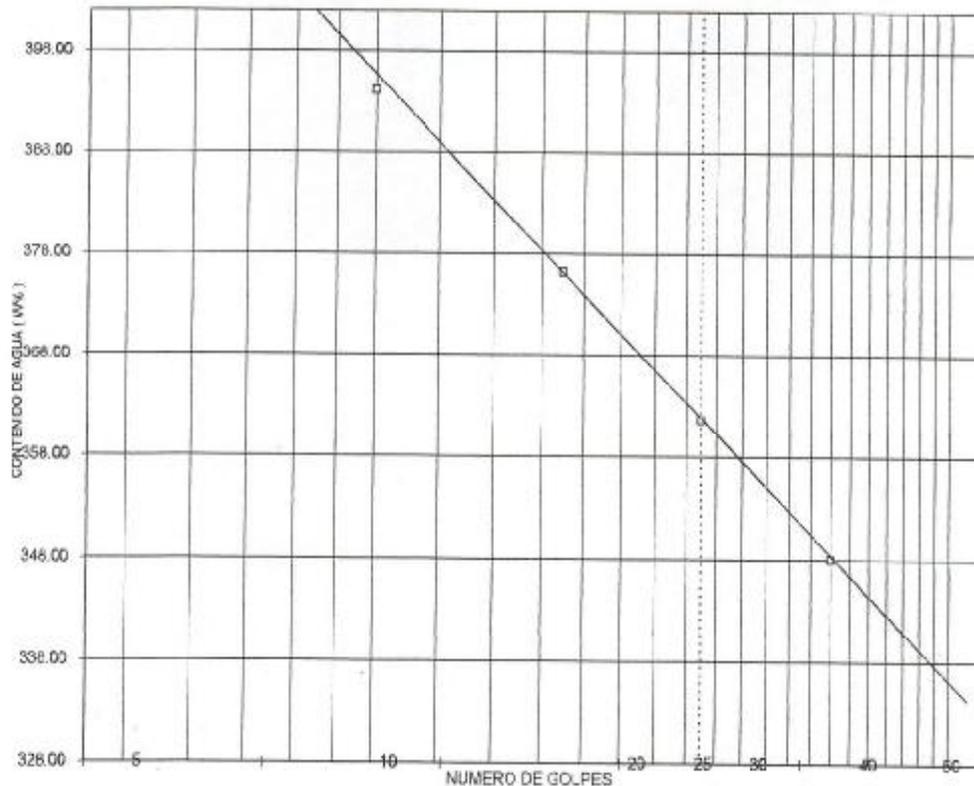
#### LIMITE PLASTICO

	67	7.70	6.60	2.80	28.95
	70	8.00	6.60	2.60	28.57

#### CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

LL	L.P.	I.P.	S.U.C.S
363.00	28.76	334.24	CH



## FES ARAGÓN.

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: POPOCATEPETL

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 29 PROF.: 16.70 - 17.30 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO CLARO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	91	8.40	4.50	2.20	189.57
28	74	9.00	4.75	2.30	173.47
17	82	9.80	4.91	2.20	180.44
8	20	10.90	5.20	2.20	190.00

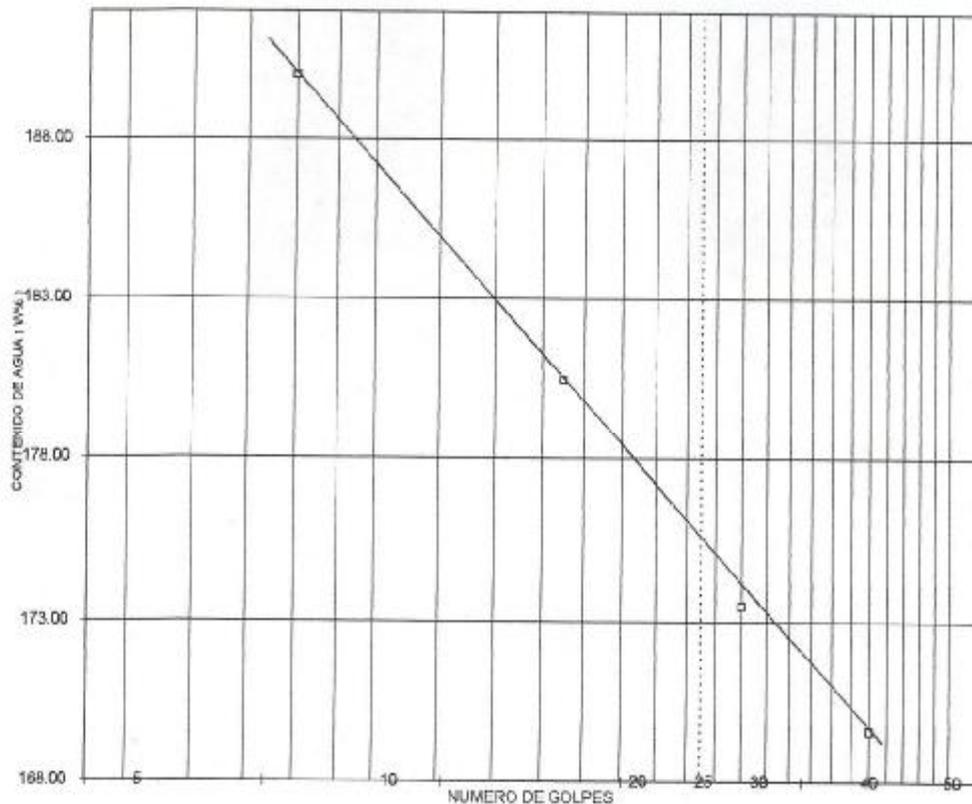
#### LIMITE PLASTICO

	67	8.00	6.90	2.80	26.83
	73	8.30	7.10	2.70	27.27

#### CONTRACCION LINEAL

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

LL.	LP.	I.P.	S.U.C.S
175.72	27.05	148.67	CH



## FES ARAGÓN.

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: POFOCATEPETL

SONDEO N°: SM - 1 MUESTRA: 34 PROF.: 19.70 - 20.30 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO CAFÉ GRISACEO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
30	12	12.30	7.10	2.10	104.00
19	26	10.90	6.43	2.20	105.67
13	30	9.20	5.52	2.10	107.60
8	47	11.40	6.59	2.20	109.57

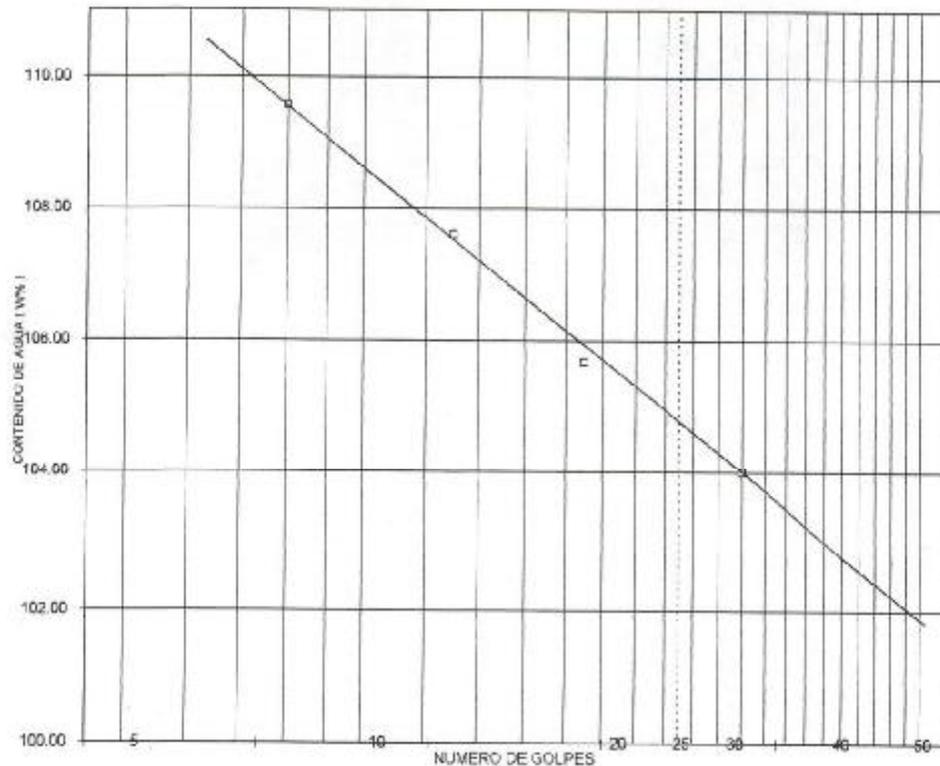
#### LIMITE PLASTICO

	70	7.80	6.70	2.60	26.83
	66	7.90	6.70	2.80	30.77

#### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic	lec.final	C.L. (%)

LL.	LP.	IP.	S.U.C.S
104.97	28.80	76.17	CH



**FES ARAGÓN.**

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: AV. POPOCATEPETL

SONDEO: SM - 1 PROFUND.: 3.50 - 4.10 m.

MUESTRA: 7

DATOS:

WTARA: 3.80 Gr      Ws+T 71.40 Gr

Ws: 67.60 Gr

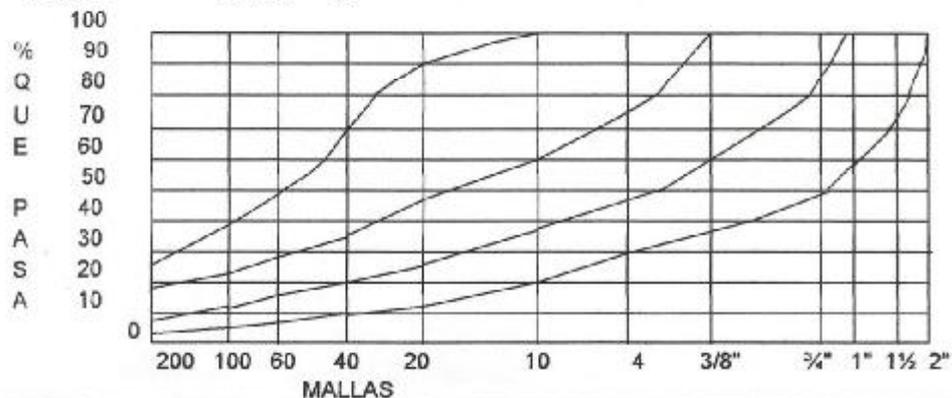
MALLA Nº	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1			
3/4"			
1/2"	7.70	11.39	88.61
3/8"	5.30	7.84	80.77
1/4"	4.10	6.07	74.70
Nº4"	3.10	4.59	70.12
10.00	4.50	6.66	63.46
20.00	4.20	6.21	57.25
40.00	7.90	11.69	45.56
60.00	14.40	21.30	24.26
100.00	7.80	11.54	12.72
200.00	2.40	3.55	9.17
PASA 200	6.20	9.17	0.00
SUMA	67.60	0.00	0.00

GRAVA            29.88 %

ARENA            60.95 %

FINOS            9.17 %

SUMA=            100.00 %



## FES ARAGÓN.

### ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: AV. POPOCATEPETL

SONDEO: SM - 1 PROFUND.: 14.90 - 15.50 m.

MUESTRA: 26

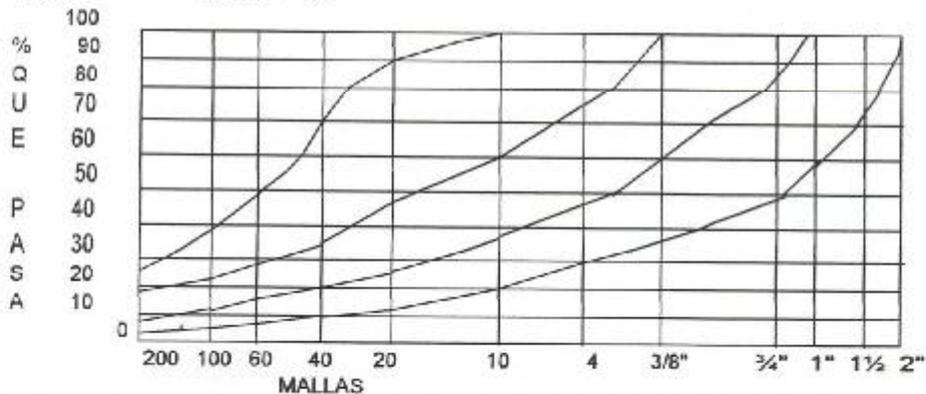
**DATOS:**

WTARA: 4.00 Gr      W<sub>s</sub>+T 50.20 Gr

W<sub>s</sub>: 46.20 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"			
N°4"		0.00	100.00
10.00	0.60	1.30	98.70
20.00	2.20	4.76	93.94
40.00	7.00	15.15	78.79
60.00	12.00	25.97	52.81
100.00	8.60	18.61	34.20
200.00	3.00	6.49	27.71
PASA 200	12.80	27.71	0.00
SUMA	46.20	0.00	0.00

GRAVA            0.00 %  
 ARENA           72.29 %  
 FINOS            27.71 %  
 SUMA=           100.00 %



**FES ARAGÓN.**

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO: AV. POPOCATEPETL

SONDEO: SM - 1 PROFUND.: 20.30 - 20.67 m.

MUESTRA: 35

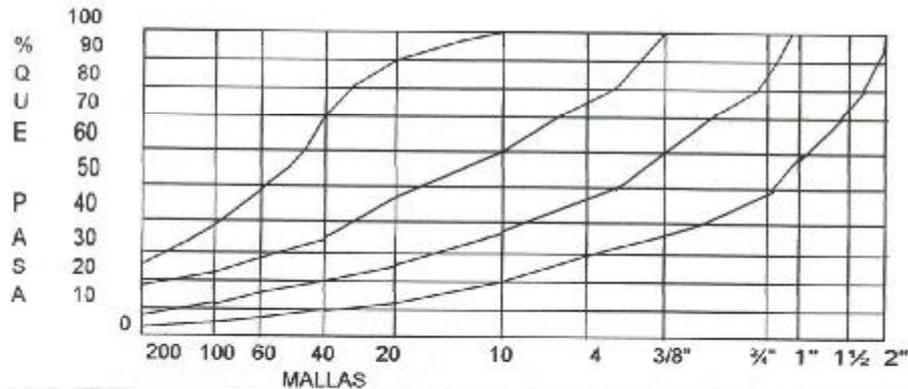
DATOS:

W TARA: 3.60 Gr      Ws+T 52.30 Gr

Ws: 48.70 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			
1/2"			
3/8"			
1/4"	0.50	1.03	98.97
N°4"		0.00	98.97
10.00	1.60	3.29	95.69
20.00	9.00	18.48	77.21
40.00	9.50	19.51	57.70
60.00	7.80	16.02	41.68
100.00	6.70	13.76	27.93
200.00	2.20	4.52	23.41
PASA 200	11.40	23.41	0.00
SUMA	48.70	0.00	0.00

GRAVA            1.03 %  
 ARENA           75.56 %  
 FINOS            23.41 %  
 SUMA=           100.00 %



# FES ARAGÓN.

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: POPO  
 SONDEO: SM-1  
 MUESTRA: 11-2  
 PROFUND.: 6.30-6.50 m.

PRESION:		0.50 kg/cm <sup>2</sup>	
ds=	3.49 cm	Wo=	110.00 gr
dm=	3.49 cm	Wt=	72.30 gr
di=	3.45 cm	Wt+sh=	182.00 gr
d prom.=	3.48 cm	Wt+ss=	134.90 gr
h1=	7.97 cm	Ss=	2.50
h2=	7.97 cm	W(%)=	75.24
h prom.=	7.97 cm	pvhi=	1.448 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	9.530 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.444 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	75.952 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.826 ton/m <sup>3</sup>
ei=	2.025	Gi=	92.89 (%)
ef=	2.033	Wi=	75.72 (%)
si=	93.102 (%)	Wf=	75.24 (%)
sf=	92.513 (%)		

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	9.5297	0.0000
10	5.20	0.9984	0.1667	9.5456	0.1046
20	9.20	1.7664	0.3334	9.5616	0.1847
30	12.80	2.4576	0.5001	9.5776	0.2566
40	15.90	3.0528	0.6668	9.5937	0.3182
50	18.80	3.6096	0.8335	9.6098	0.3756
60	21.70	4.1664	1.0002	9.6260	0.4328
80	26.70	5.1264	1.3336	9.6585	0.5308
100	31.20	5.9904	1.6670	9.6913	0.6181
120	35.20	6.7584	2.0004	9.7242	0.6950
150	40.20	7.7184	2.5005	9.7741	0.7897
180	44.80	8.6016	3.0006	9.8245	0.8755
240	50.80	9.7536	4.0008	9.9269	0.9825
300	53.70	10.3104	5.0010	10.0314	1.0278
360	54.00	10.3680	6.0012	10.1381	1.0227
405	53.70	10.3104	6.7514	10.2197	1.0089
410	53.40	10.2528	6.8347	10.2288	1.0023
415	52.90	10.1568	6.9181	10.2380	0.9921
420	52.10	10.0032	7.0014	10.2472	0.9762

1.0278

## FES ARAGÓN.

### PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: POPO  
SONDEO: SM-1  
MUESTRA: 11-2  
PROFUND.: 6.30-6.50 m.

<b>PRESION:</b>	<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>		
ds=	3.49 cm	Wo=	111.40 gr
dm=	3.44 cm	Wt=	67.70 gr
di=	3.49 cm	Wt+sh=	178.90 gr
d prom.=	<b>3.46 cm</b>	Wt+ss=	131.60 gr
h1=	7.97 cm	Ss=	2.50
h2=	7.97 cm	W(%)=	<b>74.02</b>
h prom.=	<b>7.97 cm</b>	pvhi=	<b>1.489 ton/m3</b>
Ao=	<b>9.384 cm<sup>2</sup></b>	pvhf=	<b>1.487 ton/m3</b>
Vo=	<b>74.793 cm<sup>3</sup></b>	pvs=	<b>0.856 ton/m3</b>
ei=	<b>1.921</b>	Gi=	<b>96.34 (%)</b>
ef=	<b>1.926</b>	Wi=	<b>74.33 (%)</b>
si=	<b>96.479 (%)</b>	Wf=	<b>74.02 (%)</b>
sf=	<b>96.073 (%)</b>		

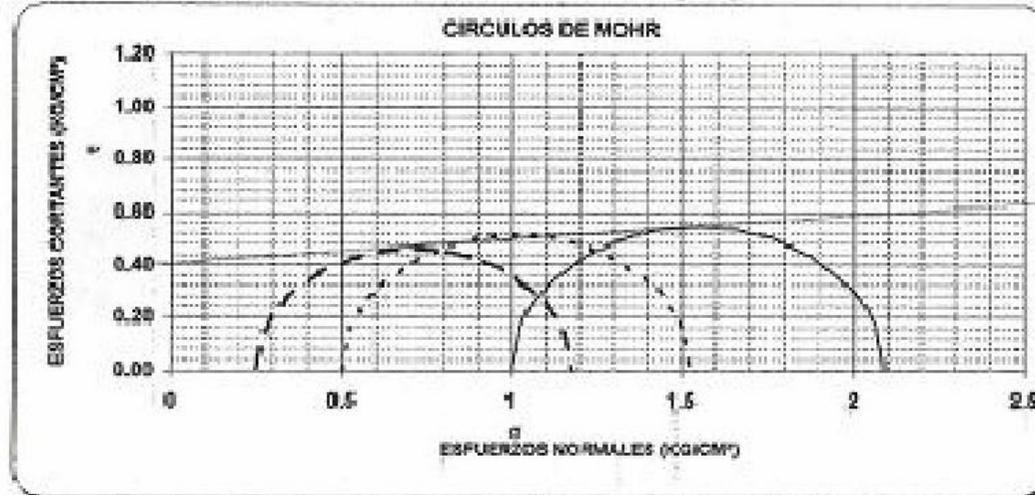
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.3844	0.0000
10	3.80	0.7296	0.1667	9.4000	0.0776
20	7.10	1.3632	0.3334	9.4158	0.1448
30	10.70	2.0544	0.5001	9.4315	0.2178
40	14.80	2.8416	0.6668	9.4474	0.3008
50	18.20	3.4944	0.8335	9.4632	0.3693
60	21.40	4.1088	1.0002	9.4792	0.4335
80	28.10	5.3952	1.3336	9.5112	0.5672
100	33.40	6.4128	1.6670	9.5435	0.6720
120	38.10	7.3152	2.0004	9.5759	0.7639
150	44.30	8.5056	2.5005	9.6250	0.8837
180	48.80	9.3696	3.0006	9.6747	0.9685
240	54.80	10.5216	4.0008	9.7755	1.0763
300	56.20	10.7904	5.0010	9.8784	1.0923
310	55.90	10.7328	5.1677	9.8957	1.0846
315	55.50	10.6560	5.2511	9.9045	1.0759
320	55.00	10.5600	5.3344	9.9132	1.0652

## FES ARAGÓN.

OBRA: POPO  
 SONDEO: SM-1  
 MUESTRA: 11-2 PROF.: 8,30-8,50 m

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:  
 ARCILLA POCO LIQUIDA, GRIS OSCURO NEGRO/2.00  
 CON ESCORIA ARENA FINA

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> )	Gwl (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Sc=	wf=
1	0.25	0.93	1.487	95.0	1.923	2.50	74.73 %
2	0.50	1.03	1.448	92.9	2.025	74.37 %	95.08 %
3	1.00	1.09	1.489	96.3	1.921	94.78 %	PvH= 1.475 ton/m <sup>3</sup>
DATOS FINALES						PvFa= 1.472 ton/m <sup>3</sup>	ei= 1.96
		ef	Gwf	wf	pvhf	ei= 1.96	
1	0.25	1.928	95.742	73.84	1.484		
2	0.50	2.033	92.513	75.24	1.444		
3	1.00	1.926	96.073	74.02	1.487		



G=	0.40	kg/cm <sup>2</sup>
φ=	5	grados
E=		kg/cm <sup>2</sup>
μ=	0.45	

FEE ARAGON

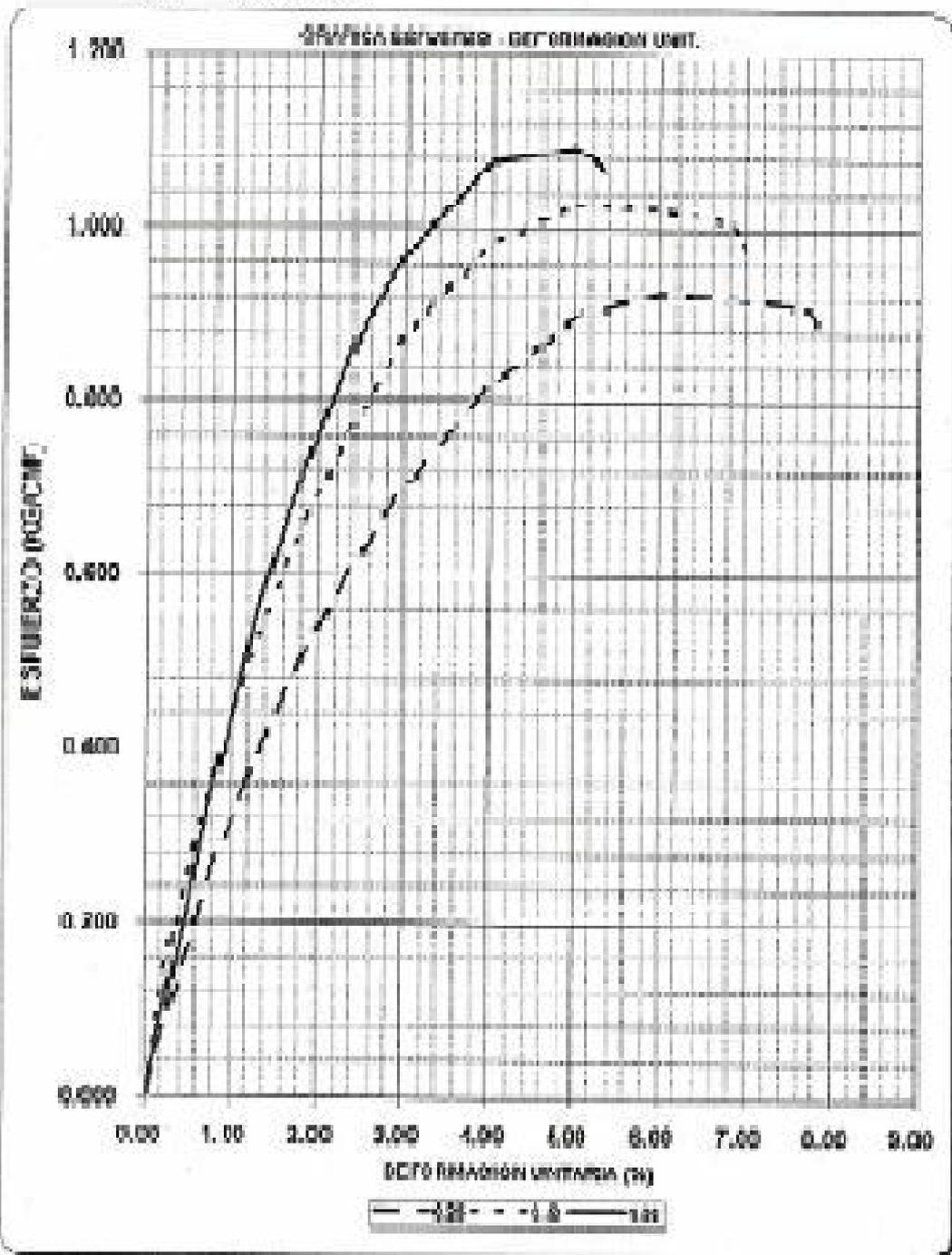
PRUEBA TRIAXIAL III

CONCRETO: B30C30

DEFORMADOR: 3000-T

PRUEBA: F. 2004.50 m

INDICADOR: 112



## FES ARAGÓN.

### PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla orgánica café oscuro con escasa arena fina.

PROYECTO: POPO

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 18-2

PROFUND.: 10.30-10.50 m.

OPERADOR: JCRE

FECHA: 16 - Ene - 2006

CONSTANTE: 0.192

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

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.48	cm	Wo=	92.60	gr
dm=	3.46	cm	Wt=	144.90	gr
di=	3.46	cm	Wt+sh=	237.40	gr
d prom.=	3.46	cm	Wt+ss=	180.30	gr
h1=	7.97	cm	Ss=	2.53	
h2=	7.97	cm	W(%)=	161.30	
h prom.=	7.97	cm	pvhi=	1.233	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	9.421	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.232	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	75.082	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.472	ton/m <sup>3</sup>
ei=	4.360		Gi=	93.59	(%)
ef=	4.366		Wj=	161.58	(%)
si=	93.63	(%)	Wf=	161.30	(%)
sf=	93.47	(%)			

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	9.4206	0.0000
10	5.70	1.0944	0.1667	9.4363	0.1160
20	11.40	2.1888	0.3334	9.4521	0.2316
30	15.40	2.9568	0.5001	9.4679	0.3123
40	19.20	3.6864	0.6668	9.4838	0.3887
50	22.70	4.3584	0.8335	9.4998	0.4588
60	26.20	5.0304	1.0002	9.5158	0.5286
80	33.00	6.3360	1.3336	9.5479	0.6636
100	38.70	7.4304	1.6670	9.5803	0.7756
120	43.70	8.3904	2.0004	9.6129	0.8728
150	51.20	9.8304	2.5005	9.6622	1.0174
180	57.10	10.9632	3.0006	9.7120	1.1288
240	64.30	12.3456	4.0008	9.8132	1.2581
275	65.20	12.5184	4.5843	9.8732	1.2679
280	64.40	12.3648	4.6676	9.8818	1.2513
285	63.50	12.1920	4.7510	9.8905	1.2327
290	61.80	11.8656	4.8343	9.8992	1.1986

1.2679

## FES ARAGÓN.

### PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: POPQ  
SONDEO: SM-1  
MUESTRA: 18-2  
PROFUND.: 10.30-10.50 m.

PRESION: 0.50 kg/cm <sup>2</sup>					
ds=	3.49 cm	Wo=	92.90 gr		
dm=	3.48 cm	Wt=	104.80 gr		
di=	3.48 cm	Wt+sh=	197.40 gr		
di prom.=	3.48 cm	Wt+ss=	141.00 gr		
h1=	7.92 cm	Ss=	2.53		
h2=	7.92 cm	W(%)=	155.80		
h prom.=	7.92 cm	pvhi=	1.232 ton/m <sup>3</sup>		
Ao=	9.521 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.228 ton/m <sup>3</sup>		
Vo=	75.403 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.482 ton/m <sup>3</sup>		
ei=	4.253	Gi=	92.68 (%)		
ef=	4.270	Wi=	155.63 (%)		
si=	92.807 (%)	Wf=	155.80 (%)		
sf=	92.315 (%)				
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	9.5206	0.0000
10	6.90	1.3248	0.1667	9.5365	0.1389
20	12.40	2.3808	0.3334	9.5524	0.2492
30	17.10	3.2832	0.5001	9.5685	0.3431
40	22.10	4.2432	0.6668	9.5845	0.4427
50	27.00	5.1840	0.8335	9.6006	0.5400
60	31.80	6.1056	1.0002	9.6168	0.6349
80	38.90	7.4688	1.3336	9.6493	0.7740
100	46.20	8.8704	1.6670	9.6820	0.9162
120	52.40	10.0608	2.0004	9.7149	1.0356
150	61.50	11.8080	2.5005	9.7648	1.2092
180	67.90	13.0368	3.0006	9.8151	1.3282
240	73.80	14.1696	4.0008	9.9174	1.4288
245	73.20	14.0544	4.0842	9.9260	1.4159
250	71.70	13.7664	4.1675	9.9346	1.3857
255	70.70	13.5744	4.2509	9.9433	1.3652

1.4288

FES ARAGÓN.

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: POPO  
 SONDEO: SM-1  
 MUESTRA: 18-2  
 PROFUND: 10.30-10.50 m.

PRESIÓN:	1.00 kg/cm <sup>2</sup>		
ds=	3.49 cm	Wo=	93.20 gr
dm=	3.50 cm	Wl=	63.50 gr
di=	3.49 cm	Wt+sh=	156.50 gr
d prom.=	3.50 cm	Wt+ss=	98.80 gr
h1=	8.00 cm	Ss=	2.53
h2=	8.00 cm	Vv(%)=	163.46
h prom.=	8.00 cm	pvhi=	1.213 ton/m <sup>3</sup>
Ad=	9.603 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.211 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	76.822 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.460 ton/m <sup>3</sup>
ei=	4.494	Gi=	92.02 (%)
ef=	4.506	Wi=	164.02 (%)
si=	92.095 (%)	Wf=	163.46 (%)
sf=	91.777 (%)		

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	9.6028	0.0000
10	4.90	0.9408	0.1667	9.6188	0.0978
20	10.20	1.9584	0.3334	9.6349	0.2033
30	15.20	2.9184	0.5001	9.6511	0.3024
40	20.20	3.8784	0.6668	9.6673	0.4012
50	24.70	4.7424	0.8335	9.6835	0.4897
60	28.70	5.5104	1.0002	9.6998	0.5681
80	37.00	7.1040	1.3336	9.7326	0.7299
100	43.70	8.3904	1.6670	9.7656	0.8592
120	50.30	9.6576	2.0004	9.7988	0.9856
150	59.70	11.4624	2.5005	9.8491	1.1638
180	67.20	12.9024	3.0006	9.8999	1.3033
240	75.30	14.4576	4.0008	10.0030	1.4453
260	76.40	14.6688	4.3342	10.0379	1.4613
265	76.20	14.6304	4.4176	10.0466	1.4563
270	75.80	14.5536	4.5009	10.0554	1.4473
275	75.10	14.4192	4.5843	10.0642	1.4327

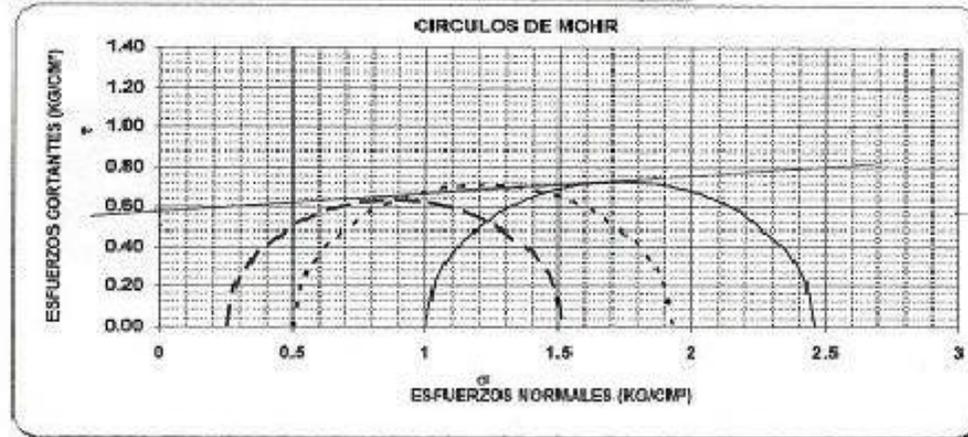
## FES ARAGÓN.

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: POPO  
 SONDEO: SM-1  
 MUESTRA: 18-2 PROF.: 10.30-10.50 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:  
 ARCILLA ORGÁNICA CAFÉ OSCURO CON ESCASA  
 ARENA FINA

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> )	Gwl (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Se=	
1	0.25	1.27	1.233	93.6	4.360	2.53	
2	0.50	1.43	1.232	92.7	4.253	w <sub>n</sub> = 160.74 %	
3	1.00	1.46	1.213	92.0	4.494	w <sub>f</sub> = 160.19 %	
DATOS FINALES						G <sub>w</sub> = 92.77 %	
		ef	G <sub>wf</sub>	w <sub>f</sub>	p <sub>v</sub> f	G <sub>wf</sub> = 92.52 %	
1	0.25	4.366	93.469	161.30	1.232	P <sub>Vf</sub> = 1.226 ton/m <sup>3</sup>	
2	0.50	4.270	92.315	156.80	1.228	P <sub>Vf</sub> = 1.224 ton/m <sup>3</sup>	
3	1.00	4.506	91.777	153.46	1.211	ei= 4.37	
						ef= 4.38	

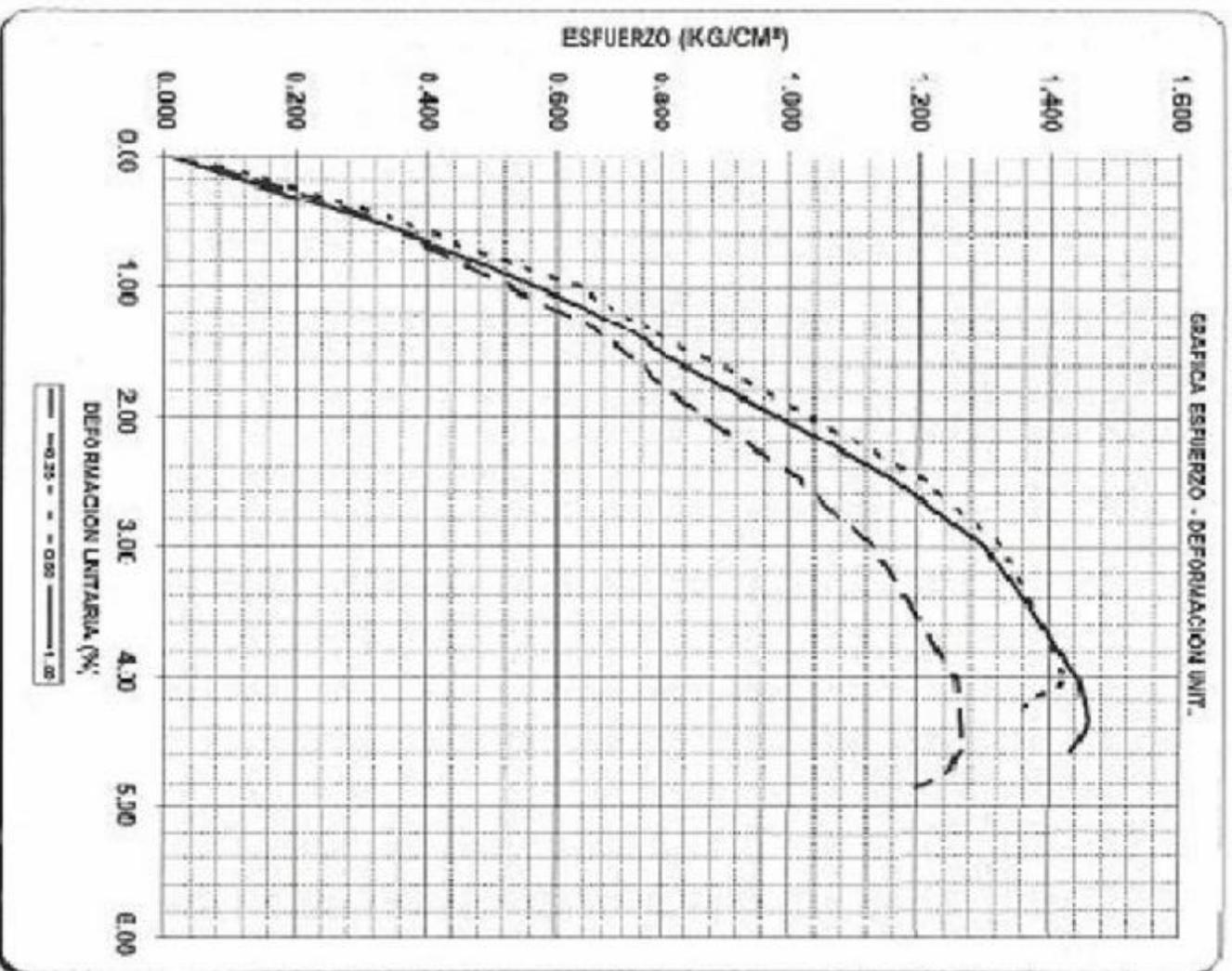


C= 0.53 kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= 5 grados  
 E= kg/cm<sup>2</sup>  
 Ap: 0.45

FES ARAGON

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: POPO  
SONDEO: SM-1  
PROF: 10.30-10.50 m  
MUESTRA: 1B-2



## FES ARAGÓN.

### CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: POPO	PROF.: 6.30-6.50 m.
SONDEO: SM-1	CONS.No 3
MUESTRA: 11-2	Ss= 2.50
ANILLO No 3	FECHA: 16 - Ene - 2006
D. ANILLO 8.050 Cm.	
H. ANILLO 2.000 Cm.	
A. ANILLO 50.896 Cm2.	
W.ANILLO 165.850 Gr.	

#### DATOS INICIALES

Wh+A 310.60 gr  
W TARA 35.00 gr

#### DATOS FINALES

Wh+A+T 342.70 gr  
Ws+A+T 278.10 gr

Ws= 77.2500 gr

Whi= 144.7500 gr

Wwi= 67.5000 gr

Whf= 141.8500 gr

Wwf= 64.6000 gr

Vi= 101.7917 cm3

Vf= 97.0075 cm3

Vs= 30.9000 cm3

Vv= 70.8917 cm3

Vw= 67.5000 cm3

Pvhi= 1.4220 ton/m3

Pvhf= 1.4623 ton/m3

Wi= 87.3786 %

Si= 95.22 %

Wf= 83.6246 %

Sf= 97.72 %

ei 2.2942

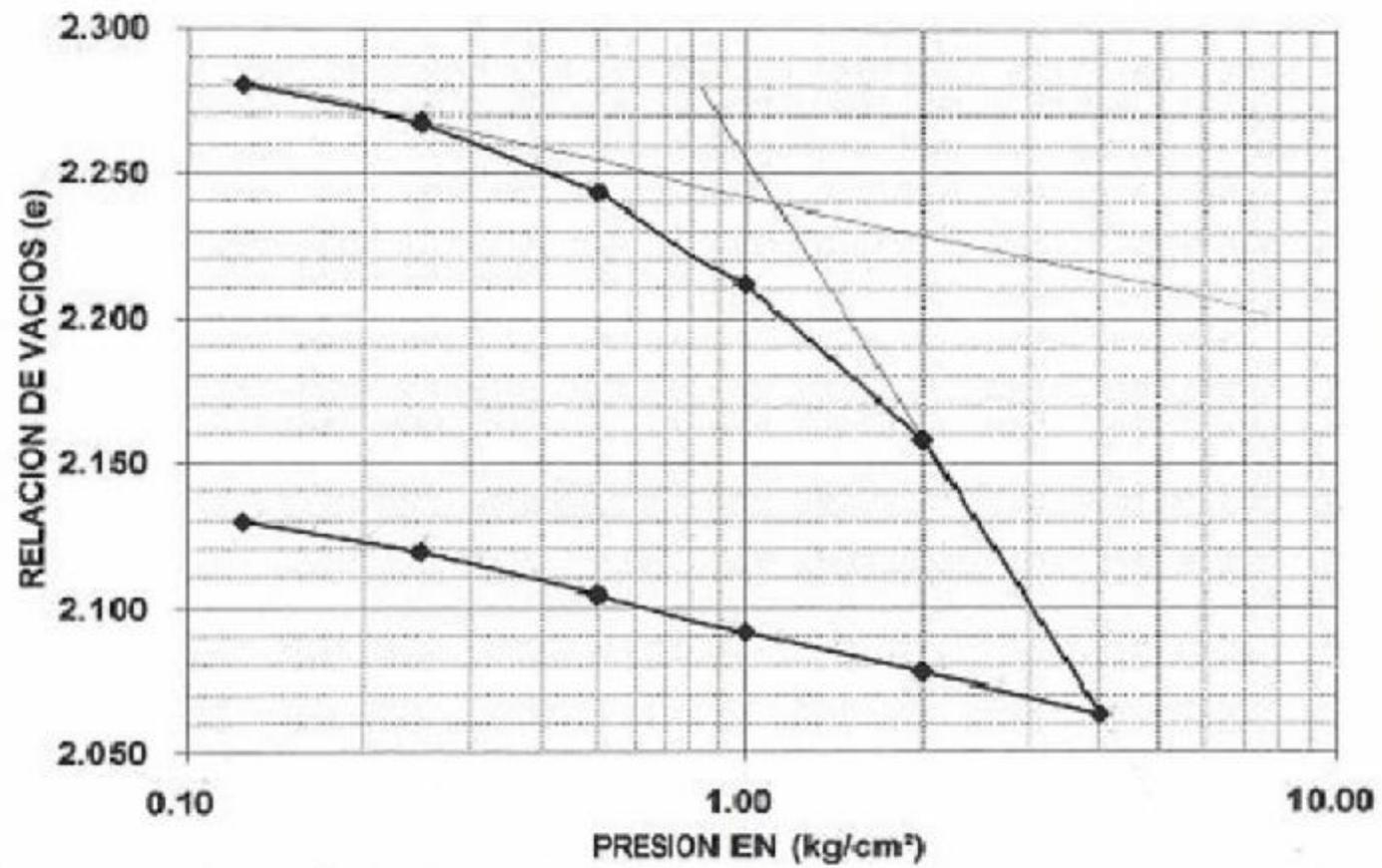
ef 2.1394

Presión Kg/cm2	Micro mm	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	18.680					
0.125	18.562	0.032	0.0860	0.4300	2.2801	101.3540
0.250	18.454	0.063	0.1630	0.8150	2.2674	100.9621
0.500	18.288	0.082	0.3100	1.5500	2.2432	100.2139
1.000	18.064	0.114	0.5020	2.5100	2.2115	99.2367
2.000	17.705	0.149	0.8260	4.1300	2.1582	97.5877
4.000	17.090	0.187	1.4030	7.0150	2.0631	94.6510
2.000	17.198	0.166	1.3160	6.5800	2.0775	95.0938
1.000	17.312	0.136	1.2320	6.1600	2.0913	95.5213
0.500	17.421	0.106	1.1530	5.7650	2.1043	95.9234
0.250	17.535	0.081	1.0640	5.3200	2.1190	96.3764
0.125	17.620	0.062	0.9980	4.9900	2.1298	96.7123
0.000	17.740	0.000	0.9400	4.7000	2.1394	97.0075

FES ARAGÓN.

POPO

SM-1 M-11-2 PROFUND.. 6.30-6.50 m.



## FES ARAGÓN.

### CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: POPO

SONDEO: SM-1

PROF.: 10.30-10.50 m.

MUESTRA: 18-2

CONS.No 4

ANILLO No 4

Ss= 2.53

D. ANILLO 7.950 Cm.

FECHA: 16 - Ene - 2006

H. ANILLO 2.000 Cm.

A. ANILLO 49.639 Cm2.

W.ANILLO 169.310 Gr.

**DATOS INICIALES**

**DATOS FINALES**

Wh+A 305.80 gr

Wh+A+T 330.85 gr

W TARA 36.10 gr

Ws+A+T 270.40 gr

Ws= 64.9900 gr

Whi= 136.4900 gr

Wwi= 71.5000 gr

Whf= 125.4400 gr

Wwf= 60.4500 gr

Vi= 99.2784 cm3

Vf= 86.1736 cm3

Vs= 25.6877 cm3

Vv= 73.5906 cm3

Vw= 71.5000 cm3

Pvhi= 1.3748 ton/m3

Pvhf= 1.4557 ton/m3

Wj= 110.0169 %

Sj= 97.16 %

Wf= 93.0143 %

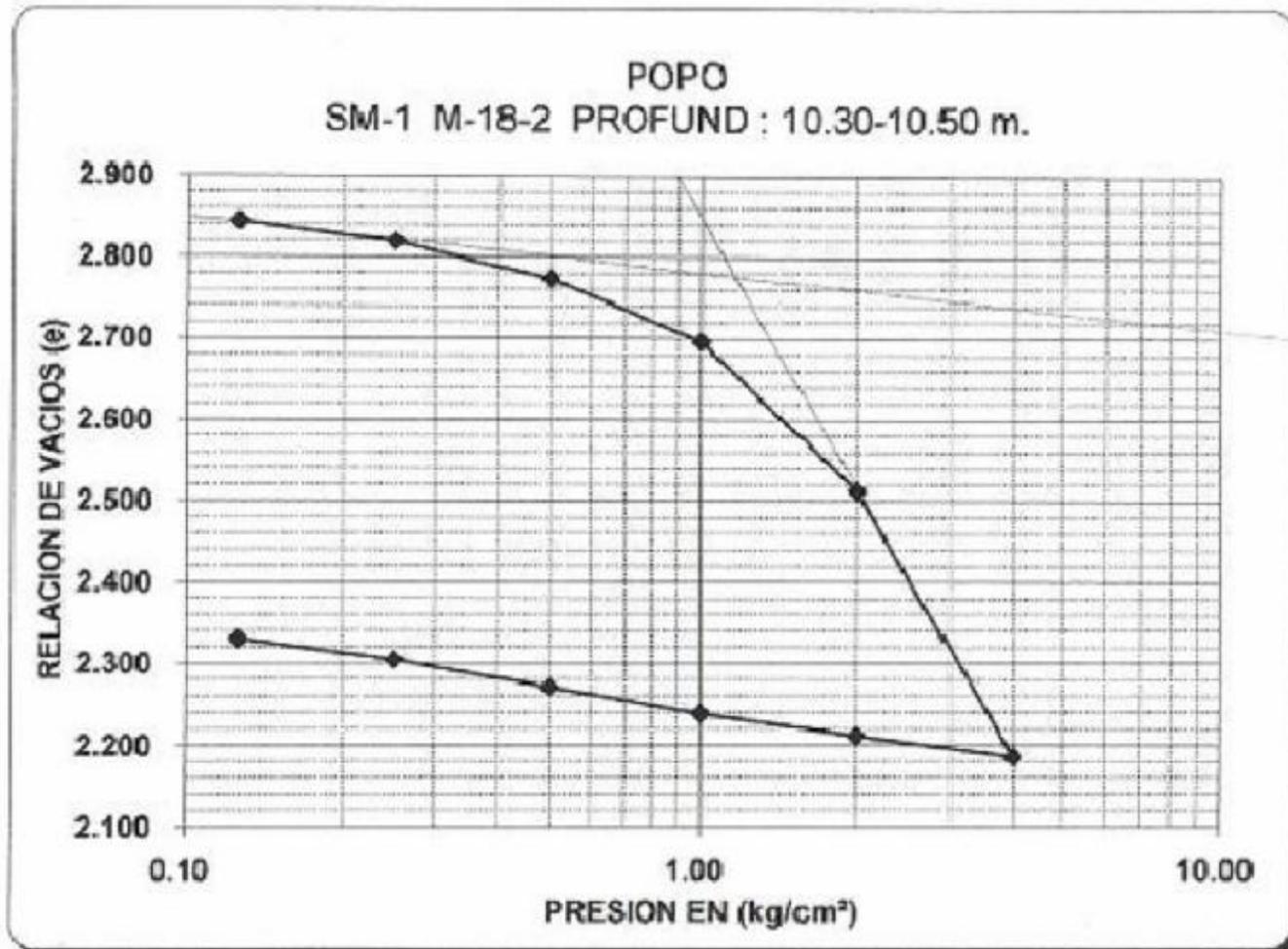
Sf= 99.94 %

ei 2.8648

ef 2.3547

Presión Kg/cm2	Micro mm	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	20.040					
0.125	19.902	0.031	0.1070	0.5350	2.8441	98.7473
0.250	19.749	0.051	0.2400	1.2000	2.8184	98.0871
0.500	19.488	0.077	0.4750	2.3750	2.7730	96.9205
1.000	19.063	0.105	0.8720	4.3600	2.6963	94.9499
2.000	18.073	0.144	1.8230	9.1150	2.5125	90.2292
4.000	16.342	0.183	3.5150	17.5750	2.1856	81.8302
2.000	16.490	0.166	3.3840	16.9200	2.2109	82.4805
1.000	16.670	0.126	3.2440	16.2200	2.2379	83.1754
0.500	16.870	0.095	3.0750	15.3750	2.2706	84.0143
0.250	17.068	0.072	2.9000	14.5000	2.3044	84.8830
0.125	17.218	0.054	2.7680	13.8400	2.3299	85.5383
0.000	17.400	0.000	2.6400	13.2000	2.3547	86.1736

FES ARAGÓN.



**SONDEO MIXTO II.**

**FES ARAGÓN.**

**REPORTE DIARIO DE PERFORACION**

OBRA: <u>YACATAS</u>	COORDENADAS: X	Y	Z
LOCALIZACION: <u>PROLONGACION YACATAS, ESQ CON EJE 8</u>	FECHA DE INICIO: _____	Hrs. _____	
POZO No. <u>SM - 2</u>	TERMINACION: _____	Hrs. _____	
TIPO DE SONDEO: <u>MIXTO - 2</u>	BOMBA: MOYNO 3LG		
LONGYEAR 34			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
	0.00	0.60	0.60	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE EN RELLENO
1	0.60	1.20	0.60	0.20			8	19	15	T. P.	ARCILLA PLÁSTICA CAFÉ
2	1.20	1.80	0.60	0.40			5	12	6	T. P.	ARCILLA PLÁSTICA POCO ARENOSA CAFÉ
3	1.80	2.40	0.60	0.50			1	5	6	T. P.	ARCILLA ARENOSA CAFÉ
4	2.40	3.00	0.60	0.40			1	16	10	T. P.	20 cm ARENA FINA Y 20 cm ARENA ARCILLOSA
5	3.00	3.60	0.60	0.35			6	25	17	T. P.	ARENA FINA CON GRAVILLAS
6	3.60	4.20	0.60	0.12			8	5	3	T. P.	ARENA FINA CON GRAVILLAS
8	4.20	4.80	0.60	0.60			PRESIÓN HIDRÁULICA			SHELBY	ARCILLA POCO ARENOSA CAFÉ
8	4.80	5.40	0.60	0.50			1	2	2	T. P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO
9	5.40	6.00	0.60	0.37			1	3	2	T. P.	ARCILLA NEGROSA
10	6.00	6.80	0.60	0.35			PRESIÓN HIDRÁULICA			SHELBY	ARCILLA NEGROSA
11	6.80	7.40	0.60	0.46			1	5	5	T. P.	ARCILLA VARIOS TONOS
12	7.40	8.00	0.60	0.38			6	6	3	T. P.	12 cm ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA Y 24 cm ARENA FINA GRIS CLARO
13	8.00	8.60	0.60	0.37			1	2	2	T. P.	ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA CAFÉ OSCURO
14	8.60	9.20	0.60	0.35			1	8	2	T. P.	5 cm ARENA FINA Y 30 cm ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA
15	9.20	10.00	0.60	0.70			PRESIÓN HIDRÁULICA			SHELBY	ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA CAFÉ
16	10.00	10.60	0.60	0.45			1	1	1	T. P.	ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA CAFÉ
17	10.60	11.20	0.60	0.38			1	3	2	T. P.	ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA CAFÉ
18	11.20	11.80	0.60	0.39			PRESIÓN HIDRÁULICA				ARCILLA CON MATERIA ORGÁNICA VERDOSA
19	11.80	12.40	0.60	0.25			1	2	3	T. P.	ARCILLA CON VARIOS TONOS
20	12.40	13.20	0.60	0.60			PRESIÓN HIDRÁULICA			SHELBY	ARENA FINA NEGRA
21	13.20	13.80	0.60	0.40			1	3	2	T. P.	ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA
22	13.80	14.40	0.60	0.35			1	8	4	T. P.	5cm ARENA FINA COLOR GRIS Y 30 cm ARCILLA ROJIZA
23	14.40	15.00	0.60	0.00			2	2	11	T. P.	NO SE RECUPERÓ MUESTRA
24	15.00	15.45	0.45	0.55			38	50/30		T. P.	15 cm DE ARENA FINA VARIOS TONOS Y 40 cm ARCILLA POCO ARENOSA
MIVEL FREATICO (m): <u>3.10</u>				TURNO DE _____		HRS. _____		PROF. PROYECTO _____			
OBSERVACIONES GENERALES: _____				_____		_____		PROF. REAL: <u>29.89 m.</u>			
_____				_____		_____		OPERADOR: <u>Sr. Hugo Pérez J.</u>			
_____				_____		_____		SUPERVISOR: <u>Sr. Carlos Reyes Molina</u>			
ADEME (m): _____				_____		_____		FECHA: <u>16 - Enero - 2006</u>			

OBRA: <u>YACATAS</u>	COORDENADAS: X	Y	Z
LOCALIZACION: <u>PROLONGACION YACATAS, ESQ CON EJE 8</u>	FECHA DE INICIO: _____	Hrs. _____	
POZO No. <u>SM- 2</u>	TERMINACION: _____	Hrs. _____	
TIPO DE SONDEO: <u>MIXTO- 2</u>	BOMBA: MOYNO 3L6		
LONGYEAR 34			

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DE MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm.			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	N° DE GOLPES EN				
							15 cm.	30 cm.	15 cm.		
	15.45	15.60	0.15	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA
25	15.60	16.01	0.41	0.22			8	50/26		T. P.	ARENA FINA GRIS VERDOSO
	16.01	16.20	0.19	0.00			AVANCE			T. P.	AVANCE BROCA TRICÓNICA
26	16.20	16.80	0.60	0.53			3	4	2	T. P.	18 cm ARCILLA VERDOSA Y 35 cm. ARENA FINA ARCILLOSA
27	16.80	17.40	0.60	0.52			1	4	2	T. P.	ARCILLA GRIS VERDOSO
28	17.40	18.00	0.60	0.35			1	2	1	T. P.	ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTES DE ARENA
29	18.00	18.60	0.60	0.45			2	35	25	T. P.	13 cm ARENA FINA Y 32 cm ARCILLA VERIOS TONOS
30	18.60	19.20	0.60	0.50			16	35	18	T. P.	P. S. 40 cm LIMO ARENOSO FINO P. I. 10 cm ARENA FINA
31	19.20	19.80	0.60	0.47			2	4	4	T. P.	ARCILLA CAFÉ CLARO
32	19.80	20.40	0.60	0.45			1	2	11	T. P.	P. S. 40 cm ARCILLA CAFÉ CLARO P. I. 5 cm CENIZA VOLCÁNICA
33	20.40	20.70	0.30	0.30			PRESIÓN HIDRÁULICA			SHELBY	ARENA FINA CAFÉ CLARO.
34	20.70	20.02	0.32	0.40			15	50/27		T. P.	ARENA FINA CAFÉ CLARO.
	21.02	21.30	0.28	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA
35	21.30	21.65	0.35	0.20			30	50/20		T. P.	ARENA FINA CAFÉ CLARO CON GRAVILLAS
	21.65	21.90	0.25	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA
36	21.90	22.17	0.27	0.07			18	50/12		T. P.	ARENA FINA CAFÉ CLARO
	22.17	22.50	0.33	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA
37	22.50	22.85	0.35	0.35			18	50/20		T. P.	P. S. 15 cm ARENA FINA P. I. 20 cm LIMO ARENOSO
	22.85	23.10	0.25	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA
38	23.70	23.55	0.45	0.38			12	50/30		T. P.	ARENA LIMOSA CAFÉ
	23.55	23.70	0.15	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA
39	23.70	23.95	0.25	0.22			30	50/10		T. P.	ARENA LIMOSA CAFÉ CLARO
	23.95	24.30	0.35	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA
40	24.30	24.71	0.41	0.00			18	50/26		T. P.	ARENA LIMOSA CON GRAVILLAS
	24.71	24.90	0.19	0.00			AVANCE			B. T.	AVANCE BROCA TRICÓNICA

MIVEL FREATICO (m): <u>3.10 m</u>	TURNO DE: _____	HRS. _____	PROF. PROYECTO: _____
OBSERVACIONES GENERALES: _____			PROF. REAL: <u>29.89 m</u>
			OPERADOR: <u>Sr. Hugo Pérez J.</u>
			SUPERVISOR: <u>Sr. Carlos Reyes Molina</u>
ADEME (m): _____			FECHA: <u>16 - Enero - 2006</u>



# FES ARAGÓN

## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: PROLONGACION YACATAS FECHA: 16-Ene-06  
 SONDEO: SM-2

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
2	1.20 1.80	160	16.80	94.30	77.60	27.47	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISÀCEO OBSCURO, CON POCA ARENA FINA, MEDIA Y GRUESA	
3	1.80 2.40	70	19.70	90.80	72.10	35.69	ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÀCEO OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA.	
4 P.S.	2.40 3.00	53	23.50	101.50	79.60	39.04	LIMO CAFÉ GRISÀCEO OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA.	
4 P.I.		132	28.10	118.00	108.10	12.38	ARENA BIEN GRADUADA, POCO LIMOSA, GRIS OBSCURO, CON GRAVILLAS AISLADAS.	
5	3.00 3.60	117	26.10	102.30	95.00	10.60	ARENA BIEN GRADUADA, POCO LIMOSA, GRIS OBSCURO, CON GRAVILLAS AISLADAS.	
6	3.60 4.20	145	17.50	103.10	87.60	22.11	ARENA BIEN GRADUADA CON GRAVILLAS Y POCOS FINOS DE LIMO.	
7-1	4.37 4.59	62	26.60	102.30	73.20	62.45	LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS OBSCURO CON MATERIA ORGÁNICA.	
7-2	4.59 4.80	92	19.90	93.90	65.40	62.64	LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS OBSCURO CON MATERIA ORGÁNICA.	
8	4.80 5.40	122	23.40	98.70	67.70	69.98	ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OBSCURO, CON MATERIA ORGÁNICA.	
9	5.40 6.00	51	26.80	93.00	65.90	69.31	ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OBSCURO NEGRUZCO CON MATERIA ORGÁNICA.	
10-1	6.44 6.62	6	12.10	58.00	37.90	77.91	LIMO ARCILLOSO, GRIS OBSCURO, CON MATERIA ORGÁNICA.	
10-2	6.62 6.80	188	24.60	70.30	51.30	71.16	LIMO POCO ARCILLOSO.	
11	6.80 7.40	139	26.30	108.60	73.70	73.63	ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS, CON ESCASA ARENA FINA.	





# FES ARAGÓN

## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: PROLONGACION YACATAS  
 SONDEO: SM-2

FECHA: 16-Ene-06

Muestra N°	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
	m.	N°	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm <sup>2</sup>	
28 P.S.	18.00	67	24.00	74.70	41.10	196.49		
	18.60							ARCILLA GRIS CLARO.
28 P.I.		157	18.50	122.10	97.50	31.14		LIMO CON ARENA FINA, PUMÍTICA, GRIS OSCURO.
29 P.S.	18.60	185	23.10	105.10	80.70	42.36		
	19.20							LIMO POCO ARENOSO, FINO, GRIS OSCURO.
29 P.I.		166	23.10	83.30	73.80	18.74		ARENA FINA, POCO LIMOSA, GRIS.
30	9.20	108	17.50	88.10	57.60	76.06		
	19.80							ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÀCEO OSCURO.
31 P.S.	19.80	87	17.40	87.00	53.20	94.41		
	20.40							ARCILLA GRIS CLARO
31 P.I.		187	22.60	61.40	50.30	40.07		LIMO GRIS BLANQUIZCO.
32	20.47	258	19.80	59.50	38.50	112.30		
	20.70							LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS, CON ESCASA ARENA FINA, PUMÍTICA.
33	20.70	131	23.30	148.30	125.20	22.67		LIMO POCO ARCILLOSO, CAFÉ GRISÀCEO CLARO, CON POCA ARENA FINA.
34	21.30	170	24.30	107.70	94.50	18.80		
	21.65							ARENA FINA, MEDIA, LIMOSA, GRIS, CON GRAVILLAS AISLADAS.
35	21.90	190	17.10	73.20	62.20	24.39		
	22.17							LIMO POCO ARENOSO, FINO, GRIS.
36 P.S.	22.50	149	25.70	118.10	107.10	13.51		
	22.85							LIMO ARENOSO, FINO, CON GRAVILLAS AISLADAS, GRIS.
36 P.I.		30	12.10	77.80	64.10	26.35		LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS CLARO, CON POCA ARENA FINA.
37	23.10	98	16.70	96.10	77.00	31.67		
	23.55							LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS CLARO, CON POCA ARENA FINA.



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 3 PROF.: 1.80-2.40 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO OSCURO.

### LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	322	17.80	15.70	11.80	53.85
33	325	18.50	16.40	12.70	56.76
16	351	21.60	18.00	11.80	58.06
10	315	23.00	18.80	11.80	60.00

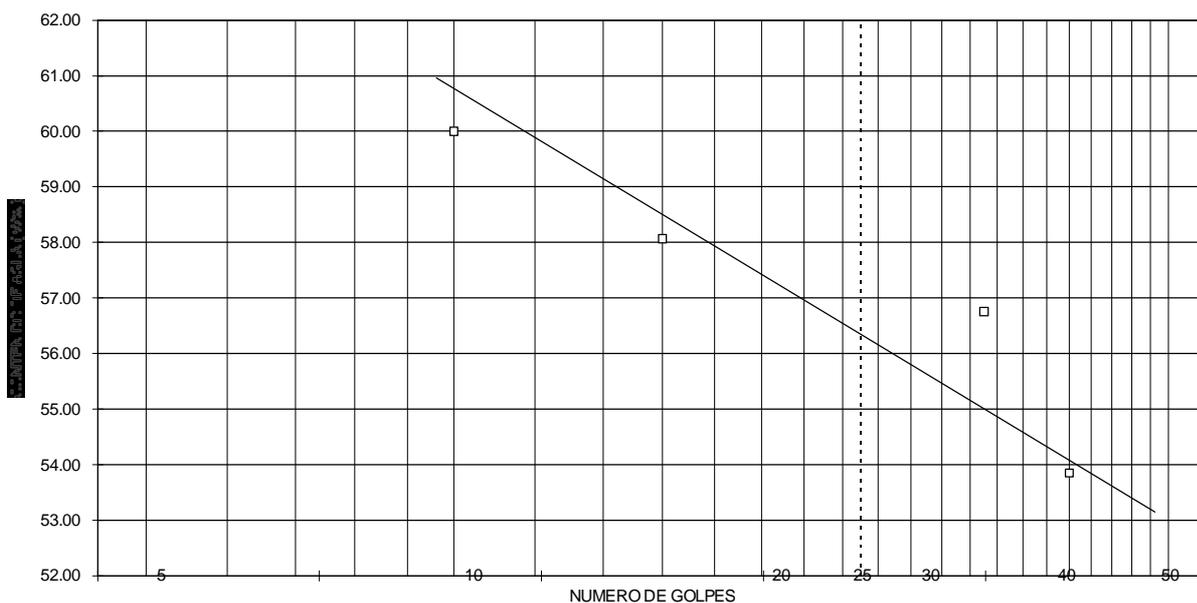
### LIMITE PLASTICO

	422	13.10	11.80	7.80	32.50
	437	13.30	12.10	8.00	29.27

### CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
56.00	30.88	25.12	OH-MH



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 7-1 PROF.: 4.37-4.59 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS OSCURO.

### LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	306	17.10	14.50	10.50	65.00
32	368	18.20	16.00	12.70	66.67
19	324	20.20	16.50	11.30	71.15
9	401	21.60	17.60	12.20	74.07

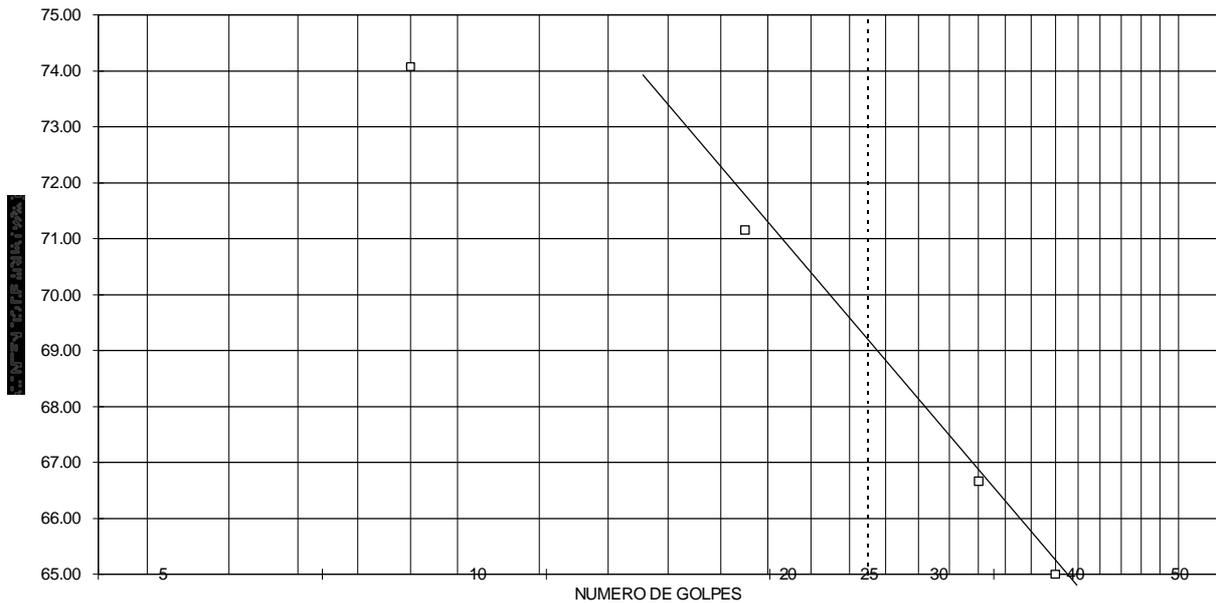
### LIMITE PLASTICO

	455	13.10	11.60	7.70	38.46
	449	13.20	11.70	7.70	37.50

### CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
68.80	37.98	30.82	OH-MH



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 10-2 PROF.: 6.44-6.62 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO.

### LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
41	403	17.00	14.30	10.90	79.41
31	398	19.00	15.10	10.40	82.98
17	332	21.30	17.10	12.10	84.00
10	402	23.00	18.40	13.10	86.79

### LIMITE PLASTICO

	17	14.40	13.00	10.10	48.28
	18	14.50	13.10	10.20	48.28

### CONTRACCION LINEAL

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

	L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
	82.00	48.28	33.72	OH-MH



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO Nº: SM-2 MUESTRA: 15-4 PROF.: 9.83-10.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO.

### LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
47	349	17.60	15.20	12.70	96.00
35	345	18.50	15.30	12.10	100.00
22	366	19.30	14.60	10.00	102.17
12	317	20.50	16.10	12.00	107.32

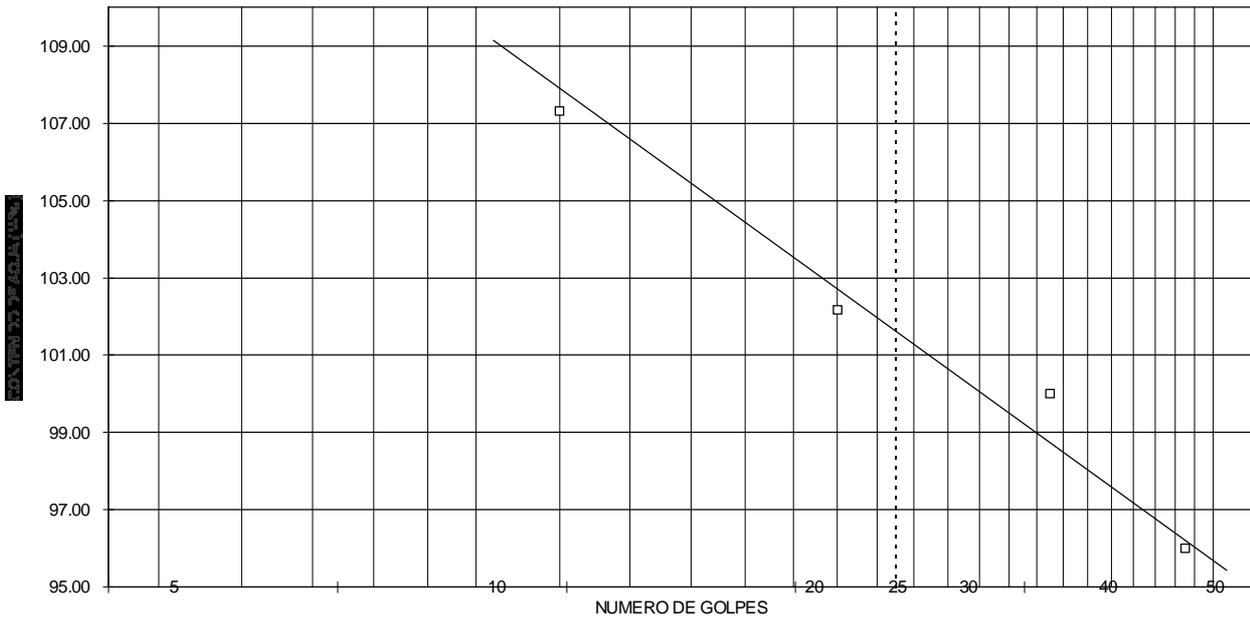
### LIMITE PLASTICO

	4	14.20	12.60	9.40	50.00
	20	14.30	12.70	9.50	50.00

### CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
101.10	50.00	51.10	OH-MH



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 20-2 PROF.: 12.82-13.01 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ OSCURO.

### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
45	394	18.20	13.00	11.60	371.43
34	386	20.30	12.40	10.30	376.19
18	305	21.20	13.10	11.00	385.71
10	318	22.30	14.10	12.00	390.48

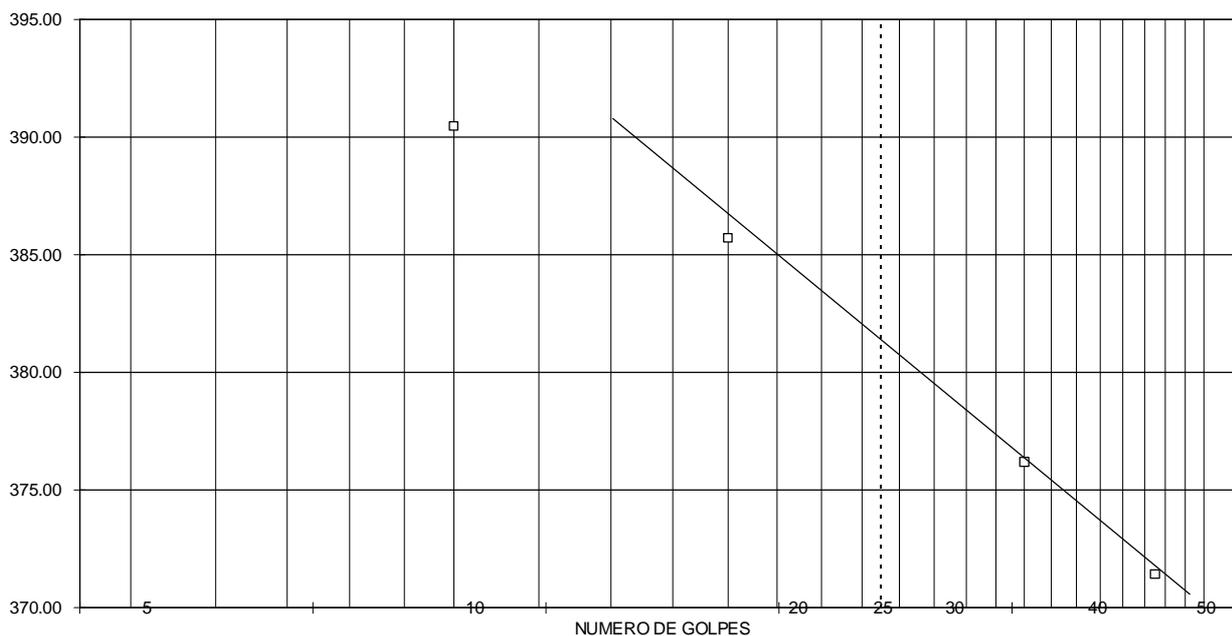
### LIMITE PLASTICO

	426	13.10	10.80	7.80	76.67
	437	13.30	11.10	8.00	70.97

### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
380.60	73.82	306.78	CH



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 26 PROF.: 16.80-17.40 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO.

### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
48	396	17.40	13.90	11.80	166.67
31	386	18.70	13.30	10.20	174.19
19	316	19.40	15.20	12.90	182.61
8	379	21.10	15.20	12.10	190.32

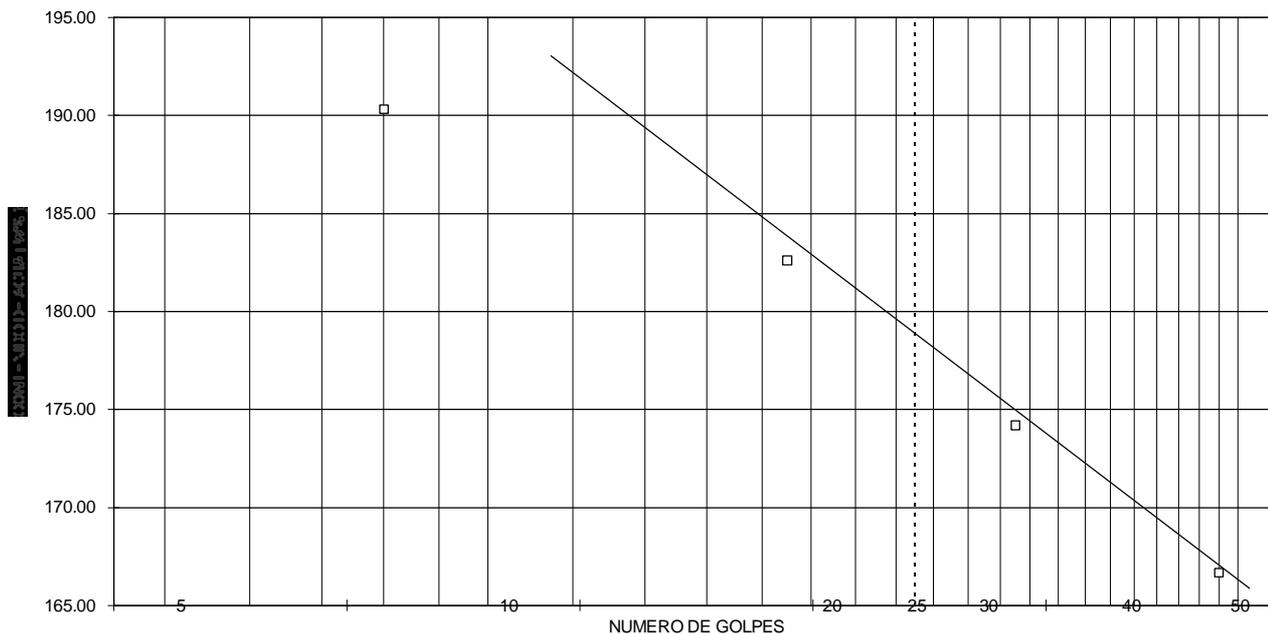
### LIMITE PLASTICO

	449	12.80	10.80	7.70	64.52
	447	13.10	11.00	8.00	70.00

### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
177.00	67.26	109.74	OH-MH



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 32 tramo único PROF.: 20.47-20.70 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÀCEO OBSCURO.

### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
48	406	17.70	14.50	12.80	188.24
34	390	18.70	14.50	12.30	190.91
22	358	21.00	15.00	11.90	193.55
10	340	21.50	15.10	11.90	200.00

### LIMITE PLASTICO

	450	13.20	11.40	7.90	51.43
	439	13.30	11.50	7.90	50.00

### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
193.15	50.71	142.44	CH



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO N°: SM-2 MUESTRA: 43 PROF.: 26.20-26.55 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA LIMOSA CON POCA ARENA FINA, CAFÉ OBSCURO.

### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
48	314	17.70	15.60	10.20	38.89
38	394	19.15	17.00	11.60	39.81
20	342	21.30	18.60	12.20	42.19
10	402	22.60	19.60	13.10	46.15

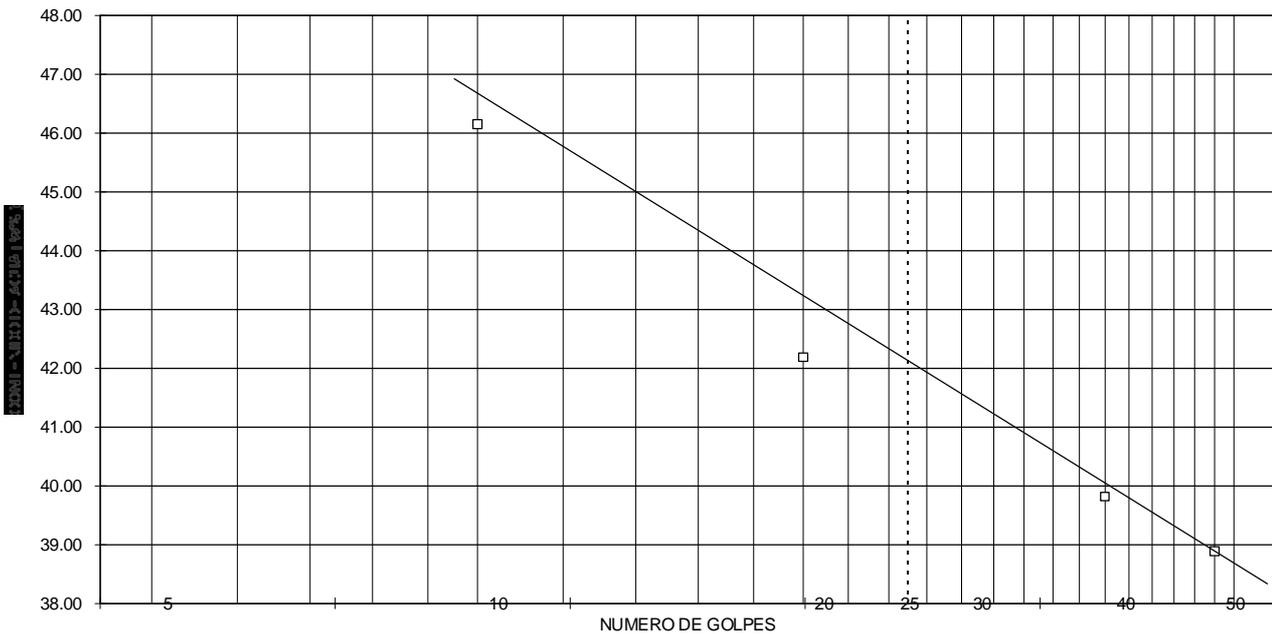
### LIMITE PLASTICO

	29	14.20	13.30	10.00	27.27
	18	14.40	13.60	10.20	23.53

### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
41.90	25.40	16.50	CL



# FES ARAGÓN.

## PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2

Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
3	1.80-2.40	72.10	22.80	19.70	52.40	49.30	94.08
7-1	4.37-4.59	73.20	26.80	26.60	46.60	46.40	99.57
10-1	6.44-6.62	37.90	12.50	12.10	25.80	25.40	98.45
15-4	9.83-10.00	59.50	29.70	27.20	32.30	29.80	92.26
20-2	12.82-13.01	21.90	14.30	13.50	8.40	7.60	90.48
26	16.80-17.40	49.90	23.40	23.20	26.70	26.50	99.25
32	20.47-20.70	38.50	22.40	19.80	18.70	16.10	86.10
43	26.20-26.55	99.30	44.80	18.20	81.10	54.50	67.20

fecha: 16-Enero-2006

**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Limo poco arcilloso, gris oscuro, con materia orgánica.

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

FECHA: 16/01/2006

MUESTRA: 7-1

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 4.37-4.59 m.

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

OPERADOR: JCRE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.49	cm	Wo=	131.60	gr
dm=	3.52	cm	Wt=	67.50	gr
di=	3.52	cm	Wt+sh=	198.90	gr
d prom.=	3.52	cm	Wt+ss=	150.90	gr
h1=	8.84	cm	Ss=	2.56	
h2=	8.84	cm	W(%)=	57.55	
h prom.=	8.84	cm	pvhi=	1.534	ton/m3
Ao=	9.704	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.532	ton/m3
Vo=	85.781	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.974	ton/m3
ei=	1.629		Gi=	90.44	(%)
ef=	1.633		Wi=	57.79	(%)
si=	90.60	(%)	Wf=	57.55	(%)
sf=	90.22	(%)			
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	9.7038	0.0000
10	4.20	0.8064	0.1667	9.7200	0.0830
20	8.20	1.5744	0.3334	9.7362	0.1617
30	12.70	2.4384	0.5001	9.7525	0.2500
40	17.30	3.3216	0.6668	9.7689	0.3400
50	21.80	4.1856	0.8335	9.7853	0.4277
60	24.80	4.7616	1.0002	9.8018	0.4858
80	30.70	5.8944	1.3336	9.8349	0.5993
100	34.80	6.6816	1.6670	9.8683	0.6771
120	37.00	7.1040	2.0004	9.9018	0.7174
150	38.30	7.3536	2.5005	9.9526	0.7389
155	38.10	7.3152	2.5839	9.9612	0.7344
160	37.80	7.2576	2.6672	9.9697	0.7280
165	36.30	6.9696	2.7506	9.9782	0.6985

0.7389

# FES ARAGÓN.

## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 7-1

PROFUND.: 4.37-4.59 m.

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
<b>ds=</b>	<b>3.48 cm</b>	<b>Wo=</b>	<b>130.30 gr</b>		
<b>dm=</b>	<b>3.49 cm</b>	<b>Wt=</b>	<b>66.80 gr</b>		
<b>di=</b>	<b>3.49 cm</b>	<b>Wt+sh=</b>	<b>196.90 gr</b>		
<b>d prom.=</b>	<b>3.49 cm</b>	<b>Wt+ss=</b>	<b>148.10 gr</b>		
<b>h1=</b>	<b>8.88 cm</b>	<b>Ss=</b>	<b>2.56</b>		
<b>h2=</b>	<b>8.88 cm</b>	<b>W(%)=</b>	<b>60.02</b>		
<b>h prom.=</b>	<b>8.88 cm</b>	<b>pvhi=</b>	<b>1.535 ton/m3</b>		
<b>Ao=</b>	<b>9.557 cm<sup>2</sup></b>	<b>pvhf=</b>	<b>1.533 ton/m3</b>		
<b>Vo=</b>	<b>84.867 cm<sup>3</sup></b>	<b>pvs=</b>	<b>0.959 ton/m3</b>		
<b>ei=</b>	<b>1.668</b>	<b>Gi=</b>	<b>92.11 (%)</b>		
<b>ef=</b>	<b>1.672</b>	<b>Wi=</b>	<b>60.27 (%)</b>		
<b>si=</b>	<b>92.263 (%)</b>	<b>Wf=</b>	<b>60.02 (%)</b>		
<b>sf=</b>	<b>91.886 (%)</b>				
<b>tiempo mm</b>	<b>anillo mm</b>	<b>f Kg</b>	<b>Def. %</b>	<b>Ac cm<sup>2</sup></b>	<b>Esfuerzo Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>0.0000</b>	<b>0.0000</b>	<b>0.0000</b>	<b>0.0000</b>	<b>9.5571</b>	<b>0.0000</b>
<b>10</b>	<b>2.20</b>	<b>0.4224</b>	<b>0.1667</b>	<b>9.5731</b>	<b>0.0441</b>
<b>20</b>	<b>4.70</b>	<b>0.9024</b>	<b>0.3334</b>	<b>9.5891</b>	<b>0.0941</b>
<b>30</b>	<b>7.30</b>	<b>1.4016</b>	<b>0.5001</b>	<b>9.6051</b>	<b>0.1459</b>
<b>40</b>	<b>10.70</b>	<b>2.0544</b>	<b>0.6668</b>	<b>9.6212</b>	<b>0.2135</b>
<b>50</b>	<b>13.80</b>	<b>2.6496</b>	<b>0.8335</b>	<b>9.6374</b>	<b>0.2749</b>
<b>60</b>	<b>16.30</b>	<b>3.1296</b>	<b>1.0002</b>	<b>9.6536</b>	<b>0.3242</b>
<b>80</b>	<b>21.80</b>	<b>4.1856</b>	<b>1.3336</b>	<b>9.6863</b>	<b>0.4321</b>
<b>100</b>	<b>26.60</b>	<b>5.1072</b>	<b>1.6670</b>	<b>9.7191</b>	<b>0.5255</b>
<b>120</b>	<b>29.70</b>	<b>5.7024</b>	<b>2.0004</b>	<b>9.7522</b>	<b>0.5847</b>
<b>150</b>	<b>33.80</b>	<b>6.4896</b>	<b>2.5005</b>	<b>9.8022</b>	<b>0.6621</b>
<b>180</b>	<b>36.80</b>	<b>7.0656</b>	<b>3.0006</b>	<b>9.8527</b>	<b>0.7171</b>
<b>240</b>	<b>41.20</b>	<b>7.9104</b>	<b>4.0008</b>	<b>9.9554</b>	<b>0.7946</b>
<b>300</b>	<b>42.90</b>	<b>8.2368</b>	<b>5.0010</b>	<b>10.0602</b>	<b>0.8188</b>
<b>305</b>	<b>42.40</b>	<b>8.1408</b>	<b>5.0844</b>	<b>10.0690</b>	<b>0.8085</b>
<b>310</b>	<b>41.70</b>	<b>8.0064</b>	<b>5.1677</b>	<b>10.0779</b>	<b>0.7945</b>
<b>315</b>	<b>41.20</b>	<b>7.9104</b>	<b>5.2511</b>	<b>10.0868</b>	<b>0.7842</b>

**0.8188**

**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 7-1

PROFUND.: 4.37-4.59 m.

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.49 cm	Wo=	136.60 gr
dm=	3.50 cm	Wt=	101.20 gr
di=	3.51 cm	Wt+sh=	237.60 gr
d prom.=	3.50 cm	Wt+ss=	191.50 gr
h1=	8.88 cm	Ss=	2.56
h2=	8.88 cm	W(%)=	51.05
h prom.=	8.88 cm	pvhi=	1.599 ton/m3
Ao=	9.621 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.597 ton/m3
Vo=	85.436 cm <sup>3</sup>	pvs=	1.058 ton/m3
ei=	1.419	Gi=	92.13 (%)
ef=	1.422	Wi=	51.27 (%)
si=	92.301 (%)	Wf=	51.05 (%)
sf=	91.902 (%)		

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	9.6211	0.0000
10	4.70	0.9024	0.1667	9.6372	0.0936
20	6.80	1.3056	0.3334	9.6533	0.1352
30	9.30	1.7856	0.5001	9.6695	0.1847
40	12.30	2.3616	0.6668	9.6857	0.2438
50	15.20	2.9184	0.8335	9.7020	0.3008
60	18.30	3.5136	1.0002	9.7183	0.3615
80	24.70	4.7424	1.3336	9.7512	0.4863
100	30.20	5.7984	1.6670	9.7842	0.5926
120	36.70	7.0464	2.0004	9.8175	0.7177
150	45.00	8.6400	2.5005	9.8679	0.8756
180	51.50	9.8880	3.0006	9.9187	0.9969
240	62.70	12.0384	4.0008	10.0221	1.2012
270	64.20	12.3264	4.5009	10.0746	1.2235
275	63.40	12.1728	4.5843	10.0834	1.2072
280	62.50	12.0000	4.6676	10.0922	1.1890
285	61.20	11.7504	4.7510	10.1010	1.1633

1.2235

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 7-1

PROF.: 4.37-4.59 m.

**FES ARAGÓN.**

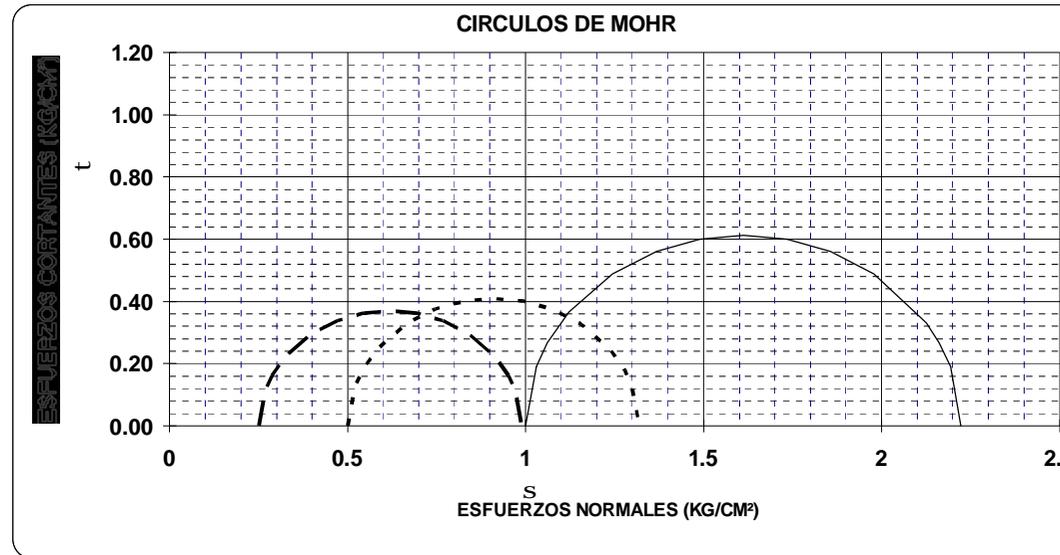
DESCRIPCIÓN DEL SUELO :

LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS OSCURO,  
CON MATERIA ORGÁNICA.

ENSAYO	PRESION	ESF.	PESO		
Num.	CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei
1	0.25	0.74	1.534	90.4	1.629
2	0.50	0.82	1.535	92.1	1.668
3	1.00	1.22	1.599	92.1	1.419
DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	1.633	90.220	57.55	1.532
2	0.50	1.672	91.886	60.02	1.533
3	1.00	1.422	91.902	51.05	1.597

VALORES PROMEDIO

Ss=	2.56
wi=	56.45 %
wf=	56.21 %
Gw=	91.56 %
Gwf=	91.34 %
PVN=	1.556 ton/m <sup>3</sup>
PVF=	1.554 ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.57
ef=	1.58



C=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	_____	grados
E=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
m=	0.45	

# FES ARAGÓN.

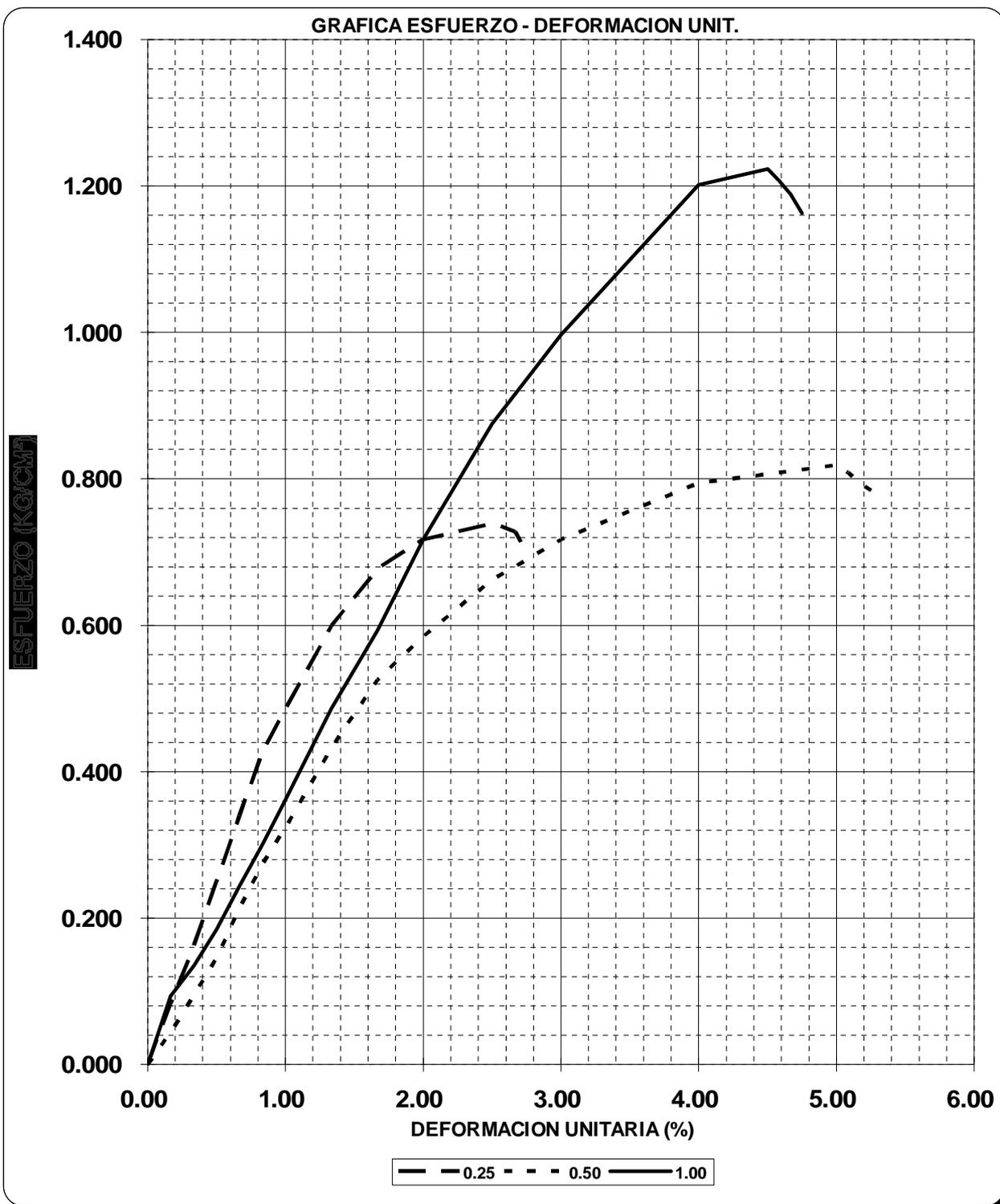
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 7-1

PROF: 4.37-4.59 m.





**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 10-1

PROFUND.: 6.44-6.62 m.

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
<b>ds=</b>	<b>3.49 cm</b>	<b>Wo=</b>	<b>118.70 gr</b>		
<b>dm=</b>	<b>3.51 cm</b>	<b>Wt=</b>	<b>101.20 gr</b>		
<b>di=</b>	<b>3.49 cm</b>	<b>Wt+sh=</b>	<b>219.80 gr</b>		
<b>d prom.=</b>	<b>3.50 cm</b>	<b>Wt+ss=</b>	<b>171.50 gr</b>		
<b>h1=</b>	<b>8.82 cm</b>	<b>Ss=</b>	<b>2.57</b>		
<b>h2=</b>	<b>8.82 cm</b>	<b>W(%)=</b>	<b>68.71</b>		
<b>h prom.=</b>	<b>8.82 cm</b>	<b>pvhi=</b>	<b>1.396 ton/m<sup>3</sup></b>		
<b>Ao=</b>	<b>9.639 cm<sup>2</sup></b>	<b>pvhf=</b>	<b>1.395 ton/m<sup>3</sup></b>		
<b>Vo=</b>	<b>85.020 cm<sup>3</sup></b>	<b>pvs=</b>	<b>0.828 ton/m<sup>3</sup></b>		
<b>ei=</b>	<b>2.106</b>	<b>Gi=</b>	<b>83.86 (%)</b>		
<b>ef=</b>	<b>2.108</b>	<b>Wi=</b>	<b>68.85 (%)</b>		
<b>si=</b>	<b>83.932 (%)</b>	<b>Wf=</b>	<b>68.71 (%)</b>		
<b>sf=</b>	<b>83.758 (%)</b>				
<b>tiempo mm</b>	<b>anillo mm</b>	<b>f Kg</b>	<b>Def. %</b>	<b>Ac cm<sup>2</sup></b>	<b>Esfuerzo Kg/cm<sup>2</sup></b>
<b>0.0000</b>	<b>0.0000</b>	<b>0.0000</b>	<b>0.0000</b>	<b>9.6395</b>	<b>0.0000</b>
<b>10</b>	<b>6.70</b>	<b>1.2864</b>	<b>0.1667</b>	<b>9.6556</b>	<b>0.1332</b>
<b>20</b>	<b>13.80</b>	<b>2.6496</b>	<b>0.3334</b>	<b>9.6717</b>	<b>0.2740</b>
<b>30</b>	<b>22.10</b>	<b>4.2432</b>	<b>0.5001</b>	<b>9.6879</b>	<b>0.4380</b>
<b>40</b>	<b>28.90</b>	<b>5.5488</b>	<b>0.6668</b>	<b>9.7042</b>	<b>0.5718</b>
<b>50</b>	<b>37.40</b>	<b>7.1808</b>	<b>0.8335</b>	<b>9.7205</b>	<b>0.7387</b>
<b>60</b>	<b>44.40</b>	<b>8.5248</b>	<b>1.0002</b>	<b>9.7369</b>	<b>0.8755</b>
<b>80</b>	<b>58.20</b>	<b>11.1744</b>	<b>1.3336</b>	<b>9.7698</b>	<b>1.1438</b>
<b>100</b>	<b>70.90</b>	<b>13.6128</b>	<b>1.6670</b>	<b>9.8029</b>	<b>1.3887</b>
<b>105</b>	<b>71.20</b>	<b>13.6704</b>	<b>1.7504</b>	<b>9.8112</b>	<b>1.3933</b>
<b>110</b>	<b>67.20</b>	<b>12.9024</b>	<b>1.8337</b>	<b>9.8195</b>	<b>1.3140</b>
<b>115</b>	<b>62.80</b>	<b>12.0576</b>	<b>1.9171</b>	<b>9.8279</b>	<b>1.2269</b>
<b>120</b>	<b>57.30</b>	<b>11.0016</b>	<b>2.0004</b>	<b>9.8362</b>	<b>1.1185</b>

**1.3933**

**FES ARAGÓN.**  
PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 10-1

PROFUND.: 6.44-6.62 m.

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.48 cm	Wo=	119.10 gr
dm=	3.47 cm	Wt=	103.70 gr
di=	3.47 cm	Wt+sh=	222.70 gr
d prom.=	3.47 cm	Wt+ss=	174.80 gr
h1=	8.88 cm	Ss=	2.57
h2=	8.88 cm	W(%)=	67.37
h prom.=	8.88 cm	pvhi=	1.417 ton/m3
Ao=	9.466 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.416 ton/m3
Vo=	84.058 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.847 ton/m3
ei=	2.036	Gi=	85.05 (%)
ef=	2.038	Wi=	67.51 (%)
si=	85.118 (%)	Wf=	67.37 (%)
sf=	84.940 (%)		

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	9.4660	0.0000
10	8.90	1.7088	0.1667	9.4818	0.1802
20	17.40	3.3408	0.3334	9.4977	0.3518
30	26.70	5.1264	0.5001	9.5136	0.5389
40	32.80	6.2976	0.6668	9.5295	0.6609
50	41.00	7.8720	0.8335	9.5455	0.8247
60	49.30	9.4656	1.0002	9.5616	0.9900
80	67.20	12.9024	1.3336	9.5939	1.3449
100	81.30	15.6096	1.6670	9.6265	1.6215
120	93.70	17.9904	2.0004	9.6592	1.8625
130	95.20	18.2784	2.1671	9.6757	1.8891
135	92.70	17.7984	2.2505	9.6839	1.8379
140	88.70	17.0304	2.3338	9.6922	1.7571
145	80.90	15.5328	2.4172	9.7005	1.6012

1.8891

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: PROLONGACION YACATAS  
 SONDEO: SM-2  
 MUESTRA: 10-1 PROF.: 6.44-6.62 m.

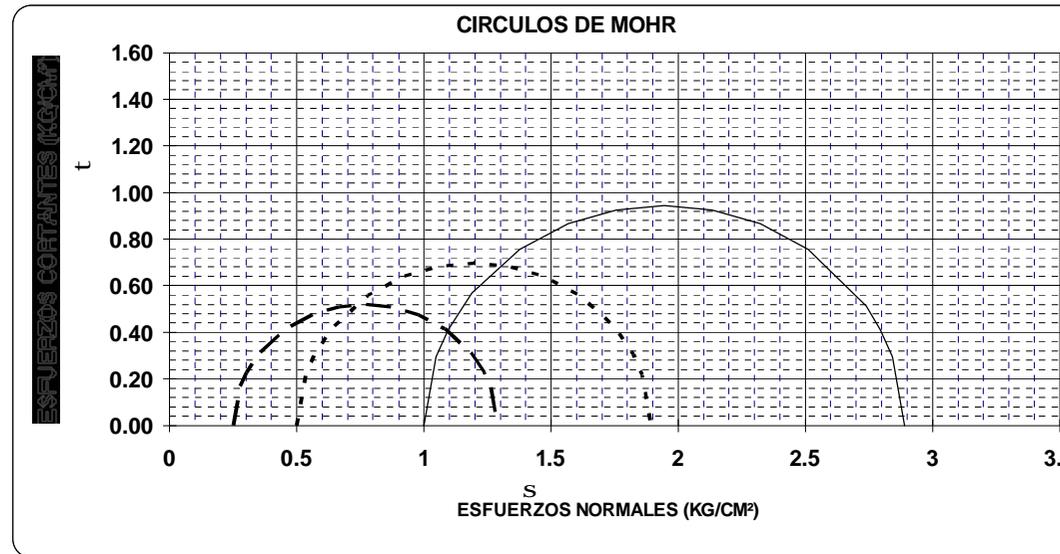
**FES ARAGÓN.**

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :  
 LIMO ARCILLOSO, GRIS OSCURO, CON MATERIA  
 ORGÁNICA.

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
1	0.25	1.04	1.407	85.7	2.112
2	0.50	1.39	1.396	83.9	2.106
3	1.00	1.89	1.417	85.0	2.036
DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	2.112	85.658	70.40	1.407
2	0.50	2.108	83.758	68.71	1.395
3	1.00	2.038	84.940	67.37	1.416

**VALORES PROMEDIO**

Ss=	2.57
wi=	68.92 %
wf=	68.83 %
Gw=	84.86 %
Gwf=	84.79 %
PVN=	1.407 ton/m <sup>3</sup>
PVF=	1.406 ton/m <sup>3</sup>
ei=	2.08
ef=	2.09



C=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	_____	grados
E=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
m=	0.45	

# FES ARAGÓN.

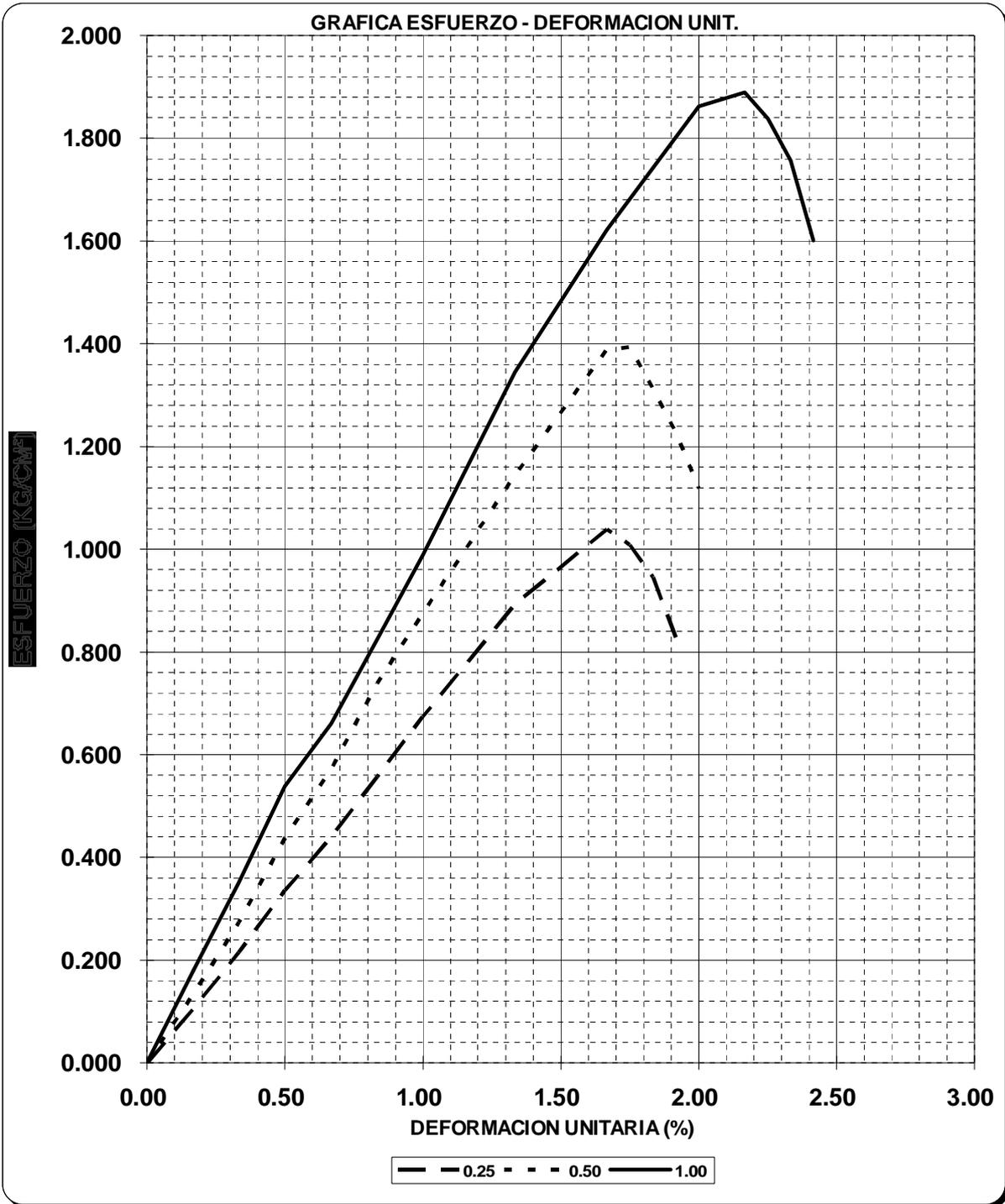
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 10-1

PROF: 6.44-6.62 m.



**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla poco limosa, gris oscuro, con materia orgánica y escasa arena fina.

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

FECHA: 16/01/2006

MUESTRA: 15-4

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 9.83-10.00 m.

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

OPERADOR: JCRE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.43	cm	Wo=	116.60	gr
dm=	3.48	cm	Wt=	63.30	gr
di=	3.47	cm	Wt+sh=	179.70	gr
d prom.=	3.47	cm	Wt+ss=	122.30	gr
h1=	9.07	cm	Ss=	2.53	
h2=	9.07	cm	W(%)=	97.29	
h prom.=	9.07	cm	pvhi=	1.359	ton/m3
Ao=	9.457	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.357	ton/m3
Vo=	85.774	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.689	ton/m3
ei=	2.672		Gi=	92.12	(%)
ef=	2.678		Wi=	97.63	(%)
si=	92.23	(%)	Wf=	97.29	(%)
sf=	91.91	(%)			
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	9.4569	0.0000
10	1.20	0.2304	0.1667	9.4727	0.0243
20	1.90	0.3648	0.3334	9.4885	0.0384
30	2.90	0.5568	0.5001	9.5044	0.0586
40	3.70	0.7104	0.6668	9.5204	0.0746
50	4.70	0.9024	0.8335	9.5364	0.0946
60	5.30	1.0176	1.0002	9.5524	0.1065
80	6.90	1.3248	1.3336	9.5847	0.1382
100	8.80	1.6896	1.6670	9.6172	0.1757
120	10.70	2.0544	2.0004	9.6499	0.2129
150	13.80	2.6496	2.5005	9.6994	0.2732
180	16.30	3.1296	3.0006	9.7494	0.3210
240	20.90	4.0128	4.0008	9.8510	0.4073
270	21.60	4.1472	4.5009	9.9026	0.4188
275	21.20	4.0704	4.5843	9.9113	0.4107
280	20.70	3.9744	4.6676	9.9199	0.4006
285	19.30	3.7056	4.7510	9.9286	0.3732

0.4188

**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 15-4

PROFUND.: 9.83-10.00 m.

<b>PRESION:</b>	<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>		
ds=	3.48 cm	Wo=	118.60 gr
dm=	3.52 cm	Wt=	69.00 gr
di=	3.51 cm	Wt+sh=	187.30 gr
d prom.=	3.51 cm	Wt+ss=	129.30 gr
h1=	8.97 cm	Ss=	2.53
h2=	8.97 cm	W(%)=	96.19
h prom.=	8.97 cm	pvhi=	1.365 ton/m3
Ao=	9.685 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.362 ton/m3
Vo=	86.878 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.696 ton/m3
ei=	2.636	Gi=	92.32 (%)
ef=	2.645	Wi=	96.68 (%)
si=	92.475 (%)	Wf=	96.19 (%)
sf=	91.999 (%)		

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	9.6854	0.0000
10	1.40	0.2688	0.1667	9.7015	0.0277
20	2.30	0.4416	0.3334	9.7178	0.0454
30	3.20	0.6144	0.5001	9.7341	0.0631
40	3.70	0.7104	0.6668	9.7504	0.0729
50	4.40	0.8448	0.8335	9.7668	0.0865
60	5.20	0.9984	1.0002	9.7832	0.1021
80	6.80	1.3056	1.3336	9.8163	0.1330
100	8.40	1.6128	1.6670	9.8496	0.1637
120	10.20	1.9584	2.0004	9.8831	0.1982
150	13.10	2.5152	2.5005	9.9338	0.2532
180	15.20	2.9184	3.0006	9.9850	0.2923
240	20.20	3.8784	4.0008	10.0890	0.3844
300	21.70	4.1664	5.0010	10.1952	0.4087
360	22.70	4.3584	6.0012	10.3037	0.4230
420	23.00	4.4160	7.0014	10.4145	0.4240
430	22.90	4.3968	7.1681	10.4332	0.4214
435	22.70	4.3584	7.2515	10.4426	0.4174
440	22.20	4.2624	7.3348	10.4520	0.4078

0.4240

**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 15-4

PROFUND.: 9.83-10.00 m.

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.47 cm	Wo=	117.30 gr
dm=	3.48 cm	Wt=	103.60 gr
di=	3.49 cm	Wt+sh=	220.80 gr
d prom.=	3.48 cm	Wt+ss=	162.50 gr
h1=	8.91 cm	Ss=	2.53
h2=	8.91 cm	W(%)=	98.98
h prom.=	8.91 cm	pvhi=	1.384 ton/m <sup>3</sup>
Ao=	9.511 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.383 ton/m <sup>3</sup>
Vo=	84.747 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.696 ton/m <sup>3</sup>
ei=	2.637	Gi=	94.96 (%)
ef=	2.640	Wi=	99.15 (%)
si=	95.011 (%)	Wf=	98.98 (%)
sf=	94.848 (%)		

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	9.5115	0.0000
10	2.10	0.4032	0.1667	9.5274	0.0423
20	3.80	0.7296	0.3334	9.5433	0.0765
30	5.20	0.9984	0.5001	9.5593	0.1044
40	6.70	1.2864	0.6668	9.5753	0.1343
50	8.00	1.5360	0.8335	9.5914	0.1601
60	9.20	1.7664	1.0002	9.6076	0.1839
80	11.90	2.2848	1.3336	9.6400	0.2370
100	14.80	2.8416	1.6670	9.6727	0.2938
120	17.20	3.3024	2.0004	9.7056	0.3403
150	20.80	3.9936	2.5005	9.7554	0.4094
180	24.30	4.6656	3.0006	9.8057	0.4758
240	29.10	5.5872	4.0008	9.9079	0.5639
265	30.20	5.7984	4.4176	9.9511	0.5827
270	29.20	5.6064	4.5009	9.9598	0.5629
275	26.70	5.1264	4.5843	9.9685	0.5143
280	21.70	4.1664	4.6676	9.9772	0.4176

0.5827

**PRUEBA TRIAXIAL UU**

OBRA: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 15-4

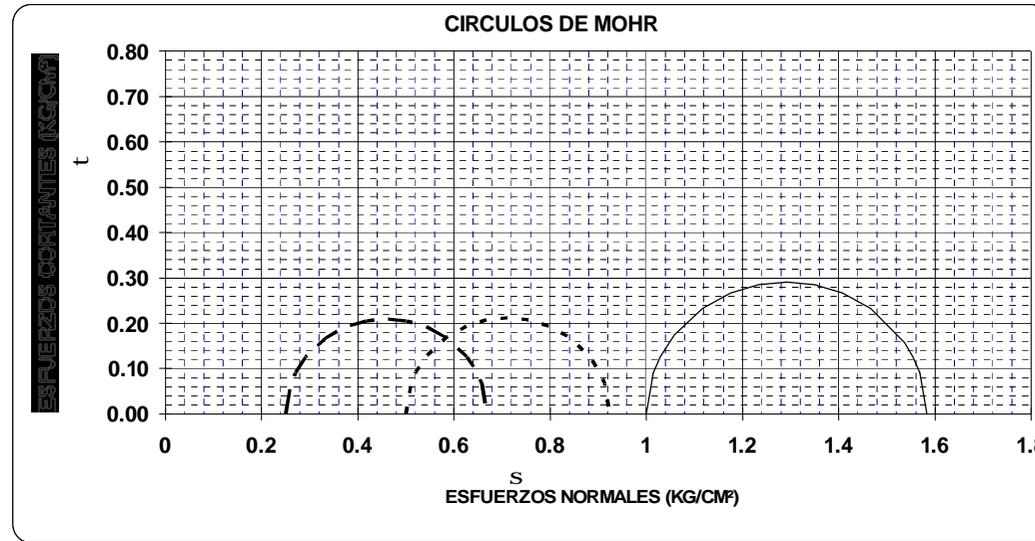
PROF.: 9.83-10.00 m.

**FES ARAGÓN.**

**DESCRIPCIÓN DEL SUELO :**

ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO, CON MATERIA ORGÁNICA Y ESCASA ARENA FINA.

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=	2.53	wi=	97.82 %	wf=	97.49 %	Gw=	93.14 %	Gwf=	92.92 %	PVN=	1.370 ton/m <sup>3</sup>	PVF=	1.367 ton/m <sup>3</sup>	ei=	2.65
1	0.25	0.419	1.359	92.1	2.672																
2	0.50	0.424	1.365	92.3	2.636																
3	1.00	0.583	1.384	95.0	2.637																
DATOS FINALES																					
		ef	Gwf	wf	pvhf																
1	0.25	2.678	91.908	97.29	1.357																
2	0.50	2.645	91.999	96.19	1.362																
3	1.00	2.640	94.848	98.98	1.383																



C=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	_____	grados
E=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
m=:	0.45	

# FES ARAGÓN.

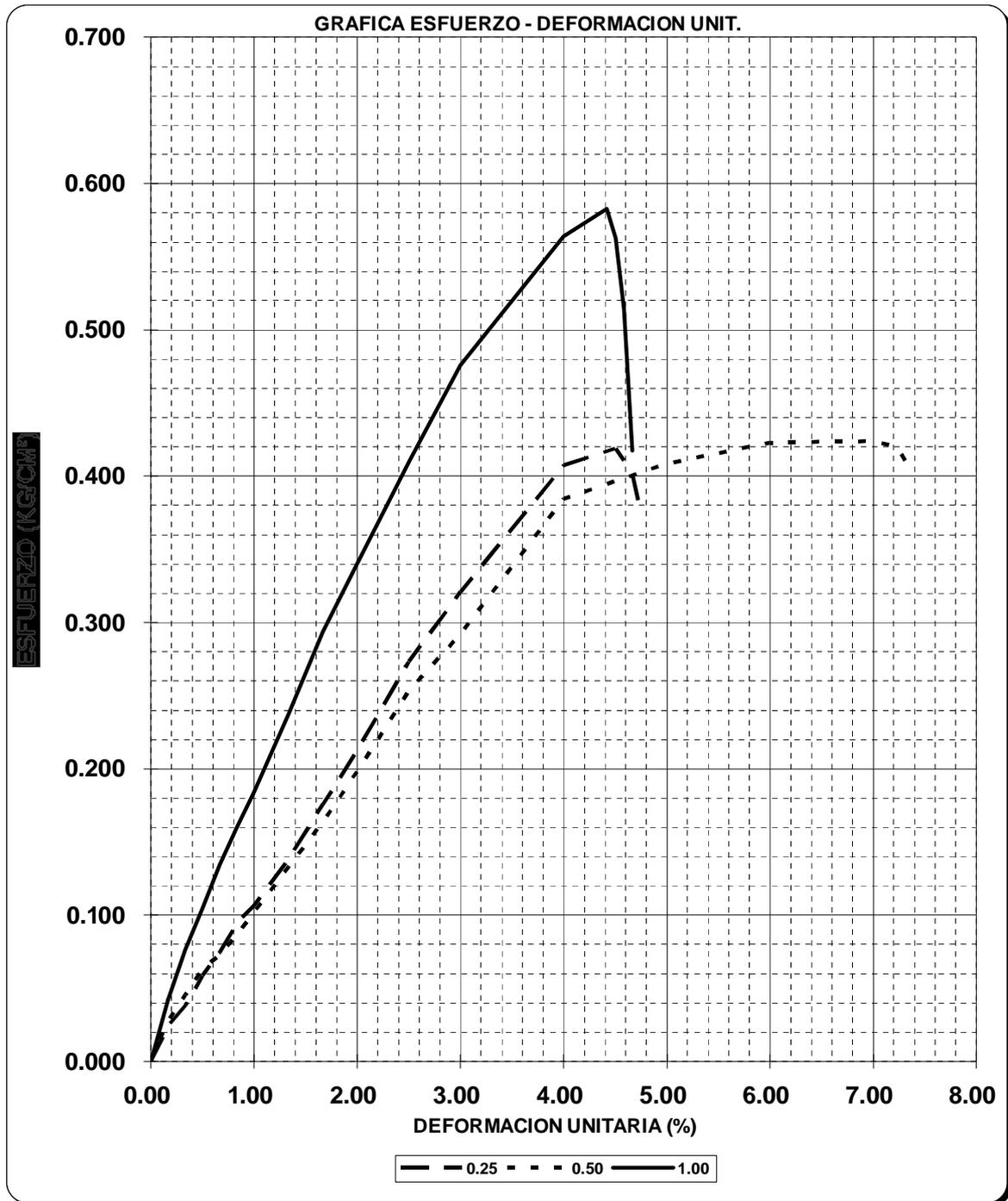
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 15-4

PROF: 9.83-10.00 m.



## FES ARAGÓN. PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Arcilla café oscuro.

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

FECHA: 16/01/2006

MUESTRA: 20-2

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 12.82-13.01 m.

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

OPERADOR: JCRE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.58	cm	Wo=	105.10	gr
dm=	3.59	cm	Wt=	66.80	gr
di=	3.59	cm	Wt+sh=	171.60	gr
d prom.=	3.59	cm	Wt+ss=	101.40	gr
h1=	8.91	cm	Ss=	2.50	
h2=	8.91	cm	W(%)=	202.89	
h prom.=	8.91	cm	pvhi=	1.166	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.113	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.163	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	90.106	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.385	ton/m <sup>3</sup>
ei=	5.492		Gi=	92.36	(%)
ef=	5.511		Wi=	203.76	(%)
si=	92.44	(%)	Wf=	202.89	(%)
sf=	92.05	(%)			
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	10.1129	0.0000
10	3.20	0.6144	0.1667	10.1298	0.0607
20	7.30	1.4016	0.3334	10.1467	0.1381
30	11.40	2.1888	0.5001	10.1637	0.2154
40	19.80	3.8016	0.6668	10.1808	0.3734
50	35.80	6.8736	0.8335	10.1979	0.6740
60	43.70	8.3904	1.0002	10.2151	0.8214
80	59.80	11.4816	1.3336	10.2496	1.1202
100	75.80	14.5536	1.6670	10.2843	1.4151
120	89.30	17.1456	2.0004	10.3193	1.6615
150	108.40	20.8128	2.5005	10.3723	2.0066
180	117.10	22.4832	3.0006	10.4257	2.1565
185	112.10	21.5232	3.0840	10.4347	2.0627

2.1565

**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 20-2

PROFUND.: 12.82-13.01 m.

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	3.57 cm	Wo=	104.80 gr		
dm=	3.58 cm	Wt=	67.50 gr		
di=	3.56 cm	Wt+sh=	172.00 gr		
d prom.=	3.58 cm	Wt+ss=	102.30 gr		
h1=	8.93 cm	Ss=	2.50		
h2=	8.93 cm	W(%)=	200.29		
h prom.=	8.93 cm	pvhi=	1.169 ton/m3		
Ao=	10.038 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.166 ton/m3		
Vo=	89.638 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.389 ton/m3		
ei=	5.421	Gi=	92.36 (%)		
ef=	5.440	Wi=	201.15 (%)		
si=	92.448 (%)	Wf=	200.29 (%)		
sf=	92.052 (%)				
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	10.0379	0.0000
10	2.00	0.3840	0.1667	10.0546	0.0382
20	6.20	1.1904	0.3334	10.0715	0.1182
30	13.40	2.5728	0.5001	10.0883	0.2550
40	20.70	3.9744	0.6668	10.1053	0.3933
50	29.10	5.5872	0.8335	10.1222	0.5520
60	37.70	7.2384	1.0002	10.1393	0.7139
80	55.10	10.5792	1.3336	10.1736	1.0399
100	69.90	13.4208	1.6670	10.2080	1.3147
120	84.20	16.1664	2.0004	10.2428	1.5783
150	105.90	20.3328	2.5005	10.2953	1.9750
180	124.30	23.8656	3.0006	10.3484	2.3062
230	132.70	25.4784	3.8341	10.4381	2.4409
235	111.20	21.3504	3.9175	10.4471	2.0437

2.4409

**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 20-2

PROFUND.: 12.82-13.01 m.

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.60 cm	Wo=	105.00 gr
dm=	3.59 cm	Wt=	101.20 gr
di=	3.60 cm	Wt+sh=	205.90 gr
d prom.=	3.59 cm	Wt+ss=	136.20 gr
h1=	8.87 cm	Ss=	2.50
h2=	8.87 cm	W(%)=	199.14
h prom.=	8.87 cm	pvhi=	1.167 ton/m3
Ao=	10.141 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.164 ton/m3
Vo=	89.952 cm <sup>3</sup>	pvs=	0.390 ton/m3
ei=	5.407	Gi=	92.08 (%)
ef=	5.425	Wi=	200.00 (%)
si=	92.164 (%)	Wf=	199.14 (%)
sf=	91.769 (%)		

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	10.1411	0.0000
10	5.70	1.0944	0.1667	10.1580	0.1077
20	12.40	2.3808	0.3334	10.1750	0.2340
30	20.80	3.9936	0.5001	10.1921	0.3918
40	28.70	5.5104	0.6668	10.2092	0.5398
50	39.00	7.4880	0.8335	10.2263	0.7322
60	46.80	8.9856	1.0002	10.2436	0.8772
80	63.30	12.1536	1.3336	10.2782	1.1825
100	78.70	15.1104	1.6670	10.3130	1.4652
120	94.50	18.1440	2.0004	10.3481	1.7534
150	118.30	22.7136	2.5005	10.4012	2.1838
180	135.70	26.0544	3.0006	10.4548	2.4921
200	141.40	27.1488	3.3340	10.4909	2.5879
205	130.00	24.9600	3.4174	10.4999	2.3772

2.5879

PRUEBA TRIAXIAL UU

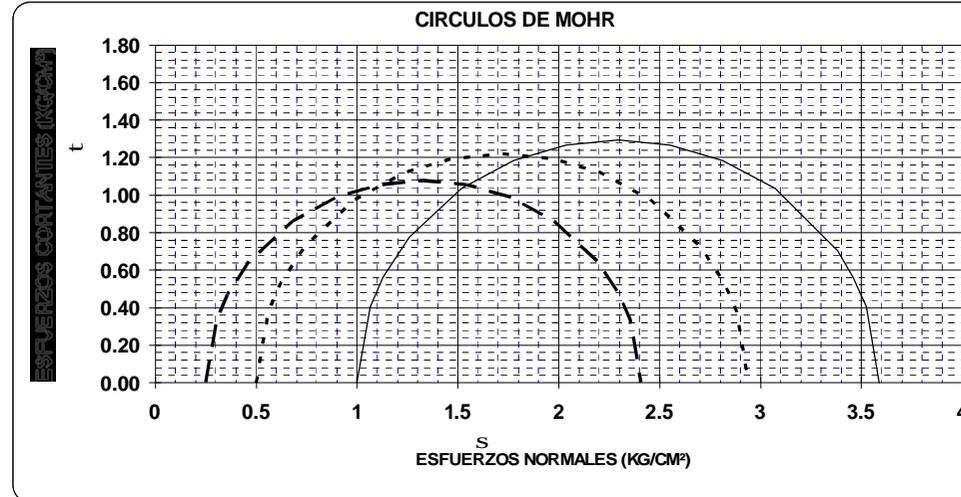
OBRA: PROLONGACION YACATAS.  
 SONDEO: SM-2  
 MUESTRA: 20-2 PROF.: 12.82-13.01 m.

FES ARAGÓN.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
ARCILLA CAFÉ OSCURO.

ENSAYO	PRESION	ESF. A LA	PESO		
Num.	CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei
1	0.25	2.157	1.166	92.4	5.492
2	0.50	2.441	1.169	92.4	5.421
3	1.00	2.588	1.167	92.1	5.407
DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	5.511	92.046	202.89	1.163
2	0.50	5.440	92.052	200.29	1.166
3	1.00	5.425	91.769	199.14	1.164

VALORES PROMEDIO	
Ss=	2.50
wi=	201.64 %
wf=	200.77 %
Gw=	92.27 %
Gwf=	91.96 %
PVN=	1.168 ton/m <sup>3</sup>
PVF=	1.164 ton/m <sup>3</sup>
ei=	5.44
ef=	5.46



C=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
Ø=	_____	grados
E=	_____	kg/cm <sup>2</sup>
$\mu =$	0.45	

# FES ARAGÓN.

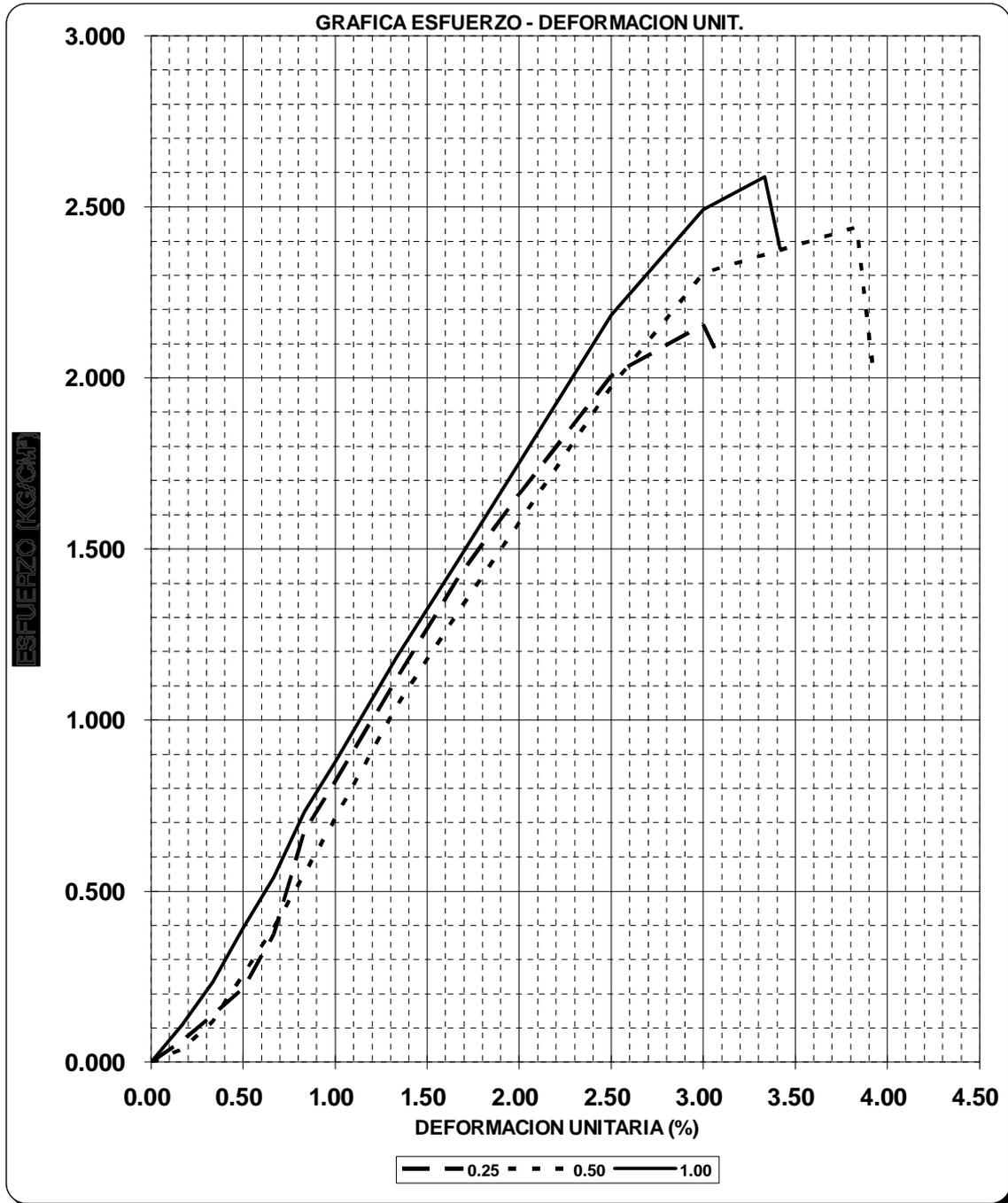
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: PROLONGACION YACATAS.

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 20-2

PROF: 12.82-13.01 m.



**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: Limo poco arcilloso, gris, con escasa arena fina,  
pumítica.

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2

FECHA: 16/01/2006

MUESTRA: 32 tramo único

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 20.47-20.70 m.

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

OPERADOR: JCRE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.52	cm	Wo=	138.40	gr
dm=	3.52	cm	Wt=	63.30	gr
di=	3.53	cm	Wt+sh=	201.60	gr
d prom.=	3.52	cm	Wt+ss=	156.00	gr
h1=	8.77	cm	Ss=	2.55	
h2=	8.77	cm	W(%)=	49.19	
h prom.=	8.77	cm	pvhi=	1.620	ton/m3
Ao=	9.741	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.619	ton/m3
Vo=	85.425	cm3	pvs=	1.086	ton/m3
ei=	1.348		Gi=	93.04	(%)
ef=	1.350		Wi=	49.30	(%)
si=	93.13	(%)	Wf=	49.19	(%)
sf=	92.92	(%)			
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	9.7406	0.0000
10	4.80	0.9216	0.1667	9.7569	0.0945
20	8.90	1.7088	0.3334	9.7732	0.1748
30	12.80	2.4576	0.5001	9.7896	0.2510
40	16.30	3.1296	0.6668	9.8060	0.3192
50	19.20	3.6864	0.8335	9.8225	0.3753
60	21.80	4.1856	1.0002	9.8390	0.4254
80	26.70	5.1264	1.3336	9.8723	0.5193
100	31.70	6.0864	1.6670	9.9057	0.6144
120	36.50	7.0080	2.0004	9.9394	0.7051
150	41.20	7.9104	2.5005	9.9904	0.7918
180	43.10	8.2752	3.0006	10.0419	0.8241
215	43.20	8.2944	3.5841	10.1027	0.8210
220	42.80	8.2176	3.6674	10.1114	0.8127
225	42.30	8.1216	3.7508	10.1202	0.8025
230	41.80	8.0256	3.8341	10.1290	0.7923

0.8241

**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 32 tramo único

PROFUND.: 20.47-20.70 m.

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	3.51 cm	Wo=	145.00 gr		
dm=	3.57 cm	Wt=	65.70 gr		
di=	3.56 cm	Wt+sh=	210.60 gr		
d prom.=	3.56 cm	Wt+ss=	168.20 gr		
h1=	8.80 cm	Ss=	2.55		
h2=	8.80 cm	W(%)=	41.37		
h prom.=	8.80 cm	pvhi=	1.657 ton/m3		
Ao=	9.945 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.656 ton/m3		
Vo=	87.512 cm3	pvs=	1.172 ton/m3		
ei=	1.176	Gi=	89.73 (%)		
ef=	1.177	Wi=	41.46 (%)		
si=	89.822 (%)	Wf=	41.37 (%)		
sf=	89.611 (%)				
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	9.9445	0.0000
10	8.80	1.6896	0.1667	9.9611	0.1696
20	16.30	3.1296	0.3334	9.9778	0.3137
30	23.60	4.5312	0.5001	9.9945	0.4534
40	29.20	5.6064	0.6668	10.0113	0.5600
50	35.20	6.7584	0.8335	10.0281	0.6739
60	40.20	7.7184	1.0002	10.0450	0.7684
80	49.30	9.4656	1.3336	10.0789	0.9391
100	56.70	10.8864	1.6670	10.1131	1.0765
120	61.70	11.8464	2.0004	10.1475	1.1674
150	65.20	12.5184	2.5005	10.1995	1.2273
155	51.70	9.9264	2.5839	10.2083	0.9724
160	47.30	9.0816	2.6672	10.2170	0.8889
165	45.80	8.7936	2.7506	10.2258	0.8599

1.2273

**FES ARAGÓN.**  
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2

MUESTRA: 32 tramo único

PROFUND.: 20.47-20.70 m.

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.53 cm	Wo=	149.40 gr
dm=	3.57 cm	Wt=	66.80 gr
di=	3.57 cm	Wt+sh=	216.00 gr
d prom.=	3.56 cm	Wt+ss=	175.10 gr
h1=	8.84 cm	Ss=	2.55
h2=	8.84 cm	W(%)=	37.77
h prom.=	8.84 cm	pvhi=	1.695 ton/m3
Ao=	9.972 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.692 ton/m3
Vo=	88.157 cm <sup>3</sup>	pvs=	1.230 ton/m3
ei=	1.073	Gi=	89.76 (%)
ef=	1.076	Wi=	37.95 (%)
si=	89.962 (%)	Wf=	37.77 (%)
sf=	89.524 (%)		

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	9.9725	0.0000
10	8.80	1.6896	0.1667	9.9891	0.1691
20	15.10	2.8992	0.3334	10.0058	0.2898
30	24.20	4.6464	0.5001	10.0226	0.4636
40	32.20	6.1824	0.6668	10.0394	0.6158
50	40.10	7.6992	0.8335	10.0563	0.7656
60	46.20	8.8704	1.0002	10.0732	0.8806
80	59.80	11.4816	1.3336	10.1073	1.1360
100	67.80	13.0176	1.6670	10.1415	1.2836
120	75.20	14.4384	2.0004	10.1760	1.4189
150	78.80	15.1296	2.5005	10.2282	1.4792
155	74.70	14.3424	2.5839	10.2370	1.4010
160	71.80	13.7856	2.6672	10.2457	1.3455
165	66.80	12.8256	2.7506	10.2545	1.2507

1.4792

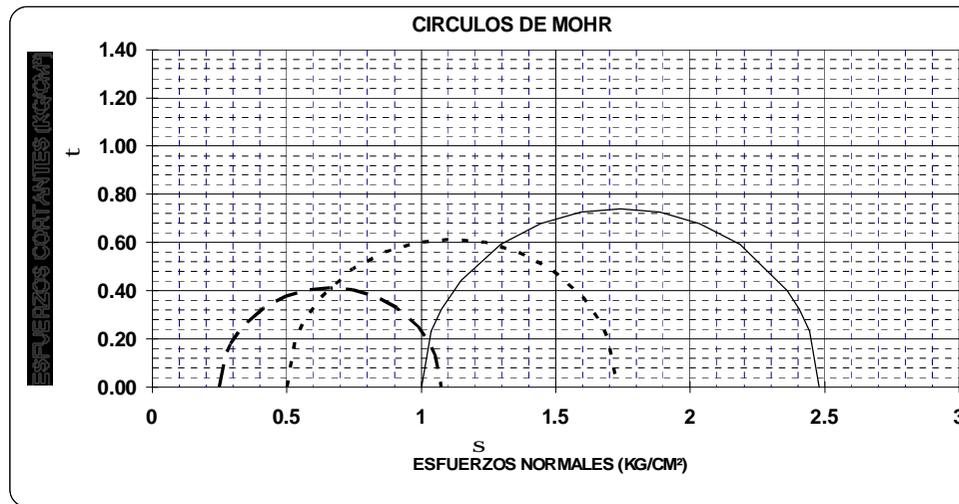
**PRUEBA TRIAXIAL UU**

OBRA: PROLONGACION YACATAS  
 SONDEO: SM-2  
 MUESTRA: 2 tramo unic PROF.: 20.47-20.70 m.

**FES ARAGÓN.**

**DESCRIPCIÓN DEL SUELO :**  
 LIMO POCO ARCILLOSO, GRIS, CON ESCASA ARENA  
 FINA, PUMÍTICA.

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	0.82	1.620	93.0	1.348	2.55	42.90 %
2	0.50	1.23	1.657	89.7	1.176	42.77 %	90.84 %
3	1.00	1.48	1.695	89.8	1.073	90.69 %	PVN= 1.657 ton/m <sup>3</sup>
DATOS FINALES						PVF= 1.656 ton/m <sup>3</sup>	ei= 1.20
		ef	Gwf	wf	pvhf	ef= 1.20	
1	0.25	1.350	92.924	49.19	1.619		
2	0.50	1.177	89.611	41.37	1.656		
3	1.00	1.076	89.524	37.77	1.692		



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø= \_\_\_\_\_ grados  
 E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>  
 $m \approx 0.45$

# FES ARAGÓN.

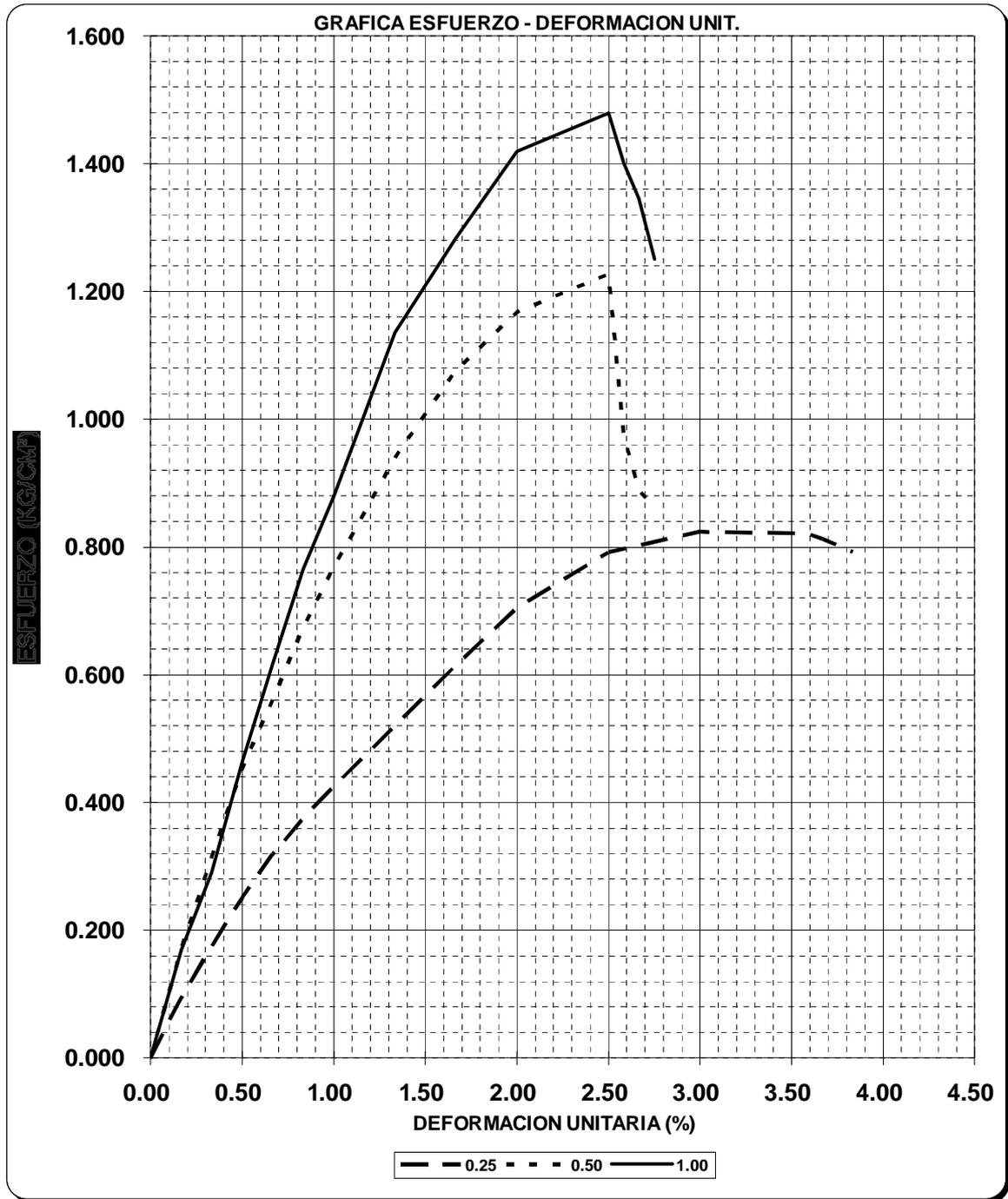
## PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2

MUESTRA: tramo único

PROF: 20.47-20.70 m.



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2	PROF.: 20.47-20.70 m.
MUESTRA: 32	CONS.No 1
ANILLO No 1	Ss= 2.55
D. ANILLO 8.050 Cm.	FECHA: 16-Ene-06
H. ANILLO 2.000 Cm.	
A. ANILLO 50.896 Cm2.	
W.ANILLO 165.490 Gr.	

**DATOS INICIALES**

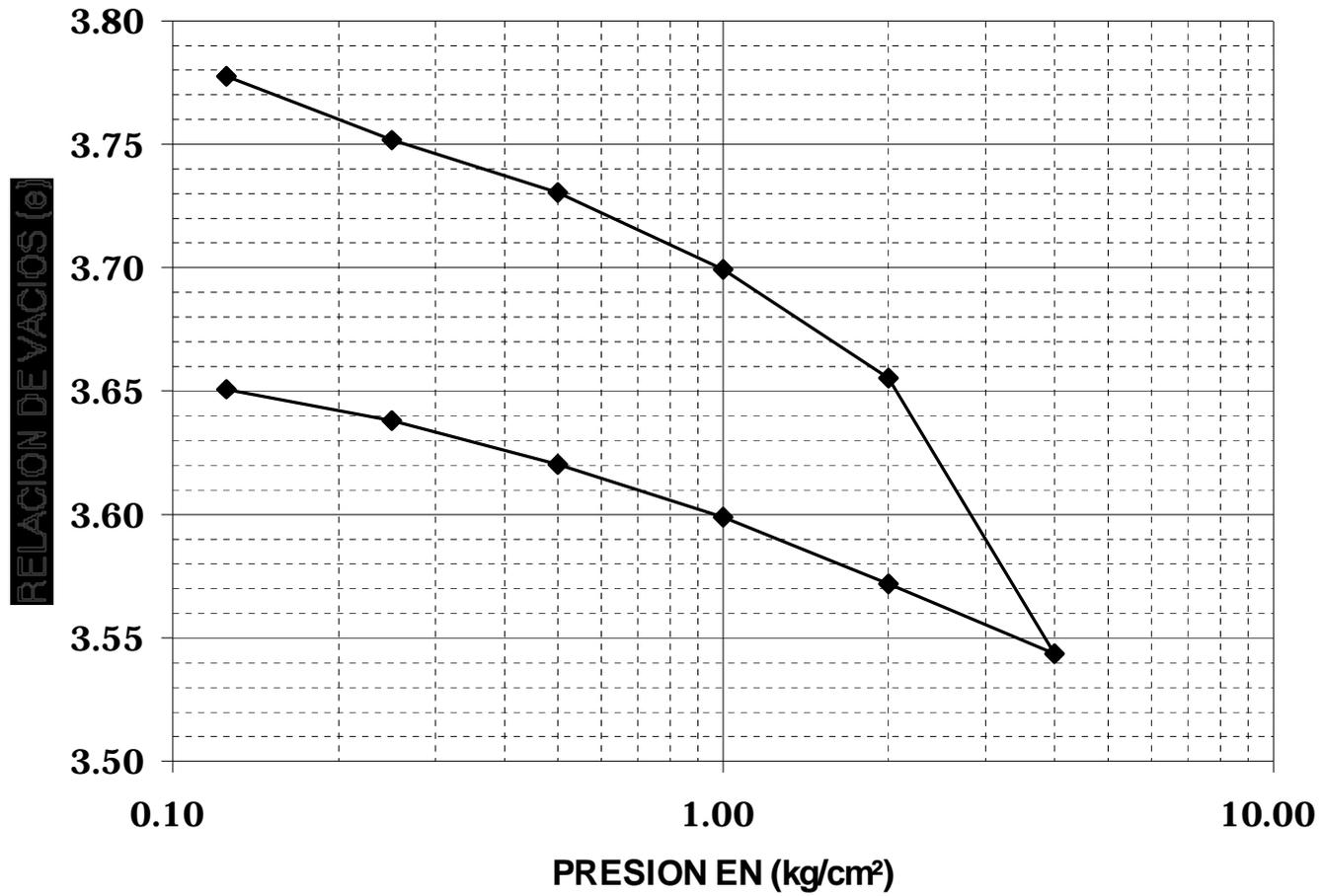
**DATOS FINALES**

Wh+A 298.60 gr	Wh+A+T 332.95 gr
W TARA 36.10 gr	Ws+A+T 255.60 gr
Ws= 54.0100 gr	Whi= 133.1100 gr
Wwi= 79.1000 gr	Whf= 131.3600 gr
Wwf= 77.3500 gr	Vi= 101.7917 cm3
Vf= 98.5343 cm3	Vs= 21.1804 cm3
Vv= 80.6113 cm3	Vw= 79.1000 cm3
Pvhi= 1.3077 ton/m3	Pvhf= 1.3331 ton/m3
Wi= 146.4544 %	Si= 98.13 %
Wf= 143.2142 %	Sf= 99.99 %
ei 3.8059	ef 3.6521

Presión Kg/cm2	Micro mm	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	16.930					
0.125	16.799	0.013	0.1180	0.5900	3.7776	101.1911
0.250	16.678	0.026	0.2260	1.1300	3.7516	100.6414
0.500	16.573	0.043	0.3140	1.5700	3.7305	100.1935
1.000	16.422	0.064	0.4440	2.2200	3.6992	99.5319
2.000	16.209	0.094	0.6270	3.1350	3.6553	98.6005
4.000	15.700	0.138	1.0920	5.4600	3.5435	96.2338
2.000	15.838	0.118	0.9740	4.8700	3.5719	96.8344
1.000	15.977	0.091	0.8620	4.3100	3.5988	97.4044
0.500	16.088	0.069	0.7730	3.8650	3.6202	97.8574
0.250	16.176	0.055	0.6990	3.4950	3.6380	98.2341
0.125	16.240	0.044	0.6460	3.2300	3.6507	98.5038
0.000	16.290	0.000	0.6400	3.2000	3.6521	98.5343

# FES RAGÓN.

PROLONGACION YACATAS  
SM-2 M-32 PROFUND.: 20.47-20.70 m.



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO:	SM-2	PROF.:	4.37-4.59 m.
MUESTRA:	7-1	CONS.No	1G
ANILLO No	1G	Ss=	2.56
D. ANILLO	7.990 Cm.	FECHA:	16-Ene-06
H. ANILLO	1.990 Cm.		
A. ANILLO	50.140 Cm2.		
W.ANILLO	159.650 Gr.		

**DATOS INICIALES**

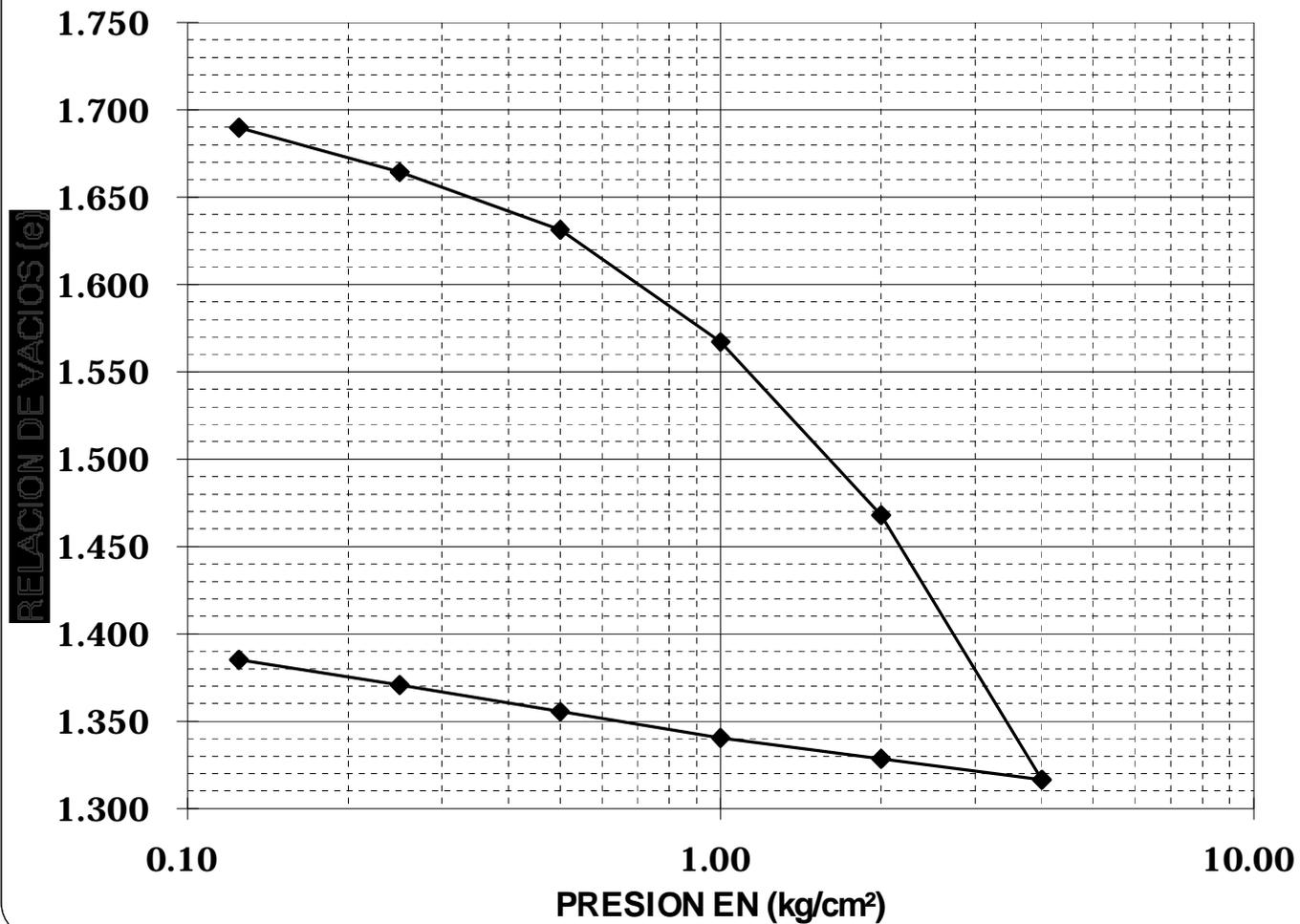
**DATOS FINALES**

Wh+A	312.70 gr	Wh+A+T	342.16 gr
W TARA	36.00 gr	Ws+A+T	290.20 gr
Ws=	94.5500 gr	Whi=	153.0500 gr
Wwi=	58.5000 gr	Whf=	146.5100 gr
Wwf=	51.9600 gr	Vi=	99.7785 cm3
Vf=	88.8982 cm3	Vs=	36.9336 cm3
Vv=	62.8449 cm3	Vw=	58.5000 cm3
Pvhi=	1.5339 ton/m3	Pvhf=	1.6481 ton/m3
Wi=	61.8720 %	Si=	93.09 %
Wf=	54.9551 %	Sf=	99.99 %
ei	1.7016	ef	1.4070

Presión Kg/cm2	Micro mm	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	18.340					
0.125	18.252	0.000	0.0880	0.4422	1.6896	99.3373
0.250	18.066	0.000	0.2740	1.3769	1.6644	98.4047
0.500	17.822	0.000	0.5180	2.6030	1.6312	97.1813
1.000	17.350	0.000	0.9900	4.9749	1.5672	94.8147
2.000	16.619	0.000	1.7210	8.6482	1.4679	91.1494
4.000	15.503	0.000	2.8370	14.2563	1.3164	85.5538
2.000	15.592	0.000	2.7480	13.8090	1.3285	86.0001
1.000	15.680	0.000	2.6600	13.3668	1.3405	86.4413
0.500	15.790	0.000	2.5500	12.8141	1.3554	86.9928
0.250	15.903	0.000	2.4370	12.2462	1.3707	87.5594
0.125	16.008	0.000	2.3320	11.7186	1.3850	88.0859
0.000	16.170	0.000	2.1700	10.9045	1.4070	88.8982

# FES ARAGÓN.

PROLONGACION YACATAS  
SM-2 M-7-1 PROFUND.: 4.37-4.59 m.



# FES ARAGÓN.

## CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2	PROF.: 6.44-6.62 m.
MUESTRA: 10-1	CONS.No 2G
ANILLO No 2G	Ss= 2.57
D. ANILLO 7.990 Cm.	FECHA: 16-Ene-06
H. ANILLO 2.010 Cm.	
A. ANILLO 50.140 Cm2.	
W.ANILLO 158.680 Gr.	

**DATOS INICIALES**

Wh+A 297.50 gr  
 W TARA 34.90 gr  
  
 Ws= 77.5200 gr  
 Wwi= 61.3000 gr  
 Wwf= 58.0000 gr  
 Vf= 90.6531 cm3  
 Vv= 70.6179 cm3  
 Pvhi= 1.3774 ton/m3  
 Wi= 79.0764 %  
 Wf= 74.8194 %  
 ei 2.3412

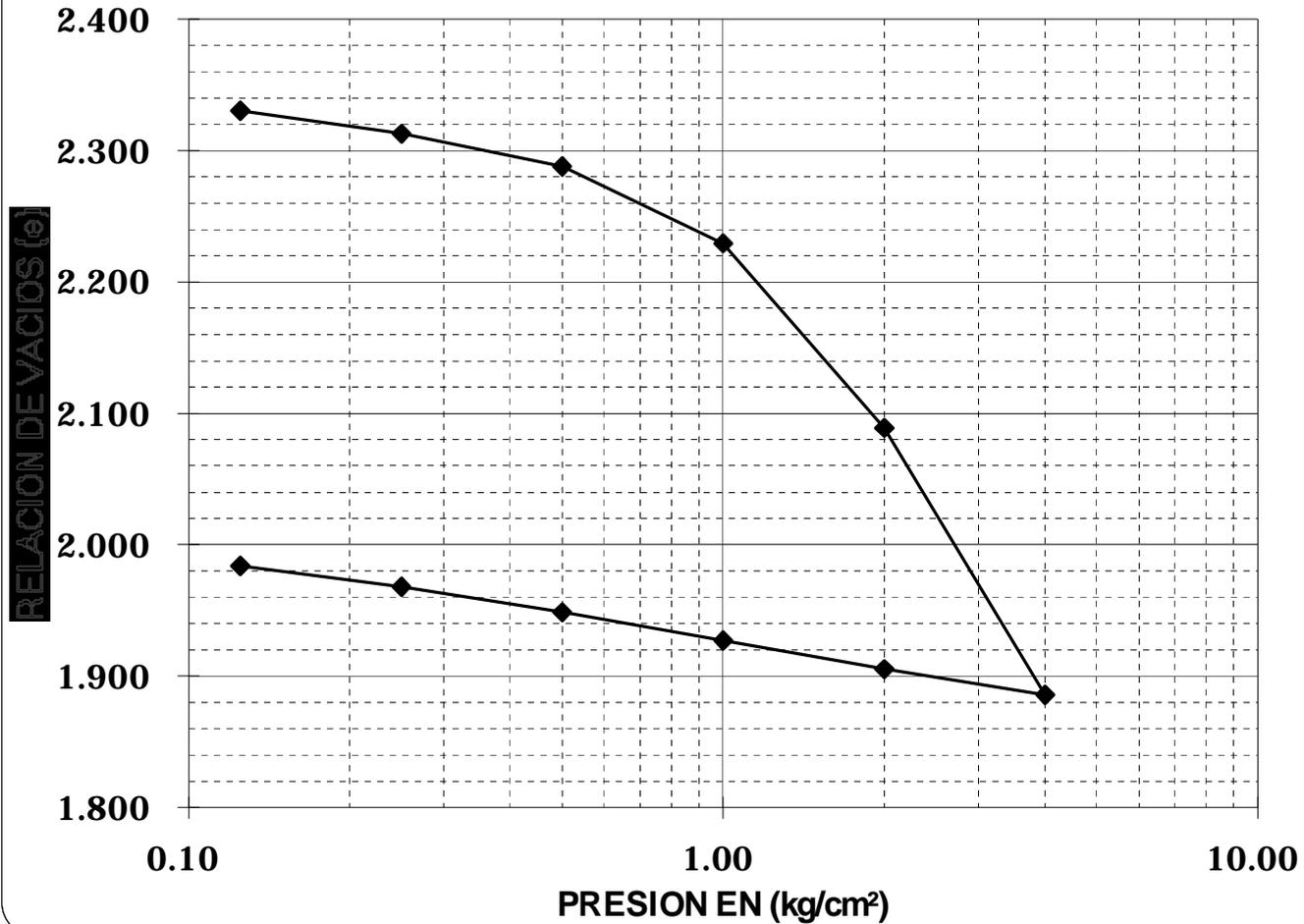
**DATOS FINALES**

Wh+A+T 329.10 gr  
 Ws+A+T 271.10 gr  
  
 Whi= 138.8200 gr  
 Whf= 135.5200 gr  
 Vi= 100.7813 cm3  
 Vs= 30.1634 cm3  
 Vw= 61.3000 cm3  
 Pvhf= 1.4949 ton/m3  
 Si= 86.81 %  
 Sf= 95.88 %  
 ef 2.0054

Presión Kg/cm2	Micro mm	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	10.100					
0.125	10.035	0.000	0.0650	0.3234	2.3304	100.4554
0.250	9.930	0.000	0.1700	0.8458	2.3129	99.9290
0.500	9.780	0.000	0.3200	1.5920	2.2880	99.1769
1.000	9.427	0.000	0.6730	3.3483	2.2293	97.4069
2.000	8.582	0.000	1.5180	7.5522	2.0888	93.1701
4.000	7.360	0.000	2.7400	13.6318	1.8857	87.0430
2.000	7.477	0.000	2.6230	13.0498	1.9052	87.6296
1.000	7.609	0.000	2.4910	12.3930	1.9271	88.2915
0.500	7.738	0.000	2.3620	11.7512	1.9485	88.9383
0.250	7.855	0.000	2.2450	11.1692	1.9680	89.5249
0.125	7.951	0.000	2.1490	10.6915	1.9840	90.0063
0.000	8.080	0.000	2.0200	10.0498	2.0054	90.6531

# FES ARAGÓN.

PROLONGACION YACATAS  
SM-2 M-10-1 PROFUND.: 6.44-6.62 m.



# F E S   A R A G Ó N .

## CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO: SM-2	PROF.: 9.83-10.00 m.
MUESTRA: 15-4	CONS.No 3G
ANILLO No 3G	Ss= 2.53
D. ANILLO 7.990 Cm.	FECHA: 16-Ene-06
H. ANILLO 1.990 Cm.	
A. ANILLO 50.140 Cm2.	
W.ANILLO 153.190 Gr.	

**DATOS INICIALES**

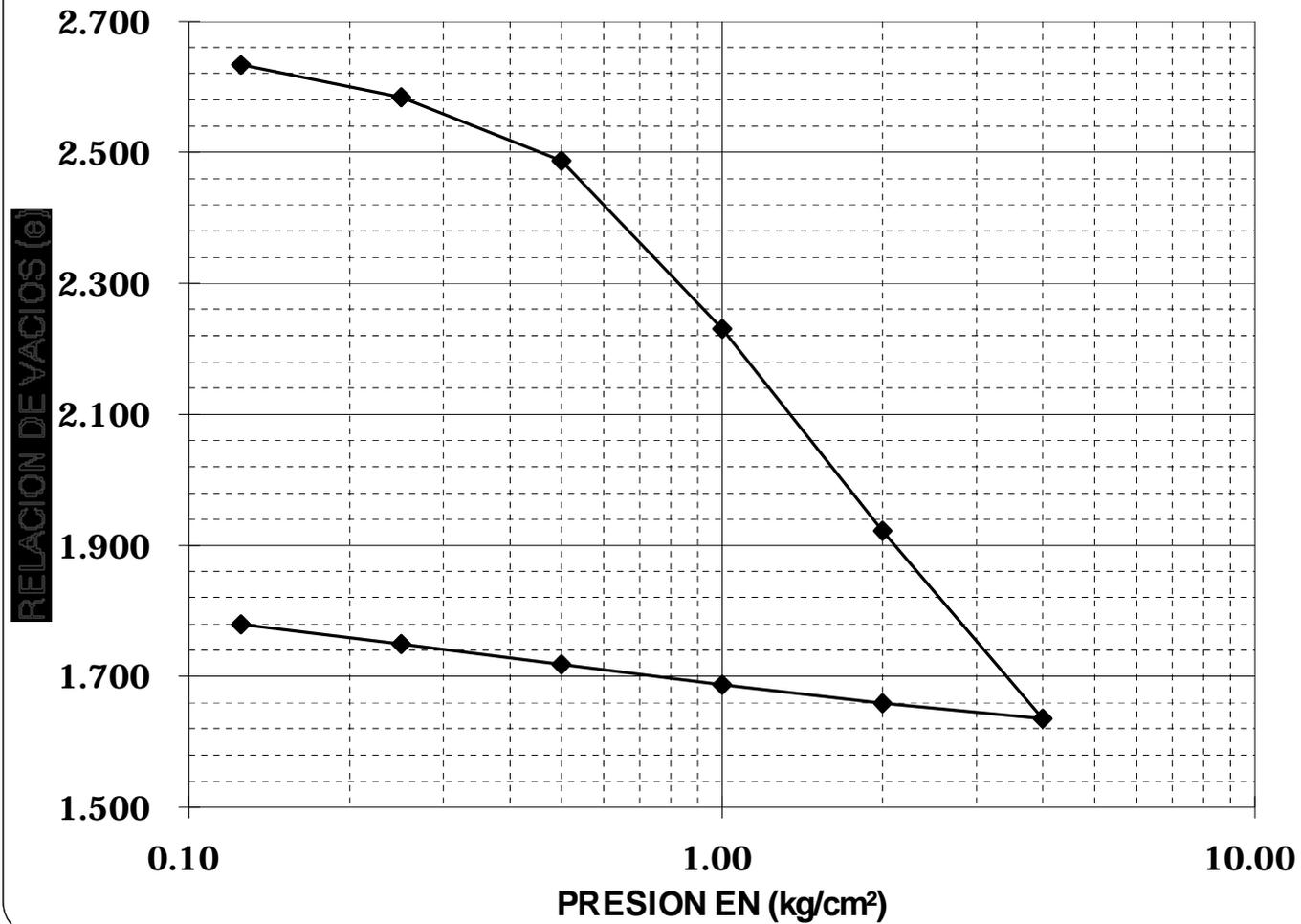
**DATOS FINALES**

Wh+A 289.40 gr	Wh+A+T 308.15 gr
W TARA 36.70 gr	Ws+A+T 258.60 gr
Ws= 68.7100 gr	Whi= 136.2100 gr
Wwi= 67.5000 gr	Whf= 118.2600 gr
Wwf= 49.5500 gr	Vi= 99.7785 cm3
Vf= 76.7141 cm3	Vs= 27.1581 cm3
Vv= 72.6204 cm3	Vw= 67.5000 cm3
Pvhi= 1.3651 ton/m3	Pvhf= 1.5416 ton/m3
Wi= 98.2390 %	Si= 92.95 %
Wf= 72.1147 %	Sf= 99.99 %
ei 2.6740	ef 1.8247

Presión Kg/cm2	Micro mm	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	16.500					
0.125	16.279	0.000	0.2210	1.1106	2.6332	98.6704
0.250	16.012	0.000	0.4880	2.4523	2.5839	97.3317
0.500	15.487	0.000	1.0130	5.0905	2.4870	94.6994
1.000	14.100	0.000	2.4000	12.0603	2.2309	87.7449
2.000	12.430	0.000	4.0700	20.4523	1.9226	79.3716
4.000	10.875	0.000	5.6250	28.2663	1.6355	71.5748
2.000	11.001	0.000	5.4990	27.6332	1.6587	72.2066
1.000	11.152	0.000	5.3480	26.8744	1.6866	72.9637
0.500	11.322	0.000	5.1780	26.0201	1.7180	73.8161
0.250	11.490	0.000	5.0100	25.1759	1.7490	74.6584
0.125	11.652	0.000	4.8480	24.3618	1.7789	75.4707
0.000	11.900	0.000	4.6000	23.1156	1.8247	76.7141

# FES ARAGÓN.

PROLONGACION YACATAS  
SM-2 M-15-4 PROFUND.: 9.83-10.00 m.



# F E S   A R A G Ó N .

## CALCULO DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROYECTO: PROLONGACION YACATAS

SONDEO:	SM-2	PROF.:	12.82-13.01 m.
MUESTRA:	20-2	CONS.No	4G
ANILLO No	4G	Ss=	2.50
D. ANILLO	7.990    Cm.	FECHA:	16-Ene-06
H. ANILLO	2.010    Cm.		
A. ANILLO	50.140   Cm2.		
W. ANILLO	178.050   Gr.		

**DATOS INICIALES**

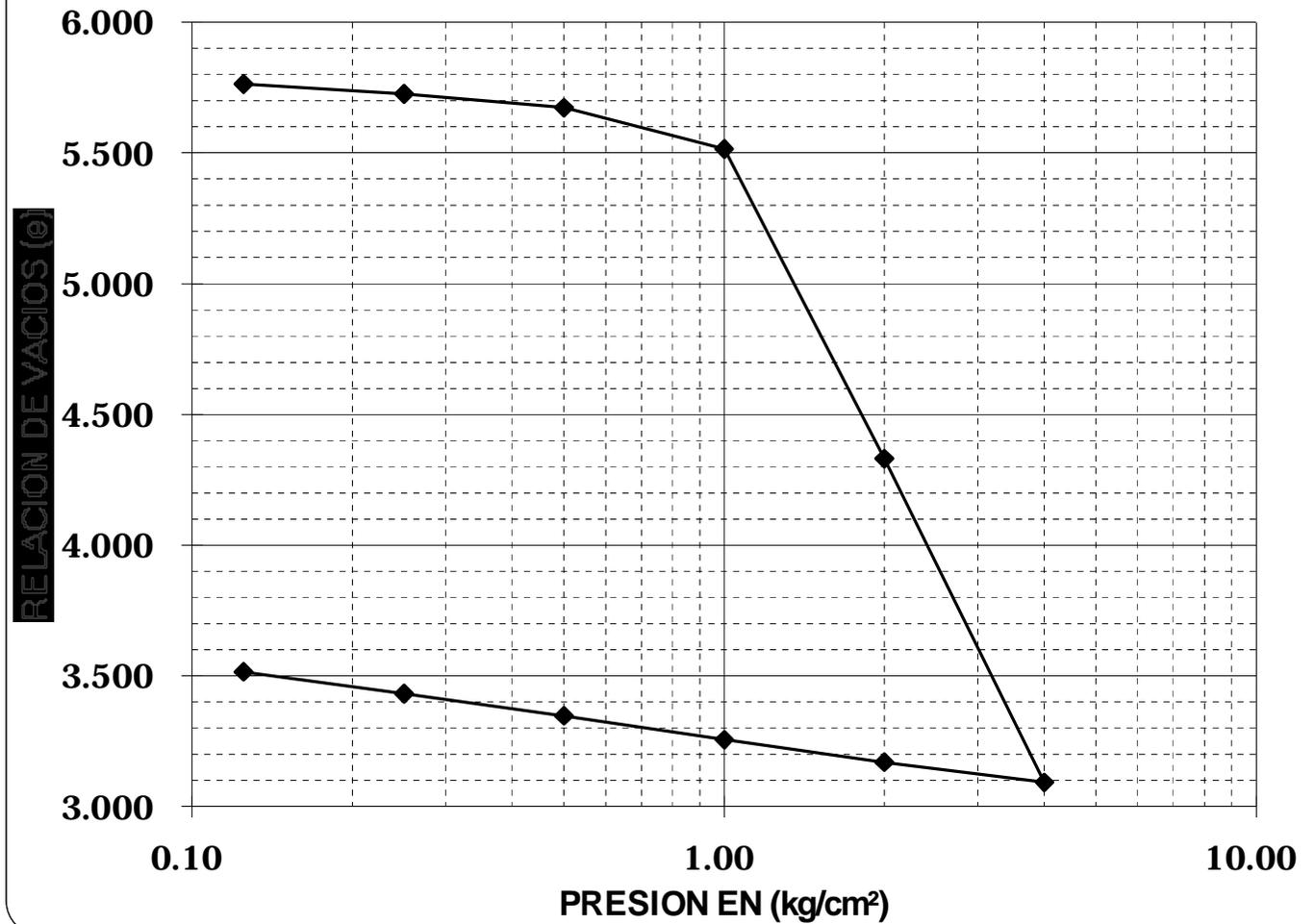
**DATOS FINALES**

Wh+A	296.40    gr	Wh+A+T	304.50    gr
W TARA	36.00    gr	Ws+A+T	251.00    gr
Ws=	36.9500    gr	Whi=	118.3500    gr
Wwi=	81.4000    gr	Whf=	90.4500    gr
Wwf=	53.5000    gr	Vi=	100.7813    cm3
Vf=	68.2906    cm3	Vs=	14.7800    cm3
Vv=	86.0013    cm3	Vw=	81.4000    cm3
Pvhi=	1.1743    ton/m3	Pvhf=	1.3245    ton/m3
Wi=	220.2977    %	Si=	94.65    %
Wf=	144.7903    %	Sf=	99.98    %
ei	5.8188	ef	3.6205

Presión Kg/cm2	Micro mm	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm	Def.vol. %	e	Vf cm3
Lec.l=	9.580					
0.125	9.417	0.000	0.1630	0.8109	5.7635	99.9641
0.250	9.307	0.000	0.2730	1.3582	5.7262	99.4125
0.500	9.151	0.000	0.4290	2.1343	5.6732	98.6303
1.000	8.686	0.000	0.8940	4.4478	5.5155	96.2988
2.000	5.192	0.000	4.3880	21.8308	4.3302	78.7799
4.000	1.542	0.000	8.0380	39.9900	3.0919	60.4788
2.000	1.770	0.000	7.8100	38.8557	3.1693	61.6220
1.000	2.024	0.000	7.5560	37.5920	3.2555	62.8956
0.500	2.295	0.000	7.2850	36.2438	3.3474	64.2544
0.250	2.542	0.000	7.0380	35.0149	3.4312	65.4928
0.125	2.789	0.000	6.7910	33.7861	3.5150	66.7313
0.000	3.100	0.000	6.4800	32.2388	3.6205	68.2906

# FES ARAGÓN.

PROLONGACION YACATAS  
SM-2 M-20-2 PROFUND.: 12.82-13.01 m.



**POZOS A CIELO  
ABIERTO (PCA).**

# FES ARAGON.

OBRA : YACATAS  
 LOCALIZACION : PORL. YACATAS ESQ. EJE 8  
 TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO

PCA-1

PROF. (m)	DESCRIPCION	PERFIL ESTRATIGRAFICO	CATEG. SUCES.	W %	LL %	LP %	IP %	qu %	G %	A %	F %	UU		Ss	SIMBOLOGIA	
												C	G			
0,00	PCA-1															ARCILLA
0,00	LOSA.															SUELO VEGETAL
0,20	RELLENO.															ARENA
0,40	RELLENO.															GRAVAS
0,60	LOSA.															BOLEOS
0,80	RELLENO.			30												LIMO
1,00	RELLENO.															RELLENO
1,20				35												
1,40																
1,60																
1,80																
2,00			CH	38	54	17	37					2.80	5.5			
2,20																
2,40				40												
2,60	ARCILLA CON POCO LIMO															
2,80																
3,00																
3,20	NIVEL DE MAXIMA EXCAVACIÓN															
3,40																

- W = CONTENIDO DE AGUA
- LL = LIMITE LIQUIDO
- LP = LIMITE PLASTICO
- IP = INDICE PLASTICO
- qu = COMPRESION SIMPLE
- G = GRAVA
- A = ARENA
- F = FINOS
- UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL
- NO CONSOLIDADA - NO DRENADA
- C = COHESION (ton/m2)
- O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
- h = PESO VOLUMETRICO
- Ss = DENSIDAD DE SOLIDOS

# FES ARAGON.

OBRA : YACATAS  
 LOCALIZACION : PORL. YACATAS ESQ. EJE 8  
 TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO

PCA-2

Prof. (m)	DESCRIPCION	PERFIL Estimado	Grupos SOCS	W %	LL %	LP %	IP %	qu %	G %	A %	F %	UU		Ss	SIMBOLOGIA
												C	O		
0,00	PCA-2														ARCILLA
0,02	LOSA.														SUELO VEGETAL
0,02	RELLENO.														ARENA
0,02	LOSA.														GRAVAS
0,40	ARCILLA CON RELLENO.														BOLEOS
0,40	RELLENO.			42.00											LIMO
1,40	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.			28.50											RELLENO
1,40	RELLENO.														W = CONTENIDO DE AGUA
1,60	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														LL = LIMITE LIQUIDO
1,60	RELLENO.														LP = LIMITE PLASTICO
1,80	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														IP = INDICE PLASTICO
1,80	RELLENO.														qu = COMPRESION SIMPLE
2,00	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														G = GRAVA
2,00	RELLENO.														A = ARENA
2,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														F = FINOS
2,20	RELLENO.		CL	39.00	47.00	15.00	31.00								UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL
2,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														NO CONSOLIDADA - NO DRENADA
2,20	RELLENO.														C = COHESION (ton/m2)
2,40	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
2,40	RELLENO.														h = PESO VOLUMETRICO
2,60	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														Ss = DENSIDAD DE SOLIDOS
2,60	RELLENO.														
2,80	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
2,80	RELLENO.			50.00											
3,00	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,00	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														
3,20	RELLENO.														
3,20	ARCILLA CON ARENA CAFÉ.														

# FES ARAGON.

OBRA : YACATAS

LOCALIZACION : PORL. YACATAS ESQ. EJE 8

TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO

PCA-3

PROF. (m)	DESCRIPCION	PERFIL ESTRATIGRAFICO	ESTADO SUCC.	W %	LL %	LP %	IP %	qu G	G %	A %	F %	UU		Ss	SIMBOLOGIA	
												C	O			
0,00	PCA-3															ARCILLA
0,20	LOSA.															SUELO VEGETAL
0,40	RELLENO CON RAICES.			30												ARENA
0,60																GRAVAS
0,80	ARCILLA CON RAICES.			35												BOLEOS
1,00																LIMO
1,20	ARCILLA.			40												RELLENO
1,40																
1,60	ARCILLA.			40												W = CONTENIDO DE AGUA
1,80																
2,00	ARCILLA.		CH	38	54	17	37									LL = LIMITE LIQUIDO
2,20																
2,40	NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION			40												LP = LIMITE PLASTICO
2,60																
2,80																IP = INDICE PLASTICO
3,00																qu = COMPRESION SIMPLE
3,20																G = GRAVA
3,40																A = ARENA

F = FINOS  
 UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL  
 NO CONSOLIDADA - NO DRENADA  
 C = COHESION (ton/m2)  
 O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA  
 h = PESO VOLUMETRICO  
 Ss = DENSIDAD DE SOLIDOS

# FES ARAGON.

OBRA : YACATAS

LOCALIZACION : PORL. YACATAS ESQ. EJE 8

TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO

PCA-4

PROF. (m)	DESCRIPCION	PERFIL ESTRATIGRAFICO	Grupo Sólios	W %	LL %	LP %	IP %	qu C	G %	A %	F %	UU		Ss	SIMBOLOGIA	
												C	O			
0,00	PCA-4															ARCILLA
0,20	RELLENO CONSTITUIDO POR PEDACERIA DE TABIQUE Y ARENA															SUELO VEGETAL
0,40																ARENA
0,60																GRAVAS
0,80																BOLEOS
1,00																LIMO
1,00	LOSA DE CONCRETO															RELENO
1,20	ARCILLA CAFÉ OSCURO			12.37												
1,40																
1,60	ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO			30.54												
1,80																
2,00																
2,20																
2,40																
2,60	CL	26.26	42.00	15.31	26.69						57.29	8.00	4°			
2,80	NIVEL DE MAXIMA EXCAVACIÓN															
3,00																
3,20																
3,40																

- W = CONTENIDO DE AGUA
- LL = LIMITE LIQUIDO
- LP = LIMITE PLASTICO
- IP = INDICE PLASTICO
- qu = COMPRESION SIMPLE
- G = GRAVA
- A = ARENA
- F = FINOS
- UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL
- NO CONSOLIDADA - NO DRENADA
- C = COHESION (ton/m2)
- O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA
- h = PESO VOLUMETRICO
- Ss = DENSIDAD DE SOLIDOS









## FES ARAGÓN

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: POPOCATEPETL

SONDEO N°: PCA MUESTRA: M - C PROF.: 1.90 - 2.10 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	99	14.30	10.10	2.20	53.16
20	35	12.50	8.84	2.20	55.12
14	30	12.90	9.00	2.10	56.52
7	112	10.80	7.63	2.30	59.47

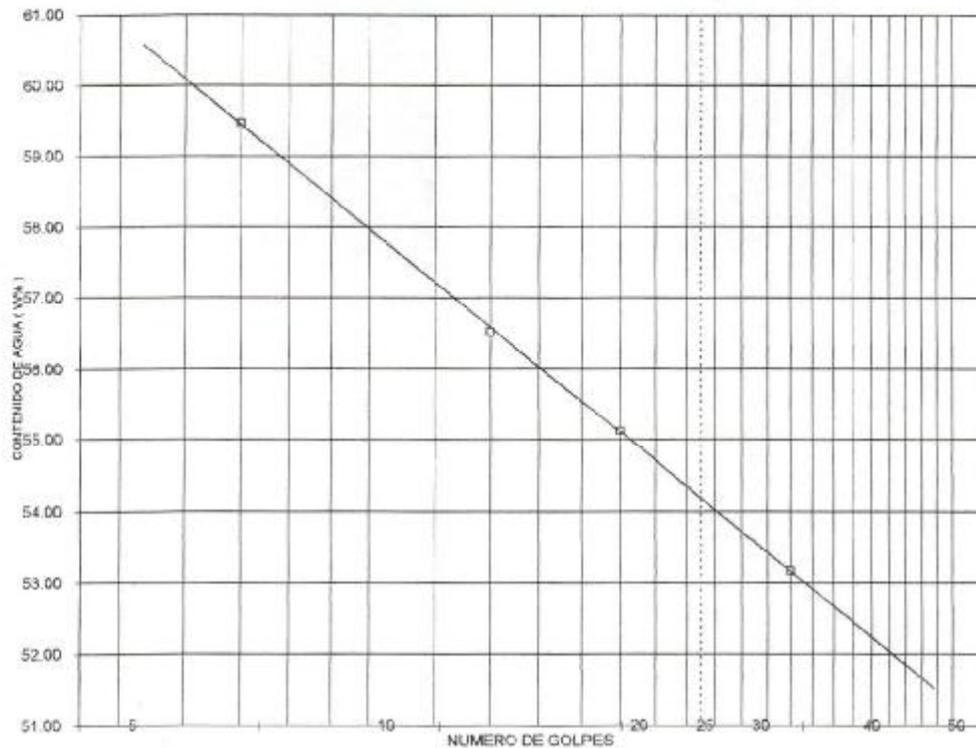
#### LIMITE PLASTICO

	93	7.80	7.00	2.30	17.02
	95	8.20	7.30	2.20	17.65

#### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.nic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
54.25	17.33	36.92	CH



**FES ARAGÓN.**

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: YACATAS (COLINDANCIA CON PREDIO ADJUNTO)

SONDEO N°: PCA MUESTRA: M - C PROF.: 1.90 - 2.10 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
28	78	12.80	9.10	2.20	53.62
19	36	12.30	8.70	2.20	55.38
12	107	14.30	9.83	2.20	58.58
7	104	9.90	7.00	2.30	61.70

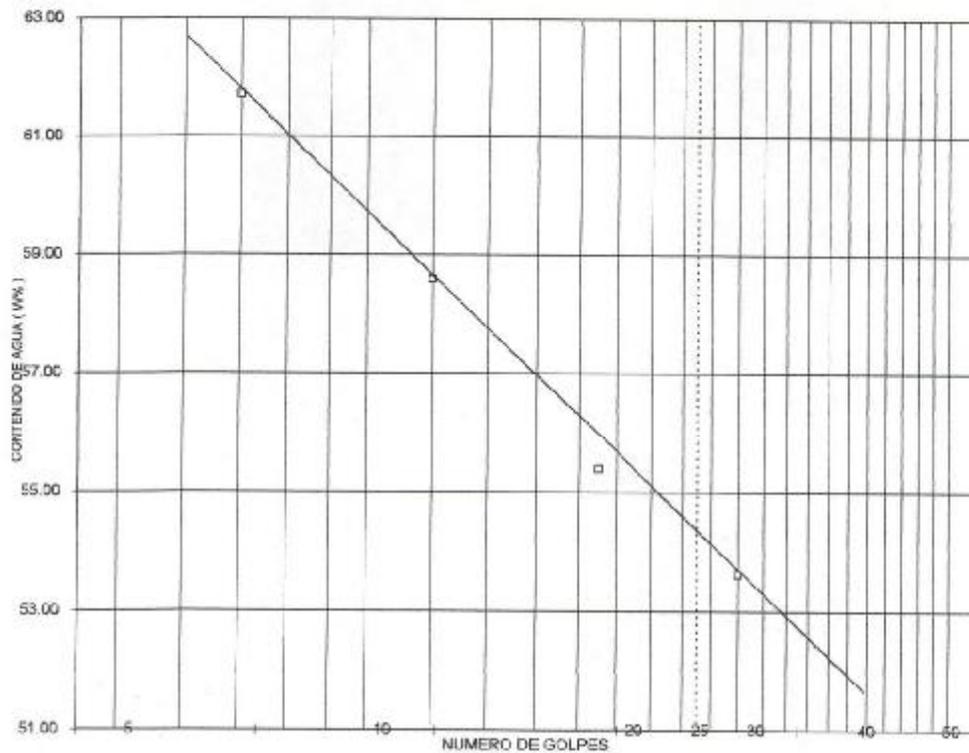
LIMITE PLASTICO

	33	7.60	6.60	2.30	17.78
	86	8.00	7.20	2.20	16.00

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
54.30	16.89	37.41	CH



**FES ARAGÓN.**

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: YACATAS

SONDEO N°: PCA MUESTRA: M - C PROF.: 2.00 - 2.20 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
29	109	11.50	8.62	2.30	45.57
20	32	13.30	9.50	2.20	52.05
14	103	14.90	10.50	2.20	53.01
7	27	13.30	9.10	2.10	60.00

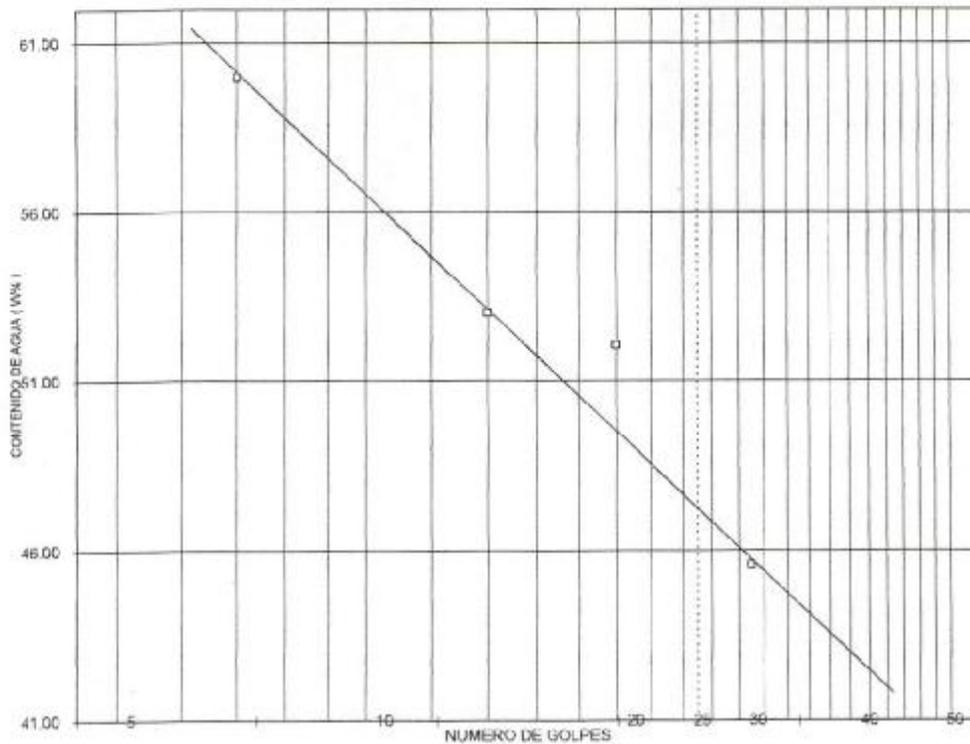
LIMITE PLASTICO

	37	8.10	7.30	2.20	15.69
	96	8.40	7.60	2.30	15.09

CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

LL	LP	IP	S.U.C.S
46.80	15.39	31.41	CL



## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO

PROYECTO: POPOCATEPETL

SONDEO: PCA

FECHA: 13/08/2004

MUESTRA: M - C

CONSTANTE: 0.576

PROFUND.: 1.90 - 2.10

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

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.70	cm	Wo=	142.90	gr
dm=	3.68	cm	Wt=	2.40	gr
di=	3.72	cm	Wt+sh=	145.20	gr
d prom.=	3.69	cm	Wt+ss=	105.90	gr
h1=	8.79	cm	Ss=	2.50	
h2=	8.79	cm	W(%)=	37.97	
h prom.=	8.79	cm	pvhi=	1.520	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.694	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.519	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	94.001	cm <sup>3</sup>	pvs=	1.102	ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.269		Gi=	74.81	(%)
ef=	1.271		Wi=	38.07	(%)
si=	74.90	(%)	Wf=	37.97	(%)
sf=	74.71	(%)			
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	10.6941	0.0000
10	0.20	0.1152	0.1667	10.7119	0.0108
20	0.40	0.2304	0.3334	10.7298	0.0215
30	0.60	0.3456	0.5001	10.7478	0.0322
40	0.90	0.5184	0.6668	10.7658	0.0482
50	1.40	0.8064	0.8335	10.7839	0.0748
60	2.10	1.2096	1.0002	10.8021	0.1120
80	3.20	1.8432	1.3336	10.8386	0.1701
100	5.40	3.1104	1.6670	10.8754	0.2860
120	7.90	4.5504	2.0004	10.9124	0.4170
150	11.60	6.6816	2.5005	10.9683	0.6092
160	13.00	7.4880	2.6672	10.9871	0.6815
165	12.00	6.9120	2.7506	10.9965	0.6286
170	10.00	5.7600	2.8339	11.0060	0.5234

0.6815

## FES ARAGÓN.

### PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: POPOCATEPETL

SONDEO: PCA

MUESTRA: M - C

PROFUND.: 1.90 - 2.10

<b>PRESION:</b>	<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>		
ds=	3.86 cm	W <sub>o</sub> =	150.20 gr
dm=	3.81 cm	W <sub>t</sub> =	2.30 gr
di=	3.83 cm	W <sub>t+sh</sub> =	152.70 gr
d prom.=	<b>3.82 cm</b>	W <sub>t+ss</sub> =	111.30 gr
h1=	8.83 cm	S <sub>s</sub> =	2.50
h2=	8.83 cm	W(%)=	37.98
h prom.=	8.83 cm	pv <sub>hi</sub> =	1.483 ton/m <sup>3</sup>
A <sub>o</sub> =	11.471 cm <sup>2</sup>	pv <sub>hf</sub> =	1.485 ton/m <sup>3</sup>
V <sub>o</sub> =	101.288 cm <sup>3</sup>	pvs=	1.075 ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.326	Gi=	71.60 (%)
ef=	1.323	Wi=	37.80 (%)
si=	71.419 (%)	Wf=	37.98 (%)
sf=	71.786 (%)		

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	11.4708	0.0000
10	0.60	0.3456	0.1667	11.4900	0.0301
20	1.20	0.6912	0.3334	11.5092	0.0601
30	1.80	1.0368	0.5001	11.5285	0.0949
40	2.80	1.6128	0.6668	11.5478	0.1397
50	3.70	2.1312	0.8335	11.5673	0.1842
60	4.70	2.7072	1.0002	11.5867	0.2338
80	6.90	3.9744	1.3336	11.6259	0.3419
100	11.00	6.3360	1.6670	11.6653	0.5431
120	14.20	8.1792	2.0004	11.7050	0.6988
150	17.40	10.0224	2.5005	11.7650	0.8519
160	18.00	10.3680	2.6672	11.7852	0.8797
165	17.00	9.7920	2.7506	11.7953	0.8302
170	16.00	9.2160	2.8339	11.8054	0.7807

0.8797

FES ARAGÓN.

PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: POPOCATEPETL

SONDEO: PCA

MUESTRA: M - C

PROFUND.: 1.90 - 2.10

PRESION:		0.50 kg/cm <sup>2</sup>			
ds=	3.81 cm	Wo=	148.50 gr		
dm=	3.81 cm	Wt=	2.40 gr		
di=	3.70 cm	Wt+sh=	150.80 gr		
d prom.=	3.79 cm	Wt+ss=	110.00 gr		
h1=	8.81 cm	Ss=	2.50		
h2=	8.81 cm	W(%)=	37.92		
h prom.=	8.81 cm	pvhi=	1.493 ton/m <sup>3</sup>		
Ao=	11.291 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.492 ton/m <sup>3</sup>		
Vo=	99.478 cm <sup>3</sup>	pvs=	1.082 ton/m <sup>3</sup>		
ei=	1.310	Gi=	72.38 (%)		
ef=	1.311	Wi=	38.01 (%)		
si=	72.489 (%)	Wf=	37.92 (%)		
sf=	72.292 (%)				
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	11.2915	0.0000
10	0.40	0.2304	0.1667	11.3103	0.0204
20	0.90	0.5184	0.3334	11.3292	0.0458
30	1.30	0.7488	0.5001	11.3482	0.0660
40	2.30	1.3248	0.6668	11.3673	0.1165
50	3.30	1.9008	0.8335	11.3864	0.1669
60	4.30	2.4768	1.0002	11.4055	0.2172
80	6.80	3.9168	1.3336	11.4441	0.3423
100	10.10	5.8176	1.6670	11.4829	0.5066
120	13.10	7.5456	2.0004	11.5219	0.6549
150	15.20	8.7552	2.5005	11.5810	0.7560
160	16.00	9.2160	2.6672	11.6009	0.7944
165	15.00	8.6400	2.7506	11.6108	0.7441
170	12.00	6.9120	2.8339	11.6208	0.5948

0.7944

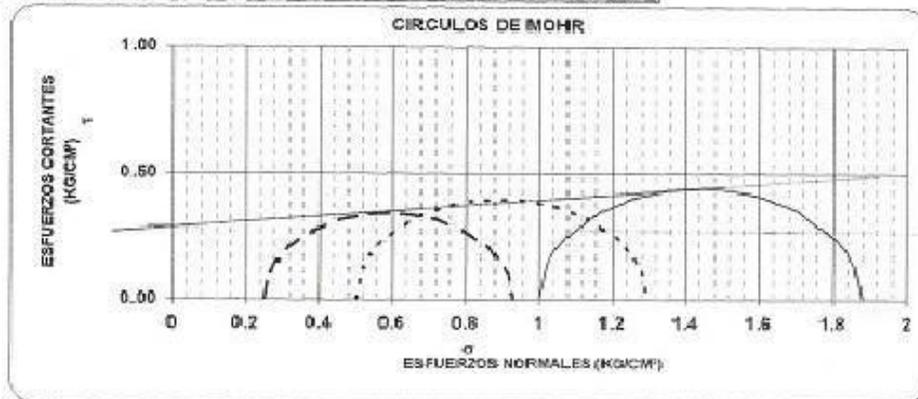
## FES ARAGÓN.

### PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: POPOCATEPETL  
 SONDEO: PCA  
 MUESTRA: M - C PROF.: 1.90 - 2.10

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:  
 ARCILLA ARENOSA, FINA, COFRE CLARO  
 MATERIAL CEMENTADO

ENSAYO Num.	PRESSION	ESF. A LA FALLA	PESO VOLUM. NATURAL	G <sub>wf</sub> (%)	e <sub>i</sub>	VALORES PROMEDIO	
	CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>3</sup> )				
1	0.25	0.88	1.520	74.8	1.269	S <sub>w</sub> =	2.50
2	0.50	0.78	1.493	72.4	1.310	w <sub>f</sub> =	37.98 %
3	1.00	0.88	1.483	71.8	1.326	v <sub>f</sub> =	37.98 %
						G <sub>wf</sub> =	72.93 %
						G <sub>wf</sub> =	72.92 %
						PVN=	1.489 ton/m <sup>3</sup>
						PVF=	1.489 ton/m <sup>3</sup>
						e <sub>i</sub> =	1.30
						e <sub>f</sub> =	1.30
DATOS FINALES							
		e <sub>f</sub>	G <sub>wf</sub>	w <sub>f</sub>	p <sub>v<sub>f</sub></sub>		
1	0.25	1.271	74.714	37.97	1.519		
2	0.50	1.311	72.292	37.92	1.492		
3	1.00	1.323	71.786	37.98	1.485		



C = 0.25 kg/cm<sup>2</sup>  
 Ø = 5.5 grados  
 E = kg/cm<sup>2</sup>  
 μ = 0.45

## FES ARAGÓN.

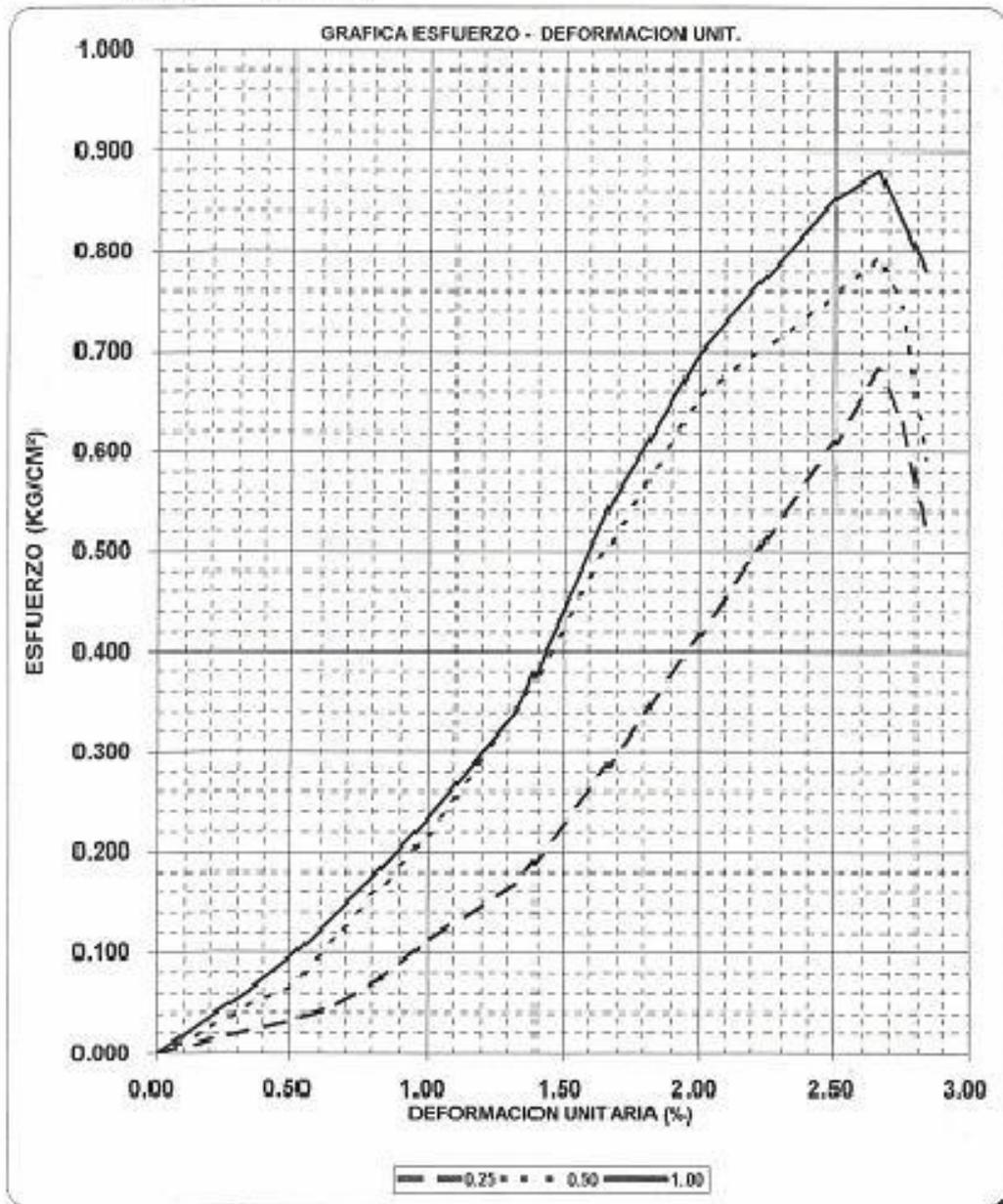
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: POPOCATEPETL

SONDEO: PCA

MUESTRA: M - G

PROF: 1.90 - 2.10





**FES ARAGÓN.**  
PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: YACATAS COLINDANCIA CON PREDIO ADJUNTO  
 SONDEO: PCA  
 MUESTRA: M - C  
 PROFUND.: 1.90 - 2.10

<b>PRESION:</b>	<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>				
ds=	3.78 cm	Wo=	151.40 gr		
dm=	3.77 cm	Wt=	2.30 gr		
dj=	3.71 cm	Wt+sh=	153.60 gr		
d prom.=	<b>3.76</b> cm	Wt+ss=	125.50 gr		
h1=	8.82 cm	Ss=	2.53		
h2=	8.82 cm	W(%)=	<b>22.81</b>		
h prom.=	<b>8.82</b> cm	pvhi=	<b>1.545</b> ton/m <sup>3</sup>		
Ao=	<b>11.113</b> cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.544</b> ton/m <sup>3</sup>		
Vo=	<b>98.021</b> cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.258</b> ton/m <sup>3</sup>		
ei=	<b>1.012</b>	Gi=	<b>57.04</b> (%)		
ef=	<b>1.013</b>	Wi=	<b>22.89</b> (%)		
si=	<b>57.171</b> (%)	Wf=	<b>22.81</b> (%)		
sf=	<b>56.969</b> (%)				
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	11.1135	0.0000
10	0.50	0.2880	0.1667	11.1320	0.0259
20	1.00	0.5760	0.3334	11.1507	0.0517
30	1.80	1.0368	0.5001	11.1693	0.0928
40	2.90	1.6704	0.6668	11.1881	0.1493
50	4.20	2.4192	0.8335	11.2069	0.2159
60	6.10	3.5136	1.0002	11.2258	0.3130
80	9.00	5.1840	1.3336	11.2637	0.4602
100	13.40	7.7184	1.6670	11.3019	0.6829
120	17.80	10.3104	2.0004	11.3403	0.9092
150	22.10	12.7296	2.5005	11.3985	1.1168
180	24.00	13.8240	3.0006	11.4573	1.2066
190	26.00	14.9760	3.1673	11.4770	1.3049
195	25.00	14.4000	3.2507	11.4869	1.2536
200	22.00	12.6720	3.3340	11.4968	1.1022

1.3049

**FES ARAGÓN.**

**PRUEBA TRIAXIAL UU**

PROYECTO: YACATAS COLINDANCIA CON PREDIO ADJUNTO

SONDEO: PCA

MUESTRA: M - C

PROFUND.: 1.90 - 2.10

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.81 cm	Wo=	154.20 gr
dm=	3.87 cm	Wt=	2.40 gr
di=	3.71 cm	Wt+sh=	156.50 gr
d prom.=	<b>3.83</b> cm	Wt+ss=	127.90 gr
h1=	8.89 cm	Ss=	2.53
h2=	8.89 cm	W(%)=	<b>22.79</b>
h prom.=	<b>8.89</b> cm	pvhi=	<b>1.503</b> ton/m <sup>3</sup>
Ao=	<b>11.541</b> cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.502</b> ton/m <sup>3</sup>
Vo=	<b>102.599</b> cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.224</b> ton/m <sup>3</sup>
ei=	<b>1.067</b>	Gi=	<b>54.04</b> (%)
ef=	<b>1.068</b>	Wi=	<b>22.87</b> (%)
si=	<b>54.156</b> (%)	Wf=	<b>22.79</b> (%)
sf=	<b>53.968</b> (%)		

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	11.5410	0.0000
10	0.30	0.1728	0.1667	11.5603	0.0149
20	0.70	0.4032	0.3334	11.5796	0.0348
30	1.60	0.9216	0.5001	11.5990	0.0795
40	2.90	1.6704	0.6668	11.6185	0.1438
50	5.10	2.9376	0.8335	11.6380	0.2524
60	7.20	4.1472	1.0002	11.6576	0.3558
80	11.00	6.3360	1.3336	11.6970	0.5417
100	15.00	8.6400	1.6670	11.7366	0.7362
120	20.00	11.5200	2.0004	11.7766	0.9782
150	25.00	14.4000	2.5005	11.8370	1.2165
180	28.00	16.1280	3.0006	11.8980	1.3555
200	29.00	16.7040	3.3340	11.9390	1.3991
205	28.00	16.1280	3.4174	11.9493	1.3497
210	26.00	14.9760	3.5007	11.9597	1.2522

1.3991

## FES ARAGÓN.

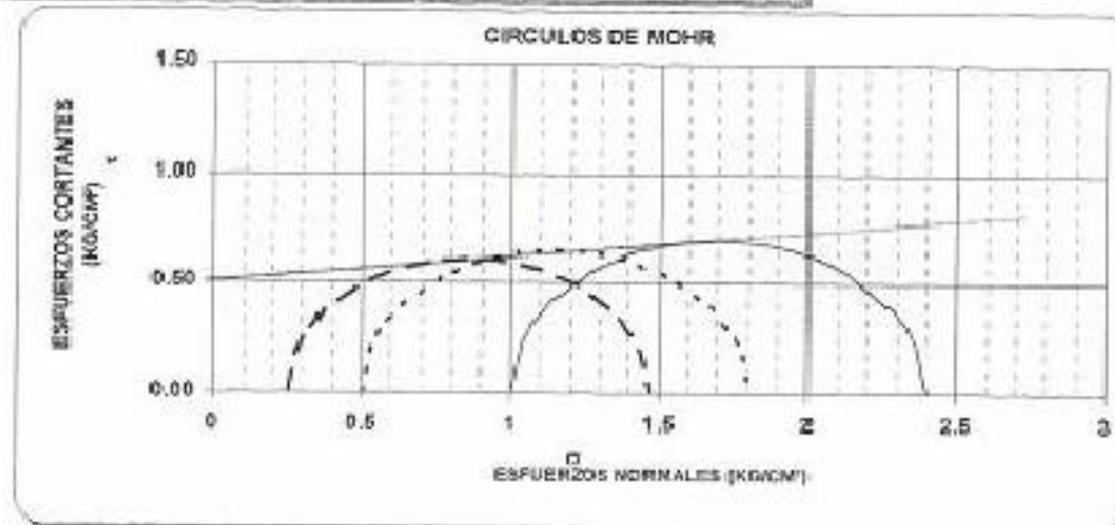
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: YACATAS COLINDANCIA CON PREDIO ADJUNTO  
 SONDEO: PCA  
 MUESTRA: M-G PROF.: 1.90 - 2.10

### DESCRIPCIÓN DEL SUELO:

ARCILLA ARENOSA, FINA, COFRE CLARO  
 MATERIAL COHESIVO

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	
						Sc <sup>n</sup>	
1	0.25	1.22	1.551	57.5	1.003	w <sup>n</sup>	22.88 %
2	0.50	1.30	1.545	57.0	1.012	w <sup>f</sup>	22.50 %
3	1.00	1.40	1.503	54.0	1.067	G <sub>w</sub> <sup>n</sup>	56.20 %
DATOS FINALES						G <sub>w</sub> <sup>f</sup>	56.12 %
		ef	G <sub>w</sub> <sup>f</sup>	w <sup>f</sup>	pv <sup>hf</sup>	P <sub>w</sub> <sup>n</sup>	1.533 ton/m <sup>3</sup>
1	0.25	1.004	57.433	22.79	1.560	P <sub>w</sub> <sup>f</sup>	1.532 ton/m <sup>3</sup>
2	0.50	1.013	56.960	22.81	1.544	σ <sup>n</sup>	1.03
3	1.00	1.058	53.968	22.79	1.502	σ <sup>f</sup>	1.03



C =	0.50	kg/cm <sup>2</sup>
φ =	6	grados
E =		kg/cm <sup>2</sup>
μ =	0.45	

# FES ARAGÓN.

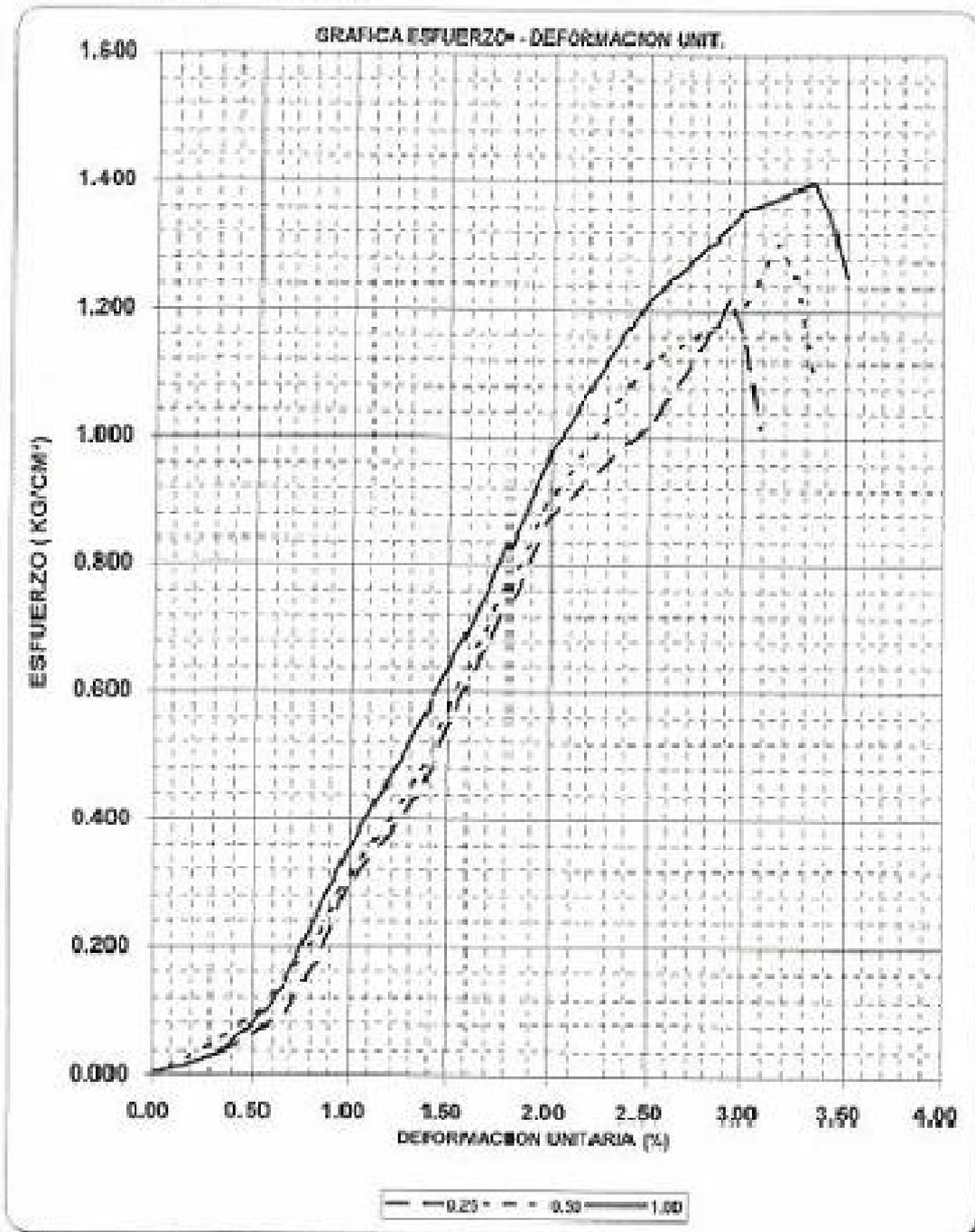
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: YACATAS COLINDANCIA CON PREDIO ADJUNTO

SONDEO: PCA

MUESTRA: M - C

PROF: 1.90 - 2.10



**FES ARAGÓN.**  
PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ OSCURO

PROYECTO: YACATAS

SONDEO: PCA

FECHA: 16 - Ene - 2006

MUESTRA: M - C

CONSTANTE: 0.576

PROFUND.: 2.00 - 2.20

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

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.79	cm	Wo=	151.20	gr
dm=	3.70	cm	Wt=	2.40	gr
di=	3.69	cm	Wt+sh=	153.40	gr
d prom.=	3.71	cm	Wt+ss=	110.90	gr
h1=	8.84	cm	Ss=	2.52	
h2=	8.84	cm	W(%)=	39.17	
h prom.=	8.84	cm	pvhi=	1.579	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.830	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.577	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	95.735	cm <sup>3</sup>	pvs=	1.135	ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.221		Gi=	80.87	(%)
ef=	1.224		Wi=	39.35	(%)
si=	81.06	(%)	Wf=	39.17	(%)
sf=	80.68	(%)			
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	10.8297	0.0000
10	0.50	0.2880	0.1667	10.8478	0.0265
20	1.10	0.6336	0.3334	10.8660	0.0583
30	3.00	1.7280	0.5001	10.8842	0.1588
40	4.70	2.7072	0.6668	10.9024	0.2483
50	6.00	3.4560	0.8335	10.9208	0.3165
60	8.20	4.7232	1.0002	10.9391	0.4318
80	11.90	6.8544	1.3336	10.9761	0.6245
100	16.10	9.2736	1.6670	11.0133	0.8420
120	22.00	12.6720	2.0004	11.0508	1.1467
150	30.00	17.2800	2.5005	11.1075	1.5557
180	33.00	19.0080	3.0006	11.1647	1.7025
200	32.00	18.4320	3.3340	11.2032	1.6452
205	30.00	17.2800	3.4174	11.2129	1.5411

1.7025

**FES ARAGÓN.**  
PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: YACATAS  
SONDEO: PCA  
MUESTRA: M - C  
PROFUND.: 2.00 - 2.20

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.82 cm	Wo=	157.20 gr
dm=	3.81 cm	Wt=	2.30 gr
di=	3.80 cm	Wt+sh=	159.40 gr
d prom.=	<b>3.81</b> cm	Wt+ss=	115.20 gr
h1=	8.91 cm	Ss=	2.52
h2=	8.91 cm	W(%)=	<b>39.15</b>
h prom.=	<b>8.91</b> cm	pvhi=	<b>1.548</b> ton/m3
Ao=	<b>11.401</b> cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.547</b> ton/m3
Vo=	<b>101.582</b> cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.112</b> ton/m3
ei=	<b>1.266</b>	Gi=	<b>77.93</b> (%)
ef=	<b>1.267</b>	Wi=	<b>39.24</b> (%)
si=	<b>78.020</b> (%)	Wf=	<b>39.15</b> (%)
sf=	<b>77.843</b> (%)		

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	11.4009	0.0000
10	1.20	0.6912	0.1667	11.4200	0.0605
20	2.50	1.4400	0.3334	11.4391	0.1259
30	4.00	2.3040	0.5001	11.4582	0.2011
40	6.20	3.5712	0.6668	11.4774	0.3111
50	8.70	5.0112	0.8335	11.4967	0.4359
60	10.90	6.2784	1.0002	11.5161	0.5452
80	14.70	8.4672	1.3336	11.5550	0.7328
100	19.50	11.2320	1.6670	11.5942	0.9688
120	27.80	16.0128	2.0004	11.6336	1.3764
150	38.00	21.8880	2.5005	11.6933	1.8718
160	44.00	25.3440	2.6672	11.7133	2.1637
165	43.00	24.7680	2.7506	11.7234	2.1127
170	40.00	23.0400	2.8339	11.7334	1.9636

**FES ARAGÓN.**  
PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: YACATAS  
SONDEO: PCA  
MUESTRA: M - C  
PROFUND.: 2.00 - 2.20

<b>PRESION:</b>		0.50 kg/cm <sup>2</sup>			
ds=	3.77 cm	Wo=	148.70 gr		
dm=	3.76 cm	Wt=	2.50 gr		
di=	3.79 cm	Wt+sh=	151.00 gr		
d prom.=	3.77 cm	Wt+ss=	109.20 gr		
h1=	8.78 cm	Ss=	2.52		
h2=	8.78 cm	W(%)=	39.18		
h prom.=	8.78 cm	pvhi=	1.520 ton/m <sup>3</sup>		
Ao=	11.143 cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.518 ton/m <sup>3</sup>		
Vo=	97.836 cm <sup>3</sup>	pvs=	1.092 ton/m <sup>3</sup>		
ei=	1.308	Gi=	75.50 (%)		
ef=	1.311	Wi=	39.36 (%)		
si=	75.683 (%)	Wf=	39.18 (%)		
sf=	75.322 (%)				
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	11.1431	0.0000
10	0.70	0.4032	0.1667	11.1617	0.0361
20	1.40	0.8064	0.3334	11.1803	0.0721
30	2.20	1.2672	0.5001	11.1991	0.1132
40	4.10	2.3616	0.6668	11.2179	0.2105
50	6.30	3.6288	0.8335	11.2367	0.3229
60	8.70	5.0112	1.0002	11.2556	0.4452
80	12.30	7.0848	1.3336	11.2937	0.6273
100	16.70	9.6192	1.6670	11.3320	0.8489
120	23.00	13.2480	2.0004	11.3705	1.1651
150	32.00	18.4320	2.5005	11.4288	1.6128
180	38.00	21.8880	3.0006	11.4878	1.9053
185	37.00	21.3120	3.0840	11.4976	1.8536
190	34.00	19.5840	3.1673	11.5075	1.7018

1.9053

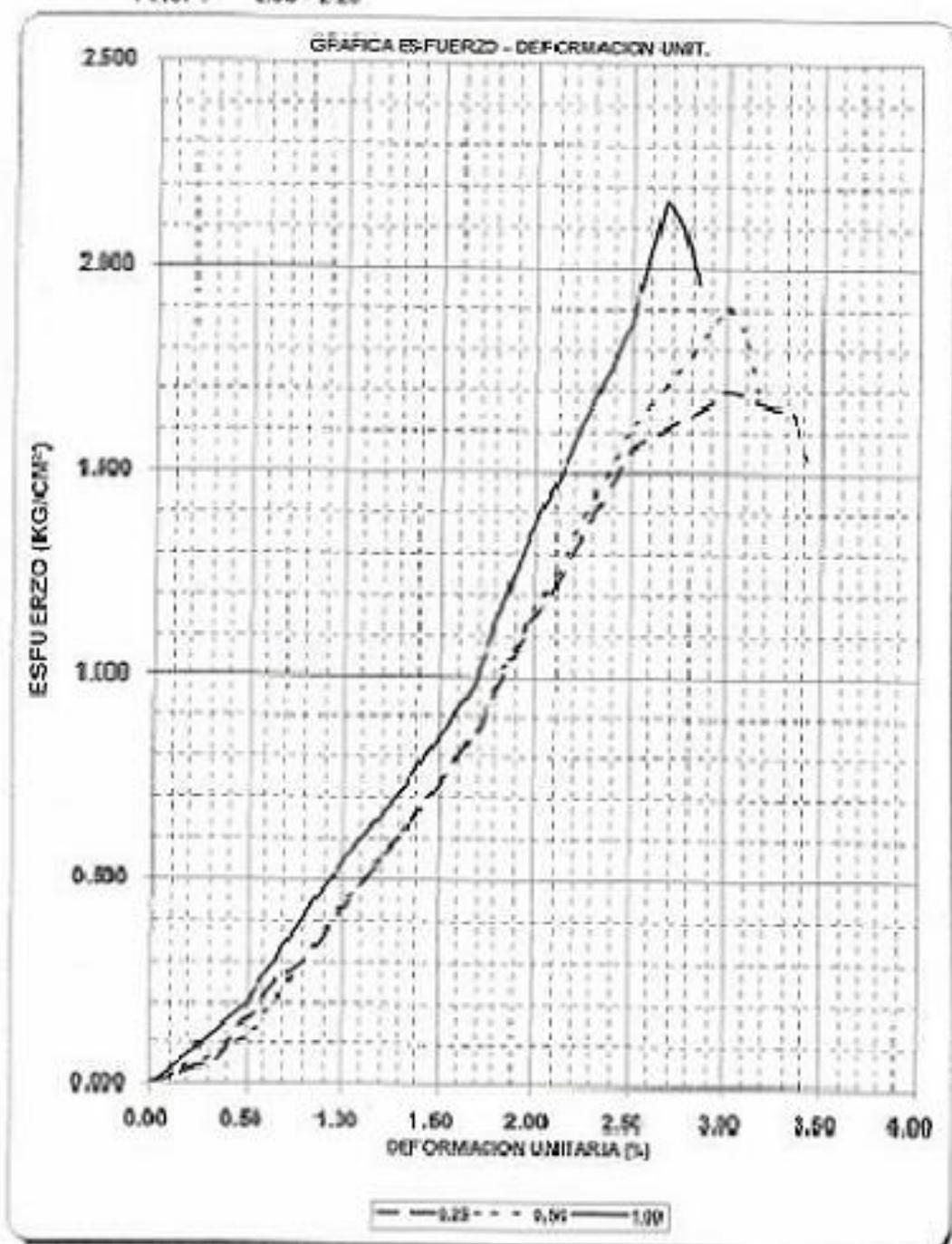
FES ARAGÓN  
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: YACATAS

SONDEO: PCA

PROF: 2.00 - 2.20

MUESTRA: M - G



### FES ARAGÓN.

PRUEBA TRIAXIAL UC

OBRA: YACATAS  
 SONDEO: PCA  
 MUESTRA: M-6 PROF: 2.00 - 2.20

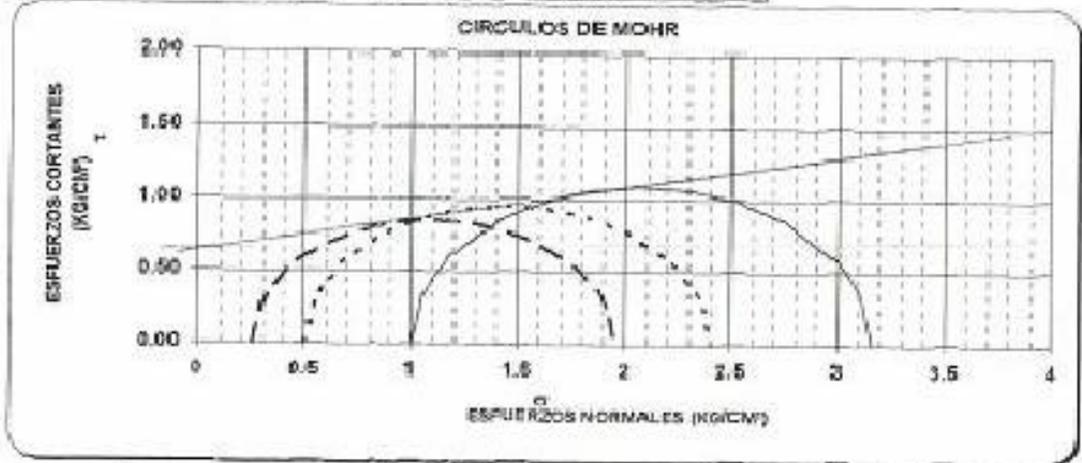
DESCRIPCIÓN DEL SUELO:  
 ARCILLA ARENOSA, FINA, COPE CLARO  
 MATERIAL CEMENTADO

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> )	G <sub>wi</sub> (%)	e <sub>i</sub>
1	0.25	1.70	1.579	80.9	1.221
2	0.50	1.91	1.520	75.5	1.208
3	1.00	2.16	1.548	77.9	1.268

DATOS FINALES					
		e <sub>f</sub>	G <sub>wf</sub>	w <sub>f</sub>	g <sub>wf</sub>
1	0.25	1.224	80.677	39.17	1.577
2	0.50	1.311	75.322	39.18	1.518
3	1.00	1.267	77.843	39.15	1.547

VALORES PROMEDIO	
S <sub>qm</sub>	2.52
w <sub>m</sub>	39.32 %
w <sub>f</sub>	39.17 %
G <sub>wm</sub>	78.10 %
G <sub>wf</sub>	77.95 %
PV <sub>m</sub>	1.549 ton/m <sup>3</sup>
PV <sub>f</sub>	1.547 ton/m <sup>3</sup>
e <sub>m</sub>	1.28
e <sub>f</sub>	1.27



C = 0.65 kg/cm<sup>2</sup>  
 β = 9.3 grados  
 E = kg/cm<sup>2</sup>  
 μ = 0.45

**ANEXO III**  
**INSTRUMENTACION.**

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

Finalmente se establece que deberá implementarse un sistema de instrumentación que permita monitorear el comportamiento de las colindancias y de la excavación antes, durante y después de haber terminado la excavación que alojará a la cimentación de la estructura de Interés.

### **A.1 Piezómetro abierto hincado.**

#### **A.1.1. Objetivo.**

Permite determinar la presión de poro de un lugar a cierta profundidad, midiendo el nivel del agua que se establece en la punta permeable de un tubo vertical hincado a presión. Esta información es necesaria para cualquiera de los siguientes propósitos: a) determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio, b) definiré las condiciones de flujo de agua, y c) conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

#### **A.1.2. Aparato.**

Este se muestra en la condición de hincado en la Fig. 101 los elementos que lo integran son: a) tubo de cobre de 5/8 pulg. de diámetro y 30 cm. de longitud, con perforaciones 5 mm. forrado con fieltro permeable, b) tubo de fierro galvanizado de 3/4 pulg. de diámetro de 1.0 m con coples, y c) punta cónica de acero de 2.7 cm. de diámetro, con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

#### **A.1.3. Instalación.**

##### **A.1.3.1 Trabajos de campo.**

Estos piezómetros se hincan en el suelo con los gatos hidráulicos de una perforadora o de un cono mecánico. En suelos muy blandos pueden hincarse manualmente a percusión, con ayuda de un marro ligero; en este caso, si la costra superficial es dura, previamente se deberá perforar con la barrena helicoidal de la Fig. 102 El procedimiento de instalación manual o con ayuda de una maquina se presenta en la Fig. 103; consiste esencialmente en:

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

1. Perforar manualmente con una barrena helicoidal o con una perforadora mecánica, hasta un metro por arriba de la profundidad de instalación.

2. Hincar el piezómetro en el suelo en la posición cerrada, hasta la profundidad de proyecto (Fig. 103) en estas condiciones el sello de silicón evita que penetre agua y lodo al interior del tubo. Si el hincado se hace a percusión, se requiere una cabeza protectora de la roscada los tubos (no incluida en la figura); si se hinca a presión, deben usarse mordazas laterales.

3. Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 3/8 pulg. de diámetro, en tramos de 1.5 m, con cuerda, para formar una columna continua; a continuación se introduce agua, hasta igualar el nivel en el interior del tubo (NA) con el nivel freático (NF). Enseguida, con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la celda permeable (Fig. 103), o bien con los impactos de un martillo hasta abrir el piezómetro 20 cm.

4. Al extraer la barra de acero deberá agregarse agua de manera que el nivel del agua (NA) no cambie bruscamente, sino que se mantenga cerca o por arriba del nivel freático (NF); a continuación, este nivel tenderá a encontrar su posición de equilibrio.

### **A.1.3.2 Criterio de instalación.**

Los elementos permeables de los piezómetros deben colocarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento; aprovechando un perfil stratigráfico obtenido con el cono eléctrico, porque esta técnica detecta con precisión los estratos duros de secado solar, de pómez o de arenas volcánicas que tienen mayor permeabilidad que las arcillas intermedias; de ahí que una estación piezométrica siempre esté constituida por vacíos bulbos de medición, usualmente dos a cuatro/ en igual número de perforaciones, pero a distintas profundidades.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

### **A.1.3.2 Protección de los aparatos.**

La parte superficial de los piezómetros, esto es, la salida de los tubos verticales, deberá quedar alojada en un registro de protección (Fig. 104). Los tubos tendrán una etiqueta que identifique la profundidad de cada celda; el registro debe también tener un nivel de referencia de las elevaciones.

### **A.1.4 Medición.**

El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento probablemente de varios días, porque tiene que acumularse el agua dentro del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio.

El nivel del agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica integrada por un cable eléctrico dúplex flexible y un medidor de resistencias (óhmetro); la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los dos alambres conductores puedan hacer contacto con la pared interior del tubo, tiene también un lastre metálico para tensar el cable y asegurarse de la precisión de la medición. Una vez que los conductores, tocan la superficie del agua cierran el circuito, y el óhmetro lo registra; la precisión de la medición es  $\pm 1.0$  cm. de columna de agua. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia instalado junto al piezómetro

### **A.1.5. Información obtenida.**

#### **A.1.5.1 Condiciones iniciales.**

Una vez estabilizados los niveles de agua de las celdas que constituyen una estación piezométrica, y conociendo la variación con la profundidad de los esfuerzos totales, se puede determinar la variación de los esfuerzos efectivos.

Con la magnitud de las elevaciones piezométricas, se obtienen los valores de los esfuerzos efectivos a las elevaciones en que se han instalado

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

las celdas de medición; estos puntos se unen entre sí, considerando que los estratos arcillosos intermedios la presión de poro varía linealmente.

### **A.1.5.2 Evolución de los niveles piezométricos.**

Considerando que los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de: a) bombeo profundo para el abatimiento de agua, b) recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias, c) bombeos superficiales por excavaciones superficiales, y d) por la aplicación de sobrecargas superficiales, se requiere determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo, para lo cual se realizan observaciones frecuentes. Debe tenerse en cuenta el tiempo de demora que requieren los piezómetros abiertos para registrar estos cambios, que podría justificar el uso de piezómetros neumáticos, a pesar de su elevado costo.

### **A.1.6. Comentarios.**

Los piezómetros hincados se pueden identificar también como piezómetros abiertos tipo Casa-grande. Como su instalación se hace sin emplear lodo bentonítico, su funcionamiento es muy confiable.

La posibilidad de instalarlos manualmente los hace particularmente útiles para colocarlo en sitios de acceso difícil.

Las instalaciones dan estos piezómetros hincados es más eficiente que la de los que se instalan en perforaciones previas; por ello su costo es menor.

## **A.2 Tubo de observación del nivel freático.**

### **A.2.1. Objetivo.**

Este dispositivo permite determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los periodos de lluvias y sequía; sirve también para detectar el abatimiento de este nivel a largo plazo. Esta medición

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

es indispensable para definir el estado de esfuerzos de la masa del suelo del sitio, así como su evolución con el tiempo.

### **A.2.2. Descripción.**

El tubo de observación es un ducto vertical instalado en una perforación, que profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático (Fig. 105), su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua freática y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial penetre al tubo. En la Fig. 105 se muestra que este dispositivo puede ser plástico PVC de 1 pulg. de diámetro con ranuras horizontales de 1 mm. de espesor en un tramo de longitud 1.5 m; para evitar que el suelo penetre al interior del tubo usualmente se utiliza un filtro geotextil.

### **A.2.3. Instalación.**

#### **A.2.3.1 Trabajos de campo.**

Para la instalación de estos tubos se requiere una perforación de 5 a 10 cm. de diámetro que puede hacerse con una máquina, o bien, manualmente con la barrena helicoidal; es evidente que para hacer esta perforación no debe utilizarse lodo bentonítico. Una vez terminada la perforación se introduce el tubo de observación protegido con una funda de polietileno o un tubo metálico, cuya función es evitar que el filtro se contamine por la maniobra; cuando el tubo está apoyado en el fondo de la perforación simplemente se levanta la funda de protección. A continuación se rellena la perforación en su parte inferior con arena media y el último metro con bentonita.

#### **A.2.3.1 Criterio de instalación.**

Estos dispositivos deben instalarse abundantemente: en cada sitio donde se haga un sondeo, se instale una estación piezométrica o se tenga incertidumbre de la posición del nivel freático. La profundidad de instalación se deberá precisar durante la perforación.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

### **A.2.3.1 Protección de los tubos.**

El tubo debe sobresalir de la banqueta y protegerse por lo menos con un registro.

### **A.2.3 Medición.**

Se debe hacer como se describe para los piezómetros abiertos.

### **A.2.3 Información obtenida.**

Las mediciones de la posición del nivel freático deben interpretarse junto con la información piezométrica.

## **A.3 Referencias superficiales.**

### **A.3.1. Objetivo.**

Medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circunda a la excavación, así como de las construcciones próximas que pudieran sufrir daño a consecuencia de la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien de deformaciones inadmisibles.

### **A.3.2. Descripción.**

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas, los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al eje de la excavación o como puntos aislados para referencias de nivel; observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones en las estructuras cercanas.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

Las características de las referencias superficiales mas recomendables para conocer el comportamiento de las excavaciones que alojarán a los sótanos de estacionamiento se describen a continuación.

**Testigo superficial.** Es un cilindro de concreto simple (Fig. 106) de 15 cm. de diámetro y 30 de altura, con un perno metílico empotrado en su extremo superior; este perno es un tornillo de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulg. con una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla metálica de medición, que esta graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y *mira* para centrado.

**Testigos en muros.** Es una referencia de nivel horizontal (Fig. 107) formada por un triangulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a la excavación.

### **A.3.3. Instalación.**

#### **A.3.3.1 Criterios de instalación.**

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción. Las líneas de colimación serán paralelas al eje del tramo, señalando una a cada lado de la excavación; como mínimo la distancia de las líneas de colimación al hombro de la excavación estará comprendida entre  $0.5 B$  y  $B$ , siendo  $B$  el ancho de la excavación; en el caso de la zona del lago, se evaluara la conveniencia de dos líneas de colimación adicionales, las cuales se localizaran cada una a 0.5 m de la excavación.

En los tramos en curva se trazarán líneas de colimación tangentes, procurando que los testigos se mantengan dentro del intervalo de distancias recomendadas para los tramos rectos.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

También es factible que se requieran testigos superficiales localizados fuera de las líneas de colimación, para medir desplazamientos verticales en sitios característicos; en este caso, el ingeniero responsable deberá indicar su localización.

Los testigos en muros se instalarán en todas aquellas estructuras, que basándose en el reconocimiento previo de la línea, se identifiquen como propensas a sufrir daños, así como en aquellas que por su importancia deban vigilarse cuidadosamente. Los testigos se colocarán en los muros paralelos y perpendiculares a la excavación; el número mínimo será de tres en cada muro y la separación máxima será 10 m.

### **A.3.3.2 Procedimiento de instalación.**

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación en el tramo, según los procedimientos que se describen a continuación:

#### *a) Testigos superficiales*

- Se trazan líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos
- Se colocan los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada y con un nivel de mano la horizontalidad de la cara superior del cilindro de concreto
- Se marcan los testigos con su clave de identificación (Fig. 108) y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

#### *b) Testigos en muros*

- Con ayuda del nivel topográfico de precisión se define la posición de estos testigos, a una altura aproximada de 1.5 m sobre el nivel de banquetta

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

- Se localizan los sitios donde se colocarán los testigos; las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero
- En los sitios elegidos se marcan cuadros de 7 x 7 cm. (Fig. 107) se pintan de blanco
- Con la ayuda del nivel de precisión se marca el eje horizontal de los testigos refiriéndolo a un banco de nivel profundo
- Se pintan de rojo los triángulos de las referencias (Fig. 107) y se marca la clave de identificación.

### **A.3.4. Procedimiento de medición.**

#### **A.3.4.1 Equipo de medición.**

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptica de centrado y precisión de 15 seg.; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato. Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelador equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

#### **A.3.4.2 Desplazamientos horizontales.**

Se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación (Fig. 109). En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximación de  $\pm 0.5$  mm.

## INSTRUMENTACION.

### A.3.4.3 Desplazamientos verticales.

Se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos, tanto superficiales como de muros, y el punto de los bancos de nivel profundos. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 2 mm en 100 m de distancia; el ajuste del aparato deberá verificarse semanalmente. Los puntos de liga deberán ser confiables para señalarlos, conviene utilizar pernos metálicos con cabeza semiesférica.

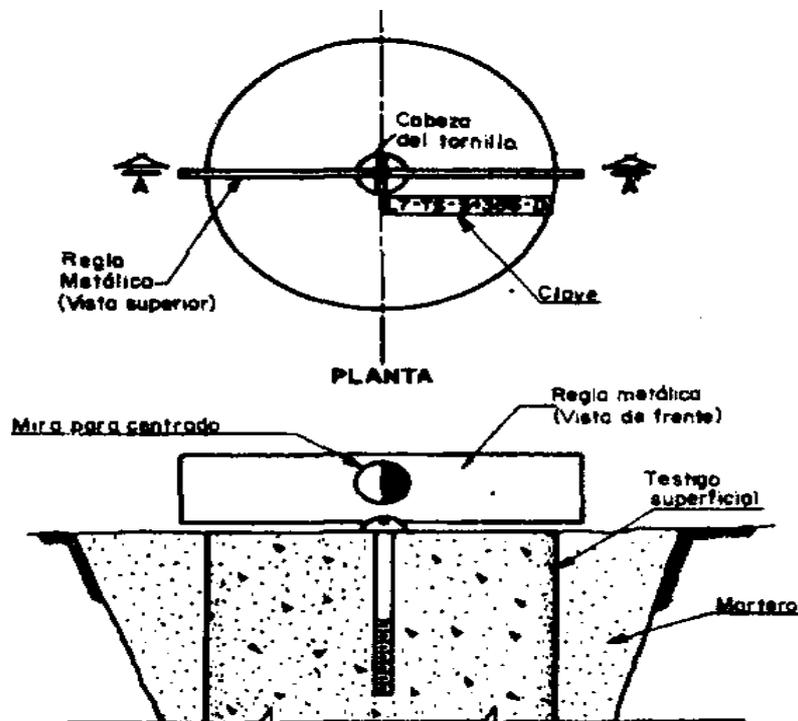


Fig. 109. Medición del desplazamiento horizontal del testigo superficial.

### A.3.4.4. Supervisión de las mediciones.

Se apoyará en una brigada de topografía, que verificará selectivamente las mediciones, particularmente cuando se detecten desplazamientos importantes.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

### **A.3.5. Información obtenida.**

#### **A.3.5.1 Condiciones iniciales.**

Una vez colocadas las referencias y antes de iniciar la excavación, deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definen el origen de las mediciones de desplazamientos-tiempo.

#### **A.3.5.2 Evolución de desplazamientos.**

Desde el inicio de la excavación se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyan el cálculo de desplazamientos; es necesario que los cálculos de desplazamientos se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas, para contar oportunamente con la información de control de la obra.

### **A.3.6. Comentarios.**

- Todas las mediciones deberán realizarse por la mañana, antes de que las reverberaciones impidan obtener lecturas confiables .

- El ingeniero supervisor deberá vigilar los siguientes aspectos: a) el cuidado con que se instalen las referencias, b) la capacidad técnica del personal encargado de las mediciones, y c) el estado físico y ajuste de los instrumentos de medición.

## **A.4 Banco de nivel profundo.**

### **A.4.1. Objetivo.**

Es un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que pudieran estar ocurriendo en la superficie del terreno, sirve de referencia confiable para la medición de los desplazamientos verticales, que tienen lugar durante la construcción de los sótanos y durante su vida útil.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

### **A.4.2. Descripción.**

Es una columna metálica delgada firmemente apoyada en un estrato de suelo que no se asienta (Fig. 110); se instala dentro de una perforación de 4 1/2 pulg. de diámetro que se profundiza hasta el estrato firme que no sufre asentamientos. La columna metálica es un tubo galvanizado de 1 1/4 pulg., con coples a los que se les han limado las aristas (Fig. 111); su extremo superior termina en un vértice, en el que se apoya el estado. En su extremo inferior, la columna se ancla en un muerto de concreto de 10 cm de diámetro y 30 cm. de altura.

La columna metálica (tubo central) se protege con ademe vertical "para absorber las deformaciones verticales de los estratos de suelo y permitir que el tubo mantenga constante su posición. En zonas que sufran asentamientos regionales importantes (mayores de 10 cm. año) es necesario que el ademe de protección sea telescópico, mientras que en zonas con asentamientos menores pueden ser un simple tubo recto.

El ademe tipo telescópico se forma con tubos de PVC de 2 y 3 pulg. de diámetro con uniones deslizantes (Fig. 111); los coples de unión se colocan en los tubos de 2 pulg. El ademe simple es un tubo de PVC de 2 pulg. de diámetro. En la superficie se coloca un registro de protección e identificación.

### **A.4.3. Instalación.**

#### **A.4.3.1 Criterio de localización.**

El banco de nivel profundo deberá localizarse lejos de cimentaciones profundas que se apoyen en el mismo estrato donde se instale el banco; la profundidad de la referencia se determinará a partir de la estratigrafía del sitio.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

### **A.4.3.1 Procedimiento de instalación.**

Una vez que se ha seleccionado el sitio y la profundidad para la instalación del banco de nivel, mediante el reconocimiento previo del sitio de interés, se procede de la siguiente manera:

- Se hace el barreno de 4 1/2 pulg. de diámetro hasta penetrar en el estrato firme aproximadamente 0.3 m, estabilizando la excavación con lodo bentonítico

- Se introduce simultáneamente el conjunto de tubo central con su cilindro de apoyo y ademe protector, bajando estos dos últimos firmemente apoyados para evitar que penetre material sólido dentro del ademe.

- Una vez que se ha llegado al fondo y apoyado el cilindro de concreto, se levanta el ademe 1.2 m por arriba del fondo (Fig. 111).

- Se coloca el registro de protección y se fija la tubería al registro

### **A.4.4 Mediciones.**

#### **A.4.4.1 Equipo de medición.**

El nivel óptico deberá ser de precisión con radio de curvatura de 20 m y poder amplificador de 25 diámetros; en cada medición se verificará que la burbuja este centrada. Los estadales deberán estar graduados en milímetros, tener nivel de burbuja y base metálica. Todo el equipo deberá revisarse periódicamente para verificar su estado y ajustarse en caso necesario.

#### **A.4.4.2 Procedimiento de medición.**

El procedimiento de medición recomendado es la nivelación diferencial, que se llevará a cabo dentro de las redes que se formen con los bancos y

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

efectuando lecturas dobles en cada posición del aparato. Las nivelaciones que se realicen en la red de bancos deberán ser compensadas y tendrán una tolerancia  $\pm 1$  cm. /Km. Para lograr nivelaciones de calidad es recomendable que se realice en un solo día la nivelación de una red de bancos y cuando la temperatura sea menor (mañana o noche).

### **A.4.5. Información obtenida.**

#### **A.4.5.1 Condiciones iniciales.**

Antes de que se inicien las obras de excavación en un tramo, deberá estar instalada la red de bancos de nivel correspondiente y se realizará una nivelación inicial entre los bancos. Con esta nivelación se obtendrán las cotas con las que deberán relacionarse las referencias superficiales.

### **A.5 Banco de nivel flotante.**

#### **A.5.1. Objetivo.**

Este dispositivo permite determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto. Las mediciones en este instrumento deberán estar referidas a un banco de nivel profundo sí el instrumento se encuentra en la zona de lago o a una mojonera de concreto si se encuentra cerca de las lomas.

#### **A.5.2. Aparato.**

Los elementos que lo integran son: a) tubo galvanizado de 1.0 pulg. de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco, b) muerto de concreto de  $f'c = 100$  Kg./cm<sup>2</sup> de 4 pulgadas de diámetro y 30 cm. de altura, colocado en la parte inferior de la tubería, c) cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto, d) tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo. fig 112.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

### **A.5.3. Instalación.**

#### **A.5.3.1 Profundidad.**

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe ser de 1.2 m abajo del nivel máximo de excavación.

#### **A.5.3.2 Perforación.**

Debe efectuarse una perforación de 6" de diámetro con una maquina que cuente con equipo para el lavado del pozo.

#### **A.5.3.2 Instalación.**

Se baja el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de un metro de tubo galvanizado. Debe de asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo 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 3/4 de pulg.

#### **A.5.3.2 Protección.**

La parte superior del aparato deberá estar protegida con un tubo de fierro de 6" de diámetro que cuente con tapón' capa. El tubo protector debe de instalarse como se muestra en la fig 112. Las características de instalación de la protección del aparato dependerán de su ubicación como sigue:

**Vía pública;** el tubo protector debe estar embebido en concreto pobre, el tapón capa debe estar a nivel de piso y tener un candado de seguridad.

**Obra:** el tubo protector deberá instalarse en una perforación rellena con tepetate compactado, no deberá tener candado y deberá sobresalir 20 cm. para que sea visible.

## **INSTRUMENTACION.**

---

---

### **A.5.4. Mediciones.**

Variarán dependiendo de los requerimientos y avances de la obra; puede ser desde una lectura cada 15 días para verificación de hundimiento, regionales, hasta una lectura por día para el control de las expansiones o hundimientos durante la excavación y construcción respectivamente. Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1 m modificando el nivel de referencia original. Por su facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

Las mediciones del banco de nivel flotante forman parte del control topográfico de la excavación.