



---

---

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGON**

**ESTUDIO GEOTECNICO REALIZADO EN ZONA DE LAGO  
PARA LA CONSTRUCCION DE UN EDIFICIO DE SEIS  
NIVELES Y SOTANO Y MEDIO.**

**T E S I S .**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :**

**INGENIERO CIVIL**

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

**ELMER SOMERA CHAVEZ**

**A S E S O R D E T E S I S :**

**ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA**

**EDO. DE MEXICO**

A LA MEMORIA DE MI PADRE LEOBARDO SOMERA ARROYO

**2008**



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.



---

QUIEN CON SU EJEMPLO CREO EN MI EL GUSTO POR LOS LIBROS.

CON AMOR A MI ADORADA MADRE ELENA CHAVEZ MARTINEZ POR SUS  
SACRIFICIOS Y DESVELOS YA QUE CON SU APOYO ME ALENTO  
A LOGRAR MI CARRERA.

LE AGRADEZCO A MI ASESOR  
ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA  
POR COMPARTIR SU EXPERIENCIA Y  
CONOCIMIENTOS PROFESIONALES, DANDO  
COMO RESULTADO LA CULMINACION  
DE ESTE TRABAJO.

CON CARIÑO A MI HERMANO MAURO Y MIS  
QUERIDAS HERMANAS VERONICA, SELMA, E ITZEL.



# INDICE

<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>5</b>
<b>1.- ANTECEDENTES.....</b>	<b>10</b>
<b>2.- EXPLORACION GEOTECNICA.....</b>	<b>15</b>
<i>2.1 Generalidades.....</i>	<i>16</i>
<i>2.2 Pozos a cielo abierto.....</i>	<i>18</i>
<i>2.3 Sondeos con equipo mecánico.....</i>	<i>30</i>
<b>3.- ENSAYES DE LABORATORIO.....</b>	<b>43</b>
<i>3.1 Muestras alteradas.....</i>	<i>45</i>
<i>3.2 Muestras inalteradas.....</i>	<i>45</i>
<b>4.- DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA Y FISICA DEL SUBSUELO.....</b>	<b>48</b>
<i>4.1 Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés.....</i>	<i>49</i>
<b>5.- ANALISIS GEOTECNICO.....</b>	<b>60</b>
<i>5.1 Acciones .....</i>	<i>62</i>
<i>5.2 Determinación de la profundidad del desplante.....</i>	<i>63</i>
<i>5.3 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas.....</i>	<i>63</i>
<i>5.4 Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas.....</i>	<i>65</i>
<i>5.5 Estado Limite de Servicio.....</i>	<i>66</i>
<i>5.6 Empujes sobre muros perimetrales.....</i>	<i>68</i>
<i>5.7 Falla de fondo.....</i>	<i>70</i>
<i>5.8 Estabilidad de taludes.....</i>	<i>71</i>
<b>6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION Y PROTECCION A COLINDANCIAS.....</b>	<b>72</b>
<i>6.1 Determinación del proceso constructivo para la excavación...73</i>	
<b>7.- INSTRUMENTACION.....</b>	<b>84</b>
<i>7.1 Referencias superficiales.....</i>	<i>85</i>



<b>8.- CONCLUSIONES.....</b>	<b>87</b>
<b>9.- ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO.....</b>	<b>94</b>



## FIGURAS

### RELACION DE FIGURAS.

- Fig. 1.	Localización sitio de interés
- Fig. 2	Colindancias y topografía
- Fig. 3	Planta arquitectónica
- Fig. 4	Corte Arquitectónico.
- Fig. 5.	Ubicación de sondeos.
- Fig. 6 a 15.	Perfiles estratigráficos de pozos a cielo abierto.
- Fig. 16 a 19.	Registro y grafica de campo de sondeos mixtos.
- Fig. 20 y 21.	Registro y grafica de campo de sondeo cono.
- Fig. 22.	Corte estratigráfico.
- Fig. 23.	Zonificación geotécnica Cd. De México.
- Fig. 24.	Distribución de esfuerzos.
- Fig. 25 y 26	Sembrado de cajón y edificio
- Fig. 27.	Corte esquemático sótanos.
- Fig. 28.	Empujes muros rígidos.
- Fig. 29.	Bombeo profundo.
- Fig. 30.	Distribución bombeo.
- Fig. 31.	Cárcamo de achique.
- Fig. 32	Drenes.
- Fig. 33 A 35	Proceso constructivo



## Introducción

La explosión demográfica generalizada en todo el mundo crea necesidades básicas como lo es la vivienda, ante todo, la edificación toma en sus desarrollos las mas diversas estructuras, distintas de las que hasta hace poco se consideraban convencionales, esta evolución arrastra consigo la necesidad de construcciones complementarias de grandes edificios comerciales, universidades, salas de espectáculos, grandes almacenes, instalaciones deportivas, etc., las cuales gracias a los avances de la técnica de la edificación y sus materiales modernos, adquieren formas y dimensiones hasta ahora inimaginables.

En la actualidad dado el crecimiento de la población, las empresas constructoras y gobierno en general se han dado a la tarea de realizar infraestructuras de mayores dimensiones, tal es el caso de los edificios de vivienda de interés social, para los cuales se tienen que realizar análisis precisos de su cimentación y estructura que lo conforman, a si como su factibilidad económica.

Por otra parte, el aprovechamiento del suelo urbano presenta problemas de adaptación que obligan a estudios profundos para su adecuada utilización, ya que afectan de forma especial a la creación de tales edificios, por lo variado que son las características del suelo de los terrenos en que hay que edificar o construir.

Recordar que, en su sentido más amplio, se entiende por cimentación la parte de la estructura que transmite las acciones que actúan sobre ella al suelo, y también las condiciones del suelo que influyen sobre ella.

Cualquier cimentación, además de la resistencia precisa de los elementos estructurales que la constituyen, debe reunir las tres condiciones generales siguientes:

- 1) Estar convenientemente situada, en planta y alzado, respecto a cualquier influencia que pueda afectar su comportamiento.
- 2) Ser estable, es decir, contar con un coeficiente de seguridad adecuado respecto al hundimiento o falla.
- 3) No permitir ningún movimiento (asentamientos totales y diferenciales, desplazamientos o movimientos horizontales) que puede producir daños en la estructura, disminuir sus características funcionales o impedir su utilización.

La edificación en zonas urbanas plantea frecuentemente problemas especiales debido a la proximidad de otras estructuras.

Por ello es necesario plantearse las posibles repercusiones que la nueva obra trae consigo, en casos excepcionales pueden efectuarse estudios recurriendo a los



---

modernos métodos de cálculo por elementos finitos, se confía en la experiencia y el buen criterio ingenieril generalmente.

Cualquier proyecto de cimentación debe basarse en un buen conocimiento del terreno y de la zona en que se va a construir. Partiendo de una recopilación de la información existente, habrá que ejecutar los oportunos trabajos de reconocimiento de campo y de laboratorio, para poder elaborar el adecuado estudio geotécnico del terreno.

Este estudio ha de determinar no solo las condiciones geológicas e hidrogeológicas de la zona, con los perfiles estratigráficos y las propiedades físico-mecánicas del terreno, sino también todos los parámetros necesarios para el análisis, proyecto y cálculo de una cimentación, previendo además las posibles variaciones que introducirá la obra a las condiciones del terreno.

Es importante mencionar que la calidad de los estudios geotécnicos requiere una adecuada programación y control de los sondeos, pruebas de campo, toma de muestras y ensayos de laboratorio.

Para precisar el alcance y contenido que ha de tener el estudio, los problemas a analizar deben quedar bien definidos desde el primer momento en función de las condiciones locales de la zona, el tipo y características de la obra y el proceso constructivo previsto en principio.

Aparece así, como una necesidad, la colaboración estrecha entre proyectistas de estructura y de cimentación, con los especialistas encargados del reconocimiento y del estudio geotécnico del terreno.

Una vez que se conocen las características del terreno y se han determinado las cargas que transmitirá la estructura, hay que proceder a elegir el tipo de cimentación más adecuado, deberá efectuarse una comparación técnico-económica de las soluciones posibles.

La definición de las cargas que han de actuar sobre la cimentación, para llegar a las soluciones realmente económicas y seguras, es preciso efectuarla con mayor detalle. No basta con dar las cargas máximas y mínimas, con sus diversas componentes, sino que hay que conocer las combinaciones más desfavorables y el desglose entre cargas permanentes, sobrecargas normales y sobrecargas extraordinarias. Deben tomarse en cuenta las posibles acciones sobre la cimentación de circunstancias locales debidas al entorno en el que se construye la obra (sobrecargas exteriores, acciones sísmicas, empujes horizontales, rozamiento negativo, modificación del nivel freático, etc.)



Es importante conocer los distintos métodos de exploración que existen y los datos que cada uno nos proporciona, esto nos ayudara a definir de una manera adecuada el método a emplear.

Para tener la certeza de una buena cimentación se recurre al estudio de Mecánica de Suelos, el cual involucra la experiencia y el conocimiento de una gran variedad de técnicas métodos y procedimientos para el proceso constructivo.

El conocimiento del subsuelo se realiza mediante diferentes tipos de exploración, existen los sondeos someros entre los cuales están los pozos a cielo abierto y los sondeos profundos tales como el cono eléctrico, penetración estándar, sondeo mixto, entre otros. De estas exploraciones se pueden obtener muestras de dos tipo alteradas e inalteradas, a las cuales se les realiza diferentes tipo de ensayos de laboratorio (pruebas triaxiales, compresión simple consolidación. etc.), los resultados de estas pruebas proporcionan los parámetros mediante los cuales se conocen las características del suelo.

Objetivo del trabajo.

El presente trabajo de tesis lleva como objetivo presentar un estudio de mecánica de suelos para determinar la alternativa de cimentación para condominios, constituidos por planta baja, cinco niveles superiores y sótano y medio para estacionamiento.

A continuación se hace un breve resumen que contiene el presente trabajo.

- 1.- Antecedentes. Descripción de las condiciones en las que se encuentra el terreno donde se llevara acabo el estudio, ubicación y colindancias tipo de terreno.
- 2.- Exploración geotécnica. Determinación de las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad donde son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir.
- 3.- Ensayes de laboratorio. En este capitulo se describen las pruebas realizadas y los resultados obtenidos a partir de las pruebas alteradas e inalteradas que se realizan a las muestras obtenidas en campo como las propiedades índice.
- 4.- Descripción estratigráfica y física del subsuelo . Se describe detalladamente la estratigrafía como se conforma el subsuelo a diferentes profundidades y sus propiedades.
- 5.- Análisis geotécnico . Se describe una relación entre la estructura proyectada a construir y el subsuelo tomando como datos el diseño arquitectónico y el diseño estructural.



---

6.- Procedimiento constructivo para la excavación y protección a colindancias. Se determina el modo y procedimiento a seguir para garantizar la estabilidad de la excavación y de las colindancias, se especifica a detalle las estrategias que se deben implementar para la correcta ejecución de los trabajos a realizar.

7.- Instrumentación . Se observa el comportamiento de la estructura, se instalan referencias de nivelación para determinar los movimientos verticales que se producen a partir del inicio de obra.

8.- Conclusiones. Se enuncian los resultados obtenidos en el presente trabajo.



# ANTECEDENTES

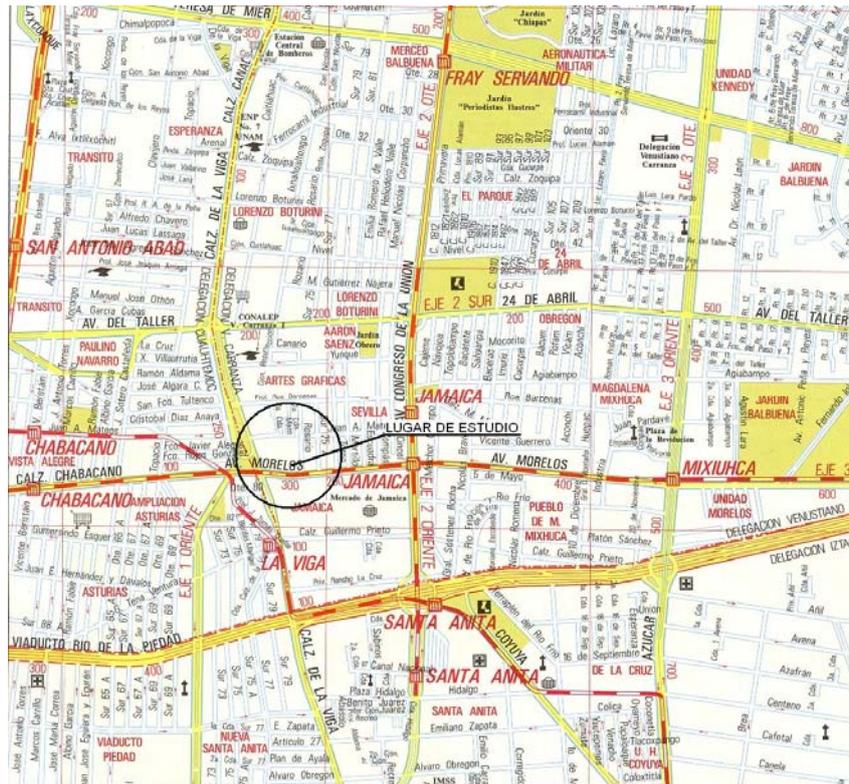


Rosario Castellanos No. 56



## 1. ANTECEDENTES

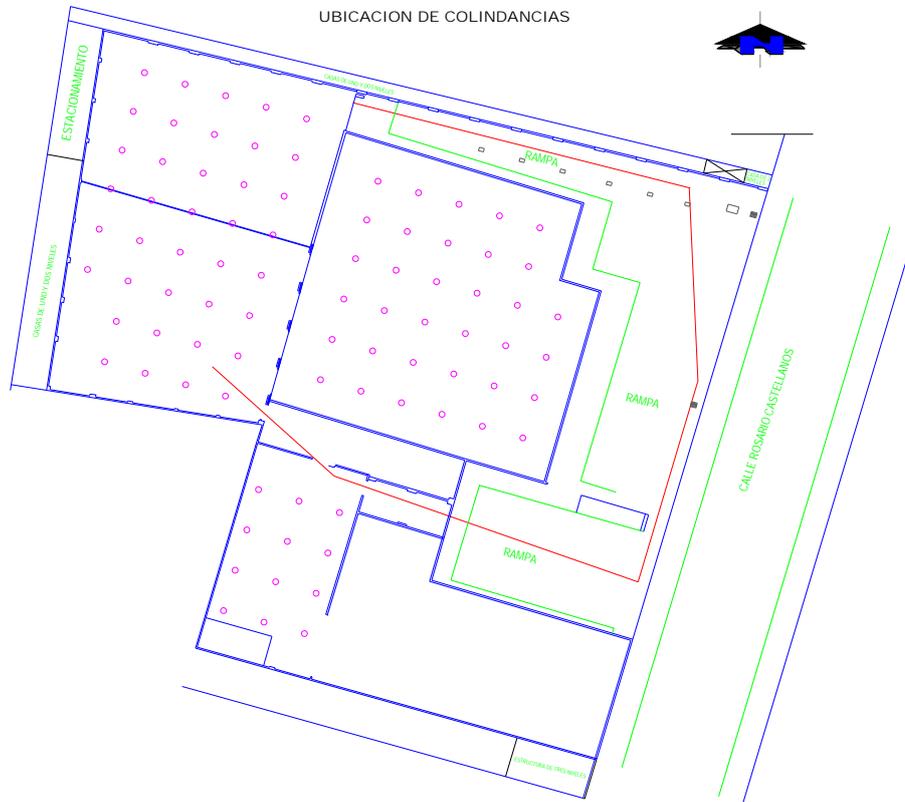
Se proyecta la construcción de un conjunto habitacional en un predio ubicado en la calle de Rosario Castellanos No. 561, Colonia Artes Gráficas, en la delegación Venustiano Carranza, Distrito Federal. La localización del sitio se muestra en la figura 1.



Localización del lugar de estudio

Actualmente el predio de interés se encuentra parcialmente ocupado por una estructura de tipo industrial de un nivel con doble altura, el piso esta constituido por una losa de concreto armado y en algunos casos sólo se presenta un firme, en la parte frontal se tienen andenes de descarga con un desnivel por debajo de la banquetta de la calle de Rosario. Como se tiene un desnivel en todo el interior variable entre 50 cm y 1.2 m en la mayor parte del predio se tienen materiales de relleno con espesores variable entre 0.90 y 2.20 metros, los cuales fueron colocados en su momento para sobreelevar el terreno y dejar una superficie horizontal.

Se efectuó un levantamiento del tipo de las estructuras colindantes con el predio de interés, con los resultados que se presentan en la figura 2. De acuerdo a lo anterior al Norte colinda con un taller mecánico, al Sur y poniente con estructuras de dos niveles y al oriente con la calle de Rosario Castellanos.



### Levantamiento Topográfico

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de edificios en un predio con una superficie de 4,692.58 m<sup>2</sup>, constituido por sótano y medio para estacionamiento con nivel de piso terminado a -4.5 m, con respecto al nivel de banquetta y seis plantas tipo. Estarán estructurados por medio de muros de carga, traveses y losas de concreto reforzado. En la figura 3 se presenta una planta con la distribución de muros de uno de los edificios, y en la figura 4 un corte vertical.



**Planta arquitectónica**



**Corte esquemático**



El sitio de interés de acuerdo a la zonificación geotécnica se localiza en la zona III denominada de Lago, donde se encuentran depósitos de tipo lacustre.

El estudio se realizó con el objeto de determinar la estratigrafía del subsuelo en el sitio de interés, sus propiedades índice y mecánicas, para establecer la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada y que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño tales como: la capacidad de carga y los asentamientos máximos esperados, estos últimos en función de las cargas que transmitirá la estructura a la cimentación, y de la preconsolidación de los materiales del subsuelo a una profundidad mínima de 25m con respecto al nivel de banqueta que es la profundidad a la que se distribuyen los esfuerzos de la estructura proyectada, realizando la revisión de la cimentación propuesta con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones del D. F

También se plantea el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación, tomando en cuenta las colindancias existentes para garantizar la estabilidad de las mismas así como de la propia excavación, consignando las recomendaciones que deberán implementarse.

Como se estableció de acuerdo a la zonificación de la zona Metropolitana de la Ciudad de México, el sitio de interés se ubica en la Zona III denominada de Lago, que se caracteriza básicamente por tener una costra superficial del orden de 3 m preconsolidada por desecación, y a partir de esta profundidad y hasta 38 m de profundidad media se tienen depósitos arcillosos, con porcentajes importantes de agua variable entre 200 y 400% que trae como consecuencia que estos materiales sean de baja resistencia y alta deformabilidad.

Por lo que fue necesario realizar sondeos profundos en el sitio de interés, con el que se elaboró un perfil estratigráfico que permitió visualizar las características físicas y mecánicas del subsuelo donde se proyectan construir los edificios, y evaluar las condiciones de preconsolidación de los depósitos arcillosos, ya que un suelo normalmente consolidado tiene asentamientos de mayor magnitud que un suelo preconsolidado, lo anterior se evaluó mediante las pruebas de consolidación realizadas a las muestras inalteradas obtenidas de los sondeos profundos mediante el muestreador tipo shelby, y que permitirá dictaminar si el desplante de la cimentación propuesta es el más adecuado para garantizar su estabilidad.

A fin de establecer la factibilidad de construcción de las estructuras proyectadas y consignar el tipo de cimentación y el proceso constructivo más apropiado para ésta, se realizó 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 describen los trabajos realizados, se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de las alternativas de cimentación que se juzgan más convenientes.



---

# EXPLORACION GEOTECNICA



Maquina perforadora Long-Year



## 2. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUBSUELO

### 2.1 Generalidades

Con el propósito de determinar 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 en interior del sitio de interés tres sondeos profundos, dos de tipo mixto denominados SM-1 y SM-2 efectuados a 25 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 el tercer sondeo fue de tipo cono eléctrico denominado SCE-1 realizado a 30 m. de profundidad, mientras que para determinar las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés, además se excavaron dentro del predio diez pozos a cielo abierto a 2.0 m de profundidad media.



Máquina de exploración



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

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara, o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona requieren profundidades considerables (más de 25 m. de profundidad). Ahora bien, si se cimentara en zonas minadas, con oquedades por su misma formación geológica o que contengan grandes capas de rellenos ya sean naturales o artificiales, se considerará conveniente utilizar los métodos de Exploración Indirecta, ya que estos nos permitirían conocer una porción más amplia del terreno.

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

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

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

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

El muestreo y la exploración establecida anteriormente se requiere tomando en cuenta la magnitud del área que se proyecta construir y en función de las experiencias adquiridas en zonas cercanas al de interés, manifestándose problemas en el comportamiento y apariencia de las estructuras ya construidas como consecuencia de la erraticidad que presentan los depósitos arcillosos



superficiales en sus primeros treinta metros, en cuanto a sus propiedades mecánicas, es decir resistencia y deformabilidad.

El control y la coordinación de los trabajos de campo fueron supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos.

## **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 deberá tomarse en cuenta al escoger el tipo de estructura a construir en el sitio.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso se detecto a 2.5 m de profundidad.

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.

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 5, donde se presenta un croquis del terreno ubicándolos dentro del mismo.

El conocimiento de los depósitos superficiales del subsuelo se realizó mediante la excavación de diez pozos a cielo abierto a una profundidad media de 2.0 m denominados PCA-1 a PCA-10; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo cuyos perfiles se muestran en las figuras 6 a 15.

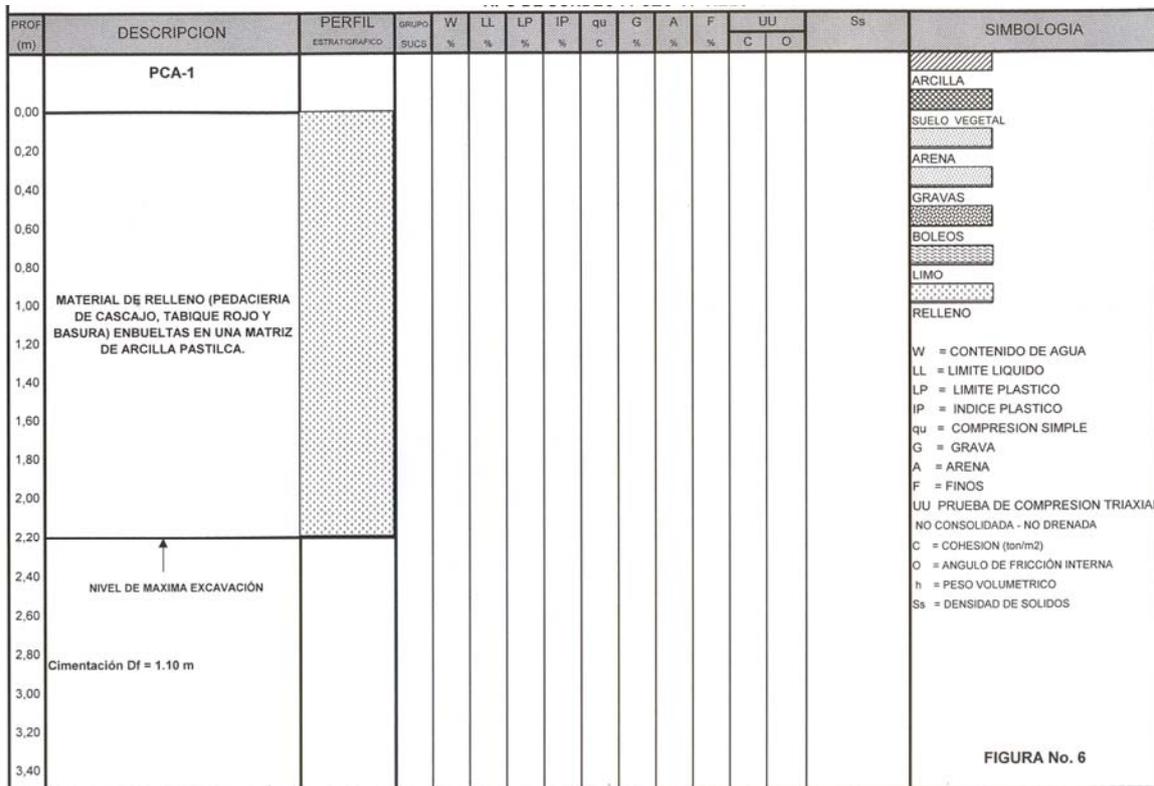


Fig. 6

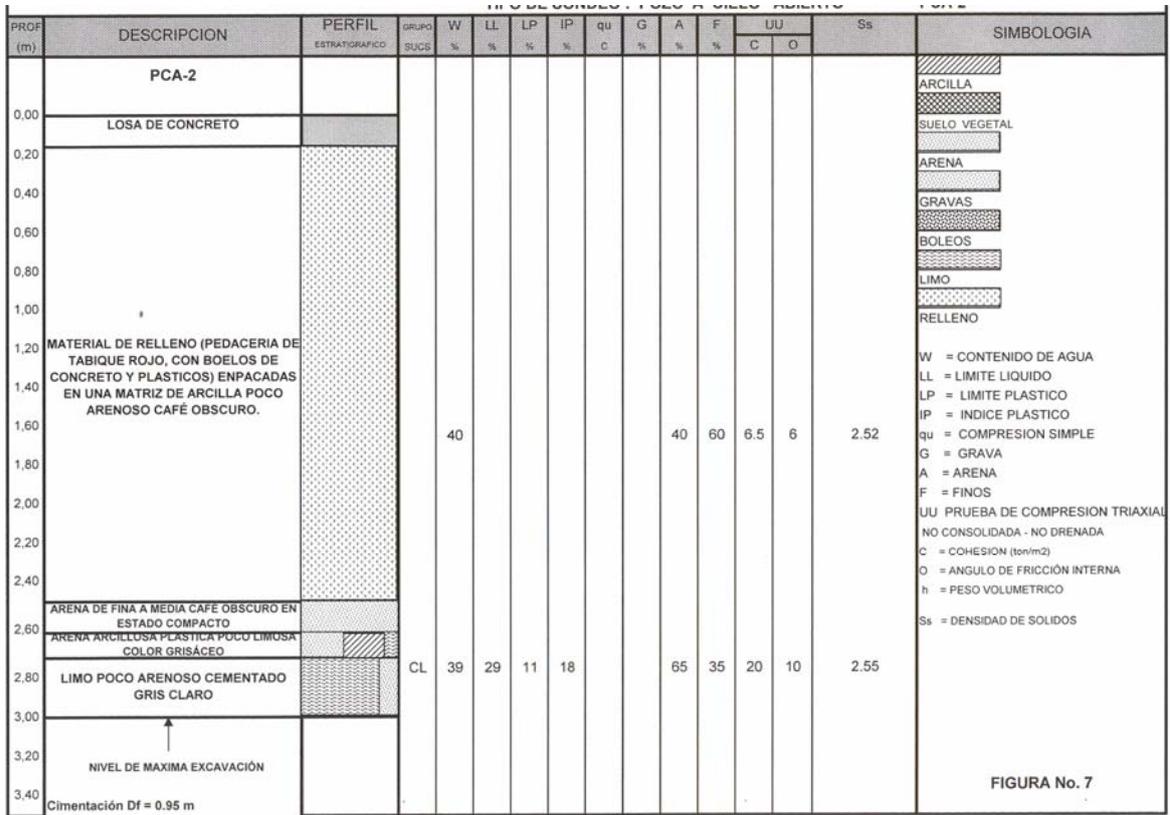


Fig. 7

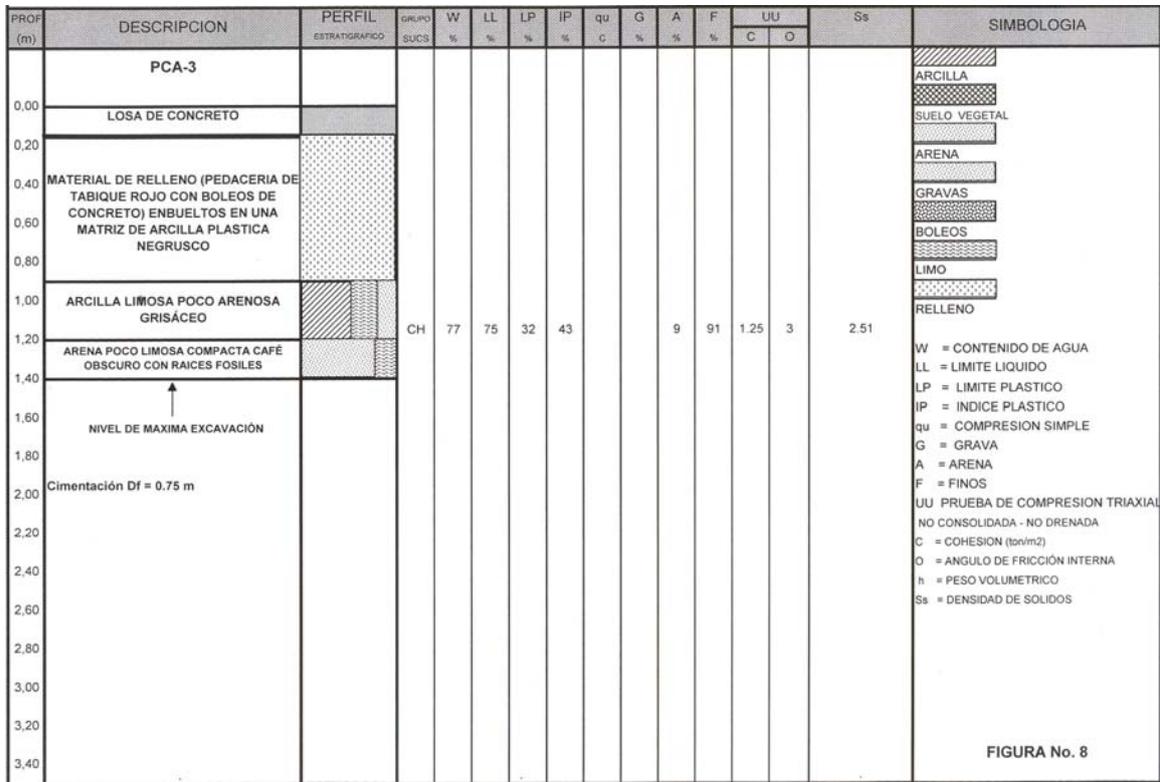
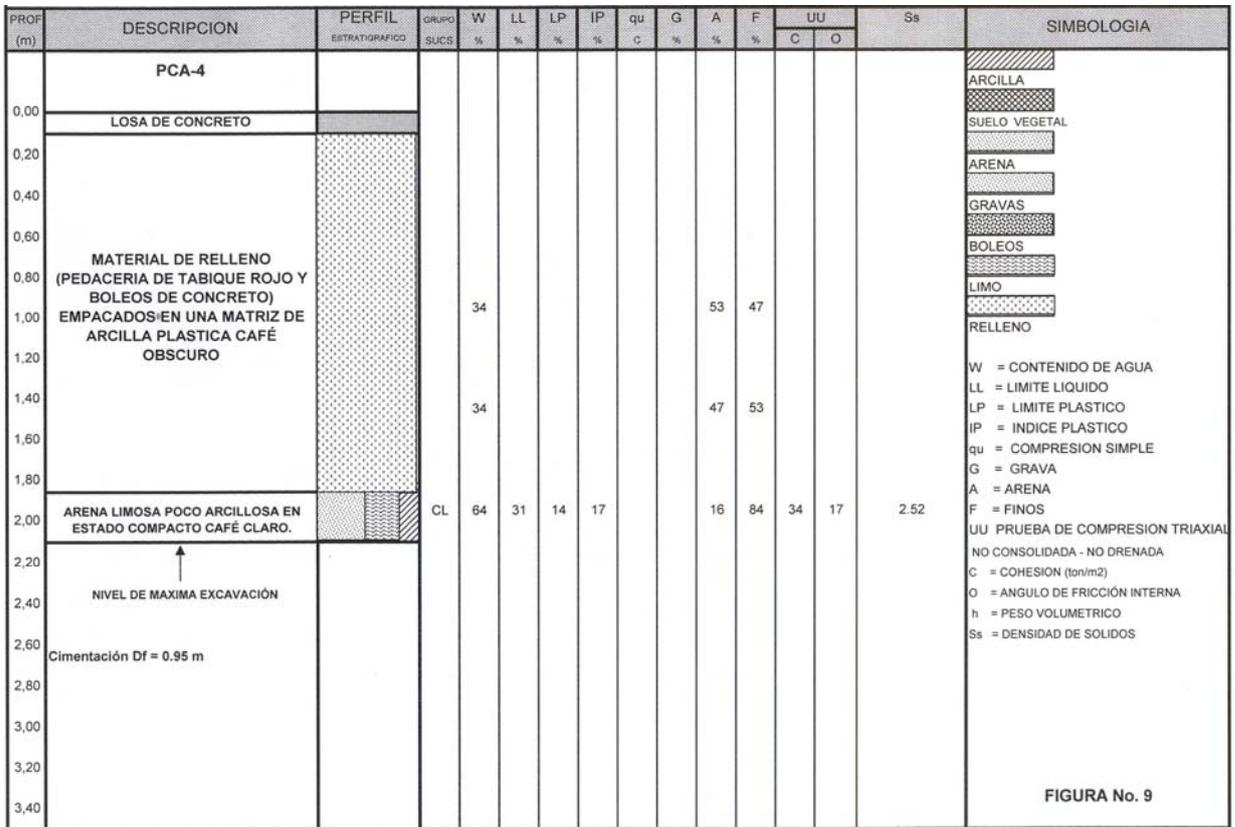


Fig. 8



**Fig.9**

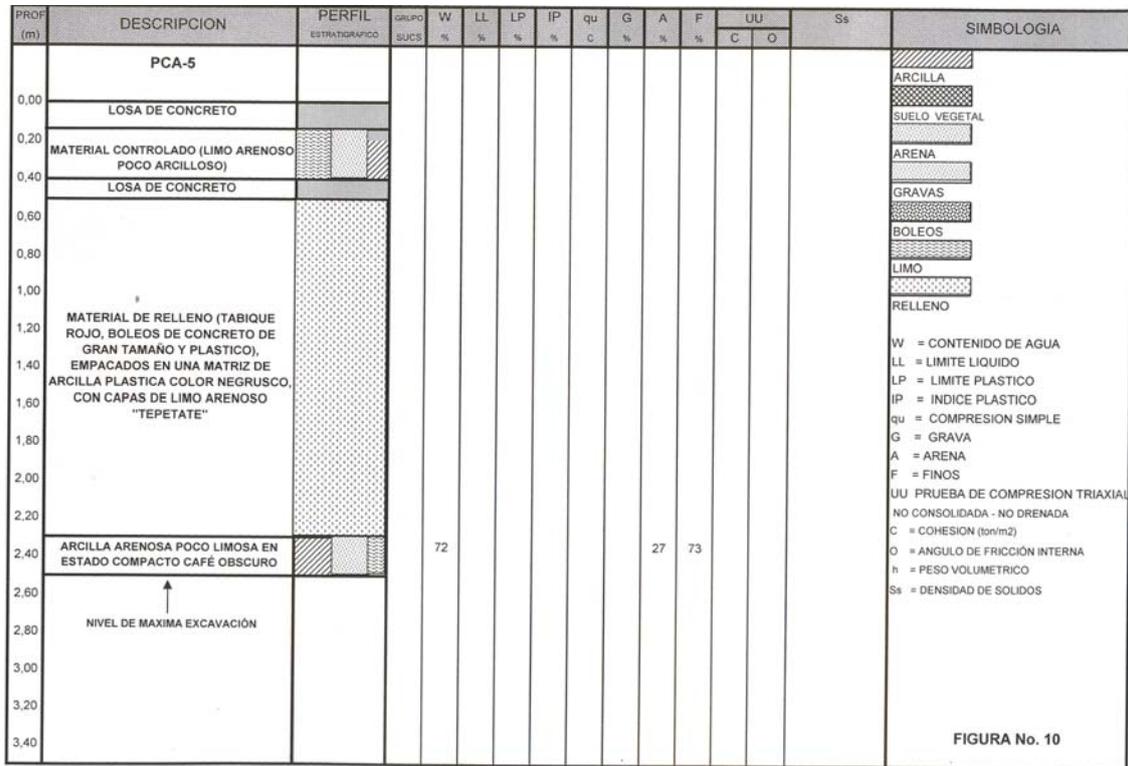


FIGURA No. 10



Fig.10 Fotos y perfiles de pozos a cielo abierto realizados

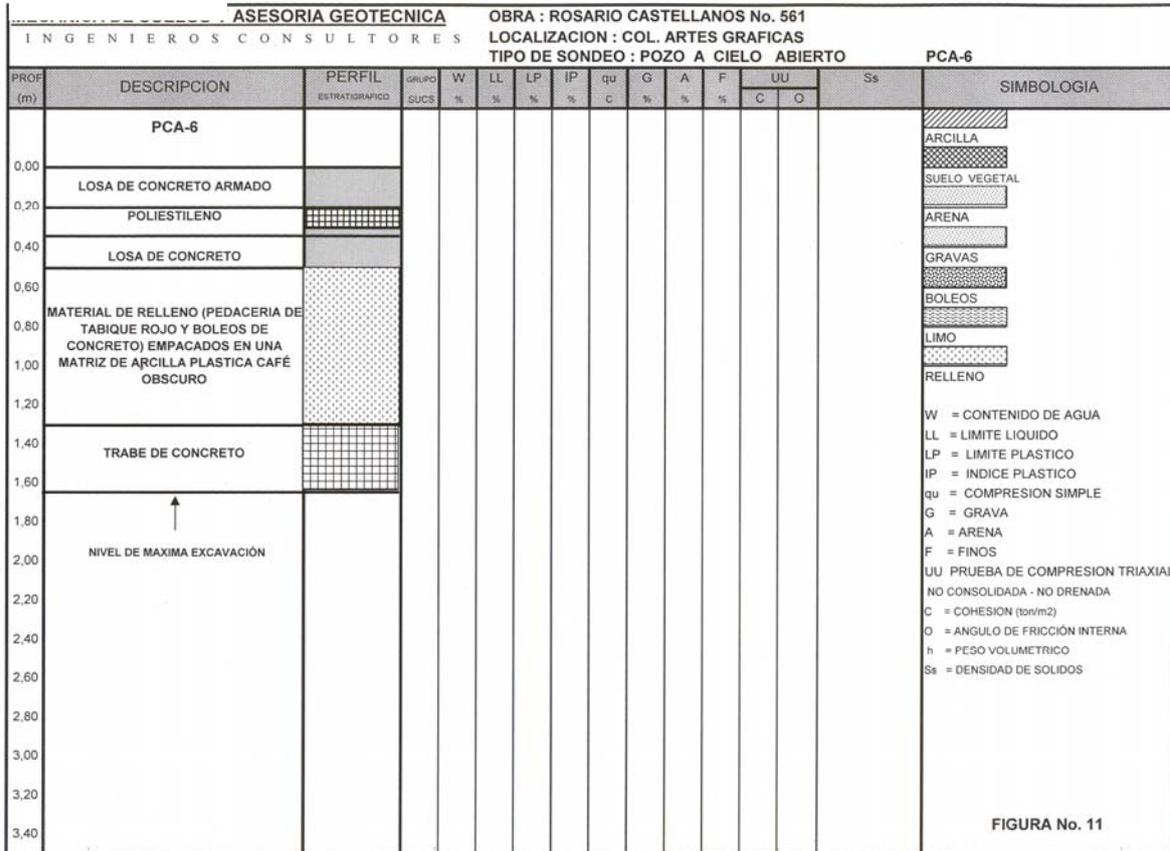


FIGURA No. 11



Fig.11

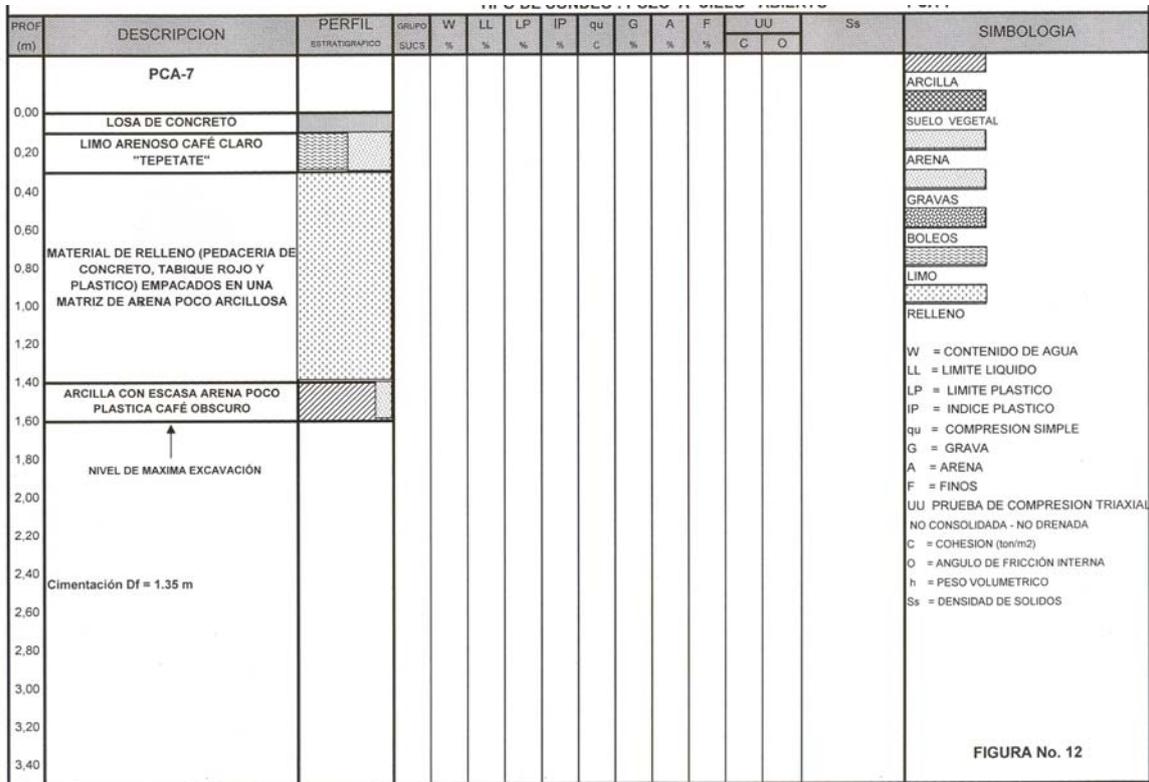


FIGURA No. 12



Fig.12

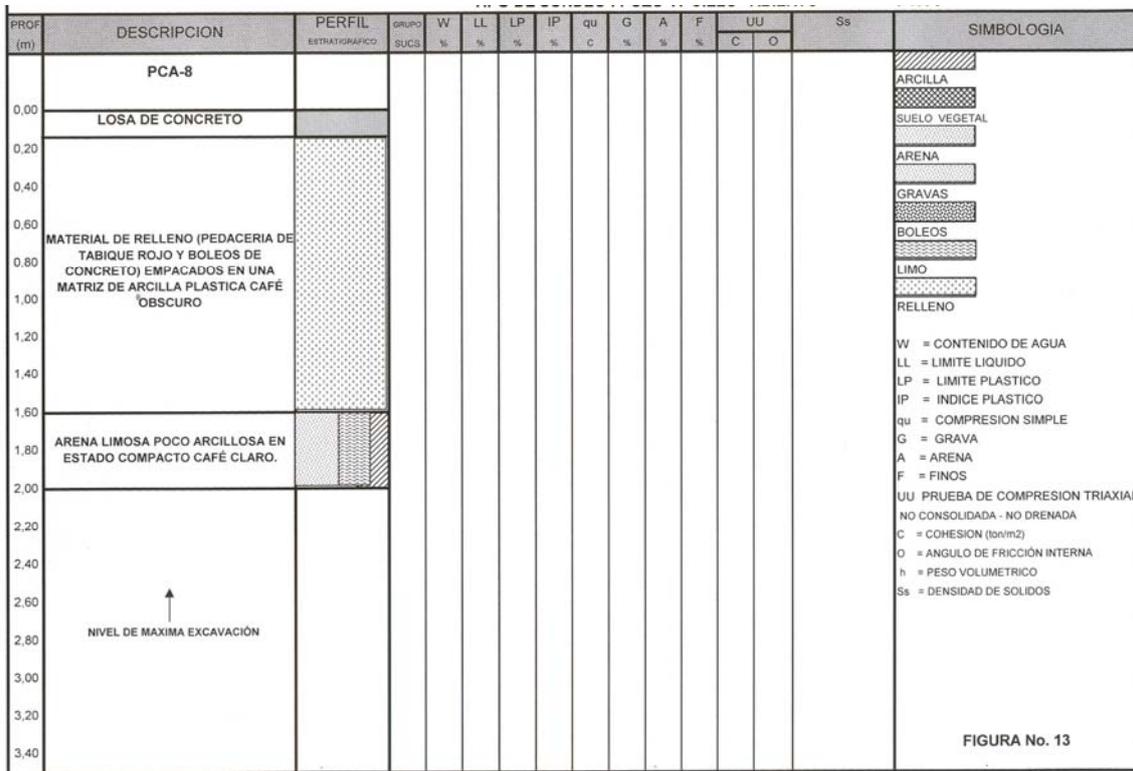


Fig.13 Fotos y perfiles de pozos a cielo abierto realizados

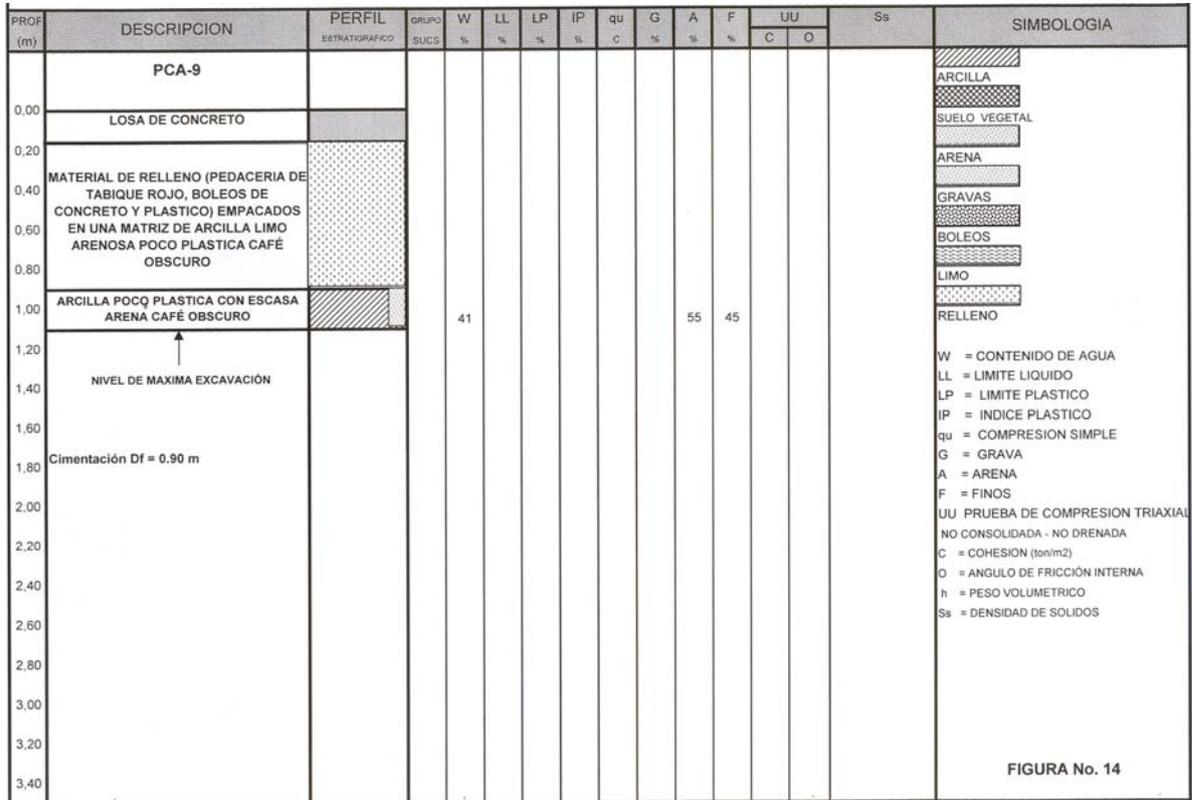


Fig.14

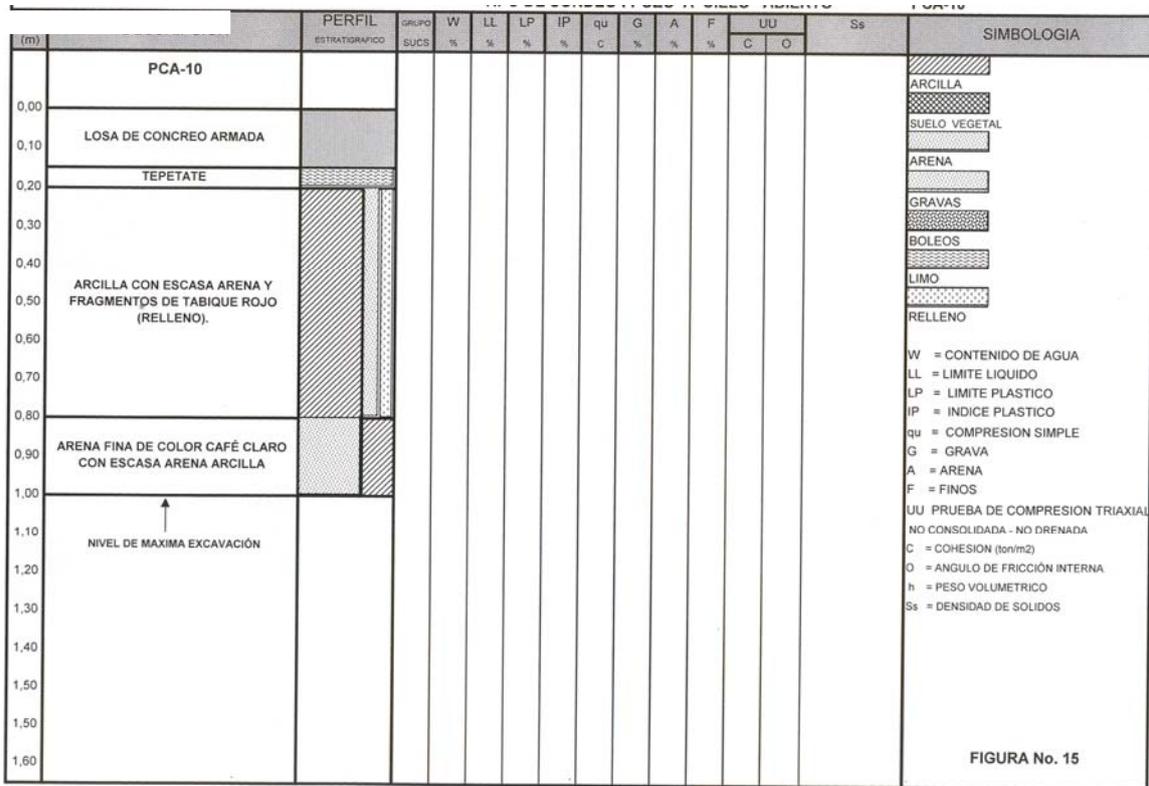


Fig15

Fotos y perfiles de pozos a cielo abierto realizados



## **2.3 Sondeos con equipo mecánico**

La exploración requerida para conocer las características de los depósitos profundos se realizó con tres sondeos profundos efectuado en el sitio de interés de los cuales dos fueron de tipo mixto a 25 m de profundidad combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar y uno más de tipo cono eléctrico realizado a 30 m de profundidad que no obtiene muestras únicamente determina la resistencia en campo de los materiales a diferentes profundidades.

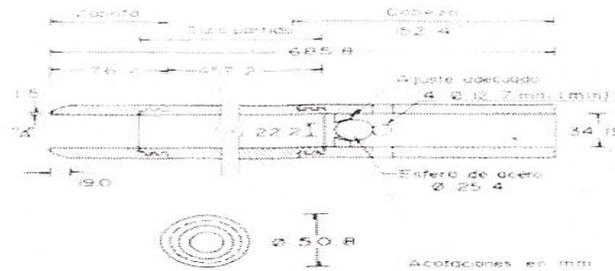
### **2.3.1.- Método de penetración estándar**

Con este método consiste en hincar a percusión un muestreador denominado penetrometro estándar y mediante éste se obtienen 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 compactación, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) en arcillas.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm. el penetrómetro estándar de 3.5 cm. de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 Kg. que cae desde una altura de 76 cm.; el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm. intermedios.



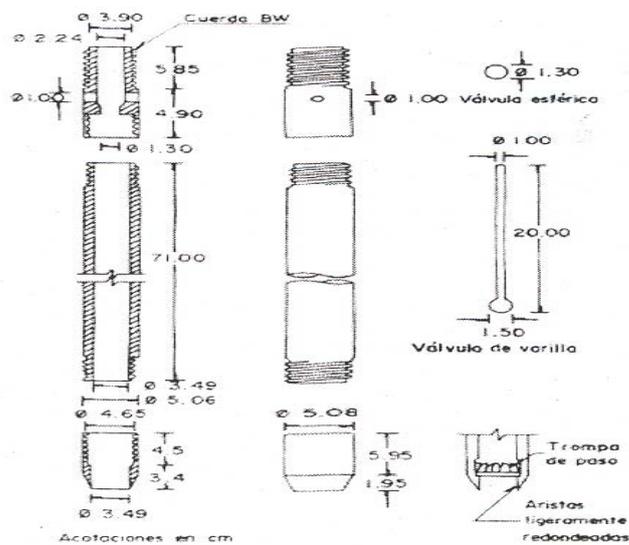
a) *Sección transversal del penetrómetro*



NOTAS

- El tubo portado puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un tubo de 1.5 mm de espesor.
- Se permite el uso de trompas de paso (banchillas).
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas.

b) *Detalle de válvulas de seguridad*



**ESQUEMA DEL PENETROMETRO ESTANDAR**

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración.

Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.



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**

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

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 proceso 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.

Lo anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que esta 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.

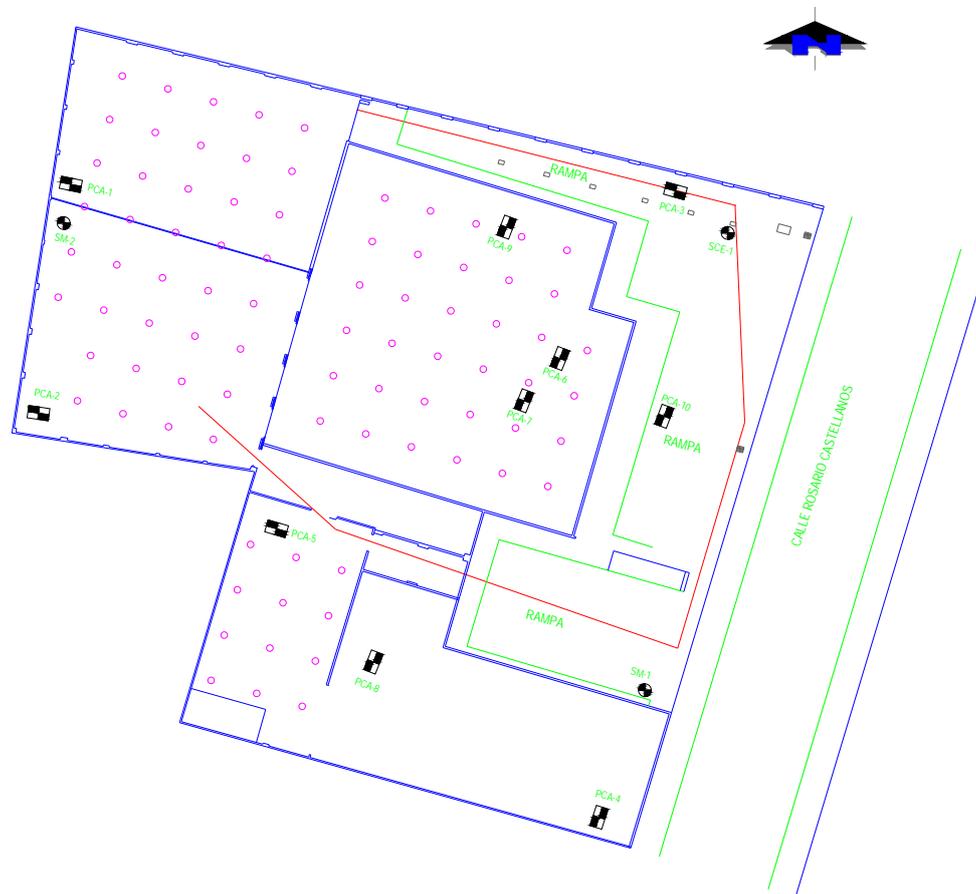
En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.



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.

La localización en planta de los sondeos profundos y de los pozos a cielo abierto se muestra en la figura 5.

En las figuras 16 y 17 se presentan los registros de campo del sondeo mixto efectuado, y en las figuras 18 y 19 las gráficas de los sondeos realizados con los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados, así como el perfil del sondeo.



**Fig. 16** Ubicación de pozos y sondeos profundos



OBRA: ROSARIO CASTELLANOS 561										COORDENADAS: X Y Z		
LOCALIZACION: COL. ARTES GRAFICAS										FECHA DE INICIO: 08/08/2006 Hrs.		
POZO No: 1										TERMINACION: 11/08/2006 Hrs.		
TIPO DE SONDEO: MIXTO - 1										BOMBA: MOYNO 3L6		
LONGYEAR 34												
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.			
0	0.00	0.20	0.20	-			AVANCE			BT	Losa (piso de concreto).	
1	0.20	0.80	0.60	0.35			7	17	40	T.P	ARENA LIMOSA CON MATERIAL DE RELLENO (TABIQUE ROJO)	
2	0.80	1.40	0.60	0.20			7	17	10	T.P	LIMO ARCILLOSO CON ARENA (RELLENO)	
3	1.40	2.00	0.60	0.32			3	42	8	T.P	LIMO CON ARENA FINA COLOR GRIS CLARO	
4	2.00	2.35	0.35	0.20			20	50/20	-	T.P	ARENA FINA POCO LIMOSA COLOR GRIS CLARO	
-	2.35	2.60	0.25	-			AVANCE			BT		
5	2.60	3.20	0.60	0.33			4	11	5	T.P	LIMO CON ARENA FINA COLOR GRIS CLARO	
6	3.20	3.80	0.60	0.14			1	7	6	T.P	LIMO CON ARENA FINA POCO ARCILLOSA COLOR GRIS CLARO	
7	3.80	4.60	0.80	0.42			PRESION			T.S	LIMO POCO ARENOSO ARCILLOSO COLOR CAFE CLARO	
8	4.60	5.20	0.60	0.55			1	1	1	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA COLOR CAFE GRIS CLARO	
9	5.20	5.80	0.60	0.34			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
10	5.80	6.40	0.60	0.45			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
11	6.40	7.00	0.60	0.50			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
12	7.00	7.80	0.80	0.45			PRESION			T.S	ARCILLA GRIS VERDOSA Y CAFE CLARO	
13	7.80	8.40	0.60	0.26			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA CON ARENA FINA EN ZAPATA	
14	8.40	9.00	0.60	0.33			5	2	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA CON ARENA FINA EN ZAPATA	
15	9.00	9.60	0.60	0.26			2	2	1	T.P	ARCILLA CON LENTE DE ARENA FINA VERDOSA	
16	9.60	10.20	0.60	0.46			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA CAFE OSCURO	
17	10.20	11.00	0.80	0.55			PRESION			T.S	ARCILLA CAFE ROJIZA	
18	11.00	11.60	0.60	0.20			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO	
19	11.60	12.20	0.60	0.30			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO	
20	12.20	12.80	0.60	0.50			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA CAFE OSCURO	
21	12.80	13.40	0.60	0.48			PH	PH	PH	T.P	LIMO ARCILLOSO GRIS VERDOSA	
22	13.40	14.20	0.80	0.30			PRESION			T.S	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO (MUESTRA REPRESENTATIVA)	
23	14.20	14.80	0.60	0.20			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
MIVEL FREATICO (m): 3.45										TURNO DE: _____		HRS: _____
OBSERVACIONES GENERALES: _____										PROF. PROYECTO: 20.0 M		_____
										PROF. REAL: 20.0 M		_____
										OPERADOR: _____		_____
										SUPERVISOR: _____		FIG. 16
ADEME (m): _____										FECHA: _____		_____

OBRA: ROSARIO CASTELLANOS 561										COORDENADAS: X Y Z		
LOCALIZACION: COL. ARTES GRAFICAS										FECHA DE INICIO: 08/08/2006 Hrs.		
POZO No: 1										TERMINACION: 11/08/2006 Hrs.		
TIPO DE SONDEO: MIXTO - 1										BOMBA: MOYNO 3L6		
LONGYEAR 34												
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG ALTURA DE CAIDA 75 cm. N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.			
24	14.80	15.40	0.60	0.30			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
25	15.40	16.00	0.60	0.33			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
26	16.00	16.60	0.60	0.41			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
27	16.60	17.40	0.80	0.62			PRESION			T.S	ARCILLA GRIS VERDOSA	
28	17.40	18.00	0.60	0.32			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSA	
-	18.00	18.80	0.80	0.35			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
29	18.60	19.20	0.60	S/R			PH	PH	PH	T.P	SIN RECUPERACION	
30	19.20	19.80	0.60	0.21			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
31	19.80	20.60	0.80	0.45			PRESION			T.S	LIMO ARCILLOSO GRIS OSCURO	
32	20.60	21.20	0.60	0.37			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO	
33	21.20	21.80	0.60	0.39			PH	1	1	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA CAFE OSCURO	
34	21.80	22.40	0.60	0.39			2	4	1	BT	ARCILLA POCO LIMOSA CAFE OSCURO	
35	22.40	23.00	0.60	0.38			5	6	2	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA CAFE OSCURO CON CENIZA	
36	23.00	23.60	0.60	0.4			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
37	23.60	24.40	0.80	0.6			PRESION			T.S	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSA	
38	24.40	25.00	0.60	0.5			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA	
MIVEL FREATICO (m): 3.45										TURNO DE: _____		HRS: _____
OBSERVACIONES GENERALES: _____										PROF. PROYECTO: 25.0 M		_____
										PROF. REAL: 25.0 M		_____
										OPERADOR: _____		_____
										SUPERVISOR: _____		FIG. 16
ADEME (m): _____										FECHA: _____		_____

Fig. 17 Registros de campo de los sondeos de tipo mixto



OBRA:	ROSARIO CASTELLANOS 561	COORDENADAS X	Y	Z
LOCALIZACION:	COL. ARTES GRAFICAS	FECHA DE INICIO:	11/08/2006	Hrs.
POZO No.	2	TERMINACION:	15/08/2006	Hrs.
TIPO DE SONDEO:	MIXTO - 2			
PERFORADORA		BOMBA:	MOYNO 3L6	

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES			
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.					
-	0.00	0.20	-	-	-	-	AVANCE			T.P				
1	0.20	0.80	0.60	0.30			2	5	4	T.P	MATERIAL DE RELLENO (PEDACERIA DE TABIQUE ROJO) EMBUELTO EN UNA MATRIZ DE ARENA			
2	0.80	1.40	0.60	0.27			10	15	16	T.P	LIMO ARENOSO CON GRAVAS Y MATERIALES DE RELLENO (TABIQUE ROJO)			
-	1.40	2.00	0.60	0.45			8	6	6	T.P	ARENA Y GRAVAS POCO ARCILLOSO GRIS OSCURO			
3	2.00	2.60	0.60	S/R			5	9	4	T.P	SIN RECUPERACION			
4	2.60	3.20	0.60	0.35			9	26	28	T.P	ARENA FINA 20 CM Y LIMO GRIS CLARO			
5	3.20	3.80	0.60	0.27			6	29	17	T.P	LIMO ARENOSO POCO CEMENTADO GRIS CLARO			
6	3.80	4.40	0.60	0.32			6	14	7	T.P	LIMO ARENOSO CON ARENA FINA POCO ARCILLOSO GRIS CLARO			
7	4.40	5.00	0.60	0.40			1	4	3	T.P	LIMO ARCILLOSO POCO ARENOSO GRIS CLARO			
8	5.00	5.80	0.80	0.45			PRESION			T.S	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO			
9	5.80	6.40	0.60	0.28			PH	1	1	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO			
10	6.40	7.00	0.60	0.25			PH	4	1	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO			
11	7.00	7.60	0.60	0.21			PH	3	2	T.P	ARCILLA CAFE OSCURA			
12	7.60	8.20	0.60	0.47			PH	1	1	T.P	ARCILLA CAFE OSCURA			
13	8.20	9.00	0.80	0.55			PRESION			T.S	ARCILLA POCO LIMOSA CAFE OSCURA			
14	9.00	9.60	0.60	0.24			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA CAFE ROJOZA			
15	9.60	10.20	0.60	0.45			4	2	1	T.P	P/S ARENA FINA, P/I ARCILLA CAFE OSCURA			
16	10.20	10.80	0.60	0.30			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS CLARO			
17	10.80	11.40	0.60	0.34			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA CAFE GRISACEO			
18	11.40	12.20	0.80	0.40			PRESION			T.S	ARCILLA CAFE ROJIZA			
19	12.20	12.80	0.60	0.25			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA CAFE ROJIZA			
20	12.80	13.40	0.60	0.30			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS OSCURO			
21	13.40	14.00	0.60	0.30			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA CAFE CLARO			
22	14.00	14.60	0.60	0.33			PH	PH	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSO			
23	14.60	15.40	0.80	0.68			PRESION			T.S	ARCILLA GRIS VERDOSO			
24	15.40	16.00	0.60	0.40			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS OSCURO			
MIVEL FREATICO (m)										3.45	TURNO DE	HRS.	PROF. PROYECTO:	20.0 M
OBSERVACIONES GENERALES:												PROF. REAL:	20.0 M	
ADEME (m)												OPERADOR:		
												SUPERVISOR:		FIG. 17
												FECHA:		

OBRA:	ROSARIO CASTELLANOS 561	COORDENADAS X	Y	Z
LOCALIZACION:	COL. ARTES GRAFICAS	FECHA DE INICIO:	11/08/2006	Hrs.
POZO No.	2	TERMINACION:	15/08/2006	Hrs.
TIPO DE SONDEO:	MIXTO - 2			
LONGYEAR 34		BOMBA:	MOYNO 3L6	

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD m.			RECUPERACION			PENETRACION ESTANDAR PESO DEL MARTILLO 64 KG N° DE GOLPES EN			TIPO DE MUESTREO	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES			
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m.	%	CR% (DEERE)	15 cm.	30 cm.	15 cm.					
25	16.00	16.60	0.60	0.33			PH	PH	2	T.P	LIMO ARCILLOSO GRIS OSCURO			
26	16.60	17.20	0.60	0.25			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA			
27	17.20	17.80	0.60	0.31			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA			
28	17.80	18.60	0.80	0.66			PRESION			T.S	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO			
29	18.60	19.20	0.60	0.52			PH	PH	PH	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA			
30	19.20	19.80	0.60	0.34			1	1	1	T.P	ARCILLA GRIS VERDOSA			
31	19.80	20.40	0.60	0.28			PH	1	1	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO			
32	20.40	21.00	0.60	0.23			PH	PH	1	T.P	ARCILLA LIMOSA GRIS CLARO			
33	21.00	21.80	0.80	0.45			PRESION			T.S	25 CM DE ARCILLA POCO LIMOSA CAFE ROJIZO, P/I ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO			
34	21.80	22.40	0.60	0.25			1	1	1	T.P	ARENA FINA POCO LIMOSA CAFE CLARO			
35	22.40	23.00	0.60	0.30			2	PH	PH	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO			
36	23.00	23.60	0.60	0.29			PH	1	1	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO			
37	23.60	24.20	0.60	0.30			1	1	1	T.P	ARCILLA POCO LIMOSA CAFE ROJIZO			
38	24.20	25.00	0.80	0.42			PRESION			T.S	P/S: ARCILLA LIMOSA CAFE ROJIZO, P/I: ARCILLA LIMOSA GRIS VERDOSO			
MIVEL FREATICO (m)										3.45	TURNO DE	HRS.	PROF. PROYECTO:	20.0 M
OBSERVACIONES GENERALES:												PROF. REAL:	20.0 M	
ADEME (m)												OPERADOR:		
												SUPERVISOR:		FIG. 17
												FECHA:		

Registros de campo de los sondeos de tipo mixto



**Muestreador de pared delgada**  
**tubo SHELBY**



**Penetrómetro estándar**  
**tubo partido**





### **2.3.3.- Sondeo de Cono Eléctrico.**

El sondeo de Cono Eléctrico denominado SCE-1, consiste en el hincado de una punta de acero de 60° de ángulo de ataque y 12.22 cm<sup>2</sup> de área transversal que se encuentra instrumentada con deformímetros eléctricos en sus interior con una capacidad de carga de 2.0 ton y 1.0 kg de sensibilidad. Esta punta se hincó a presión con la ayuda de un sistema hidráulico de una máquina perforadora Long Year 34 a una velocidad de 1.0 cm/seg, paralelamente al hincado del Cono Eléctrico se llevo a cabo un registro en una consola de las lecturas que opone el dispositivo de cono eléctrico a ser hincado a presión a cada 10 cm de profundidad.



**Cono eléctrico**



**Consola de cono eléctrico**

Los registros del Cono Eléctrico se muestran en la figura 20, con los cuales se obtuvieron las resistencias de punta del subsuelo, estas se graficaron (ver figura 21), para posteriormente interpretar dicha gráfica y obtener la columna estratigráfica del sitio analizado determinando su resistencia. con respecto a la profundidad.



REGISTRO SCE																							
sondeo con cono electrico																							
capacidad 2 ton																							
HOJA1																							
OBRA: ROSARIO CASTELLANOS						COORDENADAS X = ; Y = ; Z =						FECHA DE INICIO:											
LOCALIZACIÓN:						POZO No.: SCE 1						No. DE CONO 1											
TIPO DE SONDEO: CONO ELECTRICO						No. DE CONSOLA 1						cm K = 1.000											
PERFORADORA: LONG YEAR 24						Area de punta del cono = 10.46						cm2 K = 2.500											
PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC						
0.0	0	0	2.6	170	16	5.2	28	3	7.8	80	8	10.4	31	3	13.0	37	4						
0.1	0	0	2.7	315	30	5.3	27	3	7.9	154	15	10.5	32	3	13.1	140	13						
0.2	0	0	2.8	32	3	5.4	130	12	8.0	40	4	10.6	34	3	13.2	38	4						
0.3	0	0	2.9	29	3	5.5	26	2	8.1	28	3	10.7	33	3	13.3	34	3						
0.4	0	0	3.0	42	4	5.6	29	3	8.2	31	3	10.8	35	3	13.4	36	3						
0.5	0	0	3.1	90	9	5.7	27	3	8.3	32	3	10.9	34	3	13.5	37	4						
0.6	0	0	3.2	154	15	5.8	28	3	8.4	33	3	11.0	32	3	13.6	38	4						
0.7	0	0	3.3	710	68	5.9	26	2	8.5	31	3	11.1	31	3	13.7	37	4						
0.8	0	0	3.4	301	29	6.0	28	3	8.6	34	3	11.2	32	3	13.8	39	4						
0.9	0	0	3.5	170	16	6.1	29	3	8.7	32	3	11.3	35	3	13.9	36	3						
1.0	0	0	3.6	566	54	6.2	31	3	8.8	31	3	11.4	31	3	14.0	170	16						
1.1	0	0	3.7	758	72	6.3	30	3	8.9	34	3	11.5	34	3	14.1	310	30						
1.2	0	0	3.8	412	39	6.4	29	3	9.0	33	3	11.6	32	3	14.2	50	5						
1.3	0	0	3.9	312	30	6.5	32	3	9.1	34	3	11.7	35	3	14.3	38	4						
1.4	0	0	4.0	987	94	6.6	28	3	9.2	31	3	11.8	34	3	14.4	39	4						
1.5	0	0	4.1	1020	98	6.7	31	3	9.3	34	3	11.9	33	3	14.5	37	4						
1.6	0	0	4.2	567	54	6.8	32	3	9.4	33	3	12.0	35	3	14.6	38	4						
1.7	0	0	4.3	321	31	6.9	30	3	9.5	34	3	12.1	34	3	14.7	84	8						
1.8	0	0	4.4	125	12	7.0	33	3	9.6	32	3	12.2	35	3	14.8	110	11						
1.9	0	0	4.5	98	9	7.1	34	3	9.7	35	3	12.3	36	3	14.9	214	20						
2.0	54	5	4.6	54	5	7.2	32	3	9.8	34	3	12.4	34	3	15.0	56	5						
2.1	60	6	4.7	24	2	7.3	31	3	9.9	33	3	12.5	35	3	15.1	40	4						
2.2	398	38	4.8	23	2	7.4	33	3	10.0	35	3	12.6	36	3	15.2	36	3						
2.3	410	39	4.9	26	2	7.5	31	3	10.1	32	3	12.7	35	3	15.3	37	4						
2.4	590	56	5.0	24	2	7.6	30	3	10.2	34	3	12.8	34	3	15.4	35	3						
2.5	612	59	5.1	26	2	7.7	29	3	10.3	33	3	12.9	38	4	15.5	38	4						
Nivel Freático (m):						M						45 Prof. del proyecto:						M					
Observaciones generales:												Profundidad real:						M					
Ademe (m):												Operador:											
Fecha:												Supervisor:											

REGISTRO CPT																							
sondeo con cono electrico																							
capacidad 2 ton																							
HOJA 2																							
OBRA: ROSARIO CASTELLANOS						COORDENADAS X = ; Y = ; Z =						FECHA DE INICIO:											
LOCALIZACIÓN:						POZO No.: SCE 1						No. DE CONO 1											
TIPO DE SONDEO: CONO ELECTRICO						No. DE CONSOLA 1						cm K = 1.000											
PERFORADORA: LONG YEAR 34						Area de punta del cono = 10.46						cm2 K = 2.500											
PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC						
15.6	36	3	18.2	35	3	20.8	39	4	23.4	39	4	26.0	92	9	28.6	46	4						
15.7	37	4	18.3	36	3	20.9	38	4	23.5	43	4	26.1	39	4	28.7	45	4						
15.8	38	4	18.4	34	3	21.0	37	4	23.6	40	4	26.2	44	4	28.8	46	4						
15.9	39	4	18.5	36	3	21.1	38	4	23.7	44	4	26.3	43	4	28.9	47	4						
16.0	36	3	18.6	35	3	21.2	37	4	23.8	43	4	26.4	42	4	29.0	46	4						
16.1	35	3	18.7	34	3	21.3	39	4	23.9	45	4	26.5	44	4	29.1	45	4						
16.2	31	3	18.8	30	3	21.4	38	4	24.0	44	4	26.6	43	4	29.2	47	4						
16.3	36	3	18.9	36	3	21.5	37	4	24.1	43	4	26.7	45	4	29.3	48	5						
16.4	34	3	19.0	35	3	21.6	38	4	24.2	42	4	26.8	44	4	29.4	50	5						
16.5	35	3	19.1	37	4	21.7	36	3	24.3	39	4	26.9	43	4	29.5	47	4						
16.6	38	4	19.2	38	4	21.8	192	18	24.4	38	4	27.0	44	4	29.6	51	5						
16.7	36	3	19.3	36	3	21.9	310	30	24.5	42	4	27.1	45	4	29.7	43	4						
16.8	35	3	19.4	37	4	22.0	92	9	24.6	41	4	27.2	46	4	29.8	48	5						
16.9	34	3	19.5	38	4	22.1	40	4	24.7	42	4	27.3	44	4	29.9	48	5						
17.0	33	3	19.6	36	3	22.2	36	3	24.8	40	4	27.4	45	4	30.0	49	5						
17.1	35	3	19.7	35	3	22.3	38	4	24.9	43	4	27.5	46	4	30.1	51	5						
17.2	36	3	19.8	34	3	22.4	37	4	25.0	42	4	27.6	44	4	30.2	47	4						
17.3	37	4	19.9	36	3	22.5	38	4	25.1	43	4	27.7	45	4	30.3	48	5						
17.4	36	3	20.0	38	4	22.6	39	4	25.2	40	4	27.8	43	4	30.4	51	5						
17.5	38	4	20.1	33	3	22.7	40	4	25.3	43	4	27.9	46	4	30.5	65	6						
17.6	36	3	20.2	34	3	22.8	38	4	25.4	44	4	28.0	45	4	30.6	78	7						
17.7	34	3	20.3	35	3	22.9	41	4	25.5	45	4	28.1	44	4	30.7	154	15						
17.8	36	3	20.4	36	3	23.0	42	4	25.6	43	4	28.2	46	4	30.8	325	31						
17.9	38	4	20.5	35	3	23.1	40	4	25.7	45	4	28.3	47	4	30.9	415	40						
18.0	34	3	20.6	38	4	23.2	43	4	25.8	190	18	28.4	46	4	31.0	541	52						
18.1	33	3	20.7	37	4	23.3	40	4	25.9	310	30	28.5	45	4	31.1	621	59						
Nivel Freático (m):						M						Prof. del proyecto:						0 M					
Observaciones generales:												Profundidad real:						M					
Ademe (m):												Operador:											
Fecha:												Supervisor:											



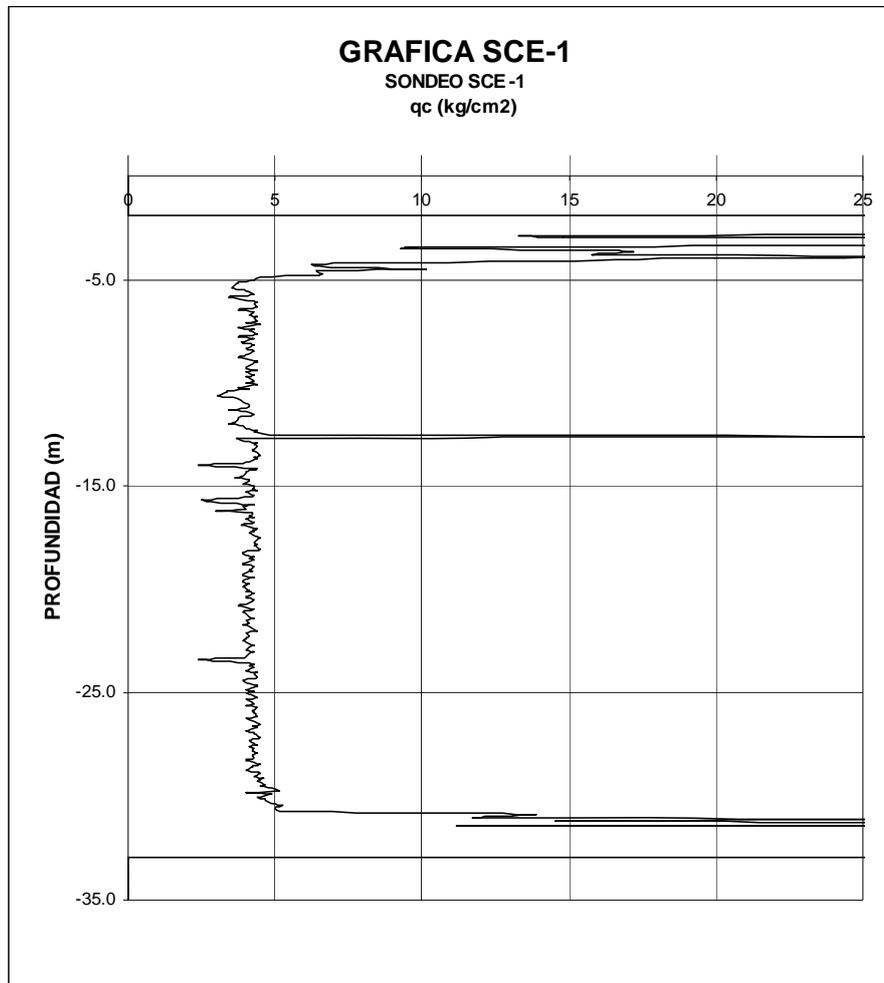
REGISTRO CPT																	
sondeo con cono electrico																	
capacidad 2 ton																	
HOJA 3																	
OBRA: ROSARIO CASTELLANOS						COORDENADAS X = ; Y = ; Z=						FECHA DE INICIO:					
LOCALIZACIÓN:						No. DE CONO						1					
POZO No.; SCE 1						No. DE CONSOLA						1 cm K = 1.000					
TIPO DE SONDEO: CONO ELECTRICO						Area de punta del cono =						10.46 cm2					
PERFORADORA: LONG YEAR 34																	
PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC	PROF	LECT	QC
31.2	98	9	33.8		0	36.4		0	39.0		0	41.6		0	44.2		0
31.3	45	4	33.9		0	36.5		0	39.1		0	41.7		0	44.3		0
31.4	65	6	34.0		0	36.6		0	39.2		0	41.8		0	44.4		0
31.5	98	9	34.1		0	36.7		0	39.3		0	41.9		0	44.5		0
31.6	1125	108	34.2		0	36.8		0	39.4		0	42.0		0	44.6		0
31.7	325	31	34.3		0	36.9		0	39.5		0	42.1		0	44.7		0
31.8	587	56	34.4		0	37.0		0	39.6		0	42.2		0	44.8		0
31.9	987	94	34.5		0	37.1		0	39.7		0	42.3		0	44.9		0
32.0	1254	120	34.6		0	37.2		0	39.8		0	42.4		0	45.0		0
32.1	1687	161	34.7		0	37.3		0	39.9		0	42.5		0	45.1		0
32.2	1987	190	34.8		0	37.4		0	40.0		0	42.6		0	45.2		0
32.3		0	34.9		0	37.5		0	40.1		0	42.7		0	45.3		0
32.4		0	35.0		0	37.6		0	40.2		0	42.8		0	45.4		0
32.5		0	35.1		0	37.7		0	40.3		0	42.9		0	45.5		0
32.6		0	35.2		0	37.8		0	40.4		0	43.0		0	45.6		0
32.7		0	35.3		0	37.9		0	40.5		0	43.1		0	45.7		0
32.8		0	35.4		0	38.0		0	40.6		0	43.2		0	45.8		0
32.9		0	35.5		0	38.1		0	40.7		0	43.3		0	45.9		0
33.0		0	35.6		0	38.2		0	40.8		0	43.4		0	46.0		0
33.1		0	35.7		0	38.3		0	40.9		0	43.5		0	46.1		0
33.2		0	35.8		0	38.4		0	41.0		0	43.6		0	46.2		0
33.3		0	35.9		0	38.5		0	41.1		0	43.7		0	46.3		0
33.4		0	36.0		0	38.6		0	41.2		0	43.8		0	46.4		0
33.5		0	36.1		0	38.7		0	41.3		0	43.9		0	46.5		0
33.6		0	36.2		0	38.8		0	41.4		0	44.0		0	46.6		0
33.7		0	36.3		0	38.9		0	41.5		0	44.1		0	46.7		0

Nivel Freático (m):  
 Observaciones generales:  
 Ademe (m):  
 Fecha:

a:  
 Profundidad real:  
 Operador:  
 Supervisor:

Prof. del proyecto:

Fig. 20 Registros de campo del sondeo de cono eléctrico



**Fig. 21 Grafica del sondeo de cono eléctrico**

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo y de las cimentaciones de las estructuras colindantes al predio de interés se realizó mediante la excavación de diez pozos a cielo abierto a 2.5 m de profundidad o al contacto con el agua; se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo, y se labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos; determinando el tipo y la profundidad de desplante, de las cimentaciones de las estructuras colindantes al predio de interés, con los resultados que se presentan en las figuras 6 a 15.



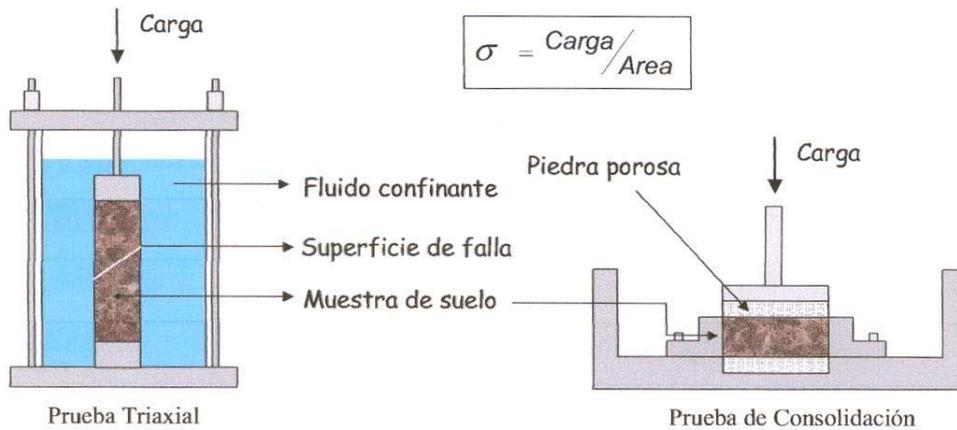
En la figura 22 se muestra el perfil estratigráfico general del subsuelo.



**Fig.22 Perfil estratigráfico general del subsuelo**



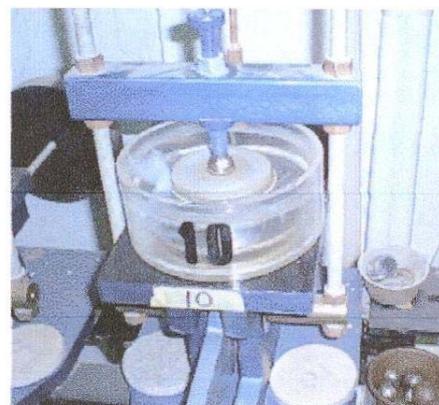
# ENSAYES DE LABORATORIO



*Esquema de las pruebas mecánicas de laboratorio*



Prueba Triaxial



Prueba de Consolidación

*Muestras inalteradas en la cámara triaxial y en el consolidómetro*

## Equipo de Laboratorio



### 3. ENSAYES DE LABORATORIO

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

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:



**Muestras alteradas e inalteradas obtenidas en campo**



### 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
- 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 (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 o granulometría por mallas según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos, los resultados se muestran en las figuras del Anexo II. Los resultados obtenidos de la granulometría de materiales gruesos ensayados en una serie de mallas se presentan en el mismo anexo.



---

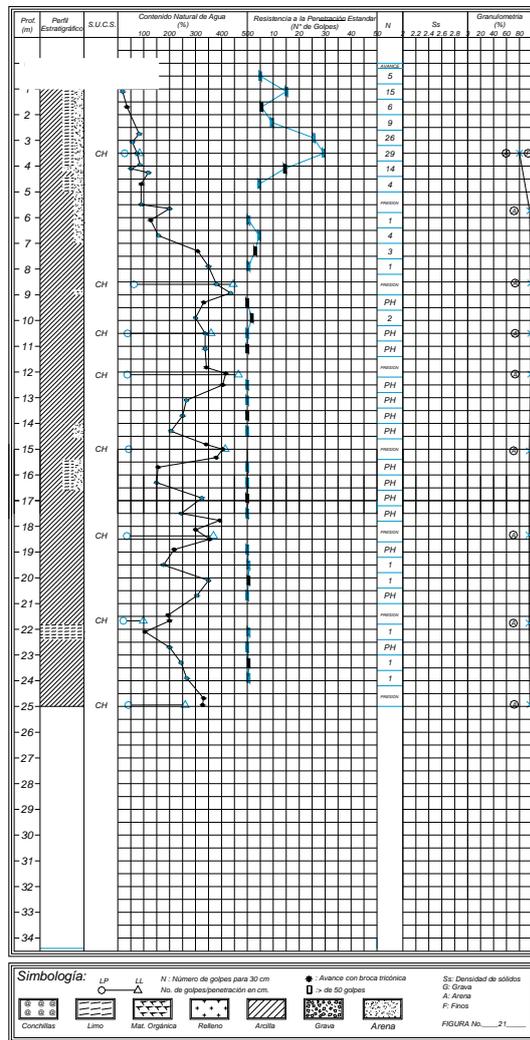
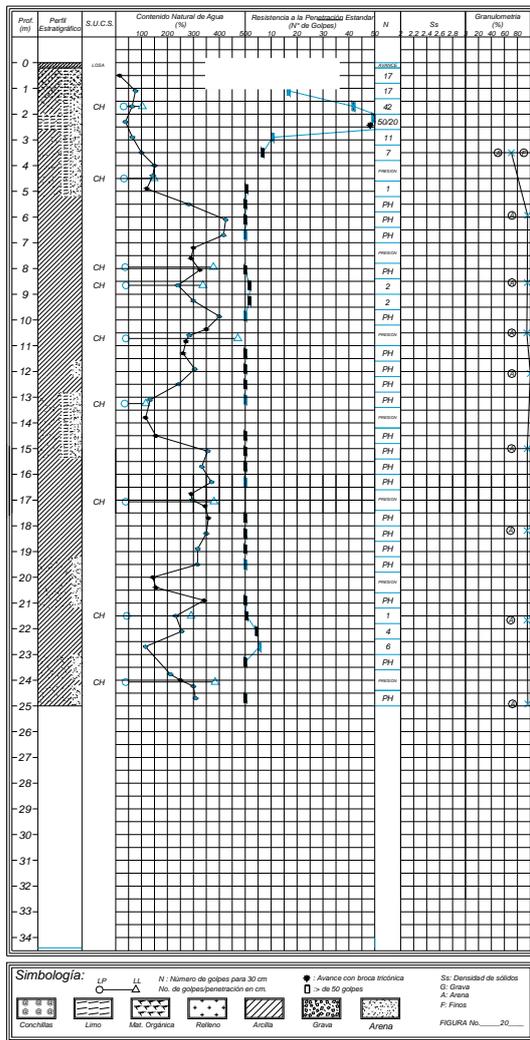
Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio y de la determinación del peso volumétrico natural.

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

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas la prueba de consolidación unidimensional. Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar realizadas en el sondeo profundo cercano al 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.

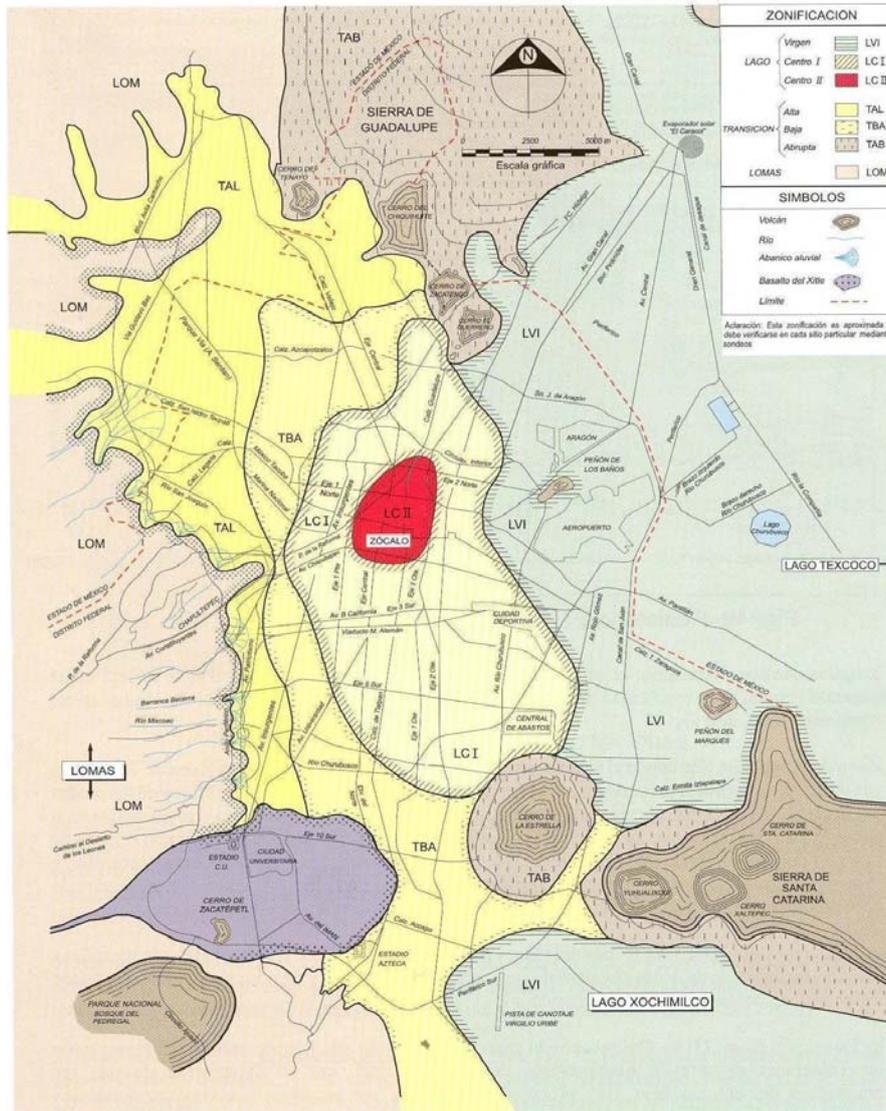
En las figuras 18 y 19 se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras obtenidas de los sondeos mixtos, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.



Perfiles estratigráficos de los sondeos mixtos



# DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA Y FISICA DEL SUBSUELO



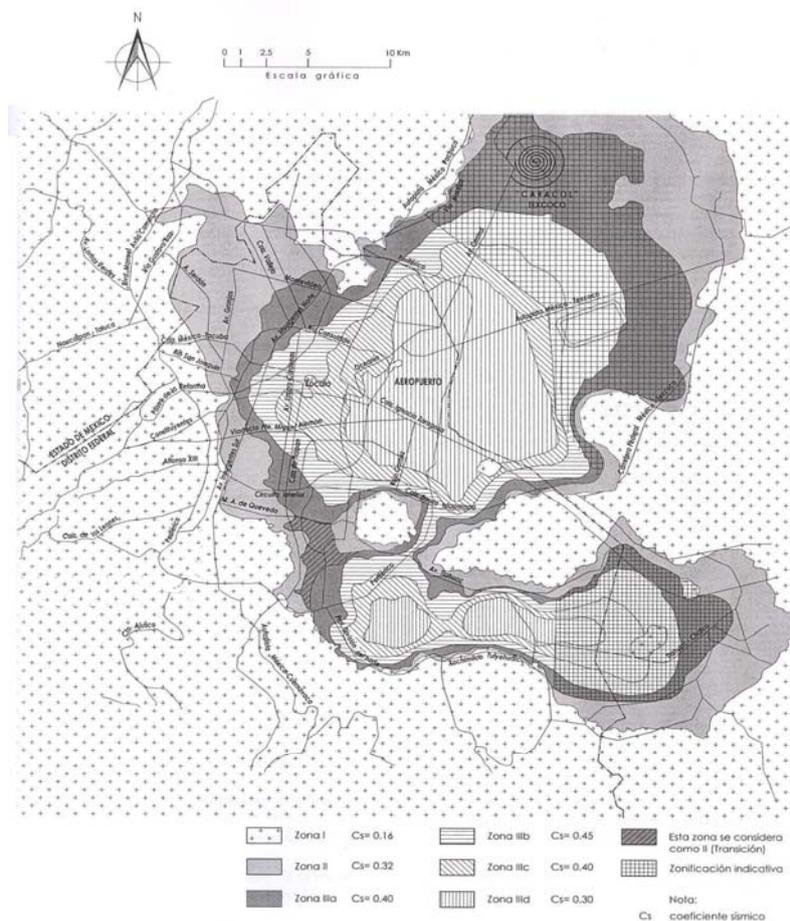
Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México



## 4. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

### 4.1 Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés

La zona de interés se encuentra de acuerdo a la zonificación geotécnica que marca el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias de Cimentaciones se ubica en la Zona III denominada Zona de Lago en la que dominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad. (Ver figura 23).



El sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, dentro del área que ocupaba el ex Lago de Texcoco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónicas de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, con un estado de esfuerzos efectivos de la estructura de los



depósitos arcillosos, menor en  $2 \text{ ton/m}^2$ , respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos excepto a la profundidad de 16 m que se decrecienta a  $1 \text{ ton/m}^2$ ; con algunas lentes de limo y arena fina gris, con un espesor de la formación arcillosa superior de 35m, aproximadamente, de acuerdo a la zonificación de la profundidad de la primera capa dura.

El predio de interés se ubica en la Zona de Lago, que tiene las siguientes formaciones:

a) **Manto Superficial:** compuesto por depósitos arcillas limosas y rellenos artificiales con espesor medio de 3.0 m.

b) **Formación Arcillosa Superior:** esta constituida por arcilla bentonítica de alta compresibilidad, de variados colores, de consistencia variable entre blanda y media, con espesor medio de 35 m; contenido lentes de arenas y limos delgadas e intercaladas aleatoriamente.

c) **Capa Dura:** esta constituida por suelos limo – arenosos compactos o rígidos cementados con carbonato de calcio con espesor medio de 2 m.

d) **Formación arcillosa Inferior:** compuesta por arcilla volcánica semejante a la Formación Arcillosa Superior, pero más resistente, con espesor de 10 m.

La secuencia estratigráfica general es la siguiente.

- Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por desechos de demolición, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, su espesor varía entre 0.3 y 2.4 m.

- A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor variable entre 5 y 6 m. Está constituida por arcillas y limos de los grupos CL y ML según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 150%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 4 y 50 golpes, de consistencia entre media y dura. Con cohesión de  $8 \text{ ton/m}^2$  y ángulo de fricción interna de  $11^\circ$  determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada (TR-UU). El peso volumétrico natural es de  $1.45 \text{ ton/m}^3$ .

- Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 30m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, vidrio volcánico y fósiles. El contenido de agua varía entre 150 y 450%, IRPE variable entre 4 y menos de un golpe, de consistencia entre media y muy blanda. Con límite líquido variable entre 200 y 460%, límite plástico entre 40 y 110%, del grupo CH según el SUCS. La cohesión



oscila entre 2 y 3.5 ton/m<sup>2</sup>. El peso volumétrico natural varía entre 1.12 y 1.40 ton/m<sup>3</sup>.

- De información obtenida de un sondeo realizados en un sitio próximo al de interés se sabe que la primera capa dura se encuentra aproximadamente entre 36 y 39m de profundidad, está constituida por limoarcilloarenoso café verdoso, con contenido de agua variable entre 30 y 70%, el IRPE oscila entre 35 y 50 golpes, de compacidad alta. Con límite líquido de 75%, límite plástico de 40%, del grupo MH según el SUCS.

Las características de los materiales superficiales del subsuelo de acuerdo a los sondeos realizados en el lugar de estudio tienen la siguiente secuencia:

### SONDEO MIXTO SM - 1

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.20-0.80	Arcilla arenosa de color gris oscuro con fragmentos de tabique rojo (material de relleno); con un contenido de agua de 27%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 17 golpes; consistencia muy firme.
0.80-2.00	Arcilla poco limosa de color gris oscuro a café grisáceo con escasa arena fina; con un contenido de agua medio de 70%; límite líquido de 90% y límite plástico de 29%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 27% de arena y 73% de finos; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) 17 y 42 golpes; consistencia variable de muy firme a dura.
2.00-2.60	Limo arenoso, fino, de color café grisáceo, con un contenido de agua de 34%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes; de consistencia dura.
2.60-5.20	Arcilla poco limosa de color café grisáceo a gris verdoso claro en la parte inferior y escasa arena fina, con un contenido variable entre 70% y 154%; límite líquido de 136% y límite plástico de 36%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 1% de arena y 99% de finos; presenta una cohesión de 1.4 Ton/m <sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 3°, de índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 1 a 7 golpes, consistencia variable de muy blanda a media.



---

---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
5.20-10.20	Arcilla de color gris verdoso, con un contenido de agua variable entre 280% y 400%; límite líquido variable entre 332 y 372% y límite plástico variable entre 34 y 41%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado por 1 a 2% de arena y un 98 a 99% de finos; presenta una cohesión de 2.0 Ton/m <sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 3°, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con el peso de la herramienta a 2 golpes, de consistencia muy blanda.
10.20-10.65	Arcilla de color café rojizo; con un contenido de agua de 350%; la penetración fue realizada a presión.
10.65-11.60	Arcilla de color gris verdoso oscuro; con un contenido de agua medio de 270%, límite líquido de 473% y límite plástico de 37%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 4% de arena y 96% de finos; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta; presenta una cohesión de 3.4 Ton/m <sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 3°, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 a 2 golpes, de consistencia muy blanda.
11.60-12.20	Arcilla de color café verdoso oscuro con escasa arena fina, con un contenido de agua de 311%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.
12.20-12.80	Arcilla de color café verdoso, con un contenido de agua del 245%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.
12.80-13.40	Arcilla de color gris oscuro con escasa arena fina, con un contenido de agua de 121%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.



---

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
13.40-14.80	Arcilla poco limosa de color gris verdoso, con un contenido de agua medio de 140%; límite líquido de 115% y límite plástico de 27%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 7% de arena y 93% de finos; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.
14.80-18.60	Arcilla gris verdoso oscuro, con un contenido de agua variable entre 284% y 370%; límite plástico de 368% y límite líquido de 36%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; presenta una cohesión de 2.8 Ton/m <sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 3°; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.
18.60-21.20	Arcilla de color café verdoso a gris oscuro con escasa arena fina, con un contenido de agua variable entre 146% y 344%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.
21.20-25.00	Intercalaciones de arcilla de color café rojizo, gris verdoso oscuro y gris claro, con escasa arena fina; con un contenido de agua variable entre 119% y 309%; límite líquido variable entre 277 y 386% y límite plástico variable entre 34 y 40%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 3% de arena y 97% de finos; resistencia a la compresión simple de 4.42 Ton/m <sup>2</sup> ; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con el peso de la herramienta y hasta 6 golpes de resistencia, de consistencia variable entre muy blanda y media.



## SONDEO MIXTO SM - 2

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.20-2.00	Material de relleno constituido por arcilla poco limosa de color gris oscuro con gravas de hasta 1" y fragmentos de tabique rojo y escasa arena fina; con un contenido de variable de 21% a 35%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 5 y 15 golpes; consistencia variable de media a firme.
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
2.00-3.80	Arcilla poco limosa de color café grisáceo con poca arena fina, con un contenido de agua variable entre 60% y 88%; límite líquido de 74% y límite plástico de 24%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 21% de arena y 79% de finos; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 9 y 29 golpes; consistencia variable de firme a muy firme.
3.80-4.40	P.S. Arcilla poco limosa de color café grisáceo con poca arena fina; P.M. Arena fina y media pumítica de color gris oscuro; P.I. Arcilla gris claro con escasa arena fina, con un contenido de agua variable entre 47% y 121%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 14 golpes; de consistencia firme.
4.40-5.00	Arcilla poco limosa de color gris oscuro y escasa arena fina, con un contenido de agua del 95%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes, de consistencia blanda.
5.00-7.00	Arcilla de color gris claro con a gris oscuro con escasa arena fina, con un contenido de agua variable entre 75% y 200%; límite líquido de 114% y límite plástico de 33%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 2.4% de arena y 96% de finos; presenta una cohesión de 1.4 Ton/m <sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 5°; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 a 4 golpes, de consistencia muy blanda a blanda.



7.00-10.80 Arcilla de color café verdoso con intercalaciones de arcilla de color gris verdoso oscuro y grumos de limo gris claro; con un contenido de agua variable entre 305% y 435%; límite líquido variable entre 362 y 438% y límite plástico variable entre 34 y 63%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado por un 2 a 3% de arena y 97 a 98% de finos; presenta una cohesión de 2.5 Ton/m<sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 3°; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con el peso de la herramienta hasta 3 golpes, de consistencia blanda.

**Profundidad  
(m)**

**Descripción**

10.80-13.40 Arcilla de color café rojizo con manchones de arcilla gris verdoso oscuro; con un contenido de agua variable entre 271% y 430%, límite líquido de 457% y límite plástico de 36%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 2% de arena y 98% de finos; presenta una cohesión de 2.0 Ton/m<sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 3°; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.

13.40-15.40 Arcilla de color gris verdoso oscuro con un pequeño lente de arena de color gris oscuro, con un contenido de agua variable entre 212% y 418%; límite líquido de 409% y límite plástico de 43%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 3% de arena y 97% de finos; presenta una cohesión de 2.5 Ton/m<sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 3°; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.

15.40-16.60 Arcilla poco limosa de color gris oscuro con escasa arena fina; con un contenido de agua medio de 154%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) solo con el peso de la herramienta, de consistencia muy blanda.



---

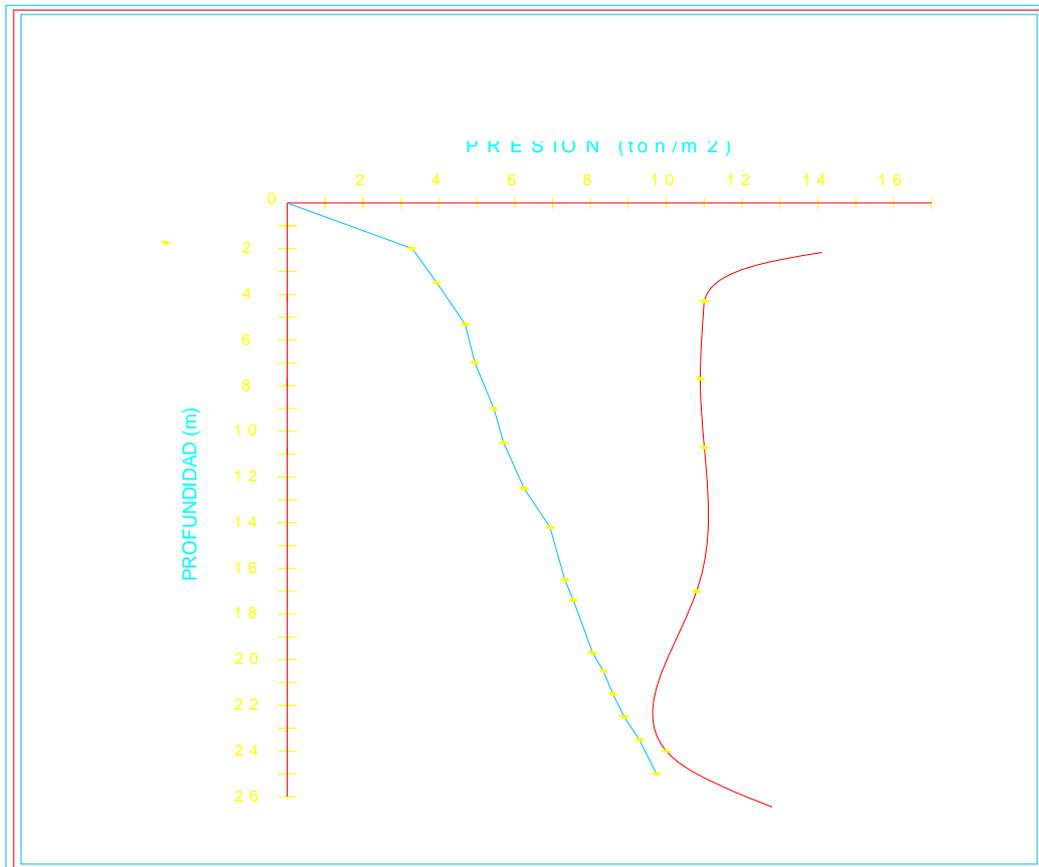
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
16.60-21.00	Arcilla de color gris verdoso oscuro, con un contenido de agua variable entre 174% y 396%; límite líquido de 368% y límite plástico de 29%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 4% de arena y 96% de finos; resistencia a la compresión simple de 7.43 Ton/m <sup>2</sup> ; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con el peso de la herramienta hasta 1 golpe de resistencia, de consistencia muy blanda.
21.00-21.80	P/S Arcilla café verdoso, P/I Arcilla café verdoso oscuro, con un contenido de agua medio de 195%; límite líquido de 83% y límite plástico de 22%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 3% de arena y 97% de finos; resistencia a la compresión simple de 17.64 Ton/m <sup>2</sup> ; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) el muestreo fue realizado a presión.
21.80-22.40	Limo de color café oscuro con poca arena fina, con un contenido de agua de 101%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe, de consistencia muy blanda.
22.40-25.00	Arcilla de color gris verdoso oscuro con algunos manchones de gris oscuro y café rojizo, con un contenido de agua variable entre 203% y 332%; límite líquido de 266% y límite plástico de 40%, que de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; granulométrica mente formado de 4% de arena y 96% de finos; resistencia a la compresión simple de 8.37 Ton/m <sup>2</sup> ; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) con el peso de la herramienta hasta 1 golpe, de consistencia muy blanda.

El nivel freático se encontró a 2.20 m de profundidad, con respecto al nivel actual del terreno y a 2.50 m con respecto al nivel de banqueteta en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua de 0.4 ton/m<sup>2</sup> a 14 m de profundidad y de 9.5 ton/m<sup>2</sup> a 35 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 24 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva



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



**Distribución de esfuerzos**

Del análisis de la figura anterior se concluye que los depósitos localizados entre la superficie y 5 m de profundidad, están preconsolidados por desecación y a partir de dicha profundidad, y hasta 20 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 2.0 y 3.5 ton/m<sup>2</sup>, y finalmente entre 21 y 35 m de profundidad varía entre 1 y 2 ton/m<sup>2</sup>.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 4 kg/cm<sup>3</sup>.



---

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



## 5.- ANALISIS GEOTECNICO.

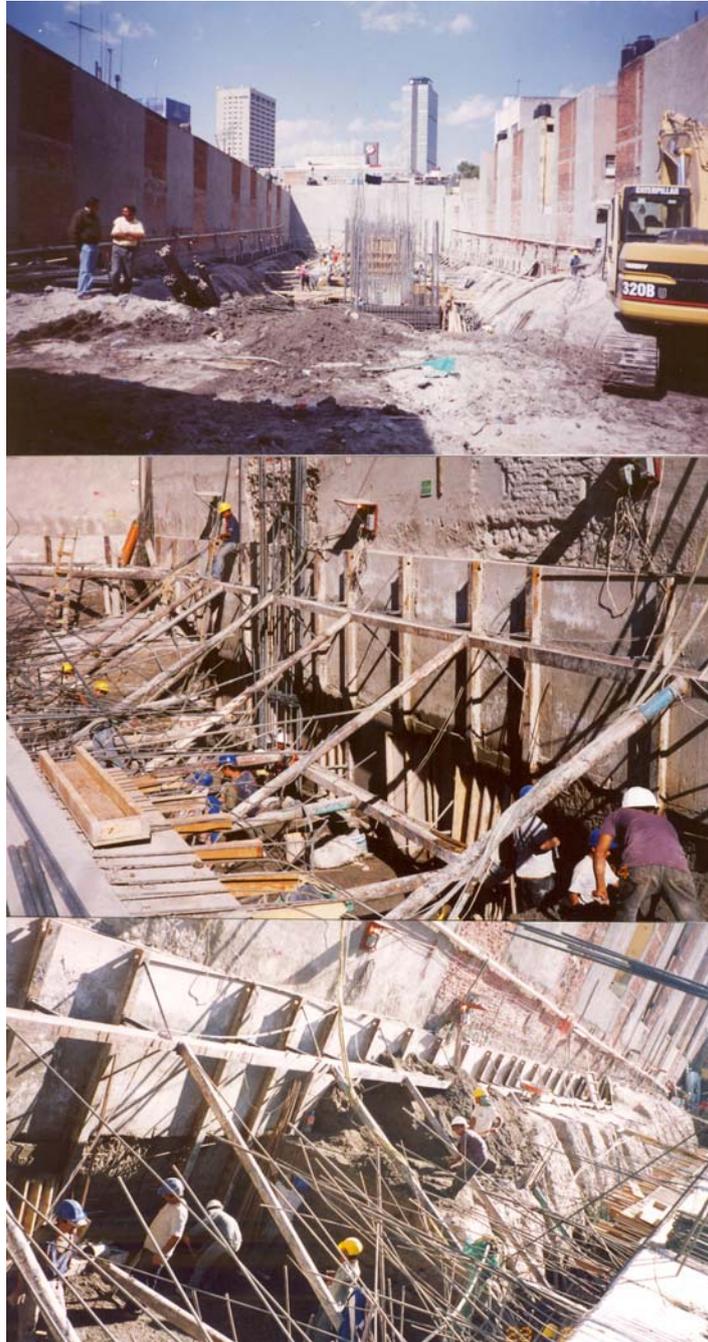


Foto de cajón de cimentación

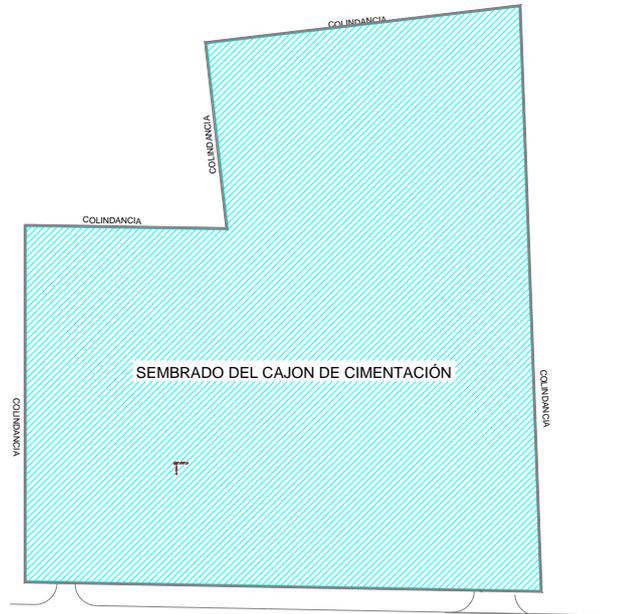


## ANÁLISIS GEOTECNICO

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de los edificios proyectados y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia con espesor del orden de 30 m, los depósitos localizados entre la superficie y 5 m de profundidad están preconsolidados por desecación y a partir de dicha profundidad, y hasta 20 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 2.0 y 3.5 ton/m<sup>2</sup>, y finalmente entre 21 y 35 m de profundidad varía entre 1 y 2 ton/m<sup>2</sup>, se juzga que la cimentación de las estructuras podrá ser resuelta mediante un cajón de cimentación estanco, de concreto reforzado, que compense el peso del edificio constituido por muros de contención, contratraveses invertidas y losa de contacto plana, con área en planta ampliada respecto a la cubierta por el edificio como se muestran en las figuras 25 y 26, desplantado a 4.70 m de profundidad (ver figura 27) y respecto al nivel de banqueteta, suponiendo que el peralte de la losa de fondo del cajón de cimentación sea de 0.20 m. De hecho el sótano y medio de estacionamiento constituirá el cajón de cimentación.



Corte desplante del cajón de cimentación



**Planta sembrado del cajón de cimentación**



**Planta sembrado de los edificios**

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de los edificios sean lo más ligeros posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso de los edificios, considerando



las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de 0.9 ton/m<sup>2</sup> por nivel, y el peso de la cimentación de 2.8 ton/m<sup>2</sup>.

En esas condiciones y para los tres edificios se tendrá un peso de 31873.93 ton que incluye el peso de la cimentación, correspondiente a un peso unitario en su área cubierta, de 9.19 ton/m<sup>2</sup>.

Considerando el área cubierta por el cajón, que es un área ampliada respecto a la cubierta por los edificios, el peso unitario se reduce a 6.79 ton/m<sup>2</sup>; y considerando que el cajón se desplantará a 4.70 m de profundidad, se tendrá una sobre compensación por excavación, de 0.15 ton/m<sup>2</sup>, por lo que el incremento de esfuerzos o presión neta, transmitido al subsuelo por la estructura será de -0.15 ton/m<sup>2</sup> que corresponde a una ligera sobre compensación, la cual como se verá más adelante dará lugar a expansiones admisibles de las estructuras proyectadas.

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

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

## 5.1 Acciones

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

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 44,623.5 ton. Esta carga se afectó por un factor de carga de 1.4 y se consideró en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 35,061.32 ton. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico de 47,598.40 ton-m. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 31,873.93 ton. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en la determinación de



la profundidad de desplante del cajón y en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

## **5.2 Determinación de la profundidad de desplante**

Considerando que la profundidad de desplante del cajón de cimentación sea igual a la que corresponde a la losa de piso del sótano de estacionamiento, y suponiendo que esta tenga un peralte de 0.2m, se tendrá una profundidad de desplante del cajón de cimentación de -4.7m, respecto al nivel de banqueteta, en cuyas condiciones como antes fue establecido, se tendrá un incremento neto de esfuerzos transmitido al subsuelo de -0.15 ton/m<sup>2</sup>, que corresponde a una ligera, valor que es admisible transmitir al subsuelo para mantener las expansiones dentro de los valores que especifica como admisibles el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal que es máximo de 1.5 ton/m<sup>2</sup>.

## **5.3 Estado límite de falla en condiciones estáticas**

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

$$Q F_c < R F_R$$

Donde:

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

F<sub>c</sub>: Factor de carga, adimensional e igual a 1.4

R: Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7



### 5.3.1. Capacidad de carga de la cimentación

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

$$R_{FR} = [C N_c F_R + P_v] A_l$$

Donde:

$R_{FR}$ : capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m<sup>2</sup>.

C: cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m<sup>2</sup>.

$F_R$ : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

$P_v$ : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>.

$N_c$ : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión.

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

En la cual:

$D_f$ : profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

B: ancho del cajón de cimentación, en m.

L: largo del cajón de cimentación, en m.

$A_l$ : área de la losa de fondo del cajón de cimentación, en m<sup>2</sup>.

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 1.4 ton/m<sup>2</sup> y un peso volumétrico del suelo de 1.5 de 0 a 3 m y 1.41 ton/m<sup>3</sup> de 3.5 a 4.7 m obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de 12 ton/m<sup>2</sup>.

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

$$Q_{Fc} = 9.51 \text{ ton} < R_{FR} = 12 \text{ ton/m}^2$$

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



#### 5.4 Estado limite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la cimentación ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción de Área Metropolitana de la Ciudad de México, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado limite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad

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

Donde:

- W<sub>t</sub>: carga total de la estructura en la condición analizada.
- F<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.1
- W<sub>c</sub>: peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en ton, igual a  $W_c = \gamma D_f A$
- F<sub>R</sub>: factor de resistencia adimensional e igual a 0.7
- A<sub>R</sub>: área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:  
 $A_R = (B - 2e) \times L$

Siendo:

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

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

Donde:

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

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

Siendo:

- H<sub>T</sub>: Altura total de la estructura, medida a partir del desplante.
- C<sub>s</sub>: Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.4
- Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).
- q<sub>1</sub>: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación,



obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = C N_c$$

Donde:

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

$N_c$ : coeficiente de capacidad de carga

$a_0$ : aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.4 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 3.0.  $a_0 = 0.4 \text{ g} \times 981/3 = 130.50 \text{ cm/seg}^2$

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

d: ancho del área reducido de la losa

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

$\gamma$ : peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

c: cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_R C g} \right)$$

$$2494 \text{ ton} < 18,043 \text{ ton}$$

Por lo tanto las cimentaciones son estables en condiciones dinámicas.

## 5.5 Estado limite de servicio

Los movimientos verticales que sufrirán las estructuras 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 cimentaciones parcialmente compensadas.



### 5.5.1 Expansiones elásticas

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

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

$$H_b = \frac{q B}{E} \left( (1 - u_2) F_1 + (1 - u - 2 u_2) F_2 \right)$$

Donde:

- q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m<sup>2</sup>.
- B : ancho del área descargada, en m.
- F<sub>1</sub> y F<sub>2</sub>: coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B.
- D : espesor del estrato considerado, en m.
- L : longitud del área descargada
- E : módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m<sup>2</sup>
- u : relación de Poisson, adimensional.

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

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

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

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m <sup>2</sup> )	Relación de Poisson
4.70 - 6.00	600	0.5
6.00- 12.00	500	0.5
12.00-25.00	450	0.5
25.00-35.00	1 500	0.5

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará el cajón de cimentación en su primera etapa, se tendrán las expansiones al centro de 8.3 cm y en la esquina de 2.13 cm, las cuales resultan admisibles.



Posteriormente al construir las estructuras de interés, las cargas aplicadas por ellas 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.

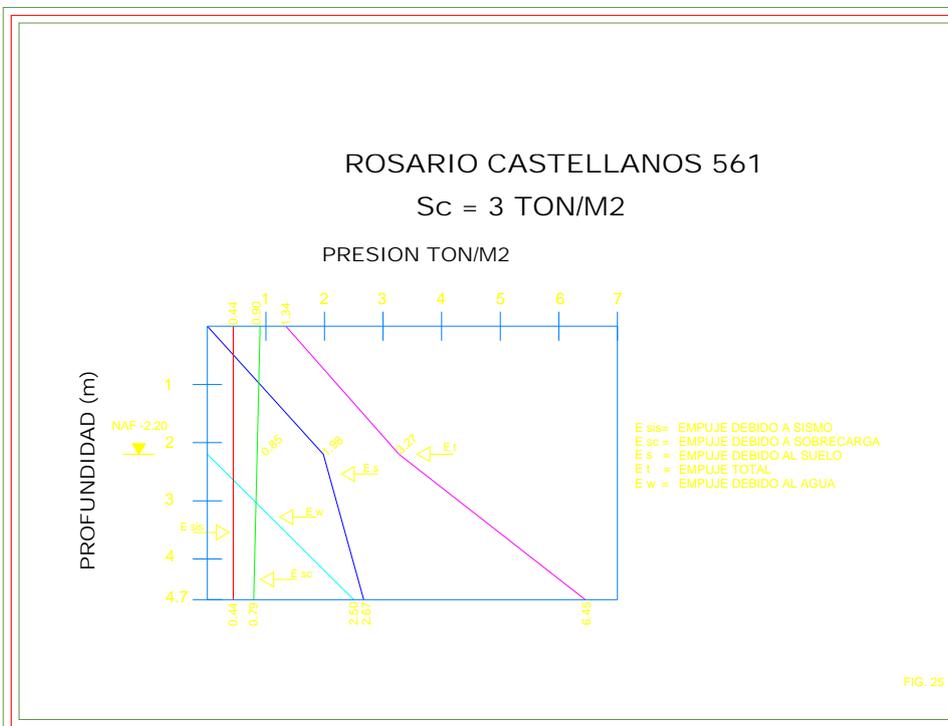
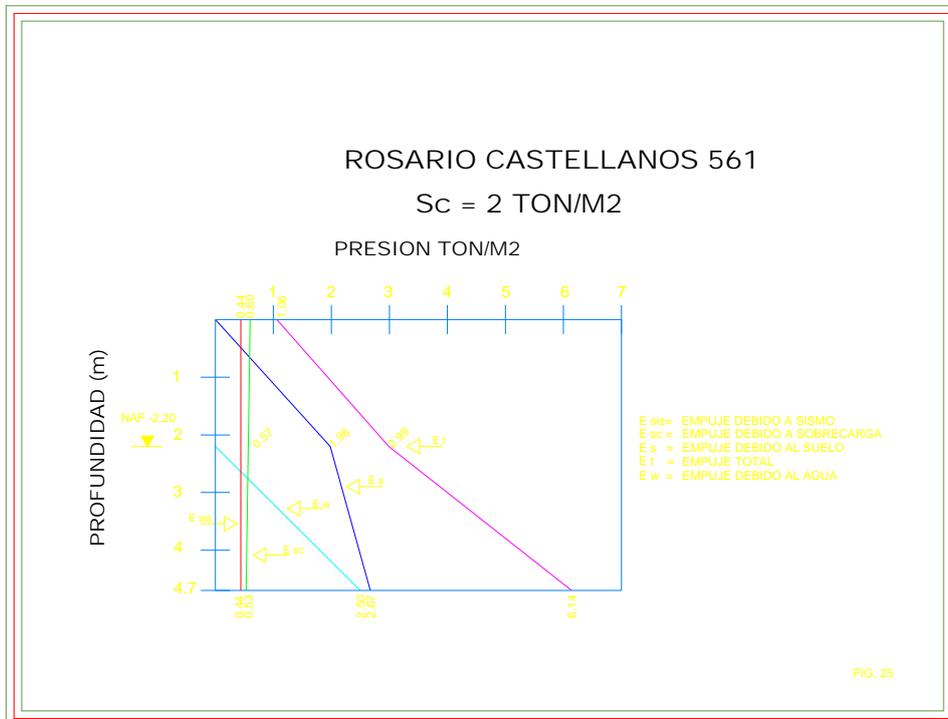
### **5.5.2 Asentamientos diferidos**

Como la cimentación esta ligeramente sobrecompensada no habrá asentamientos sino únicamente expansiones las cuales podrán controlarse con un sistema de bombeo profundo.

### **5.6 Empujes sobre los muros perimetrales de los cajones de cimentación**

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

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



**Empujes sobre muros perimetrales del cajón**



Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros. En la figura 28 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

## 5.7 Falla de fondo

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

$$P_v F_c + q F' C < C N_c F_R$$

Donde:

P<sub>v</sub>: presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m<sup>2</sup>.

F<sub>c</sub>: Factor de carga adimensional e igual a 1.4

q: sobrecarga superficial, igual a 2.0 ton/m<sup>2</sup>

F'<sub>c</sub>: factor de carga, adimensional e igual a 1.0

c: cohesión del material que subyace a la excavación

N<sub>c</sub>: coeficiente de capacidad de carga

F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 4.70 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$11.72 \text{ ton/m}^2 < 6.22 \text{ ton/m}^2$$





Debido a que no se satisface la desigualdad deberá excavar por etapas para evitar la falla de fondo..

## 5.8 Estabilidad de taludes

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad <sup>1</sup>

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o c F_R$$

Donde:

F<sub>c</sub>: factor de carga, igual a 1.4

γ : peso volumétrico del material

H: altura máxima de la excavación

q: sobrecarga igual a 2.0 ton/m<sup>2</sup>

U<sub>q</sub>: factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q /γ H.

N<sub>o</sub>: número de estabilidad que depende del ángulo del talud.

c: cohesión más baja en la altura de la excavación

F<sub>R</sub>: factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes 0.8:1.0 (horizontal : vertical) se tiene:

$$7.67 \text{ ton/m}^2 < 8.5 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando taludes 0.8:1.0 (horizontal:vertical).



## 6.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION Y PROTECCION A COLINDANCIAS.



Foto proceso constructivo



## **6. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS**

Antes de iniciar cualquier excavación se deberá colocar un sistema de bombeo profundo mediante electroósmosis como se indica más adelante, que permita secar al subsuelo mediante corriente eléctrica dado que no hay una capa de arena lo suficiente capas para absorber agua suministrada.

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

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará al semisótano del edificio, resulta necesario que esta se realice en tres etapas.

A continuación se indica el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

a) La excavación se realizará en tres etapas, la primera etapa consistirá en excavar la zona más profunda del terreno.

b) La excavación se realizara dejando una berma con una banquetta de 1.0 m de ancho y taludes de 0.8: 1 (horizontal: vertical) en todo el perímetro del terreno.

c) La excavación se podrá efectuar con retroexcavadora, operando desde una plataforma inicialmente excavada a 0.5 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.2 m arriba del nivel de máxima excavación, este último tramo se excavara con herramienta manual, pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

d) La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la cimentación por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al termino de la excavación.

Deberán evitarse las sobre excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en los muros colindantes.

En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán extraer en su totalidad, y si la profundidad de dichas cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas ó zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 90% de la prueba proctor estándar.



Terminada la excavación se revisará el fondo de las misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.

Previo a la colocación de la cimentación, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros y de cisternas de almacenamiento de agua.

No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación de la cimentación, y sobre todo cuando ya se tengan coladas las losas de planta baja y primer nivel, la realización indebida de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos bruscos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.

Cuando por condiciones extraordinarias se requiera la ejecución de una excavación, ya colocado el mejoramiento, se solicitará la asesoría de Mecánica de Suelos.

Se verificará que las cimentaciones vecinas al momento de descubrirse se encuentren en óptimas condiciones, de lo contrario deberá dársele un tratamiento (junteo de concreto entre la mampostería o continuidad de la cimentación 20 cm por debajo de la cimentación existente) para mejorar sus condiciones durante el tiempo que permanezca la excavación abierta, y evitando de esta forma se presente alguna incidencia.

Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación es muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá orear la zona afectada y posteriormente colocar un material granular.

El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre excavarse un máximo de 20 cm, y un mínimo de 10 cm con respecto a la máxima profundidad recomendada, la sobre excavación se tratará agregando una capa combinada de tezontle-tepetate con un proporcionamiento del 70 y 30% respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.

e) Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación en la zona central se colara la losa de cimentación y se procederá a la terminación de la excavación, lo que se hará retirando los taludes laterales en tramos alternados de 2 m de ancho, recibiendo las cimentaciones de las estructuras de dos niveles ó más, con un murete de 0.2 m de espesor.



f) A continuación se termina de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan.

g) Posteriormente y con la mayor celeridad posible se construirá el muro lateral del cajón de cimentación.

h) De acuerdo con la exploración realizada se tienen 1.8m y hasta 2.2 m de relleno de mala calidad constituido por pedacería de tabique y cascajo los cuales deberán ser retirados fuera de Obra.

i) Dado que las trabes de cimentación se tendrán por debajo del nivel freático reportado a 4.7 m se requerirá de un sistema de bombeo profundo y otro superficial, este último que permita trabajar en condiciones secas, el bombeo de achique recomendado para toda el área estará constituido por bombas autocebantes de 4" de salida y con las siguientes condiciones:

El control del agua freática se efectuará mediante bombeo de achique, conduciendo el agua que se infiltre a la excavación mediante drenes superficiales, hacia cárcamos, de donde se bombeará al exterior. Al alcanzar la excavación la profundidad de proyecto, se excavarán cárcamos de bombeo entre 3.6 y 5.0 m de profundidad, con una distribución previamente establecida(fig.30 ) al momento de llegar al nivel de máxima excavación, y con las dimensiones y las características que se muestran en la figura 31, que corresponderá a unos pozos de 0.8 X 0.8 y 2 m de profundidad bajo el nivel de desplante de la losa de cimentación, como ademe de cada cárcamo se colocará un tubo ranurado de 0.8 m de diámetro, confinado entre su pared exterior y la excavación con grava bien graduada, en cada uno de los cárcamos se instalará una bomba de tipo sumergible y se deberán mantener operando de tal manera que el agua siempre se mantenga por abajo de los niveles de trabajo.

Al alcanzar la excavación la profundidad de desplante de la losa de cimentación y una vez construidos los cárcamos se construirán los drenes, que tendrán las dimensiones indicadas en la figura 32, y se rellenarán con grava bien graduada de media a gruesa.

Se retirarán todos los materiales sueltos del fondo de la excavación y se tenderá una capa de grava o tezontle de 6 cm de espesor sobre la que a su vez se colocará un firme de concreto pobre de 5 cm de espesor.

El número de bombas de achique podrá variar de acuerdo a la época del año en que se decida construir que puede ser en tiempo de lluvias o de estiaje.

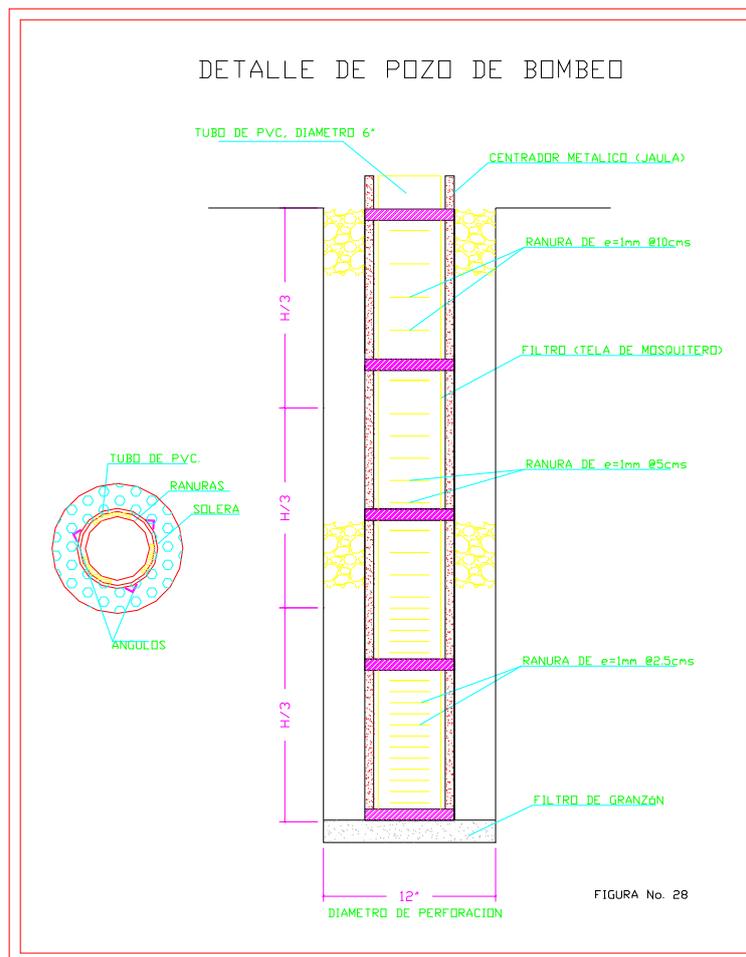


## 6.2 Sistema de bombeo

La instalación del sistema de bombeo, mediante pozos profundos con bombas sumergibles, para abatir el nivel freático por gravedad será el siguiente:

La profundidad de los pozos será de 18.0 m para los del centro o interiores y en los perimetrales, medido con respecto a la superficie del terreno natural.

Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o tricónica, inyectando agua a presión como fluido de perforación. Alcanzada la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (*libre de lodo o arena*) figura 29.



### Bombeo profundo



Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas 10 cm entre sí fig. 29.

El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300  $g/m^2$  alrededor del ademe fig. 29.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 5  $kg/cm^2$  o bombas sumergibles eléctricas; el nivel de succión de las mismas estará a 10.0 m de profundidad para los pozos interiores y en los de la periferia a 8.0 m, medidos con respecto a la superficie del terreno.

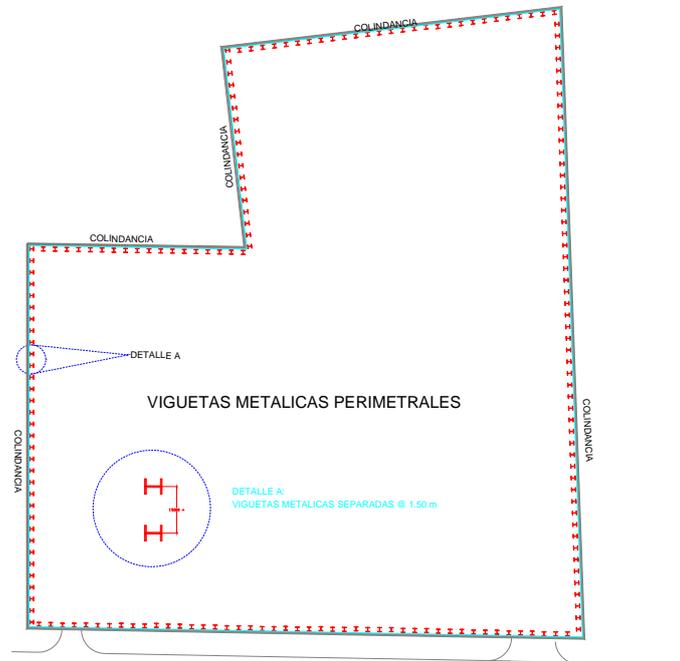
El bombeo se iniciará 14 días antes de empezar la excavación de cualquiera de las etapas y se suspenderá conforme vaya avanzando la construcción del edificio, con el fin de reducir al mínimo las expansiones y mantener el menor tiempo posible el bombeo, según se describe a continuación.

El bombeo se mantendrá con el nivel de succión especificado de 9.0 y 11.0 m hasta que se termine de construir totalmente la losa-tapa del sótano 2; bajo estas condiciones, se levantará el nivel de succión a la profundidad de 8.0 y 10.0 m de los pozos perimetrales y del centro, respectivamente. Cuando se termine de construir la losa de Planta Baja, el nivel de succión, se situará en la profundidad de 7.0 y 9.0 m en todos los pozos y después de construir la losa del nivel 2°, se colocará el nivel de succión en la profundidad de 6.0 y 8.0 m, para los pozos perimetrales e interiores, respectivamente: El bombeo se suspenderá, en todos los pozos, al terminarse de construir la losa de azotea, procediéndose a cortar y sellar los pozos.

### **Excavación y construcción de sótanos**

Terminando de retirar los restos de cimentación de la construcción existente e instalar y operar el sistema de bombeo, se iniciará la excavación para alojar la losa del sótano a cielo abierto y en 3 etapas, mediante taludes perimetrales 0.75:1, horizontal a vertical, excepto en las colindancias que serán paredes verticales soportadas con viguetas de acero hincadas, donde se excavará por etapas más reducidas. Fig. 33

Previo a la excavación de la etapa 1, deberá instalarse y operar el sistema de bombeo dos semanas, así como hincar las viguetas de acero en todo el perímetro del área por construir, y efectuar un recorte de 0.75 m en toda el área del predio por excavar para retirar toda la cimentación antigua.

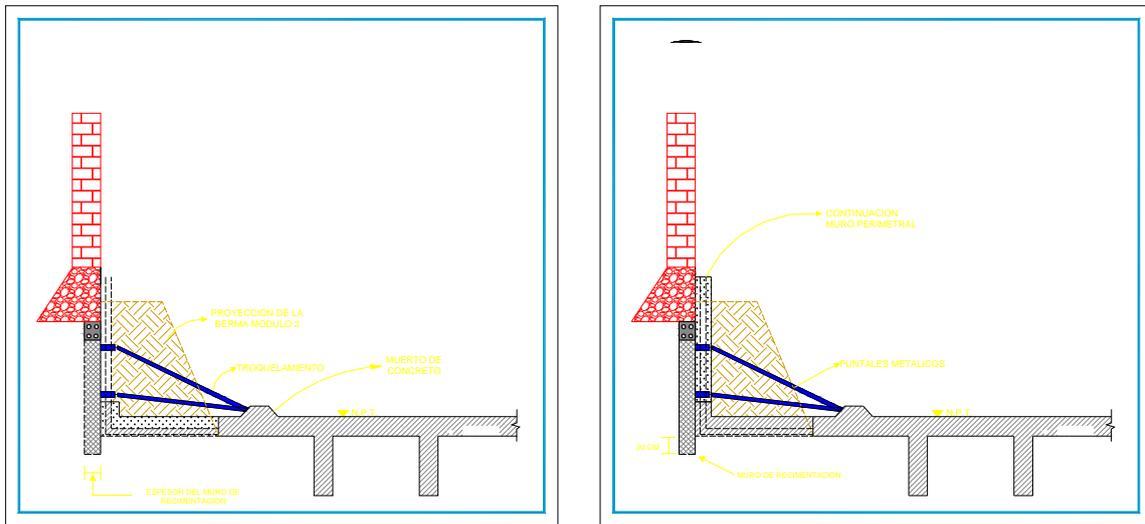


**Figura de viguetas metálicas perimetrales**

**a)** Se procederá a excavar la etapa 1, dejando un talud con berma de 1.0 m de ancho, adyacente a las colindancias y alcanzado el nivel de desplante de la losa se procederá al colado de una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con  $F'c. = 100 \text{ kg/cm}^2$  y después del fraguado de la misma, se continuará con la excavación de las zanjas para alojar las contratraves, mediante taludes verticales; enseguida se colará la plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor y después del fraguado de la misma, se procederá a efectuar el colado de las contratraves, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con la losa de piso del sótano, según las indicaciones del proyecto estructural.

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

En el colado de la losa de piso de las etapas, adyacentes a las etapas que se excavará con estructura de contención, se dejarán "muertos" de concreto o varillas ahogadas en las mismas, para apoyar los puntales que soportarán al ademe de viguetas hincadas fig. 34.



**Fig 34. Detalle de muertos de concreto donde se apoyarán las viguetas con los troqueles**

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

Veinticuatro horas después de terminado el colado de la losa de piso, se continuará con el armado, cimbrado y colado del muro estructural, y de las columnas, previamente limpiando y preparando cuidadosamente la junta de colado del segmento de muro, a fin de no permitir futuras filtraciones producto del nivel freático hacia el interior del sótano.

Después de descimbrar el muro estructural, traveses y columnas, se continuará con la construcción de la losa maciza del sótano 2, según el plano estructural correspondiente, dejando las respectivas preparaciones para la liga estructural con las columnas de sótano 1.

**b)** Concluido el colado de la losa de piso de la etapa 1, se podrá atacar la excavación de la etapa 2.

Al terminar de construir la losa de azotea del Edificio, se suspenderá el bombeo en cada pozo, procediéndose a cortar y sellar los mismos.

**c)** Alcanzada la resistencia de proyecto de los muros estructurales de la etapa 1 y de la losa del sótano 2, se iniciará la etapa 3 con el mismo procedimiento que se menciona anteriormente.



## Excavación y sistema de contención en colindancias y calle

El proceso de excavación de las zonas de colindancia (*etapas 1 a 3*), se realizará con una estructura de contención constituida por viguetas de acero, hincadas, colocando entre ellas un ademe de concreto colado en el sitio, de acuerdo con el procedimiento siguiente:

Previo a la excavación de las etapas 1 a 2 y 3, se realizara el hincado perimetral de las viguetas IR 203 (8") x 31.2 kg/m, hasta 2.25 m abajo del máximo nivel de excavación, con la distribución en planta. Para facilitar su hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán ejecutar perforaciones guía de 15 cm de diámetro, mediante posteadora o similar por lo menos en los primeros 3.25m de profundidad.

Colada la losa de piso del sótano de la etapa 1 e hincadas las viguetas de acero y construido los "muertos" de concreto o ahogadas las varillas en la losa adyacente a las etapas de colindancia, se iniciará la excavación de estas.

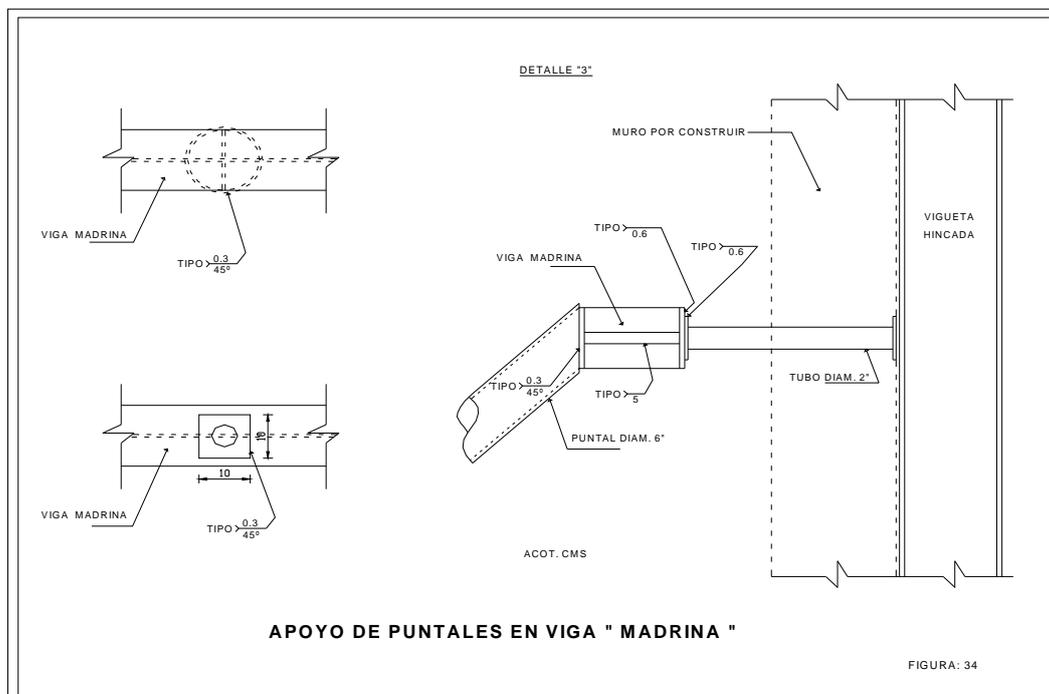
Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyándolo contra los patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 10 cm, reforzado con un lecho de varillas del no. 3 a cada 20 cm, figura 35.

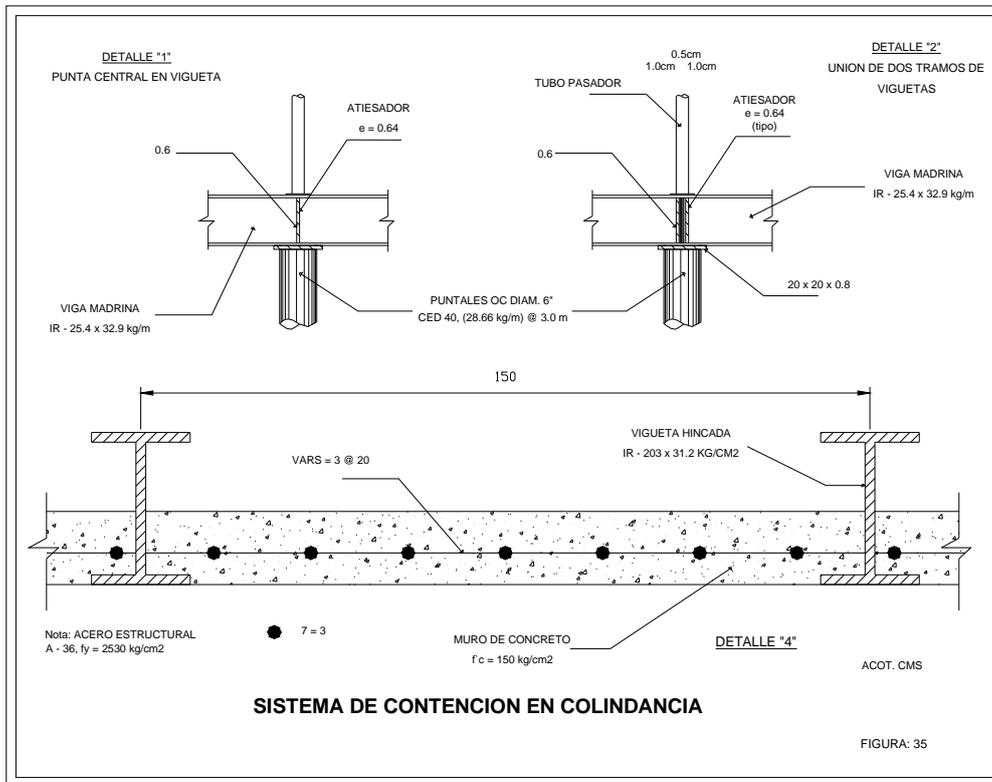




Fotos de viguetas y muro de concreto armado

Las vigas "madrinas" serán viguetas de acero IR de 8" (25.4) x 32.9 kg/m y se colocarán separadas 45 cm de las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldarán a las mismas a través de un tubo-pasador de 2" de diámetro con placas metálicas, cuando la excavación se encuentre 30 cm abajo de su punto de aplicación, Fig. 32.





### Detalle vigas mdrinas

Estas vigas "madrinas" se colocarán en los niveles indicados en el corte de las Fig.35 y 36; los puntales de 0 4" Y 6", cédula 40 E, se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga "madrina", apoyándose un extremo en la viga "madrina" y el otro, en los "muertos" o varillas ahogadas de la losa de piso, acuñándolos debidamente con polines 6" x 6" o "quesos" de madera.

Cada puntal se colocará con una precarga de 5 Ton, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad del gato será mínima de 15 Ton y 30 cm de carrera.

Habiendo colocado los dos niveles de puntales, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano con su respectivo muñón, contra las viguetas hincadas.

Veinticuatro horas después de colada la losa de piso contra las viguetas hincadas se retirará el segundo nivel, y se continuará con la construcción del muro estructural perimetral y columnas, empleando como cimbra las viguetas hincadas.



La construcción de la losa-tapa del sótano 2 se realizará treinta y seis horas después de colar el muro perimetral y las columnas o después de quitar la cimbra, sin retirar el primer nivel de puntales.

El primer nivel de puntales y "madrinas", se podrá retirar setenta y dos horas después de colado el muro perimetral y las columnas del nivel sótano 1.

### **Rellenos**

El material que se empleará para rellenar el espacio entre el talud y el muro estructural, será arena limosa (tepetate), producto de banco, debiendo cumplir con las características siguientes:

Límite líquido	30% máximo ( <i>no plástico</i> )
Porcentaje de material que pasa a la malla No. 200	30% máximo
Partículas no mayores de	7.56 cm (3")

El relleno se colocará en capas de 20 cm de espesor, compactadas al 90% con respecto a la Norma AASHTO estándar T 99-74, variante "A" y energía específica de 6.02 kg-cm/cm<sup>3</sup>. Las últimas dos capas del relleno deberán compactarse al 95% con respecto a la misma prueba.



# INSTRUMENTACIÓN



Equipo topográfico



## 7.- INSTRUMENTACIÓN

### a) **Banco de nivel flotante**

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

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

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

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

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

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

### b) **Referencias superficiales**

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

Previo al inicio del bombeo y de la excavación, se tomarán lecturas de



---

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

**c) Mediciones de plomos**

Dadas las características del edificio de 4 niveles, se recomienda efectuar mediciones de plomos, para conocer las componentes de inclinación, tanto en la dirección sur-norte, como en el oriente-poniente.

Se deberá tomar una lectura antes de iniciar el bombeo y la excavación; posteriormente, se hará una lectura mensual, hasta la suspensión del bombeo.



---

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### ANTECEDENTES

Grupo HIR proyecta la construcción de un conjunto habitacional en un predio ubicado en la calle de Rosario Castellanos No. 561, Colonia Artes Gráficas, en la delegación Venustiano Carranza, Distrito Federal.

Actualmente el predio de interés se encuentra parcialmente ocupado por una estructura de tipo industrial de un nivel con doble altura, el piso esta constituido por una losa de concreto armado y en algunos casos sólo se presenta un firme, en la parte frontal se tienen andenes de descarga con un desnivel por debajo de la banqueta de la calle de Rosario. Como se tiene un desnivel en todo el interior variable entre 50 cm y 1.2 m en la mayor parte del predio se tienen materiales de relleno con espesores variable entre 0.90 y 2.20 metros, los cuales fueron colocados en su momento para sobreelevar el terreno y dejar una superficie horizontal.

Se efectuó un levantamiento del tipo de las estructuras colindantes con el predio de interés, con los resultados que se presentan en la figura 2. De acuerdo a lo anterior al Norte colinda con un taller mecánico, al Sur y poniente con estructuras de dos niveles y al oriente con la calle de Rosario Castellanos.

En el Anexo I se presenta un álbum fotográfico con diferentes aspectos de las condiciones actuales de las construcciones colindantes.

El sitio de interés de acuerdo a la zonificación geotécnica se localiza en la zona III denominada de Lago, donde se encuentran depósitos de tipo lacustre.

### MUESTREO Y EXPLORACION DEL SUBSUELO.

Con el propósito de determinar 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 en interior del sitio de interés tres sondeos profundos, dos de tipo mixto denominados SM-1 y SM-2 efectuados a 25 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 el tercer sondeo fue de tipo cono eléctrico denominado SCE-1 realizado a 30 m. de profundidad, mientras que para determinar las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés, además se excavaron dentro del predio diez pozos a cielo abierto a 2.0 m de profundidad media.

Los pozos excavados se indican en la figura 5, donde se presenta un croquis del terreno ubicándolos dentro del mismo.

El conocimiento de los depósitos superficiales del subsuelo se realizó mediante la excavación de diez pozos a cielo abierto a una profundidad media de 2.0 m denominados PCA-1 a PCA-10; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo cuyos perfiles se muestran en las figuras 6 a 15.

La exploración requerida para conocer las características de los depósitos profundos se realizó con tres sondeos profundos efectuado en el sitio de interés de los cuales dos fueron de tipo mixto a 25 m de profundidad combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar y uno más de tipo cono eléctrico realizado a 30 m de profundidad que no obtiene muestras únicamente determina la resistencia en campo de los materiales a diferentes profundidades.

La localización en planta de los sondeos profundos y de los pozos a cielo abierto se muestra en la figura 5.

En las figuras 16 y 17 se presentan los registros de campo del sondeo mixto efectuado, y en las figuras 18 y 19 las gráficas de los sondeos realizados con los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados, así como el perfil del sondeo.

Los registros del Cono Eléctrico se muestran en la figura 20, con los cuales se obtuvieron las resistencias de punta del subsuelo, estas se graficaron (ver figura 21), para posteriormente interpretar dicha gráfica y obtener la columna estratigráfica del sitio analizado determinando su resistencia. con respecto a la profundidad. En la figura 22 se muestra el perfil estratigráfico general del subsuelo.



## PRUEBAS DE LABORATORIO

En las figuras del Anexo II se presentan los registros de laboratorio de las pruebas realizadas en las muestras obtenidas.

## DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO

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

La secuencia estratigráfica general es la siguiente.

- Superficialmente se encuentran materiales de relleno constituidos por desechos de demolición, de tipo heterogéneo empacados en arcilla arenosa, su espesor varía entre 0.3 y 2.4 m.
- A continuación se detectó la formación conocida como manto superficial, con un espesor variable entre 5 y 6 m. Está constituida por arcillas y limos de los grupos CL y ML según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), con contenido de agua variable entre 50 y 150%, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 4 y 50 golpes, de consistencia entre media y dura. Con cohesión de  $8 \text{ ton/m}^2$  y ángulo de fricción interna de  $11^\circ$  determinados en prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada (TR-UU). El peso volumétrico natural es de  $1.45 \text{ ton/m}^3$ .
- Enseguida aparece la formación arcillosa superior con un espesor aproximado de 30m. Está constituida por arcilla bentonítica de diferentes coloraciones, con estratos intercalados de arena, vidrio volcánico y fósiles. El contenido de agua varía entre 150 y 450%, IRPE variable entre 4 y menos de un golpe, de consistencia entre media y muy blanda. Con límite líquido variable entre 200 y 460%, límite plástico entre 40 y 110%, del grupo CH según el SUCS. La cohesión oscila entre 2 y  $3.5 \text{ ton/m}^2$ . El peso volumétrico natural varía entre 1.12 y  $1.40 \text{ ton/m}^3$ .
- De información obtenida de un sondeo realizados en un sitio próximo al de interés se sabe que la primera capa dura se encuentra aproximadamente entre 36 y 39m de profundidad, está constituida por limoarcilloarenoso café verdoso, con contenido de agua variable entre 30 y 70%, el IRPE oscila entre 35 y 50 golpes, de compacidad alta. Con límite líquido de 75%, límite plástico de 40%, del grupo MH según el SUCS.



El nivel freático se encontró a 2.20 m de profundidad, con respecto al nivel actual del terreno y a 2.50 m con respecto al nivel de banqueteta en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tienen abatimientos en la presión del agua de 0.4 ton/m<sup>2</sup> a 14 m de profundidad y de 9.5 ton/m<sup>2</sup> a 35 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 24 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Del análisis de la figura anterior se concluye que los depósitos localizados entre la superficie y 5 m de profundidad, están preconsolidados por desecación y a partir de dicha profundidad, y hasta 20 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 2.0 y 3.5 ton/m<sup>2</sup>, y finalmente entre 21 y 35 m de profundidad varía entre 1 y 2 ton/m<sup>2</sup>.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de 4 kg/cm<sup>3</sup>.

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

## **ANÁLISIS DE CIMENTACION**

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de los edificios proyectados y las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia con espesor del orden de 30 m, los depósitos localizados entre la superficie y 5 m de profundidad están preconsolidados por desecación y a partir de dicha profundidad, y hasta 20 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 2.0 y 3.5 ton/m<sup>2</sup>, y finalmente entre 21 y 35 m de profundidad varía entre 1 y 2 ton/m<sup>2</sup>, se juzga que la cimentación de las estructuras podrá ser resuelta mediante un cajón de cimentación estanco, de concreto reforzado, que compense el peso del edificio constituido por muros de contención, contratrabes invertidas y losa de contacto plana, con área en planta ampliada respecto a la cubierta por el edificio como se muestran en las figuras 25 y 26, desplantado a 4.70 m de profundidad (ver figura 27) y respecto al nivel de banqueteta, suponiendo que el peralte de la losa de fondo del cajón de cimentación



sea de 0.20 m. De hecho el sótano y medio de estacionamiento constituirá el cajón de cimentación.

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción de los edificios sean lo más ligeros posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso de los edificios, considerando las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de 0.9 ton/m<sup>2</sup> por nivel, y el peso de la cimentación de 2.8 ton/m<sup>2</sup>.

En esas condiciones y para los tres edificios se tendrá un peso de 31873.93 ton que incluye el peso de la cimentación, correspondiente a un peso unitario en su área cubierta, de 9.19 ton/m<sup>2</sup>.

Considerando el área cubierta por el cajón, que es un área ampliada respecto a la cubierta por los edificios, el peso unitario se reduce a 6.79 ton/m<sup>2</sup>; y considerando que el cajón se desplantará a 4.70 m de profundidad, se tendrá una sobre compensación por excavación, de 0.15 ton/m<sup>2</sup>, por lo que el incremento de esfuerzos o presión neta, transmitido al subsuelo por la estructura será de -0.15 ton/m<sup>2</sup> que corresponde a una ligera sobre compensación, la cual como se verá más adelante dará lugar a expansiones admisibles de las estructuras proyectadas.

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

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

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 44,623.5 ton. Esta carga se afectó por un factor de carga de 1.4 y se consideró en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 35,061.32 ton. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico de 47,598.40 ton-m. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 31,873.93 ton. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en la determinación de



la profundidad de desplante del cajón y en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

Considerando que la profundidad de desplante del cajón de cimentación sea igual a la que corresponde a la losa de piso del sótano de estacionamiento, y suponiendo que esta tenga un peralte de 0.2m, se tendrá una profundidad de desplante del cajón de cimentación de -4.7m, respecto al nivel de banqueteta, en cuyas condiciones como antes fue establecido, se tendrá un incremento neto de esfuerzos transmitido al subsuelo de  $-0.15 \text{ ton/m}^2$ , que corresponde a una ligera, valor que es admisible transmitir al subsuelo para mantener las expansiones dentro de los valores que especifica como admisibles el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal que es máximo de  $1.5 \text{ ton/m}^2$ .

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de  $1.4 \text{ ton/m}^2$  y un peso volumétrico del suelo de  $1.5$  de 0 a 3 m y  $1.41 \text{ ton/m}^3$  de 3.5 a 4.7 m obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de  $12 \text{ ton/m}^2$ .

Por lo tanto las cimentaciones son estables en condiciones estáticas y dinámicas.

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará el cajón de cimentación en su primera etapa, se tendrán las expansiones al centro de 8.3 cm y en la esquina de 2.13 cm, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir las estructuras de interés, las cargas aplicadas por ellas 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.

Como la cimentación esta ligeramente sobrecompensada no habrá asentamientos sino únicamente expansiones las cuales podrán controlarse con un bombeo profundo.

En la figura 28 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

Debido a que no se satisface la desigualdad de la falla de fondo deberá excavarse por etapas todo el terreno para evitarla

La excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando taludes 0.8:1.0 (horizontal: vertical).



---

## **PROCESO CONSTRUCTIVO Y PROTECCION A COLINDANCIAS**

Antes de iniciar cualquier excavación se deberá colocar un sistema de bombeo profundo mediante electrólisis como se indica más adelante, que permita secar al subsuelo mediante corriente eléctrica dado que no hay una capa de arena lo suficiente capas para absorber agua suministrada.

La excavación se realizara como se indica en el capitulo 6 mediante un muro Berlín.

Se estableció que el tipo de cimentación más adecuado para los edificios proyectados será un cajón de concreto armado, desplantado a 4.7 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta con contratraves invertidas, y su área en planta será ampliada como se indica en la figura 25

El procedimiento constructivo para la cimentación recomendada se presenta en el capitulo 6 de este trabajo.

## **INSTRUMENTACION**

Para conocer el comportamiento de la estructura, se recomienda instalar 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 realizaran 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 y con las especificaciones establecidas en el capitulo 7.



---

# **ANEXO II**

# **PRUEBAS DE LABORATORIO**



OBRA: ROSARIO CASTELLANOS No. 561

SONDEO: **SM - 1**

FECHA: \_\_\_\_\_

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm <sup>2</sup>	
1	0.20 0.80	307	3.50	94.30	75.10	<b>26.82</b>		ARCILLA ARENOSA GRIS OSCURO CON FRAGMENTOS DE TABIQUE ROJO (MATERIAL DE RELLENO)
2	0.80 1.40	175	3.50	58.60	35.10	<b>74.37</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS OSCURO NEGRUSCO CON ESCASA ARENA FINA
3	1.40 2.00	204	3.50	67.60	41.80	<b>67.36</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA
4	2.00 2.35	247	3.50	70.60	53.60	<b>33.93</b>		LIMO ARENOSO FINO CAFÉ GRISACEO
5	2.60 3.20	197	3.50	72.20	44.30	<b>68.38</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA
6	3.20 3.80	176	3.50	64.10	34.20	<b>97.39</b>		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ CLARO CON POCA ARENA FINA
7 - 1	4.20 4.40	203	3.50	37.30	16.80	<b>154.14</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA
7 - 2	4.40 4.60	260	3.50	47.70	21.50	<b>145.56</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA
8	4.60 5.20	306	3.50	57.30	27.20	<b>127.00</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS VERDOSO CLARO CON ESCASA ARENA FINA
9	5.20 5.80	253	3.50	64.50	19.60	<b>278.88</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO
10	5.80 6.40	257	3.50	61.30	14.50	<b>425.45</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO
11	6.40 7.00	236	3.50	54.40	13.30	<b>419.39</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO
12 - 1	7.40 7.60	299	3.50	40.50	12.60	<b>306.59</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO
12 - 2	7.60 7.80	169	3.50	48.30	14.90	<b>292.98</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO



## CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: **ROSARIO CASTELLANOS No. 561**SONDEO: **SM - 1**

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm <sup>2</sup>	
13	7.80 8.40	218	3.50	47.60	13.90	<b>324.04</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
14	8.40 9.00	235	3.50	56.90	19.10	<b>242.31</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
15	9.00 9.60	214	3.50	38.80	12.30	<b>301.14</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
16	9.60 10.20	283	3.50	45.50	11.90	<b>400.00</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
17 - 1	10.47 10.64	271	3.50	53.00	14.50	<b>350.00</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
17 - 2	10.64 10.82	272	3.50	35.30	11.90	<b>278.57</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
17 - 3	10.82 11.00	305	3.60	41.70	13.80	<b>273.53</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
18	11.00 11.60	200	3.50	56.10	17.90	<b>265.28</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
19	11.60 12.20	284	3.50	45.00	13.60	<b>310.89</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
20	12.20 12.80	278	3.50	49.80	16.90	<b>245.52</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO
21	12.80 13.40	237	3.50	58.90	27.70	<b>128.93</b>		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
22	13.40 14.20	292	3.50	70.30	33.70	<b>121.19</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CON ESCASA ARENA FINA
23	14.20 14.80	263	3.50	55.90	23.30	<b>164.65</b>		ARCILLA POCO LIMOSA GRIS CON ESCASA ARENA FINA
24	14.80 15.40	293	3.50	45.80	12.70	<b>359.78</b>		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA

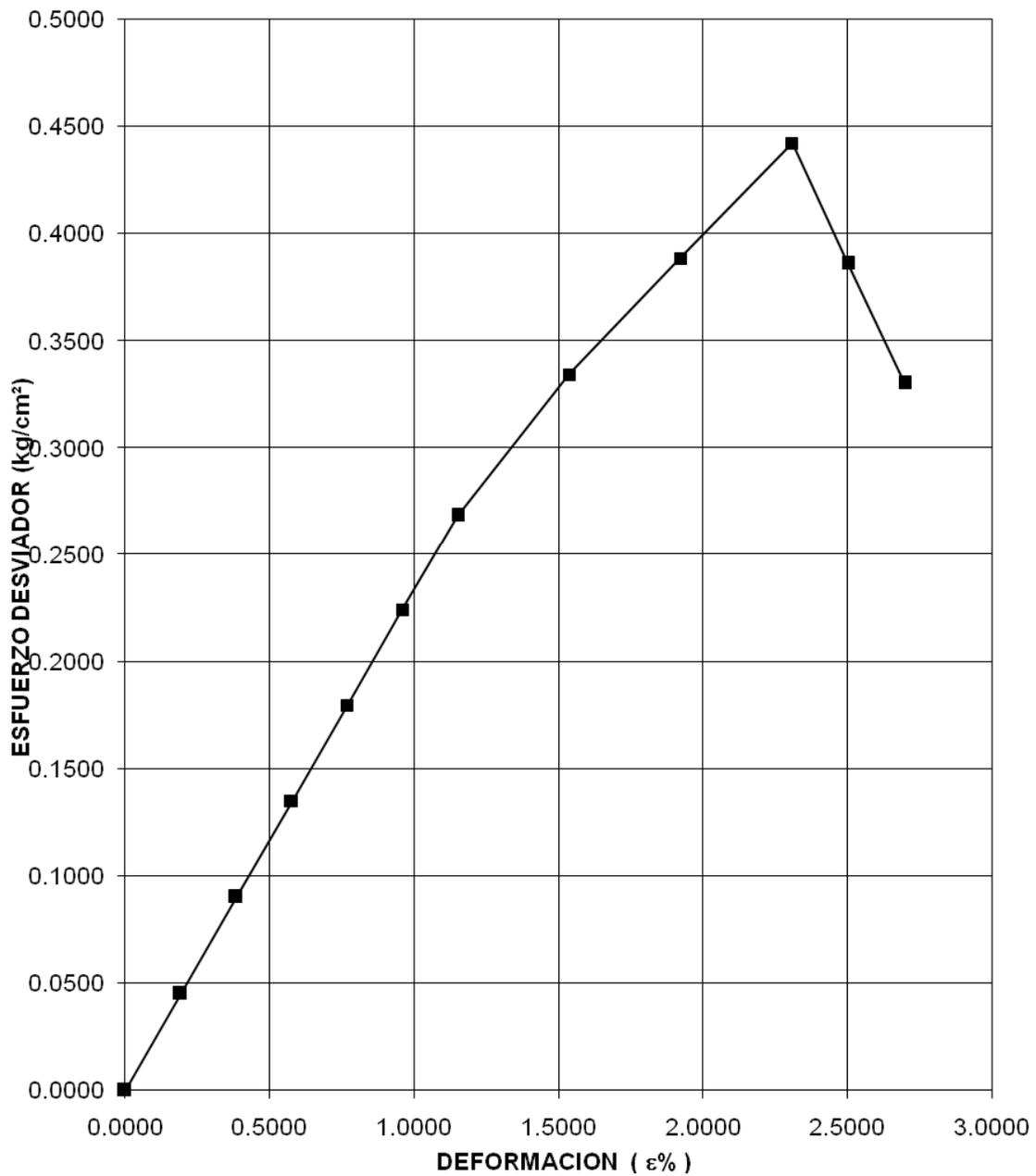


OBRA: **ROSARIO CASTELLANOS No. 561**  
SONDEO: **SM - 1**

Muestra	Profundidad	Tara	tara	Wh+t	Ws+t	w	TORC.	CLASIFICACION
Nº	m.	Nº	gr.	gr.	gr.	%	kg/cm <sup>2</sup>	
25	15.40 16.00	221	3.50	40.30	12.00	<b>332.94</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
26	16.00 16.60	297	3.50	60.30	15.60	<b>369.42</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
27 - 1	16.80 17.00	25	3.60	51.60	16.10	<b>284.00</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
27 - 2	17.00 17.20	30	3.50	36.40	11.90	<b>291.67</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
27 - 3	17.20 17.40	304	3.50	45.30	12.90	<b>344.68</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
28	17.40 18.00	223	3.50	59.90	15.80	<b>358.54</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
29	18.00 18.60	262	3.50	45.20	12.70	<b>353.26</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
30	19.20 19.80	291	3.50	42.40	12.80	<b>318.28</b>		ARCILLA CAFÉ VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA
31 - 1	20.24 20.42	165	3.50	90.00	38.70	<b>145.74</b>		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA (MATERIAL ALTERADO)
31 - 2	20.42 20.60	170	3.50	101.50	41.10	<b>160.64</b>		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA (MATERIAL ALTERADO)
32	20.60 21.20	184	3.50	55.40	15.20	<b>343.59</b>		ARCILLA GRIS OSCURO CON ESCASA ARENA FINA (MATERIAL ALTERADO)
33	21.20 21.80	229	3.50	70.10	23.50	<b>233.00</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO
34	21.80 22.40	290	3.50	59.20	19.00	<b>259.35</b>		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
35	22.40 23.00	242	3.50	82.70	39.60	<b>119.39</b>		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON VETA DE ARCILLA GRIS CLARO









## PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO

PROYECTO: ROSARIO CASTELLANOS No. 561

SONDEO: SM - 1

FECHA: 13/08/2006

MUESTRA: 12 - 2

CONSTANTE: 0.576

PROFUND.: 7.60 - 7.80

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

OPERADOR: JE

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.57	cm	Wo=	94.10	gr
dm=	3.58	cm	Wt=	2.40	gr
di=	3.58	cm	Wt+sh=	96.40	gr
d prom.=	3.58	cm	Wt+ss=	23.70	gr
h1=	8.21	cm	Ss=	2.24	
h2=	8.21	cm	W(%)=	341.31	
h prom.=	8.21	cm	pvhi=	1.140	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	10.057	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.139	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	82.565	cm <sup>3</sup>	pvs=	0.258	ton/m <sup>3</sup>
ei=	7.674		Gi=	99.63	(%)
ef=	7.683		Wi=	341.78	(%)
si=	99.65	(%)	Wf=	341.31	(%)
sf=	99.51	(%)			

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	10.0566	0.0000
10	0.60	0.3456	0.1667	10.0734	0.0343
20	1.20	0.6912	0.3334	10.0902	0.0685
30	1.80	1.0368	0.5001	10.1072	0.1026
40	2.40	1.3824	0.6668	10.1241	0.1365
50	3.00	1.7280	0.8335	10.1411	0.1704
60	3.50	2.0160	1.0002	10.1582	0.1985
80	5.00	2.8800	1.3336	10.1925	0.2826
100	6.50	3.7440	1.6670	10.2271	0.3661
120	8.00	4.6080	2.0004	10.2619	0.4490
130	7.00	4.0320	2.1671	10.2794	0.3922
140	6.00	3.4560	2.3338	10.2969	0.3356

0.4490

101



## PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: ROSARIO CASTELLANOS No. 561

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 12 - 2

PROFUND.: 7.60 - 7.80

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	3.63 cm	Wo=	94.70 gr		
dm=	3.58 cm	Wt=	2.50 gr		
di=	3.63 cm	Wt+sh=	97.00 gr		
d prom.=	<b>3.60</b> cm	Wt+ss=	24.10 gr		
h1=	8.21 cm	Ss=	2.24		
h2=	8.21 cm	W(%)=	<b>337.50</b>		
h prom.=	<b>8.21</b> cm	pvhi=	<b>1.135</b> ton/m3		
Ao=	<b>10.160</b> cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.133</b> ton/m3		
Vo=	<b>83.413</b> cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>0.260</b> ton/m3		
ei=	<b>7.632</b>	Gi=	<b>99.06</b> (%)		
ef=	<b>7.650</b>	Wi=	<b>338.43</b> (%)		
si=	<b>99.092</b> (%)	Wf=	<b>337.50</b> (%)		
sf=	<b>98.821</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	10.1599	0.0000
10	0.80	0.4608	0.1667	10.1769	0.0453
20	1.60	0.9216	0.3334	10.1939	0.0904
30	2.40	1.3824	0.5001	10.2110	0.1354
40	3.20	1.8432	0.6668	10.2281	0.1802
50	4.00	2.3040	0.8335	10.2453	0.2249
60	4.70	2.7072	1.0002	10.2626	0.2638
80	6.00	3.4560	1.3336	10.2972	0.3356
100	7.50	4.3200	1.6670	10.3322	0.4181
120	9.00	5.1840	2.0004	10.3673	0.5000
130	8.00	4.6080	2.1671	10.3850	0.4437
140	7.00	4.0320	2.3338	10.4027	0.3876

0.5000



### PRUEBA TRIAXIAL UU

PROYECTO: ROSARIO CASTELLANOS No. 561

SONDEO: SM - 1

MUESTRA: 12 - 2

PROFUND.: 7.60 - 7.80

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.65 cm	Wo=	94.50 gr
dm=	3.55 cm	Wt=	2.40 gr
di=	3.65 cm	Wt+sh=	96.80 gr
d prom.=	<b>3.58</b> cm	Wt+ss=	23.90 gr
h1=	8.21 cm	Ss=	2.24
h2=	8.21 cm	W(%)=	<b>339.07</b>
h prom.=	<b>8.21</b> cm	pvhi=	<b>1.141</b> ton/m3
Ao=	<b>10.085</b> cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.140</b> ton/m3
Vo=	<b>82.796</b> cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>0.260</b> ton/m3
ei=	<b>7.617</b>	Gi=	<b>99.71</b> (%)
ef=	<b>7.626</b>	Wi=	<b>339.53</b> (%)
si=	<b>99.730</b> (%)	Wf=	<b>339.07</b> (%)
sf=	<b>99.594</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	10.0847	0.0000
10	1.00	0.5760	0.1667	10.1016	0.0570
20	2.00	1.1520	0.3334	10.1185	0.1139
30	3.00	1.7280	0.5001	10.1354	0.1705
40	4.00	2.3040	0.6668	10.1524	0.2269
50	5.00	2.8800	0.8335	10.1695	0.2832
60	6.00	3.4560	1.0002	10.1866	0.3393
80	7.50	4.3200	1.3336	10.2210	0.4227
100	9.00	5.1840	1.6670	10.2557	0.5055
120	10.00	5.7600	2.0004	10.2906	0.5597
130	9.00	5.1840	2.1671	10.3081	0.5029
140	8.00	4.6080	2.3338	10.3257	0.4463

**0.1697**





PROCEDENCIA: ROSARIO CASTELLANOS No. 561

SONDEO Nº: SM - 1 MUESTRA: 12 - 2 PROF.: 7.60 - 7.80 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
32	54	11.70	4.23	2.20	367.98
24	49	12.60	4.40	2.20	372.73
18	38	12.00	4.25	2.20	378.05
12	94	12.40	4.30	2.20	385.71

LIMITE PLASTICO

	61	7.70	6.40	2.70	35.14
	62	8.00	6.70	2.80	33.33

CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
372.20	34.23	337.97	CH

