



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA EL  
CONJUNTO RESIDENCIAL "VELÁSQUEZ DE  
LEÓN" UBICADO EN LA COLONIA  
SAN RAFAEL DEL D.F.

T E S I S

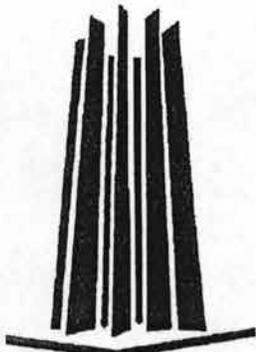
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

MIRIAM YOLANDA ZUÑIGA ALDANA

ASESOR: ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



MÉXICO

2004



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

## AGRADECIMIENTOS

### A DIOS:

*Por haberme dado la oportunidad de vivir,  
por todo lo que me has brindado,  
por no abandonarme nunca y  
por que gracias a ti he podido llegar hasta aquí.*

### A MIS PADRES:

*José A. Zúñiga González*

*y*

*Yolanda Aldana García.*

*Por haberme guiado por el buen camino, por darme tantos y tantos consejos que me han llevado a salir adelante, por haber confiado en mi y por todo su cariño, amor y comprensión que me han brindado en todo momento, por que todo lo que hasta ahora soy es y será gracias a su empeño, dedicación, sacrificios y esfuerzos realizados.*

*Les dedico mi vida..... con amor y admiración, gracias por todo lo que me han dado y enseñado.*

### A MIS HERMANOS:

*Raquel Marcela y José Francisco.*

*Por estar conmigo todos estos años, por que hemos reído, llorado, disfrutado y compartido los buenos y malos momentos.*

*Por siempre estar unidos.*

**AL ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA:**

*Le agradezco infinitamente su apoyo en la realización de este trabajo de tesis, por brindarme su amistad, por haber confiado en mi y por enseñarme una manera más real de ver la vida profesional.*

*Con gran admiración, cariño, respeto y por ser mi modelo a seguir.....  
\*\*\* Siempre Gracias \*\*\*.*

**AL ING. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZALEZ.**

*Le agradezco mucho su apoyo, paciencia y amparo que me ha brindado durante todos estos años. También le rindo una inmensa gratitud por la confianza que ha depositado en mi asegurando no defraudarlo.*

*Le doy gracias a Dios por haberlo puesto en mi camino.*

**A MIS PROFESORES:**

*A todos y cada uno de ellos, por que han compartido sus conocimientos y experiencias, por realizar una gran labor y enseñarnos lecciones de vida.*

*Gracias.*

**A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS:**

*A ellos que de una u otra manera me apoyaron para alcanzar este logro profesional. Por los momentos que compartidos en este tiempo, y por que nuestra amistad perdure.*

**A todos Gracias**

**MIRIAM YOLANDA ZÚÑIGA ALDANA.**

**\* ESTUDIO DE  
MECANICA DE  
SUELOS PARA EL  
CONJUNTO  
RESIDENCIAL  
VELÁSQUEZ DE  
LEON´ UBICADO EN  
LA COLONIA SAN  
RAFAEL DEL D.F. \***

# **CONTENIDO**

**INTRODUCCION**

**I GENERALIDADES**

**II RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO**

**III ENSAYES DE LABORATORIO**

**IV DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA**

**V ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN Y ANALISIS**

**VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION**

**VII INSTRUMENTACION**

**VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

# INDICE

## INTRODUCCION

## I GENERALIDADES

## II RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO

- II.1 *Antecedentes*
- II.2 *Pozos a cielo abierto*
- II.3 *Sondeos con equipo mecánico*

## III ENSAYES DE LABORATORIO

- III.1 *Muestras alteradas*
- III.2 *Muestras inalteradas*

## IV DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA

- IV.1 *Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés*

## V ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN Y ANALISIS

- V.1 *Acciones*
- V.2 *Determinación de la profundidad del desplante*
- V.3 *Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas*
- V.4 *Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas*
- V.5 *Estado Limite de Servicio*
- V.6 *Empujes sobre muros perimetrales*
- V.7 *Falla de Fondo*
- V.8 *Estabilidad de Taludes*

## VI PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION

## VII INSTRUMENTACION

## VIII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## ANEXO I REPORTE FOTOGRAFICO

## ANEXO II PRUEBAS DE LABORATORIO

## ANEXO III CARGAS

# **INTRODUCCION**

## INTRODUCCION

La llamada "Mecánica de Suelos" es un fruto característico de la ingeniería de nuestro tiempo; fue a principios de el siglo pasado, en 1913, en los estados Unidos y en Suecia, donde se intentó por primera vez, realizar estudios en el manejo de los suelos. Poco después, un hombre de real intelecto, hizo investigaciones en un laboratorio, con el auxilio de sus cajas de puros, en una Universidad en el cercano oriente; y allí nació verdaderamente la Mecánica de suelos. este hombre es el profesor Karl Terzaghi; quien definió la *Mecánica de Suelos*, como *"la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no contenido de materia orgánica"*.

Es así, que la Mecánica de Suelos, también llamada hoy en día "Geotecnia", es una disciplina de la Ingeniería que tiene por objeto el estudio de una serie de métodos que conducen, directa o indirectamente, al conocimiento del suelo en los diferentes terrenos sobre los cuales se van a erigir estructuras de índole variable. Siendo el suelo el más viejo material de construcción y además, el más complejo.

Es por ello, que en el trabajo práctico, el ingeniero civil ha de enfrentarse con muy diversos e importantes problemas planteados por el terreno. El terreno le sirve de cimentación para soportar estructuras y terraplenes; si emplea el suelo como material de construcción; debe proyectar estructuras para la retención o sostenimiento del terreno en excavaciones y cavidades subterráneas, de manera que el suelo interviene en gran numero de problemas particulares.

Por lo que el tratar de iniciar cualquier construcción sin llevar a cabo, primero, un estudio del suelo, es quizá uno de los mayores riesgos que pueden correrse en el campo de la Ingeniería. Es imposible proyectar una cimentación adecuada para una estructura sin conocer el carácter del suelo que se encuentra bajo ella, ya que, en definitiva, es dicho suelo el que soportará la carga.

Hoy se sabe perfectamente bien que en los estudios de suelos se pueden considerar diferentes aspectos científicos, debiendo dichos estudios ser concurrentes y estar relacionados entre sí, sin olvidar que los caprichos de la Naturaleza han dado origen a un gran variedad de condiciones diferentes de suelos, y por lo tanto son innumerables las limitaciones matemáticas en la resolución de los problemas de la ingeniería de suelos.

Por lo anterior, se plantea que para realizar el estudio geotécnico de un sitio, es indispensable partir del conocimiento detallado de su estratigrafía, para relacionar la obtención de las muestras alteradas e inalteradas, después para la programación de pruebas de laboratorio, definición de criterios de análisis de estabilidad y comportamiento, y finalmente para la selección del procedimiento constructivo.

Para tal efecto, todas las obras de ingeniería que se apoyan en la superficie terrestre, sean terracerías, presas, edificios, puentes, etc., consisten de dos partes: la superior o superestructura y la inferior o cimentación.

La cimentación es entonces, el elemento de conexión que permite un apoyo adecuado de la superestructura al suelo o roca subyacente.

La Ingeniería de Cimentaciones permite aplicar los principios de la Mecánica de suelos y el juicio ingenieril, para resolver los problemas que plantea el proporcionar un apoyo adecuado a la superestructura.

Así mismo se predice la respuesta del subsuelo de un camino y de las condiciones geométricas y de la carga. También le conciernen problemas de retención de masas de suelo mediante algún tipo de elemento estructural, como muros de retención o ademes.

Corresponde al ingeniero de cimentaciones definir el tipo de cimentación más adecuado en cada caso, debiendo tomar en cuenta todos los aspectos que involucren el buen funcionamiento, la economía y la seguridad que necesiten este tipo de proyectos.

El presente trabajo consiste, en la realización de un Estudio de Mecánica de Suelos para el Conjunto Residencial Velásquez de León ubicado en la colonia San Rafael del D. F.

Con la finalidad de determinar el tipo de cimentación y los métodos de trabajo más adecuados para su construcción. Proporcionando los lineamientos geotécnicos que se deben seguir para realizar este tipo de proyectos, examinando las condiciones particulares del subsuelo y analizando las posibles alternativas de cimentación.

Los factores que se han tomado en cuenta y que se consideran determinantes de la solución propuesta son los siguientes:

- a) Estabilidad y asentamientos mínimos de los edificios.

- b) Protección de las construcciones adyacentes, y
- c) Economía.

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

*Capítulo I. GENERALIDADES*, se realiza una descripción del terreno, su ubicación y se definen las colindancias; además se presenta una reseña geológica con información general de la zona III o zona del lago, y los diferentes tipos de cimentación actualmente utilizados.

*Capítulo II. RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO*, se define el tipo de exploración y muestreo que se practicó y se hace una descripción de los instrumentos utilizados en estos trabajos.

*Capítulo III. ENSAYES DE LABORATORIO*, presenta la descripción de los análisis de campo y laboratorio realizadas para determinar el tipo de suelo en el que se va a desplantar la cimentación del residencial, tales como: contenido de agua, límites de consistencia, densidad de sólidos, ensayos de compresión simple y triaxial, pruebas de consolidación unidimensional y granulometría.

*Capítulo IV. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA*, se define la zona geotécnica en que se localiza el predio y se describe la secuencia estratigráfica del subsuelo de acuerdo a los sondeos realizados.

*Capítulo V. ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN Y ANÁLISIS*, se define el tipo de cimentación más adecuado de acuerdo a los resultados obtenidos en las pruebas de campo y laboratorio, además se establecen los criterios considerados para su

diseño; se realizan los cálculos correspondientes para determinar la capacidad de carga, revisión de los estados límite de falla (bajo condiciones estáticas y dinámicas) y límite de servicio, también se calculan los empujes sobre muros perimetrales, así como la estabilidad de los taludes.

*Capítulo VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN*, se hace una descripción del proceso constructivo que se debe seguir para la correcta realización de la excavación y las medidas de precaución necesarias que se deben tener en esta, para garantizar la seguridad durante esta etapa.

*Capítulo VII. INSTRUMENTACIÓN*, se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación que alojará a los sótanos y a la cimentación del proyecto.

*Capítulo VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES*, se hace una reseña de los resultados obtenidos y las recomendaciones que se hacen en cuanto al tipo de cimentación propuesta.

*Anexo I. REPORTE FOTOGRAFICO*, se muestran las fotografías de las actividades más importantes realizadas hasta el momento.

*Anexo II. PRUEBAS DE LABORATORIO*, se presentan los resultados de las pruebas realizadas en el capítulo III.

*Anexo III. CARGAS*, se muestra la distribución y cálculo de las cargas.

Finalmente, se indican las referencias que cuadyuvarán para la realización de este trabajo.

# **CAPITULO I**

## **GENERALIDADES**

## I.1 Reseña Geológica

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México permitieron a los doctores Ingenieros Raúl Marsal y Marcos Mazari, zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, "*zona de lomas, zona de lago y zona de transición*", esto atendiendo a un punto de vista estratigráfico.

Esta reseña geológica presenta información general exclusivamente de la Zona III o Zona de Lago debido a que el predio en estudio se encuentra ubicado dentro de dicha zona, posteriormente se presenta una descripción particular sobre el terreno de estudio en esta zona.

### Zona de Lago.

Se denomina zona de lago por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo lago de Texcoco. Un corte estratigráfico típico en esta zona exhibe los siguientes estratos:

- 1) Depósitos areno – arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales de hasta 10.0 m de espesor.
- 2) Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o bien en lentes formados por transportación eólica o aluvio lacustrico.

- 3) La primera capa dura, de unos 3.0 , de espesor, constituida por materiales arcillo – arenosos o limo – arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33.0 m.
  
- 4) Arcillas de origen volcánico con alta compresibilidad a intercalaciones y lentes de arena, con una estructuración más cerrada que en el inciso anterior, además su espesor oscila entre 4 y 14 metros.

En algunos lugares a partir de los 65 m, se ha encontrado un tercer manto arcillosos compresible.

Es claro que en la zona urbanizada pueden encontrarse variaciones importantes respecto a la anterior secuencia estratigráfica. Una causa importante de el diferente comportamiento mecánico en los suelos radica en los antiguos monumentos Aztecas o coloniales, hoy desaparecidos, pero que han inducido fuerte preconsolidación en zonas determinadas; hay lugares que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 m de espesor, por ejemplo Palacio Nacional; otra causa de diferencias es el bombeo heterogéneo en intensidad para los distintos puntos de la Ciudad.

Con base en estos criterios, la Zona de Lago ha sido subdividida por Marsal y Mazari en dos. La primera abarca la ciudad antigua y en ella son frecuentes diferencias por preconsolidación; la segunda, cubriendo aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas hoy existentes y que, por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas.

La alta compresibilidad y baja resistencia al corte de los estratos arcillosos que se localizan en la Zona de Lago, conjugadas con el fenómeno del hundimiento

regional, son causa de cimentaciones costosas y en ocasiones, de comportamiento poco satisfactorio de las mismas.

En ciertos conjuntos habitacionales con unidades pequeñas de tipo interés social, localizadas en la zona de alta compresibilidad, la construcción en serie ha permitido utilizar losas de cimentación en vez de zapatas, con una reducción considerable de los hundimientos diferenciales.

En edificios habitacionales o de oficinas hasta ocho pisos, con claros usuales, la capacidad de carga y la compresibilidad del subsuelo en la Zona de Lago hacen conveniente el empleo de las losas de cimentación. Generalmente se recurre en esos casos a cajones de cimentación para compensar el peso de los edificios.

Para edificios de mayor altura, el empleo de cimientos que transmiten la carga al subsuelo por contacto es generalmente prohibido, por razones económicas y de estabilidad de la propia construcción y de las adyacentes. En esos casos se emplean cimentaciones piloteadas.

#### **- Tipos de cimentación.**

Los diferentes tipos de cimentación actualmente utilizados, se dividen en tres grupos: cimentaciones superficiales, cimentaciones compensadas y cimentaciones profundas.

Cada tipo de cimentación es adecuado para condiciones particulares del subsuelo en relación con el proyecto que se analice. A continuación se describen los usos de cada tipo de cimentación indicándose algunas de sus peculiaridades.

### *Cimentación Superficial*

El término de cimentación superficial. Hace referencia a una estructura que descansa sobre el terreno situado inmediatamente debajo de la misma, cuando la profundidad de desplante del cimiento no es mayor de dos veces el ancho del cimiento, se dice en la ingeniería práctica que se trata de una cimentación *somera, superficial o poco profunda*.

Los tipos de cimentaciones superficiales más frecuentes son las *zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación*.

#### *a) Zapata Aislada*

Se consideran como zapatas aisladas a los apoyos rígidos, generalmente cuadrados o rectangulares de concreto o de mampostería, cuya longitud no excede de 1.5 veces el ancho; por lo general cada zapata soporta la carga transmitida por una columna.

Este tipo de cimentación se utiliza en suelos compactos de baja compresibilidad y para estructuras donde los hundimientos diferenciales entre columnas, pueden ser soportados por la flexibilidad de la superestructura sin daño para la construcción. O bien, cuando esos hundimientos diferenciales son de un valor tan bajo que sus efectos en los elementos estructurales son absorbidos mediante uniones apropiadas entre ellos.

*b) Zapata Corrida o en Faja*

Es un elemento continuo que soporta ya sea a un muro de carga o bien a tres o más columnas colocadas en línea recta. Este tipo de cimentación se emplea para dar continuidad estructural y para lograr economía en la construcción. El material más común para la fabricación de este tipo de cimentación es el concreto simple o concreto armado, aunque también es muy común fabricarlos con piedra braza.

Por lo que su uso es recomendable en suelos de compresibilidad baja o media, y para estructuras donde se requiere controlar, dentro de ciertos límites, la magnitud de los hundimientos diferenciales entre columnas. Siendo estos elementos neutralizados por la rigidez de la viga de cimentación o contratrabe.

*c) Losas o Placas de Cimentación*

Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas las áreas requeridas para apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegando al empleo de losas de cimentación.

Este tipo de cimentación proporciona la máxima área de cimentación para un espacio determinado y la mínima presión en la cimentación y por lo tanto la máxima seguridad contra la falla del suelo.

Por lo que este tipo de cimentación se utiliza generalmente sobre suelos de compresibilidad media, a menos que puedan permitirse grandes hundimientos totales en determinada obra, en cuyo caso pueden construirse aún sobre suelos de alta compresibilidad.

Los hundimientos totales y diferenciales son controlados por la rigidez de la losa; cuanto menor es, la cimentación resulta más económica. Y si los estratos compresibles son de espesores muy pequeños y están situados a una baja profundidad este tipo de cimentación reduce al mínimo los hundimientos; sin embargo, si estos estratos se encuentran a una profundidad considerable los hundimientos que se presentan serán mayores y tal vez rebasen los permisibles.

### *Cimentación compensada*

El principio en que se basan estas cimentaciones consiste en desplantar a una profundidad tal que el peso del suelo excavado sea casi equivalente a la de la estructura, de tal manera que la presión de contacto que transmita la cimentación sea nula o baja.

Los tipos de cimentación compensadas generalmente son cajones de concreto rígido, formado por una losa y muros perimetrales, desplantados a cierta profundidad.

La utilización de este tipo de cimentación ha sido utilizada para evitar asentamientos en suelos de compresibilidad media, alta o muy alta, puesto que teóricamente los asentamientos no se deben dar, y que el terreno no recibe una sobre carga en el caso de un cajón totalmente compensado, sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, resultado de la excavación, tiene lugar expansiones en el fondo de esta.

Cuando el nivel de aguas freáticas se encuentra a una profundidad menor que la de desplante del cajón es necesario garantizar la *estanquidad* de este, para aprovechar el efecto de flotación en el diseño.

Este tipo de cimentación permite contrarrestar o compensar, una parte o toda la carga impuesta por la estructura, por los dos efectos siguientes:

- Sustitución del peso sumergido de los sólidos.
- El efecto de flotación por el peso del líquido desplazado.

Por esta razón se denomina "*cimentación compensada*" y si la compensación es menor, igual o mayor que la carga total de la estructura, puede denominarse respectivamente *parcialmente compensada*, *totalmente compensada* o *sobre compensada*. En este último caso, los movimientos verticales de la estructura serán ascendentes, es lo que se denomina *emergimiento*.

Por lo que la compensación se puede dar teóricamente como:

- peso de la excavación < peso de la estructura → compensación parcial
- peso de la excavación = peso de la estructura → compensación total.
- peso de la excavación > peso de la estructura → sobre compensación.

En el caso de una cimentación parcialmente compensada, el incremento medio de presión en el área de desplante es positivo, pero menor que la presión de contacto cimentación – suelo. en una cimentación totalmente compensada, el incremento medio de presión sobre la superficie de desplante es nulo y en una cimentación sobre compensada, se tiene un decremento de presión con respecto a la que estaba sometido el suelo originalmente.

Por otro lado el diseño de cimentaciones totalmente compensadas y sobre compensadas plantea una solución a las necesidades de espacio subterráneo útil, como es el caso de la habilitación de sótanos para estacionamientos en edificios.

El diseño de la losa ha de constituir el piso del cajón de cimentación, que debe hacerse considerando una distribución uniforme de las cargas transmitidas por la estructura sobre el área de cimentación. En cuanto al diseño de los muros exteriores del cajón, deberá considerarse el movimiento de las paredes hacia la excavación, es decir, el empuje lateral del suelo.

### *Cimentaciones Profundas*

En los casos de estructuras pesadas que deben construirse sobre suelos compresibles, de tal manera que por medio de un cajón de cimentación razonablemente económico sea insuficiente para controlar los asentamientos totales, deberá recurrirse a *cimentaciones profundas*.

Cuando los estratos superiores no tienen la capacidad de carga suficiente para el desplante de una estructura se requiere disponer de la resistencia de estratos a mayor profundidad por medio de elementos estructurales como pueden ser *pilotes, pilas o cilindros*.

Los elementos que constituyen los diferentes tipos de cimentación profunda se clasifican generalmente por su dimensión transversal:

Los elementos muy esbeltos con dimensiones transversales entre 0.20 y 0.5 m se denominan *pilotes*. Un pilote es un elemento columnar estructural cuya función es

transmitir las cargas de la estructura al subsuelo según las condiciones dadas en un estudio previo de mecánica de suelos.

La sección transversal del pilote puede ser circular, hexagonal, cuadrada, triangular, en I o en H. El material con el que se fabrican usualmente es concreto simple o armado, aunque también hay de madera y acero; el uso de los pilotes de madera se ha desechado casi totalmente en la actualidad por su baja capacidad de carga. Por su forma de trabajo los pilotes se clasifican como de fricción, de punta y mixtos.

Los *pilotes de fricción* desarrollan su resistencia por la fricción lateral que se genera contra el suelo que los rodea. Se utilizan en el caso de que no se encuentre un estrato resistente a una profundidad, económica y prácticamente alcanzable; o bien cuando el estrato compresible en el que se apoya la estructura se encuentra sujeto a hundimientos regionales de consideración.

Los *pilotes de punta* desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente. Son elementos estructurales cuya punta esta debidamente rigidizada con el fin de lograr penetración y apoyo en la capa resistente a la cual transmitirá las cargas de la superestructura. Se aplica en suelos en los cuales los asentamientos diferenciales provocados son despreciables.

En los *pilotes mixtos* se combinan las dos formas de trabajo anterior, por lo que existe una parte de longitud de pilote con perforación y la punta apoyada en un estrato resistente.

Los elementos cuyo ancho sobrepasa 0.5 m, pero sin excederse de 3.0 m suelen llamarse *pilas*. Debido a sus dimensiones prohíben su hincada golpes por lo que

se preexcava a mano o con maquinaria especial, son utilizadas para transmitir grandes cargas al terreno y principalmente en terrenos de baja compresibilidad y a grandes profundidades, por lo que se utiliza para elementos apoyados en estratos resistentes. Generalmente son de concreto colado en el lugar y por su mismo uso de diámetro apreciable, además trabajan por punta.

Para dimensiones transversales del orden de 3m o mayores los elementos de cimentación se construyen huecos para economizar material y disminuir su peso propio, con un tapón en su punta. A estos elementos se les denomina cilindros de cimentación por ser esa su forma usual, y siempre se construyen de concreto hincándolos en tramos prefabricados. Son utilizados generalmente sobre suelos que presentan pequeños asentamientos y soportan grandes cargas.

#### **- Descripción de la estructura por construir.**

Se proyecta la construcción de un Conjunto Habitacional denominado Residencial Velásquez de León, en un predio que tiene un área aproximada de 1,780 m<sup>2</sup>, ubicado en la calle de Joaquín Velásquez de León No. 111, de la colonia San Rafael, México, D. F., en donde se desea construir un edificio para departamentos, constituido por un sótano y un semisótano que serán destinados para estacionamiento y seis plantas tipo que alojarán a los departamentos. La localización del sitio de interés se muestra en la figura 1 del anexo de figuras que se encuentra en la parte final de este trabajo.

De acuerdo al proyecto arquitectónico el edificio tendrá un sótano con área de 1531 m<sup>2</sup>, un semisótano con área de 1,157 m<sup>2</sup> aprox. y seis niveles tipo para

departamentos donde el área por piso será de 1,157 m<sup>2</sup>, como se muestran en las figuras 2 a 4.

Actualmente el predio de interés se encuentra desocupado y anteriormente se tenían estructuras de un nivel correspondiente a una vecindad. El predio tiene un área de 1780 m<sup>2</sup>. Se efectuó un levantamiento del tipo de las estructuras colindantes con el predio de interés; encontrándose colindando al sur con estructuras de dos niveles, las cuales tienen una cimentación a base de zapatas desplantadas a 0.3 m de profundidad, y no tienen castillos; al oriente colinda con la calle de Joaquín Velásquez de León; al poniente se tienen estructuras de dos niveles con cimentación de mampostería desplantada a 30 cm; finalmente al norte se tienen estructuras de dos, tres y hasta cuatro niveles entre el fondo del predio y la vía pública, en forma alternada en esta colindancia se tienen bardas de patios como se observa en el reporte fotográfico del Anexo I, las estructuras se encuentran desplantadas en forma superficial mediante zapatas de mampostería y semejante a las colindantes en el lado sur pero a 60 cm. En el anexo fotográfico se observa en detalle lo antes descrito.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio, constituido por seis plantas tipo para departamentos y un sótano y medio que serán ocupados para estacionamiento de automóviles donde cota de piso terminado del sótano inferior de -4.0 m con respecto al nivel de banquetta (cota 0.00), como se observa en los cortes esquemáticos de las figuras 5 a 7, en ellos la estructuración se efectuará mediante columnas, muros, trabes y losas de concreto armado, en los niveles superiores será mediante muros de carga, trabes y losas de concreto armado. En la figura 4 se presenta una planta con la distribución de columnas y muros en el sótano, en la figura 2 se presenta la estructuración de las plantas tipo en donde se observa que se tendrá una junta constructiva a la mitad de su longitud, y en las figuras 5 a 7 se muestran los

cortes verticales esquemáticos del proyecto considerado, donde se observa que el nivel de piso terminado del sótano 2 se encuentra a 4.0 m por debajo de la cota cero que corresponde al nivel de banqueteta de la calle Velásquez de León.

El sitio de interés se localiza en la zona 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 que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño tales como la capacidad de carga y 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 con respecto al nivel de banqueteta que es la profundidad a la que se estimó se encontraba la primera capa dura, realizando la revisión de la cimentación propuesta con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones del D. F. Asimismo se establece el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación, considerando las colindancias existentes para garantizar la estabilidad de las mismas así como de la propia excavación, consignando las recomendaciones que se juzgan necesarias implementar.

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 5 m preconsolidada por desecación y a partir de esta profundidad y hasta 28 m de profundidad media se tienen depósitos arcillosos, con porcentajes importantes de agua del orden de 250% que trae como consecuencia que estos materiales sean de baja resistencia y alta deformabilidad, por lo que fue necesario realizar

sondeos profundos con los que se elaboró un perfil estratigráfico que permita visualizar las características físicas y mecánicas del subsuelo en el sitio de interés, y evaluar las condiciones de preconsolidación de los depósitos arcillosos en el sitio de interés, ya que en un suelo normalmente consolidado serán mayores los asentamientos que en un suelo preconsolidado, lo anterior será evaluado mediante las pruebas de consolidación realizadas a las muestras inalteradas obtenidas de los sondeos profundos mediante el muestreador tipo shelby, y de acuerdo a los resultados obtenidos en el sondeo de cono eléctrico permitirá dictaminar si el desplante de la cimentación propuesto es el más adecuado que garantice la estabilidad de la cimentación, de igual forma mediante el sondeo de cono se podrá conocer el espesor y la profundidad a la que se encuentran los estratos o lentes de arena que tienen el subsuelo en el sitio de interés y que podrían dificultar el proceso de excavación requerido y que más adelante se describe.

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir y definir un corte estratigráfico general del subsuelo será necesario realizar dos sondeos profundos en el sitio de interés; los sondeos serán uno de tipo mixto a 28 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 otro de cono eléctrico a 30 m de profundidad para conocer la resistencia en el lugar, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales en el predio de interés se excavarán dentro del predio cuatro pozos a cielo abierto a 2.5 m de profundidad.

A fin de establecer la factibilidad de construcción de las estructuras y recomendar el tipo de cimentación y el proceso constructivo mas apropiado para éstas, se realizará 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 emiten las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más conveniente. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico de los trabajos realizados.

## **CAPITULO II**

# **RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO**

## II.1 Antecedentes

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizaron cuatro pozos a cielo abierto y se efectuaron dos sondeos profundos en el predio de interés.

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

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

- 1.- Exploración Directa
- 2.- Exploración Indirecta

En la *Exploración Directa* se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas de las cuales se llevarán al laboratorio para su ensaye, mientras que en la *Exploración Indirecta* se obtienen las propiedades físicas del suelo a través de la propagación de ondas sísmicas, conducción de corriente eléctrica, propagación de 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 cimentará, 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 de naturaleza compleja o heterogénea, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.

## **II.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 no se detecto hasta máxima profundidad explorada, ahora bien si las condiciones de los taludes de la excavación lo permiten se profundiza hasta 2 ó 2.5 m, de lo contrario se ampliará la excavación si se considera conveniente.

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

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 8 donde se presenta un croquis del terreno ubicándolos dentro del mismo.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se mencionó, se realizó mediante la excavación de cuatro pozos a cielo abierto a

profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m denominados PCA-1 A PCA-4; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo y se hizo el levantamiento de las cimentaciones de las estructuras existentes, las cuales fueron descubiertas al abrir una de las paredes de los pozos excavados, cuyos perfiles se muestran en las figuras 9 a 12.

### **II.3 Sondeos con equipo mecánico**

El predio de interés se localiza en la parte oriente de la Ciudad de México, dentro de la denominada zona de Lago, caracterizada entre la superficie y 30 m de profundidad por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia.

Como complemento al Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con cuatro pozos a cielo abierto, es conveniente tomar en cuenta sondeos más profundos realizados en el sitio de interés. Como se menciono anteriormente, los pozos a cielo abierto permiten la inspección directa del suelo en estudio, pero esta misma no se puede llevar a más profundidad por los problemas de control de taludes y filtración del agua freática, por lo que en este caso se requirió realizar dos sondeos profundos de los cuales, uno es de tipo cono eléctrico denominado SCE-1 y otro sondeo de tipo mixto y selectivo denominado SM-1 realizados en el sitio de Interés, y completar la estratigrafía del subsuelo obteniendo datos más confiables, que serán de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga. Los sondeos profundos efectuados se realizaron a 30 y 28 m de profundidad respectivamente con la descripción que se presenta más adelante.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se realizaron dos sondeos profundos de los cuales uno fue de cono eléctrico a 30 m de profundidad, denominado SCE-1 y otro sondeo de tipo mixto y selectivo denominado SM-1.

El sondeo de cono eléctrico de 2 ton. de capacidad consiste en hacer penetrar al subsuelo un instrumento con sensores (strain gages) que permite medir la resistencia de los materiales en el lugar y se realiza mediante el hincado de un cono de 2000 kg. de capacidad a presión, tomando las lecturas registradas en una consola cada 10 cm de penetración del cono, que permitirá conocer las características de resistencia y preconsolidación de los depósitos profundos.

### ***II.3.1.-Método de penetración estándar***

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

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

Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios

para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.

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

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

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

**TABLA N° 1**

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

TABLA N° 2

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

### II.3.2.- Muestreo con tubo de pared delgada.

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

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

Los muestreadores más comunes son:

- 1.- Muestreador tipo Shelby.
- 2.- Muestreador de Pistón.

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

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se realizó un sondeo realizado cerca al sitio de interés y de tipo mixto a 28 m de profundidad, denominado SM-1.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

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.

El sondeo de cono eléctrico de 2 ton de capacidad consiste en hacer penetrar al subsuelo un instrumento con sensores (strain gages) que permite medir la resistencia de los materiales en el lugar y consiste en hincar el dispositivo de cono de 2000 kg. de capacidad a presión, tomando las lecturas registradas en una consola por cada 10 cm de penetración del cono, que permitirá conocer las características de resistencia y preconsolidación de los depósitos profundos.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se menciona se realizó mediante la excavación de cuatro pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m denominados PCA-1 A PCA-4; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo y se hizo el levantamiento de las cimentaciones de las estructuras existentes, las cuales fueron descubiertas al abrir una de las paredes de los pozos excavados, cuyos perfiles se muestran en las figuras 9 a 12. La localización en planta de los pozos a cielo abierto se muestra en la figura 8.

En las figuras 13 y 14 se presentan los registros de campo del sondeo de cono eléctrico realizado. En la figura 15 se presenta en forma gráfica el perfil estratigráfico. En las figuras 16 y 17 se presentan los registros de campo del sondeo mixto efectuado y en la figura 18 se presenta el perfil estratigráfico y los

resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras del sondeo de tipo mixto realizado en el sitio de interés, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados. En la figura 19 se muestra el perfil estratigráfico general.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 9 a 12.

La localización en planta de los sondeos de cono y mixto realizados, y de los pozos a cielo abierto excavados se muestran en la figura 8.

# **CAPITULO III**

## **ENSAYES DE LABORATORIO**

### III. ENSAYES DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos, actualmente Comisión Nacional del Agua..

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

#### III.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

#### III.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 de las deformaciones en el 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.

# **CAPITULO IV**

## **DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA**

#### IV.1 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

El predio de interés se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcción del D. F. La zona de interés se encuentra al Oriente de la Cuenca del Valle de México, la cual, 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.

El sitio del proyecto se localiza, en la denominada Zona de Lago (III), dentro del área que ocupaba el ex Lago de Texcoco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentoníticas 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  $1 \text{ ton/m}^2$ , respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos; con algunas lentes de limo y arena fina gris, con un espesor de la formación arcillosa superior de 28 m, 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 areno – arcillosos a limosos y rellenos artificiales con espesor medio de 4.5 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 25 m; contenido lentes de arenas 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 3m.

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

De acuerdo a la exploración del subsuelo realizada en el predio del proyecto, los materiales del subsuelo tiene la siguiente secuencia estratigráfica: superficialmente y con espesor de 0.30 m, se tiene materiales de relleno constituidos por arena poco arcillosa con gravas y restos de cimentaciones antiguas., de compacidad media; enseguida se tiene el manto superficial constituido por capas interestratificadas de arcilla limosa poco arenosa, limo arcilloso poco arenoso, arcilla limosa y arena limosa, con espesor medio de 4.5 m. contenido de agua medio de 50% de consistencia variable entre blanda y firme, y el índice de resistencia a la penetración estándar es variable entre 2 y 7 golpes.

A continuación se tiene la primera formación arcillosa, entre 4.5 y 28 m de profundidad esta constituida por arcilla de alta plasticidad, el contenido de agua media que es variable entre 5.5 y 7.0 m de profundidad es de 110%, entre 7.0 y 12.2 m de profundidad es variable entre 150 y 500% y de 12.2 y 28 m de profundidad varía entre 80 y 280%; la consistencia de los materiales varía entre muy blanda y firme, el índice de resistencia a la penetración estándar es variable entre 1 y 16 golpes. En esta formación se tiene intercalaciones delgadas de arena

arcillo-limosa, arcilla limosa y arena limosa, con contenido de agua media de 80% y de compacidad baja.

Subyaciendo a la formación arcillosa superior se tiene la primera capa dura a partir de 28 m, con espesor medio de 3 m, constituida por arena limosa y limo arenosos, con contenido de agua medio de 45%, en estado compacto e índices de resistencia a la penetración estándar (IRPE) mayor a 50 golpes.

De acuerdo a información de un sondeo realizado cerca al predio del proyecto se tiene por debajo de la primera capa dura la formación arcillosa inferior desde 31 m de profundidad hasta la máxima profundidad explorada, contenido de agua variable entre 75 y 300%, de consistencia variable entre blanda y muy firme, e índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 1 y 36 golpes.

La estratigrafía detallada del sondeo realizado se describe a continuación:

### **SONDEO MIXTO SM-1**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.0 - 0.5	Materiales de relleno constituidos por arenas arcillosas, con raíces, basura, gravas y restos de demolición de construcción, gris y café claro, con contenido de agua medio de 30%, de compacidad media, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 30 golpes; constituido granulométricamente por 30% de graves, 30% de arena y 60% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo SP.

**Profundidad  
(m)**

**Descripción**

0.5 - 4.5

Capas interestratificadas de arcilla limo arenosa, limo arenosos, arcilla limosa y arena limosa, gris y café oscuro, con contenido de agua medio de 45%, de compactación variable entre media y muy compacta, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 7 y 50 golpes; de límite líquido igual a 45% y límite plástico de 33%, en su porción fina; granulométricamente formado por 48% de arena y 52% de finos, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo ML; con cohesión de 5.6 ton/m<sup>2</sup>, ángulo de fricción interna de 18° y peso volumétrico de 1.55 ton/m<sup>3</sup> de determinados en pruebas triaxiales rápidas UU no consolidadas – no drenadas; densidad de sólidos medio de 2.61.

4.5 - 7.5

Limo arcilloso, gris verdoso, con contenido de agua medio de 120%, de consistencia a la penetración estándar (IRPE) de 15 golpes; de límite líquido igual a 112% y límite plástico de 32%, en su porción fina; constituido granulométricamente por 5% de arena y 95% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 6.1 ton/m<sup>2</sup> ángulo de fricción interna de 4°, y peso volumétrico de 1.25 ton/m<sup>3</sup>, determinados en pruebas triaxiales rápidas UU no consolidadas – no drenadas; densidad de sólidos medio de 2.38.

7.5 - 10.5

Arcilla con fósiles calcáreos, café rojiza y verdosa, con contenido de agua medio de 375%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe; de límite líquido igual a 376% y límite plástico de 63%, en su porción fina; constituida granulométricamente por 7% de arena y 93% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 2.2 ton/m<sup>2</sup>, ángulo de fricción interna de 6° y peso volumétrico de 1.15 ton/m<sup>3</sup>, determinados en pruebas triaxiales rápidas UU no consolidadas – no drenadas; densidad de sólidos medio de 2.27.

**Profundidad  
(m)**

**Descripción**

10.5 - 13.0	Capas interestratificadas de arcilla limosa, arena limo arcillosa, arcilla y arena limosa, café y gris verdosa, con contenido de agua medio de 150%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes; de límite líquido igual a 202% y límite plástico de 50%, en su porción fina; constituido granulométricamente por 40% de arena y 60% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 4.5 ton/m <sup>2</sup> y pesos volumétrico de 1.35 ton/m <sup>3</sup> , determinados en pruebas de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.17.
13.0 - 16.0	Arcilla, gris verdosa, con contenido de agua medio de 250%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 5 golpes; de límite líquido igual a 174% y límite plástico de 61%, en su porción fina; constituido granulométricamente por 1% de arena y 99% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de 8.5 ton/m <sup>2</sup> , y peso volumétrico de 1.2ton/m <sup>3</sup> , determinados en pruebas de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.33.
16.0 - 18.0	Capas interestratificadas de arcilla poco limosa, con fósiles calcáreos, arena limosa y arcilla limosa con conchillas, café y gris, con contenido de agua medio de 75%, de consistencia blanda, índice medio de resistencia la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes; de límite líquido igual a 74% y límite plástico de 35% , en su porción fina; constituido granulométricamente por 17% de arena y el 83% de finos de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH-MH, con cohesión de 6 ton/m <sup>2</sup> , y peso volumétrico de 1.2 ton/m <sup>3</sup> , determinados en pruebas de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.40.

**Profundidad  
(m)**

**Descripción**

18.0 - 28.0

Arcilla poco limosa, gris verdoso, con contenido de agua medio de 200%, de consistencia variable entre blanda y firme, índice de resistencia a la penetración estándar (IPRE) variable entre 1 y 16 golpes; de límite líquido igual a 205% y límite plástico de 49%, en su porción fina; constituido granulométricamente por 1% de arena y 99% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; con cohesión de  $1.5 \text{ ton/m}^2$  y peso volumétrico de  $1.8 \text{ ton/m}^3$ , determinados en pruebas de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.17.

28.0 - 30.0

Capas interestratificadas de limoarenosos y arena limosa, gris verdosa, con contenido de agua medio de 30%, en estado compacto, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IPRE) mayor de 50 golpes; constituido granulométricamente por 61% de arena y 39% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo de SM; con cohesión de  $7.5 \text{ ton/m}^2$ , y peso volumétrico de  $1.8 \text{ ton/m}^3$ , determinados en pruebas de compresión simple; densidad de sólidos medio de 2.50.

El nivel de aguas freáticas se encontró en 2.3 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, en la fecha en que se realizó la exploración.

En el Anexo II se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los siguientes ensayos de laboratorio: pruebas de compresión simple, resistencia a la compresión triaxial UU, y los parámetros de compresibilidad obtenidos en pruebas de consolidación con seis incrementos de carga y un ciclo de descarga realizados para determinar las propiedades mecánicas de los suelos muestreados.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 20 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); donde se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados., y se observa que de acuerdo los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados, el suelo esta normalmente consolidado.

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre 1.5 y 2.5 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en  $5 \text{ ton/m}^2$  al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de  $1 \text{ ton/m}^2$ , en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 38.80 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 1 y  $0.75 \text{ ton/m}^2$ , decrecentándose con la profundidad.

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  $4 \text{ kg/cm}^3$ .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4.

# **CAPITULO V**

## **ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN Y ANALISIS**

## **V. ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN Y ANÁLISIS**

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas 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 28 m, que presenta un esfuerzo de preconsolidación de  $8 \text{ ton/m}^2$  mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 1.0 y 4.5 m de profundidad y de  $1 \text{ ton/m}^2$  mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 4.5 y 29 m de profundidad que indica que el subsuelo presenta condiciones normalmente consolidadas lo que se manifiesta como un suelo con una deformabilidad de mayor magnitud de asentamientos que la que tiene un suelo preconsolidado, se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante cajón de cimentación estanco de concreto reforzado que será conformado por el mismo sótano de proyecto, que compense parcialmente el peso de las estructuras constituidas por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, con área en planta ampliada respecto a la cubierta por el edificio, como se muestran en las figuras 21 y 22, desplantado a - 4.20 m de profundidad, respecto al nivel de banqueta (cota 0.00), tomando en cuenta que el piso terminado del sótano inferior será a la cota - 4.0 m.

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 consideraron las cargas que transmitirá la estructura proporcionados por el estructurista y las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de  $1.0 \text{ ton/m}^2$  por nivel, y el peso de la cimentación de  $1.4 \text{ ton/m}^2$  por sótano que incluyen factor de carga, por lo que las

cargas proporcionadas por el estructurista, se indicó incrementar el peso del sótano 2, la cual no estaba considerada en las cargas que se muestran en el Anexo III.

En esas condiciones para el edificio, se tendrá un peso de 10,236 ton, correspondiente a un peso unitario en su área cubierta de 8.85 ton/m<sup>2</sup>. Considerando el área cubierta propuesta para el cajón que es la proyección del sótano 2 con un área ampliada respecto a la cubierta por el edificio, el peso unitario se reduce a 6.68 ton/m<sup>2</sup>. Es necesario aclarar que aunque la excavación se realice en dos etapas, el cajón de cimentación será monolítico y continuo.

Considerando el área cubierta propuesta para el cajón, que es un área mayor a la cubierta por la estructura, dado que se tienen vacíos, quedando ampliada al trazado de la estructura y por ende el área de contacto reduciendo la carga neta transmitida al subsuelo por efecto de compensación.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que las estructuras a mediano plazo sufran 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.**

De acuerdo a los resultados obtenidos, se determinó que la alternativa de cimentación es mediante un cajón que compense para el peso de la estructura y que garantice la estabilidad del edificio, a continuación establecemos los análisis y criterios considerados para su revisión.

El término "caisson" es de origen francés y significa "caja grande" o "cajón", en la construcción es una estructura que se utiliza como protección y ayuda para realizar excavaciones de cimientos, pero que ha de quedar formando parte de la estructura permanente.

La eficacia de una cimentación de cajones depende de la magnitud de las cargas de columna, de la existencia de un estrato de apoyo al que se puedan transmitir las cargas y de las condiciones del suelo y el agua.

Los cajones se excavan a mano, por medios mecánicos o por alguna combinación de ambos métodos.

El principio en que se basan estas cimentaciones es el siguiente; se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que el nivel de desplante del suelo, por así decirlo, no sienta la substracción efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto que las excavaciones afectadas no se llenen posteriormente, lo que se logra o con losa corrida en toda el área de cimentación o construyendo cajones huecos en el lugar de cada zapata. El primer tipo de cimentación es usual en edificios compensados, el segundo es utilizado por ejemplo en puentes.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues, teóricamente, se calculan por no dar al terreno ninguna sobre carga.

### Cajones cerrados.

Los cajones cerrados son estructuras con fondo fijo diseñados para ser hundidos sobre cimentaciones preparadas bajo el nivel del agua, los cajones cerrados son inadecuados para lugares en los que la erosión puede socavar los cimientos, aunque son muy prácticos para cimentar sobre roca o grava compactada nada fácil de erosionar, y que puede ajustarse convenientemente por medio de dragado.

Pueden ser cimentados sobre una superficie irregular de roca si los materiales sueltos son eliminados poniéndose en su lugar una capa de roca triturada y en un buen estado. En los sitios en que la profundidad del material blando es excesiva para realizar el dragado, los cajones pueden cimentarse sobre una placa apoyada en pilotes. Ver figura 23.

### Cajones Abiertos.

Un cajón abierto es aquel que no lleva techo o fondo durante el tiempo que se utiliza como protección para el proceso de una excavación. Su planta puede ser cuadrada, rectangular, circular, ovalada o de cualquier forma que mejor se adapte a la situación. Cuando es bastante pequeño, en su parte central puede consistir en un solo hueco o cavidad; si es grande puede subdividirse, mediante muros de tabiques verticales en una serie o grupos de cavidades.

Los cajones abiertos no son útiles en terrenos que contengan grandes guijarros, troncos de árboles y otras obstrucciones. Sin embargo son adecuados para cimentaciones en ríos y canales en los que el suelo predomine, consiste en apoyarse en arcillas blandas, limos, arenas o gravas, ya que estos materiales

pueden ser rápidamente excavados en los pozos abiertos y no ofrecen una resistencia elevada al rozamiento superficial en el hundimiento de cajones.

Algunas características del diseño de cajones abiertos son la *forma, el tamaño y localización de los pozos de dragado*. La forma de un cajón dependerá en la mayoría de los casos de las necesidades de la superestructura. La forma ideal para una mayor facilidad en el hundimiento es la circular, debido a que ésta da una superficie mínima de rozamiento para una base de área dada. La función estructural del cajón es, en gran medida el factor decisivo. El tamaño y localización de los pozos de dragado depende principalmente del tipo de suelo, para un hundimiento a través de arenas densas o arcillas firmes a duras, el número y espesor de los tabiques transversales, así como el espesor de las paredes externas, deberá ser mantenido a un mínimo compatible con la necesidad de peso para ayudar al hundimiento y para conseguir una rigidez que impida la distorsión.

El control de verticalidad en los grandes cajones se facilita con un gran número de pozos. Para obtener un control en dos direcciones perpendiculares, dichos pozos deberán disponerse a ambos lados de las líneas del centro, pero para un cajón estrecho puede sólo haya espacio para una pila, ya que debe disponer de anchura suficiente para que trabaje la excavadora.

Por lo tanto las características principales del diseño de cajones abiertos se presentan en la figura 24, pudiendo observar de esta manera que la cuchilla perimetral constituye la extremidad más baja de la zapata, esta tiene generalmente unas placas superficiales externas verticales y de acero, y otras placas abovedadas internas, inclinadas y también de acero, conocidas como placas de canto. Las placas superficiales están enlazadas internamente por

medio de unas armaduras de acero dispuestas en planos verticales y horizontales. Las armaduras dispuestas en planos verticales y horizontales, estas impiden la distorsión de la zapata durante el montaje, el remolque al lugar de la obra y las primeras fases de hundimiento. Si el nivel de agua se eleva sobre la parte superior del cajón en su nivel final, se construye sobre el cajón una ataguía en la cual se pueden edificar los pilares.

### *Cajones Neumáticos*

Un cajón neumático es el que lleva, de forma permanente o provisional, un techo o piso próximo al fondo dispuesto de manera que pueda trabajar el personal en el aire comprimido aprisionado bajo aquél. Por otra parte el trabajo puede ser mucho más lento y más caro, sin embargo puede que se requiera el uso de aire comprimido para terminar con éxito y seguridad la estructura.

Los cajones de aire comprimido se usan con mayor frecuencia que los cajones de pozos abiertos en aquellos casos en que el dragado desde los pozos abiertos podría causar pérdida del terreno alrededor del cajón, provocando el asentamiento de las estructuras adyacentes.

Los cajones neumáticos tienen la ventaja de que la excavación puede efectuarse a mano en la cámara seca de trabajo, y las obstrucciones tales como guijarros o troncos de árboles pueden eliminarlos de la parte baja de la cuchilla perimetral.

Este tipo de cajones tiene la desventaja de requerir más equipo y trabajo para su hundimiento además que los hombres no pueden trabajar a presiones de aire superiores a los  $3.5 \text{ Kg/cm}^2$ , lo cual limita la profundidad de hundimiento hasta los 36 m bajo la capa de agua, amenos que se utilice algún procedimiento para hacer

descender el agua en la parte externa del cajón. Si se utilizan tales procedimientos para reducir las presiones de aire en la cámara de trabajo deben ser completamente eficaces, y los pozos de desagüe habrán de colocarse a una distancia suficiente del cajón para no ser afectados por el movimiento del terreno producido por el hundimiento del cajón.

Cuando los cajones se diseñan para ser hundidos por completo mediante aire a presión es frecuente disponer una gran cámara de trabajo sencilla para reducir al mínimo la resistencia al hundimiento ya que la única resistencia la ofrecen las paredes externas. El techo de la cámara de trabajo debe ser construido sólidamente ya que debe resistir presiones de aire sumamente elevadas sobre un tramo bastante ancho, en cuanto al acceso a la cámara de trabajo, este se efectúa a través de los pozos. El pozo de aire suele ser oval u octagonal en planta, estando dividido en dos compartimientos por una escalera vertical. Uno de los compartimientos es utilizado para izar y descender los cubos de desecho y el otro lo utilizan los trabajadores. El pozo se construye en longitudes de 1.5 a 3 m para permitir su alargamiento a medida que el cajón va hundiéndose. En la figura 25 se muestra la disposición general de un cajón neumático.

### *Cajones Diversos*

Puede construirse un cajón en forma de caja con paredes cilíndricas o rectangulares y un fondo. Entonces puede llevarse flotando hasta el lugar del emplazamiento y después hundirlo hasta el fondo natural o hasta dejarlo apoyado sobre una superficie previamente dragada y preparada. Esto parece sencillo, sin embargo resulta difícil conseguir una superficie de apoyo nivelada, igualada y firme en la cota correcta.

Estos cajones pueden ser apropiados para muros o diques de contención en el mar, porque pueden hundirse y rellenarse con tierra, grava, rocas o incluso concreto.

### **- Materiales para cajones**

Frecuentemente los cajones se construyen de acero, concreto armado o una combinación de ambos. Los cajones primitivos se construían de madera pero actualmente no se suele seguir este procedimiento por su gran tamaño y el riesgo de incendio.

Los cajones de concreto y concreto armado se utilizan principalmente con pequeños diámetros. Tiene la ventaja de que su recrecimiento se consigue muy fácilmente mediante anillos prefabricados, siendo también muy fácil la ejecución de la cuchilla. Las fábricas de productos de concreto suelen disponer de cajones prefabricados hasta un diámetro de unos 2.20m. Los cajones de concreto armado suelen colarse en el lugar de la hincada. En suelos blandos es suficiente con un armado normal de la cuchilla; en suelos duros la cuchilla debe reforzarse mediante perfiles metálicos o chapa. El concreto armado se ha utilizado en la construcción de zapatas de cajones, pero tiene la desventaja de ser demasiado pesado en las primeras fases de construcción en donde se necesita una gran ligereza para el manejo y flotación.

El acero puede fabricarse previamente y montarse con rapidez y no necesitar cimbras para construir la forma de caja. Es resistente y dúctil. Resiste grandes desigualdades de cargas sin aplastarse. Una estructura metálica puede remacharse para conseguir *estanquidad* o puede soldarse. Por lo que cuando la construcción de un cajón ha de iniciarse en agua o fango superficiales, es una ventaja poder unir las planchas metálicas para trabajar sobre plataformas

provisionales o bajar la estructura metálica solo mientras se autoporta. Suele emplearse solo para cajones de pozos abiertos hundidos por ensamblamiento de una serie de segmentos atornillados en la zapata cortante.

*El tamaño, forma, profundidad, procedimientos utilizados en la construcción, las características y peso de la estructura que han de soportar, las dificultades que pueden encontrarse, los materiales de que se dispone, el transporte, la experiencia adquirida en condiciones parecidas y la economía relativa. Todos estos son aspectos que influyen en la elección del material que hay que utilizar.*

#### **- Construcción de cajones y métodos de hundimiento.**

*Lugar de construcción de la zapata del cajón.-*

La construcción de cajones consiste en construir la zapata del cajón sobre tierra y deslizarla o hacerla descender hacia el agua para transportarla por flotación hasta el lugar de su emplazamiento definitivo.

Los cajones de tierra se construyen como es natural, directamente sobre su posición final. Los cajones contruidos en la orilla de un río u otra corriente de agua cualquiera son deslizados hasta el agua o se los hace rodar sobre un carril horizontal y después son descendidos verticalmente por medio de un sistema de gatos hidráulicos y enganches suspendidos.

El construir los cajones en su posición final permite el ahorro de obras provisionales. Esto puede hacerse con los cajones de tierra y en los trabajos de obras fluviales a veces se pueden aprovechar las épocas de nivel bajo del agua construyendo los cajones sobre el lecho del río o sobre islas de arena.

En algunas ocasiones resulta económico construir un dique especialmente para la edificación de las zapatas de los cajones.

*Remolque hasta el lugar de hundimiento:-*

La operación de remolcar un cajón desde el lugar de construcción hasta su ubicación final debe planearse con sumo cuidado. Deben realizarse una serie de sondeos a lo largo de la ruta para asegurar una profundidad de agua adecuada durante el tiempo en que se efectúe el remolque del cajón.

*Estructuras de apoyo:-*

Los distintos métodos utilizados para mantener un cajón en posición durante el descenso comprenden:

- a) un recinto constituido por un tablestacas;
- b) una serie de postes de amarre formados por grupos de pilotes o por cámaras circulares tablestacadas;
- c) el hundimiento a través de una isla de arena;
- d) cables de acero hasta unas anclas sumergidas.

La elección del método depende del tamaño del cajón, la profundidad del agua, y particularmente de la estabilidad del lecho de la corriente de agua.

*Métodos de excavación:-*

La excavadora de cuchara es el método que se suele usar con más frecuencia en los pozos abiertos, aunque se han utilizado inyectores accionados por aire o agua a presión.

La bomba elevadora de aire (ver figura 26), muestra en el extremo más bajo de la tubería de aire comprimido que esta perforado, los chorros de aire agitan la arena y el agua aireada al ser de menor densidad que el agua circundante, asciende por el espacio anular hasta la superficie. El inyector de aire/agua se utiliza para la excavación en ataguías cilíndricas (ver figura 26).

Un factor esencial en el éxito de una excavación por inyección, es que el material debe ser no cohesivo, es decir, debe tratarse de gravas, arenas, o limos arenosos. Si los inyectores se hacen descender en arcillas blandas o limos arcillosos lo único que hará será un agujero de lados verticales y el material no tenderá a caer en el inyector a menos que se ayude con inyecciones de agua independientes.

#### **- Procedimiento de diseño geotécnico para un cajón de cimentación.**

##### *Criterios e hipótesis de diseño:*

*Excentricidad de Cargas:* Expresamente se limita al 1% de la longitud correspondiente del cajón, sin embargo, se admite un valor mayor a condición que el efecto de la concentración de esfuerzos inducidos se incluya en la revisión por capacidad de carga y el cálculo de asentamientos.

*Capacidad de carga:* Esta revisión se efectúa cuando se transmite al suelo una sobrecarga neta, como cimentaciones parcialmente compensadas y en el diseño en condiciones sísmicas. Se involucra la resistencia no drenada del suelo que es correspondiente a la aplicación rápida de carga.

*Rigidez de la cimentación:* El análisis de la capacidad de carga y distorsión angular en condiciones sísmicas se efectúa considerando una cimentación de rigidez infinita.

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

### **V.1 Acciones**

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima afectadas por el factor de carga hasta el sótano 1 de acuerdo a datos proporcionados por el estructurista que se muestran en el Anexo III, sin excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación, considerando que los elementos estructurales que constituirán a las estructuras sean aligeradas, en donde esto es factible.

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 será de 11,373 ton , considerada para las estructuras de seis niveles y sótano y medio. Estas cargas se afectaran por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.
  
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyen el peso de la cimentación será de 10,805 ton. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico será de 11467 ton-m para la estructura analizada. Las cargas se afectarán por un factor de carga de 1.1 y se utilizarán en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluirán el peso de la cimentación será de 10,236 ton. Las cargas se afectaran por un factor de carga de 1.0 y se emplearán 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.

## **V.2 Determinación de la profundidad de desplante**

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media más el peso propio de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmita al subsuelo esfuerzos tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito arcilloso normalmente consolidado a la profundidad correspondiente, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales. Lo anterior se satisface limitando la presión neta transmitida al subsuelo a  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , es decir, tal que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón de cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos

Para la estructura analizada, el peso de la estructura incluyendo el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente más carga viva media, corresponde a una presión unitaria de  $8.85 \text{ ton/m}^2$ , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área ampliada al sembrado cubierta por la estructura de seis y medio niveles y un sótano y medio, de las cuales se compensaran  $6.68 \text{ ton/m}^2$ . Considerando que los materiales del

subsuelo entre la superficie y 4.2 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.40 ton/m<sup>3</sup>, la profundidad de desplante de 4.2 m por proyecto es suficiente para compensar 6.68 ton/m<sup>2</sup>.

### V.3 Estado Limite de Falla en Condiciones Estáticas

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

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

donde:

- Q: Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.
- F<sub>c</sub> Factor de carga, adimensional e igual a 1.4
- R: Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.
- F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

#### V.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 son suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado

en la Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$R_{FR} = (C N_c FR + P_v) A_I$$

donde:

R<sub>FR</sub>: 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>.

FR: factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

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

N<sub>c</sub>: 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<sub>f</sub>: 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<sub>I</sub>: 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 2.0 ton/m<sup>2</sup> y un peso volumétrico del suelo de 1.35 ton/m<sup>3</sup>, obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de 13.4 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:

$$\frac{Q F_c}{A} = 10.3 \text{ ton/ m}^2 < R F_R = 13.4 \text{ ton/ m}^2$$

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

#### V.4 Estado límite de Falla en Condiciones Dinámicas

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

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

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

Wc: peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en ton, igual a  $Wc = (\gamma Df)$

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 0.40

Q: Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad).

q<sub>1</sub>: capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente formula:

$$q_1 = C N_c$$

donde:

- C: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.
- Nc: coeficiente de capacidad de carga
- a<sub>o</sub>: 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 4.0.  $a_o = 0.4 \times 9.81/4 = 0.981 \text{ m/seg}^2$ , siendo g la aceleración debida a la gravedad.
- b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

en la cual:

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

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

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

Para la estructura analizada :

$$2759 \text{ ton} < 8780 \text{ ton}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

## V.5 Estado límite de servicio

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

### V.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:

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

donde:

- q : descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en 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:

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

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
4.20 - 5.50	650	0.5
5.50 - 12.00	550	0.5
12.00 - 16.00	650	0.5
16.00 - 22.00	2000	0.4

Se obtuvo que excavando la mitad del área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 4.1 cm y en la esquina de 1.8 cm, las cuales resultan admisibles. **Si se excavará toda el área en una sola etapa se tendrán expansiones mayores a las antes mencionadas y que resultarían inadmisibles.** Por lo que establece que la excavación deberá efectuarse en dos etapas y se realizará del fondo del terreno hacia el frente, dejando inicialmente una berma perimetral como se indica en el proceso constructivo.

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.

### **V.5.2 Asentamientos diferidos.**

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

Los asentamientos se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada.

Se obtuvieron los asentamientos para varios puntos considerando la estructura flexible, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

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

Los análisis efectuados corresponden a estructuras de seis y medio niveles y además un sótano y medio, con elementos estructurales convencionales, y una

cimentación constituida por cajón de cimentación con área ampliada respecto a la cubierta por el edificio (por proyecto), (ver figura 22) desplantado a 4.20 m de profundidad (considerando que el piso terminado quedará a  $-4.0$  m), respecto al nivel medio de banquetta, que en esas condiciones aplican una presión neta de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , para los que se satisface el estado límite de falla y el estado límite de servicio.

Si la cimentación únicamente se construyera bajo el sembrado del edificio sin considerar vacíos, su cimentación podrá realizarse mediante cajón de cimentación con área igual a la cubierta por el edificio (ver figura 21), y desplantado a 4.20 m de profundidad, respecto al nivel medio de la banquetta de la calle, en esas condiciones aplicarán una presión neta de  $2.97 \text{ ton/m}^2$ , para los que no se satisface el estado límite de falla ni el estado límite de servicio.

## **V. 6 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón 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 del cajón 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 acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

+ Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.40 (Zona de Lago):

+ La presión que ejerce el nivel de aguas freáticas, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico del agua por los espesores en los que se considera el mismo valor.

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros . En la figura 27 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

### V. 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:

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

Fc: Factor de carga adimensional e igual a 1.25

- q: sobrecarga superficial, igual a 2.0 y 3.0 ton/m<sup>2</sup>  
F'c: factor de carga, adimensional e igual a 1.0  
c: cohesión del material que subyace a la excavación  
Nc: coeficiente de capacidad de carga  
F<sub>R</sub>: Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación a 4.2 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$\begin{aligned} 9.35 \text{ ton/m}^2 &< 10.55 \text{ ton/m}^2 \text{ para sobrecarga de } 2 \text{ ton/m}^2 \\ 10.35 \text{ ton/m}^2 &< 10.55 \text{ ton/m}^2 \text{ para sobrecarga de } 3 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Debido a que se satisface la desigualdad no se presentará la falla de fondo de la excavación.

### V.8 Estabilidad de taludes

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad:

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

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 3.0 ton/m<sup>2</sup>  
U<sub>q</sub>: factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación q / γ H, igual a 0.510.  
N<sub>o</sub>: número de estabilidad que depende del ángulo del talud, igual a 3.83

c: cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 2.5 ton/m<sup>2</sup>.

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

Considerando taludes verticales se tiene:

$$11.23 \text{ ton/m}^2 \therefore < 3.9 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación no se podrá efectuar dejando taludes verticales, sino dejando una berma constituida por un talud 0.8:1.0 (horizontal : vertical) y adicionalmente una banquetta de 1.0 m de espesor que se ira recortando poco a poco y en tramos alternados de 3 m de ancho.

# **CAPITULO VI**

## **PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION**

## **VI.1 Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.**

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos del edificio, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado. Entre las diferentes alternativas de ademe se escogió un muro base de tablestaca de concreto, que se hincará en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto.

El tablestacado alcanzará una profundidad de 8 m al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla que impida el flujo del agua hacia la excavación.

El muro constituido por el hincado de las tablestacas tendrá las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.
- b) Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- c) Reducir el riesgo de falla de fondo por subpresión.

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

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

## VI.2 Estabilidad de taludes considerando falla por traslación.

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte un talud, ocurre asociada a estratos débiles donde la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en forma importante a la resistencia general. La geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservarán únicamente durante la construcción (corto plazo), estará gobernada por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud para soportar los empujes actuantes debidos a la acción integrada del empuje de tierras activo, el empuje generando por la acción de una sobrecarga de 2.0 y 3.0 ton/m<sup>2</sup> actuando sobre la corona del talud y el empuje de agua.

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

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

donde:

- L : longitud de superficie resistente (con un ancho unitario) para tener una condición estable en ese estrato, en m.
- Ea : empuje activo de tierras, en ton/m.
- s : resistencia al esfuerzo cortante, en ton/m<sup>2</sup>.
- Fs : factor de seguridad.

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

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

### VI.3 Falla de fondo por cortante.

En virtud de que durante la excavación se presentarán condiciones como las mostradas en la figura 28, se revisó el factor de seguridad contra falla de fondo por corte suponiendo un mecanismo de falla como el que se muestra en la misma figura.

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

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

donde:

Fs: factor de seguridad contra falla de fondo por corte.

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

$\gamma$  : peso volumétrico natural del suelo.

Df: profundidad máxima de excavación.

q : sobrecarga aplicada en la superficie del terreno.

Nc: factor de capacidad de carga que es función de la relación D/B, siendo B el ancho de la excavación.

Considerando una excavación a 4.2 m de profundidad una cohesión media de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, un ancho medio de 10 m y una sobrecarga superficial

uniformemente distribuida de 2.0 ton/m<sup>2</sup> se obtuvo un factor de seguridad de 1.25 que es admisible a corto plazo.

#### VI.4 Falla de fondo por subpresión-

Considerando las condiciones piezométricas medidas en el sitio, se reviso la estabilidad del fondo de la excavación suponiendo que la subpresión (presión de poro) actuará hacia arriba en la frontera entre estratos impermeables y permeables tratando de levantar el fondo de la excavación (ver figura 29). De acuerdo a lo anterior se analizó el espesor de los estratos que se tiene por encima de la capa permeable, verificando que:

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

donde:

- h : espesor de la capa impermeable, en m.
- h<sub>w</sub> : altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable, en m.
- γ<sub>w</sub> : peso volumétrico del agua, en ton/m<sup>3</sup>
- γ<sub>m</sub> : peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, en ton/m<sup>3</sup>.

Tomando en cuenta la máxima profundidad de excavación de 4.2 m y la existencia de un estrato permeable entre 17.0 y 17.5 m de profundidad se satisface la desigualdad con los siguientes valores:

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

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

### **VI.5 Presiones temporales sobre muros tablestacados y troqueles.**

En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de troqueles se consideró una excavación con profundidad máxima de 4.2 m, con taludes verticales retenidos por muros a base de tablestacas, con una sobrecarga superficial perimetral de  $2.0 \text{ ton/m}^2$  y se siguieron las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, tomando en cuenta los siguientes efectos:

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

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen, obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck en la que el volumen de esfuerzo

es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

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

donde:

h : presión horizontal máxima.

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

B: profundidad máxima de excavación.

b: 0.75 B.

La envolvente de presión para diseño de troqueles se presenta en las figuras 30 y 31 y las que corresponden a la presión de instalación de troqueles en la figura 32.

#### **VI.6 Presiones a largo plazo sobre muros rígidos.**

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

- La presión que ejerce el agua, expresada como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.

- La presión de la masa de suelo en condición de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este, el peso volumétrico sumergido por los espesores en

que estos se consideran del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.

- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico de 0.4 (Zona de Lago).

Una vez calculados los valores de estos cuatro efectos, se superponen, obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño de los muros. En la figura 27 se presentan los resultados obtenidos en forma gráfica.

### **VI.7 Revisión por falla de empotramiento en la tablestaca.**

La falla por empotramiento de la tablestaca se produce cuando la pata de tablestaca se desliza al vencerse la resistencia del suelo frente a la ataguía. Considerando que al nivel del último troquel colocado a 3.8 m de profundidad en esa etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evaluó con la expresión:

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

donde:

$c$  = resistencia al corte no drenado promedio, en la superficie de la falla.

$L$  = longitud de la superficie de falla.

$r$  = radio de la superficie de falla.

$W$  = peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.

$l$  = distancia del paño del muro de la tablestaca al centro de gravedad del suelo resistente.

$M_p$  = momento flexionante resistente del muro de la tablestaca, considerado despreciable.

$P_{prom}$  = presión promedio sobre el muro de la tablestaca.

$D$  = longitud del muro entre el último nivel de troquelamiento y el nivel de desplante del muro.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de  $2.5 \text{ ton/m}^2$ , que la punta de la tablestaca quedará a 8.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, que la excavación tendrá 4.2 m de profundidad y despreciando el momento flexionante de la tablestaca, se obtuvo un factor de seguridad de 2.43 que es admisible.

## **VI.8 Abatimiento del nivel freático.**

Dado que las excavaciones quedarán confinadas por muros tablestaca, el agua freática que se infiltrará hacia ellas será mínima. Para evitar que el agua freática se filtre a través de las juntas entre tablestacas, posteriormente a su hincado, mediante chifloneo se limpiará el espacio que se queda en el machiembado de las tablestacas y se inyectará una mezcla de arena fina-

bentonita-cemento, introduciendo un tubo hasta la parte inferior de las tablestacas.

El agua que se filtre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo de achique, conduciéndola a través de drenes superficiales hacia cárcamos de donde será bombeada al exterior; una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se tenderá una cama de grava de 10 cm de espesor y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa de fondo del sótano inferior.

## **VI.9 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

### **PRIMERA ALTERNATIVA (TABLESTACA)**

A continuación se presenta la primera alternativa para el procedimiento constructivo general que deberá seguirse para efectuar la excavación que alojará a los niveles de estacionamiento.

1. Para retirar los restos de cimentaciones antiguas se excavará 0.5 m de profundidad en toda el área que ocupará la estructura.
2. Una vez excavados los 50 cm se procederá a revisar el estado de las cimentaciones de las construcciones colindantes, pero se recomienda que se deberán rehabilitarse mediante de mortero de cemento que garantice el buen comportamiento de la cimentación vecina durante los trabajos por ejecutar. De igual manera se recomienda proteger los muros de las colindancias con un mortero de cemento o bien se puede colocar un concreto lanzado que le de rigidez a los muros colindantes durante el proceso de hincado de tablestacas o de viguetas que sería la segunda alternativa
3. A continuación se efectuarán los trabajos para el hincado de las tablestacas, de acuerdo al procedimiento constructivo que se indica a continuación:
4. Previo a la excavación de materiales del subsuelo que ocuparán los niveles de estacionamiento se procederá a la colocación de tablestacas con el siguiente procedimiento.

- a) Previamente a los trabajos de hincado, en los sitios que ocupará la tablestaca se verificará que no existen restos de cimentaciones que pudieran interferir en el hincado.
- b) Para facilitar el hincado de las tablestacas y como guía para asegurar su verticalidad, a lo largo de las líneas que ocuparán, se efectuarán perforaciones previas de 25 cm de diámetro con extracción de material hasta 6 m de profundidad a partir del nivel de banqueta, separadas 50 cm centro a centro de perforaciones; la máquina que efectúa las perforaciones deberá ser nivelada de tal manera que el barretón que sujeta la broca tenga una posición vertical durante la perforación. El centro de las perforaciones previas deberá coincidir con el eje de proyecto de las tablestacas.
- c) La longitud del tramo de perforaciones previas, en el lado poniente, medida a partir de la última tablestaca hincada, será de 10 m como máximo. No deben transcurrir más de 48 horas entre el término de las perforaciones y el hincado de la tablestaca.
- d) Para lograr que las tablestacas durante el hincado se alojen en el trazo proyectado, que su eje quede alineado en una línea recta, reducir al mínimo posible el desplome y que el machiembado de las tablestacas ajusten unas con otras, deberá colocarse dentro de una zanja que la fije adecuadamente, una estructura guía constituida por dos armaduras dispuestas paralelamente, separadas entre sí el ancho de la tablestaca más de 3 cm de holgura. La zanja que aloja la estructura guía debe conformarse posteriormente a las perforaciones previas, debiendo quedar debidamente alineada.

- e) Una vez alojada la estructura guía dentro de la zanja deberá ser alineada y plomada (para evitar movimientos se recomienda apoyarla sobre una capa de materiales compactados).
- f) Inicialmente se hincarán las tablestacas de esquina (que son piezas de fabricación especial) en una perforación previa que coincida con su eje. Las tablestacas de esquina deberán tener punta cónica y dado que serán la guía de las tablestacas hincadas posteriormente, deberá cuidarse especialmente su verticalidad.
- g) El hincado de las tablestacas siempre se iniciará de un tramo de esquina, hincado totalmente tablestaca por tablestaca, en forma progresiva por líneas rectas que coincidan con los lados del área que limitarán.
- h) La parte inclinada del extremo inferior de la tablestaca estará orientada en la dirección de avance del hincado.
- i) Se procederá al hincado introduciendo la tablestaca entre la estructura guía permitiendo que descienda por peso propio, verificando constantemente su verticalidad; el hincado se terminará por medio de golpes empleando el martillo apropiado para no dañar la tablestaca. A partir de la segunda tablestaca y en adelante se utilizará un cinturón a base de un cable de acero que abrace a las tablestacas no permitiendo que durante el hincado tiendan a separarse. Será necesario que se instale una guía a ese cinturón de tal manera que no contacte con las tablestacas directamente y pueda permitir su libre hincado y no se atore. La estructura guía del cable de acero que apretará las tablestacas estarán instaladas como se indica en la figura 33. A partir de la sexta tablestaca y en adelante se procederá a abrazar las mismas introduciendo una varilla en una de las

juntas ya hincadas, de tal manera que sirva de soporte para el cinturón de las siguientes tablestacas como se indica en la figura 34.

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

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

l) Se procederá al sellado de juntas empleando una mezcla fraguante elaborada de acuerdo al siguiente proporcionamiento: 4 botes de agua, 1 bote de bentonita, 2 botes de cemento y 1 bote de arena fina.

El procedimiento de sellado se hará de la siguiente forma:

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

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

- Cuando concluya el agitado de la mezcla fraguante, se procederá inmediatamente a su inyección.
  - Ya incorporados el cemento y la arena a la mezcla, no podrá utilizarse después de transcurridas tres horas, ya que esta se encontrará en un proceso avanzado de fraguado.
  - La inyección de la mezcla fraguante se hará a presión, inyectando desde el fondo y utilizando la tubería mencionada anteriormente
5. Una vez instaladas las tablestacas en su totalidad se procederá a excavar la zona central del área, como se indica en la figura 35, dejando una banqueta perimetral con dimensiones variables de 1.0 m para la colindancia con las construcciones de un nivel y 1.5 m para las colindancias con estructuras de dos y tres niveles, además de un talud 1:1 (horizontal:vertical) dejando hasta el nivel máximo de excavación, a partir del cual se procederá a construir las trabes de cimentación y la estructura central, como se indica en la figura 36. Lo anterior podrá realizarse en todos los lados excepto en la colindancia con las construcciones de 2 y 3 niveles en donde tendrá que realizarse una caja con las dimensiones que se indican en las figuras 34 y 36.
- 6.- Una vez construida la estructura en la zona central hasta la losa de planta baja, se realizará la excavación de los módulos marcados con el número 1, como se muestra en la figura 34.

## **EXCAVACION**

1. Bajo ninguna circunstancia podrán excavarse los módulos marcado con el número 2, sino se tienen los módulos 1 troquelados adecuadamente en su totalidad.
2. Una vez excavada la primera etapa en los módulos 1, se procederá a realizar la segunda etapa en el mismo, retirando la berma restante hasta el nivel máximo de excavación, como se indica en la figura 37
3. Una vez excavados y troquelados los módulos marcado con el número 1 de acuerdo a la modulación que se muestra en la figura 34 se procederá a excavar los módulos 2 .
4. Los troqueles deberán ser diseñados para soportar los empujes mostrados en las figuras 30 a 32.
5. Durante los trabajos de excavación, deberá abatirse el agua que quedó encerrada entre el sistema de tablestacado mediante bombeo de achique, construyendo para ello, varios cárcamos de achique los cuales estarán comunicados por drenes superficiales rellenos con grava bien graduada que canalicen el agua hacia ellos, para posteriormente bombear al exterior.

## **SEGUNDA ALTERNATIVA (VIGUETAS METALICAS)**

El procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar el sótano y la cimentación, como segunda alternativa se indica a continuación:

El procedimiento constructivo para la excavación que alojará el sótano, que a su vez constituye el cajón de cimentación, que a continuación se describe, se establece considerando tanto las características geométricas de la excavación como las estratigráficas y físicas del subsuelo, así como la existencia de las construcciones colindantes, todas ellas desplantadas superficialmente a un nivel superior al de máxima excavación.

- Con el fin de eliminar los restos de cimentaciones antiguas, que interferían con el procedimiento de construcción de la cimentación, inicialmente se efectuará una excavación a 0.50 m de profundidad, que cubrirá toda el área del predio, dejando taludes verticales .
- En los muros colindantes por las condiciones que presentan, para evitar su deterioro y fisuramiento por el hincado de la viguetas se recomienda protegerlos con un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada a los muros.
- En las colindancias con las estructuras de uno y dos niveles, indicadas en a figura 38, se hincarán a percusión viguetas metálicas de sección I, de 0.2 m de longitud del alma, y 8 m de longitud, hincadas entre 0.0 y 8.0 m de profundidad, respecto al nivel de banqueta, con una separación entre ellas de 2.4 m que es la longitud de los polines contemplados. Estas viguetas formarán parte de una ataguía que revestidas de polines de madera de sección transversal cuadrada de 0.1 m de lado, y soportada por troqueles que colocados entre esta a través de una

viga de repartición y la losa de cimentación previamente construida al centro del área cubierta por el edificio, permitirá excavar el talud vertical hasta 4.2 m de profundidad.

- Una vez hincadas las viguetas, se excavará la zona central hasta la profundidad de desplante de la losa de cimentación dejando en las colindancias con vía pública y con las construcciones de uno y dos niveles una banquetta de 1.0 m de ancho y taludes .0.8:1.0 (horizontal: vertical), como se indica en la figura 39.
- La excavación se efectuará con una retroexcavadora operando desde la plata forma inicialmente excavada a 0.5 m de profundidad, debiendo llevarse como máximo a 0.2 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará a mano para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.
- 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 tres cárcamos de bombeo entre 3 y 5 m de profundidad, con la distribución tentativa indicada en la figura 40, y con las dimensiones y las características que se muestran en la figura 41, 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 contruidos los cárcamos se construirán los drenes, que tendrán las dimensiones

indicadas en la figura 41, 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 8 cm de espesor sobre la que a su vez se colocará un firme de concreto pobre de 5 cm de espesor.

- Una vez colado el firme en el área en que ya ha sido alcanzado el nivel de desplante de la losa de cimentación se excavarán las zanjas que alojarán las contratrabes, estas se excavarán con herramienta manual con taludes verticales, con un ancho de 1 m, se deberán iniciar las excavaciones a partir de la proximidad de los cárcamos de manera de poder comunicarse mediante drenes a ellos para eliminar el agua que se infiltre a las zanjas. Una vez alcanzado el nivel máximo de las excavaciones que alojarán las contratrabes se excavará un dren en el fondo de la excavación, en el lado que no será ocupado por la contra trabe, y se rellenará la cimbra que contendrá el colado en el otro lado, como se muestra en la figura 42. Las contratrabes que colindarán con los edificios de dos, tres y cuatro niveles se excavarán en tramos de 4 m de longitud cada uno a continuación de otro, de tal manera que en el tramo primero excavado una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación, en el lado con el edificio colindante, bajo la cimentación de éste, se construirá un muro de concreto armado por temperatura de 15 cm de espesor. Una vez construido el muro de concreto colindante se excavará otro tramo de 4 m siguiendo el mismo procedimiento.
- Una vez construidas las contratrabes en las zonas en que el avance de la excavación lo permita, se procederá a rellenar la sobreexcavación realizada con un material que cumpla las siguientes especificaciones:

*	Límite líquido	40% máximo
*	Índice plástico	15% máximo
*	Contracción lineal	5% máximo
*	Valor relativo de soporte (CBR)	10% mínimo

*	Contenido de agua óptimo	25% máximo
*	Peso volumétrico seco máximo	1300 kg/m <sup>3</sup> mínimo

El material se colocará con su contenido de agua óptimo en capas de 20cm de espesor en estado suelto, como máximo, y se compactará al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba próctor estándar, hasta alcanzar el nivel de apoyo de la losa de cimentación.

- Una vez coladas las contratrabes y rellenada la sobreexcavación se colará la losa de cimentación, y a continuación se procederá a la terminación de la excavación retirando el talud perimetral en tramos alternados de 4 m de ancho. En los primeros tramos atacados, indicados con el número 1, se retirará el talud en dos partes, en la primera se descopeteará la parte superior del talud, de manera que permita colocar una madrina de repartición a 1 m de profundidad y colocar troqueles que reaccionarán contra la losa de cimentación ya construida. Una vez instalado el primer nivel de troqueles y revestidos con polines colocados entre las viguetas metálicas, la profundidad en que se excavó a talud vertical, se retirará la parte inferior del talud hasta 3 m de profundidad, se reviste con polines la parte en que ahora se tiene talud vertical, se coloca una viga de repartición a 2.8 m de profundidad y se instala otro nivel de troqueles, igualmente reaccionando contra la losa de cimentación ya construida como se indica en la figura 43. Una vez retirado el talud perimetral de la primer etapa, se procede de la misma manera con los tramos indicados como número 2 .

- Una vez retirados los taludes perimetrales se procederá a efectuar las excavaciones que alojarán las contratrabes en las colindancias en tramos de 4 m de longitud cada uno a continuación de otro, de tal manera que en el primer tramo excavado, una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se revestirá con polines entre los perfiles metálicos. Una vez revestido de polines el tramo

primero excavado se procederá con los siguientes, siguiendo el mismo procedimiento.

- A continuación se colarán las contratrabes, se rellenará la sobreexcavación de las zanjas que los alojan y se terminará 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.
- El bombeo se mantendrá hasta tener colada la losa de planta baja.
- En el sitio donde se construirá la junta constructiva se hará una excavación de 0.3 m de profundidad y 2 m de ancho donde se colocará arena arcillosa en estado plástico, compactada al 90% de su PVSM según la prueba próctor. El detalle de construcción en la junta constructiva se presenta en la figura 44.
- Deberá prevenirse dentro del sótano del cuerpo bajo un cárcamo y una bomba que funcione con electroniveles con objeto de prevenir cualquier inundación de los sótanos.

### **TERCERA ALTERNATIVA (MUROS MILAN)**

De acuerdo a la tercera alternativa el procedimiento constructivo que deberá seguirse para realizar la excavación de lo que será el sótano y la cimentación es el siguiente:

Una vez definido el trazo de la zona donde se construirán los muros se realizará la construcción de los brocales de acuerdo en lo indicado en la especificación general correspondiente. Realizado lo anterior, se iniciará la excavación de las zanjas que alojarán a los muros de concreto colados en sitio. Dicha excavación deberá hacerse con equipo o maquinaria cuya herramienta de corte sea guiada, con objeto de ofrecer una amplia garantía en la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de la zanja, así mismo el equipo deberá alcanzar sin problemas, la profundidad de los muros indicada.

- Para poder cumplir con las características antes descritas, la herramienta de excavación deberá cumplir con las siguientes recomendaciones:
  - a) Se deslizará con suavidad sin chicoteos ni golpes.
  - b) Se hincará evitando que choque o caiga libremente contra el lodo o contra las paredes de la zanja para evitar desprendimiento o caídos.
  - c) Se deberá meter y sacar sin brusquedad para evitar efectos de émbolo en el lodo.
  - d) Cortará firmemente el material hincándola a presión sin sacudirla repentinamente.
  
- Por ningún motivo deberá emplearse para la excavación de las zanjas, maquinaria que utilice cucharón de almeja libre o cualquier herramienta no guiada, ya que dicho equipo además de no cumplir con las características

antes mencionadas (verticalidad, alineamiento, etc.) podría provocar derrumbes durante la excavación.

- Las excavaciones de las zanjas se harán en forma alternada, es decir, no deberán excavar tableros contiguos simultáneamente, de igual manera no se excavará la zanja para un tablero, hasta que el concreto del contiguo haya alcanzado su fraguado inicial.
- Durante la excavación deberá efectuarse un control de las propiedades del fluido estabilizador; este control consistirá en efectuar las pruebas necesarias para confirmar que dichas propiedades cumplen con los límites especificados. Se llevarán a cabo por lo menos dos pruebas del fluido por cada tablero, la primera al vaciar el fluido en la zanja y la segunda inmediatamente antes de introducir la parrilla de refuerzo.
- El nivel del fluido dentro de la zanja deberá coincidir con el nivel del agua freática evitando variaciones con respecto al mismo. Por ningún motivo deberá permitirse abatir el nivel arriba indicado del fluido estabilizador, ya que se podrían causar succiones y gradientes en el marco freático que favorezcan la desintegración y el derrumbe de las paredes.
- Terminada la excavación, deberá procederse a la limpieza del azolve del fondo, utilizando un tubo eyector que pasará por todo el piso de la zanja, otra alternativa consiste en la recolección del azolve con la almeja.
- Cuando se haya concluido la excavación y se haya verificado la profundidad de la zanja y las propiedades del fluido estabilizador, se procederá a introducir las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo.

- Las juntas deberán ser tubos metálicos huecos de forma semicircular o rectangular que en cada una de sus caras tendrán la forma macho o hembra y que contendrá la banda de PVC integrada. En el interior del tubo-junta no deberá tener sus extremos cerrados y en su parte inferior tendrá una caja metálica que se hincará y asentará firmemente en el fondo de la zanja para evitar que se mueva o deforme durante el colado. Dicha junta deberá lastrarse para evitar su flotación.
  
- El tiempo máximo que deberá transcurrir entre el momento de introducción en la zanja y el colado de la misma será de 4 horas.

# **CAPITULO VII**

# **INSTRUMENTACION**

## **VII. INSTRUMENTACION**

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación a 4.2 m de profundidad, que alojará a los sótanos y la cimentación del proyecto.

Previamente al inicio de los trabajos de excavación, se instrumentará el suelo que rodeará a la excavación para verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del mismo.

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo en la que se efectuará la excavación, a través de la determinación de:

La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, en los puntos más representativos en la masa del suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada de la instrumentación debe ser constantemente examinada e interpretada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

Los instrumentos de medición se deben instalar siguiendo las recomendaciones que se describen a continuación en los que también se indica la frecuencia de las mediciones.

### **VII.1 Referencias superficiales.**

Tendrán por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circundará la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, ó bien deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno que se instalarán definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con nivel óptico se determinan los desplazamientos verticales.

Las características de las referencias superficiales antes mencionadas se describen a continuación:

#### ***Testigo superficial.***

Es un cilindro de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior: el perno es de cabeza esférica de 5/8 por 4" y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición que esta graduada en mm, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

### **VII.2 Criterios de instalación.**

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante los procesos de

construcción. Las líneas de colimación serán paralelas al borde de excavación, señalando una a cada lado de la excavación, en la colindancia con la vía pública; la separación entre testigos superficiales será de 6 metros.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación, según los procedimientos que se describen a continuación:

**a) Testigos superficiales.**

- Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas.
- Se perforarán los sitios que alojarán los testigos.
- Se colocarán los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada.
- Se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

**VII.3 Procedimiento de medición.**

El tránsito que se utilice deberá tener plomada óptima de centrado y precisión de 15 seg. ; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato. Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá ser de precisión, con radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con un nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuarán cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la línea coincida con la línea de colimación. En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximadamente de  $\pm 0.5$  mm.

## **CAPITULO VIII**

# **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para determinar el tipo de cimentación más adecuado para el Conjunto Habitacional denominado Residencial Velásquez de León, en un predio que tiene un área aproximada de 1,780 m<sup>2</sup>, ubicado en la calle de Velásquez de León No. 111, de la colonia San Rafael, México, D. F., en donde se proyecta construir un edificio para departamentos, constituido por un sótano y un semisótano que serán destinados para estacionamiento y seis plantas tipo que alojarán a los departamentos, se realizó un estudio de mecánica de suelos, consistente en muestreo y exploración de los materiales del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

De acuerdo al proyecto arquitectónico el edificio tendrá un sótano con área de 1531 m<sup>2</sup>, un semisótano con área de 1,157 m<sup>2</sup> aprox. y seis niveles tipo para departamentos donde el área por piso será de 1,157 m<sup>2</sup>, como se muestran en las figuras 2 a 4.

Actualmente el predio de interés se encuentra desocupado y anteriormente se tenían estructuras de un nivel de una vecindad. El predio tiene un área de 1780 m<sup>2</sup>. Se efectuó un levantamiento del tipo de las estructuras colindantes con el predio de interés; encontrándose colindando al sur con estructuras de dos niveles, las cuales tienen una cimentación a base de zapatas desplantadas a 0.3 m de profundidad, y no tienen castillos; al oriente colinda con la calle de Joaquín Velásquez de León; al poniente se tienen estructuras de dos niveles con cimentación de mampostería desplantada a 30 cm; finalmente al norte se tienen estructuras de dos, tres y hasta cuatro niveles entre el fondo del predio y la vía pública, en forma alternada en esta colindancia se tienen bardas de patios como se observa en el reporte fotográfico del Anexo I, las estructuras se encuentran

desplantadas en forma superficial mediante zapatas de mampostería y semejante a las colindantes en el lado sur pero a 50 cm.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio, constituido por seis plantas tipo para departamentos y un sótano y medio que serán ocupados para estacionamiento de automóviles donde la cota de piso terminado del sótano inferior de  $-4.0$  m con respecto al nivel de banqueteta (cota 0.00), como se observa en los cortes esquemáticos de las figuras 5 a 7, en ellos la estructuración se efectuará mediante columnas, muros, trabes y losas de concreto armado, en los niveles superiores será mediante muros de carga, trabes y losas de concreto armado. En la figura 4 se presenta una planta con la distribución de columnas y muros en el sótano, en la figura 2 se presenta la estructuración de las plantas tipo en donde se observa que se tendrá una junta constructiva a la mitad de su longitud, y en las figuras 5 a 7 se muestran los cortes verticales esquemáticos del proyecto considerado, donde se observa que el nivel de piso terminado del sótano 2 se encuentra a 4.0 m por debajo de la cota cero que corresponde al nivel de banqueteta de la calle Velásquez de León.

El sitio del proyecto se localiza en la zona 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 que garantice su estabilidad, proporcionando las recomendaciones necesarias para su diseño tales como la capacidad de carga y 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 m con respecto al nivel de banqueteta que es la profundidad a la que se estimó se encontraba la primera capa dura,

realizando la revisión de la cimentación propuesta con los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones del D. F., asimismo se establece el procedimiento constructivo más adecuado para la cimentación, considerando las colindancias existentes para garantizar la estabilidad de las mismas así como de la propia excavación, consignando las recomendaciones que se juzgan necesarias implementar.

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 5 m preconsolidada por desecación y a partir de esta profundidad y hasta 28 m de profundidad media se tienen depósitos arcillosos, con porcentajes importantes de agua del orden de 250% que trae como consecuencia que estos materiales sean de baja resistencia y alta deformabilidad, por lo que fue necesario realizar sondeos profundos con los que se elaboro un perfil estratigráfico que permita visualizar las características físicas y mecánicas del subsuelo, y evaluar las condiciones de preconsolidación de los depósitos arcillosos en el sitio de interés, ya que en un suelo normalmente consolidado serán mayores los asentamientos que en un suelo preconsolidado, lo anterior será evaluado mediante las pruebas de consolidación realizadas a las muestras inalteradas obtenidas de los sondeos profundos mediante el muestreador tipo shelby, y de acuerdo a los resultados obtenidos en el sondeo de cono eléctrico permitirá dictaminar si el desplante de la cimentación propuesto es el más adecuado que garantice la estabilidad de la cimentación, de igual forma mediante el sondeo de cono se podrá conocer el espesor y la profundidad a la que se encuentran los estratos o lentes de arena que tiene el subsuelo y que podrían dificultar el proceso de excavación requerido y que más adelante se describe.

Con el objeto de conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo hasta la profundidad en la que son significativos los esfuerzos producidos por las cargas que transmitirán las estructuras que se proyectan construir y definir un corte estratigráfico general del subsuelo será necesario realizar dos sondeos profundos en el sitio de interés; los sondeos serán uno de tipo mixto a 28 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 otro de cono eléctrico a 30 m. de profundidad para conocer la resistencia en el lugar, y para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos superficiales se excavarán dentro del predio cuatro pozos a cielo abierto a 2.5 m de profundidad.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 9 a 12. La localización en planta de los sondeos de cono y mixto realizados, y de los pozos a cielo abierto excavados se muestran en la figura 8.

El predio se localiza en la Zona III (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcción del D. F., se encuentra al Oriente de la Cuenca del Valle de México, la cual, 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 predominan los depósitos arcillosos de baja resistencia y alta deformabilidad.

De acuerdo a la exploración del subsuelo realizada, los materiales del subsuelo tiene la siguiente secuencia estratigráfica: superficialmente y con

espesor de 0.5 m, se tiene materiales de relleno constituidos por arena poco arcillosa con gravas y restos de cimentaciones antiguas con espesor medio de 0.5 m., de compacidad media; enseguida se tiene el manto superficial constituido por capas interestratificadas de arcilla limosa poco arenosa, limo arcilloso poco arenoso, arcilla limosa y arena limosa, con espesor medio de 4 m. contenido de agua medio de 50% de consistencia variable entre blanda y dura y el índice de resistencia a la penetración estándar es variable entre 7 y 50 golpes.

El nivel de aguas freáticas se encontró en 2.3 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, en la fecha en que se realizó la exploración.

En el Anexo II se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los siguientes ensayos de laboratorio: pruebas de compresión simple, resistencia a la compresión triaxial y los parámetros de compresibilidad obtenidos en pruebas de consolidación con seis incrementos de carga y un ciclo de descarga realizados para determinar las propiedades mecánicas de los suelos muestreados.

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre 1.0 y 4.0 m se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor en  $8 \text{ ton/m}^2$  al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior; y de  $1 \text{ ton/m}^2$ , en su parte inferior, y a partir de dicha profundidad, y hasta 30 m tienen una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, variable entre 1 y  $0.75 \text{ ton/m}^2$ , decrementándose con la profundidad.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio se

encuentra en la zona III denominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.4.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la figura 20 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), donde se observa que de acuerdo los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados, el suelo esta normalmente consolidado.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales de las estructuras proyectadas 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 28 m, que presenta un esfuerzo de preconsolidación de  $8 \text{ ton/m}^2$  mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 1.0 y 4.5 m de profundidad y de  $1 \text{ ton/m}^2$  mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 4.5 y 29 m de profundidad que indica que el subsuelo presenta condiciones normalmente consolidadas lo que se manifiesta como un suelo con una deformabilidad de mayor magnitud de asentamientos que la que tiene un suelo preconsolidado, se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante cajón de cimentación estanco de concreto reforzado que será conformado por el mismo sótano de proyecto, que compensen parcialmente el peso de las estructuras constituidas por muros de contención, contratraveses y losa de contacto plana, con área en planta ampliada respecto a la cubierta por el edificio, como se muestran en las figuras 21 y 22, desplantado a - 4.20 m de profundidad, respectó al nivel de banquetta (cota 0.00), tomando en cuenta que el piso terminado del sótano inferior será a la cota - 4.0 m.

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 consideraron las cargas que transmitirá la estructura proporcionados por el estructurista y las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de  $1.0 \text{ ton/m}^2$  por nivel, y el peso de la cimentación de  $1.4 \text{ ton/m}^2$  por sótano que incluyen factor de carga, por lo que las cargas proporcionadas por el estructurista, nos indico incrementarle el peso del sótano 2, la cual no estaba considerada en las cargas que se muestran en el Anexo III.

En esas condiciones para el edificio, se tendrá un peso de 10,236 ton, correspondiente a un peso unitario en su área cubierta de  $8.85 \text{ ton/m}^2$ . Considerando el área cubierta propuesta para el cajón que es la proyección del sótano 2 con un área ampliada respecto a la cubierta por el edificio, el peso unitario se reduce a  $6.68 \text{ ton/m}^2$ . Es necesario aclarar que aunque la excavación se realice en dos etapas, el cajón de cimentación será monolítico y continuo.

Considerando el área cubierta propuesta para el cajón, que es un área mayor a la cubierta por la estructura, dado que se tienen vacíos, quedando ampliada al sembrado de la estructura y por ende el área de contacto reduciendo la carga neta transmitida al subsuelo por efecto de compensación.

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que las estructuras 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..**

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima afectadas por el factor de carga hasta el sótano 1 de acuerdo a datos proporcionados por el estructurista que se muestran en el Anexo III, sin excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación, considerando que los elementos estructurales que constituirán a las estructuras sean aligeradas, en donde esto es factible.

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media más el peso propio de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmita al subsuelo esfuerzos tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito arcilloso normalmente consolidado a la profundidad correspondiente, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales. Lo anterior se satisface limitando la presión neta transmitida al subsuelo a  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , es decir, tal que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón de cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos

Para la estructura analizada, el peso de la estructura incluyendo el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente mas carga viva media, corresponde a una presión unitaria de  $8.85 \text{ ton/m}^2$ , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área ampliada al sembrado cubierta por la estructura de seis y medio niveles y un sótano y medio, de las cuales se compensaran  $6.68 \text{ ton/m}^2$ . Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 4.2 m de profundidad tienen un peso volumétrico de

1.40 ton/m<sup>3</sup>, la profundidad de desplante de 4.2 m por proyecto es suficiente para compensar 6.68 ton/m<sup>2</sup>.

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 2.0 ton/m<sup>2</sup> y un peso volumétrico del suelo de 1.35 ton/m<sup>3</sup>, obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de 13.4 ton/m<sup>2</sup>.

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

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

Se obtuvo que excavando la mitad del área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 4.1 cm y en la esquina de 1.8 cm, las cuales resultan admisibles. **Si se excavará toda el área en una sola etapa se tendrán expansiones mayores a las antes mencionadas y que resultarían inadmisibles. Por lo que establece que la excavación deberá efectuarse en dos etapas y se realizará del fondo del terreno hacia el frente, dejando inicialmente una berma perimetral como se indica en el proceso constructivo.**

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.

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación.

Los asentamientos se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a éstos, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada.

Se obtuvieron los asentamientos para varios puntos considerando la estructura flexible, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

Los análisis efectuados corresponden a estructuras de seis y medio niveles y además un sótano y medio, con elementos estructurales convencionales, y una cimentación constituida por cajón de cimentación con área ampliada respecto a la cubierta por el edificio (por proyecto), (ver figura 22) desplantado a 4.20 m de profundidad (considerando que el piso terminado quedará a  $-4.0 \text{ m}$ ), respecto al

nivel medio de banquetta, que en esas condiciones aplican una presión neta de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ , para los que se satisface el estado límite de falla y el estado límite de servicio.

Si la cimentación únicamente se construyera bajo el sembrado del edificio sin considerar vacíos su cimentación podrá realizarse mediante cajón de cimentación con área igual a la cubierta por el edificio (ver figura 21), y desplantado a 4.20 m de profundidad, respecto al nivel medio de la banquetta de la calle, en esas condiciones aplicarán una presión neta de  $2.97 \text{ ton/m}^2$ , para los que no se satisface el estado límite de falla ni el estado límite de servicio.

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

Debido a que se satisface la desigualdad no se presentará la falla de fondo de la excavación, la excavación que alojará el cajón de cimentación no se podrá efectuar dejando taludes verticales, sino dejando una berma constituida por un talud 0.8:1.0 (horizontal:vertical) y adicionalmente una banquetta de 1.0 m de espesor que se ira recortando poco a poco y en tramos alternados de 3 m de ancho.

Con objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos del edificio, resulta necesario que esta se efectúe limitándola mediante el uso de un ademe troquelado. Entre las diferentes alternativas de ademe se recomienda un muro base de tablestaca de concreto que se hincará en el perímetro del área de excavación que contempla el proyecto, o bien como segunda alternativa se propone hincar a percusión viguetas metálicas de sección I, de 0.2 m de longitud del alma, y 8 m de longitud, hincadas entre 0.0 y 8.0 m de

profundidad, respecto al nivel de banquetas, con una separación entre ellas de 2.4 m que es la longitud de los polines contemplados, estas viguetas formarán parte de una ataguía que serán revestidas de polines de madera de sección transversal cuadrada de 0.1 m de lado, y soportada por troqueles que colocados entre esta a través de una viga de repartición y la losa de cimentación previamente construida al centro del área cubierta por el edificio, permitirá excavar a talud vertical hasta 4.2 m de profundidad.

El tablestacado alcanzará una profundidad de 8 m al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla que impida el flujo del agua hacia la excavación.

El muro constituido por el hincado de las tablestacas tendrá las siguientes funciones:

- Contener los cortes verticales como se establecerá en el procedimiento constructivo de la excavación.
- Reducir el flujo horizontal de agua hacia las zonas de excavación de los estratos superficiales de mayor permeabilidad.
- Reducir el riesgo de falla de fondo por subpresión.

El procedimiento constructivo para la cimentación recomendada se presenta en el capítulo 6 de este informe.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra.

Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de cinco años. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

Por lo tanto, después de hacer un análisis económico, se concluyó que la alternativa de cimentación más viable es la utilización de tablestacado y únicamente se solicita que se realice un riguroso trabajo de supervisión durante la ejecución de los trabajos a realizar.

# **FIGURAS**

# CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

NORTE

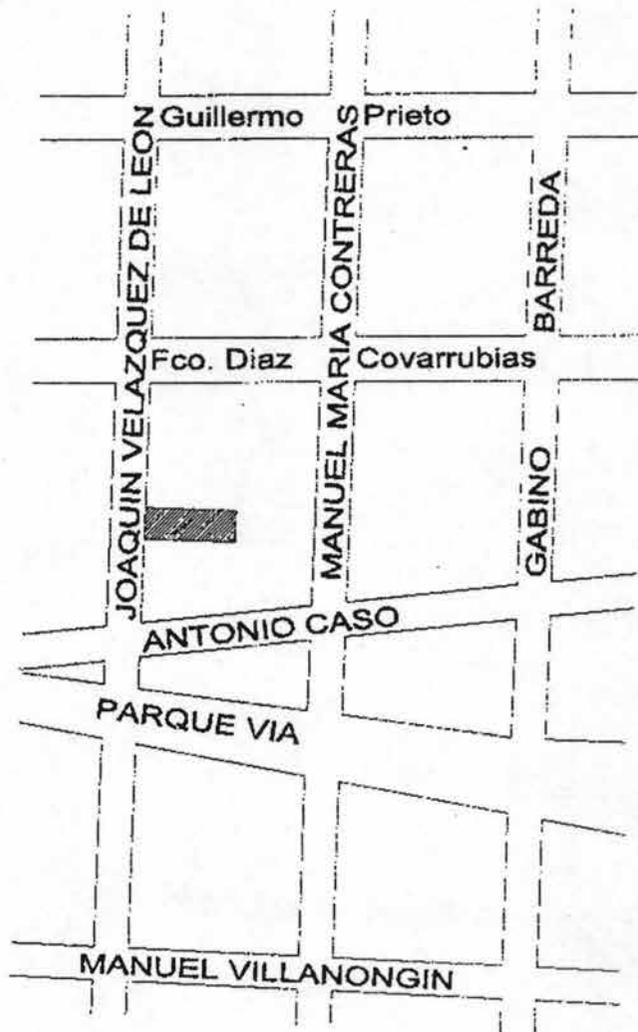
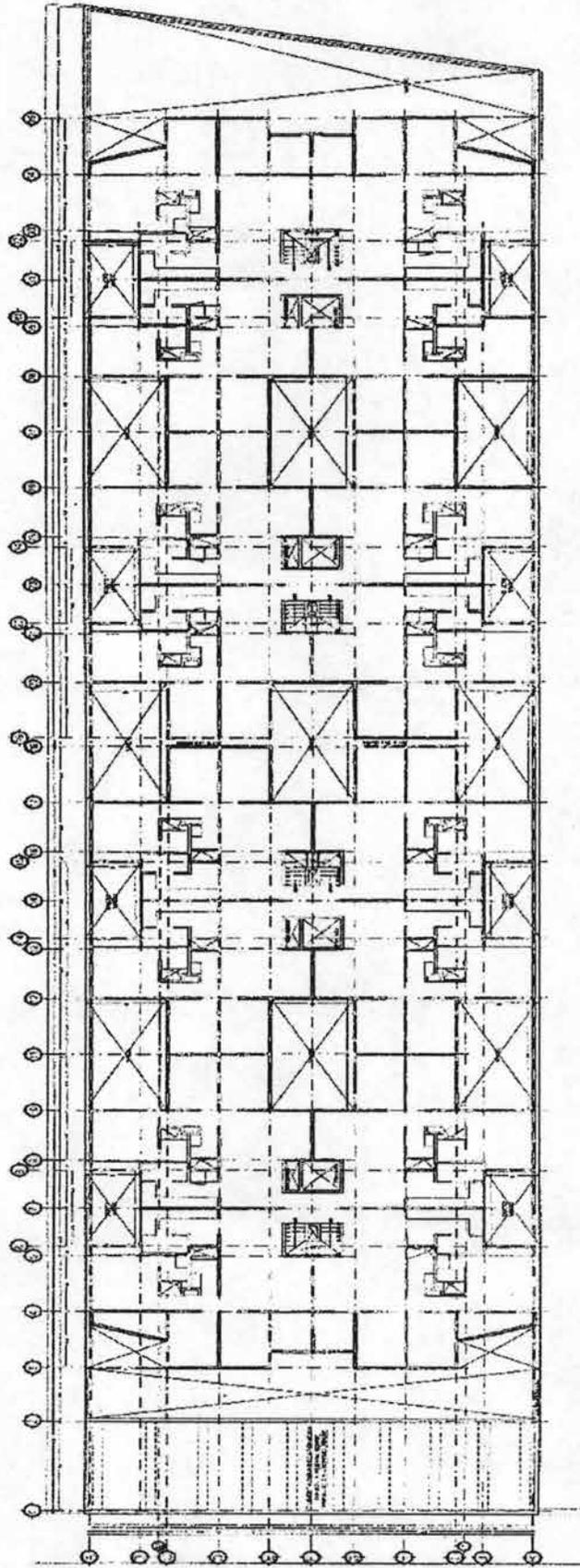
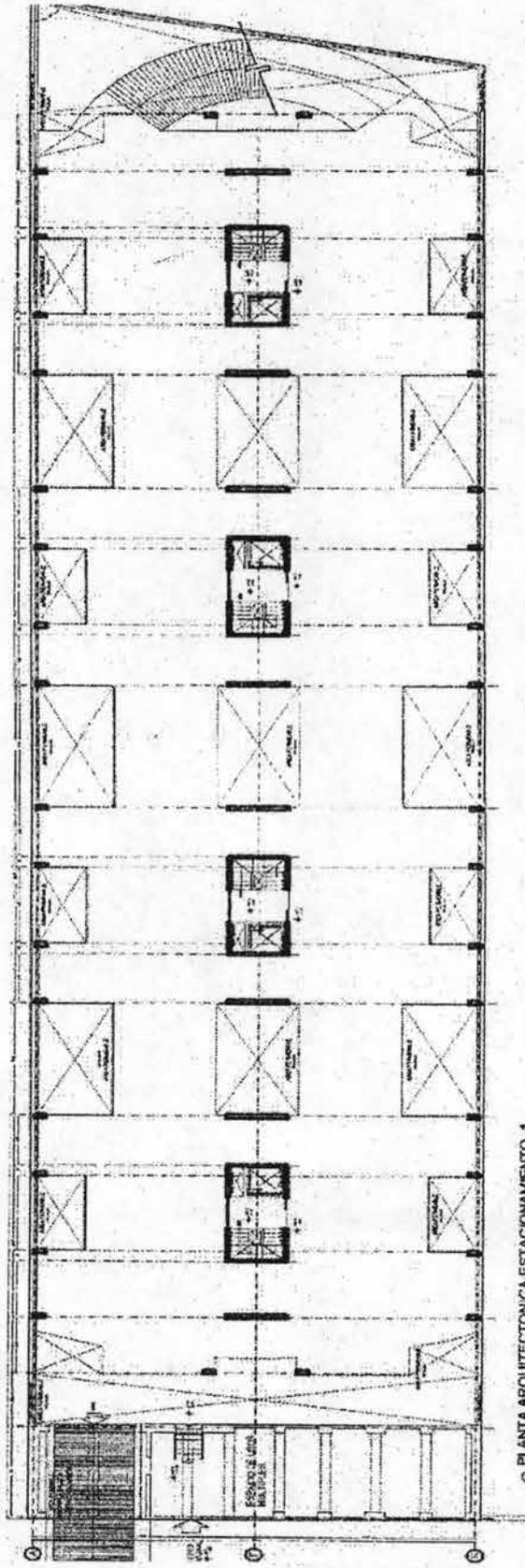


FIGURA 1



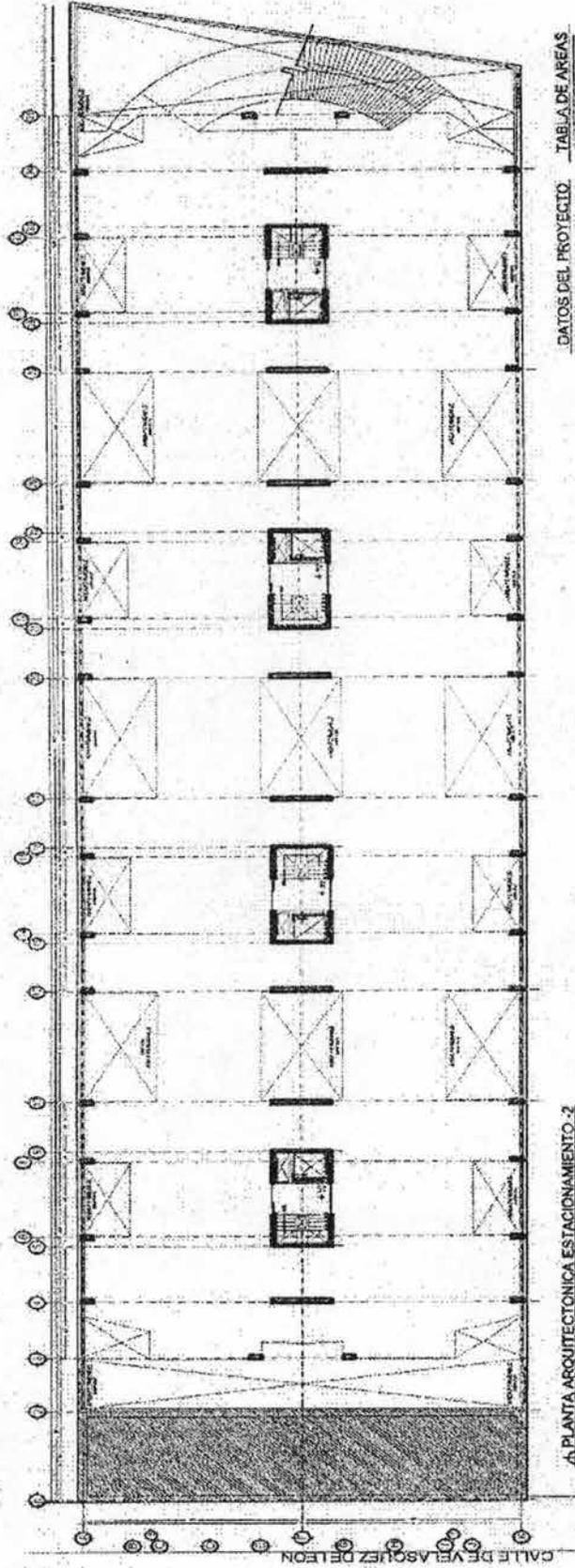
PLANTA ARQUITECTÓNICA TIPO  
PROYECTO: 11.02.1988, 11.12.1988, 11.12.1988, 11.12.1988

FIGURA 2



PLANTA ARQUITECTONICA ESTACIONAMIENTO -1

FIGURA 3



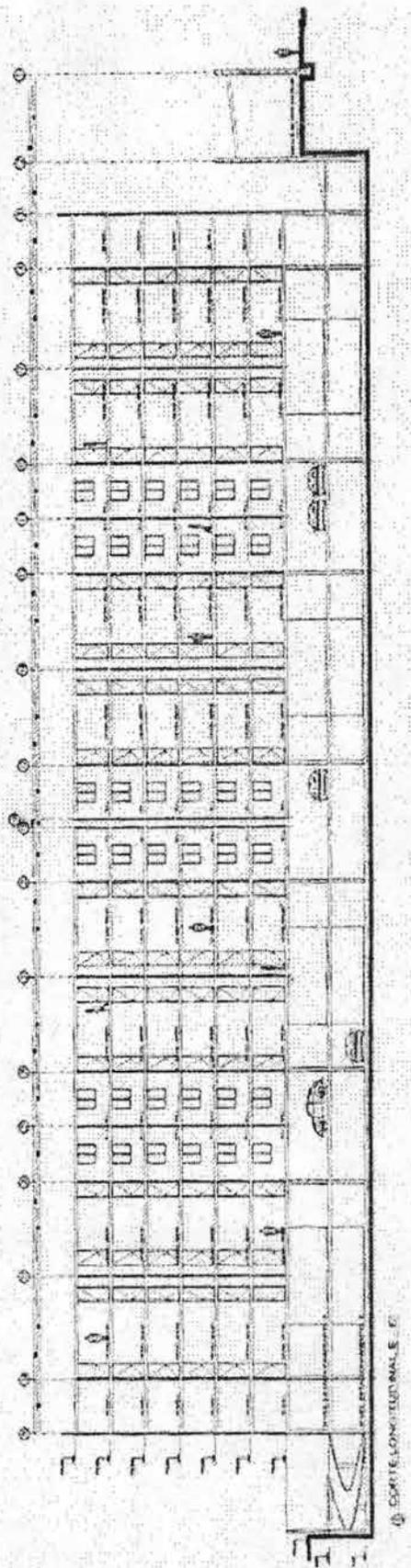
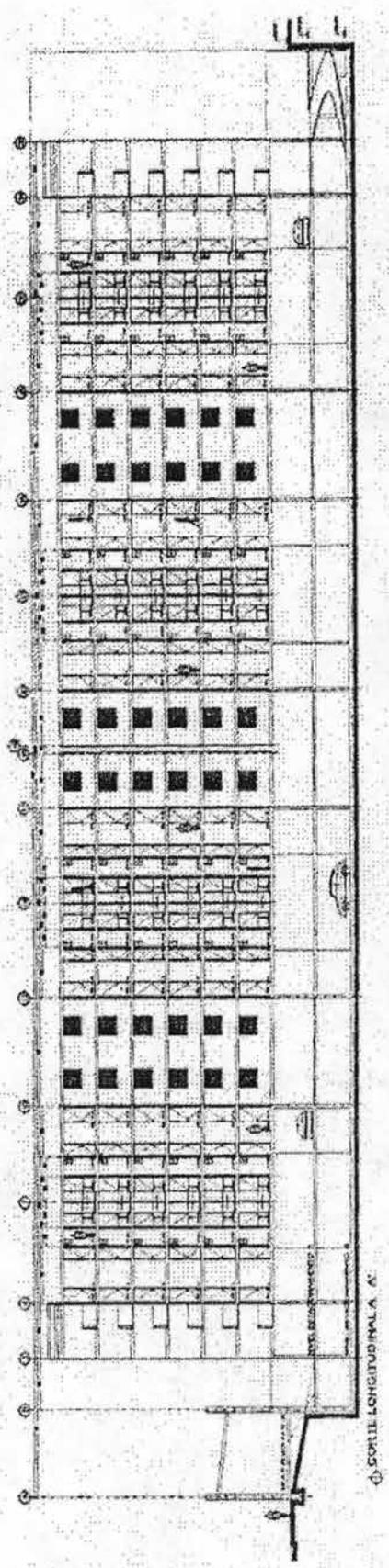
**TABLA DE AREAS**

AREA TOTAL	1,170.00
AREA CONSTRUIDA	1,170.00
AREA DE PASADIZOS	1,170.00
AREA DE SERVIDORES	1,170.00
AREA DE ESTACIONAMIENTO	1,170.00
AREA DE PLANTAS	1,170.00
AREA DE SERVIDORES	1,170.00
AREA DE ESTACIONAMIENTO	1,170.00
AREA DE PLANTAS	1,170.00
TOTAL	1,170.00

**DATOS DEL PROYECTO**  
 AREA TOTAL: 1,170.00 M<sup>2</sup>  
 AREA CONSTRUIDA: 1,170.00 M<sup>2</sup>  
 AREA DE PASADIZOS: 1,170.00 M<sup>2</sup>  
 AREA DE SERVIDORES: 1,170.00 M<sup>2</sup>  
 AREA DE ESTACIONAMIENTO: 1,170.00 M<sup>2</sup>  
 AREA DE PLANTAS: 1,170.00 M<sup>2</sup>

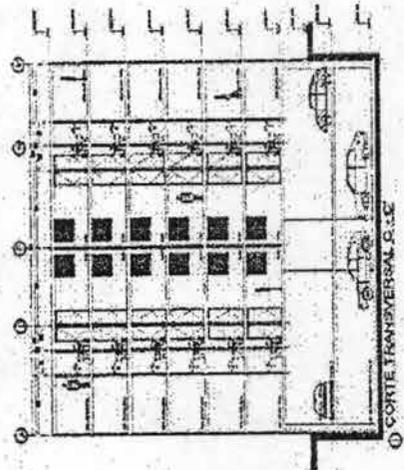
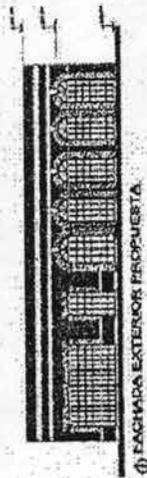
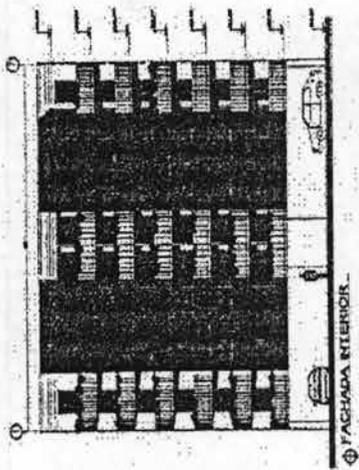
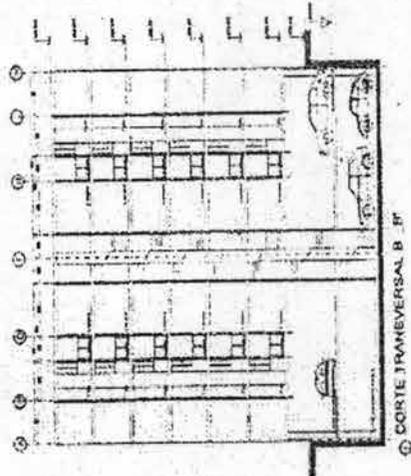
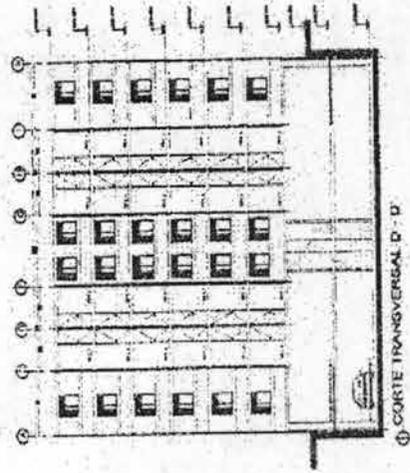
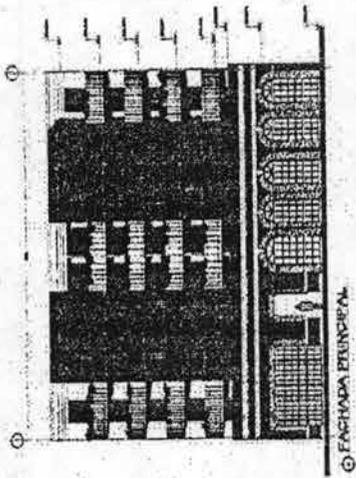
PLANTA ARQUITECTONICA ESTACIONAMIENTO-2  
 1/40

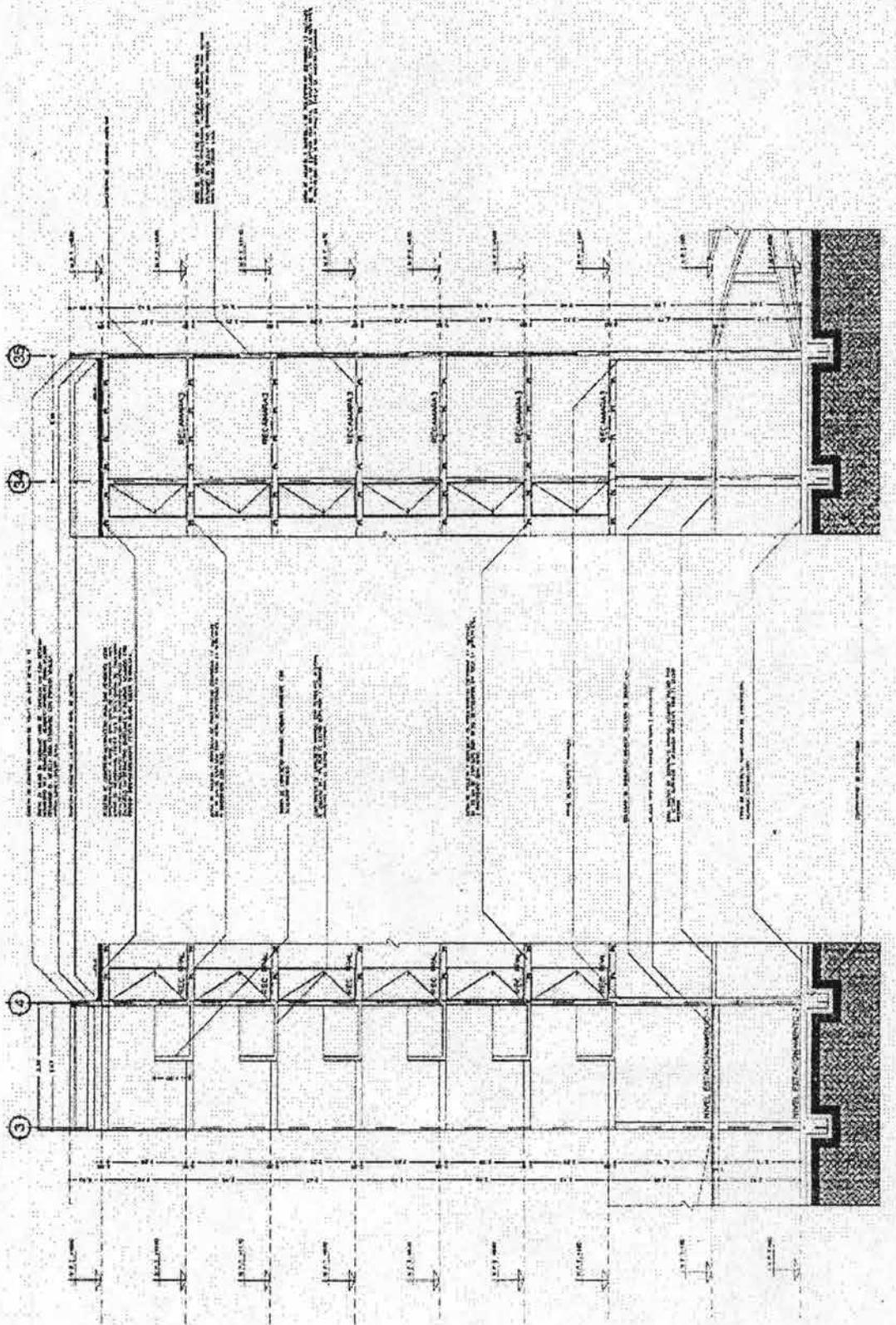
**FIGURA 4**



**FIGURA 5**

# FIGURA 6





CORTE POR FACADA 2

CORTE POR FACADA 1

FIGURA 7

# PLANTA UBICACIÓN POZOS DE BOMBEO

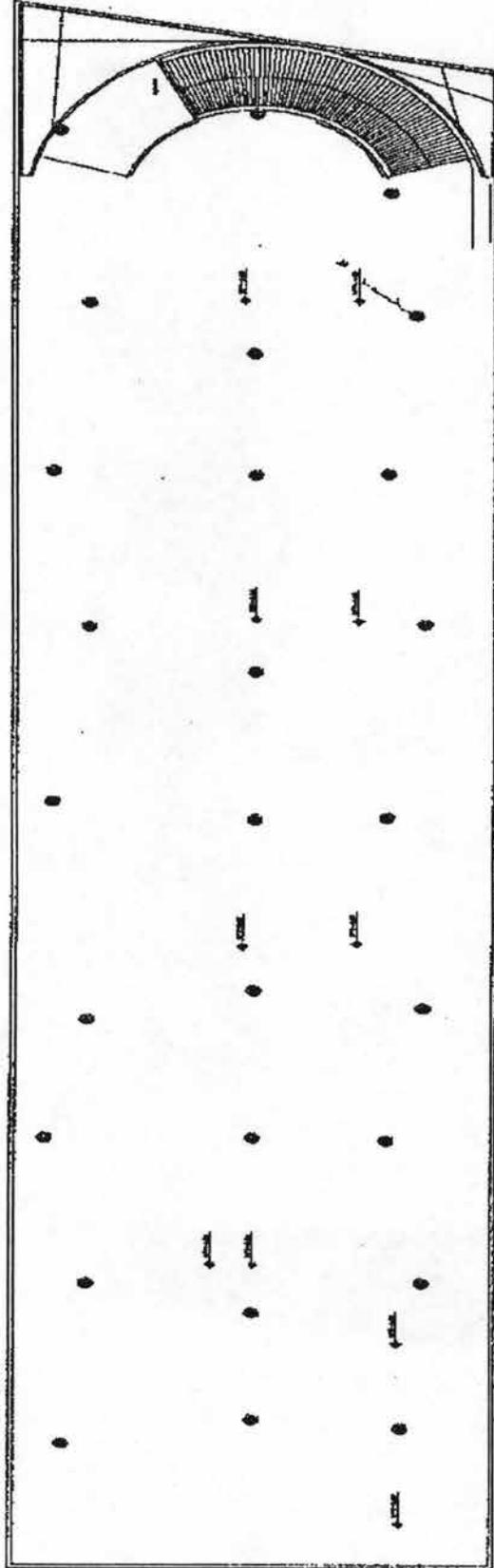


FIGURA 8

# DETALLE DE POZO DE BOMBEO

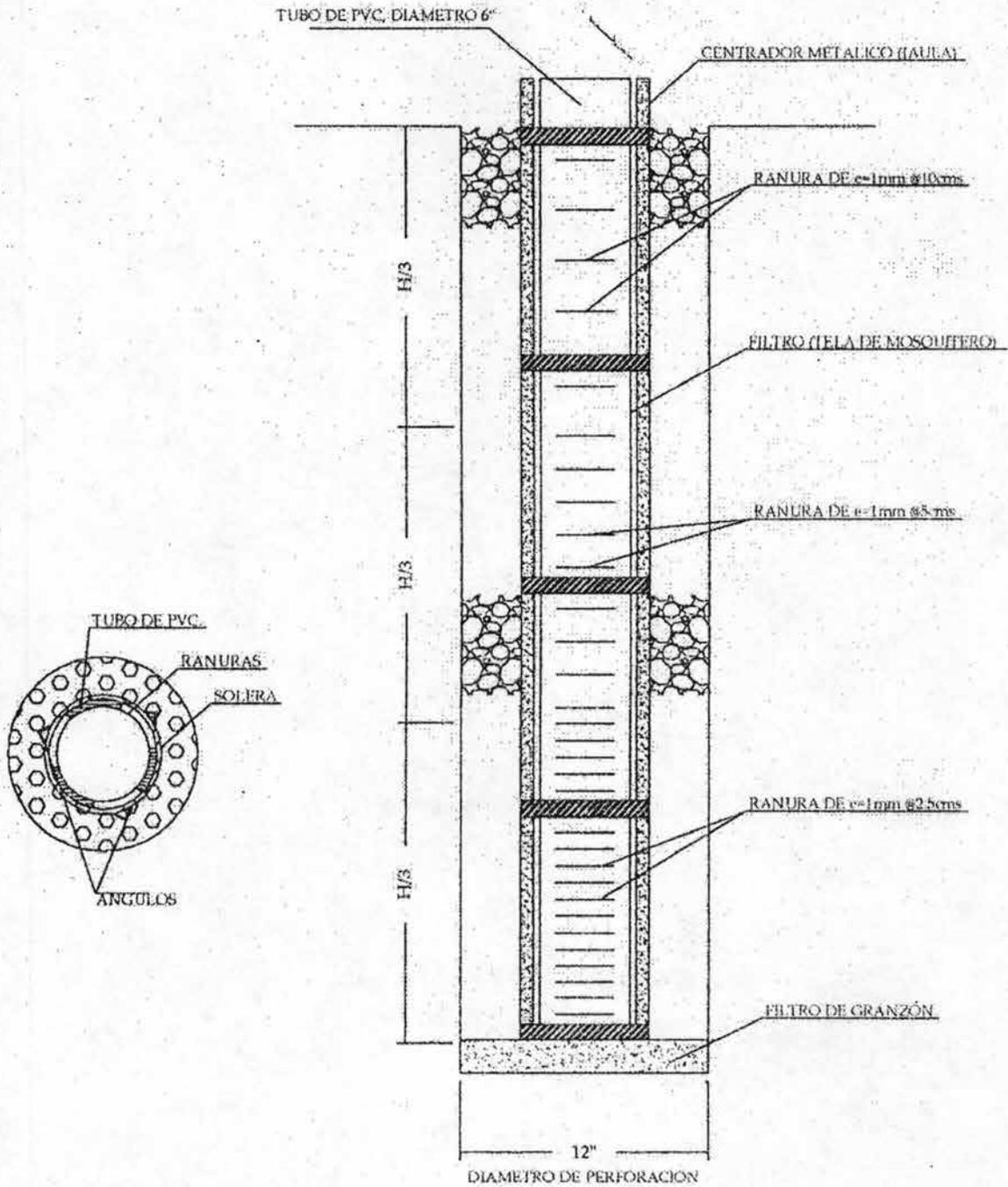
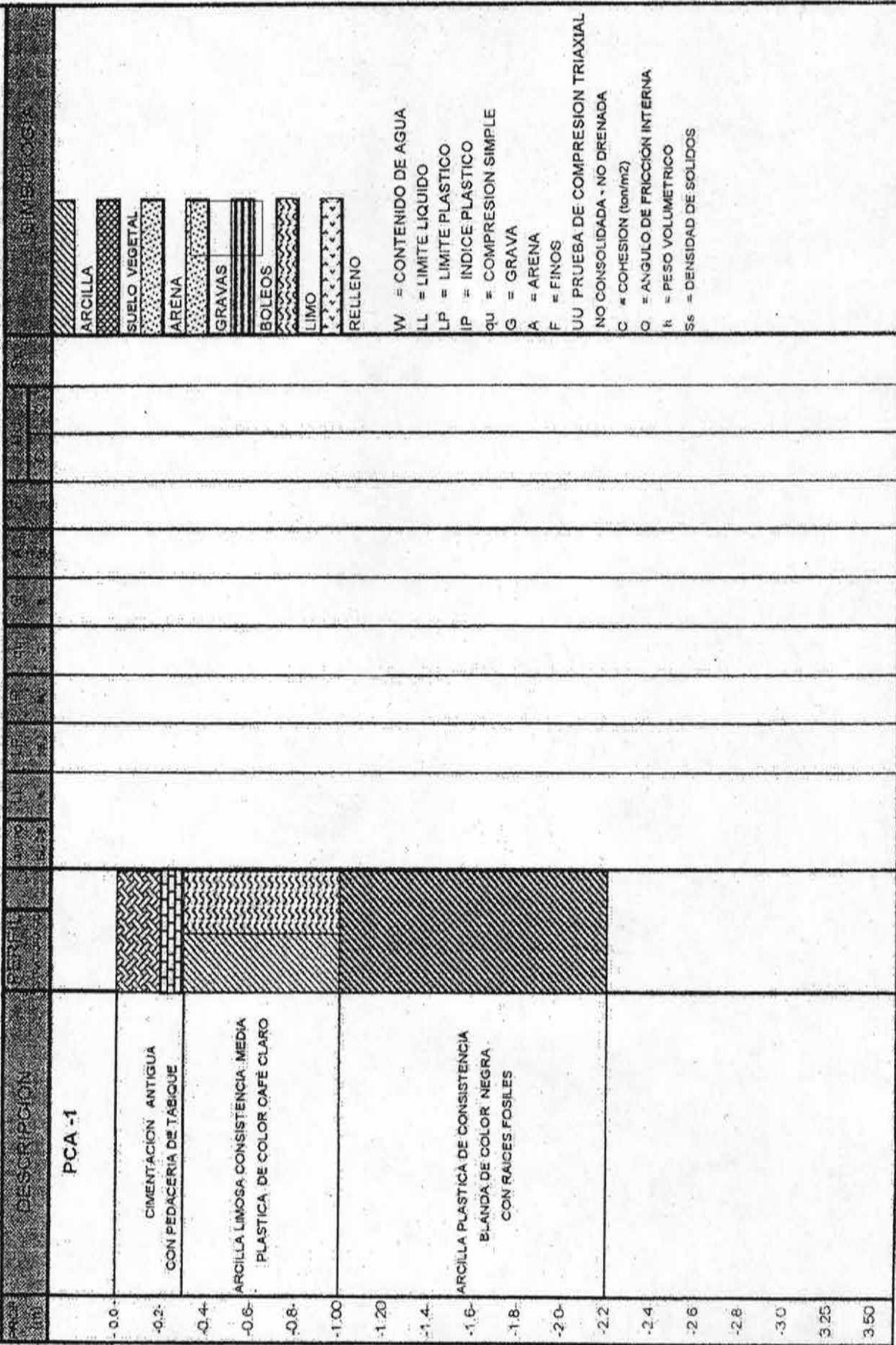


FIGURA 8

# FIGURA 9

OBRA : SAN RAFAEL  
 LOCALIZACION : VELAZQUEZ DE LEON.  
 TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

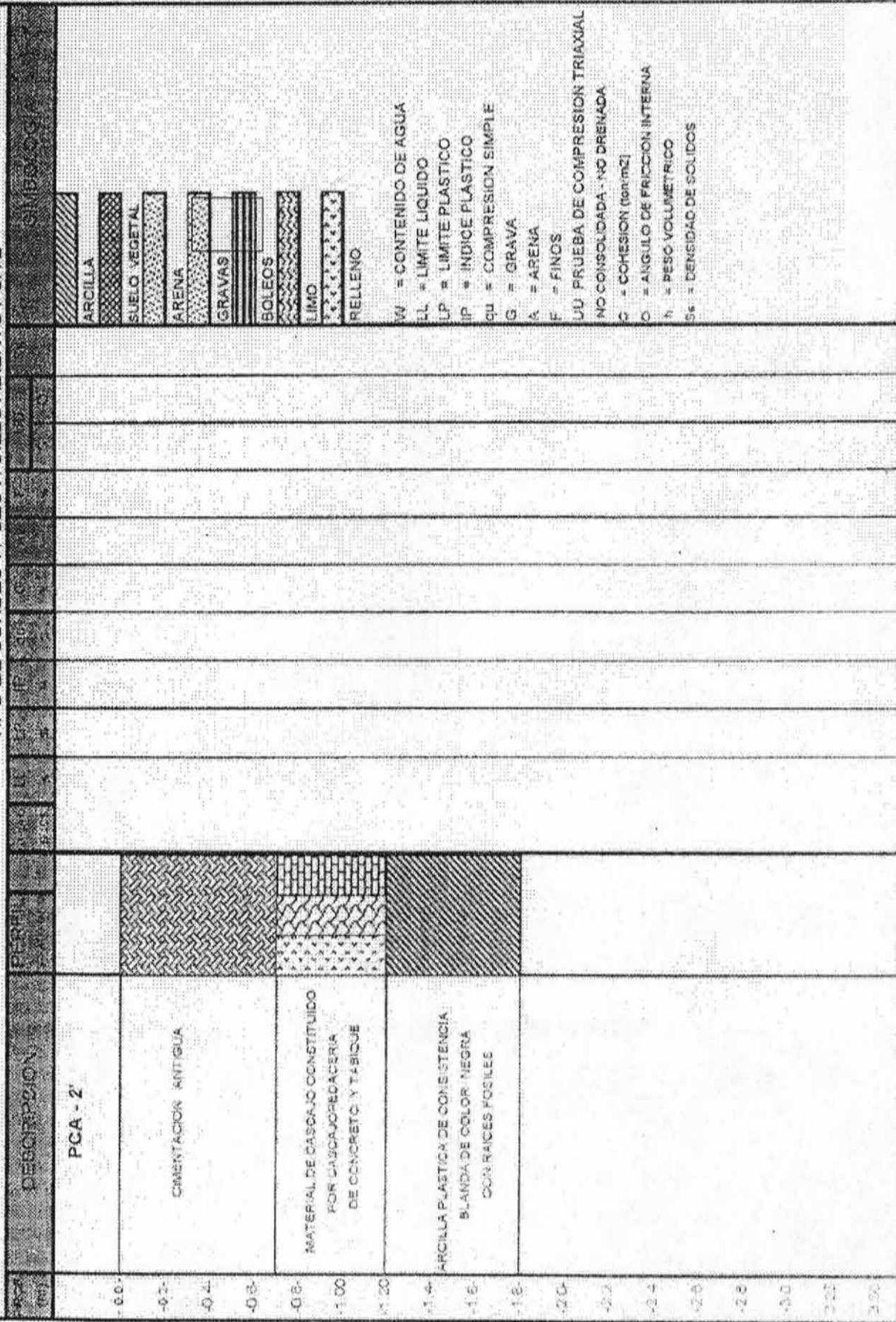


- W = CONTENIDO DE AGUA
- LL = LIMITE LIQUIDO
- LP = LIMITE PLASTICO
- IP = INDICE PLASTICO
- qu = COMPRESION SIMPLE
- G = GRAVA
- A = ARENA
- F = FINOS
- UU PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA
- C = COHESION (ton/m<sup>2</sup>)
- Q = ANGULO DE FRICCION INTERNA
- r = PESO VOLUMETRICO
- Ss = DENSIDAD DE SOLIDOS



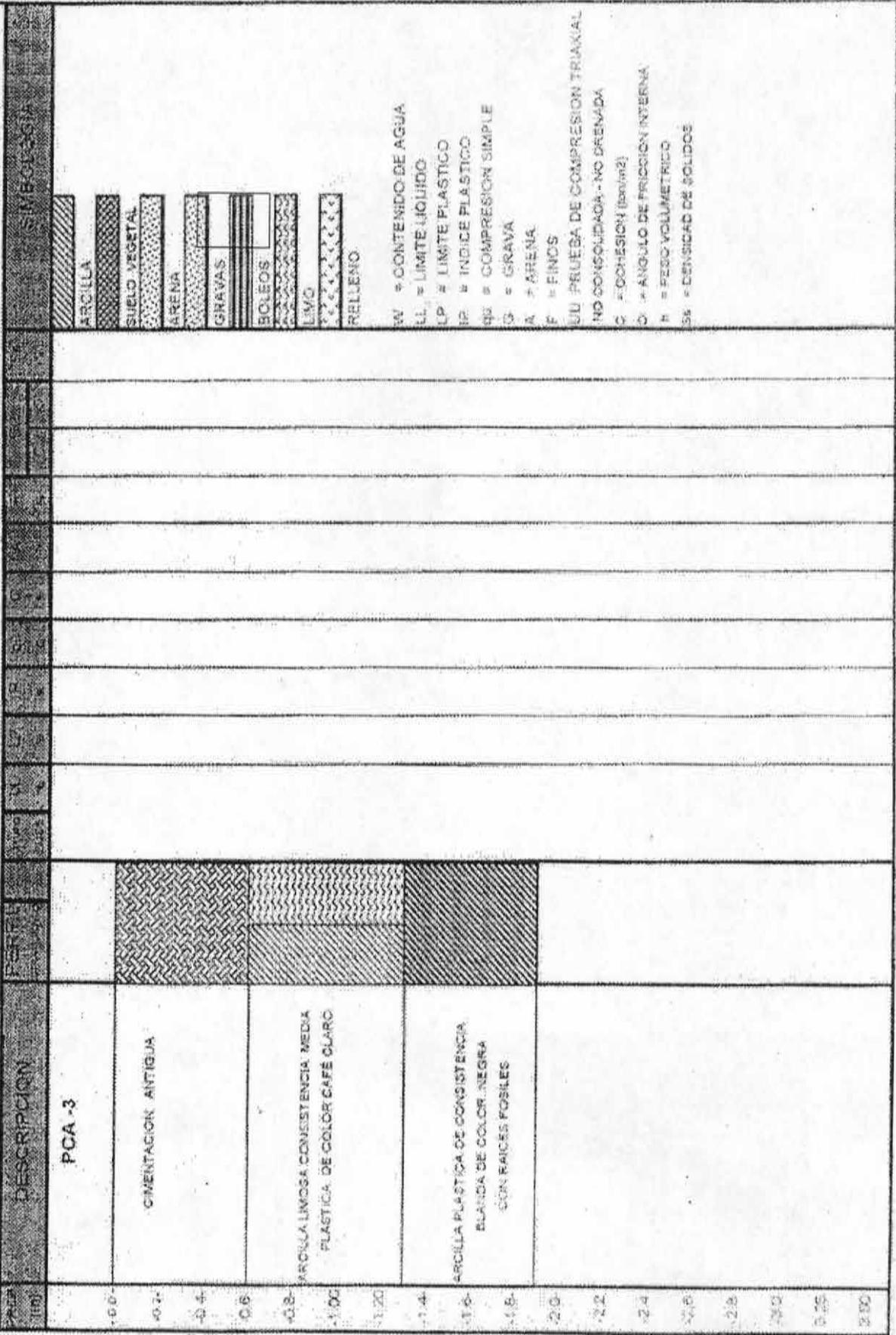
**FIGURA 10**

OBRA : SAN RAFAEL  
 LOCALIZACION : VELAZQUEZ DE LEON.  
 TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO PCA-2



**FIGURA 11**

OBRA : SAN RAFAEL  
 LOCALIZACION : VELAZQUEZ DE LEON  
 TIPO DE SONDEO : POZO A CIELO ABIERTO PCA-3



- W = CONTENIDO DE AGUA
- LL = LIMITE LIQUIDO
- LP = LIMITE PLASTICO
- IP = INDICE PLASTICO
- qu = COMPRESION SIMPLE
- G = GRAVA
- A = ARENA
- F = FINOS
- UU = PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADA - NO DRENADA
- C = COHESION (ton/m<sup>2</sup>)
- D = ANGULO DE FRICCION INTERNA
- H = PESO VOLUMETRICO
- S<sub>w</sub> = DENSIDAD DE SOLIDOS



# FIGURA 13

# REGISTRO SCE

sondeo con cono eléctrico  
capacidad 2 ton

1/2

CONO 2 TON.

COORDENADAS X = Y = Z =

OBRA: CONO SAN RAFAEL  
LOCALIZACIÓN: CALLE VELASQUEZ DE LEÓN

FECHA DE INICIO: POZO No.: SCE 1 No. DE CONO: 1 No. DE CONSOLA: 1 Área de punto del cono = 12.07 m m2 K = 1.000

TIPO DE SONDEO: CONO ELECTRICO PERFORADORA: LONG YEAR 24

PROF.	LECT.	OC															
0.0	45	4	2.6	84	7	5.2	45	4	7.8	41	3	10.4	41	3	13.0	47	4
0.1	54	4	2.7	77	8	5.3	41	3	7.9	39	3	10.5	45	4	13.1	49	4
0.2	63	5	2.8	94	8	5.4	38	3	8.0	37	3	10.6	47	4	13.2	47	4
0.3	74	6	2.9	109	9	5.5	41	3	8.1	35	3	10.7	41	3	13.3	46	4
0.4	86	6	3.0	114	9	5.6	42	3	8.2	39	3	10.8	38	3	13.4	41	3
0.5	114	9	3.1	112	9	5.7	45	4	8.3	37	3	10.9	39	3	13.5	43	4
0.6	65	5	3.2	110	9	5.8	46	4	8.4	41	3	11.0	37	3	13.6	41	3
0.7	47	4	3.3	96	8	5.9	41	3	8.5	40	3	11.1	45	4	13.7	44	4
0.8	39	3	3.4	38	3	6.0	45	4	8.6	45	4	11.2	41	3	13.8	43	4
0.9	41	3	3.5	41	3	6.1	41	3	8.7	41	3	11.3	45	4	13.9	41	3
1.0	35	3	3.6	44	4	6.2	39	3	8.8	40	3	11.4	41	3	14.0	43	4
1.1	185	15	3.7	45	4	6.3	38	3	8.9	43	4	11.5	40	3	14.1	45	4
1.2	415	34	3.8	41	3	6.4	41	3	9.0	44	4	11.6	42	3	14.2	46	4
1.3	384	32	3.9	44	4	6.5	42	3	9.1	45	4	11.7	41	3	14.3	45	4
1.4	198	16	4.0	46	4	6.6	38	3	9.2	41	3	11.8	40	3	14.4	41	3
1.5	186	14	4.1	46	4	6.7	38	3	9.3	42	3	11.9	41	3	14.5	42	3
1.6	154	13	4.2	41	3	6.8	37	3	9.4	41	3	12.0	40	3	14.6	44	4
1.7	139	12	4.3	36	3	6.9	41	3	9.5	43	4	12.1	41	3	14.7	42	3
1.8	112	9	4.4	38	3	7.0	42	3	9.6	41	3	12.2	44	4	14.8	41	3
1.9	109	9	4.5	41	3	7.1	41	3	9.7	40	3	12.3	45	4	14.9	42	3
2.0	103	8	4.6	45	4	7.2	45	4	9.8	45	4	12.4	46	4	15.0	41	3
2.1	98	8	4.7	41	3	7.3	46	4	9.9	45	4	12.5	41	3	15.1	42	3
2.2	110	9	4.8	40	3	7.4	41	3	10.0	41	3	12.6	40	3	15.2	45	4
2.3	114	9	4.9	38	3	7.5	38	3	10.1	42	3	12.7	39	3	15.3	41	3
2.4	111	10	5.0	41	3	7.6	37	3	10.2	41	3	12.8	41	3	15.4	45	4
2.5	97	8	5.1	40	3	7.7	38	3	10.3	41	3	12.9	45	4	15.5	48	4

Nivel F (metros) 2.4  
 Coordenadas geográficas  
 Acertar (m):  
 Fuente:  
 Prof. del proyecto: M

**OBRA:** CONO SAN RAFAEL  
**LOCALIZACIÓN:** CALLE VELASQUEZ DE LEÓN  
**PG20 No.:** SCE-1  
**TIPO DE SONDEO:** CONO ELECTRICO  
**PERFORADORA:** LONG YEAR 34  
**COORDENADAS X \* Y \* Z:**  
**FECHA DE INICIO:**  
**NO. DE CONO:** 1  
**NO. DE CONSOLA:** 1  
**Area de punta del cono \*:** 12.07  
**cm2**  
**K\*\*** 1.000

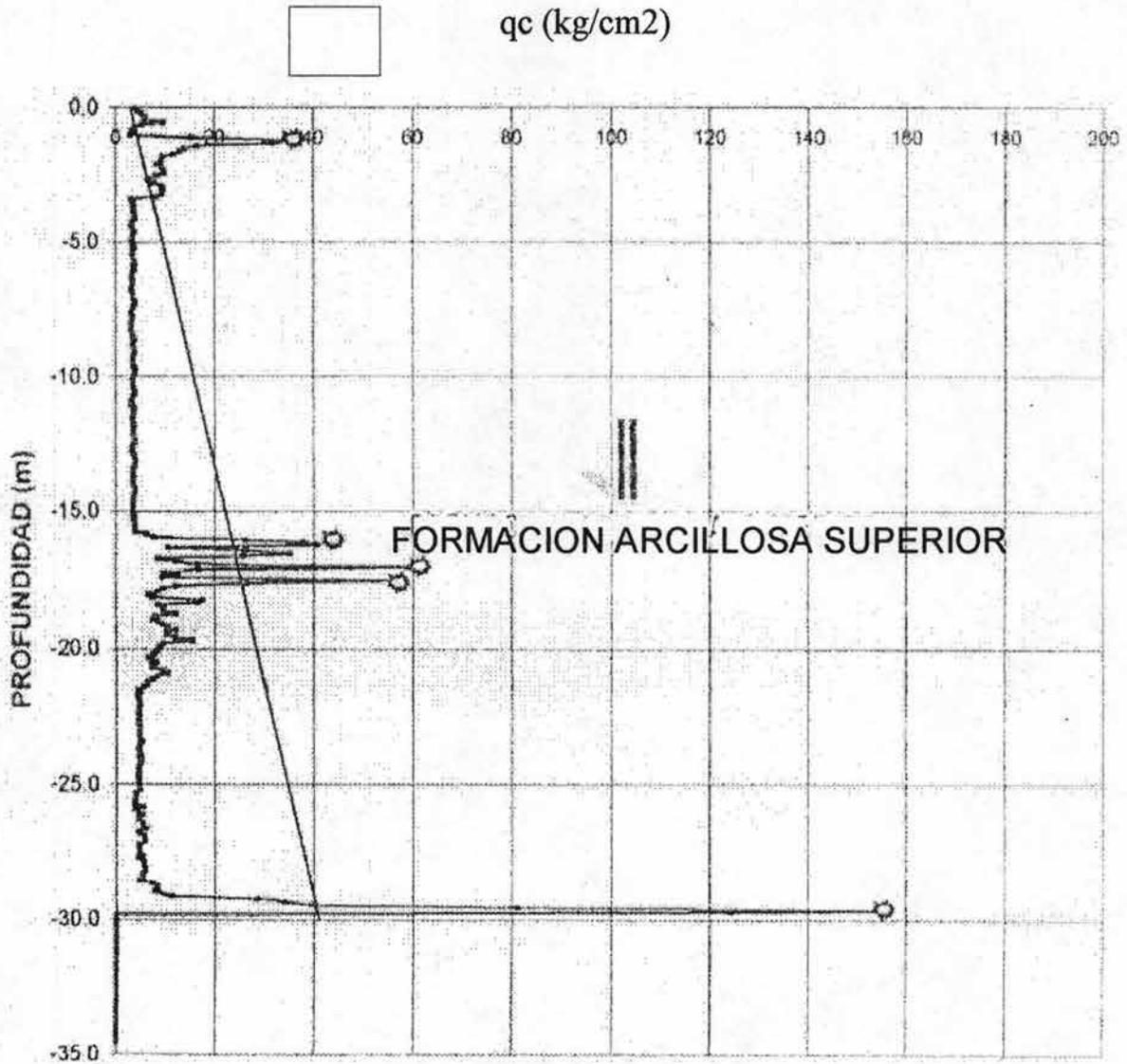
PROF.	LECT.	OC															
15.5	45	4	18.2	211	17	20.8	114	9	23.4	54	5	26.0	54	4	28.6	87	7
15.7	46	4	18.3	198	18	20.9	126	10	23.5	58	5	26.1	55	5	28.7	98	8
15.9	74	6	18.4	96	8	21.0	98	8	23.5	57	5	26.2	54	4	28.8	99	8
15.9	69	7	18.5	114	9	21.1	87	7	23.7	54	4	26.3	54	4	28.9	94	8
16.0	315	28	18.5	112	8	21.2	77	5	23.8	58	5	26.4	55	5	29.0	112	9
16.1	482	30	18.7	145	12	21.3	75	6	23.9	81	6	26.5	54	5	29.1	135	11
16.2	492	41	19.6	96	8	21.4	66	6	24.0	54	4	26.6	74	6	29.2	145	28
16.3	124	10	18.9	69	7	21.5	54	4	24.1	81	5	26.7	54	4	29.3	4.2	34
16.4	315	26	19.0	99	8	21.6	99	5	24.2	59	5	26.8	98	5	29.4	4.8	40
16.5	425	35	19.1	112	9	21.7	52	4	24.3	55	5	26.9	88	6	29.5	560	81
16.5	310	25	19.2	125	10	21.8	54	4	24.4	54	4	27.0	89	8	29.6	1870	155
16.7	99	5	19.3	165	12	21.9	56	5	24.5	54	4	27.1	70	6	29.7	1500	124
16.8	144	11	19.4	121	10	22.0	57	5	24.6	58	5	27.2	56	5	29.8	0	0
16.9	200	17	19.5	121	10	22.1	55	5	24.7	54	4	27.3	54	4	29.9	0	0
17.0	310	59	19.6	145	12	22.2	55	5	24.8	55	5	27.4	57	5	30.0	0	0
17.1	201	17	19.7	187	16	22.3	54	4	24.9	54	4	27.5	55	5	30.1	0	0
17.2	412	8	19.8	112	9	22.4	56	5	25.0	58	5	27.6	55	5	30.2	0	0
17.3	190	12	19.9	104	9	22.5	54	4	25.1	57	5	27.7	54	4	30.3	0	0
17.4	111	6	20.0	99	8	22.6	58	5	25.2	58	5	27.8	55	5	30.4	0	0
17.5	690	56	20.1	68	8	22.7	54	4	25.3	47	4	27.9	95	5	30.5	0	2
17.6	321	27	20.2	82	7	22.8	58	5	25.4	45	4	28.0	98	6	30.6	0	0
17.7	345	12	20.3	78	6	22.9	59	5	25.5	48	4	28.1	71	5	30.7	0	0
17.8	112	9	20.4	95	7	23.0	56	5	25.6	44	4	28.2	70	5	30.8	0	0
17.9	95	8	20.5	96	8	23.1	57	6	25.7	45	4	28.3	54	5	30.9	0	0
18.0	78	6	20.6	67	7	23.2	56	5	25.8	65	5	28.4	55	5	31.0	0	0
18.1	57	7	20.7	87	7	23.3	58	5	25.9	45	4	28.5	56	5	31.1	0	0

**Prof. (del proyecto):**  
**K:**  
**Prof. (del proyecto):**  
**Operable:**  
**Supervisor:**  
**Prof. (del proyecto):**  
**Operable:**  
**Supervisor:**  
**Prof. (del proyecto):**  
**Operable:**  
**Supervisor:**

**FIGURA 14**

# GRAFICA SCE - 1

SONDEO SCE - 1

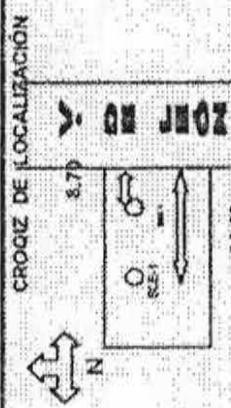


SCE - 1 SAN RAFAEL

FIGURA 15

**FIGURA 16**

REGISTRO DE CAMPO DE SONDEO S.P.T.		REGISTRO DE CAMPO		CROQUIS DE LOCALIZACIÓN						
OBRA SAN RAFAEL VELASQUEZ DE LEON PERFORADORA LONYEAR 34		SONDEO SM-1		8.70 25.23 ANTONIO CASO						
COTA DE BROCAL INICIO DE OBRA 21/ENE/03 TERMINO DE OBRA 22/ENE/2003		PENETRACIÓN ESTANDAR		ADEME MTS.						
TIPO DE BOMBA MOYNO 31.6		PESO DE MARTILLO 34 KG ALTURA DE CAIDA DE 75 CM.		CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES						
No.	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)		RECUPERACIÓN	CR % 15	PENETRACIÓN ESTANDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	
		INICIAL	FINAL			AVANCE	RECUERDO	RECUPERACIÓN		CR % 15
					m	%	15 cm.	30 cm.	15 cm.	
1		0.00	0.60	0.60	0.20	0.33	1	2	4	TP
2		0.60	1.20	0.60	0.36	0.58	2	6	3	TP
3		1.20	1.60	0.60	0.50	0.63	3	7	2	TP
4		1.80	2.50	0.80	0.75	1.25	PRESIÓN			TS
5		2.60	3.20	0.60	0.25	0.42	PH	2	PH	BT
6		3.20	3.60	0.60	0.00	0.00	1	2	2	TP
7		3.80	4.40	0.60	0.42	0.70	PH	5	4	TP
8		4.40	5.20	0.80	0.63	1.05	PRESIÓN			TS
9		5.20	5.80	0.60	0.52	0.67	PH	PH	PH	TP
10		5.80	6.40	0.60	0.25	0.42	1	1	1	TP
11		6.40	7.00	0.60	0.27	0.45	1	1	1	TP
12		7.60	7.60	0.45	0.57	0.95	PRESIÓN			TS
13		7.60	8.40	0.60	0.35	0.68	PH	PH	PH	TP
14		8.40	9.00	0.60	0.35	0.63	PH	2	1	TP
15		9.00	9.60	0.60	0.22	1.00	1	2	1	TP
16		9.60	10.20	0.60	0.30	0.50	1	3	2	TP
17		10.20	10.80	0.60	0.33	0.55	PH	PH	PH	TP
18		10.80	11.40	0.60	0.32	0.53	1	5	3	TP
19		11.40	12.00	0.60	0.27	0.45	7	13	4	TP
20		12.00	12.60	0.60	0.30	0.50	PH	PH	PH	TP
21		12.60	13.20	0.60	0.28	0.47	1	2	1	TP
22		13.20	13.80	0.60	0.25	0.42	1	1	1	TP
23		13.80	14.40	0.60	0.30	0.50	PH	2	1	TP
24		14.40	15.00	0.60	0.45	0.75	1	2	1	TP
25		15.00	15.70	0.70	0.31	0.52	PRESIÓN			TS
26		15.70	16.30	0.60	0.45	0.75	1	1	1	TP
26		16.30	16.90	0.60	0.50	0.83	1	8	5	TP



# FIGURA 17

REGISTRO DE CAMPO DE SONDEO S.P.T		RECUPERACION		PROFUNDIDAD (m)		PENETRACION ESTANDAR		ADEME MTS.	CLASIFICACION DE CAMPO Y OBSERVACIONES		
						PESO DE MARTILLO 54 KG	TIPO DE HERRAMIENTA				
OBRAS SAN RAFAEL		COTA DE BROCAL		INICIAL		FINAL		AVANCE	CR % 15	No. DE GOLPES EN	MUESTREO
CALLE VELASQUEZ DE LEON		INICIO DE OBRA 23 DE ENERO 2003		15 cm.		30 cm.					
PERFORADORA LONGYEAR 34		TERMINO DE OBRA 23 ENERO 2003		m		%		No. DE GOLPES EN		MUESTREO	
MOYNO 3LG		TIPO DE BOMBA		m		%		No. DE GOLPES EN		MUESTREO	
MOYNO 3LG		TIPO DE BOMBA		m		%		No. DE GOLPES EN		MUESTREO	
27	16.90	17.50	0.60	0.39	0.65	6	33	19	TP	LIMO ARENOSO	
28	17.50	18.10	0.60	0.30	0.50	6	13	6	TP	RELLENOS ARCILLA CALIC CAFÉ OSCURO	
29	18.10	18.70	0.60	0.27	0.45	7	15	7	TP	RELLENOS ARENA TABIQUE	
30	18.70	19.30	0.60	0.30	0.50	5	12	10	TP	ARENA FINA LIMO CEMENTADO GRIS	
31	19.30	19.90	0.60	0.35	0.58	4	11	9	TP	AVANCE	
32	19.90	20.50	0.60	0.37	0.62	PH	10	3	TP	ARENA OGRAVAS GRIS CLARO	
33	20.50	21.10	0.60	0.30	0.50	1	7	2	TP	A V 1/2 H C E	
34	21.10	21.70	0.60	0.25	0.42	1	30	18	TP	ARCILLA VERDOSA CALIENTES DE ARENA	
35	21.70	22.30	0.60	0.20	0.33	7	28	12	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
36	22.30	22.90	0.60	0.25	0.42	1	2	2	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
37	22.90	23.50	0.60	0.30	0.50	3	4	3	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
38	23.50	24.10	0.60	0.20	0.33	PH	2	1	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
39	24.10	24.70	0.60	0.00	0.00	2	5	2	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
40	24.70	25.30	0.60	0.40	0.67	1	4	2	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
41	25.30	25.90	0.60	0.30	0.50	6	8	10	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
42	25.90	26.50	0.60	0.40	0.67	14	24	14	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
43	26.50	27.10	0.60	0.32	0.53	4	10	9	TP	ARCILLA VERDOSA PLASTICA	
44	27.10	27.70	0.60	0.25	0.42	40	48	38	TP	LIMO ARENOSO CON GRUMOS	

REGISTRO DE CAMPO

NAF. 2.30

REGISTRO DE CAMPO DE SONDEO S.P.T

COTA DE BROCAL

OBRAS SAN RAFAEL

CALLE VELASQUEZ DE LEON

PERFORADORA LONGYEAR 34

MOYNO 3LG

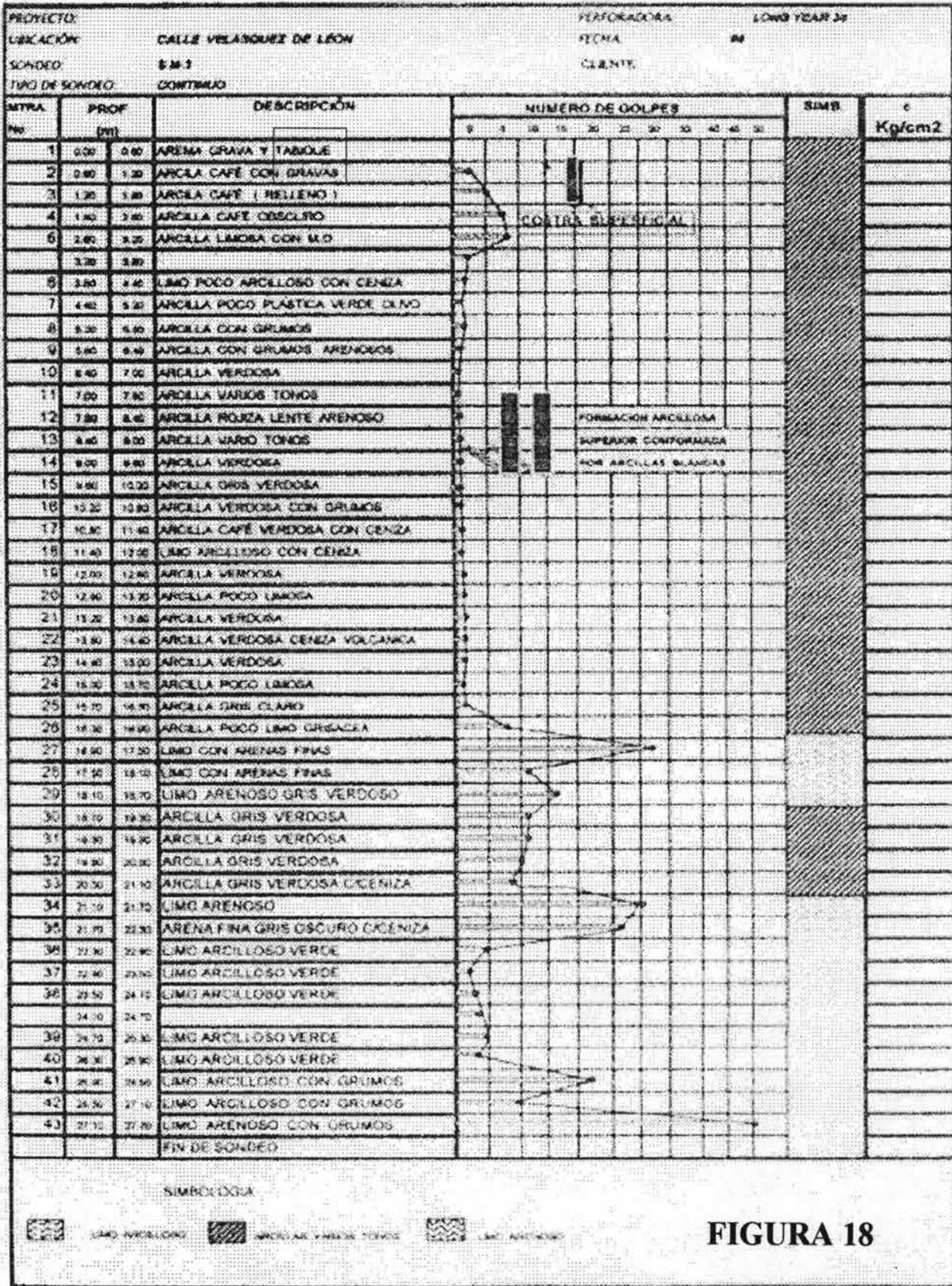
TIPO DE BOMBA

MOYNO 3LG

TIPO DE BOMBA

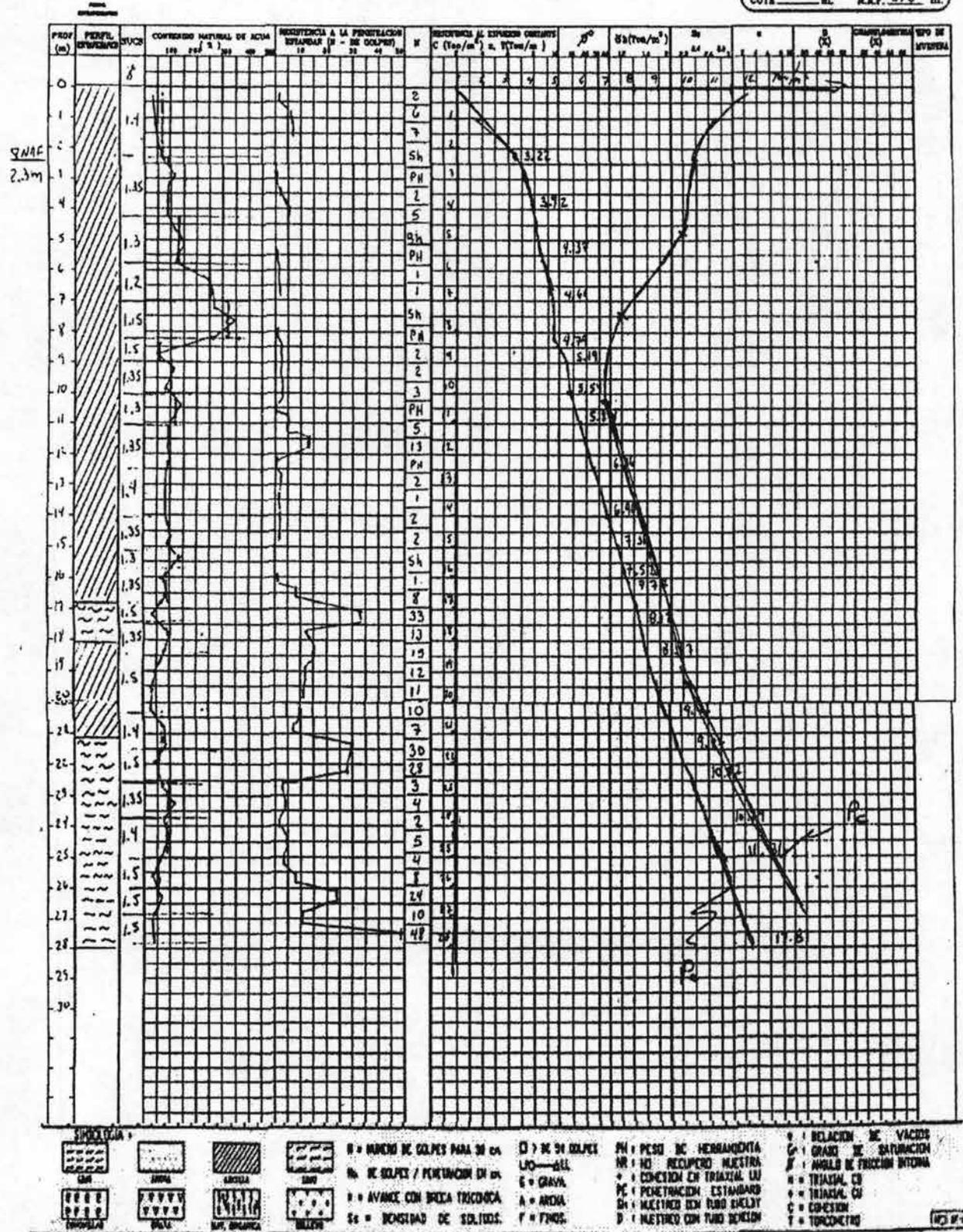
MOYNO 3LG

# PERFIL ESTRATIGRAFICO



# FIGURA 19

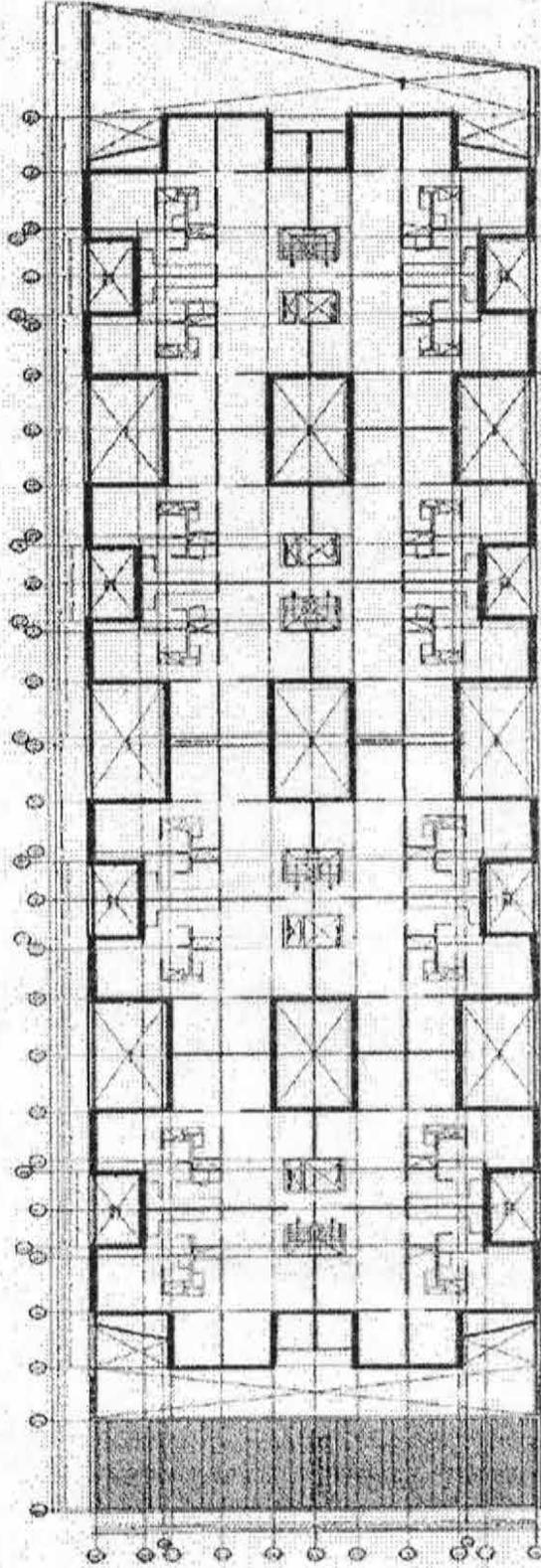
OBRA No. \_\_\_\_\_  
 LOCALIZACION JOSQUIN  
VEGUELOS DE SAN JUAN  
 TIPO DESCRIBO SH-1  
 COTA m. N.A.P. 2.3 m.



- H = NUMERO DE GOLPES PARA 30 cm
- N = AVANCE CON BROCA TROSCICA
- S = DENSIDAD DE SUELOS
- L = DE DE GOLPES
- LRO = ARELL
- G = GRAVA
- A = ARENA
- F = FIBRAS
- PH = PESO DE HERRAMIENTA
- PR = NO RECUPERO MUESTRA
- C = CONEXION EN TRIAXIAL LU
- PC = PENETRACION ESTANDAR
- SH = MUESTRO CON TUBO SHELBY
- D = MUESTRO CON TUBO DENSIM
- V = RELACION DE VACIOS
- S = GRADO DE SATURACION
- θ = ANGULO DE FRICCION INTERNA
- T = TRIAXIAL CU
- T = TRIAXIAL CU
- C = CONEXION
- T = TORCOMETRO



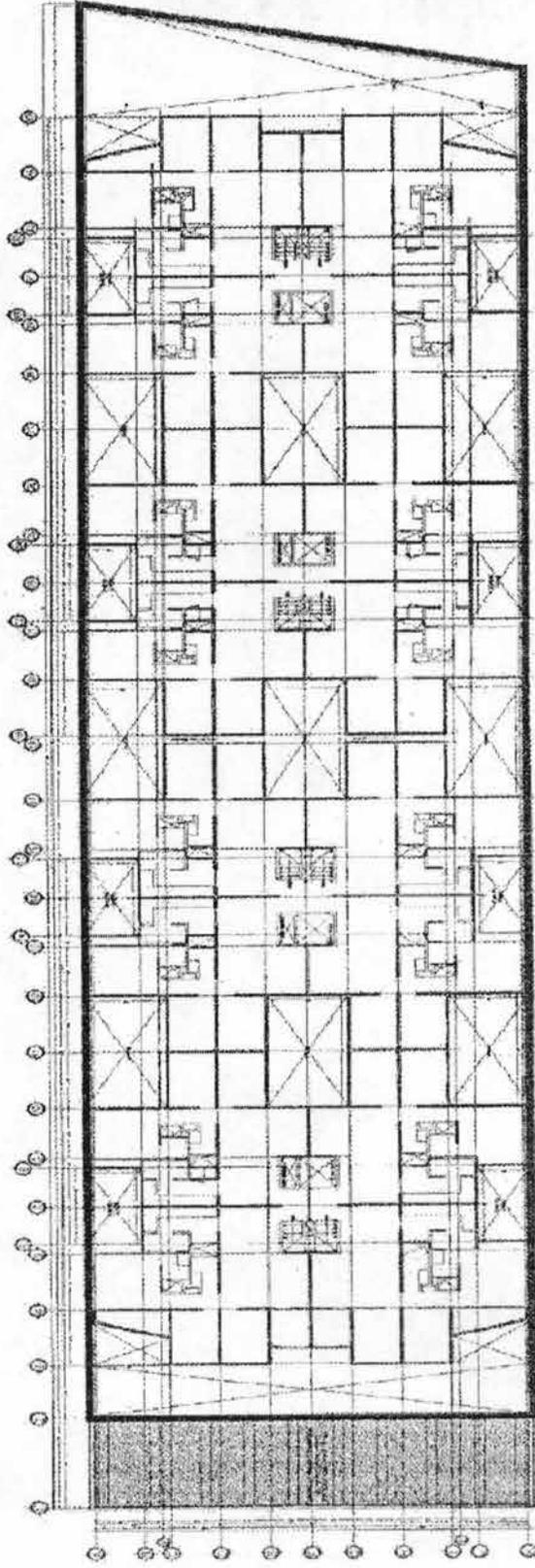
**PROYECCION DEL CAJON CON RESPECTO AL SEMBRADO DEL EDIFICIO**



PLANTA ARQUITECTONICA TIPO

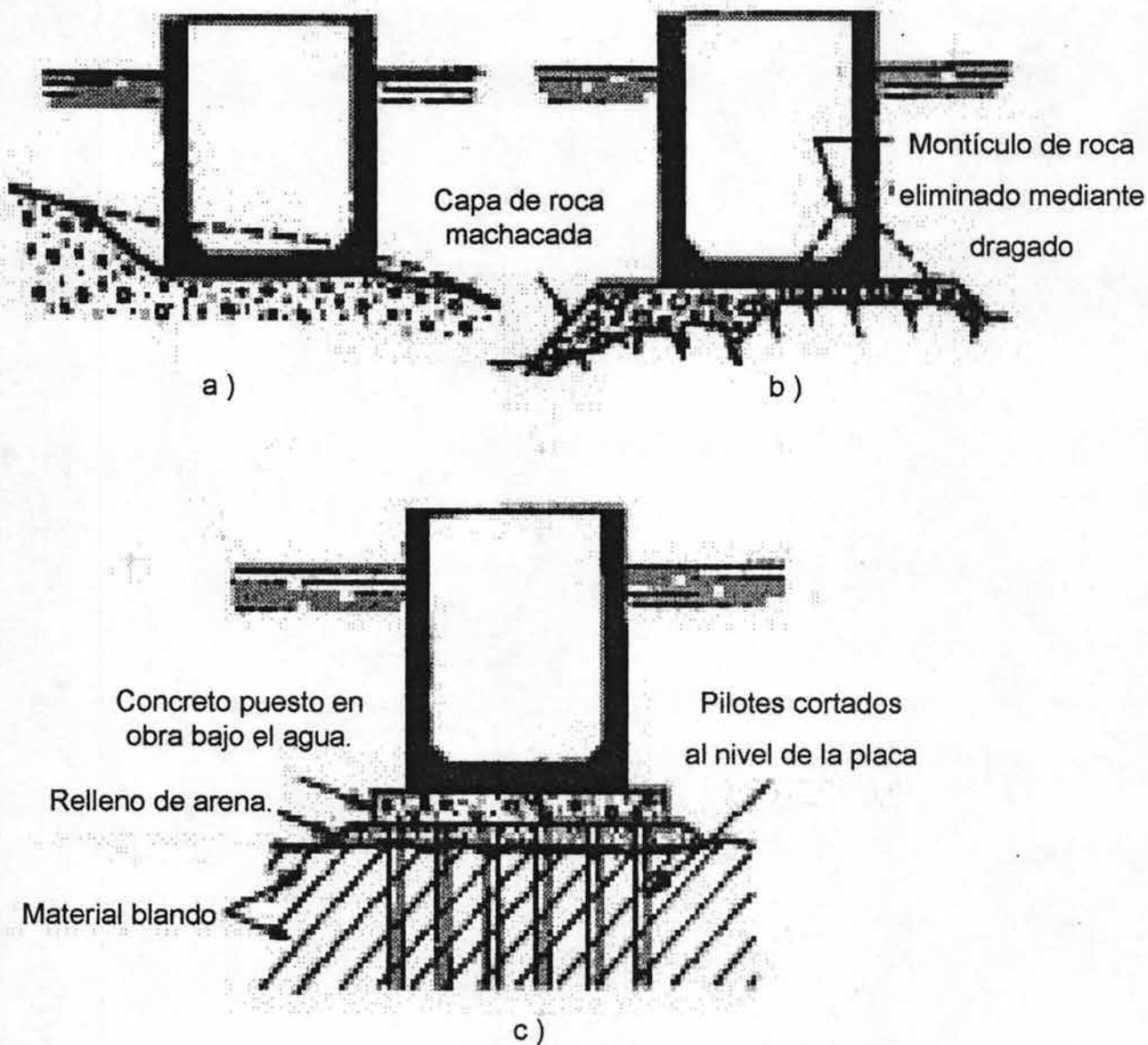
**FIGURA 21**

**PROYECCION DEL CAJON CON ÁREA AMPLIADA**



© PLANTA ARQUITECTÓNICA TIPO  
CUBIERTA POR VENTILACIÓN

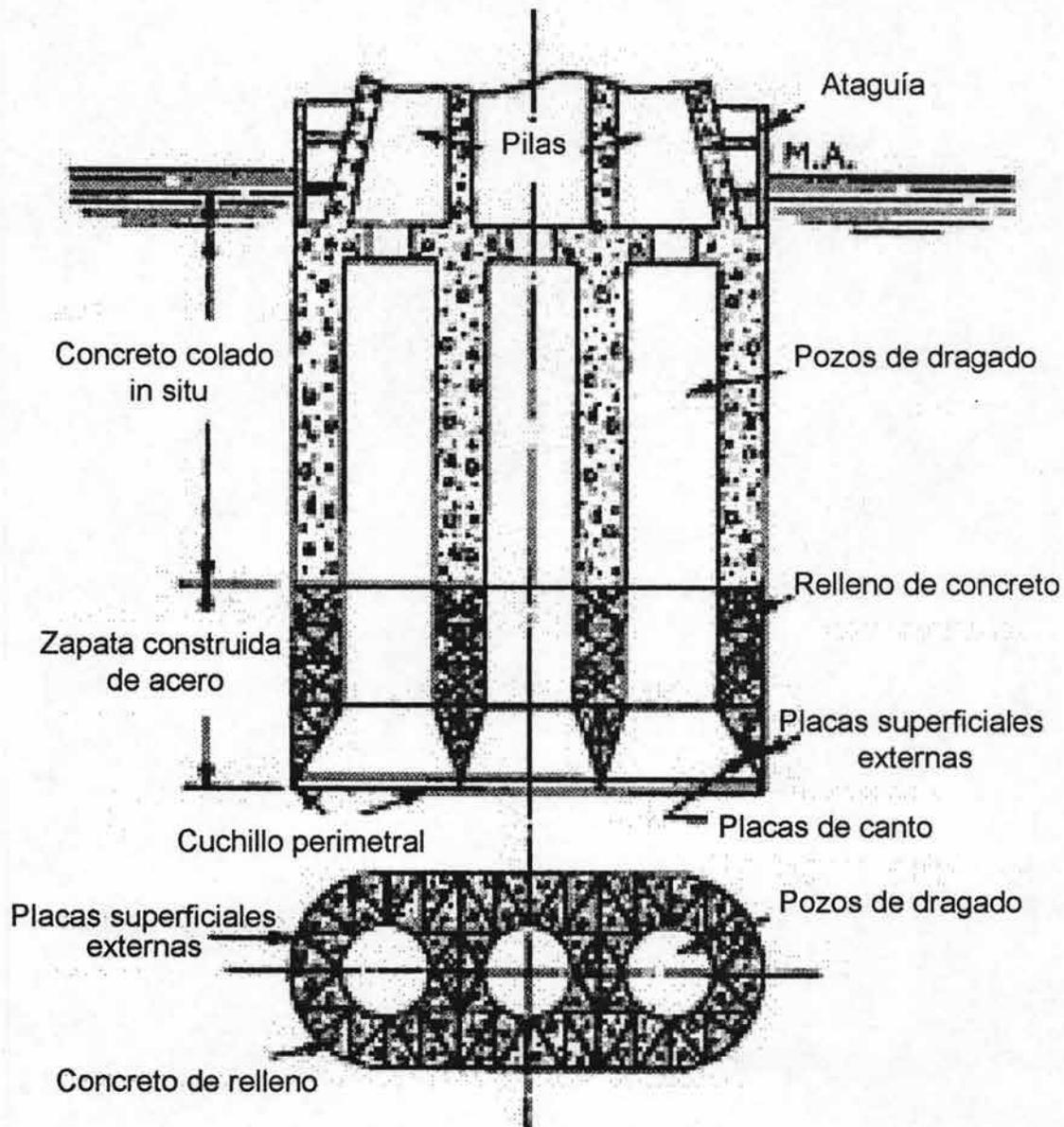
**FIGURA 22**



**MÉTODOS PARA CIMENTAR UN CAJON CERRADO**

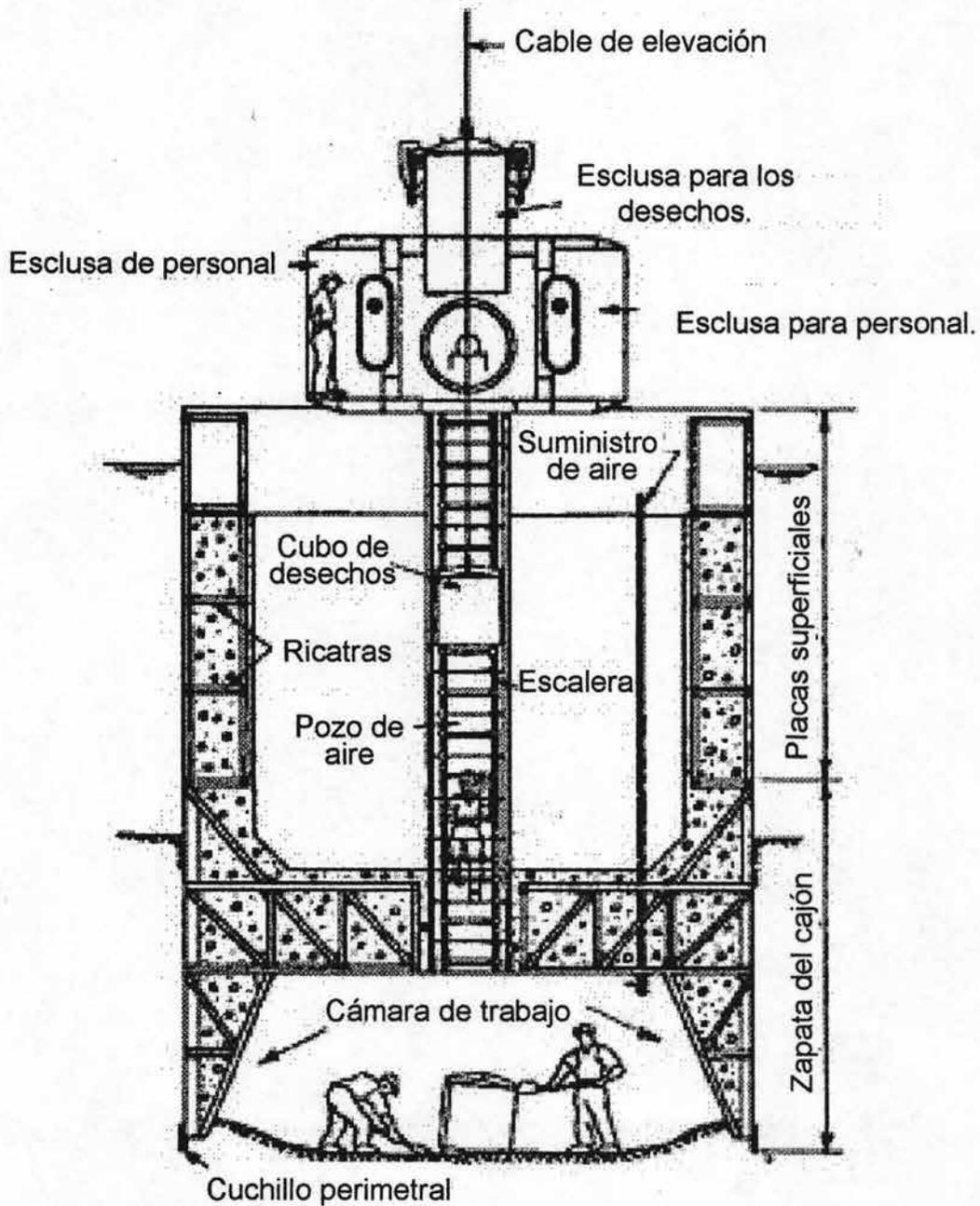
- a) Sobre formaciones rocosas o sobre grava dragada;
- b) sobre una capa de roca triturada situada encima de una superficie rocosa;
- c) sobre una placa apoyada en pilotes.

**FIGURA 23**



CARACTERISTICAS DEL DISEÑO DE CAJONES DE POZOS ABIERTOS

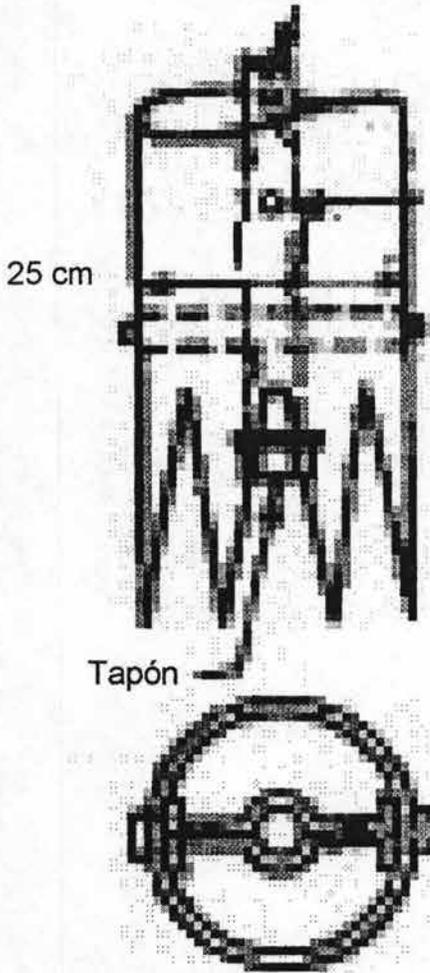
FIGURA 24



DISPOSICION GENERAL DE UN CAJON NEUMETICO

FIGURA 25

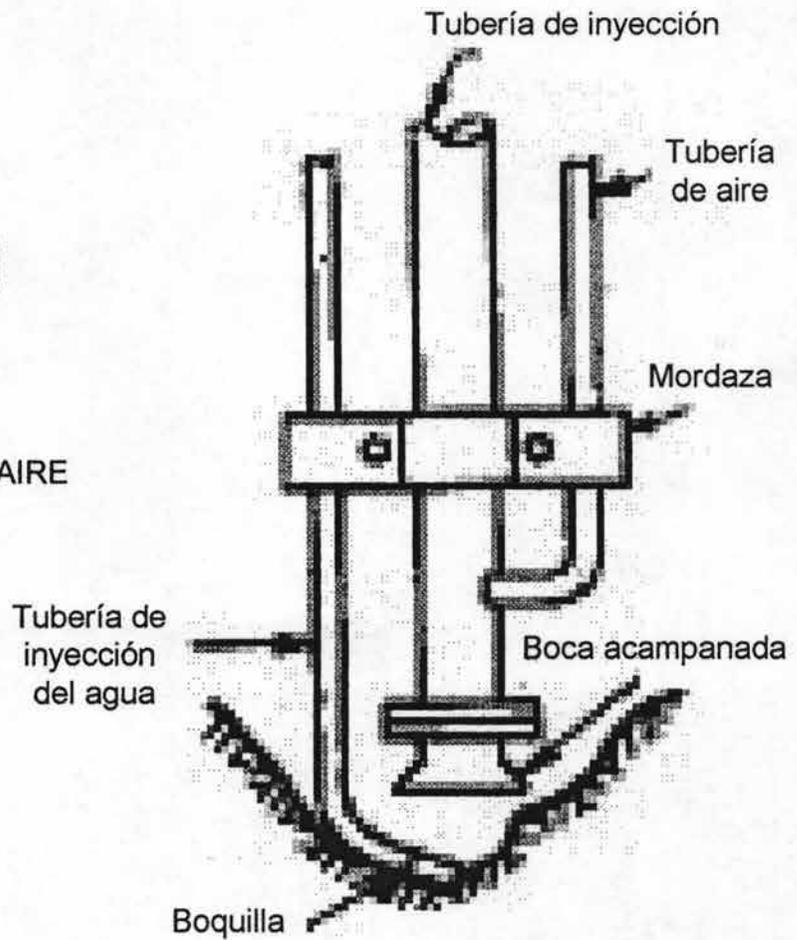
Suministro de aire comprimido



35 agujeros taladrados en la tubería de aire

BOMBA ELEVADORA DE AIRE

FIGURA 26



INYECTOR DE AIRE / AGUA

# EMPUJES

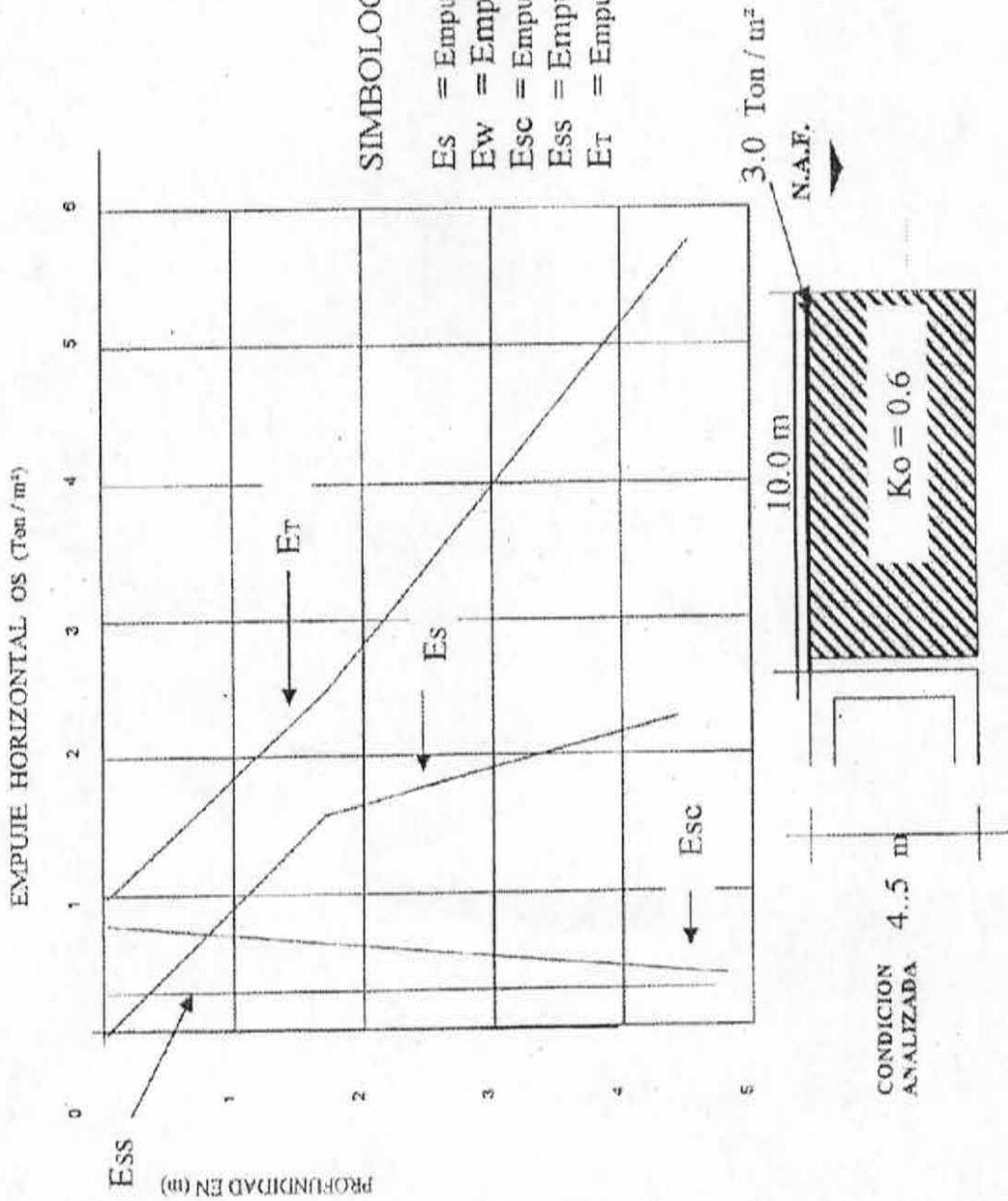
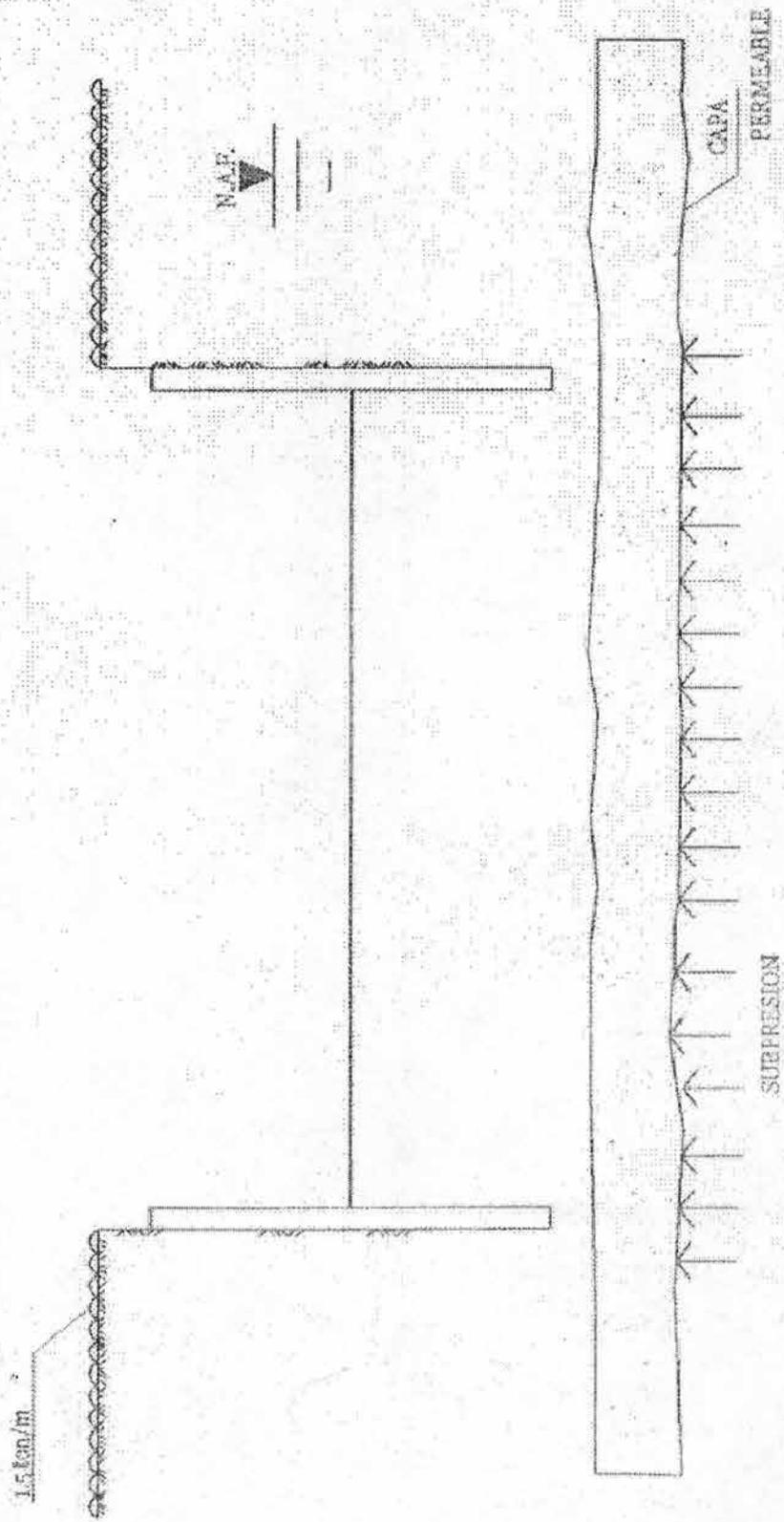


FIGURA 27

# FALLA DE FONDO POR CORTE



FIGURA 28



**FIGURA 29**

## EMPUJE PARA EL DISEÑO DE TROQUELES

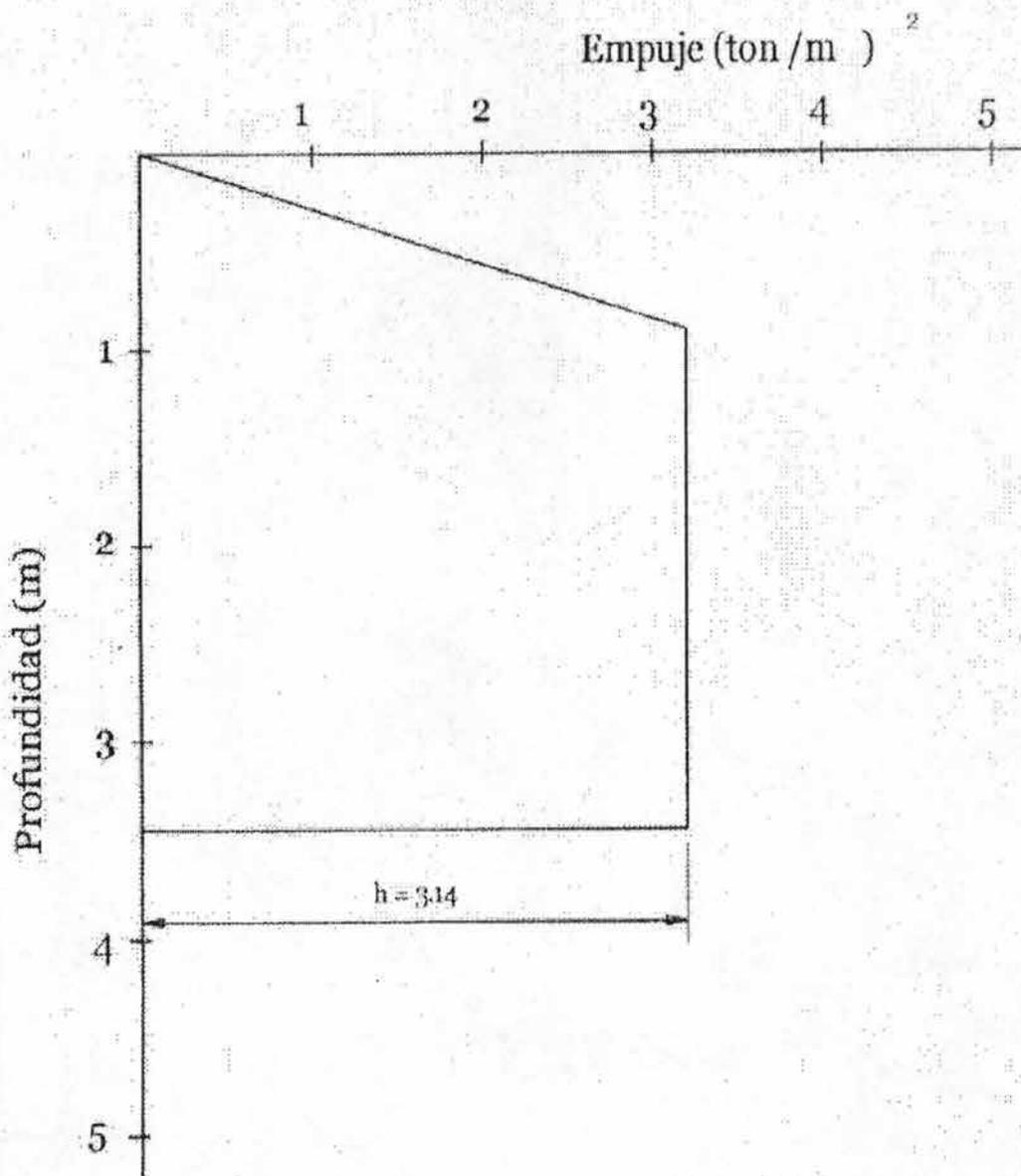


FIGURA 30

## EMPUJE PARA EL DISEÑO DE TROQUELES

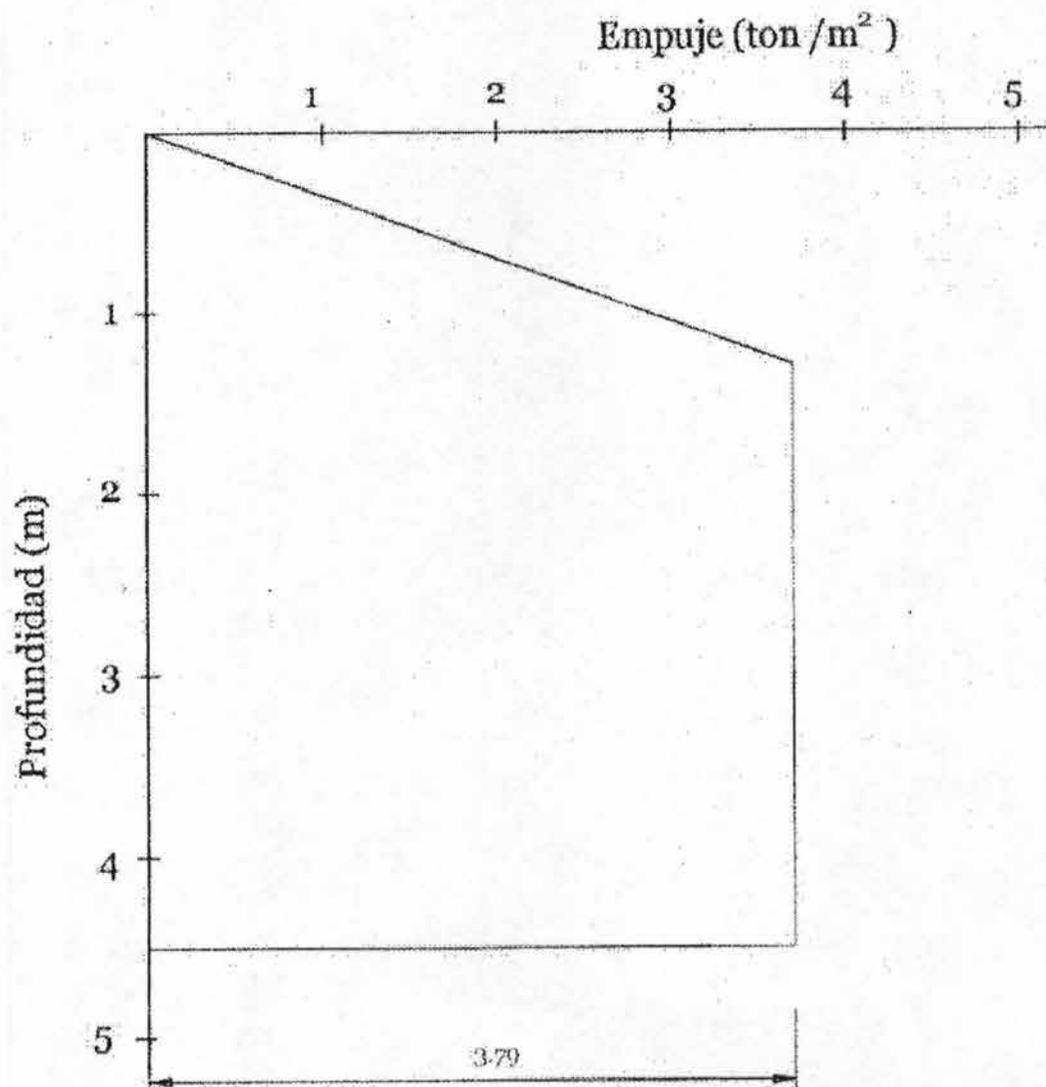
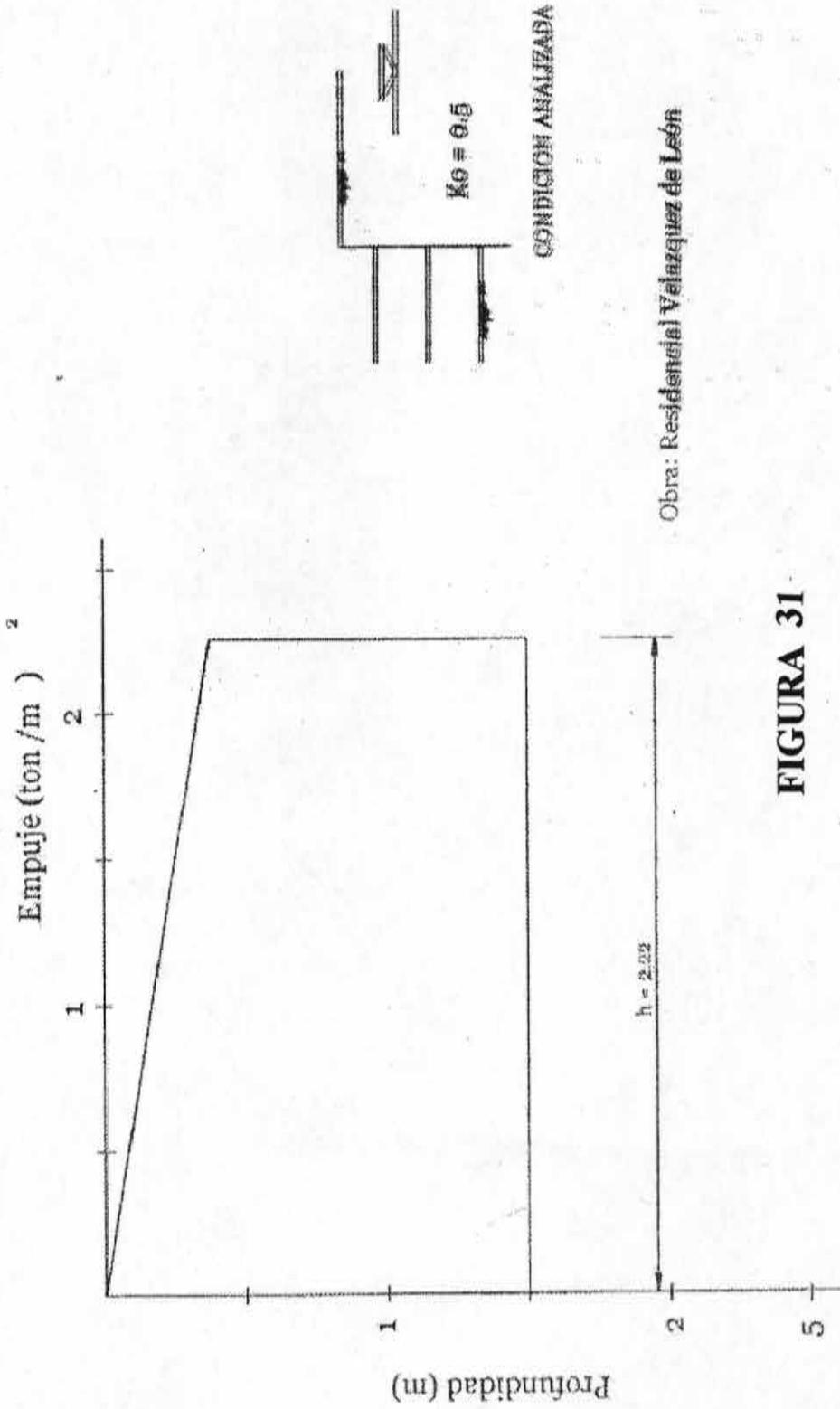


FIGURA 31

# EMPUJE PARA DISEÑO DE TROQUELES



Obra: Residencial Velazquez de León

FIGURA 31

# EMPUJE PARA LA INSTALACION DE TROQUELES

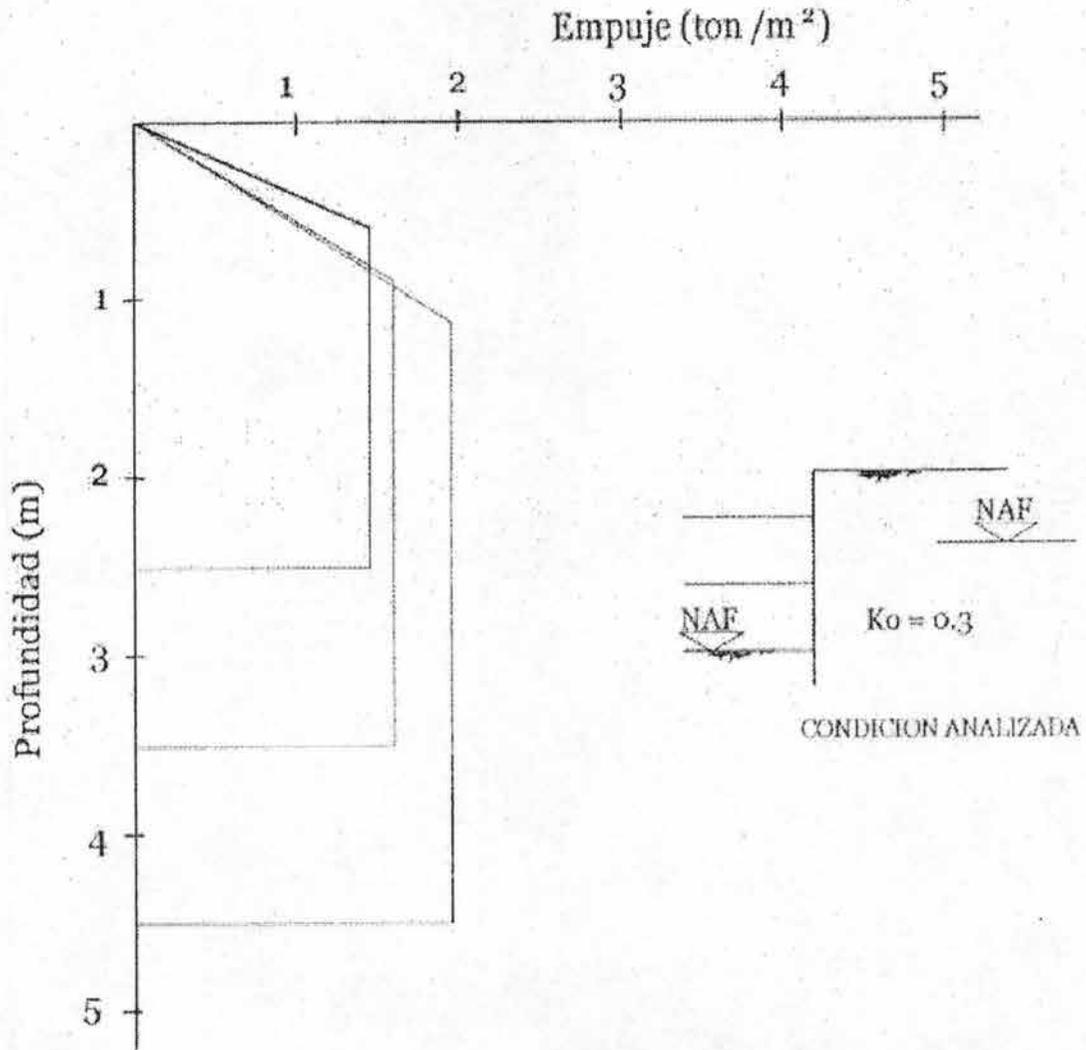
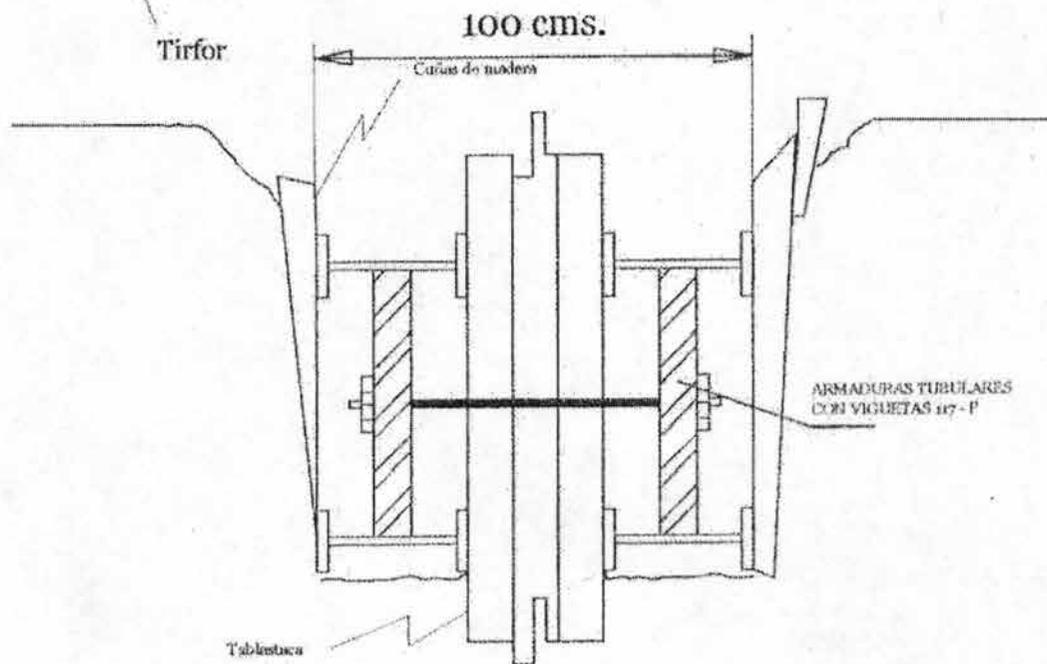
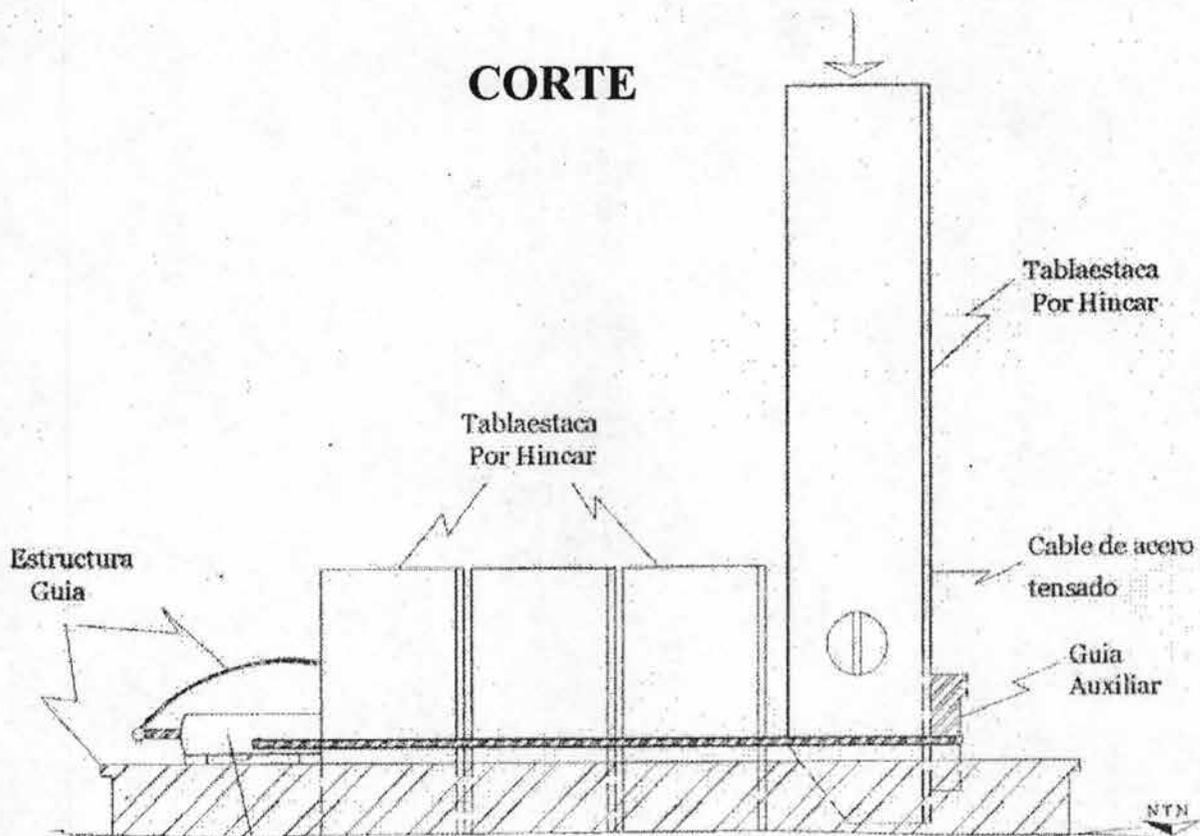


FIGURA 32

# CORTE



**FIGURA 33**

## TROQUEL DE HINCADO PARA TABLESTACA

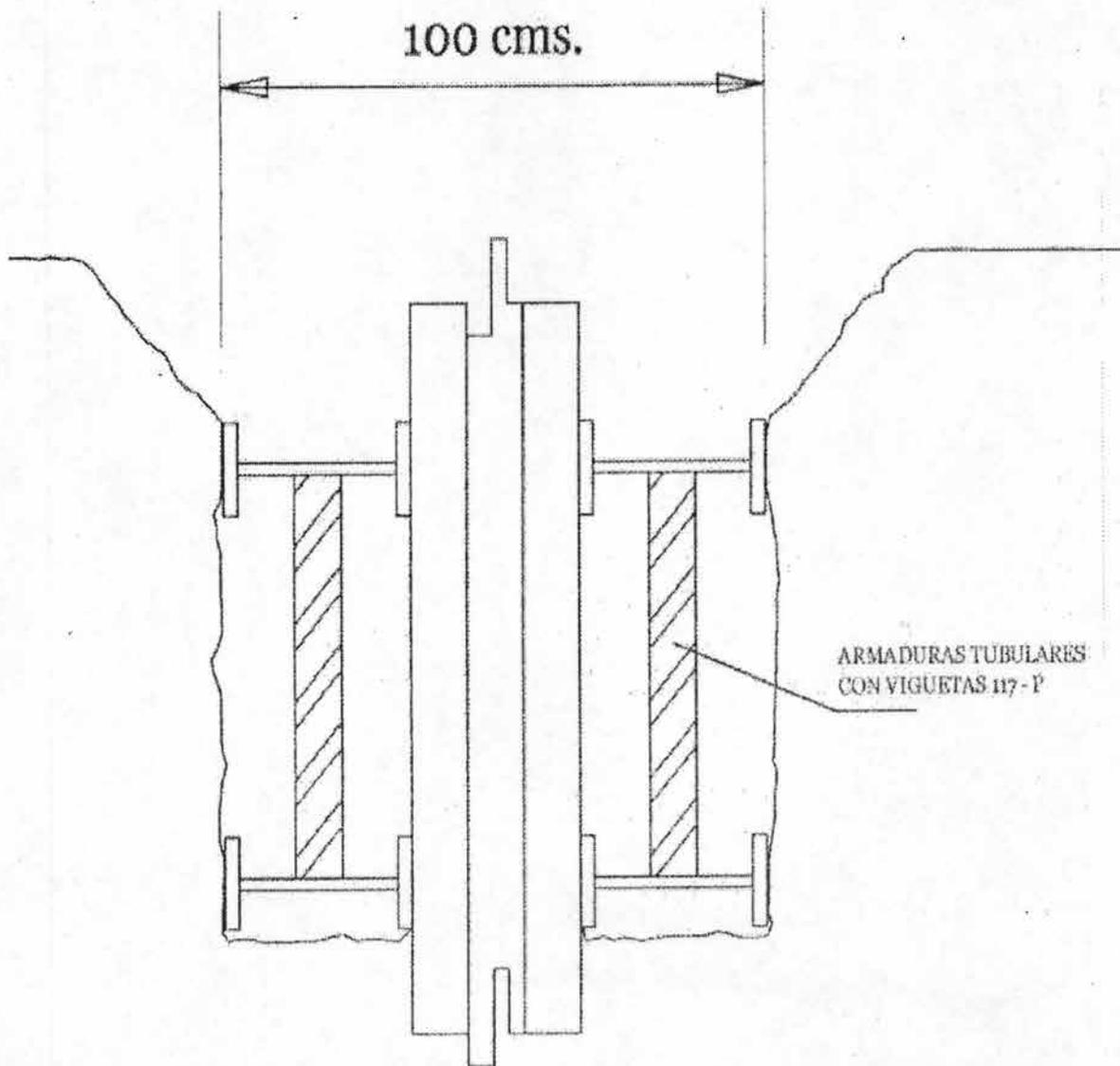
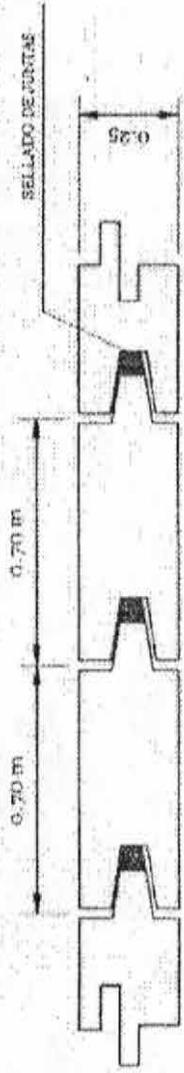


FIGURA 33

# TIPO DE TABLESTACA CARACTERISTICA

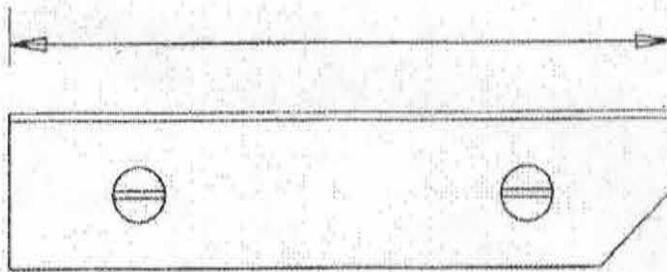


SELLADO DE JUNTAS

Tipo para cierre



Tipo Normal



ESQUINA TIPO

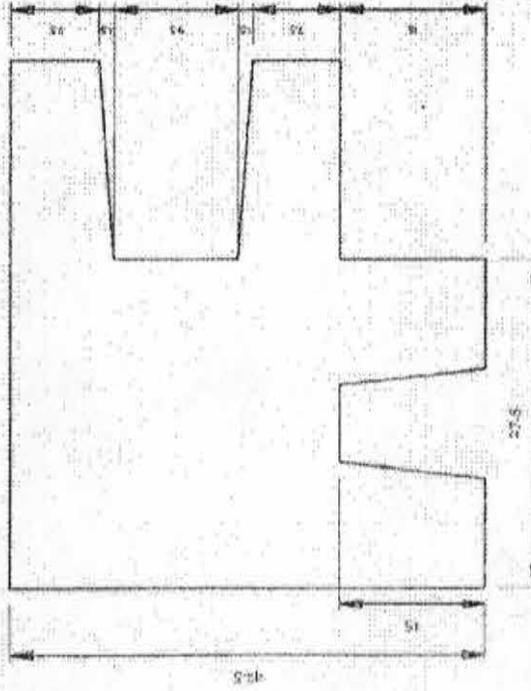
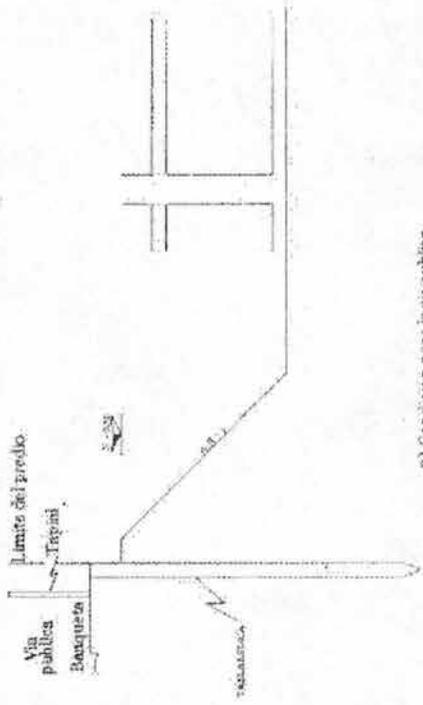


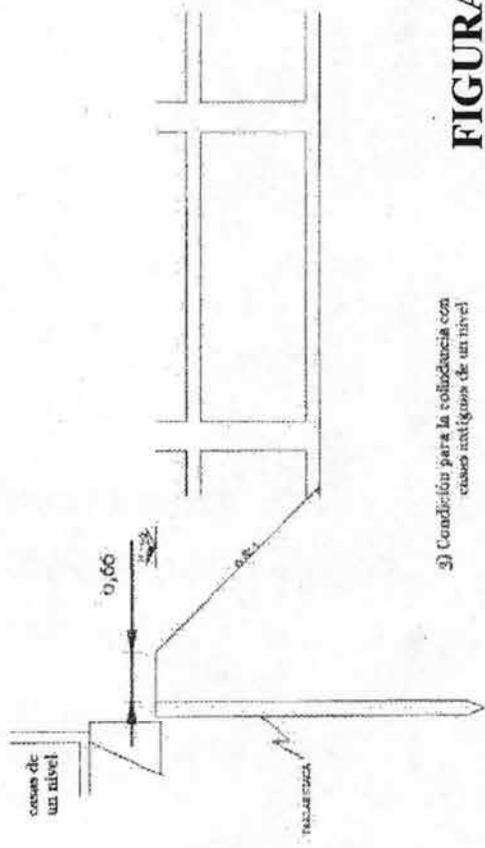
FIGURA 34



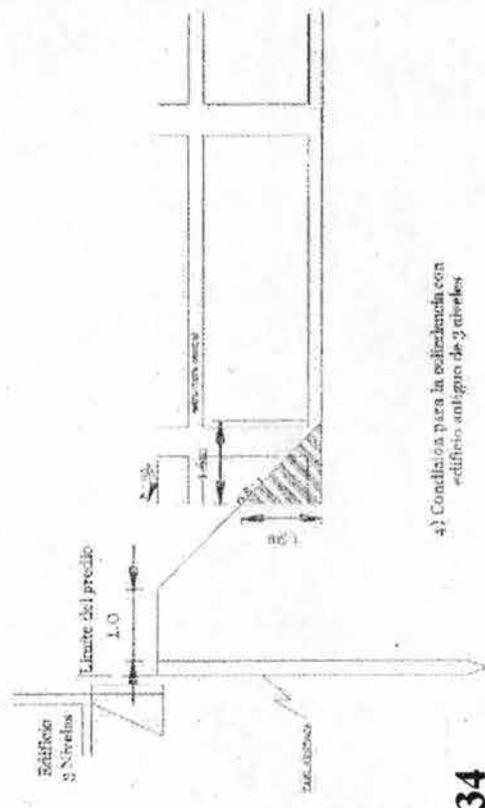
1) Condición para la colindancia con estructura de dos niveles



2) Condición para la vía pública



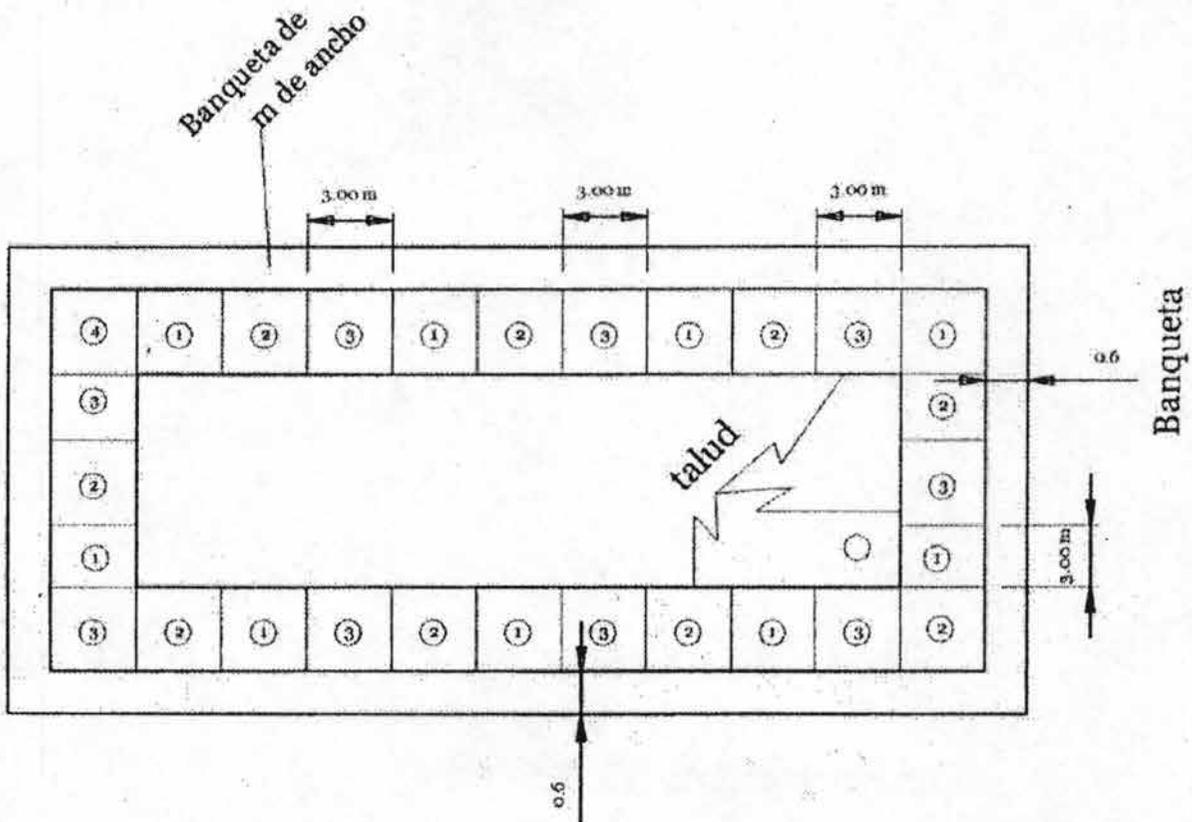
3) Condición para la colindancia con casas antiguas de un nivel



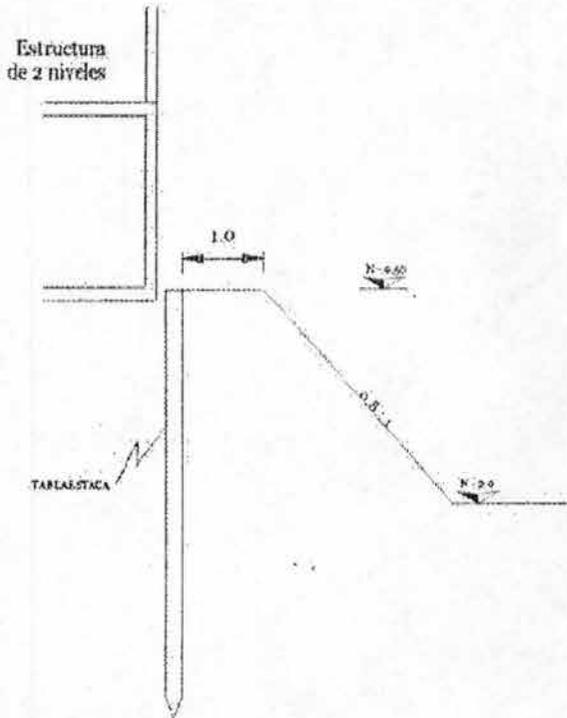
4) Condición para la colindancia con edificios antiguos de 2 niveles

**FIGURA 34**

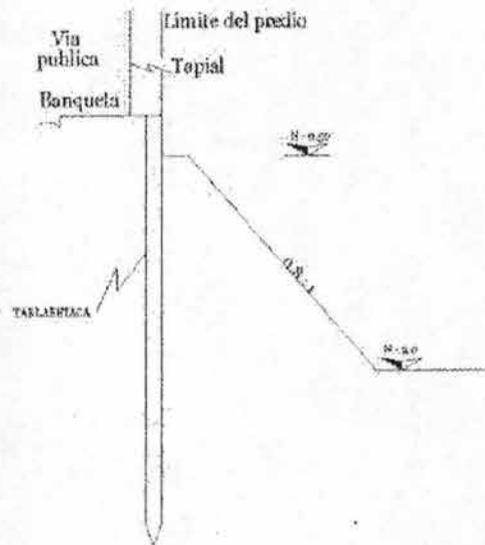
**EXCAVACION HASTA EL NIVEL DE DESPLANTE  
DE LA LOSA DE CIMENTACION, DEJANDO LAS  
BANQUETAS Y TALUDES INCLINADOS**



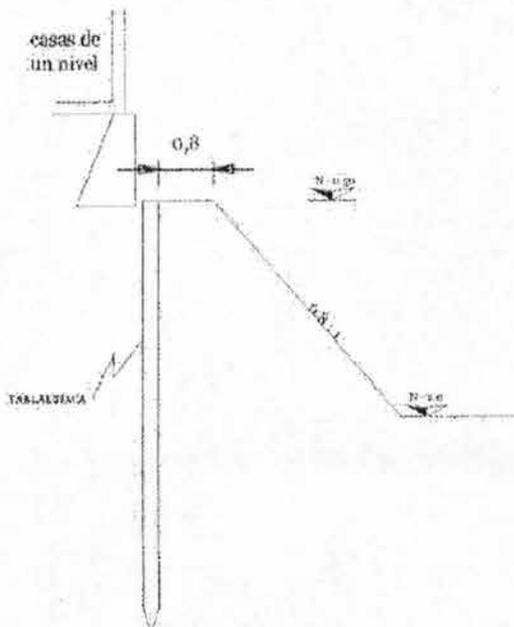
**FIGURA 35**



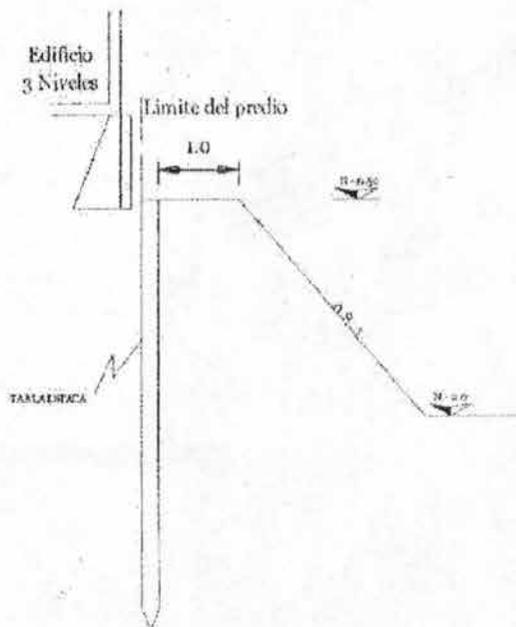
1) Condición para la colindancia con estructura de dos niveles



2) Condición para la via publica



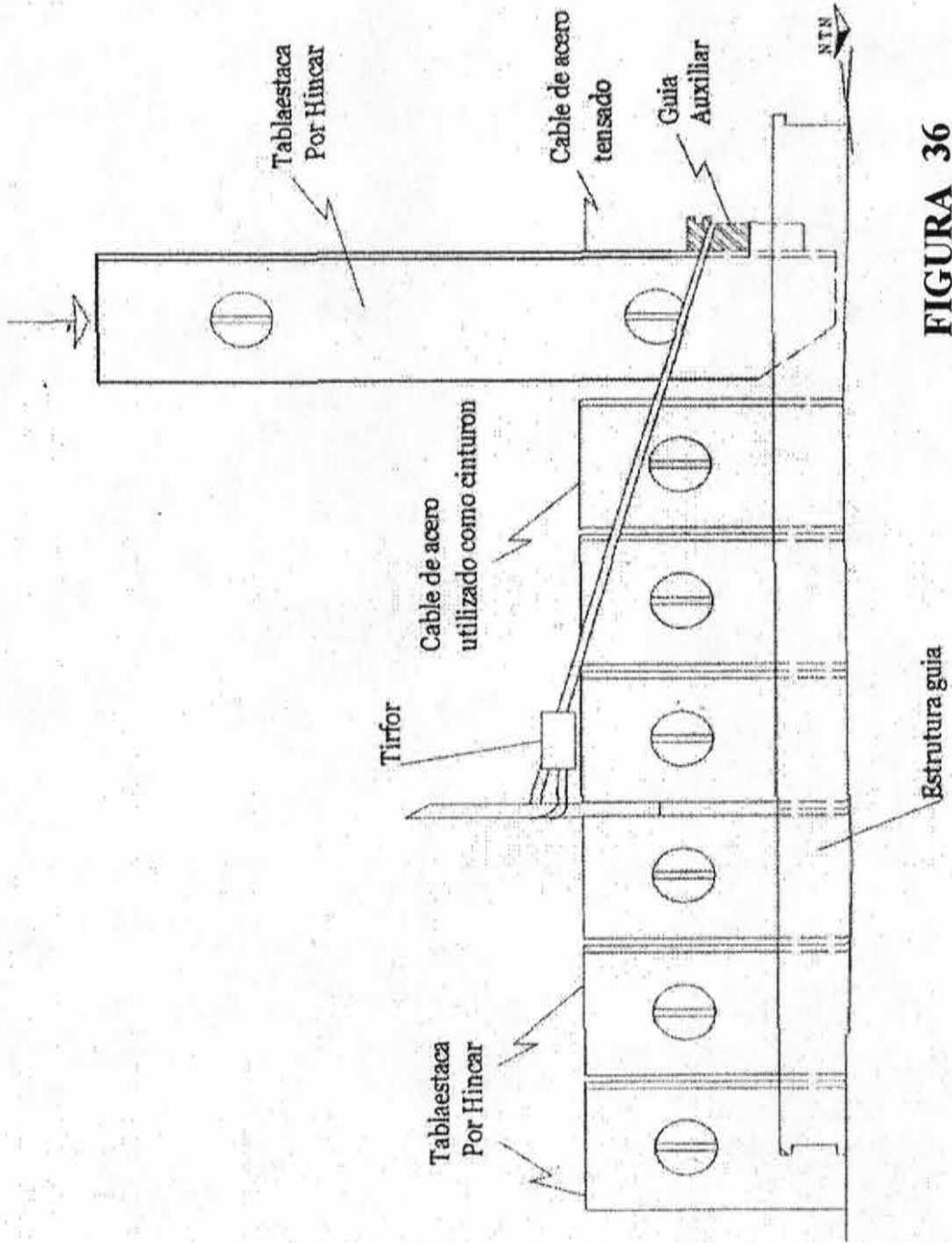
3) Condición para la colindancia con casas de un nivel



4) Condición para la colindancia con edificio de 3 niveles

**FIGURA 35**

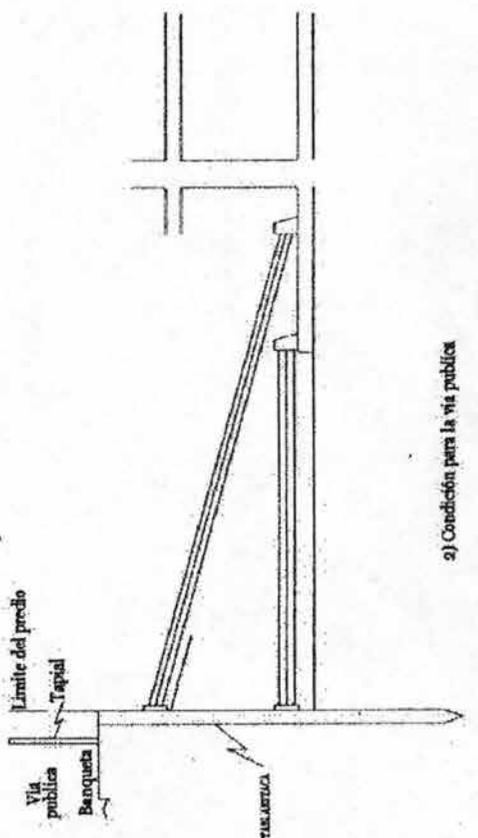
# ABRAZO DE ESTACAS



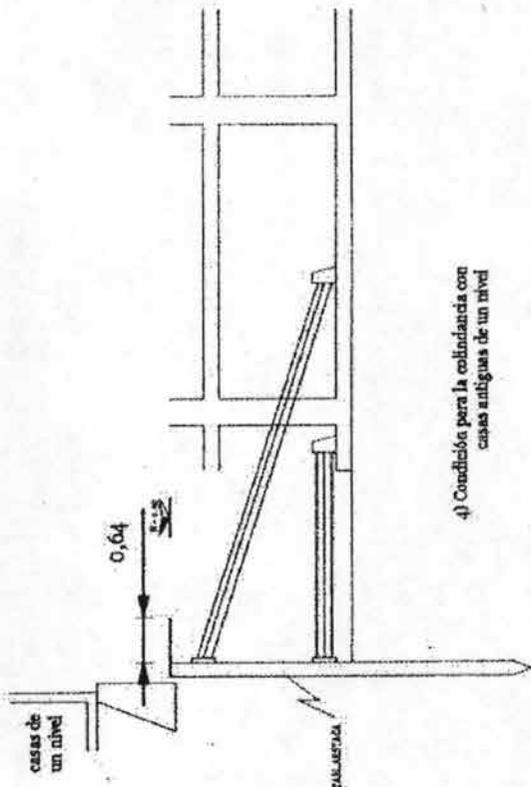
**FIGURA 36**

**1º ETAPA**

Estructura de dos niveles

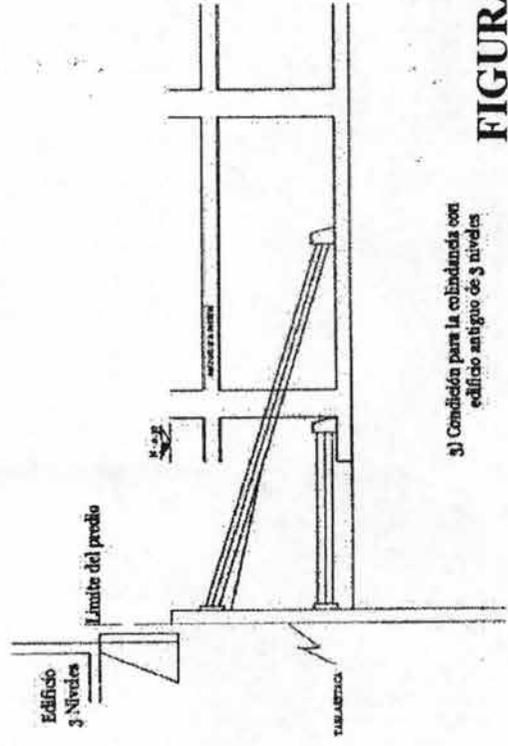


2) Condición para la vía pública



4) Condición para la colindancia con casas adiguas de un nivel

3) Condición para la colindancia con estructura de dos niveles



3) Condición para la colindancia con edificio antiguo de 3 niveles

**FIGURA 37**

# UBICACIÓN DE LOS SITIOS DONDE SE HINCARON PERFILES METÁLICOS SECCION I A CADA 2M DE DISTANCIA HORIZONTAL

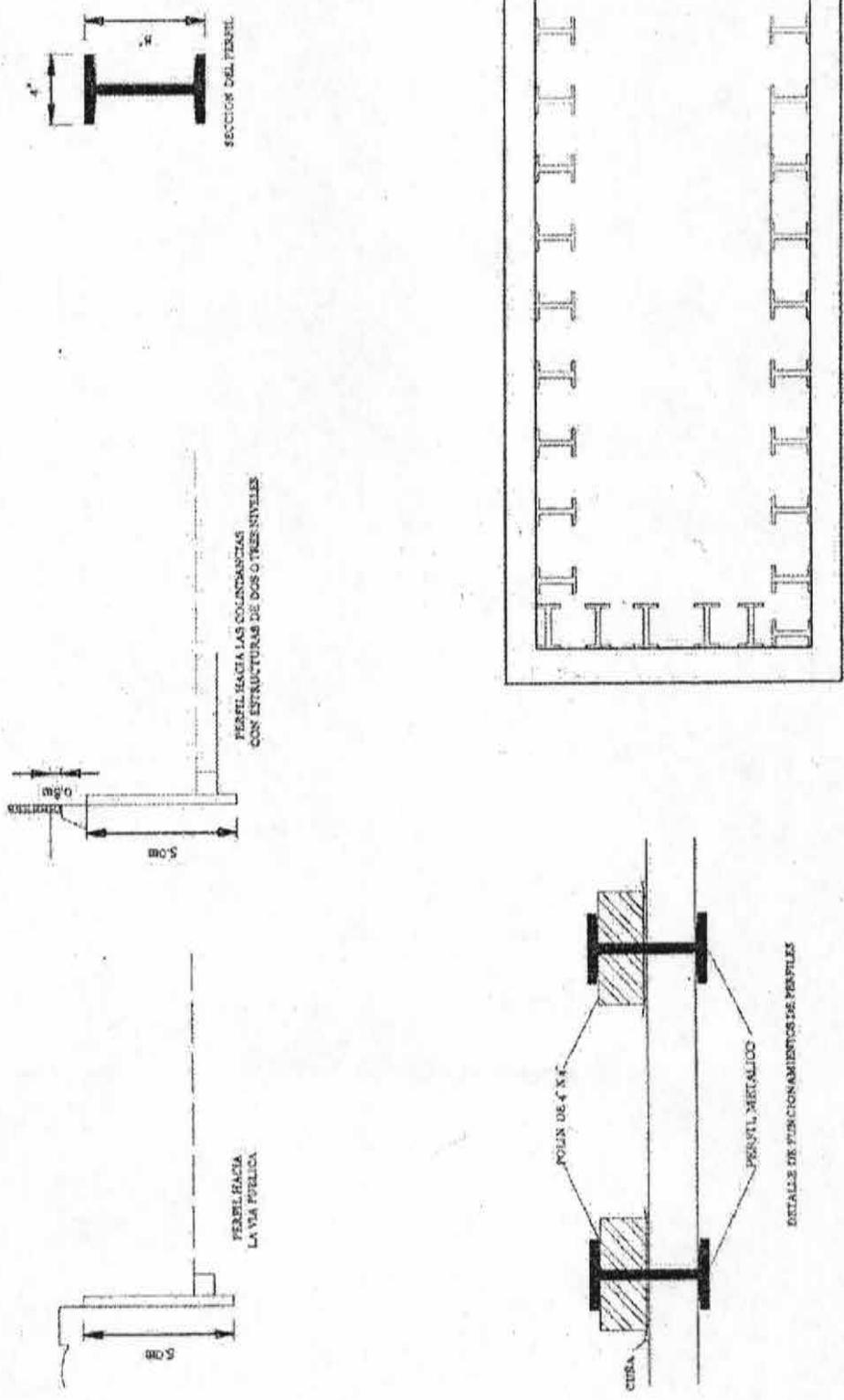
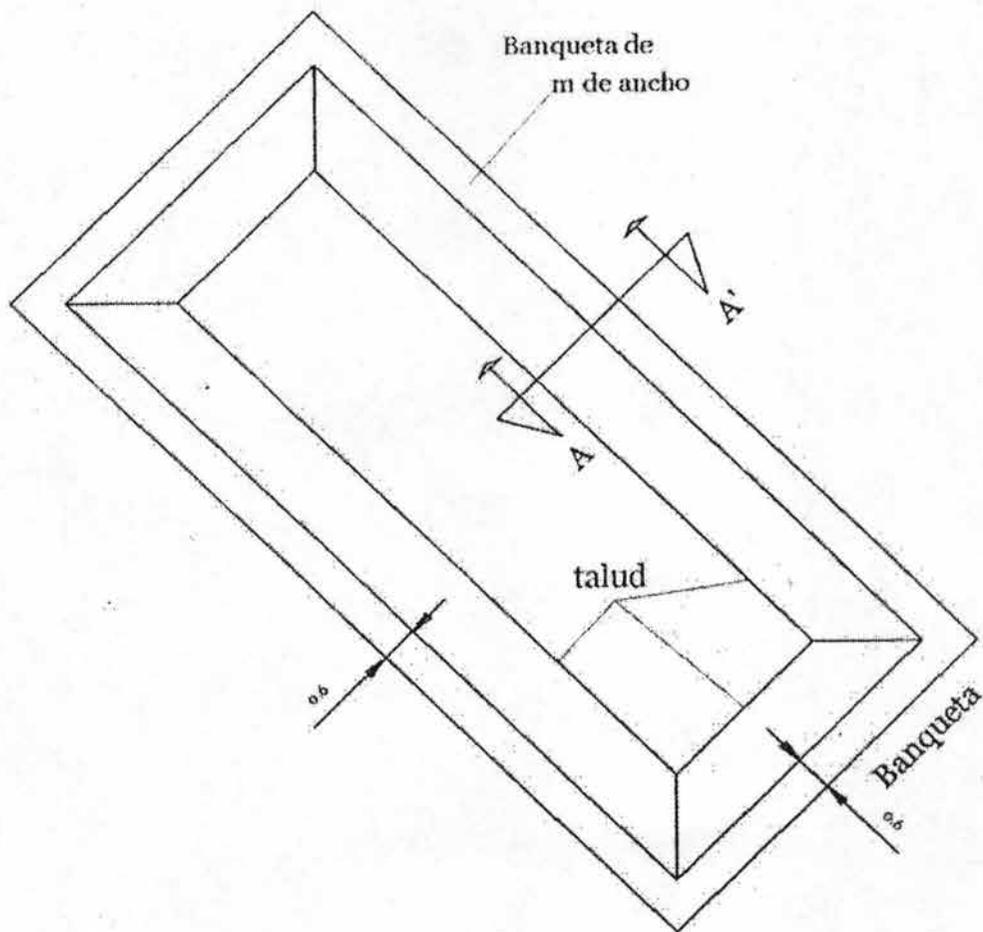


FIGURA 38

**EXCAVACION HASTA EL NIVEL DE DESPLANTE DE LA LOSA DE CIMENTACION, DEJANDO LAS BANQUETAS Y TALUDES INCLINADOS**



**FIGURA 39**

## UBICACIÓN DE CARCAMOS Y DRENES PARA ABATIR EL NIVEL FREÁTICO

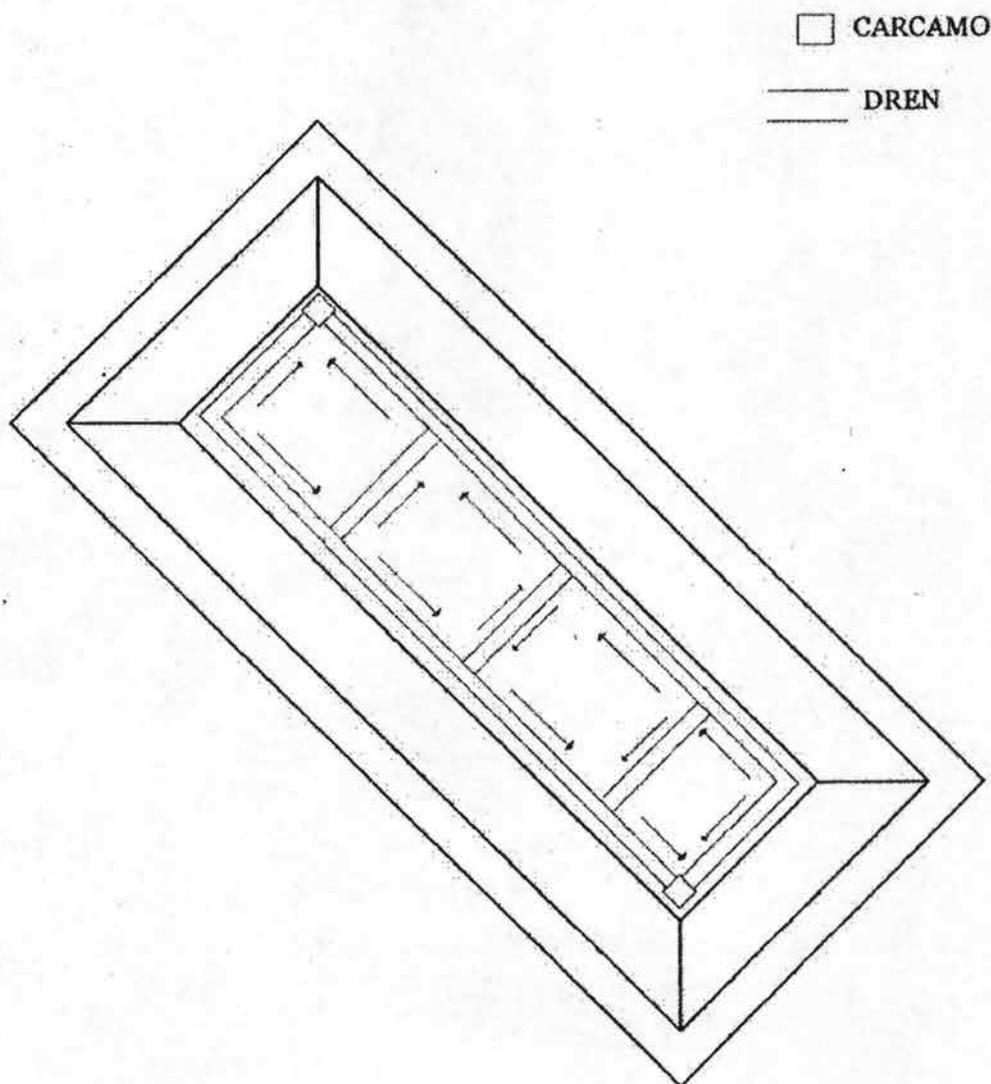
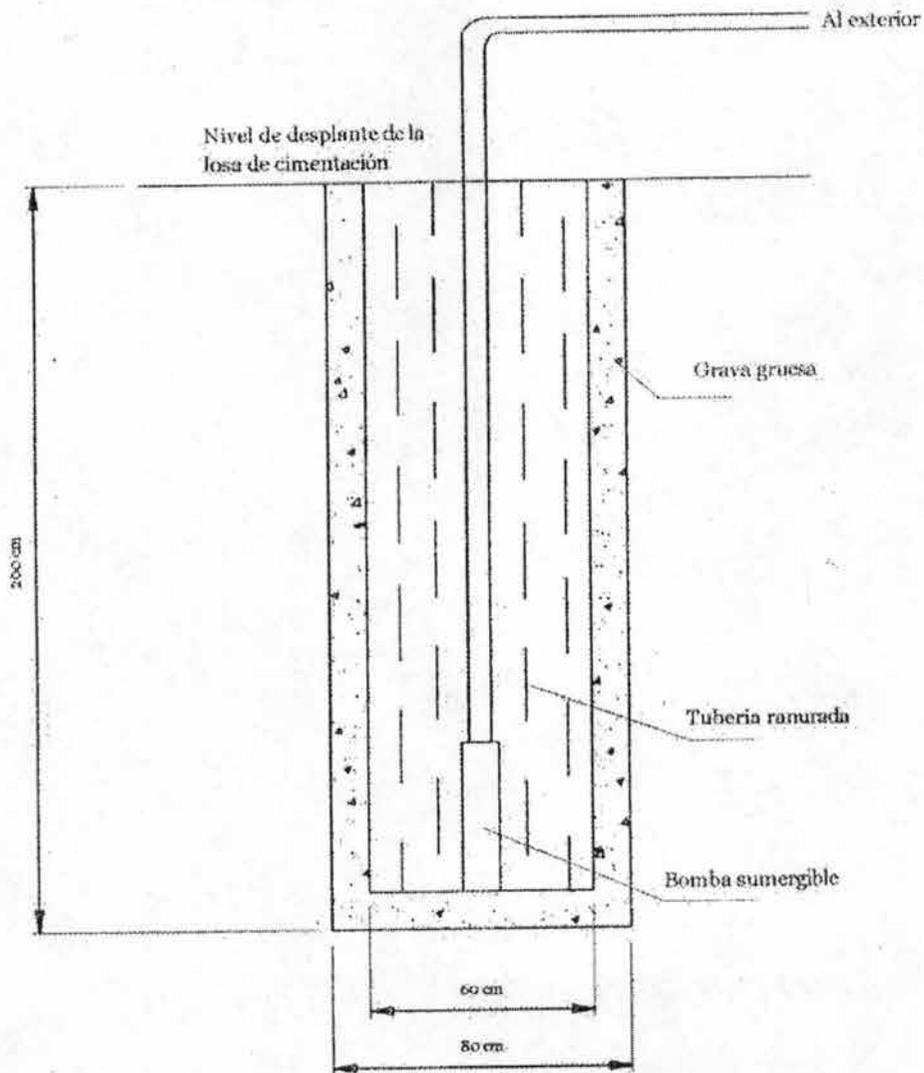


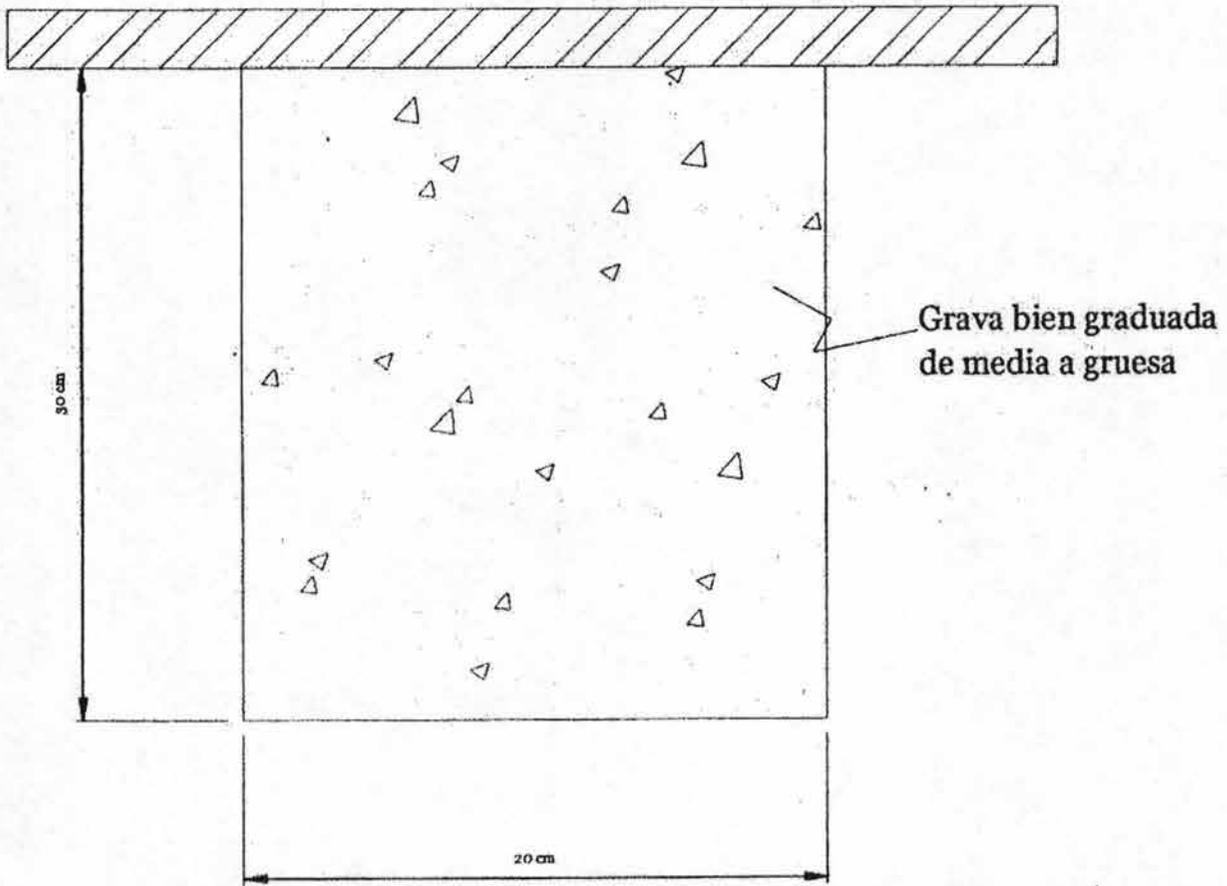
FIGURA 40

# CARCAMO



**FIGURA 41**

# DREN



**FIGURA 41**

# EXCAVACION DE CONTRATRABES

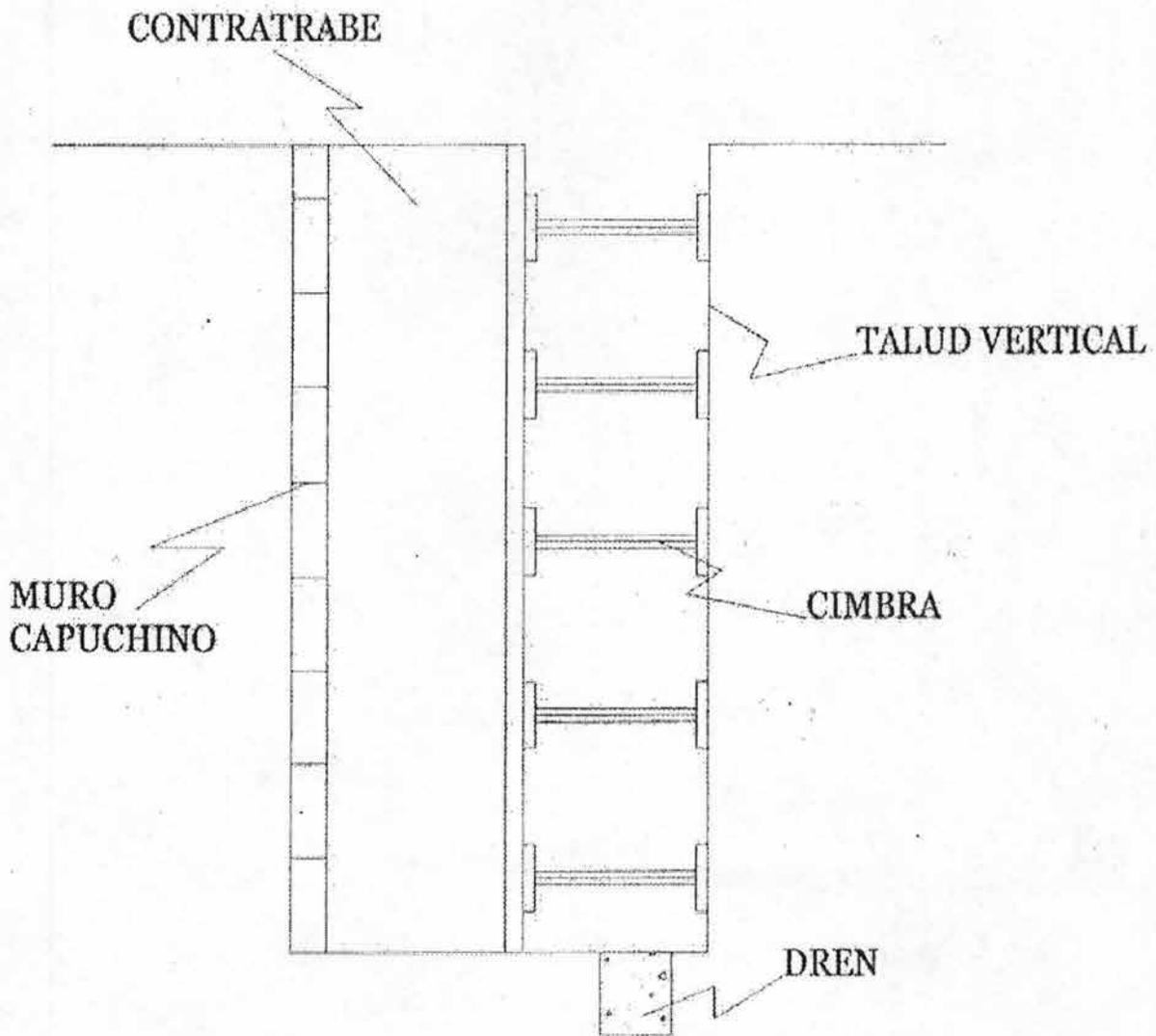
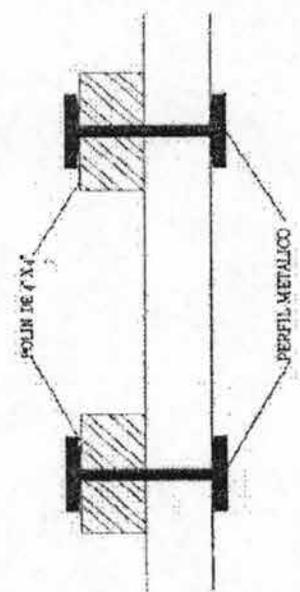
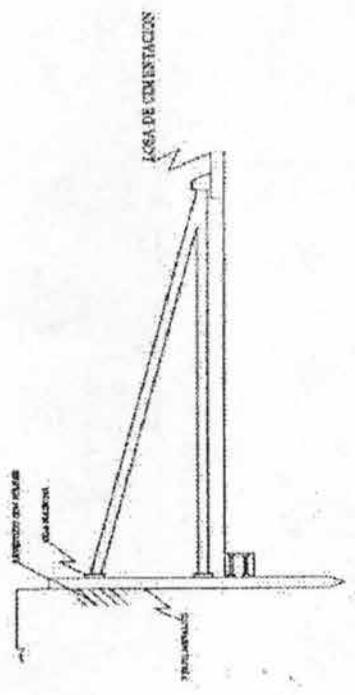
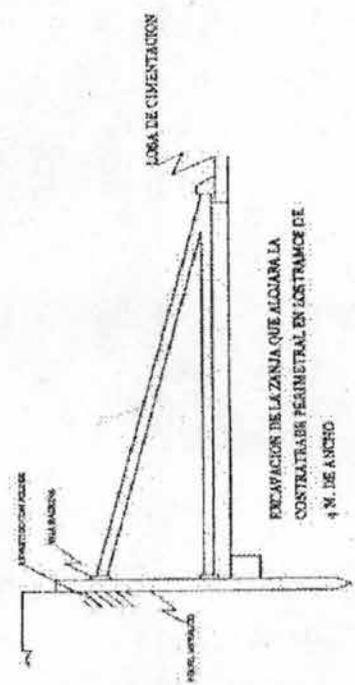
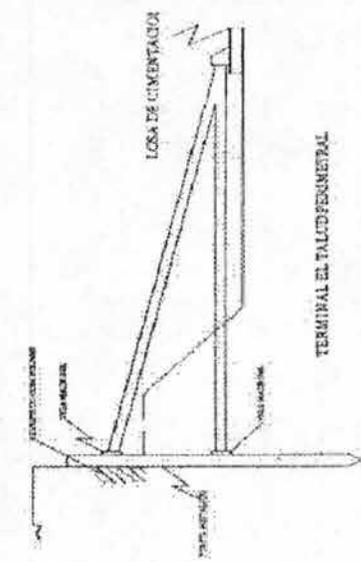
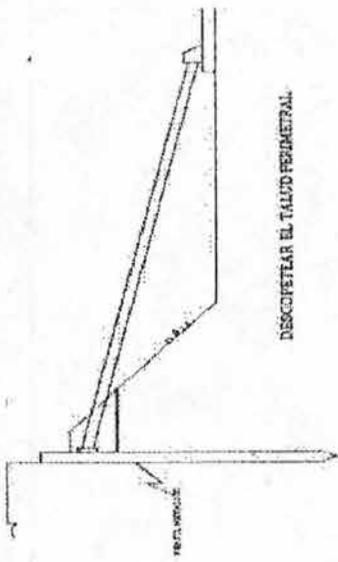
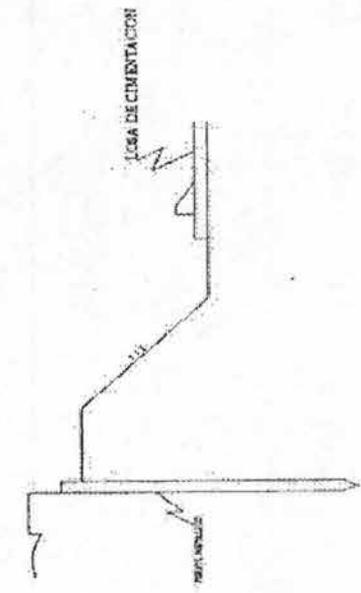


FIGURA 42

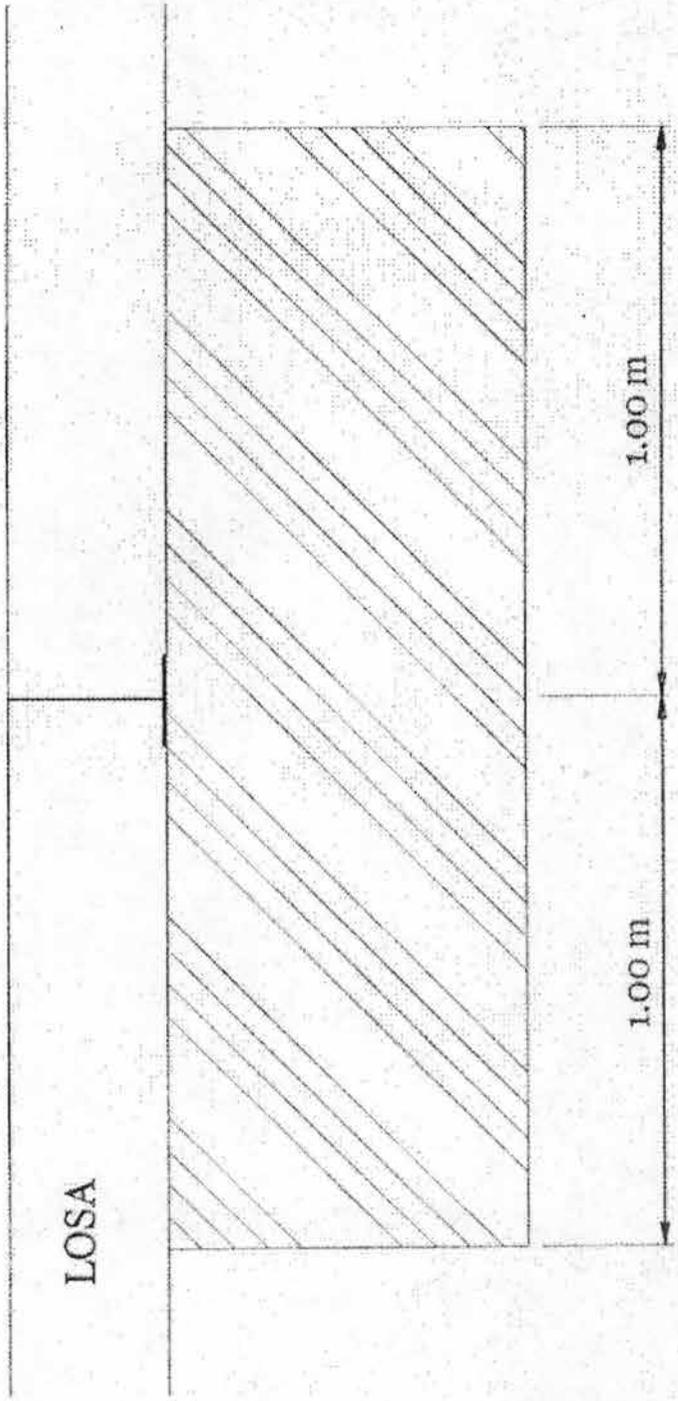


DETALLE DE FUNCIONAMIENTOS DE PERFILES

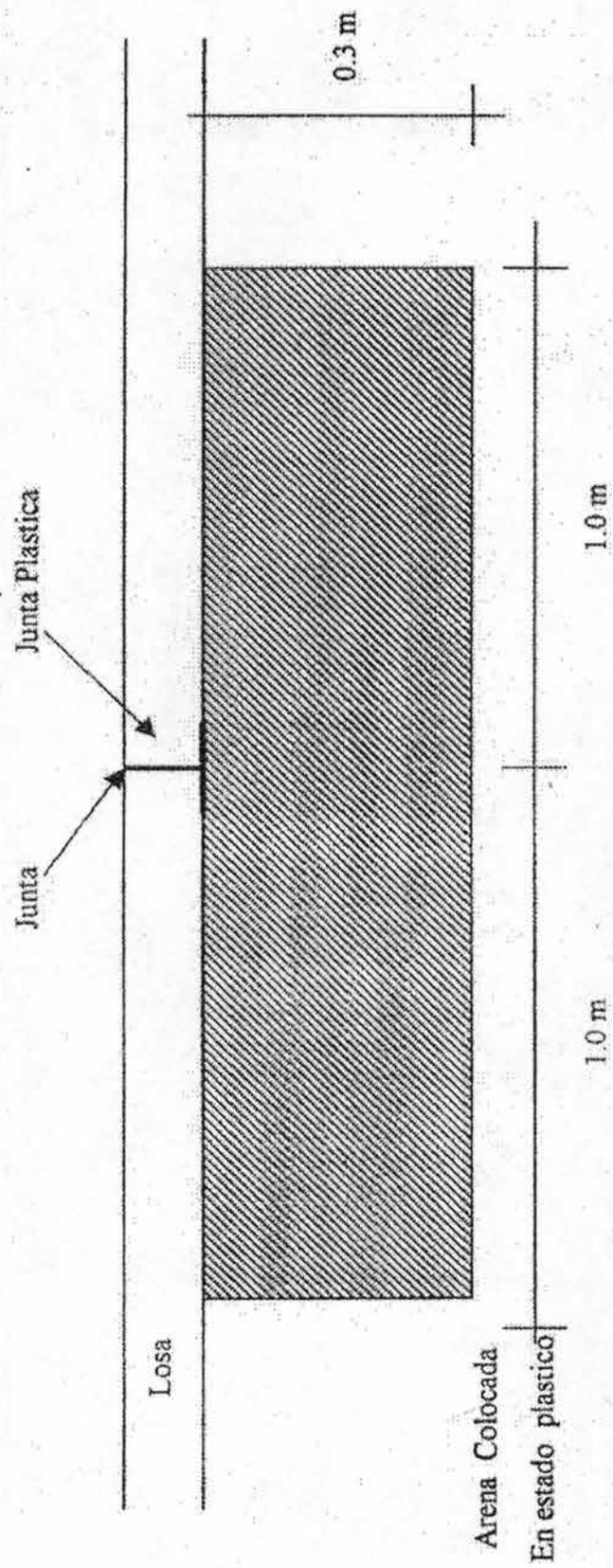
FIGURA 43

**ARENA COLOCADA EN ESTADO PLASTICO**

JUNTA JUNTA PLASTICA

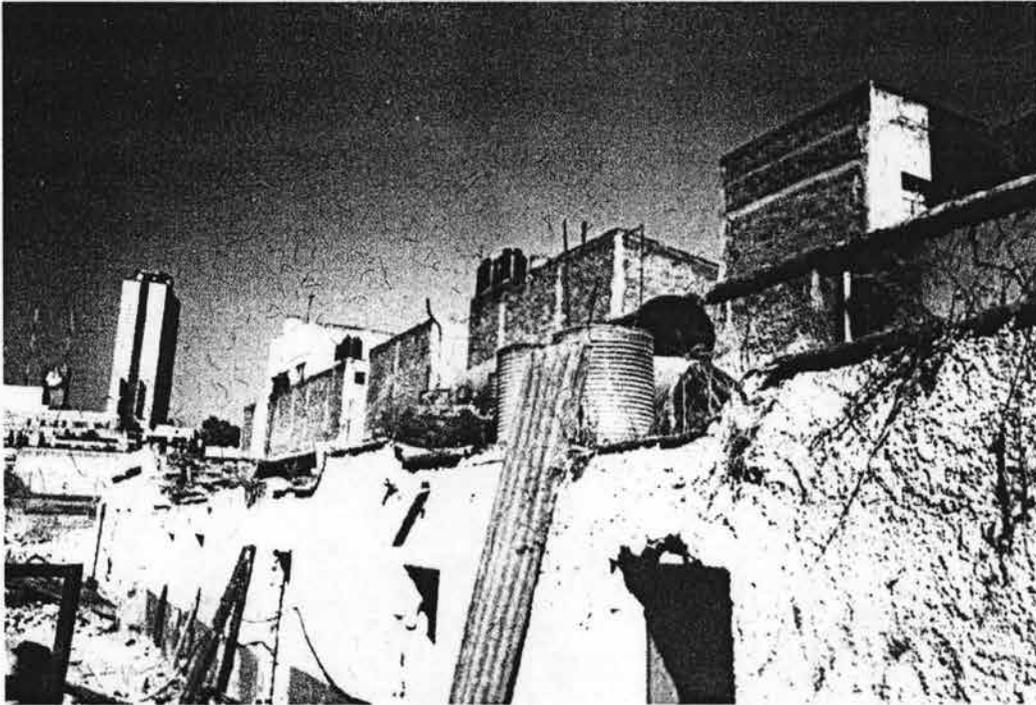


**FIGURA 44**



**ANEXO I**

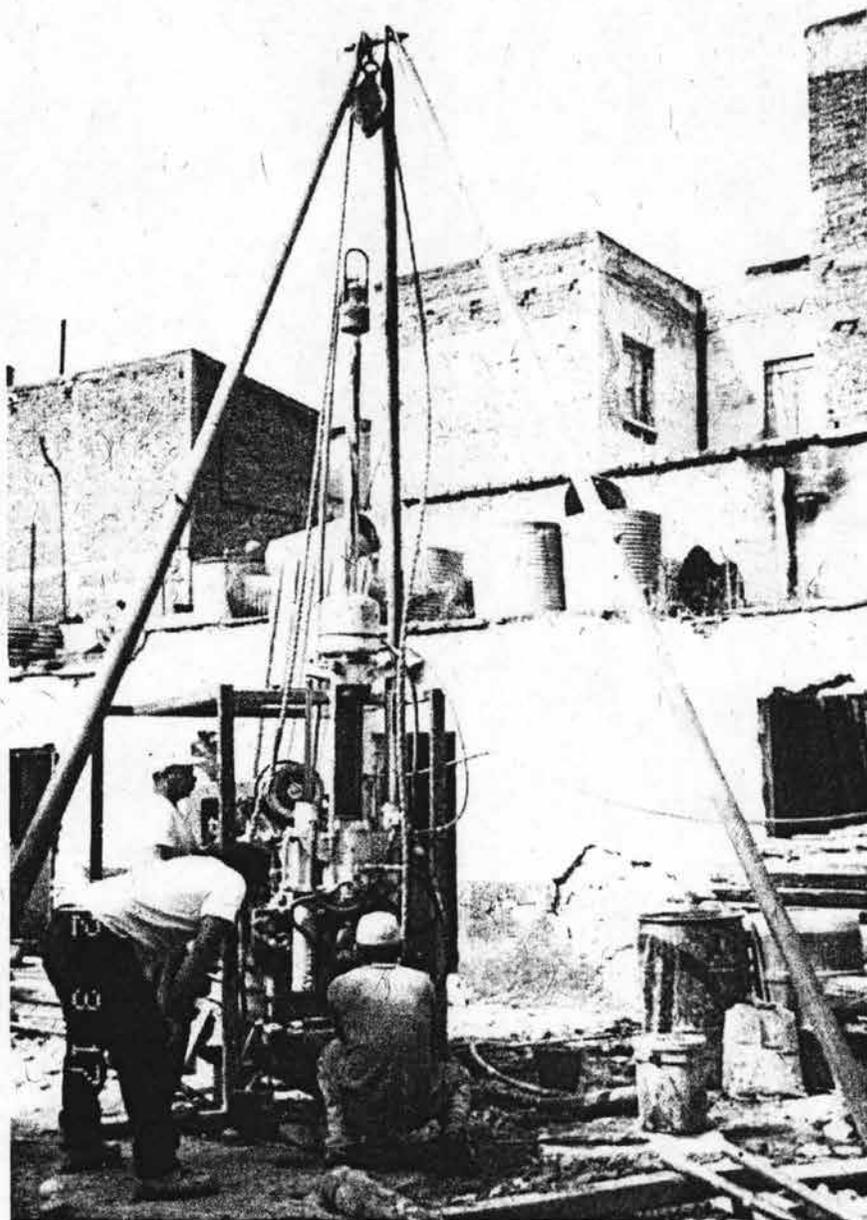
**REPORTE  
FOTOGRAFICO**



VISTA GENERAL DEL PREDIO EN ESTUDIO



VISTA DEL PREDIO DESPUES DE LA DEMOLICION, DONDE SE OBSERVAN  
LAS CONSTRUCCIONES COLINDANTES DE DOS NIVELES



VISTA DE LA MAQUINA LONGYEAR UTILIZADA PARA LA  
REALIZACIÓN DE LOS SONDEOS EXPLORATORIOS  
PROFUNDOS

MINACION

FORMA DE REGISTRO DE DATOS

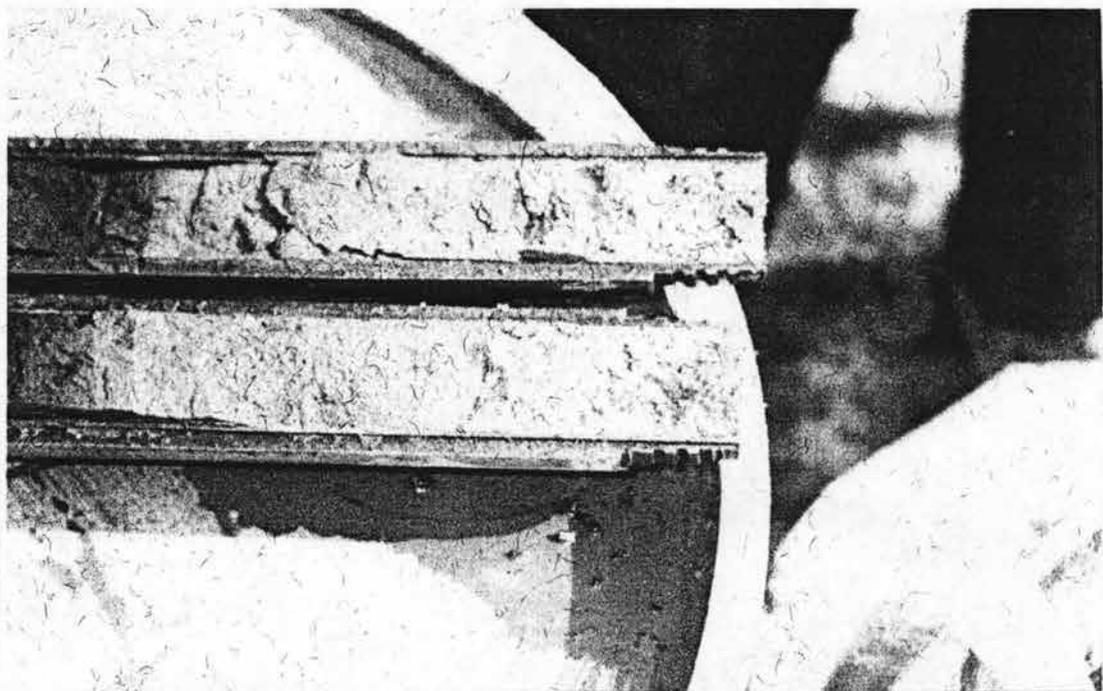
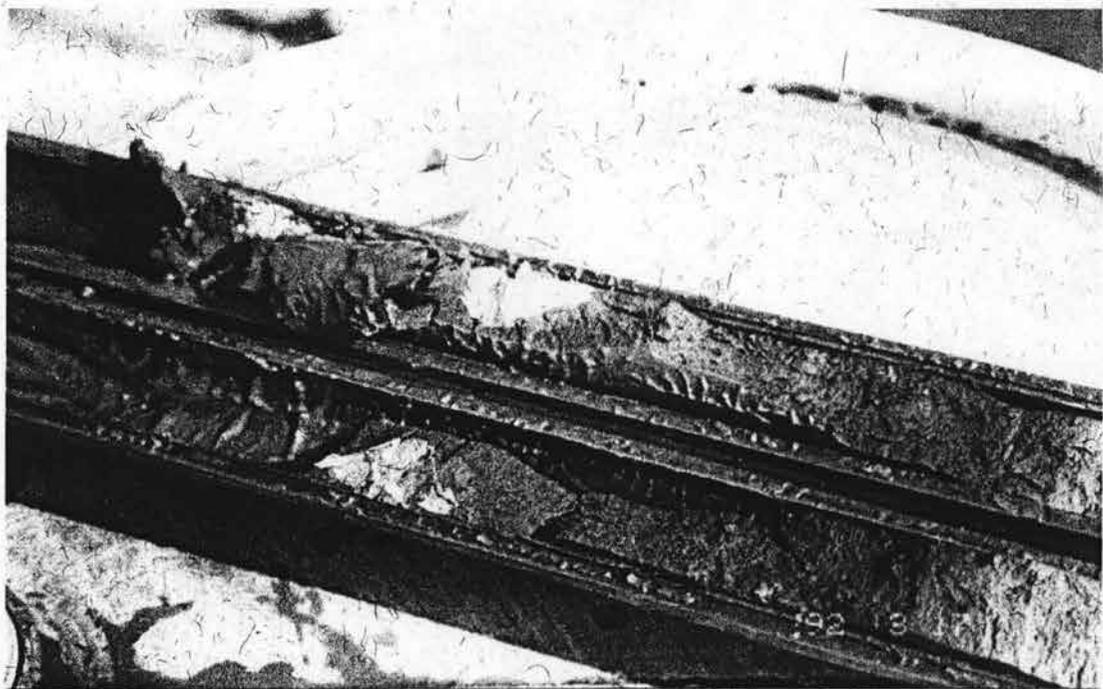
PUNTO DE SONDEO	PUNTO HASTA	TIPO DE HERRAMIENTA	NUMERO DE GOLPES			ESPESOR DE MUESTRAS	TIPO DE MUESTRAS	OBSERVACIONES DE CAMPO
			15	20	25			
101	100	T	17	17	17			
102	100	T	17	17	17			
103	100	T	17	17	17			
104	100	T	17	17	17			
105	100	T	17	17	17			
106	100	T	17	17	17			
107	100	T	17	17	17			
108	100	T	17	17	17			
109	100	T	17	17	17			
110	100	T	17	17	17			
111	100	T	17	17	17			
112	100	T	17	17	17			
113	100	T	17	17	17			
114	100	T	17	17	17			
115	100	T	17	17	17			
116	100	T	17	17	17			
117	100	T	17	17	17			
118	100	T	17	17	17			
119	100	T	17	17	17			
120	100	T	17	17	17			
121	100	T	17	17	17			
122	100	T	17	17	17			
123	100	T	17	17	17			
124	100	T	17	17	17			
125	100	T	17	17	17			
126	100	T	17	17	17			
127	100	T	17	17	17			
128	100	T	17	17	17			
129	100	T	17	17	17			
130	100	T	17	17	17			
131	100	T	17	17	17			
132	100	T	17	17	17			
133	100	T	17	17	17			
134	100	T	17	17	17			
135	100	T	17	17	17			
136	100	T	17	17	17			
137	100	T	17	17	17			
138	100	T	17	17	17			
139	100	T	17	17	17			
140	100	T	17	17	17			
141	100	T	17	17	17			
142	100	T	17	17	17			
143	100	T	17	17	17			
144	100	T	17	17	17			
145	100	T	17	17	17			
146	100	T	17	17	17			
147	100	T	17	17	17			
148	100	T	17	17	17			
149	100	T	17	17	17			
150	100	T	17	17	17			
151	100	T	17	17	17			
152	100	T	17	17	17			
153	100	T	17	17	17			
154	100	T	17	17	17			
155	100	T	17	17	17			
156	100	T	17	17	17			
157	100	T	17	17	17			
158	100	T	17	17	17			
159	100	T	17	17	17			
160	100	T	17	17	17			
161	100	T	17	17	17			
162	100	T	17	17	17			
163	100	T	17	17	17			
164	100	T	17	17	17			
165	100	T	17	17	17			
166	100	T	17	17	17			
167	100	T	17	17	17			
168	100	T	17	17	17			
169	100	T	17	17	17			
170	100	T	17	17	17			
171	100	T	17	17	17			
172	100	T	17	17	17			
173	100	T	17	17	17			
174	100	T	17	17	17			
175	100	T	17	17	17			
176	100	T	17	17	17			
177	100	T	17	17	17			
178	100	T	17	17	17			
179	100	T	17	17	17			
180	100	T	17	17	17			
181	100	T	17	17	17			
182	100	T	17	17	17			
183	100	T	17	17	17			
184	100	T	17	17	17			
185	100	T	17	17	17			
186	100	T	17	17	17			
187	100	T	17	17	17			
188	100	T	17	17	17			
189	100	T	17	17	17			
190	100	T	17	17	17			
191	100	T	17	17	17			
192	100	T	17	17	17			
193	100	T	17	17	17			
194	100	T	17	17	17			
195	100	T	17	17	17			
196	100	T	17	17	17			
197	100	T	17	17	17			
198	100	T	17	17	17			
199	100	T	17	17	17			
200	100	T	17	17	17			

OBSERVACIONES GENERALES

REGISTRO DE CAMPO EN EL CUAL QUEDA ASENTADO LA INFORMACIÓN QUE SE VA OBTENIENDO DURANTE LA EJECUCIÓN DE LOS SONDEOS



SE OBSERVA EL TUBO PARTIDO UTILIZADO PARA LA OBTENCION DE MUESTRAS ALTERADAS DURANTE EL PROCESO DE HINCADO DE LA TUBERIA DE PERFORACION



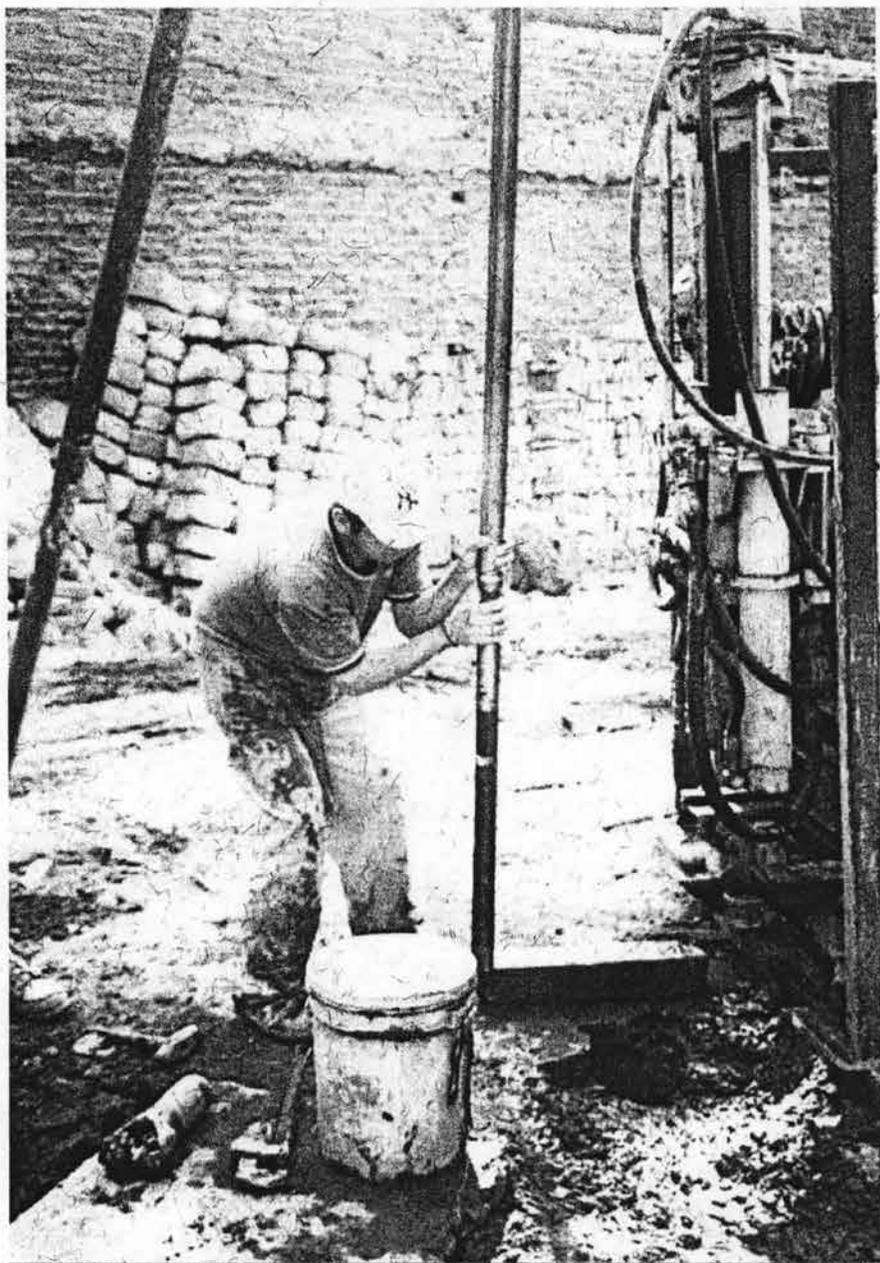
VISTA DEL MATERIAL RECUPERADO EN EL TUBO PARTIDO



SE OBSERVA EL TUBO SHELBY UTILIZADO PARA LA  
OBTENCION DE MUESTRAS INALTERADAS DEL  
SUBSUELO



VISTA DEL TUBO SHELBY CON EL CUAL SE OBTUVO UNA MUESTRA INALTERADA DEL SUBSUELO



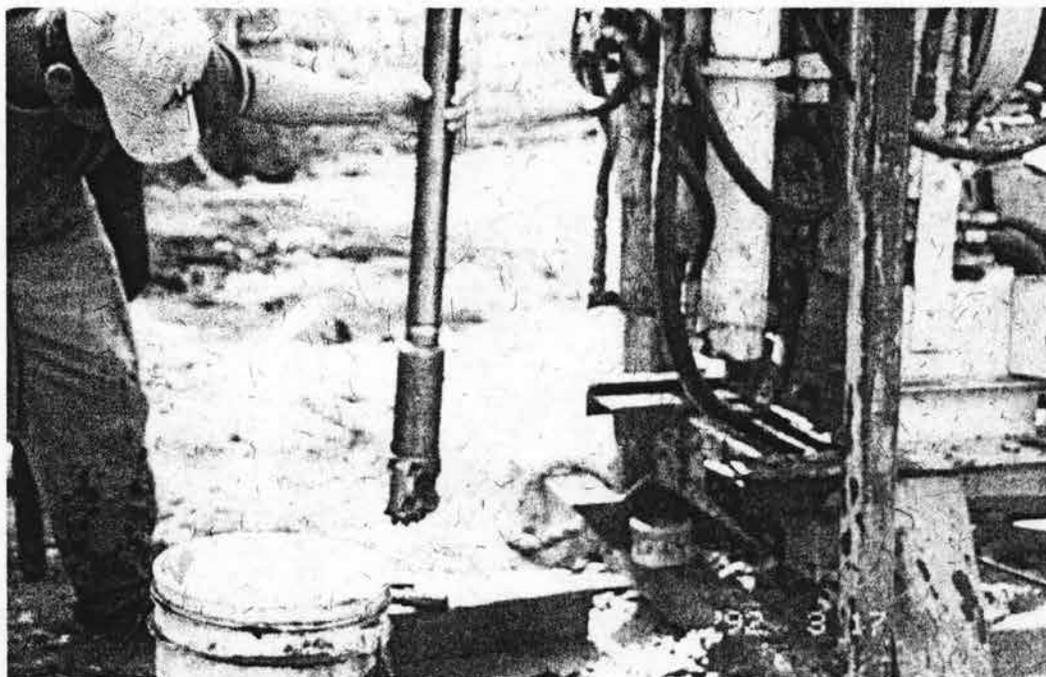
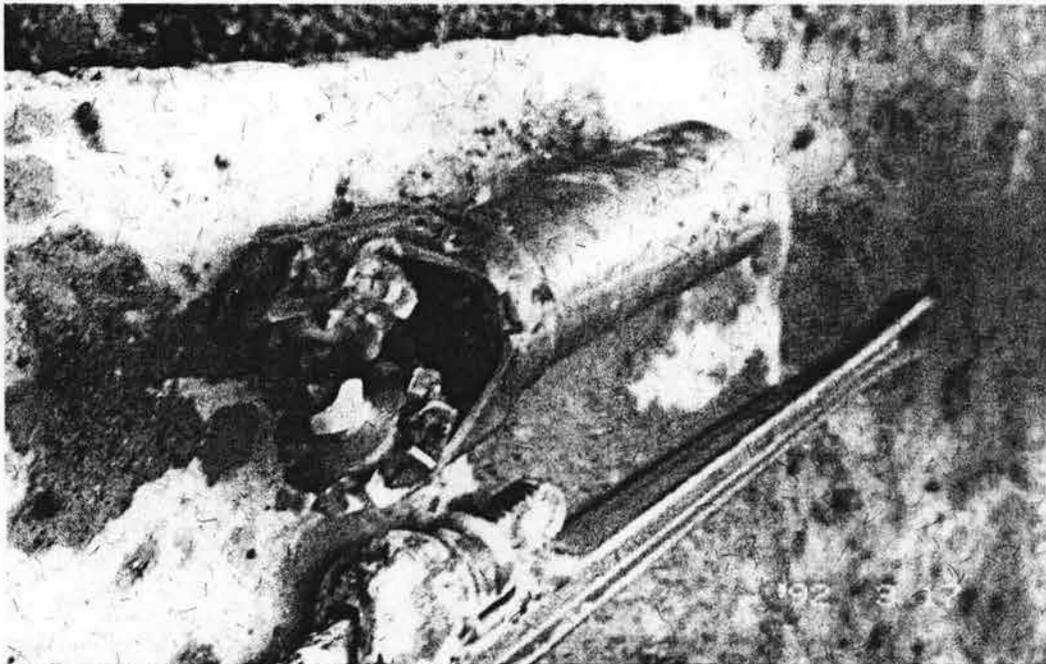
VISTA DEL ENSAMBLE DEL TUBO DE  
PENETRACION ESTANDAR



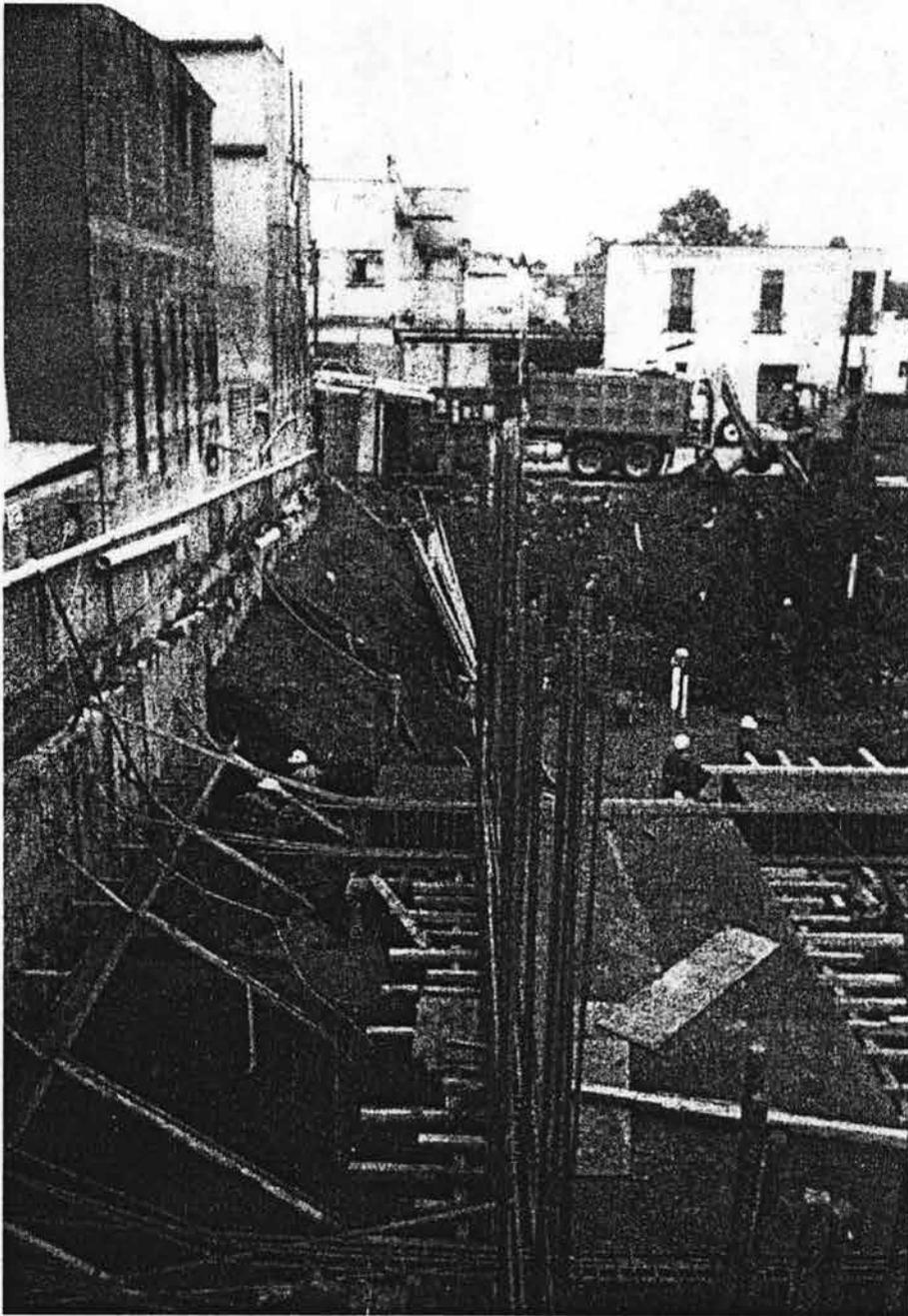
**LODO BENTONITICO PARA DAR ESTABILIDAD A LA PERFORACION**



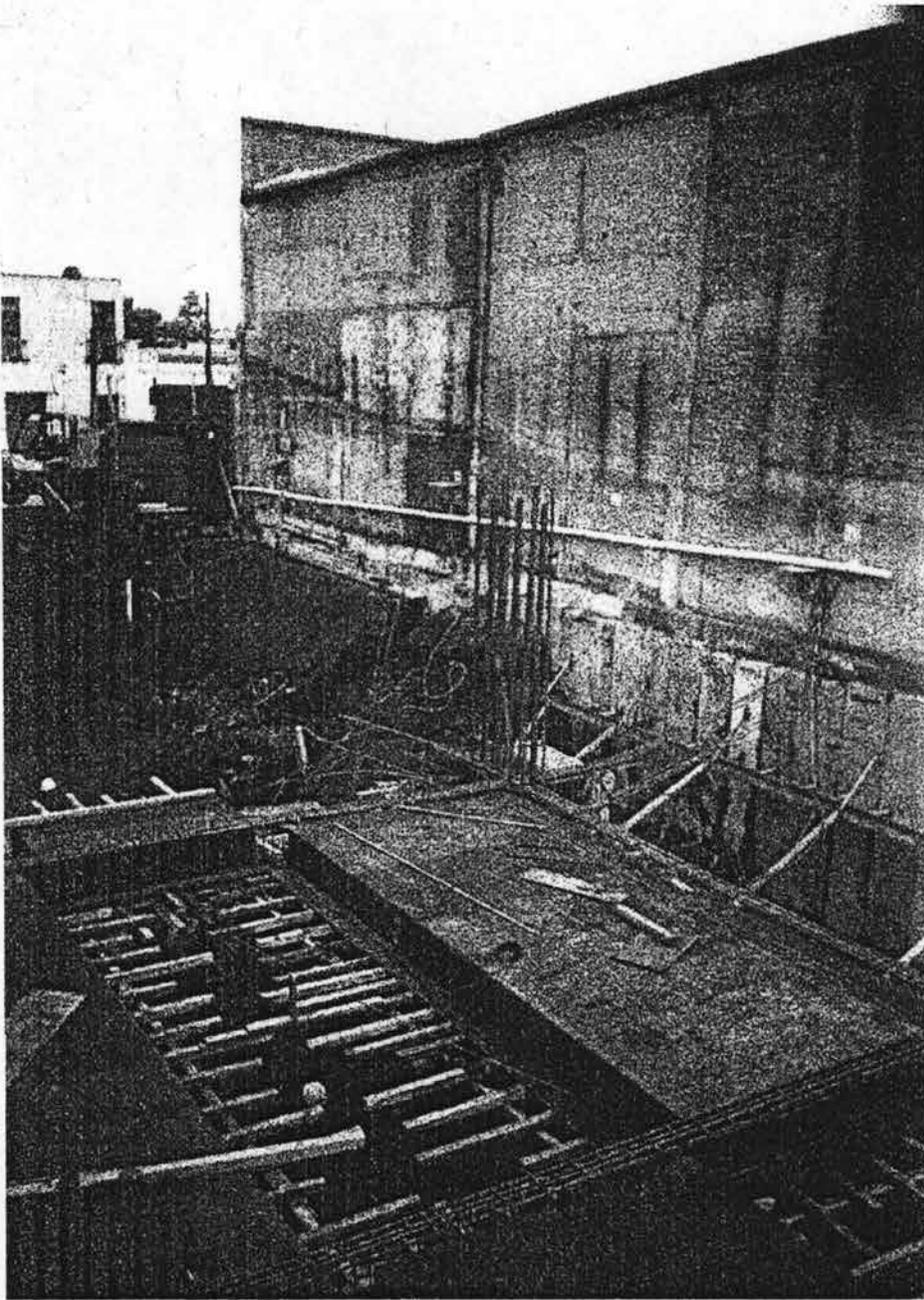
**MARTILLO DE PENETRACION ESTANDAR**



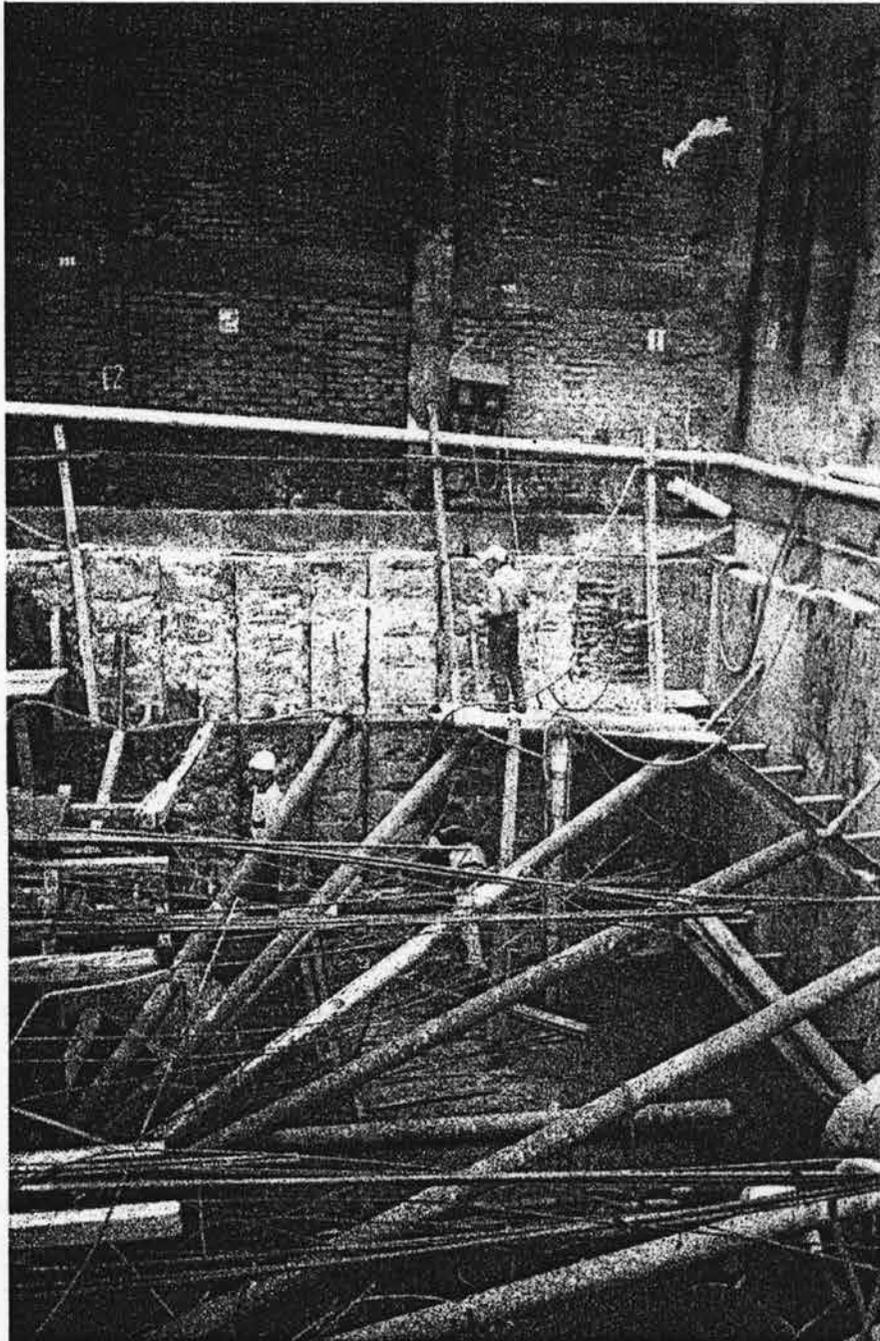
VISTA DE LA BROCA TRICONICA UTILIZADA  
PARA COMENZAR CON LA PERFORACION



MODULACION DE LA EXCAVACION



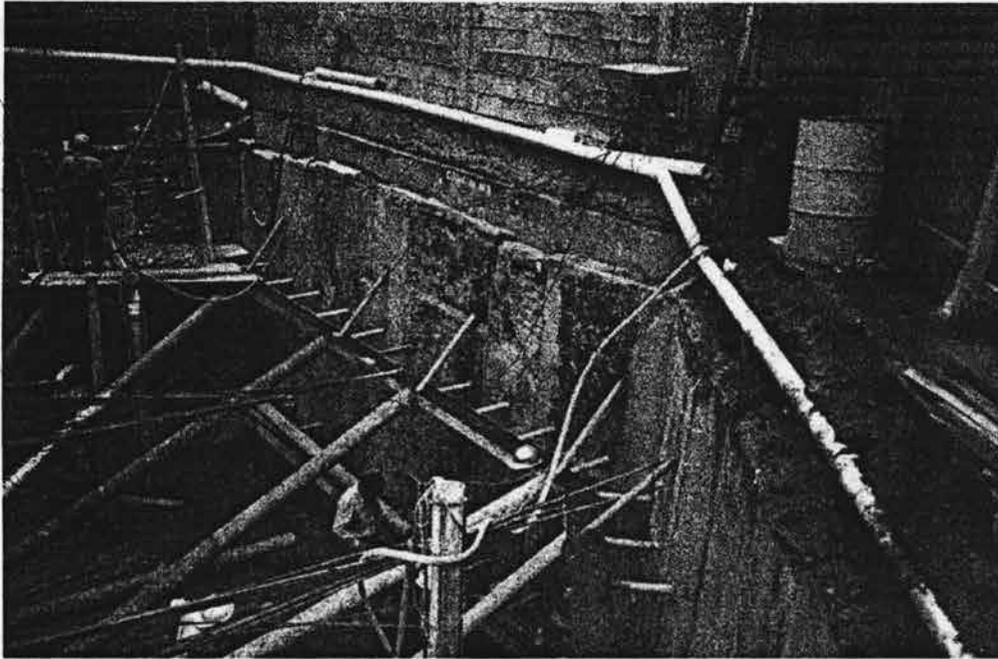
TROQUELAMIENTO SOBRE EL TABLESTACADO



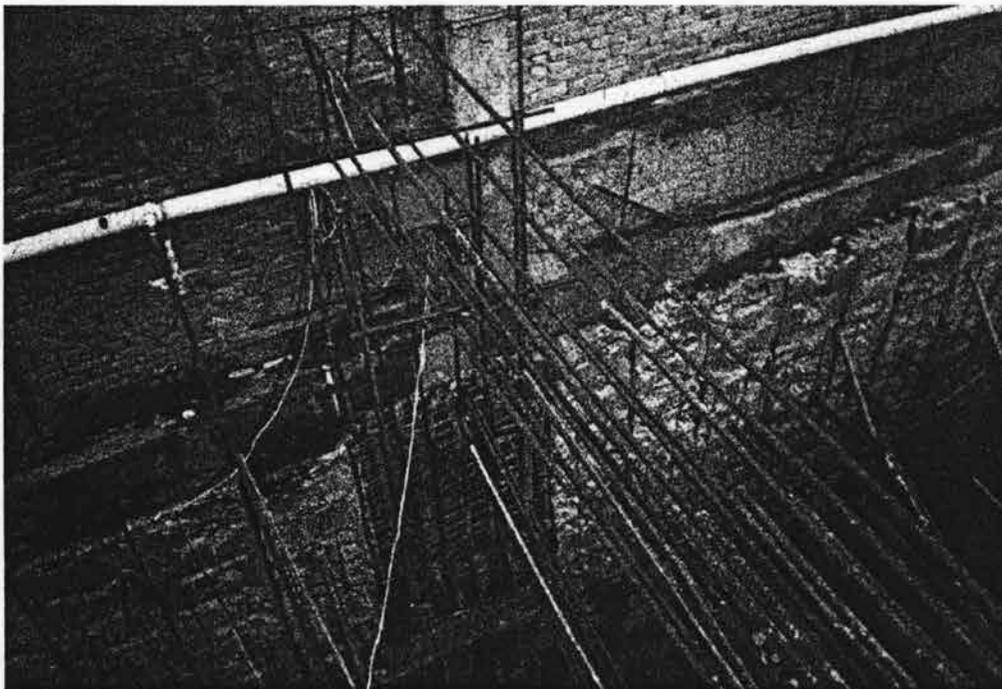
TROQUELAMIENTO SOBRE LA LOSA CENTRAL



**ARMADO DEL MURO DE ACOMPAÑAMIENTO  
ADJUNTO AL TABLESTACADO**



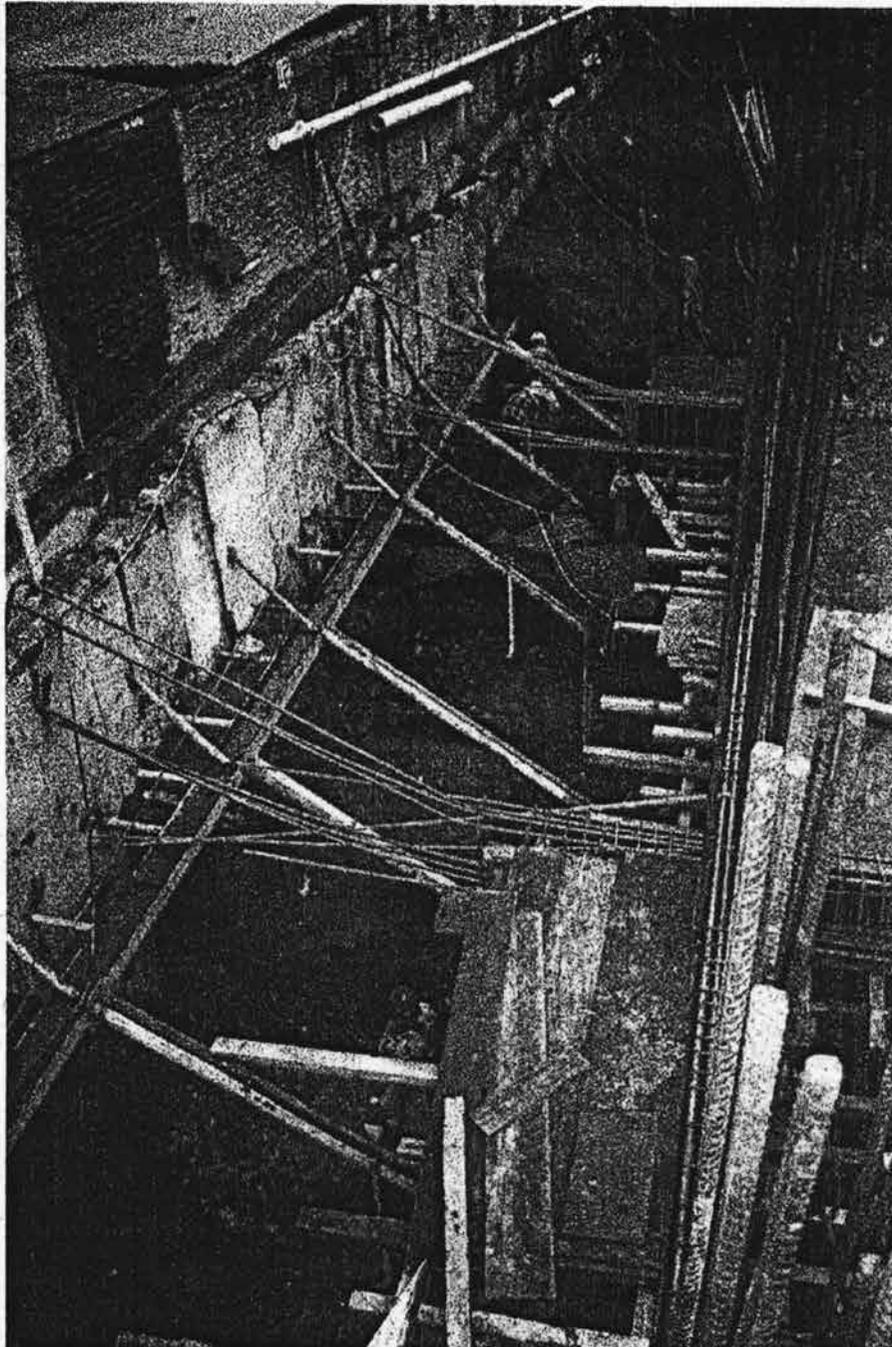
**PEQUEÑOS TROQUELES SOBRE LOS QUE ACTÚA  
LA VIGA MADRINA**



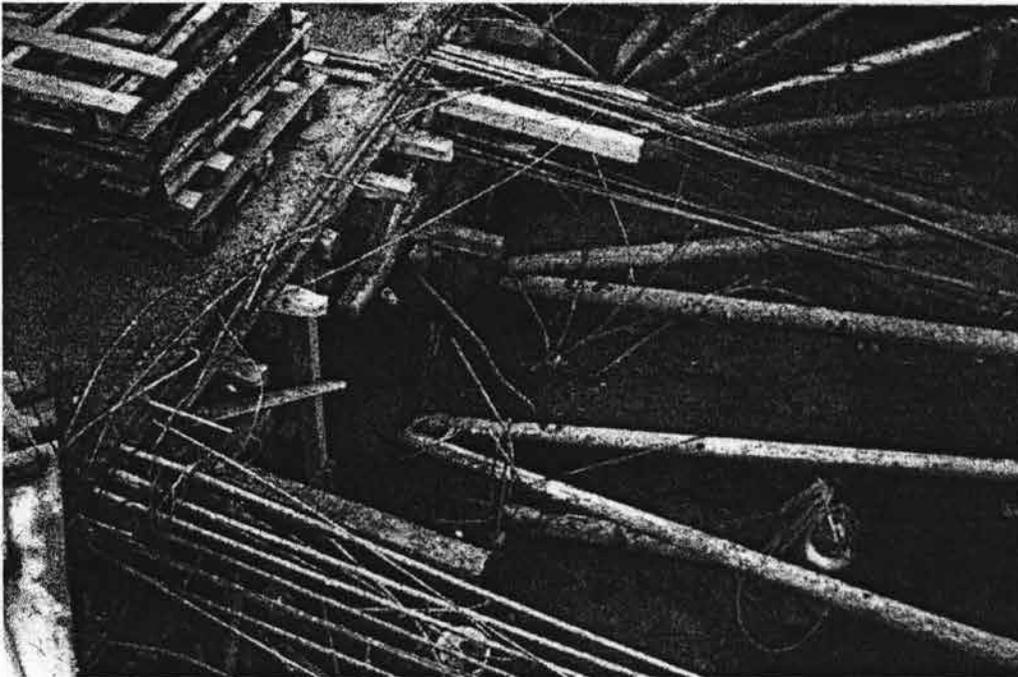
**DEMOLICION DE UNA PARTE DEL TABLESTACADO PARA  
ADAPTAR LAS COLUMNAS Y TRABES DE LA ESTRUCTURA**



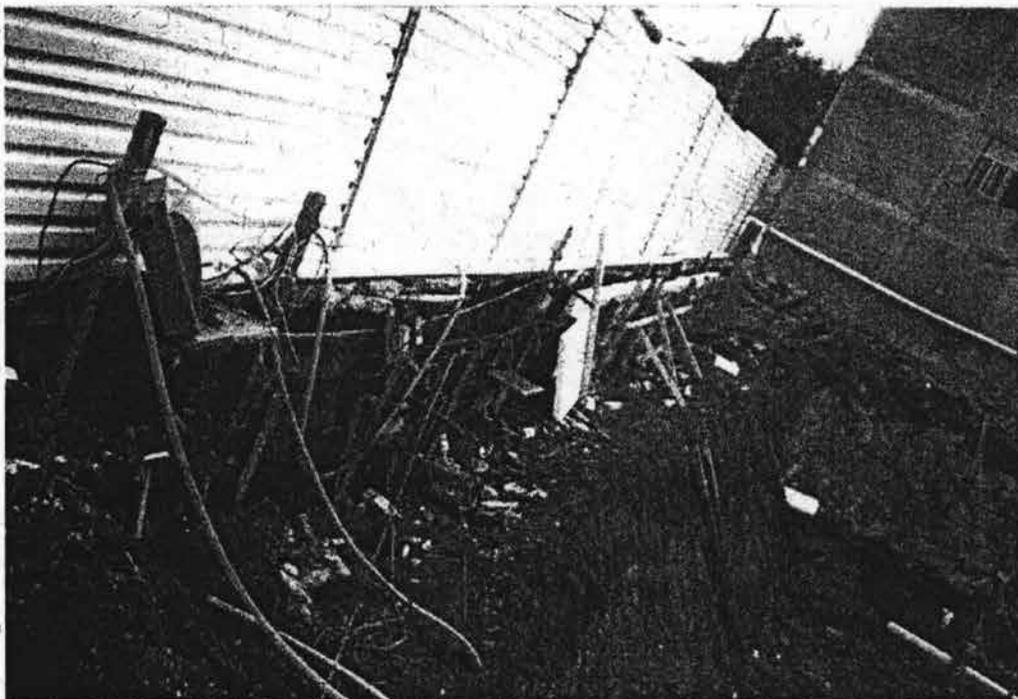
**SE OBSERVA EL ESPACIO DONDE SE ARMARA  
EL MURO DE ACOMPAÑAMIENTO**



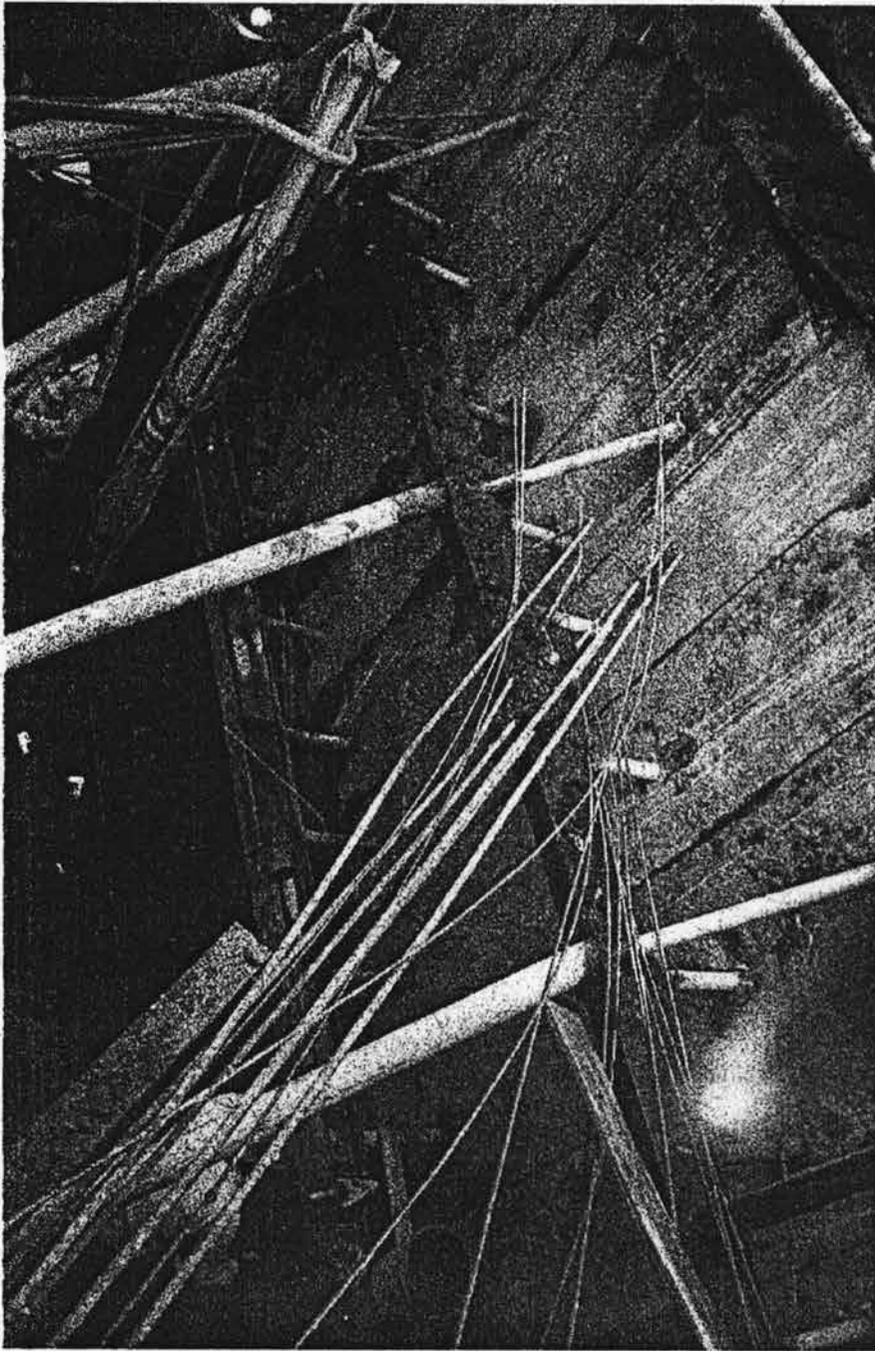
**MODULACION NIVEL MAXIMO DE EXCAVACION**



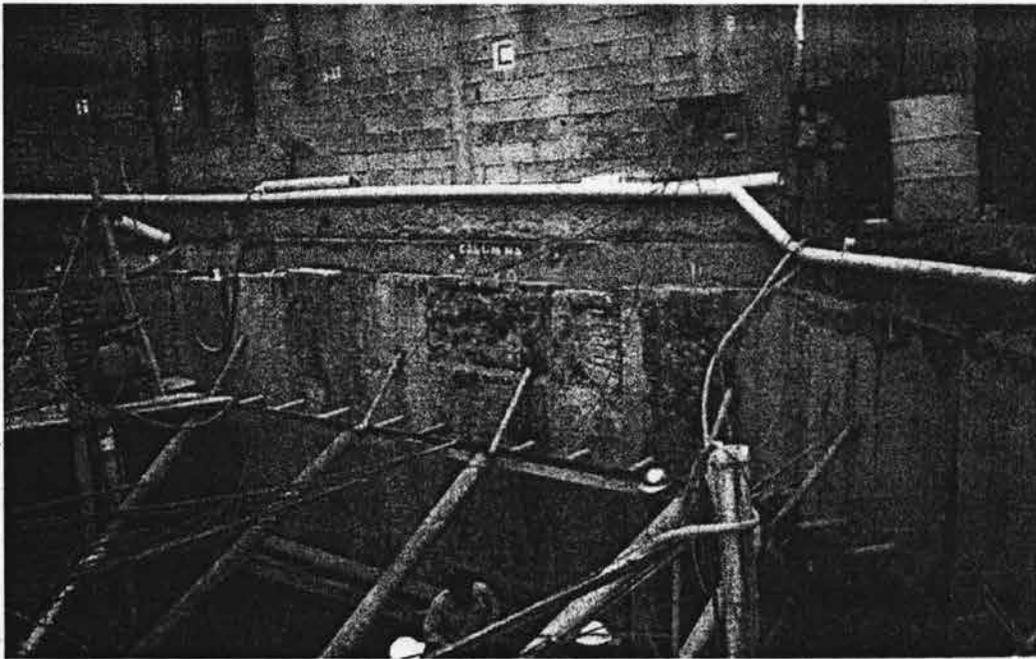
**ELEMENTO DE REACCIÓN COLADO EN LA LOSA  
CENTRAL PARA TROQUELAMIENTO**



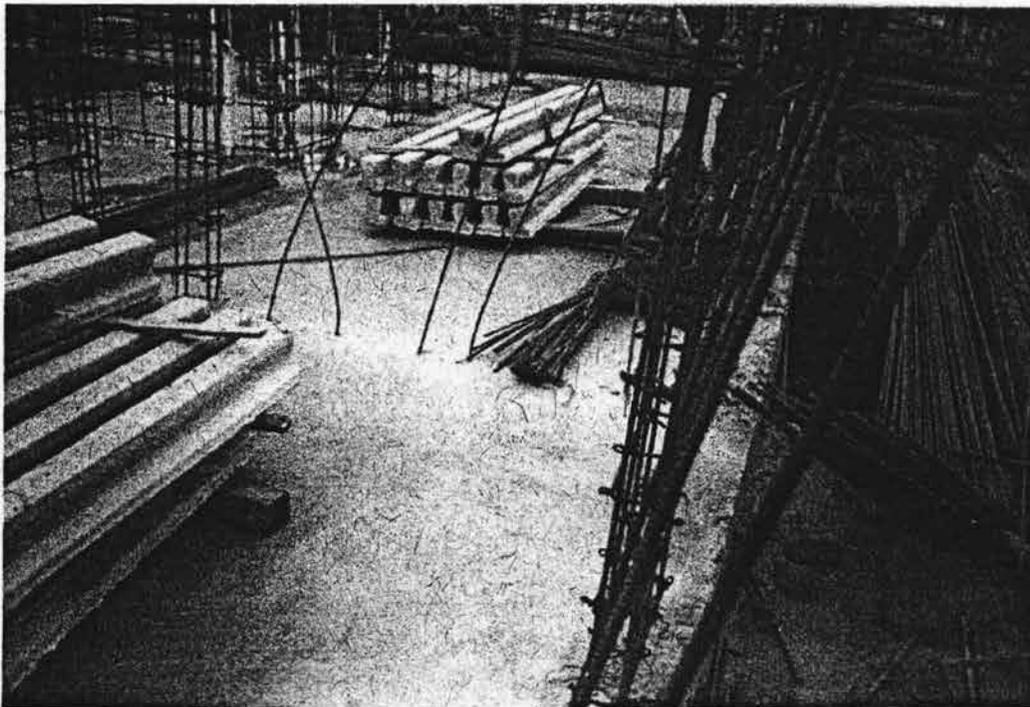
**SISTEMA DE MUROS BERLIN QUE ES VIABLE  
UTILIZAR EN LA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA**



SISTEMA DE TABLESTACADO Y DE BOMBEO



**TUBERIAS A NIVEL DE BANQUETA PARA ANALIZAR EL  
AGUA BOMBEADA DE LA EXCAVACION**



**VIGUETAS QUE CONSTITUYEN LOS ELEMENTOS  
LIGEROS DE LA ESTRUCTURA**

# **ANEXO II**

## **PRUEBAS DE LABORATORIO**



## LIMITES DE CONSISTENCIA

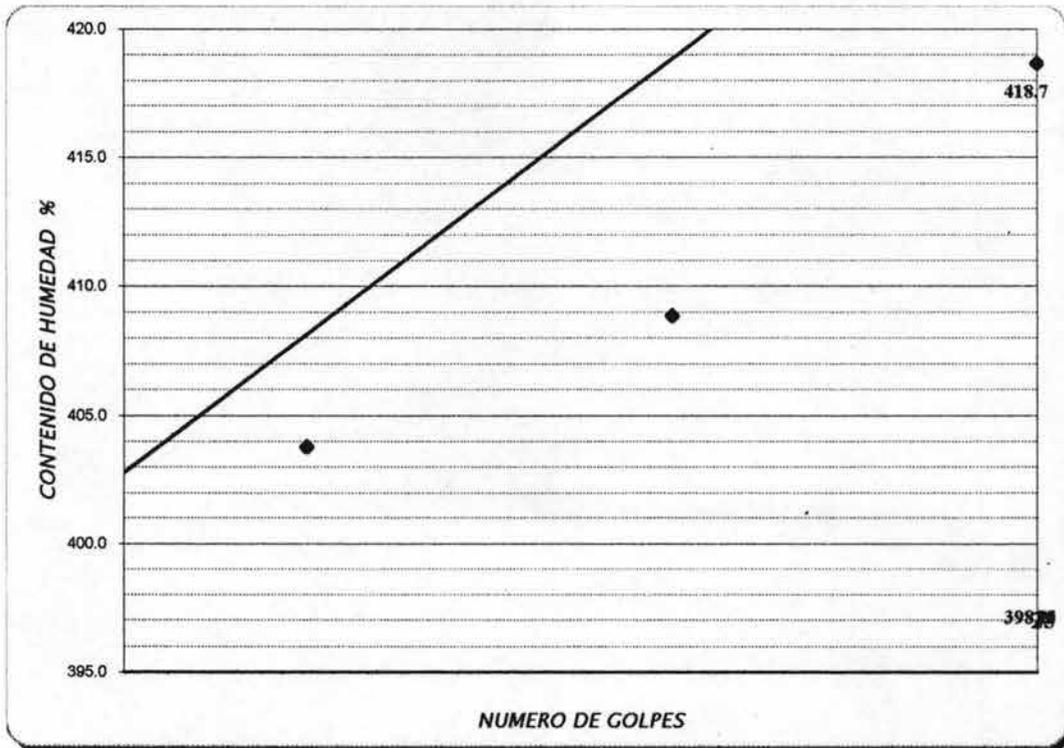
PROCEDENCIA: <b>VELASQUEZ DE LEON</b>		FECHA: <b>24-Ene-03</b>
SONDEO: <b>SM-1</b>	OPERADOR: <b>Alberto Palestina C.</b>	
MUESTRA: <b>M-11 inf.</b>		
PROF. m: <b>7.00-7.80</b>		
CLASIF. <b>Arcilla café verdoso obsc.</b>		

### LIMITE LIQUIDO

Nº DE GOLPES	TARA Nº	Wm + T gr	Wd + T gr	W T gr	W %	RESUMEN
35	87	17.76	10.95	9.24	398.2	Cont. nat. de agua ( W % ) _____ Limite liquido ( LL % ) <b>403.0</b> Limite Plástico ( LP % ) <b>67.9</b> Indice de Plasticidad ( IP % ) <b>335.1</b> SUCS <b>CH</b> Consistencia relativa ( Cr ) _____
25	23	18.73	11.26	9.41	403.8	
15	170	18.60	11.20	9.39	408.8	
9	138	17.65	10.70	9.04	418.7	

### LIMITE PLASTICO

	TARA Nº	Wm + T gr	Wd + T gr	W T gr	W %	CONTRACCION LINEAL
	3	16.16	13.40	9.35	68.1	L inic. cm _____
	169	16.34	13.67	9.72	67.6	L final cm _____
						Cont.Lin.% _____



## LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: VELASQUEZ DE LEON

SONDEO SM-1

FECHA 24-Ene-03

MUESTRA 4 inf.

OPERADOR Alberto Palestina C.

PROF. m 1.80-2.60

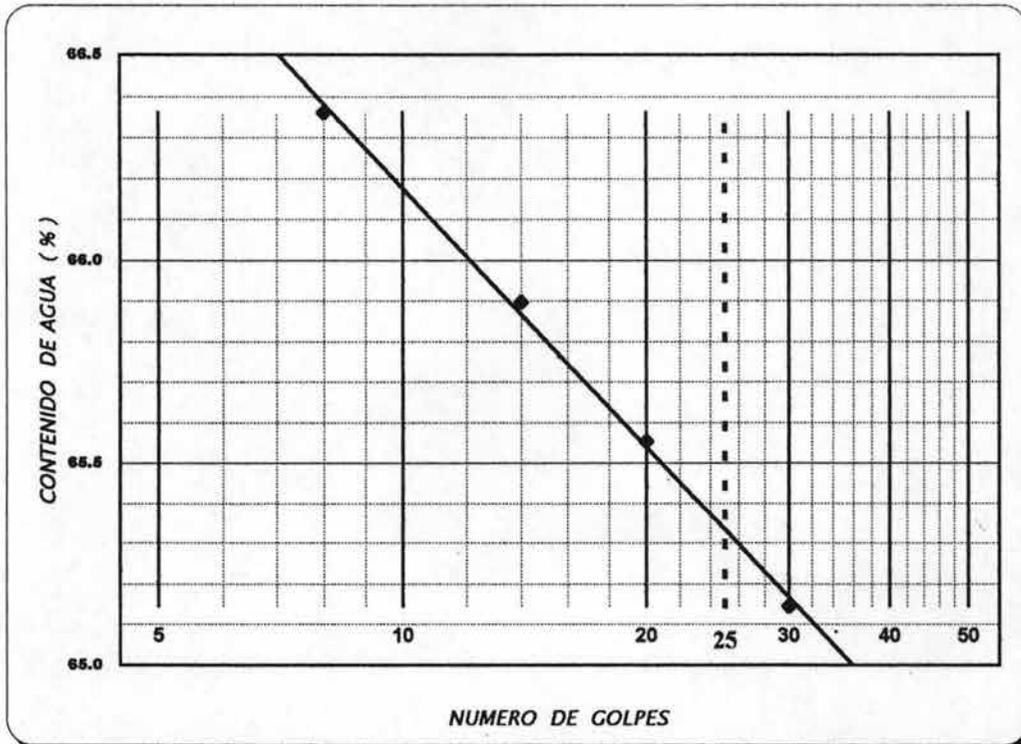
CLASIF. Limo argánico con escasa arcilla, gris negruzco

### LIMITE LIQUIDO

N° DE GOLPES	TARA N°	Wm + T	Wd + T	W T	W	RESUMEN
		gr	gr	gr	%	
30	158	20.38	16.10	9.53	65.1	Cont. nat. de agua ( W % ) _____ Limite liquido ( LL % ) <u>65.3</u> Limite Plástico ( LP % ) <u>43.3</u> Índice de Plasticidad ( IP % ) <u>22.0</u> SUCS <u>MH</u> Consistencia relativa ( Cr ) _____
20	152	20.38	16.06	9.47	65.6	
14	94	19.68	15.68	9.61	65.9	
8	39	20.13	15.79	9.25	66.4	

### LIMITE PLASTICO

TARA N°	Wm + T	Wd + T	W T	W	CONTRACCION LINEAL
	gr	gr	gr	%	
19	18.46	15.92	10.07	43.4	L inic. cm _____
184	17.00	14.57	8.94	43.2	L final cm _____
					Cont.Lin.% _____



## LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: VELASQUEZ DE LEON

SONDEO SM-1

FECHA 24-Ene-03

MUESTRA 7 inf.

OPERADOR Alberto Palestina C.

PROF. m 4.40-5.20

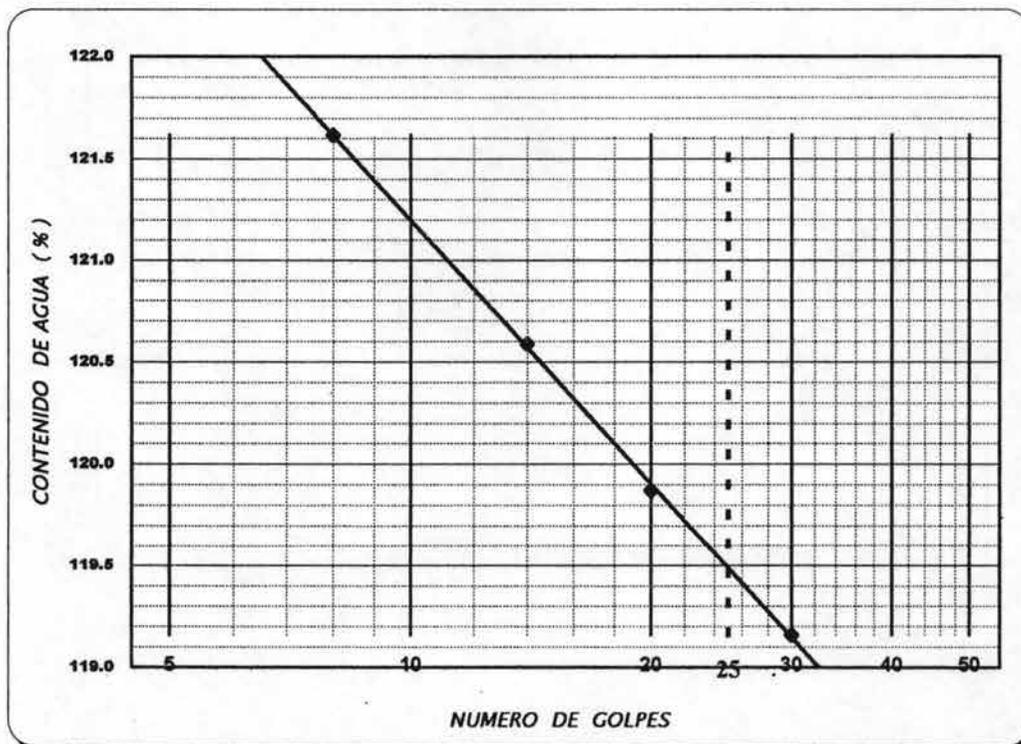
CLASIF. Arcilla poco limosa, gris verdoso obsc.

### LIMITE LIQUIDO

Nº DE GOLPES	TARA Nº	Wm + T gr	Wd + T gr	W T gr	W %	RESUMEN
30	106	18.90	13.80	9.52	119.2	Cont. nat. de agua (W %) _____ Límite líquido (LL %) <u>119.5</u> Límite Plástico (LP %) <u>45.9</u> Índice de Plasticidad (IP %) <u>73.6</u> SUCS <u>CH</u> Consistencia relativa (Cr) _____
20	127	20.16	14.49	9.76	119.9	
14	72	19.95	14.21	9.45	120.6	
8	163	19.79	14.22	9.64	121.6	

### LIMITE PLASTICO

	TARA Nº	Wm + T gr	Wd + T gr	W T gr	W %	CONTRACCION LINEAL
	149	17.93	15.31	9.59	45.8	L inic. cm _____
	175	18.49	15.79	9.91	45.9	L final cm _____
						Cont.Lin.% _____



CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: VELASQUEZ DE LEON

Humedad Nat.

AP-12

PROF.: 1.80-2.60 m

M-04 inf.

MUESTRA

SM-1

SONDEO

1er Inc.		2o Inc.		3er Inc.		4o Inc.		5o Inc.		6o Inc.	
FECHA	24-Ene-03	FECHA	25-Ene-03	FECHA	26-Ene-03	FECHA	27-Ene-03	FECHA	28-Ene-03	FECHA	29-Ene-03
PRESION	0.125	PRESION	0.250	PRESION	0.500	PRESION	1.000	PRESION	2.000	PRESION	4.000
TIEMPO Min	L MICROM										
15:15	23.020	11:25	22.740	10:30	22.642	11:25	22.500	11:20	22.310	11:30	21.892
0.1	22.870	0.1	22.720	0.1	22.627	0.1	22.460	0.1	22.270	0.1	21.700
0.2	22.875	0.2	22.710	0.2	22.626	0.2	22.465	0.2	22.250	0.2	21.660
0.3	22.860	0.3	22.700	0.3	22.625	0.3	22.450	0.3	22.240	0.3	21.630
0.5	22.840	0.5	22.690	0.5	22.623	0.5	22.435	0.5	22.230	0.5	21.600
1	22.830	1	22.684	1	22.619	1	22.420	1	22.200	1	21.560
2	22.820	2	22.682	2	22.613	2	22.410	2	22.160	2	21.530
5	22.805	5	22.678	5	22.608	5	22.400	5	22.130	5	21.490
10	22.790	10	22.676	10	22.600	10	22.396	10	22.110	10	21.430
15	22.783	15	22.674	15	22.588	15	22.393	15	22.090	15	21.393
30	22.775	30	22.672	30	22.575	30	22.385	30	22.075	30	21.350
60	22.767	60	22.665	60	22.565	60	22.373	60	22.050	60	21.300
150	22.760	120	22.660	150	22.558	150	22.360	150	22.010	150	21.215
300	22.750	240	22.650	300	22.550	300	22.340	300	21.970	300	21.150
1210	22.740	540	22.645	720	22.538	540	22.325	540	21.930	540	21.100
		1385	22.642	1465	22.500		22.310	1450	21.892		21.035

DESCARGA		PRESION		e		A v		m v	
Presión	tiempo	lec. mic	kg/cm <sup>2</sup>	lec. mic	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /kg	cm <sup>2</sup> /kg	cm <sup>2</sup> /kg	cm <sup>2</sup> /kg
4.000	11:15	21.035	0.125	2.006	0.3663	0.1185	0.1185	188.59	1.990
2.000	11:45	21.100	0.250	1.961	0.1247	0.0421	0.0421	59.38	7.930
1.000	12:15	21.172	0.500	1.946	0.0903	0.0307	0.0307	160.88	49.390
0.500	12:45	21.280	1.000	1.923	0.0604	0.0207	0.0207	106.94	93.347
0.250	13:15	21.377	2.000	1.893	0.0665	0.0230	0.0230	36.51	53.347
				1.827	0.0682	0.0241	0.0241	83.5	94.4
				1.690				76.6	97.1
				1.701					
				1.712					
				1.729					
				1.745					
				1.760					
				1.788					

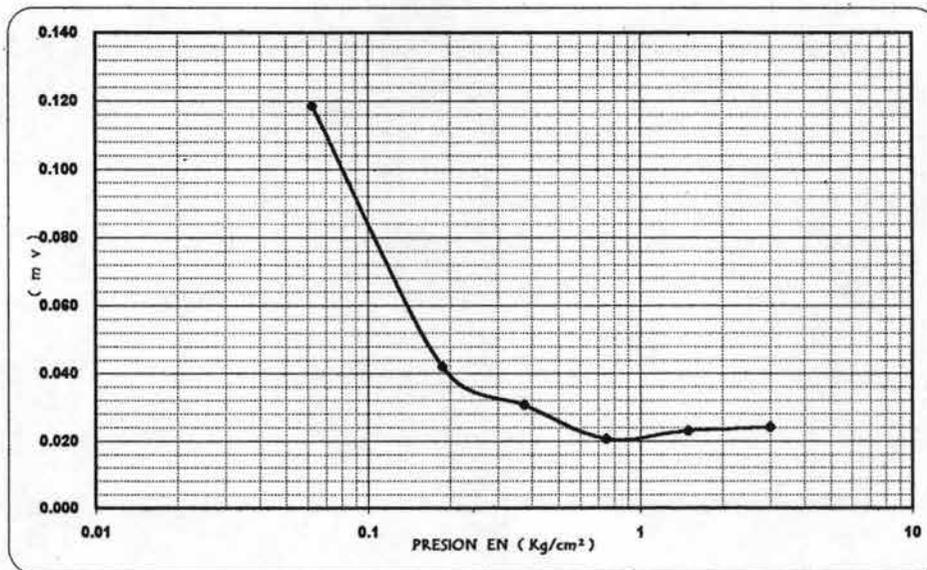
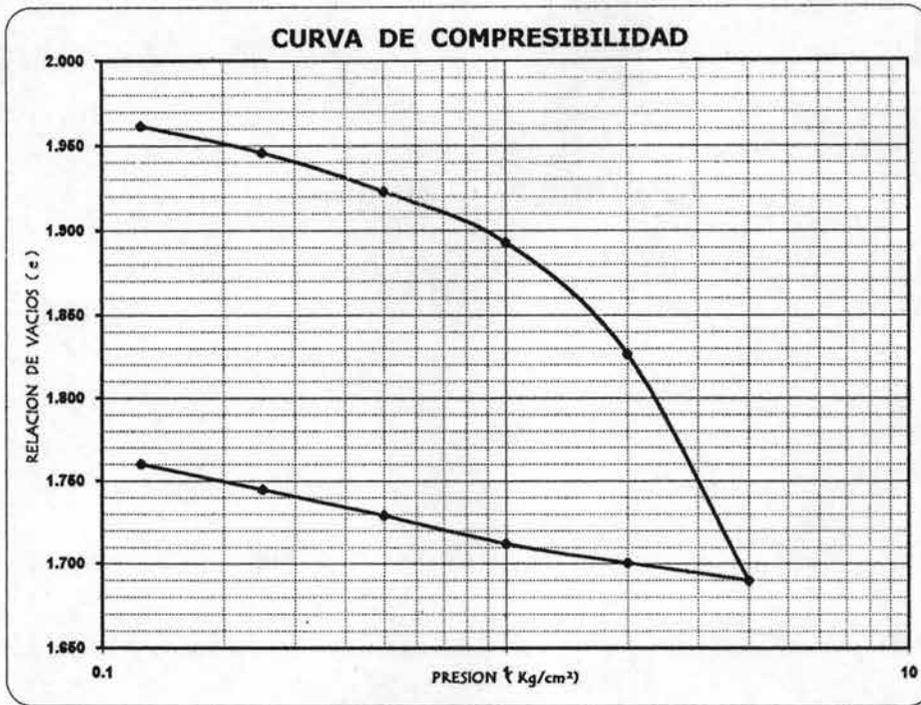
Wm+anillo gr	188.59	H anillo (cm)	1.990	PVH (Kg/m <sup>3</sup> )	1384
W Anillo gr	59.38	diam.anillo(cm)	7.930	PVS (Kg/m <sup>3</sup> )	755
Wm+Tara gr	160.88	Area (cm <sup>2</sup> )	49.390	Ss	2.268
Wd+Tara gr	106.94	Vol (cm <sup>3</sup> )	93.347	2Ho (mm)	6.288
W tara gr	36.51	Gi %	94.4	ei	2.006
W inic. %	83.5	Gf %	97.1	ef	1.788
W fin. %	76.6				

Cont. Nat. de Agua

Wm + T (gr)	92.17
Wd + T (gr)	56.12
W T (gr)	12.13
W %	82.0

CLASIF. : Limo poco arcilloso y poco arenoso, gris negruzco, con algunas oquedades



W <sub>i</sub> %	S <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	G <sub>wi</sub> %	P <sub>c</sub>	P
83.5	2.268	2.006	94.4	(kg/cm²)	(kg/cm²)
W <sub>f</sub> %	S <sub>s</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>wf</sub> %		
76.6	2.268	1.788	97.1		

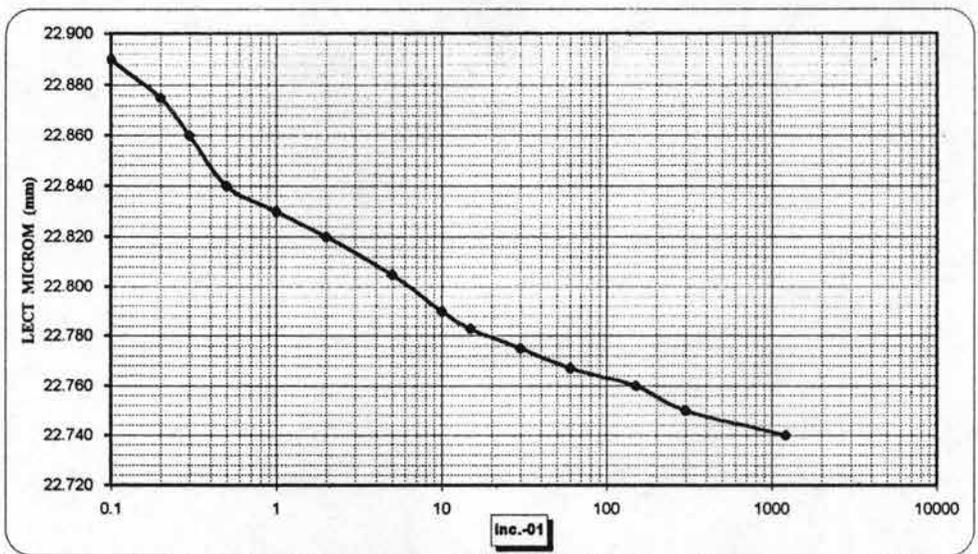
PRUEBA			
<b>CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL</b>			
OBRA:			
<b>VELASQUEZ DE LEON</b>			
LUGAR			
-			
SONDEO	MUESTRA	PROF.	FIGURA
<b>SM-1</b>	<b>M-04 inf.</b>	<b>1.80-2.60 m</b>	

# GRAFICA TIEMPO-DEFORMACION (CONS.UNIDIM.)

OBRA:	VELASQUEZ DE LEÓN				AP-12
LUGAR:	-				Fecha
SONDEO	SM-1	MUESTRA	M-04 inf.	PROF.: 1.80-2.60 m	24-Ene-03

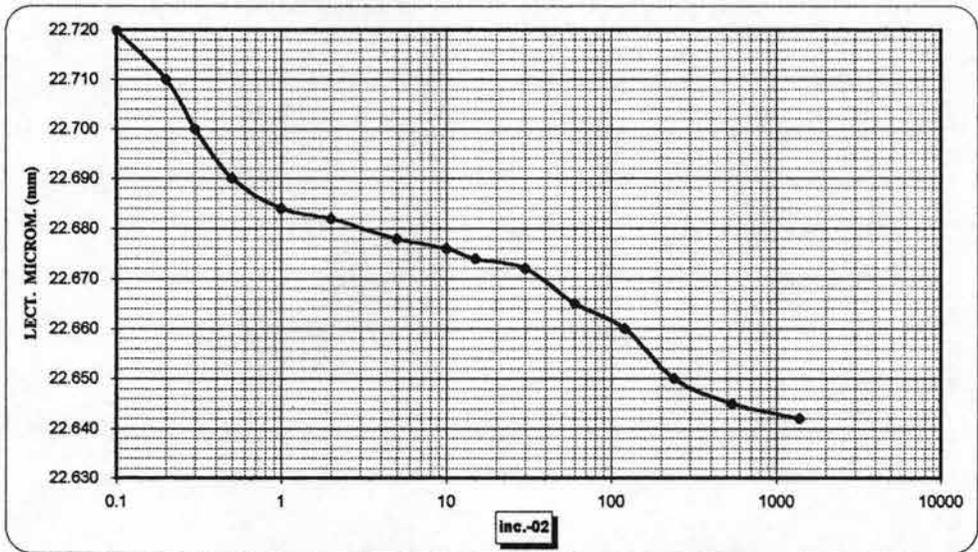
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**0.125** inc-01



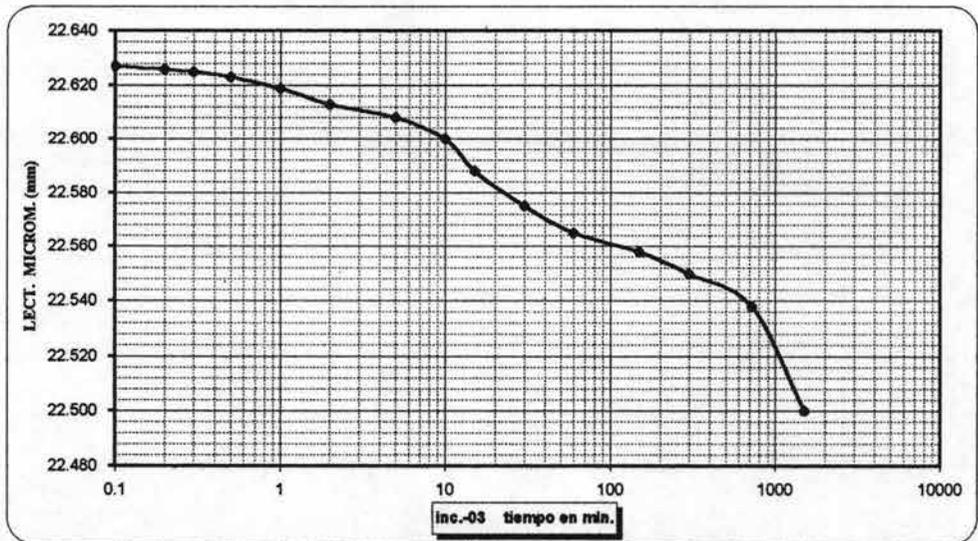
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**0.250** inc-02



PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**0.500** inc-03

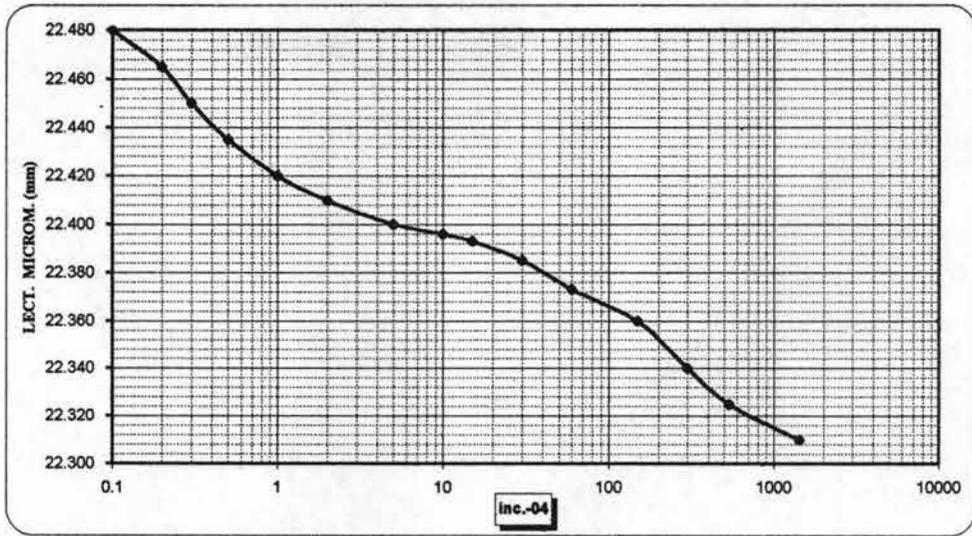


# GRAFICA TIEMPO-DEFORMACION (CONS.UNIDIM.)

OBRA:	VELASQUEZ DE LEON				AP-12
LUGAR:	-				Fecha
SONDEO:	SM-1	MUESTRA	M-04 inf.	PROF.: 1.80-2.60 m	27-Ene-03

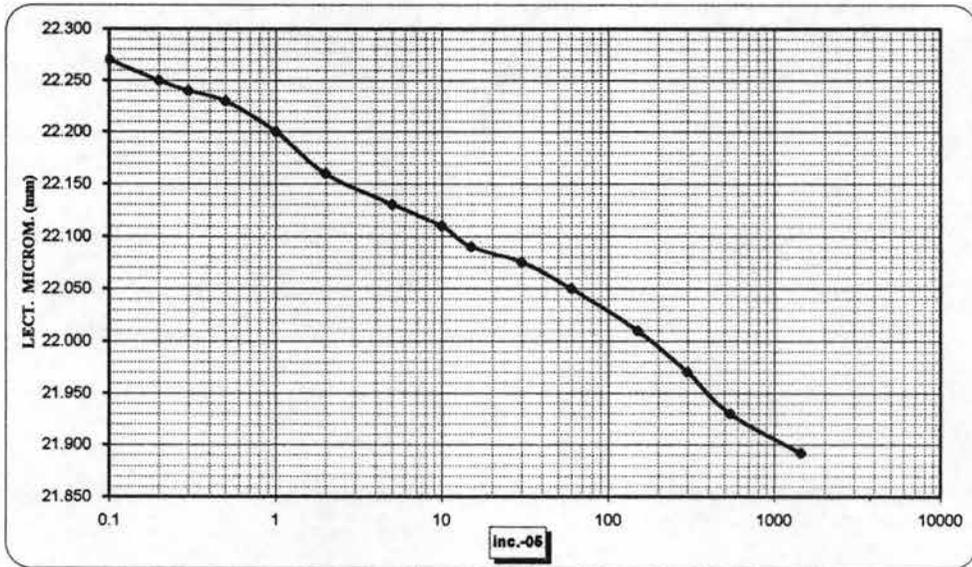
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**1.000** inc-04



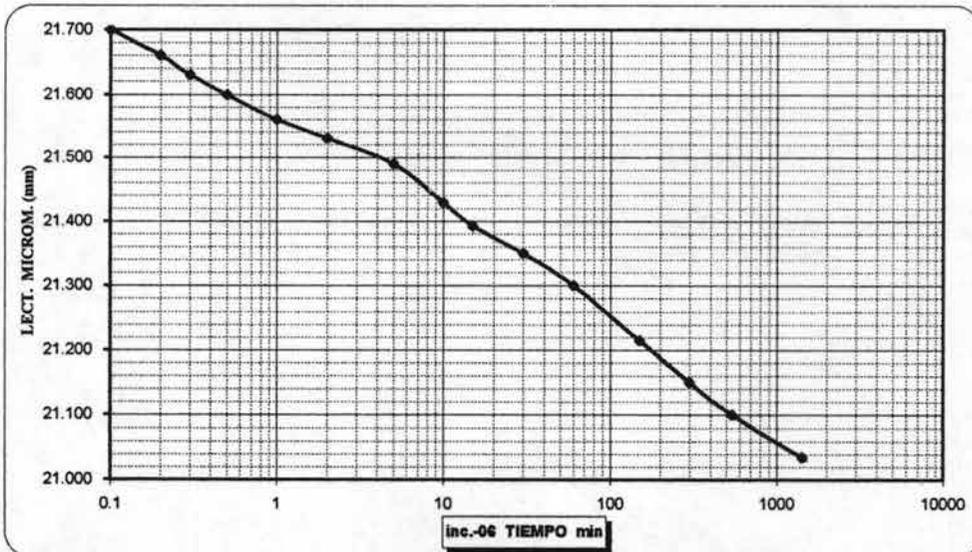
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**2.000** inc-05



PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**4.000** inc-06



CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

OBRA: VELASQUEZ DE LEON

Humedad Nat.

LUGAR: -

SONDEO SM-1 MUESTRA M-07 inf. PROF.: 4.40-5.20 m

AP-13

1er Inc.			2o Inc.			3er Inc.			4o Inc.			5o Inc.			6o Inc.		
FECHA	24-Ene-03	FECHA	25-Ene-03	FECHA	26-Ene-03	FECHA	27-Ene-03	FECHA	28-Ene-03	FECHA	29-Ene-03						
PREISION	0.125	PREISION	0.250	PREISION	0.500	PREISION	1.000	PREISION	2.000	PREISION	4.000						
TIEMPO Min	L MICROM																
15.16	14.182	11.26	13.960	10.31	13.775	11.26	13.480	11.21	12.890	11.31	11.315						
0.1	14.050	0.1	13.870	0.1	13.633	0.1	13.310	0.1	12.500	0.1	10.900						
0.2	14.035	0.2	13.870	0.2	13.625	0.2	13.270	0.2	12.400	0.2	10.750						
0.3	14.020	0.3	13.855	0.3	13.618	0.3	13.250	0.3	12.340	0.3	10.620						
0.5	14.010	0.5	13.840	0.5	13.612	0.5	13.235	0.5	12.260	0.5	10.540						
1	14.002	1	13.830	1	13.600	1	13.210	1	12.100	1	10.350						
2	13.995	2	13.827	2	13.585	2	13.190	2	12.050	2	10.210						
5	13.988	5	13.824	5	13.575	5	13.164	5	11.990	5	10.090						
10	13.980	10	13.818	10	13.565	10	13.130	10	11.910	10	9.940						
15	13.977	15	13.815	15	13.555	15	13.113	15	11.850	15	9.870						
30	13.973	30	13.810	30	13.550	30	13.085	30	11.777	30	9.785						
60	13.970	60	13.805	60	13.538	60	13.054	60	11.700	60	9.680						
150	13.965	120	13.798	150	13.525	150	13.010	150	11.600	150	9.540						
300	13.961	240	13.790	300	13.513	300	12.964	300	11.490	300	9.442						
1210	13.960	540	13.782	720	13.498	540	12.933	540	11.405	540	9.360						
		1385	13.775	1495	13.480		12.890		11.315		9.272						

DESCARGA		30-Ene-03		e		A v		m v	
Presión	tiempo	lec. mic	PREISION kg/cm²			cm²/kg	cm²/kg	cm²/kg	cm²/kg
4.000	11:15	9.272	0.000	3.717	0.4456	0.0945	0.0945		
2.000	11:45	9.387	0.125	3.661	0.3713	0.0797	0.0797		
1.000	12:15	9.570	0.250	3.615	0.2960	0.0642	0.0642		
0.500	12:45	9.730	0.500	3.541	0.2960	0.0662	0.0662		
0.250	13:15	9.992	1.000	3.393	0.3951	0.0900	0.0900		
			2.000	2.997	0.2563	0.0641	0.0641		
			4.000	2.485					
			2.000	2.514					
			1.000	2.560					
			0.500	2.600					
			0.250	2.665					
			0.125	2.717					
			0.000	2.858					

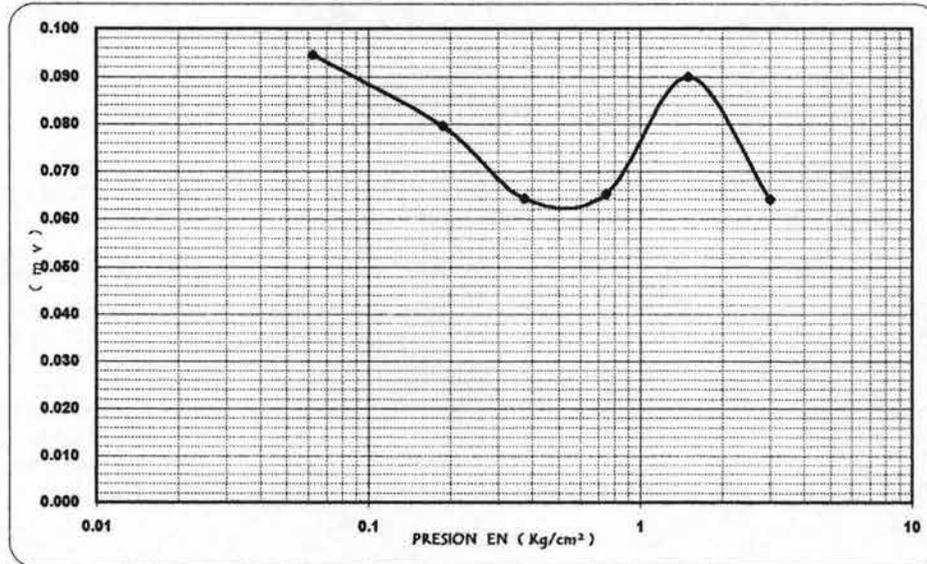
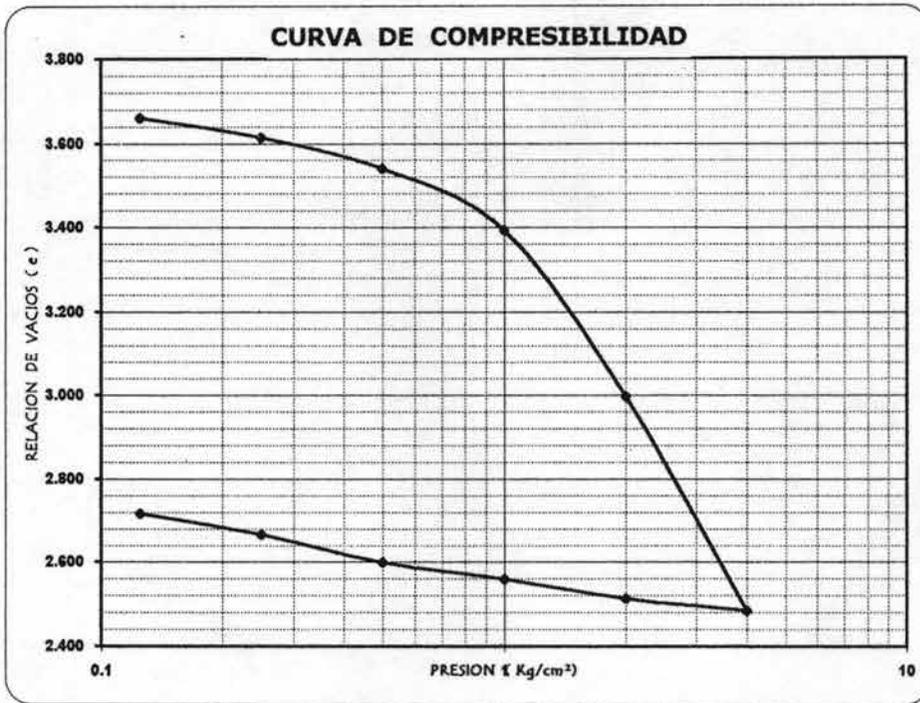
  

Wm+anillo gr	174.89	H anillo (cm)	1.880	PVH (Kg/m³)	1235
W Anillo gr	60.05	diam.anillo(cm)	7.965	PVS (Kg/m³)	484
Wm+Tara gr	134.86	Area (cm²)	49.462	Ss	2.282
Wd+Tara gr	78.32	Vol (cm³)	92.970	2Ho (mm)	3.986
W tara gr	33.34	Gi %	95.4	ef	3.717
W inic. %	155.3	Gf %	100.4		2.858
W fin. %	125.7				

Cont. Nor. de Agua

Wm + T (gr)	90.85
Wd + T (gr)	43.78
W T (gr)	12.41
W %	150.0

CLASIF.: Limo arcilloso, gris verdoso, con algunas raicillas fósiles y algunas oquedades, mat. grumoso



W <sub>i</sub> %	S <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	G <sub>wi</sub> %	P <sub>c</sub>	P
155.3	2.282	3.717	95.4	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
W <sub>f</sub> %	S <sub>s</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>wf</sub> %		
125.7	2.282	2.858	100.4		

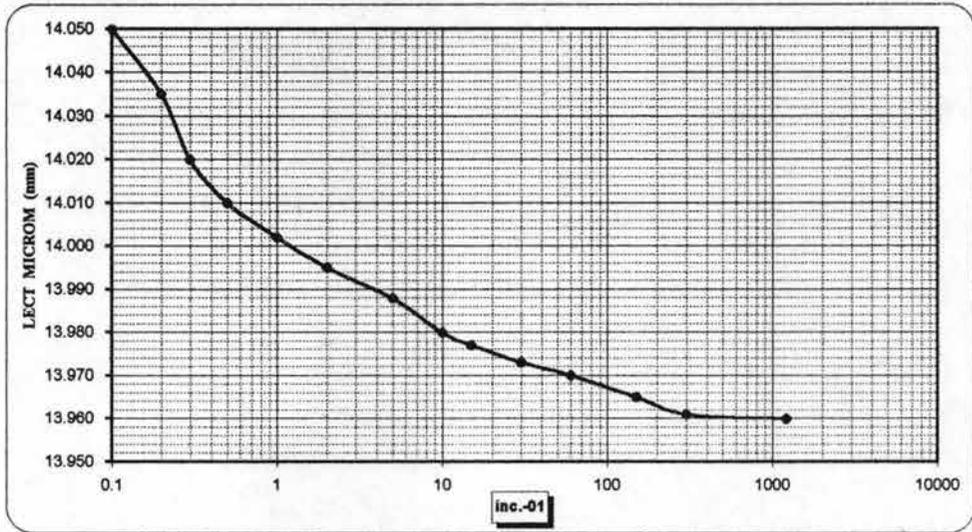
PRUEBA			
<b>CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL</b>			
OBRA:			
<b>VELASQUEZ DE LEON</b>			
LUGAR			
-			
SONDEO	MUESTRA	PROF.	FIGURA
<b>SM-1</b>	<b>M-07 inf.</b>	<b>4.40-5.20 m</b>	

# GRAFICA TIEMPO-DEFORMACION (CONS.UNIDIM.)

OBRA:	VELASQUEZ DE LEON				AP-13
LUGAR:	-				Fecha
SONDEO	SM-1	MUESTRA	M-07 inf.	PROF.: 4.40-5.20 m	24-Ene-03

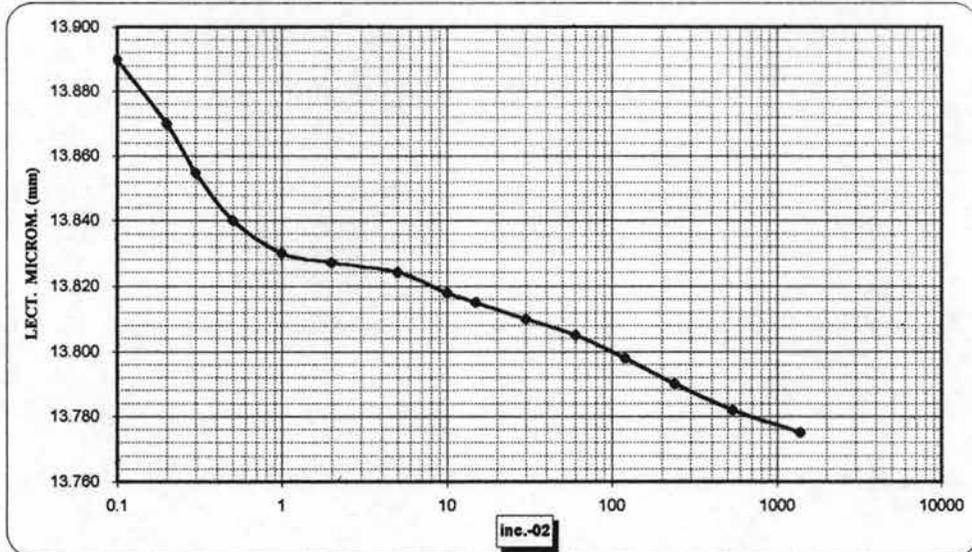
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**0.125** inc-01



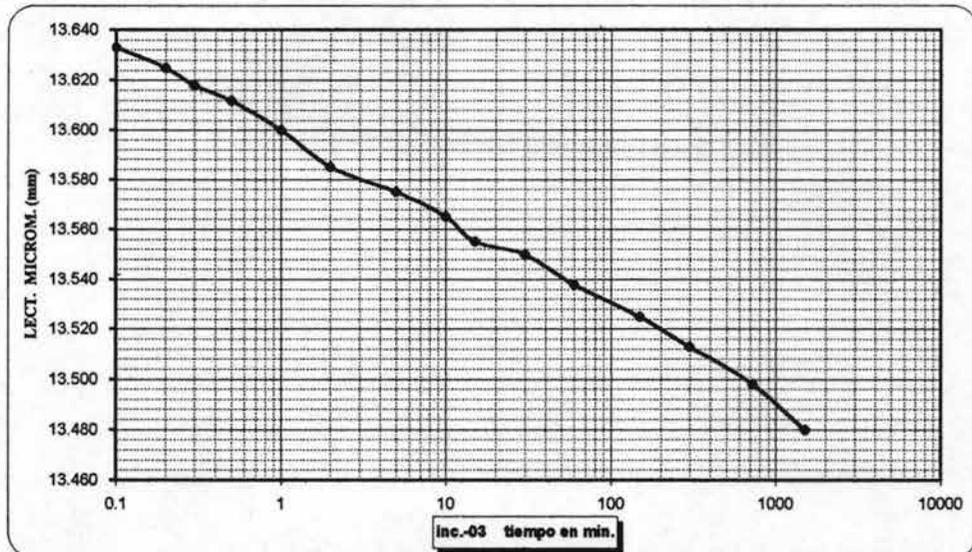
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**0.250** inc-02



PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**0.500** inc-03

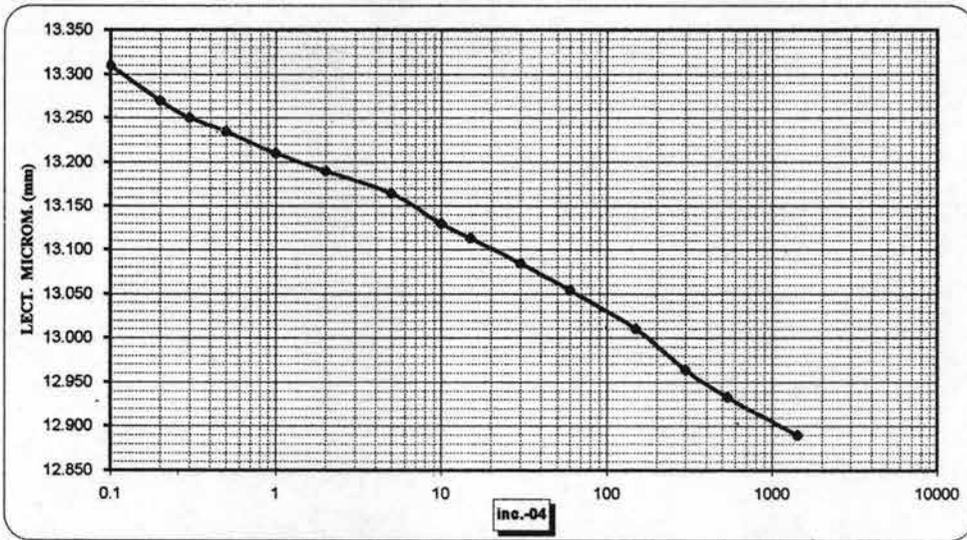


# GRAFICA TIEMPO-DEFORMACION (CONS.UNIDIM.)

OBRA:	VELASQUEZ DE LEON				AP-13
LUGAR:	-				Fecha
SONDEO	SM-1	MUESTRA	M-07 inf.	PROF.: 4.40-5.20 m	27-Ene-03

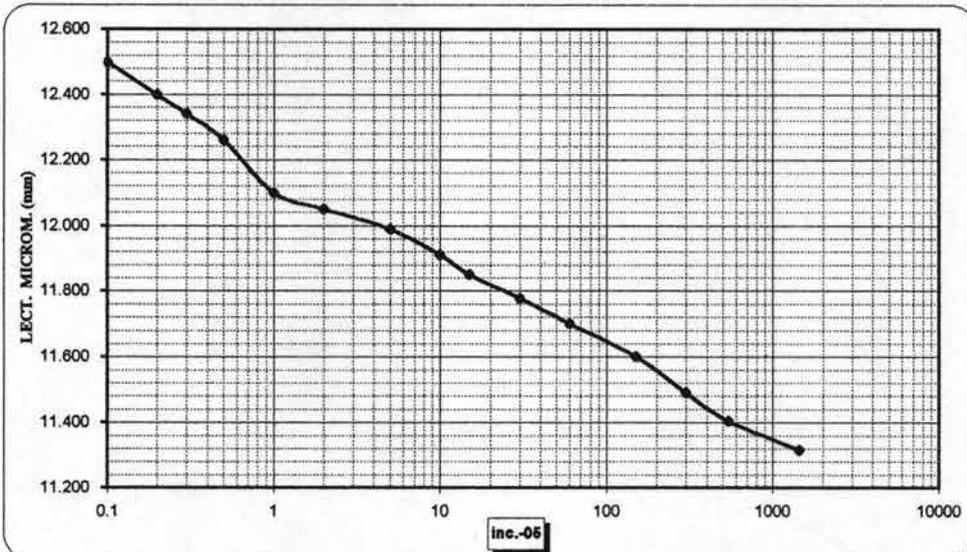
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**1.000** inc-04



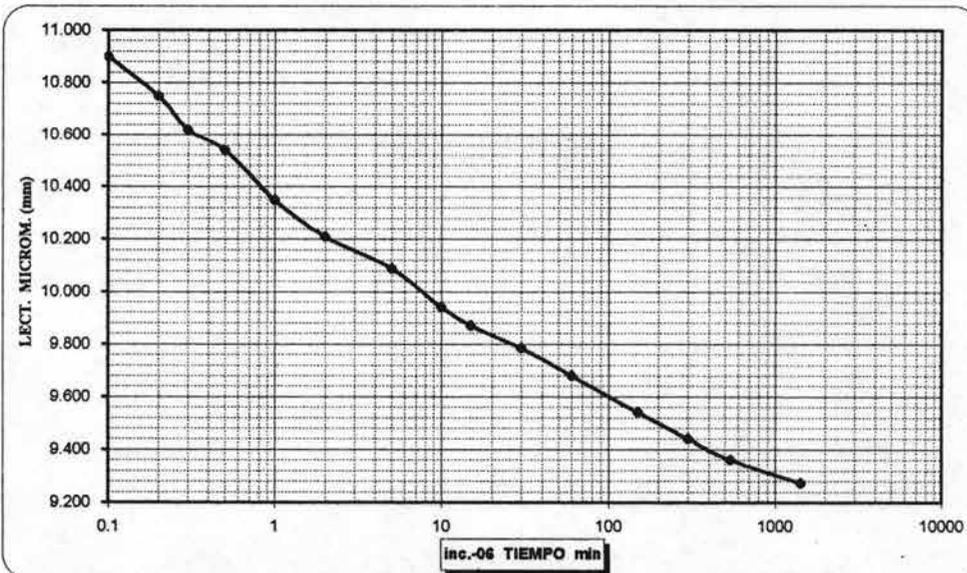
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**2.000** inc-06



PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**4.000** inc-06



CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

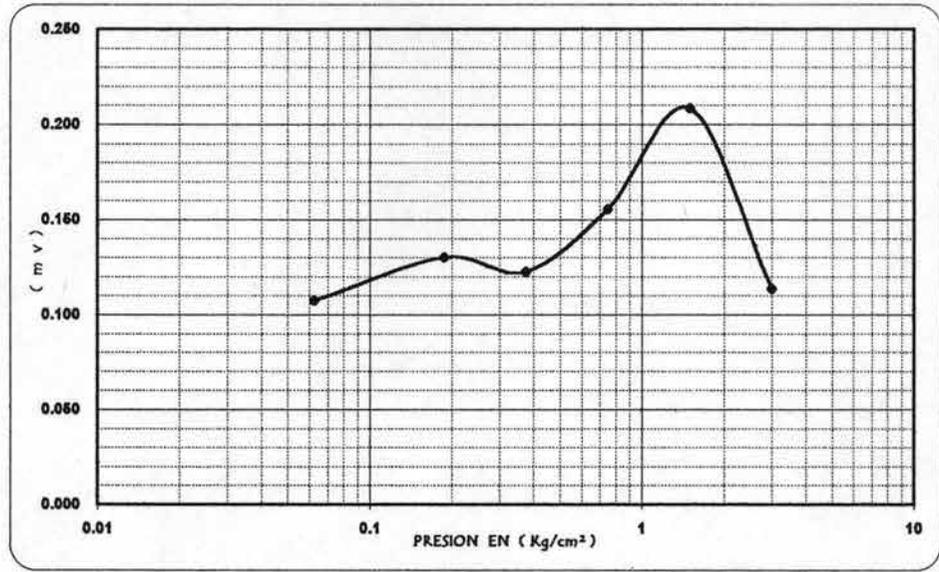
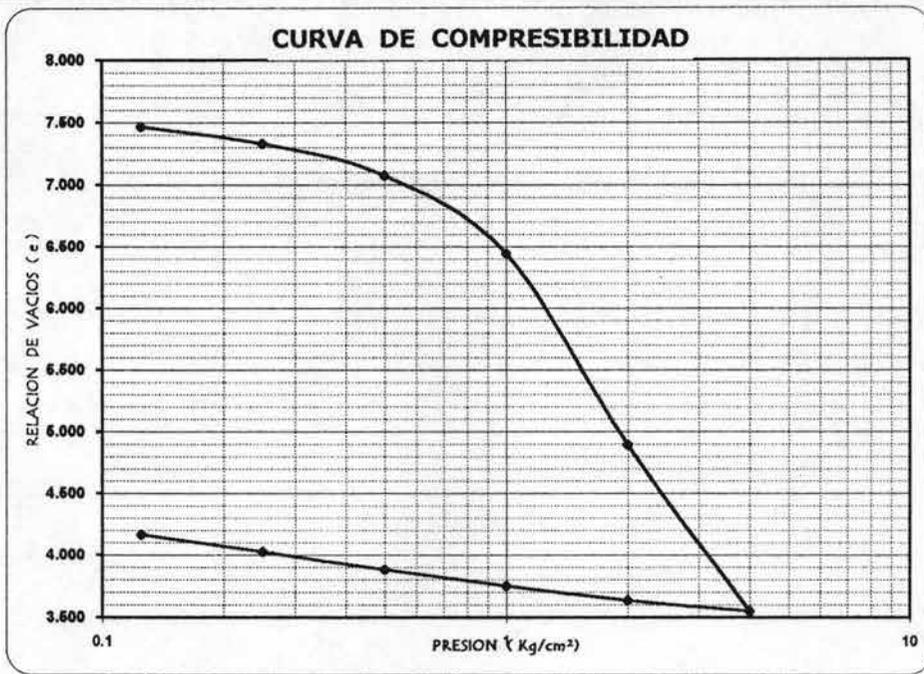
OBRA : VELASQUEZ DE LEON		Humedad Nat.		AP-14							
LUGAR : -		7.00-7.80 m		7.00-7.80 m							
SONDEO SM-1		MUESTRA M-11 inf.		PROF.: 7.00-7.80 m							
1 er Inc.		2o Inc.		3er Inc.		4o Inc.		5o Inc.		6o Inc.	
FECHA	24-Ene-03	FECHA	25-Ene-03	FECHA	26-Ene-03	FECHA	27-Ene-03	FECHA	28-Ene-03	FECHA	29-Ene-03
PRESION	0.125	PRESION	0.250	PRESION	0.500	PRESION	1.000	PRESION	2.000	PRESION	4.000
TIEMPO Min	L MICROM	TIEMPO Min	L MICROM	TIEMPO Min	L MICROM	TIEMPO Min	L MICROM	TIEMPO Min	L MICROM	TIEMPO Min	L MICROM
15:17	15.005	11:27	14.752	10:32	14.450	11:27	13.890	11:22	12.512	11:32	9.100
0.1	14.930	0.1	14.710	0.1	14.380	0.1	13.830	0.1	12.440	0.1	9.040
0.2	14.920	0.2	14.695	0.2	14.365	0.2	13.800	0.2	12.370	0.2	9.000
0.3	14.910	0.3	14.680	0.3	14.350	0.3	13.770	0.3	12.330	0.3	8.950
0.5	14.895	0.5	14.670	0.5	14.335	0.5	13.750	0.5	12.270	0.5	8.900
1	14.875	1	14.650	1	14.280	1	13.690	1	12.170	1	8.830
2	14.850	2	14.630	2	14.220	2	13.600	2	12.010	2	8.740
5	14.810	5	14.600	5	14.150	5	13.450	5	11.700	5	8.500
10	14.785	10	14.565	10	14.103	10	13.250	10	11.350	10	8.100
15	14.770	15	14.535	15	14.085	15	13.170	15	11.100	15	7.810
30	14.764	30	14.520	30	14.050	30	13.070	30	10.700	30	7.410
60	14.758	60	14.510	60	14.020	60	12.940	60	10.200	60	6.950
150	14.753	120	14.495	150	13.990	150	12.830	150	9.720	150	6.570
300	14.750	240	14.480	300	13.960	300	12.690	300	9.450	300	6.384
1210	14.752	540	14.463	720	13.927	540	12.603	540	9.270	540	6.250
		1386	14.450	1486	13.890	1486	12.512	1486	9.100	1425	6.152

DESCARGA		PRESION		e		A v		m v	
30-Ene-03	tiempo	lec. mic	kg/cm²	lec. mic	kg/cm²	cm²/kg	cm²/kg	cm²/kg	cm²/kg
4.000	11:15	6.152	0.125	7.581	0.000	0.9213	0.1074	0.1299	0.1074
2.000	11:45	6.335	0.250	7.328	0.125	1.0998	0.1224	0.1224	0.1224
1.000	12:15	6.592	0.500	7.073	0.250	1.0197	0.1554	0.1554	0.1554
0.500	12:45	6.874	1.000	6.446	0.500	1.2545	0.2086	0.2086	0.2086
0.250	13:15	7.202	2.000	4.893	1.000	1.5532	0.1139	0.1139	0.1139
0.125	13:45	7.508	4.000	3.551	2.000	0.6710			
0.000	14:15	8.118	2.000	3.634	4.000				
			1.000	3.751	1.000				
			0.500	3.879	0.500				
			0.250	4.029	0.250				
			0.125	4.168	0.125				
			0.000	4.446	0.000				

Wm+anillo gr	163.55 <th>H anillo (cm)</th> <td>1.885 <th>PVH (Kg/m³)</th> <td>1117 </td></td>	H anillo (cm)	1.885 <th>PVH (Kg/m³)</th> <td>1117 </td>	PVH (Kg/m³)	1117
W Anillo gr	59.32 <th>diam.anillo(cm)</th> <td>7.940 <th>PVS (kg/m³)</th> <td>254</td> </td>	diam.anillo(cm)	7.940 <th>PVS (kg/m³)</th> <td>254</td>	PVS (kg/m³)	254
Wm+Tara gr	115.23 <th>Area (cm²)</th> <td>49.514 <th>Ss</th> <td>2.177</td> </td>	Area (cm²)	49.514 <th>Ss</th> <td>2.177</td>	Ss	2.177
Wd+Tara gr	64.26 <th>Vol (cm³)</th> <td>93.335 <th>2H o (mm)</th> <td>2.197</td> </td>	Vol (cm³)	93.335 <th>2H o (mm)</th> <td>2.197</td>	2H o (mm)	2.197
W tara gr	40.58 <th>Gi %</th> <td>97.7 <th>ei</th> <td>7.581</td> </td>	Gi %	97.7 <th>ei</th> <td>7.581</td>	ei	7.581
W inic. %	340.2 <th>Gf %</th> <td>105.4 <th>ef</th> <td>4.446</td> </td>	Gf %	105.4 <th>ef</th> <td>4.446</td>	ef	4.446
W fin. %	215.2 <td></td> <td></td> <td></td> <td></td>				
<i>Cont. Nat. de Agua</i>					
Wm + T (gr)	68.37				
Wd + T (gr)	24.10				
W T (gr)	10.94				
W %	336.4				
CLASIF. : Arcilla con mat. org., café verdoso					



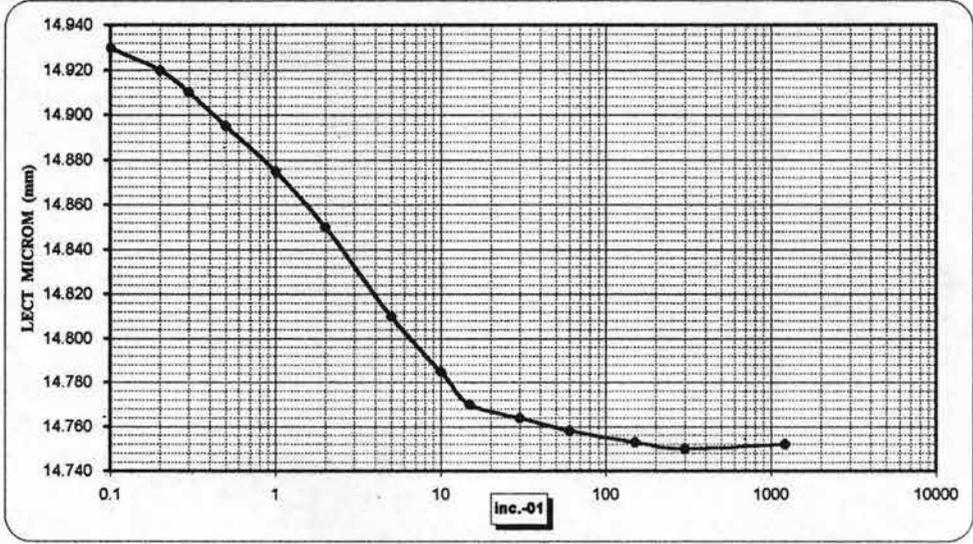
W <sub>i</sub> %	S <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	G <sub>wi</sub> %	P <sub>c</sub>	P
340.2	2.177	7.581	97.7	(kg/cm²)	(kg/cm²)
W <sub>f</sub> %	S <sub>s</sub>	e <sub>f</sub>	G <sub>wf</sub> %		
215.2	2.177	4.446	105.4		

PRUEBA			
<b>CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL</b>			
OBRA:			
<b>VELASQUEZ DE LEON</b>			
LUGAR			
-			
SONDEO	MUESTRA	PROF.	FIGURA
SM-1	M-11 inf.	7.00-7.80 m	

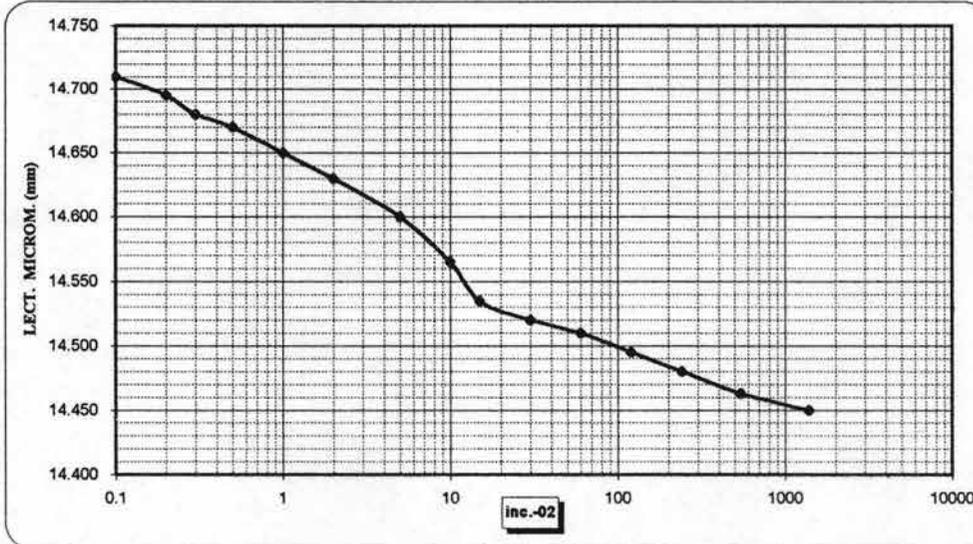
# GRAFICA TIEMPO-DEFORMACION (CONS.UNIDIM.)

OBRA:	VELASQUEZ DE LEON				AP-14
LUGAR:	-				24-Ene-03
SONDEO:	SM-1	MUESTRA:	M-11 inf.	PROF.: 7.00-7.80 m	

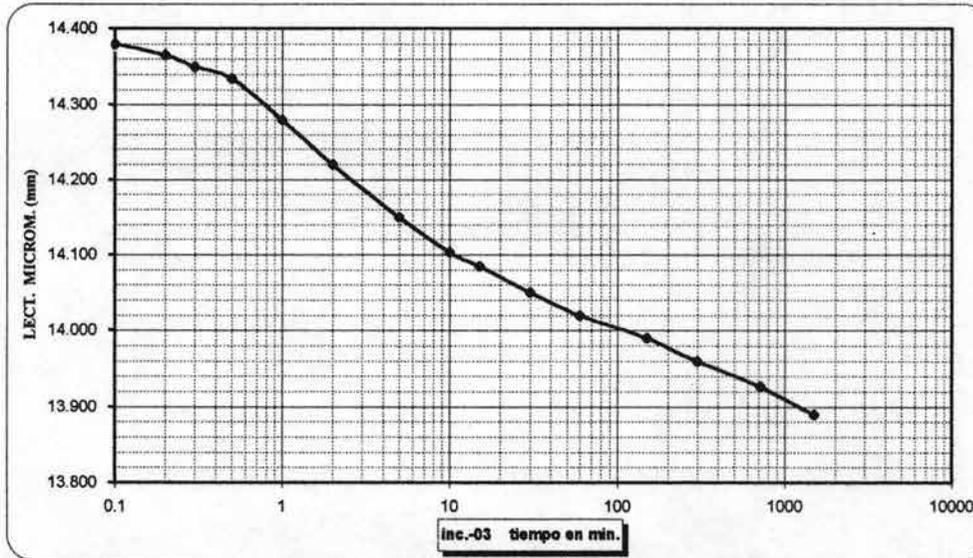
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)  
**0.125** Inc-01



PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)  
**0.250** Inc-02



PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)  
**0.500** Inc-03

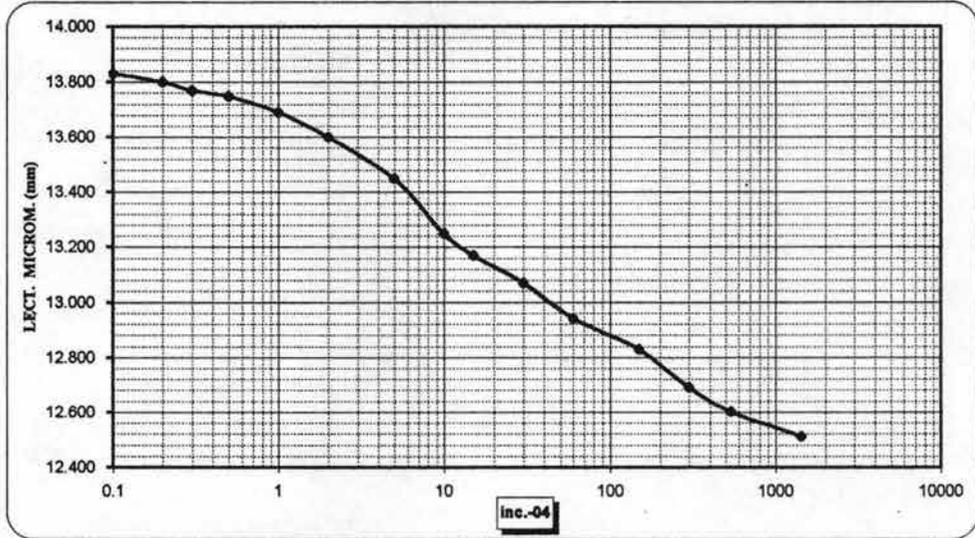


# GRAFICA TIEMPO-DEFORMACION (CONS.UNIDIM.)

OBRA:	VELASQUEZ DE LEON				AP-14
LUGAR:	-				Fecha
SONDEO:	SM-1	MUESTRA	M-11 inf.	PROF.: 7.00-7.80 m	27-Ene-03

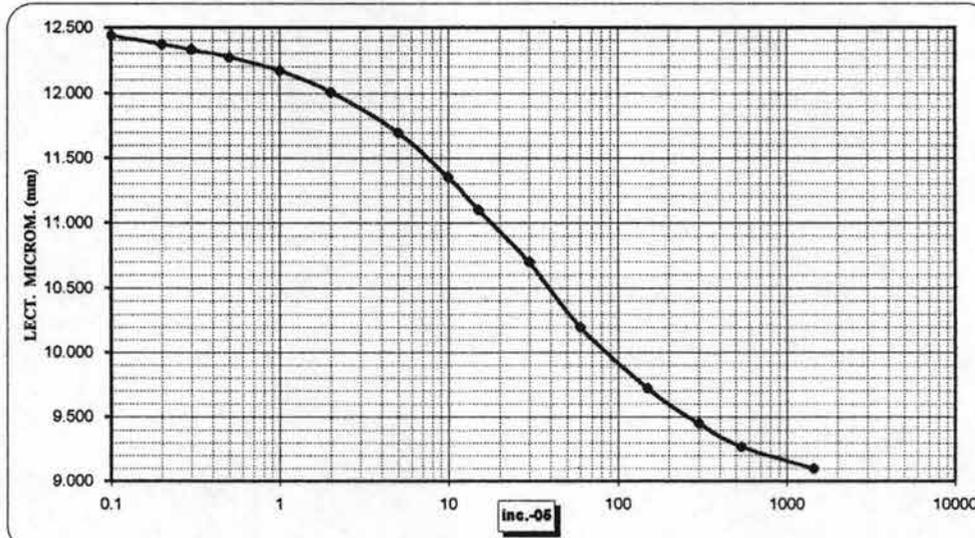
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**1.000** Inc-04



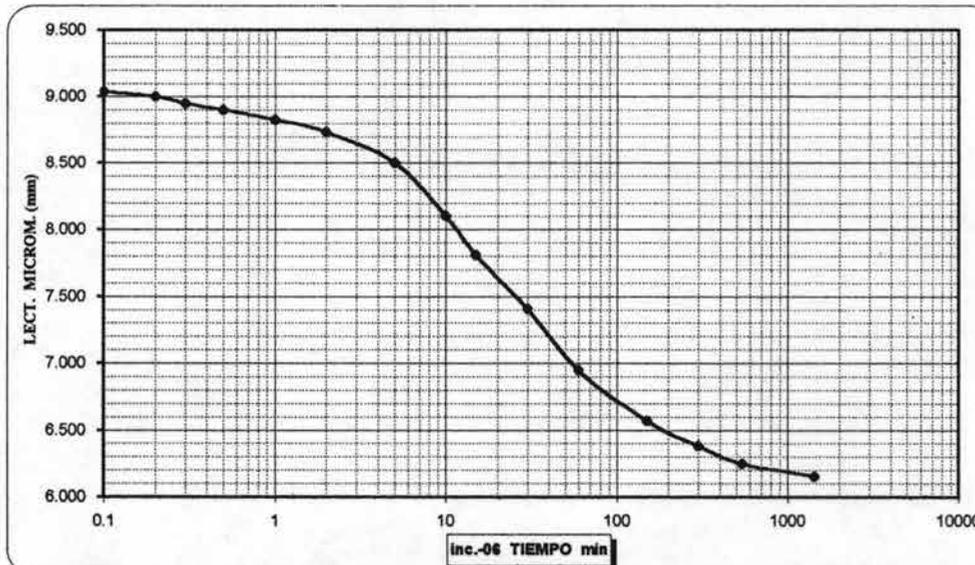
PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**2.000** Inc-06



PRESION (Kg/cm<sup>2</sup>)

**4.000** Inc-06







COMPRESION TRIAXIAL (UU)

$\sigma_3 = 0.500$

$\sigma_3 = 0.750$

$\sigma_3 = 1.000$

PROYECTO: **VELASQUEZ DE LEON**

UBICACIÓN: -

SONDEO **SM-1** PROF. m **1.80-2.60 m**

MUESTRA **M-04 inf.** FECHA **30-Ene-03**

LECTURA microm.	LECTURA anillo	$\epsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	LECTURA microm.	LECTURA anillo	$\epsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	LECTURA microm.	LECTURA anillo	$\epsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	1.50	0.11	0.07	0.10	1.90	0.11	0.09	0.10	2.00	0.11	0.10
0.30	3.30	0.33	0.16	0.30	4.50	0.33	0.21	0.30	5.20	0.33	0.25
0.60	5.00	0.67	0.24	0.60	7.20	0.67	0.34	0.60	9.30	0.67	0.45
0.90	7.20	1.00	0.34	0.90	8.80	1.00	0.42	0.90	11.80	1.00	0.56
1.20	8.50	1.34	0.40	1.20	9.50	1.34	0.45	1.20	13.30	1.33	0.63
1.60	9.30	1.78	0.44	1.60	10.10	1.78	0.48	1.60	14.40	1.78	0.68
2.00	9.90	2.23	0.47	2.00	10.70	2.23	0.50	2.00	15.00	2.22	0.71
2.70	10.30	3.01	0.48	3.00	11.30	3.34	0.52	3.00	15.70	3.34	0.73
3.80	9.70	4.23	0.45	3.80	11.60	4.24	0.53	4.00	16.50	4.45	0.76
5.00	9.10	5.57	0.41	5.00	11.20	5.57	0.51	6.00	17.00	6.67	0.77
				6.00	10.60	6.69	0.47	7.50	16.20	8.34	0.72
								9.00	15.00	10.01	0.65

PROB. N° 1

PROB. N° 2

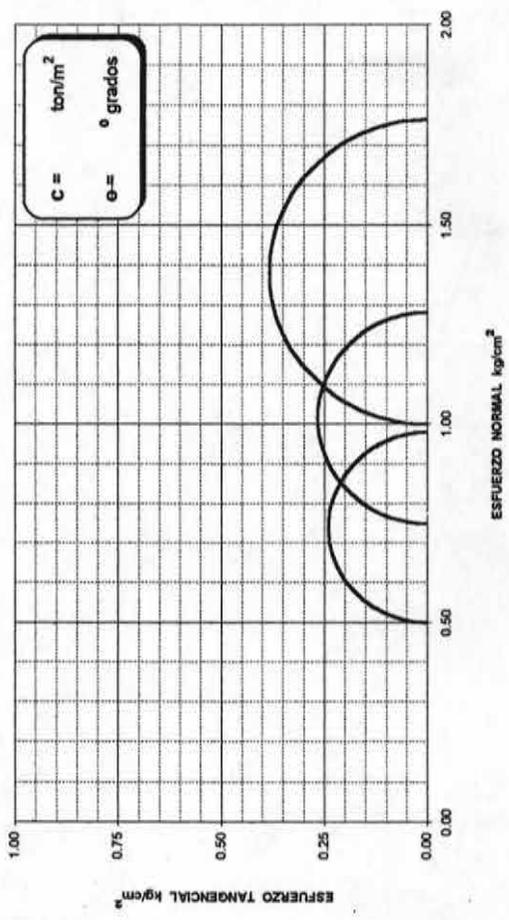
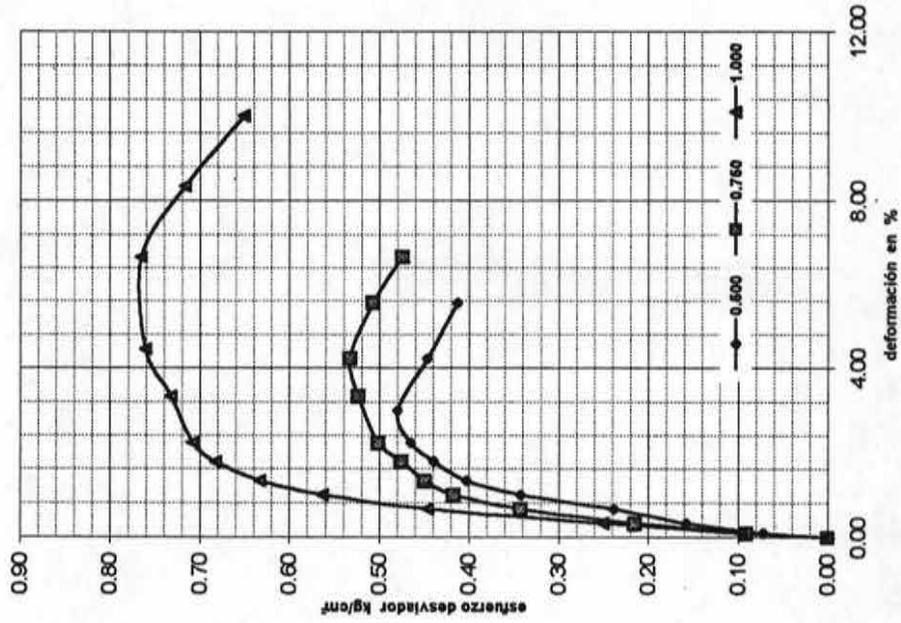
PROB. N° 3

Ss	2.268			Ss	2.268			Ss	2.268		
K anillo	<b>0.491</b>	D-1	3.59	K anillo	<b>0.491</b>	D-1	3.60	K anillo	<b>0.491</b>	D-1	3.58
W m nat. gr	127.08	D-2	3.63	W m nat. gr	129.84	D-2	3.62	W m nat. gr	130.00	D-2	3.62
Wm+T	137.37	D-3	3.60	Wm+T	141.77	D-3	3.60	Wm+T	141.83	D-3	3.57
Wd+T	82.07	D-4	3.58	Wd+T	84.75	D-4	3.60	Wd+T	85.88	D-4	3.60
WT	10.63	D-5	3.63	WT	12.25	D-5	3.64	WT	12.07	D-5	3.62
$\omega$ %	<b>77.4</b>	D-6	3.61	$\omega$ %	<b>78.6</b>	D-6	3.61	$\omega$ %	<b>75.8</b>	D-6	3.61
$\gamma_h$ (qr/cm <sup>3</sup> )	1.385	D prom.(cm)	3.607	$\gamma_h$ (qr/cm <sup>3</sup> )	1.413	D prom.(cm)	3.612	$\gamma_h$ (qr/cm <sup>3</sup> )	1.421	D prom.(cm)	3.600
$\gamma_s$ (qr/cm <sup>3</sup> )	0.781	<b>Hm. (cm)</b>	<b>8.98</b>	$\gamma_s$ (qr/cm <sup>3</sup> )	0.791	<b>Hm. (cm)</b>	<b>8.97</b>	$\gamma_s$ (qr/cm <sup>3</sup> )	0.808	<b>Hm. (cm)</b>	<b>8.99</b>
e inc.	1.905	AREA (cm <sup>2</sup> )	10.216	e inc.	1.868	AREA (cm <sup>2</sup> )	10.245	e inc.	1.807	AREA (cm <sup>2</sup> )	10.179
G inc. %	92.2	VOL. (cm <sup>3</sup> )	91.744	G inc. %	95.5	VOL. (cm <sup>3</sup> )	91.896	G inc. %	95.2	VOL. (cm <sup>3</sup> )	91.507

Cont. nat. de Agua

Clasif. del suelo

Wm+T	103.56	Limo poco arcilloso gris negruzco, con escasa arena, algunas raicillas y, algunas oquedades, mat. grumoso
Wd+T	64.21	
WT	12.30	
$\omega$ %	<b>75.8</b>	



PBA. No.	P.V.H.O kg/m <sup>3</sup>	P.V.S.O kg/m <sup>3</sup>	$\omega_i$ %	$e_i$	$G_o$ %	$\sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1 - \sigma_3$ max. kg/cm <sup>2</sup>
1	1385	781	77.4	1.905	92.2	0.500	0.48
2	1413	791	78.6	1.868	95.5	0.750	0.53
3	1421	808	75.8	1.807	95.2	1.000	0.77
PROM.	1406	793	77.3	1.860	94.3	$SS =$	2.268

TIPO DE PRUEBA  
**COMPRESION TRIAXIAL (uu)**

OSERA  
**VELASQUEZ DE LEON**

LUGAR

SONDEO <b>SM-1</b>	MUESTRA <b>M-04 inf.</b>	PROF. <b>1.80-2.60 m</b>	FIG No.
-----------------------	-----------------------------	-----------------------------	---------

COMPRESION TRIAXIAL (UU)

$\sigma_3 = 0.500$

$\sigma_3 = 0.750$

$\sigma_3 = 1.000$

PROYECTO : **VELASQUEZ DE LEON**

UBICACIÓN : -

SONDEO **SM-1** PROF. m **4.40-5.20 m**

MUESTRA **M-07 sup.** FECHA **30-Ene-03**

LECTURA microm.	LECTURA anillo	$\epsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	LECTURA microm.	LECTURA anillo	$\epsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>	LECTURA microm.	LECTURA anillo	$\epsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	1.50	0.11	0.07	0.10	1.70	0.11	0.08	0.10	1.70	0.11	0.08
0.30	3.80	0.33	0.19	0.30	4.70	0.33	0.23	0.30	4.50	0.33	0.22
0.50	6.00	0.56	0.29	0.50	7.20	0.56	0.35	0.50	7.10	0.56	0.34
0.75	8.20	0.84	0.40	0.75	9.80	0.84	0.47	0.75	9.50	0.84	0.46
1.00	10.00	1.11	0.49	1.00	10.70	1.11	0.52	1.00	10.70	1.11	0.52
1.30	10.40	1.45	0.51	1.30	11.20	1.45	0.54	1.30	11.40	1.45	0.55
1.60	10.90	1.78	0.53	1.70	10.40	1.89	0.50	1.60	11.80	1.78	0.56
2.00	10.20	2.23	0.49	2.20	8.70	2.45	0.41	2.10	10.50	2.34	0.50
2.50	9.10	2.79	0.44					2.60	8.80	2.90	0.42

PROB. N° 1

PROB. N° 2

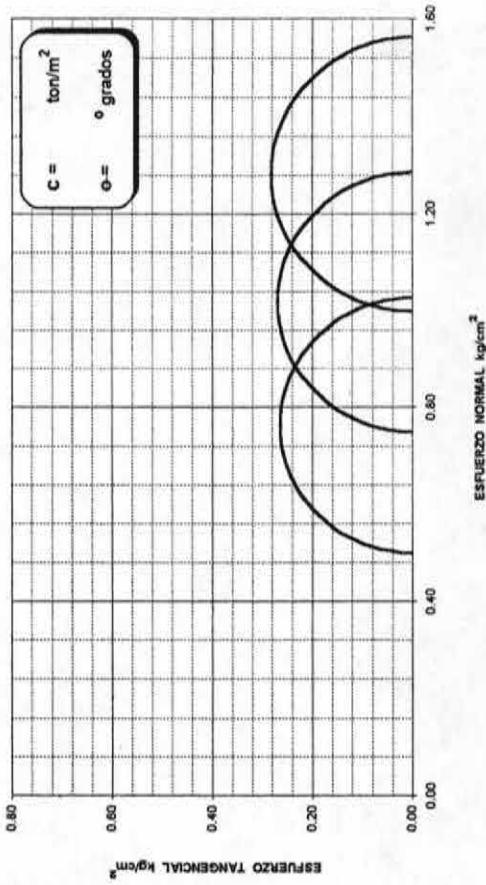
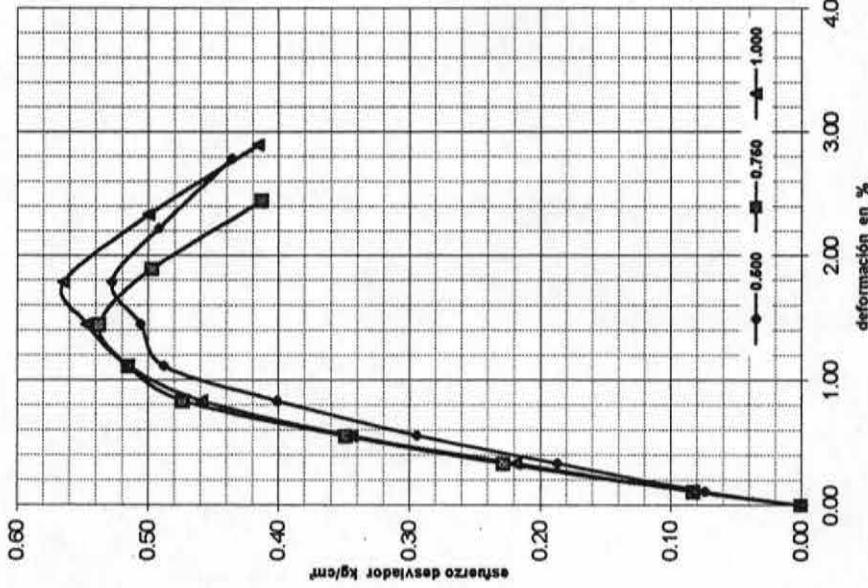
PROB. N° 3

PROB. N° 1				PROB. N° 2				PROB. N° 3			
Ss	2.422			Ss	2.422			Ss	2.422		
K anillo	0.491	D-1	3.55	K anillo	0.491	D-1	3.56	K anillo	0.491	D-1	3.57
W m nat. gr	117.41	D-2	3.60	W m nat. gr	118.45	D-2	3.55	W m nat. gr	120.11	D-2	3.58
Wm+ T	129.30	D-3	3.60	Wm+ T	130.62	D-3	3.70	Wm+ T	132.05	D-3	3.55
Wd+ T	63.56	D-4	3.53	Wd+ T	65.32	D-4	3.59	Wd+ T	65.25	D-4	3.59
W T	12.22	D-5	3.53	W T	12.43	D-5	3.55	W T	12.23	D-5	3.60
$\omega$ %	128.0	D-6	3.55	$\omega$ %	123.5	D-6	3.55	$\omega$ %	126.0	D-6	3.61
$\gamma_h(qr/cm^3)$	1.315	D prom.(cm)	3.560	$\gamma_h(qr/cm^3)$	1.308	D prom.(cm)	3.583	$\gamma_h(qr/cm^3)$	1.326	D prom.(cm)	3.583
$\gamma_s(qr/cm^3)$	0.577	Hm. (cm)	8.97	$\gamma_s(qr/cm^3)$	0.585	Hm. (cm)	8.98	$\gamma_s(qr/cm^3)$	0.587	Hm. (cm)	8.98
e inc.	3.200	AREA (cm <sup>2</sup> )	9.954	e inc.	3.138	AREA (cm <sup>2</sup> )	10.085	e inc.	3.127	AREA (cm <sup>2</sup> )	10.085
G inc. %	96.9	VOL. (cm <sup>3</sup> )	89.286	G inc. %	95.3	VOL. (cm <sup>3</sup> )	90.561	G inc. %	97.6	VOL. (cm <sup>3</sup> )	90.561

Cont. nat. de Agua

Clasif. del suelo

Wm+ T	104.81	Arcilla limosa con escasa arena, gris verdoso, con laminillas de arena fina, gris obsc., raíces fósiles y oquedades, mat. grumoso
Wd+ T	53.80	
W T	12.27	
$\omega$ %	122.8	



PBA. No.	P.V.H.O kg/m <sup>3</sup>	P.V.S.O kg/m <sup>3</sup>	ω i %	e i	Go %	σ <sub>3</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> max. kg/cm <sup>2</sup>
1	1315	577	128.0	3.200	96.9	0.500	0.53
2	1308	585	123.5	3.138	95.3	0.750	0.54
3	1326	587	126.0	3.127	97.6	1.000	0.56
PROM.	1316	583	125.8	3.155	96.6	SS =	2.422

TIPO DE PRUEBA  
**COMPRESION TRIAXIAL (uu)**  
OBRA  
**VELASQUEZ DE LEON**  
LUGAR

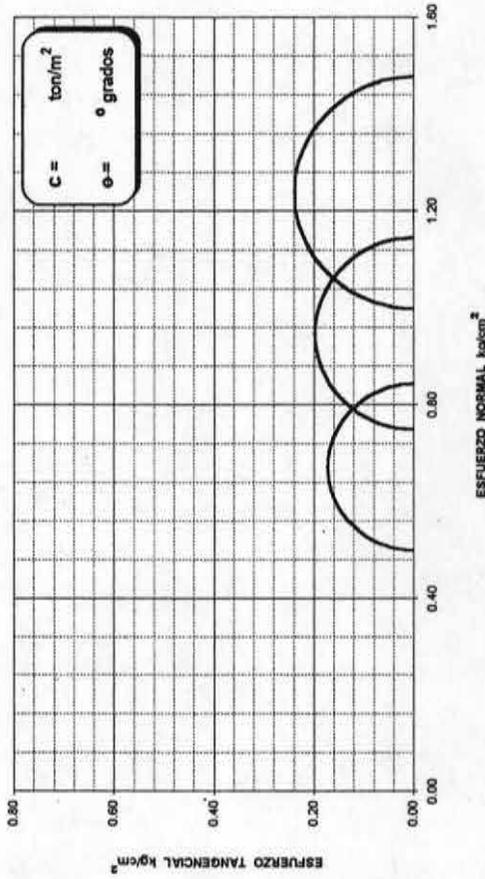
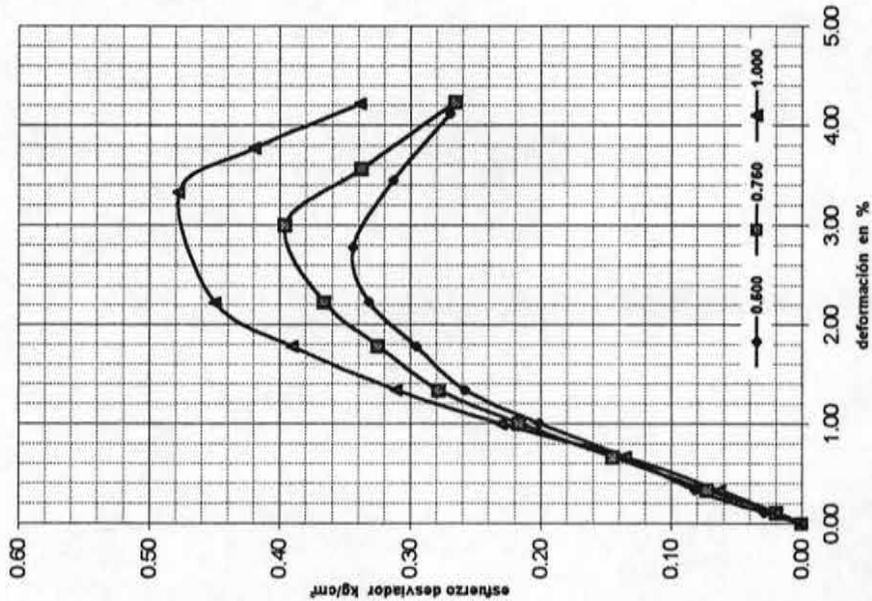
SONDEO  
**SM-1**

MUESTRA  
**M-07 sup.**

PROF.  
**4.40-5.20 m**

FIG No.





PBA. No.	P.V.Ho kg/m³	P.V.S.O kg/m³	ω i %	e i	Go %	σ <sub>3</sub> Kg/cm²	σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub> max. kg/cm²
1	1132	250	352.5	7.701	99.6	0.500	0.34
2	1139	238	378.1	8.138	101.1	0.750	0.40
3	1144	247	363.8	7.825	101.2	1.000	0.48
PROM.	1138	245	364.8	7.888	100.7	SS =	2.177

TIPO DE PRUEBA  
**COMPRESION TRIAXIAL (UU)**

DEBERA  
**VELASQUEZ DE LEON**  
LUGAR

SONDEO  
**SM-1**

MUESTRA  
**M-11 inf.**

PROF.  
**7.00-7.80 m**

FIG No.

# **ANEXO III**

## **CARGAS**

## CARGA MUERTA INCLUYE FACTOR DE CARGA DE 1.4

## DESCARGAS

ARTICULACION	KG
1	.7505 E + 05
2	.8308 E + 05
3	.1054 E + 06
4	.9888 E + 05
5	.1162 E + 06
6	.8916 E + 05
7	.1085 E + 06
8	.9621 E + 05
9	.5646 E + 05
10	.7454 E + 05
11	.1281 E + 06
12	.1926 E + 06
13	.2294 E + 06
14	.2554 E + 06
15	.2505 E + 06
16	.2702 E + 06
17	.2721 E + 06
18	.2475 E + 06
19	.2636 E + 06
20	.1935 E + 06
21	.5300 E + 06
22	.6785 E + 04
23	.7987 E + 04
24	.9581 E + 04
25	.8422 E + 04
26	.1849 E + 05
27	.8150 E + 04
28	.8913 E + 04
29	.8328 E + 04
30	.1544 E + 05
31	.8986 E + 04
32	.2143 E + 05
33	.1743 E + 05
34	.6727 E + 04

ARTICULACION	KG
33	.1743 E + 05
34	.6727 E + 04
35	.8589 E + 04
36	.3449 E + 05
37	.9149 E + 04
38	.3459 E + 05
39	.7595 E + 04
40	.8444 E + 04
41	.1947 E + 04
42	.3592 E + 05
43	.9803 E + 04
44	.4068 E + 05
45	.1180 E + 06
46	.1156 E + 06
47	.1915 E + 06
48	.2186 E + 05
49	.2587 E + 05
50	.2408 E + 06
51	.2554 E + 05
52	.2591 E + 05
53	.2533 E + 05
54	.2266 E + 04
55	.1354 E + 05
56	.1710 E + 05
57	.7035 E + 05
58	.8264 E + 05
59	.1037 E + 05
60	.1008 E + 05
61	.1172 E + 05
62	.8384 E + 05
63	.1058 E + 06
64	.9158 E + 05
65	.3359 E + 05
66	.3992 E + 05

## Anexo III Cargas

F1	F2	F3	F4	F	B.P.	F x B.P.
95880	180400			<b>276280</b>	0	<b>0</b>
82090	42650			<b>124740</b>	2.75	<b>343035</b>
76480	98420	500800	44190	<b>719890</b>	3.36	<b>2418830.4</b>
163300	373800			<b>537100</b>	6.76	<b>3630796</b>
131000	110500			<b>241500</b>	7.37	<b>1779855</b>
29220	48270			<b>77490</b>	8.99	<b>696635.1</b>
254800	436500			<b>691300</b>	10.34	<b>7148042</b>
134800	113100			<b>247900</b>	11.99	<b>2972321</b>
45900	<b>-145200</b>			<b>-99300</b>	12.6	<b>-1251180</b>
136400	92900	277800	97790	<b>604890</b>	15.56	<b>9412088.4</b>
125900	94390	368400	137700	<b>726390</b>	22.28	<b>16183969.2</b>
173800	332500			<b>506300</b>	25.24	<b>12779012</b>
130700	105900			<b>236600</b>	25.85	<b>6116110</b>
29320	42550			<b>71870</b>	27.45	<b>1972831.5</b>
260500	359500			<b>620000</b>	28.75	<b>17825000</b>
133100	114500			<b>247600</b>	30.47	<b>7544372</b>
48320	<b>-129500</b>			<b>-81180</b>	31.08	<b>-2523074.4</b>
126600	95550	463300	102900	<b>788350</b>	34.03	<b>26827550.5</b>
159100	76240	<b>-15190</b>	131800	<b>351950</b>	37.38	<b>13155891</b>
159100	76240	<b>-15190</b>	131800	<b>351950</b>	37.9	<b>13338905</b>
126600	95550	463300	102900	<b>788350</b>	41.25	<b>32519437.5</b>
48320	<b>-129500</b>			<b>-81180</b>	44.2	<b>-3588156</b>
133100	114500			<b>247600</b>	44.81	<b>11094956</b>
260500	359500			<b>620000</b>	46.41	<b>28774200</b>
29320	42550			<b>71870</b>	47.71	<b>3428917.7</b>
130700	105900			<b>236600</b>	49.43	<b>11695138</b>
173800	332500			<b>506300</b>	50.04	<b>25335252</b>
125900	94390	368400	137700	<b>726390</b>	53.01	<b>38498670</b>
136400	92900	277800	97790	<b>604890</b>	59.72	<b>36124030.8</b>
45900	<b>-145200</b>			<b>-99300</b>	62.68	<b>-6224124</b>
134800	113100			<b>247900</b>	63.29	<b>15689591</b>
254800	436500			<b>691300</b>	64.89	<b>44858457</b>
29220	48270			<b>77490</b>	66.19	<b>5129063.1</b>
131000	110500			<b>241500</b>	67.91	<b>16400265</b>
163300	373800			<b>537100</b>	68.52	<b>36802092</b>
76480	98420	500800	44190	<b>719890</b>	71.92	<b>51774488.8</b>
82090	42650			<b>124740</b>	72.67	<b>9064855.8</b>
95880	180400			<b>276280</b>	75.17	<b>20767967.6</b>

Anexo III Cargas

		Sumatoria de Momentos x
	13779340	<b>518516092</b>
	20032060	0
	360800	3.41
	5827060	5.65
	2925320	13.94
	191760	16.18
	2472340	19.68
		Sumatoria de Momentos y
Sumatoria de F	<b>13779340</b>	<b>126690505.8</b>

$$X = \frac{M_x}{F} = \frac{518516092 \text{ kg/m}}{13779340 \text{ kg}}$$

$$Y = \frac{M_y}{F} = \frac{126690506 \text{ kg/m}}{13779340 \text{ kg}}$$

**X= 37.629966m**

**Y= .194236139m**

**REFERENCIAS  
BIBLIOGRAFICAS**

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Tomlinson, M.J. Diseño y Construcción de Cimientos. Londres, Urmo S.A., 1976.
- Lambe, William y Robert Whitman. Mecánica de Suelos. Instituto Tecnológico de Massachussets. Edit. Noriega y Limusa, 1990.
- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso. Mecánica de Suelos. Tomos I, II y III. México, Limusa, 1980.
- Manual de Exploración Geotécnica. Secretaría General de Obras del Departamento del D.F. México, 1988.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. México, Editorial Porrúa, 1997.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gaceta Oficial del Departamento del D.F. México, 1995.
- Marsal, Raúl y Mazari, Marcos. El subsuelo de la Ciudad de México. México, UNAM, Facultad de Ingeniería, 1969.

- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México. México, Comisión de Aguas del Valle de México, 1978.
- Fletcher, Gordon y Smoots, Vernon. Estudio de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción. México, Limusa, 1978.
- Delgado, Manuel. Ingeniería de Cimentaciones. Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico. México, Alfaomega, 1999.
- Peck, Ralph, Hanson Walter y Thornburn, Thomas. Ingeniería de Cimentaciones. México, Limusa, 1990.