



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**CAMPUS ARAGÓN**

**DIFERENTES ALTERNATIVAS DE CIMENTACION  
PARA UN EDIFICIO EN ZONA DE TRANSICIÓN**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :  
MIRIAM HERNÁNDEZ DÁVILA**

**ASESOR:  
ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA.**



**MÉXICO**

**2004**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

---

*Dedicatoria.*

*A mis Padres :*

*Tomás Alberto y Enriqueta*

*Gracias por darme su apoyo y comprensión total e incondicional a lo largo de la carrera. Gracias por ser amigos incondicionales y cómplices en todos mis planes confiando así en mis sueños y metas.*

*Gracias por impulsarme con el ejemplo para ser mejor día a día. Mil gracias por los desvelos, trabajo y esfuerzo compartido superando así los obstáculos que enfrentamos.*

*Este logro también es de ustedes, esperando que solo sea el principio de muchos logros más.*

*Mil gracias por todo. Los quiero mucho.*

*A mis Hermanos :*

*Carlos Alberto y Javier.*

*Gracias por comprenderme y por darme consejos cuando los necesite, gracias por apoyarme en todo y por compartir mis sueños y metas.*

*Gracias por todo este tiempo compartido, por las cosas buenas y malas que hemos vivido. Pero sobre todo gracias por ser los mejores hermanos del mundo.*

*A ustedes también quiero dedicarles esta tesis y un fragmento de la siguiente frase:*

*" ....la batalla de la vida no la gana el más fuerte ni el más inteligente sino el que cree poder hacerlo"*

*Mil gracias por todo. Los quiero mucho.*

---

---

*A mi gran amor:*

*Israel S.P.*

*Esta tesis te la dedico por ser mi mejor amigo y cómplice, por compartir alegrías y tristezas, pero sobre todo por apoyarme en todas mis locuras y por decirme todos los errores.*

*Gracias por toda tu ayuda en este trabajo de tesis.*

*Mil gracias y nunca olvides que Te Amo.*

*A mis Amigos :*

*Gracias a por los esfuerzos en conjunto que nos llevaron a lograr parte de nuestra carrera profesional, por compartir los desvelos, las alegrías, los momentos difíciles, los trabajos en equipo, los conocimientos adquiridos y una meta en común.*

*Mil gracias.*

---

---

*A mi asesor:*

*Ing. Gabriel Álvarez Bautista.*

*Gracias por darme parte de su tiempo, el cual fue de gran importancia para la conclusión de esta tesis.*

*Gracias también por compartir sus conocimientos y experiencias laborales logrando así la excelencia académica de la Ingeniería.*

*Gracias por ser no sólo un excelente ejemplo de Ingeniero sino también por ser una gran persona.*

*Mil gracias y eternamente agradecida.*

*A los sinodales:*

*Gracias por transmitimos sus conocimientos y experiencias laborales con el fin de formarnos como profesionistas; gracias por su tiempo, esfuerzo, paciencia y dedicación a la enseñanza logrando con esto la excelencia académica de la Ingeniería en México.*

*Gracias por el apoyo que me dieron en la realización de esta tesis.*

*Mil gracias.*

---

---

## INDICE

### INTRODUCCION

#### CAPITULO I. Antecedentes

Antecedentes .....	1
--------------------	---

#### CAPITULO II. Reconocimiento del Subsuelo

2.1 Generalidades .....	9
2.2 Pozos a cielo abierto.....	12
2.3 Sondeos con equipo mecánico.....	18
2.3.1 Método de Penetración Estándar	
2.3.2 Muestreo con Tubo de Pared Delgada	

#### CAPITULO III. Determinación de Parámetros Geotécnicos

3.1 Pruebas de Laboratorio .....	32
3.2 Muestras alteradas .....	32
3.3 Muestras inalteradas .....	32
3.3.1 Pruebas Comunes de Mecánica de Suelos	
3.3.2 Pruebas de Compactación	
3.3.3 Propiedades Mecánicas	

#### CAPITULO IV. Estratigrafía del Subsuelo

Estratigrafía del Subsuelo .....	50
----------------------------------	----

#### CAPITULO V. Alternativas de Cimentación

Alternativas de Cimentación.....	57
5.1 Alternativa Pilas de Cimentación .....	58
5.1.1 Elección de la alternativa de Cimentación	
5.1.2 Capacidad de Carga	
5.1.3 Dimensionamiento de las Pilas	
5.1.4 Estado Limite de Falla en condiciones Estáticas	
5.1.5 Estado Limite de Falla en condiciones Dinámicas	
5.1.6 Estado Limite de Servicio	
5.2 Alternativa Cajón de Cimentación.....	70
5.2.1 Elección de la alternativa de Cimentación	

---

---

5.2.2	Criterios e Hipótesis para el Diseño Geotécnico	
5.2.3	Acciones	
5.2.4	Determinación de la profundidad de Desplante	
5.2.5	Estado Limite de Falla en Condiciones Estáticas	
5.2.6	Estado Limite de Falla en Condiciones Dinámicas	
5.2.7	Estado Limite de Servicio	
5.2.8	Empujes sobre los muros perimetrales	
5.2.9	Falla de Fondo	
5.2.10	Estabilidad de taludes	
5.3	Elección del Tipo de Cimentación.....	95
<b>CAPITULO VI. Procedimiento Constructivo</b>		
6.1	Procedimiento Constructivo para la Excavación del Cajón de Cimentación .....	97
6.2	Procedimiento Constructivo de las Pilas de Cimentación .....	106
6.3	Instrumentación .....	113
<b>CAPITULO VII. Recomendaciones</b>		
Recomendaciones .....		117
ANEXO I. Planos del Proyecto Considerado .....		125
ANEXO II. Pruebas de Laboratorio.....		132
ANEXO III. Especificaciones del Sistema de Anclaje Recomendado .....		164
ANEXO IV. Especificaciones Concreto Lanzado .....		181
ANEXO V. Presupuesto para Construcción de Anclas y Lanzado de concreto.....		193
FUENTES DE CONSULTA.....		198

---

---

## INTRODUCCION

En las últimas décadas la Ciudad de México ha tenido un crecimiento constante y acelerado de población por lo que ha rebasado sus límites conformando así una de las metrópolis más grandes del mundo. En tan sólo el 1% del territorio se concentra aproximadamente el 20% de la población y el 50% de la actividad industrial.

La población en el D.F. en el año 2000 fue de : 8 605 239 habitantes; de los cuales el total de viviendas particulares habitadas es de 2 103 75.

De ahí que la falta de vivienda sea un problema que se ha tratado de solucionar por medio de la ocupación "irregular" del suelo en la periferia urbana. En ese sentido, es "irregular" porque los terrenos o predios están al margen de la legislación urbana, ya que los asentamientos "irregulares" han surgido en suelos no aptos para la vivienda, por ejemplo: barrancas , cañadas, lomeríos, suelo fangoso, etcétera.

Sin embargo, un proceso interno que ha aparecido en la Ciudad de México y ha contribuido a su expansión física es el relacionado con la "expulsión" de población de las delegaciones centrales (Cuauhtémoc, Venustiano Carranza, Miguel Hidalgo y Benito Juárez).

De este modo, la ciudad central sufre un "despoblamiento" debido a que la periferia suburbana ofrece la posibilidad de "restituir" la pérdida de vivienda que ha sido sustituida por establecimientos comerciales o por oficinas; razón por la que se hace necesario revertir dicho despoblamiento mediante soluciones tales como la construcción de viviendas dentro de las Delegaciones Centrales.

En particular, la delegación Benito Juárez presenta un déficit de vivienda tal que 9657 viviendas necesitan ser reemplazadas de manera inmediata debido a los

---

---

materiales de baja calidad empleados en la construcción; mientras que 51505 deberán ser reemplazadas en un periodo de 25 años

Por otro lado, en dicha delegación se encuentran arterias viales tales como : el Viaducto Miguel Alemán, la Avenida Insurgentes, División del Norte entre otras, por las cuales circulan diariamente una enorme cantidad de vehículos tanto de transporte público como privado, haciendo insuficientes las arterias viales provocando congestionamientos, debido a esta razón, también surge la necesidad de contemplar estacionamientos en las edificaciones con el fin de no entorpecer las arterias viales por el estacionamiento de carros en las mismas

Esta tesis aborda un proyecto de vivienda ubicado en la Delegación Benito Juárez, específicamente en la calle de Maricopa N°43 en la colonia Nápoles; con el cual se pretende por un lado satisfacer las demandas de vivienda entre la población evitando así los asentamientos irregulares en la periferia de la Ciudad de México y por el otro evitar los entorpecimientos viales mediante estacionamientos subterráneos.

Sin embargo el objetivo de esta tesis no solo es el mencionado en el párrafo anterior sino también es dar a conocer todos los Parámetros que se tienen que tomar en cuenta para elaborar un estudio de Mecánica de Suelos aplicado a un proyecto de Vivienda con el fin de determinar tanto el tipo de cimentación más adecuada así como el procedimiento constructivo a seguir.

De tal manera que para elegir el tipo de cimentación se requiere considerar :

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación
  2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
-

- 
3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes, si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos de cimentación que no son adecuados.
  4. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

Finalmente con esta tesis se pretende elaborar una labor de divulgación e información para las personas interesadas en las diferentes alternativas de cimentación para un edificio en zona de transición; apoyando dichas alternativas en un estudio de Mecánica de Suelos.

---

## CAPITULO I.

### A N T E C E D E N T E S

Se solicito la realización del Estudio de Mecánica de Suelos para un Edificio que se construirá en el predio ubicado en la Calle Maricopa No. 43, Colonia Nápoles, Delegación Benito Juárez, México, Distrito Federal, donde se proyecta construir un edificio que contará con un sótano y medio , planta baja y nueve niveles, donde los sótanos y la planta baja serán destinados para estacionamiento del edificio. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1, en la figura 2 se presenta la distribución general en planta de la estructura proyectada y en el Anexo I se presentan los planos del proyecto considerado . Las cargas con las que se dimensionaron las alternativas de cimentación nos fueron proporcionadas por el cliente.

La superficie actual del terreno presenta una topografía plana y de acuerdo al proyecto arquitectónico el nivel de rodamiento del área de estacionamiento del sótano inferior tendrá un desnivel de 4.50 m con respecto al nivel actual de banquetta; de acuerdo a las características observadas del terreno en la exploración realizada será necesario efectuar un despalme variable de 0.8m para retirar los materiales de mala calidad, y solo en caso necesario siempre y cuando se requiera colocar materiales de relleno controlado de acuerdo a las especificaciones que se mencionan mas adelante, para garantizar que el comportamiento de estos sea adecuado. El predio de interés en las condiciones actuales se muestra en las figuras 3,4 y 5.

El sitio de interés tiene en las colindancias norte y poniente estructuras de uno y dos niveles, de acuerdo a la exploración realizada se observo que están cimentadas sobre una cimentación superficial de zapatas corridas desplantadas a 80 cm. de profundidad con respecto al nivel de banquetta, pero en la mayor parte de la

---

colindancia las construcciones se encuentran retiradas de límite del predio a distancias mínimas de 2 m quedando un área libre, como se muestra en la figura 6, en la colindancia sur se tiene la vía pública, y finalmente en la colindancia oriente se tiene un edificio de siete niveles, el cual se encuentra desplantado sobre un cajón de cimentación con pilotes, el cajón se encuentra desplantado a un metro de profundidad aunque se desconocen las características de los pilotes.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio, que consta de 9 niveles con área en planta total de 334.15 m<sup>2</sup>, el sótano y medio y la planta baja serán destinados para estacionamiento que ocupa toda el área del predio de acuerdo al proyecto proporcionado. La solución del edificio será con columnas, muros, losas y marcos de concreto.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuada para la estructura proyectada, se efectuaron diversos análisis de Mecánica de Suelos, basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el sitio de interés, así como en las propiedades mecánicas de los materiales determinadas mediante pruebas de campo y de laboratorio.

En esta tesis se describen los Análisis de Mecánica de Suelos, reportando los resultados obtenidos así como también se consignan las recomendaciones para el diseño y el procedimiento constructivo de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada

---

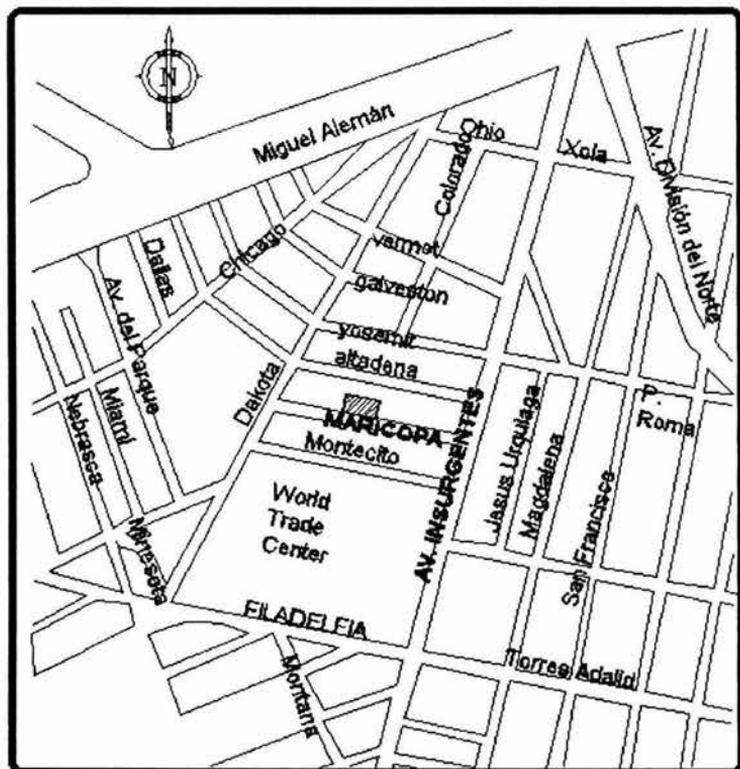


FIGURA 1. CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE INTERÉS

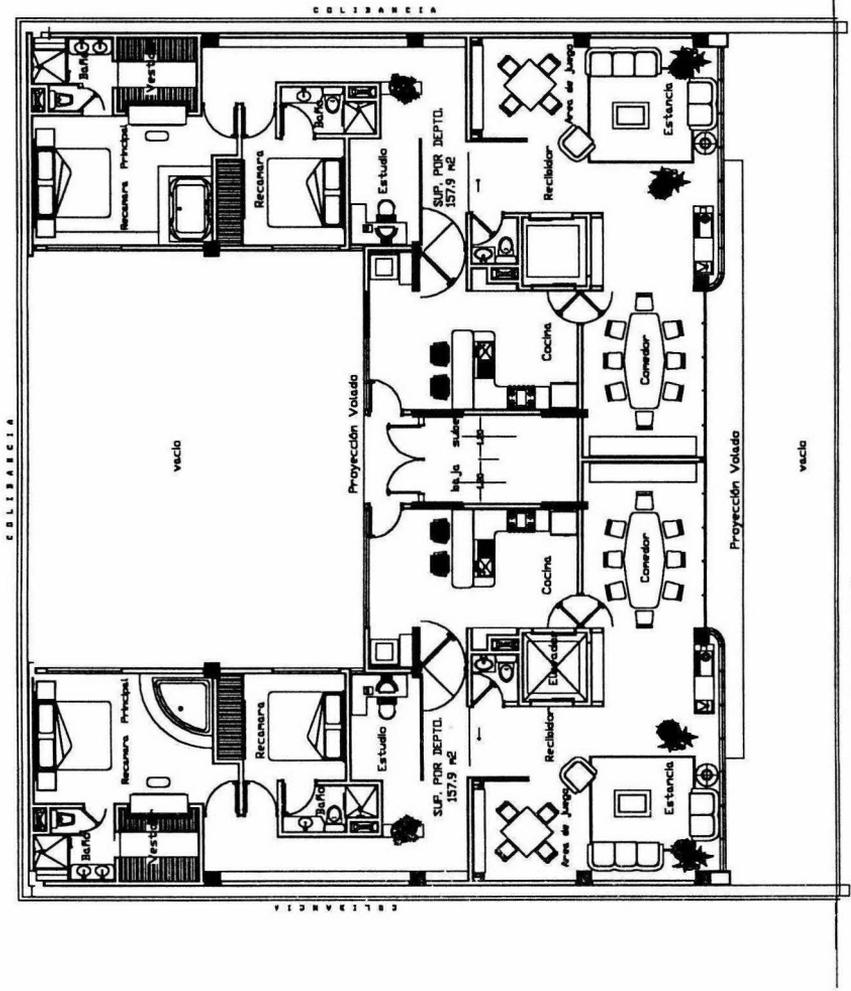
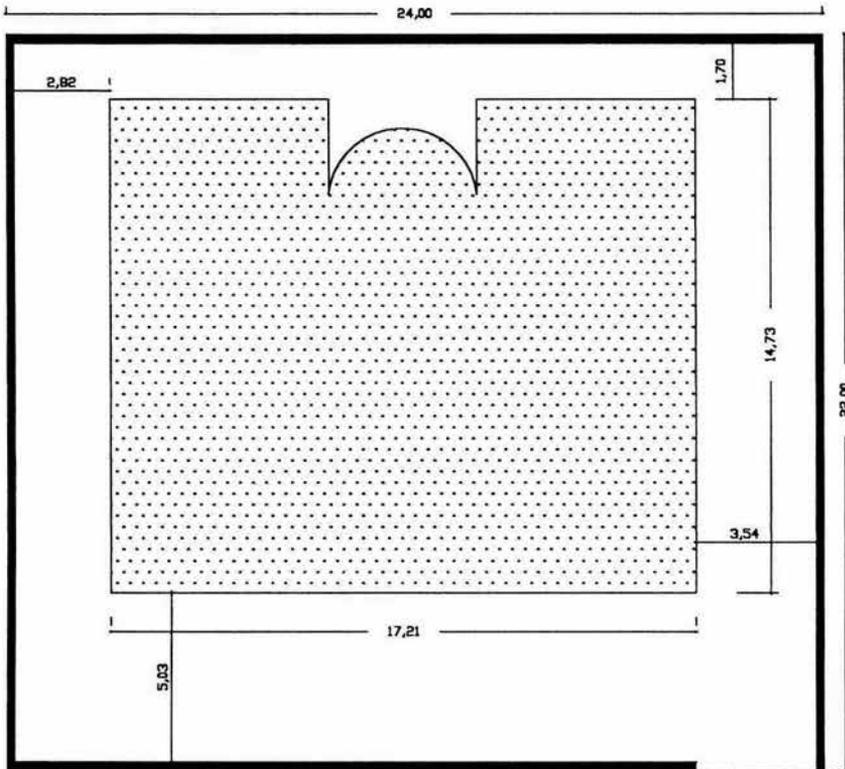
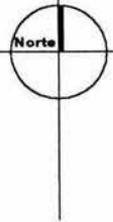


FIG.2 DISTRIBUCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA



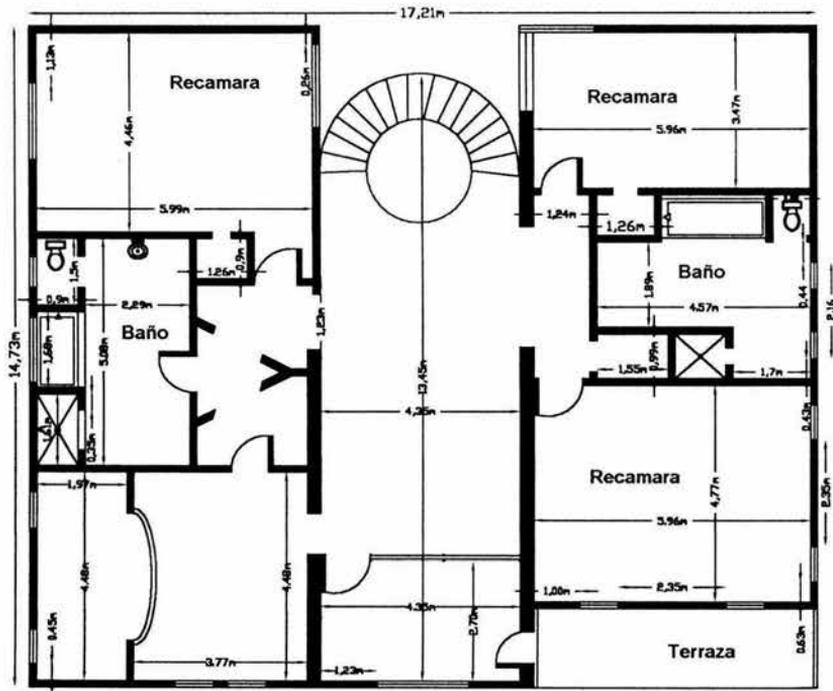
PLANTA DE CONJUNTO : MARICOPA # 43



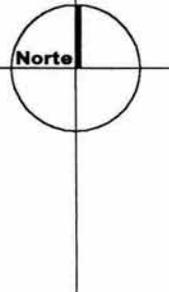
Superficie Construida Planta Baja = 253.50 M2  
Superficie Construida 1er Nivel = 253.50 M2  
Superficie Total Construida = 507.00 M2

Acotaciones: cm.

FIG.3 PREDIO DE INTERÉS EN CONDICIONES ACTUALES



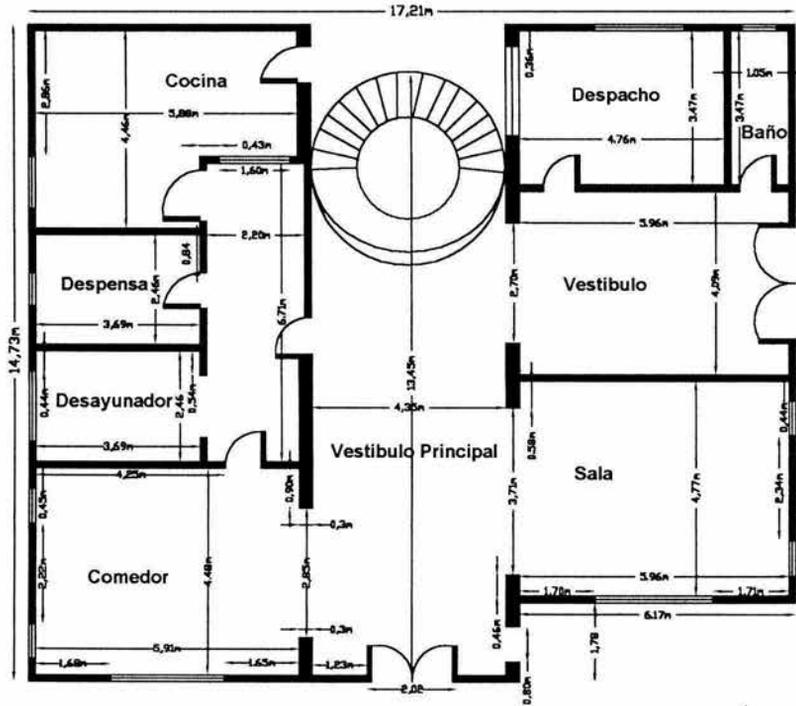
## Planta Arquitectonica



Primer Nivel : Maricopa # 43

Superficie Construida 1er Nivel = 253.5 M2

FIG.4 PREDIO DE INTERÉS EN CONDICIONES ACTUALES



## Planta Arquitectonica

Planta Baja : Maricopa # 43

Superficie Construida Planta Baja = 253.5 M2

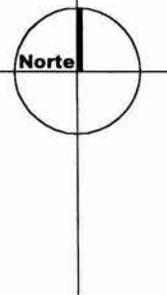


FIG. 5 PREDIO DE INTERÉS EN CONDICIONES ACTUALES

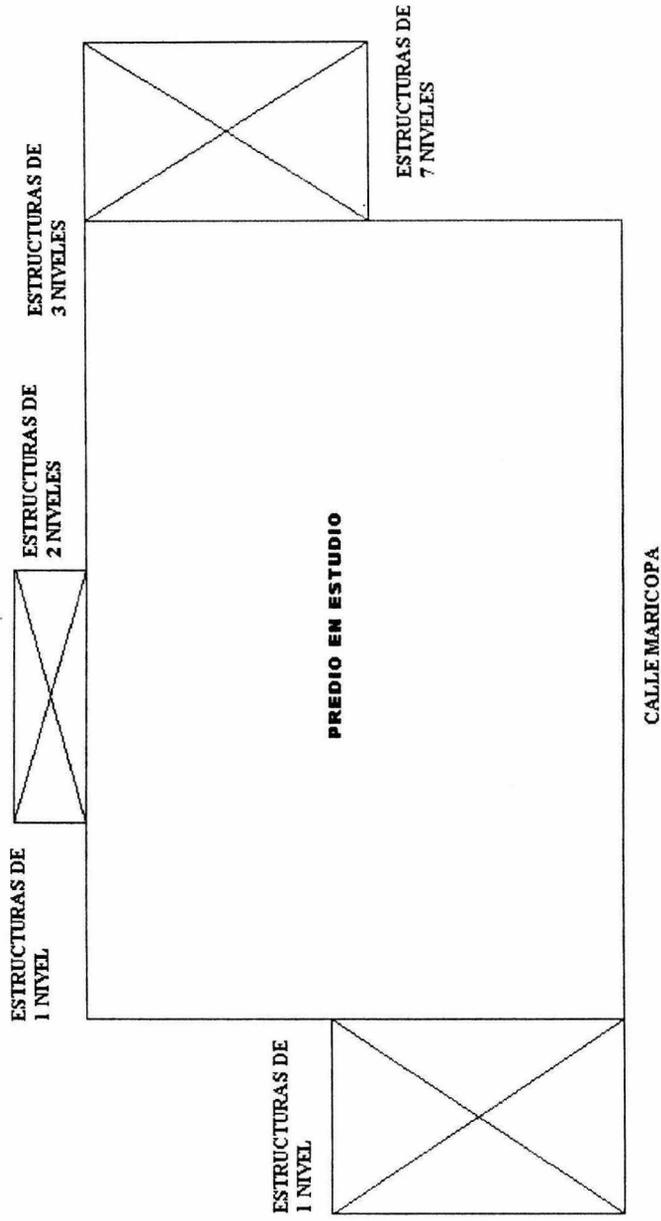


FIG 6 COLINDANCIAS CON EL SITIO DE INTERÉS

## CAPITULO II.

### RECONOCIMIENTO DEL SUBSUELO

#### 2.1 Generalidades

La investigación del subsuelo tiene como finalidad averiguar el estado natural de un suelo de cimentación antes de la asignación a un predio de un tipo determinado de estructura o de un arreglo de ellas, para lo anterior se realizo en el sitio de interés un sondeo profundo y tres pozos a cielo abierto.

El número de exploraciones mínimas a realizar de acuerdo al R.C.D.F. (pozos a cielo abierto o sondeos) será de 1 cada 60mts o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie o en su defecto 1 por cada 100mts.

La profundidad de las exploraciones dependerá de las condiciones del subsuelo o hasta encontrar el nivel de aguas freáticas.

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

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.

#### 2.- Exploración Indirecta

- a) Sondeo de Penetración Estándar (SPE).
  - b) Sondeo Mixto (SM)
  - c) Sondeo Selectivo (SS)
  - d) Sondeo Cono Eléctrico (SCE)
-

- e) Sondeo de Cono Dinámico (SCD)
- f) Sondeo de Presiometro Menard (SPM)
- g) Sondeo de Avance Continuo (SAC)
- h) Sondeo de Barril Denison (SBD)
- i) Sondeo Neumático (SN)

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 es recomendable debido a que con dicha exploración se pueden observar las condiciones naturales del terreno el contacto con la muestra que se obtiene asegura un alto grado de inalterabilidad, si se realiza con cuidado y siguiendo las instrucciones correspondientes; el inconveniente de esta técnica es el tiempo que se tarda en hacer la excavación ( aún si se hace con maquinaria ), ya que antes de llegar a la profundidad a la que se interese hacer el muestreo se tendrá que suspender el uso de ella, debido a que el movimiento y las vibraciones de la máquina alterarían la condición ideal de la muestra de suelo, este volumen restante de material se tendrá que excavar por métodos manuales, que en el caso de que el fondo de la excavación sea profundo (<5 m) la extracción manual de material se hace muy complicada, sin mencionar que si se está abatiendo el nivel freático de agua, esta operación no sólo se hace difícil de realizar sino que también se encarece por el uso continuo de el sistema descrito (drenes, depósito de agua y bomba).

La Exploración Directa se recomienda para estudios del suelo donde se requiere únicamente tener un criterio general del suelo en el que se cimentara o bien cuando las construcciones sean de importancia, los sondeos a realizar en esta zona no se requieren a profundidades considerables (más de 15 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 ya que requiere de equipo menos sofisticado, lo cual implica que sea más económico el estudio obteniendo buenos resultados. Cabe aclarar que cuando el suelo de cimentación sea conflictivo, en el caso de minas u oquedades por ejemplo, no se restringirá el uso de uno o más de los métodos de Exploración Indirectos.

---

## 2.2 Pozos a cielo abierto

Este método 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.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precaución generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo.

El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de 0.8 m. x 1.50 m. Aproximadamente ( para poder maniobrar dentro de el ) y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales 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 cubrirá con una mezcla hecha de brea y parafina

---

calentándola previamente en un bote de lámina hasta conseguir la homogeneidad de ambas para posteriormente cubrir las caras visibles de la muestra con manta de cielo y el impermeabilizante antes mezclado. La muestra deberá llevar los siguientes datos: fecha de extracción, lugar de procedencia, profundidad y equipo. Finalmente 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. Para obtener las muestras alteradas se tomaran porciones de suelo cada 30 cm. guardando las muestras en las bolsas de plástico

Es importante mencionar que la excavación y todos los trabajos realizados deberán estar supervisados por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos, para distinguir la naturaleza del suelo "in situ" y la modificada por la excavación, realizando sencillas pruebas de campo que determinen de manera preliminar el tipo de suelo y algunas de sus características como granulometría, plasticidad, entre otras. Así como también se recomienda que siempre se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación.

La ubicación y número de pozos a realizar será en función del tamaño del predio, del área que abarque la nueva construcción, del conocimiento previo de las construcciones que existan y de las colindancias. Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo dependiendo de las condiciones antes citadas. Los pozos también deben permitir obtener información acerca del desplante de las estructuras colindantes y de las cimentaciones antiguas en el predio mismo en el que caso de que existan.

En el presente estudio se realizaron tres pozos a cielo abierto a una profundidad variable entre 2 y 2.5 metros. El perfil de los pozos a cielo abierto excavados para conocer las propiedades de los depósitos superficiales se indica en las figuras 7, 8 y 9; en la figura 10 se presenta un croquis del terreno ubicándolos dentro del mismo.

---

LOCALIZACIÓN: INSURGENTES SUR. COL. NAPOLES

TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

PROF (m)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAFICO	GRUPO SUCS	W %	LL %	LP %	IP %	qu c	G %	A %	F %	UU C	O	h	Ss	SIMBOLOGIA
0.00	PCA - 1															
0.20	RELLENO															ARCILLA
0.40																SUELO VEGETAL
0.60																ARENA
0.80	MAMPOSTERIA															GRAVAS
1.00																BOLEOS
1.20	TABIQUE ROJO															RELLENO
1.40	ARENA CON															W= CONTENIDO DE AGUA
1.60	POCA ARCILLA															LL= LIMITE LIQUIDO
1.80	Y GRAVA															LP= LIMITE PLASTICO
2.00	ARCILLA															IP= INDICE PLASTICO
2.20	PLASTICA DE															qu= COMPRESION SIMPLE
2.40	COLOR CAFÉ															G= GRAVA
2.60	CLARO															A= ARENA
2.80																F= FINOS

UU= PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL  
 NO CONSOLIDADA- NO DRENADA  
 C= COHESIÓN ( ton / m<sup>2</sup> )  
 O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA  
 h= PESO VOLUMETRICO  
 Ss= DENSIDAD DE SOLIDOS

FIGURA N° 7

LOCALIZACIÓN: INSURGENTES SUR. COL. NAPOLES

TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA-2

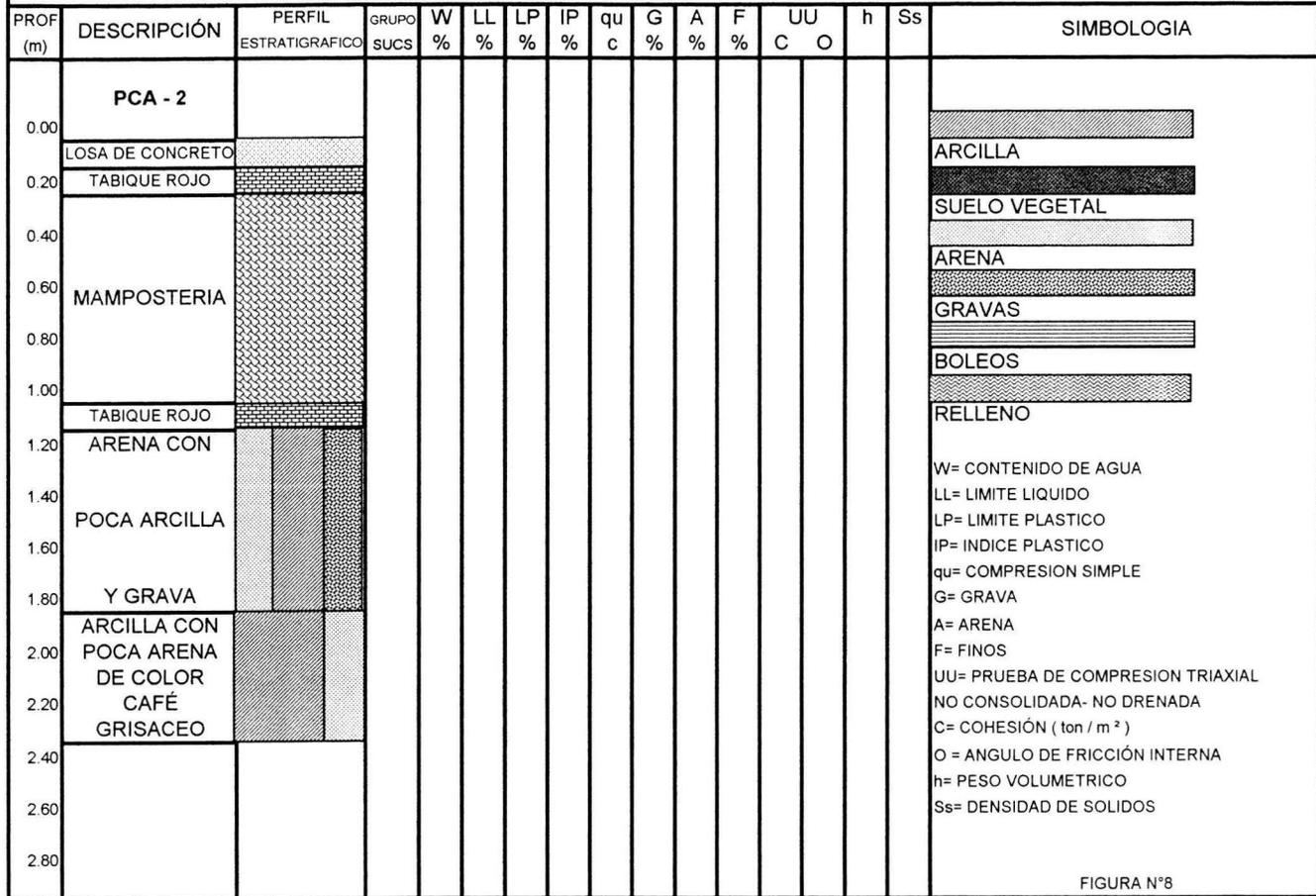


FIGURA N°8

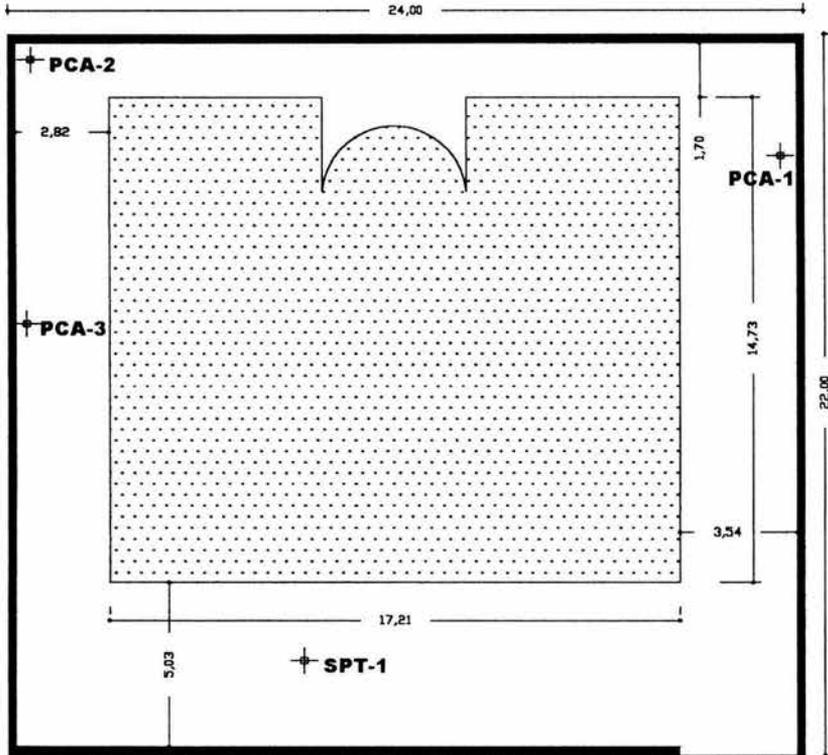
LOCALIZACIÓN: INSURGENTES SUR. COL. NAPOLES

TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO ABIERTO PCA-3

PROF (m)	DESCRIPCIÓN	PERFIL ESTRATIGRAFICO	GRUPO SUCS	W %	LL %	LP %	IP %	qu c	G %	A %	F %	UU C	O	h	Ss	SIMBOLOGIA
0.00	PCA - 3															
	FIRME															
0.20	RELLENO CON PEDACERIA Y TABIQUE															
0.40	TABIQUE PEGADO CON CONCRETO															
0.60	MAMPOSTERIA DE CONCRETO															
0.80	CICLOPEO															
1.00	TABIQUE ROJO															
1.20																
1.40	ARCILLA CAFÉ CLARO															
1.60																
1.80	ARCILLA CAFÉ OSCURO															
2.00																
2.20																
2.40																
2.60																
2.80																

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= COHESIÓN ( ton / m<sup>2</sup> )  
 O = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA  
 h= PESO VOLUMETRICO  
 Ss= DENSIDAD DE SOLIDOS

FIGURA N° 9



### Planta de Conjunto: Maricopa # 43

Superficie Construida Planta Baja = 253.50 M2

Superficie Construida 1er Nivel = 253.50 M2

Superficie Total Construida = 507.00 M2

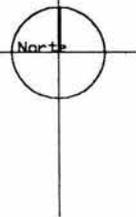


FIG.10 CROQUIS DE UBICACIÓN DE LAS EXPLORACIONES

## 2.3 Sondeos con equipo mecánico

Como complemento al Estudio de Mecánica de Suelos, además de ejecutar las exploraciones con pozos a cielo abierto, se tomo en cuenta un sondeo más profundo de tipo mixto realizado en el sitio de interés. Como se menciona 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 hacer un sondeo de tipo Mixto, denominado SPT-1 que fue realizado a 25 m de profundidad, el cual será de gran ayuda en el cálculo de asentamientos y capacidad de carga.

El sondeo profundo realizado es de tipo Mixto con la ubicación que se presenta en la figura 10, en las figuras 11 y 12 se presenta el registro de campo y el perfil estratigráfico respectivamente; a continuación se presenta en que consiste:

### 2.3.1. Método de penetración estándar

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

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, 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.

---

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta :

- *Un muestreador especial (penetrómetro estándar) de 45 cm.* Es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la figura 13; el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula de la cabeza del muestreador permite la salida del azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la superficie una vez hincado el muestreador, se presenta en la figura 14 este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar azolves.
- *Columnas de Barras.* El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW o BW. Son recomendables los BW porque sufren menos pandeo al someterlas a los impactos.
- *Martinete golpeador.* El penetrómetro se hinca con los impactos del martinete, en la figura 15 se muestran el martinete y la cabeza de golpeo en el arreglo más convencional. Se ha extendido el uso de los martinetes de seguridad (figura 16), que controlan con mayor precisión la altura de caída.
- *Cabeza de gato.* Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de  $\frac{3}{4}$  de pulgada; para sostener el cable, se requiere un triple o una torre equipados con una polea.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg. sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm.; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N ,para penetrar los últimos 30 cm. (de 15 a 45 cm.); los golpes en los primeros 15 cm. se desprecian, porque se consideran no representativas por la alteración inducida a causa de la perforación.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que al cable manila tenga un máximo de dos vueltas a la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción. Una vez terminada la prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro más recomendable es 10 cm.

El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm. se considera la resistencia a la penetración. En el caso de que el número de golpes llegue a cincuenta y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. Un procedimiento alterno usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm. adicionales ( 60 cm. en total); por lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio. Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

Dentro de los resultados que se obtienen se encuentran:

- a) Muestras alteradas. Las muestras rescatadas con el penetrómetro siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas, por ello, sólo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índice que no requieren especímenes inalterados.
  - b) Perfil estratigráfico. La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.
  - c) Resistencia a la penetración. Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.
-

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 :

<b>ARENAS</b> <b>(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

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

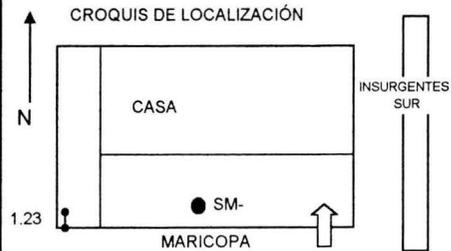
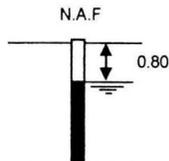


**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**REGISTRO DE CAMPO DE SONDEO S.P.T**

OBRA : COTA DE BROCAL  
 MARICOPA N°43 INICIO DE OBRA :  
 PERFORADORA: TERMINO DE OBRA  
 LONGYEAR 34 TIPO DE BOMBA: MOYNO 3L6

**REGISTRO DE CAMPO**  
**SONDEO SM-1**



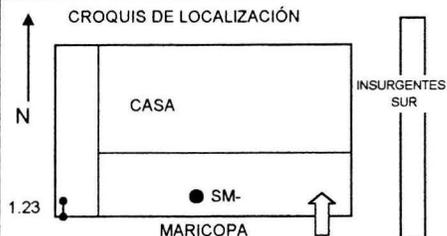
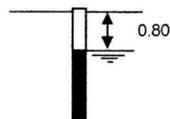
N° MTRA	PROFUNDIDAD ( m )			RECUPERACIÓN		PENETRACIÓN ESTANDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	ADEME MTS.	CLASIFICACION DE CAMPO Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	N° DE GOLPES EN :						MUESTREO
						CR%15 DEERE	15cm.	30 cm.				
1	0.00	0.60	0.60	0.25	0.42	3	30	40	TP		RELLENO (TABIQUE ARENA Y ARENAS)	
2	0.60	1.20	0.60	0.30	0.50	33	11	5	TP		RELLENO (TABIQUE ARENA Y ARENAS)	
3	1.20	1.80	0.60	0.35	0.58	1	4	2	TP		LIMO ARENOSO GRAVILLAS CAFÉ OBSCURO	
4	1.80	2.40	0.60	0.28	0.47	6	21	12	TP		GRAVAS.ARENAS GRIS CLARO	
5	2.40	3.00	0.60	0.35	0.58	7	24	20	TP		ARENA FINA A MEDIA CON GRAVAS	
6	3.00	3.60	0.60	0.28	0.47	9	19	12	TP		ARENA FINA CON GRAVILLAS	
7	3.60	4.20	0.60	0.25	0.42	7	14	5	TP		ARENA FINA GRAVILLAS GRIS CLARO	
8	4.20	5.20	1.00	0.10	0.17		ROTACION		SHELBY		ARENA FINA GRAVILLAS GRIS CLARO	
9	5.20	5.80	0.60	0.55	0.92	4	7	3	TP		ARCILLA POCO LIMOSA CON ARENA FINA	
10	5.80	6.40	0.60	0.15	0.25	3	15	8	TP		ARENA FINA CON CENIZA VOLCANICA	
11	6.40	7.00	0.60	0.45	0.75	1	9	3	TP		ARENA NEGRA CON TURBA Y CENIZAS VOLCANICAS	
12	7.00	7.60	0.60	0.20	0.33	2	5	3	TP		TURBA CON ARENA FINA	
13	7.60	8.20	0.60	0.25	0.42	3	4	3	TP		ARENA FINA CON LENTE DE ARCILLA	
14	8.20	9.20	1.00	0.40	0.67		PRESION		SHELBY		ARENA CAFÉ OSCURA CON TURBA	
15	9.20	9.80	0.60	0.30	0.50	2	3	1	TP		ARCILLA CAFÉ CON MATERIA ORGÁNICA(TURBA)	
16	9.80	10.40	0.60	0.30	0.50	1	2	2	TP		ARCILLA VERDE CLARO CON LENTE ARENOSO	
17	10.40	11.00	0.60	0.45	0.75	2	7	3	TP		ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	
18	11.00	11.60	0.60	0.45	0.75	1	3	2	TP		ARCILLA EN VARIOS TONOS	
19	11.60	12.20	0.60	0.55	0.92	3	7	5	TP		ARCILLA VARIOS TONOS CON LENTE DE ARENA	
20	12.20	13.20	1.00	0.45	0.75		PRESION		SHELBY		ARCILLA POCO PLASTICA	
21	13.20	13.80	0.60	0.38	0.63	4	7	4	TP		ARCILLA CON GRUMOS Y LENTE ARENOSO	
22	13.80	14.40	0.60	0.35	0.58	5	9	3	TP		ARCILLA CON CENIZA VOLCANICA Y M.O.	
23	14.40	15.00	0.60	0.30	0.50	3	7	18	TP		ARCILLA CON GRUMOS Y TURBA	
24	15.00	15.60	0.60	0.25	0.42	9	12	10	TP		ARCILLA LIMOSA CON GRUMOS	
25	15.60	15.90	0.60	0.15	0.25	28	50/12		TP	*	ARENA CON GRAVAS VERDE OLIVO	
	15.90	16.20	0.60	0.25	0.42		AVANCE		BT			



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**REGISTRO DE CAMPO**  
**SONDEO SM-1**

N.A.F



**REGISTRO DE CAMPO DE SONDEO S.P.T**

OBRA : COTA DE BROCAL  
MARICOPA N°43 INICIO DE OBRA :  
PERFORADORA: TERMINO DE OBRA  
LONGYEAR 34 TIPO DE BOMBA: MOYNO 3L6

N° MTRA	PROFUNDIDAD ( m )			RECUPERACIÓN		PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	ADEME MTS.	CLASIFICACION DE CAMPO Y OBSERVACIONES
						PESO DE MARTILLO 54 KG. ALTURA DE CAIDA DE 75 CM.		N° DE GOLPES EN :			
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	% DEERE	15cm.	30 cm.	15 cm.			
26	16.20	16.45	0.60	0.55	0.92	34	50/10	2	TP	ARENA PUMITICA CON GRAVAS AISLADAS	
	16.45	16.80	0.80	0.00	0.00		AVANCE		BT		
	16.80	17.40	0.60	0.00	0.00		AVANCE		BT		
27	17.40	17.65	0.25	0.38	0.63	14	50/10	24	TP	LIMO ARENOSO CON GRAVAS	
	17.65	18.00	0.35	0.00	0.00		AVANCE		BT		
28	18.00	18.20	0.20	0.35	0.58	48	50/5	24	TP	LIMO ARENOSO CON GRAVAS	
	18.20	18.60	0.40	0.00	0.00		AVANCE		BT		
	18.60	18.75	0.15	0.00	0.00		50		TP		
29	18.75	19.20	0.45	0.00	0.00	45	AVANCE	24	BT	LIMO ARENOSO CON GRAVAS	
	19.20	19.40	0.20	0.10	0.17		50/5		TP		
	19.40	19.80	0.40	0.00	0.00		P/H		TP		
30	19.80	20.40	0.60	0.15	0.25	28	37	24	TP	LIMO ARENOSO CON GRAVAS	
31	20.40	20.85	0.45	0.15	0.25	35	50	24	TP	LIMO ARENOSO CON GRAVAS	
	20.85	21.00	0.15	0.00	0.00		AVANCE		BT		
	21.00	21.18	0.18	0.00	0.00		44		50/3		TP
32	21.18	21.60	0.42	0.00	0.00	47	AVANCE	24	BT	LIMO ARENOSO CON GRAVILLAS AISLADAS	
	21.60	21.95	0.35	0.17	0.28		50/20		TP		
	21.95	22.20	0.25	0.00	0.00		AVANCE		BT		
33	22.20	22.45	0.25	0.05	0.08	40	50/05	24	TP	LIMO ARENOSO CON GRAVILLAS AISLADAS	
	22.45	22.80	0.35	0.31	0.52		AVANCE		BT		
	22.80	22.90	0.10	0.00	0.00		50/10		TP		
34	22.90	23.40	0.50	0.31	0.52	46	AVANCE	24	BT	LIMO ARENOSO CON GRAVILLAS	
	23.40	23.70	0.30	0.12	0.20		50/5		TP		
	23.70	24.00	0.30	0.31	0.52		AVANCE		BT		
35	24.00	24.35	0.35	0.15	0.25	42	50/2	24	TP	LIMO ARENOSO CON GRAVILLAS	

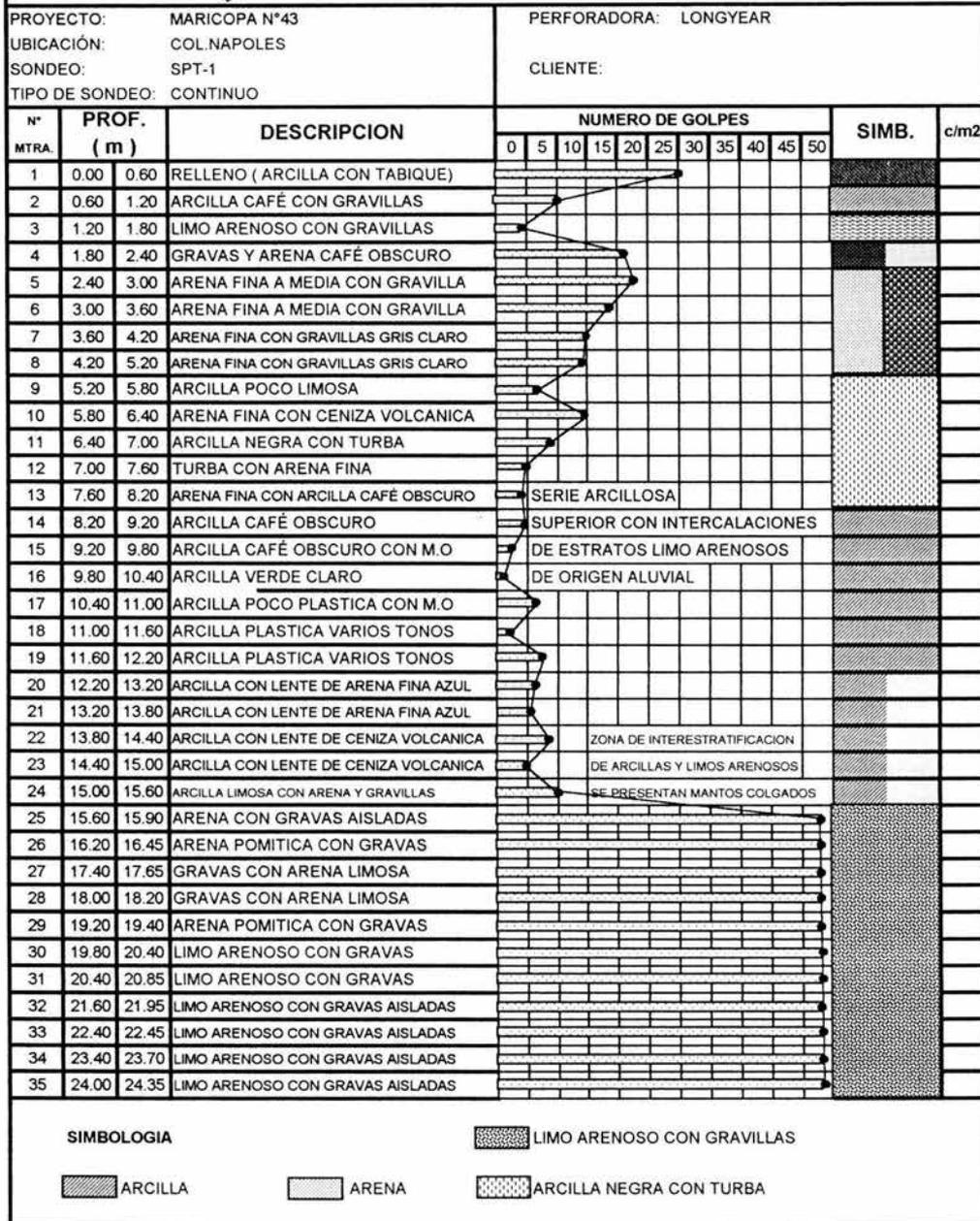
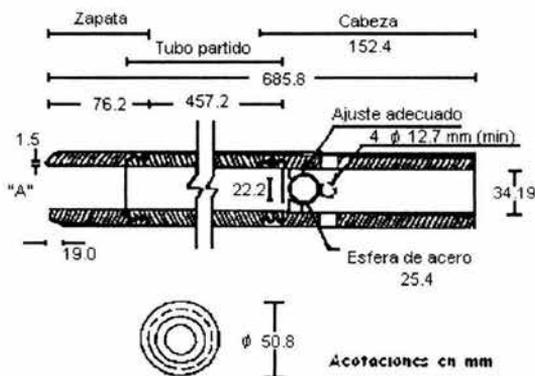

**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**


FIGURA N° 12



## NOTAS:

El tubo partido puede ser de 38.4 mm de diámetro interior para introducir un torro de 1.5 mm de espesor.

Se permite el uso de trampas de paso (canastillas)

Las aristas de "A" deben estar ligeramente redondeadas

Fig. 13 Dimensiones del Penetrómetro Estándar

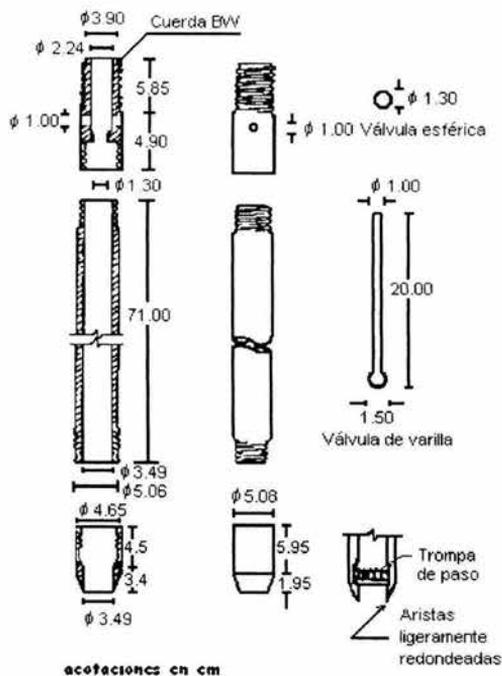


Fig. 14 Penetrómetro Estándar

FIG. 15 Prueba de Penetración estándar

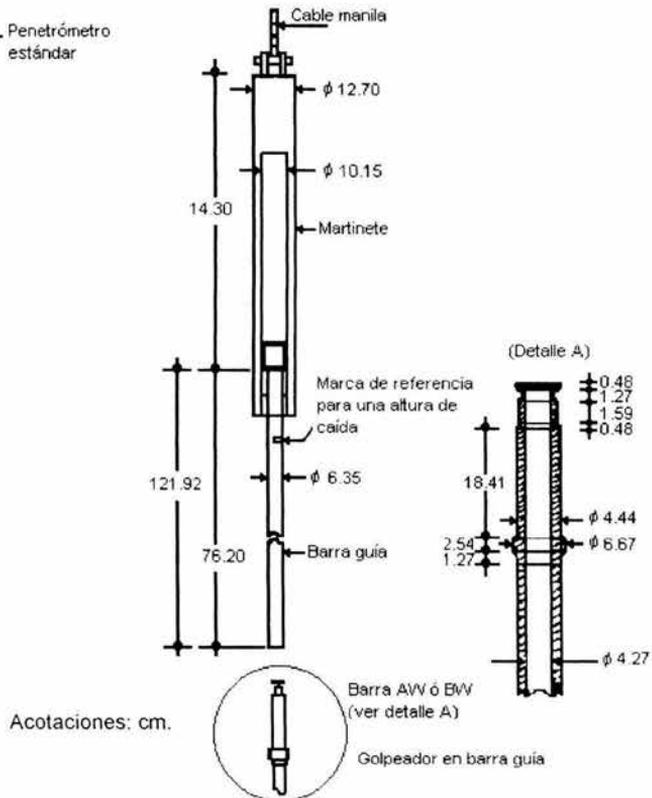
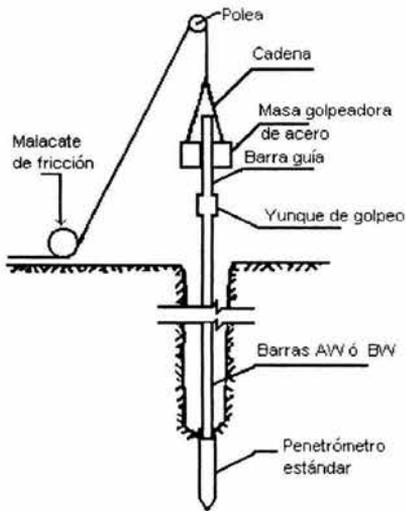


Fig. 16 Martinete de Seguridad

### 2.3.2. 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 en relación al material que la rodea. Sin embargo con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

El muestreador de Pared Delgada está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hinca el muestreador desde la superficie.

La figura 17 presenta dos tipos de unión de tubo- cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa del hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se

---

cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura 18 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una velocidad constante entre 15 y 30 cm/s y una longitud de 75 cm., quedando sin muestra una longitud mínima de 15 cm., donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; enseguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca el exterior, se limpian sus extremos y se identifica el tubo, para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

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

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

---

Para determinar las características del subsuelo en el sitio de interés hasta la profundidad en que son importantes los esfuerzos que transmitirán las cargas de la estructura a la cimentación, se efectuó un sondeo profundo, de tipo mixto pero selectivo. El sondeo mixto consistió en combinar el muestreo inalterado empleando el muestreador de pared delgada tipo Shelby hincado a presión con el muestreo alterado con la herramienta de penetración estándar (muestras representativas alteradas), con el que se medirá la resistencia que oponen estos materiales a ser atravesados. Las muestras obtenidas serán debidamente protegidas y etiquetadas para ser enviadas al laboratorio, en donde se les realizarán las pruebas de laboratorio necesarias para obtener los parámetros con los que se diseñará la alternativa de cimentación que se juzgue más adecuada.

El objetivo de los sondeos profundos es conocer las características de los depósitos profundos que subyacen a los depósitos superficiales que serán explorados mediante la excavación de pozos a cielo abierto.

Para conocer las características superficiales del subsuelo se excavaron y muestrearon tres pozos a cielo abierto excavados en el interior del predio de interés a profundidades variables entre 2.0 y 2.5 m, para conocer las características superficiales tales como espesores de capa de suelo vegetal y/ o rellenos de mala calidad, tipo de cimentación de las colindancias, obteniendo muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y determinando la estratigrafía en las paredes de los pozos mediante técnicas de clasificación de campo. El control y coordinación de la exploración de campo y de los ensayos en el lugar se efectuarán por parte de un ingeniero especialista en geotécnia.

El sondeo de tipo mixto se realizó para conocer las características de los materiales profundos del subsuelo combinando el muestreo inalterado, usando el

---

muestreador Shelby con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

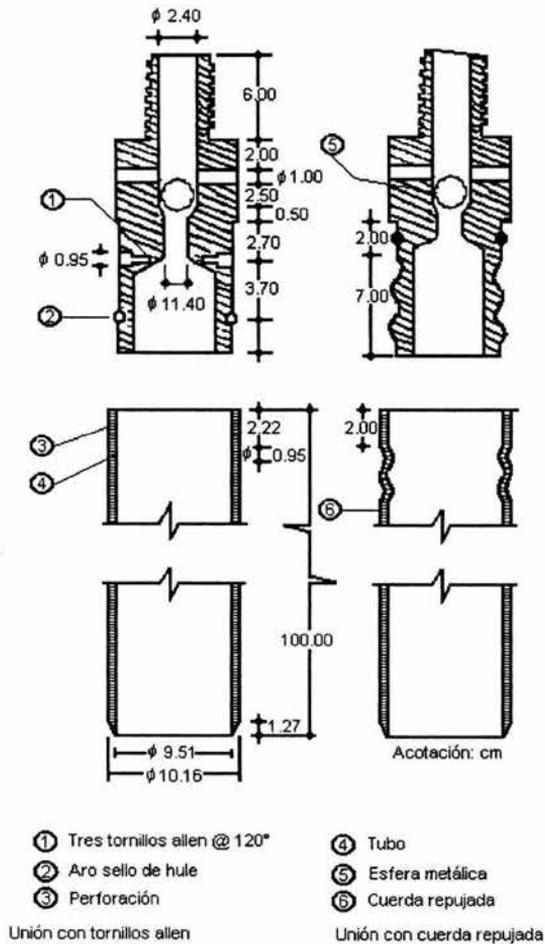


Fig.17 Muestreador de pared delgada con válvula esférica de pé.

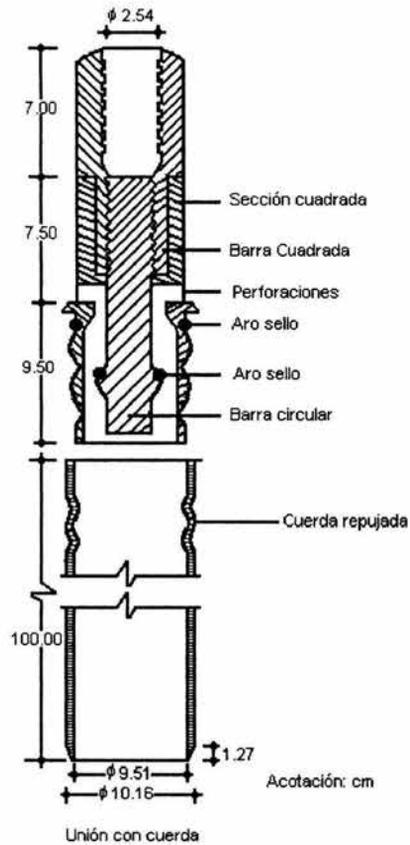


Fig. 18 Muestreador de pared delgada con válvula deslizante

## CAPITULO III.

### DETERMINACION DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

#### 3.1. PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio para obtener los parámetros geotécnicos se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se emplearon para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo mediante pruebas de laboratorio que de acuerdo al tipo de muestra fueron las siguientes :

#### 3.2. Muestras alteradas

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

##### Propiedades Índice

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

#### 3.3 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

### 3.3.1 Pruebas comunes de Mecánica de Suelos.

Es fundamental conocer algunas pruebas de laboratorio que se realizan sobre las muestras obtenidas del subsuelo del sitio de interés que permiten conocer algunas propiedades y características generales del subsuelo y su comportamiento, algunas de estas pruebas se describen a continuación:

#### Plasticidad

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable.

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado Plástico, en que el suelo se comporta plásticamente
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Para conocer la plasticidad de un suelo se hace el uso de los límites de Atterberg. Estos límites son:

1. Limite Líquido (LL). Frontera entre los estados semilíquido y plástico
-

2. Límite Plástico (LP). Frontera entre los estados plástico y semisólido
3. Límite de contracción (LC). Frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido.

Mediante ellos se puede conocer el tipo de suelo en estudio. Todos los límites de consistencia (Fig. 19) se determinan empleando suelo que pasa por la malla No. 40. La diferencia entre los valores del límite líquido y del límite plástico da como resultado el índice plástico (IP) del suelo.

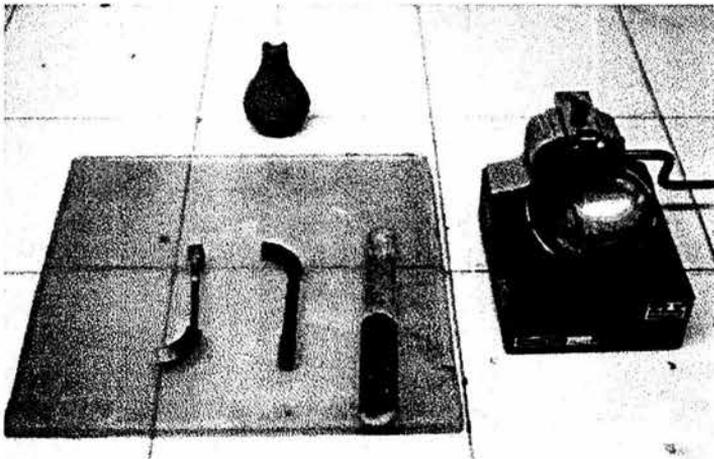


FIG.19 EQUIPO PARA LIMITES DE CONSISTENCIA

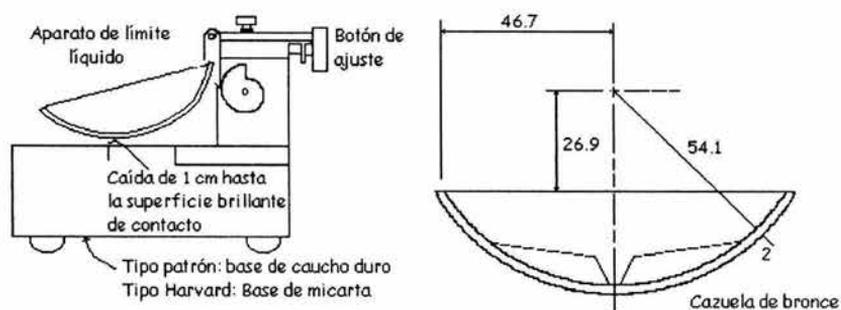
### Límite Líquido

El límite líquido se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico. De esta forma, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo de corte y según Atterberg es de  $25 \text{ g/cm}^2$ .

Para determinar el límite líquido de un suelo se hace el siguiente procedimiento.

- 1) Se toman unos 100 g de material que pasa la malla No. 40, se colocan en una cápsula de porcelana y con una espátula se hace una mezcla pastosa, homogénea y de consistencia suave agregándole una pequeña cantidad de agua durante el mezclado.
  - 2) Se coloca una poca de esta mezcla en la copa de Casagrande ( Fig. 20), formando una masa alisada de un espesor de 1cm en la parte de máxima profundidad.
  - 3) El suelo colocado en la copa de Casagrande se divide en la parte media en dos porciones, utilizando un ranurador. El ranurador deberá mantenerse en todo el recorrido normal a la superficie interior de la copa.
  - 4) Se acciona la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que la parte inferior del talud de la ranura hecha se cierre precisamente a 1.27 cm. (1/2"). Si no se cierra entre los 6 y 35 golpes, se recoge el material y se le añade agua y se vuelve a mezclar. La ranura deberá cerrarse por flujo del suelo y no por deslizamiento del mismo respecto a la copa.
  - 5) Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes, comprendido entre 6 y 35 golpes, se toman 10 g aproximadamente de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada y se determina el contenido de agua de inmediato. Se repite el ensaye y si se obtiene el mismo número de golpes que el primero o no hay diferencia en más de un golpe, se repite el ensaye hasta que tres ensayes consecutivos den una conveniente serie de números.
-

- 6) Se repiten los pasos del 2 al 5, teniendo el suelo otros contenidos de humedad. De este modo se deben tener, por lo menos, dos grupos de dos a tres contenidos de humedad, uno entre los 25 y 35 golpes y otro entre los 6 y los 10 golpes con el fin de que la curva de fluidez no se salga del intervalo en que puede considerarse recta, según lo indica Casagrande.
- 7) Se unen los tres puntos marcados para el intervalo de 6 a 20 golpes con una línea recta y se señala el punto medio. Se repite para los dos o tres puntos dentro del intervalo de 25 a 35 golpes.
- 8) Se dibuja una gráfica con los contenidos de agua y los números de golpes correspondientes, los primeros como ordenadas en escala natural y los segundos como abscisas, en escala logarítmica. Esta curva debe considerarse como recta. El contenido de humedad indicado por la intersección de esta línea a 25 golpes es el límite líquido del suelo.



a) Detalles de construcción y dimensiones del aparato de límite líquido

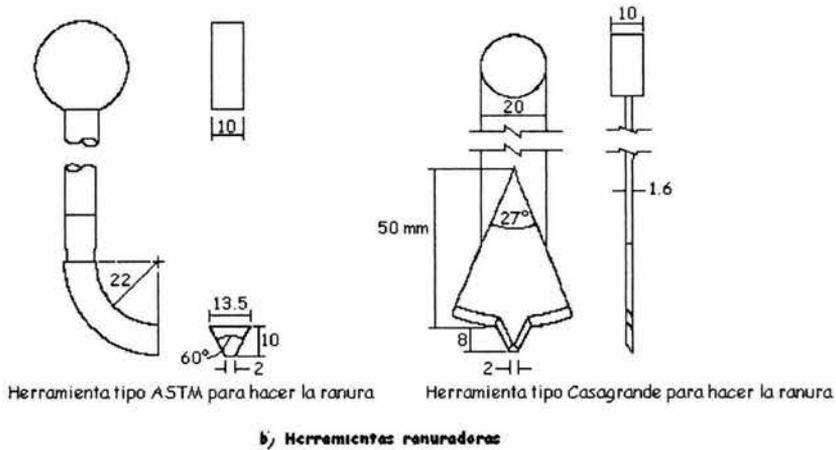


FIG.20 DIMENSIONES DEL EQUIPO PARA LA PRUEBA DEL LIMITE LÍQUIDO EN MM.

### Limite plástico

Es el contenido de humedad, expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. El límite plástico se determina con el material sobrante del límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta obtener una mezcla plástica que sea moldeable. Se forma una pequeña bola que deberá rodillarse enseguida aplicando la suficiente presión a efecto de formar filamentos. La formación de los rollitos (Fig.21) se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca, para acelerar la pérdida de humedad del material; también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando el diámetro del filamento resultante sea de 3.17 mm (1/8") sin romperse, se debe doblar y presionar, formando una pastilla que vuelve a rolarse hasta que cuando al rolar la bola de suelo se rompa el filamento al diámetro de 1/8" ; se toman los pedacitos, se pesan, se secan al horno en un vidrio, vuelven a pesarse ya secos y se determina la humedad correspondiente al límite plástico.

$$L.P. = [ (P_h - P_s) / P_s ] \times 100$$

L.P. = Humedad correspondiente al límite plástico en %.

Ph = Peso de los filamentos húmedos en gramos.

Ps = Peso de los filamentos secos en gramos.



FIG.21 FORMACION DE ROLLITOS DE SUELO

### Limite de contracción

Para determinar este límite es necesario contar con un volumen de suelo en condición de saturación completa, preferiblemente (pero no absolutamente necesario) a un contenido de humedad cercano o superior al límite líquido. El suelo se deja entonces secar. Durante el secado se supone que bajo cierto valor límite de contenido de humedad, cualquier pérdida de humedad en el proceso está acompañada por una disminución en el volumen global de la muestra. A partir de este valor límite en el contenido de humedad, no es posible producir cambios adicionales en el volumen del suelo por pérdida adicional de agua de poros. Este valor inferior limitante en el contenido de humedad se denomina límite de contracción.

Terzaghi sugirió un método más simple de determinación, que esencialmente, consiste en medir el peso y volumen de una muestra de suelo totalmente seca; en tal momento, puede decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese sus vacíos llenos de agua.

$$LC (\%) = 100 \left( \frac{1}{S_{dl}} - \frac{1}{S_s} \right)$$

LC (%) = Límite de Contracción expresada en porcentaje

$S_{dl}$  = Suelo húmedo

$S_s$  = Suelo seco

### 3.3.2 Pruebas de compactación

#### Prueba Proctor

La prueba Proctor se refiere a la determinación del peso por unidad de volumen de un suelo que ha sido compactado por el procedimiento definido para diferentes contenidos de humedad. Su objetivo es:

- Determinar el peso volumétrico seco máximo  $\gamma_{m\acute{a}x}$  que puede alcanzar un material, así como la humedad óptima ( $w_a$ ) que deberá hacerse la compactación.
- Determinar el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción o cuando ya se encuentran construidos los caminos, relacionando el peso volumétrico obtenido en el lugar con el peso volumétrico máximo Proctor.

La prueba Proctor está limitada a los suelos que pasen totalmente la malla No. 4, o que cuando mucho tengan un retenido de 10 % en esta malla, pero que pase dicho retenido totalmente por la malla 3/8". Cuando el material se tenga retenido en la malla 3/8" debe determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo con la prueba Porter Estándar. También debe efectuarse la prueba Porter Estándar en arenas de río, arenas de minas, arenas producto de trituración, tezontles arenosos y en general en todos aquellos materiales que carezcan de cementación.

El procedimiento para efectuar la prueba es el siguiente :

Se obtienen 3 Kg. de material previamente secado al sol. Se tamiza por la malla No. 10, y los grumos que se hayan retenido se disgregan perfectamente y se vuelve a tamizar por la misma malla, continuándose este proceso hasta que las partículas que se retengan en la malla no se puedan disgregar. Terminada esta operación, se mezcla perfectamente todo el material y se adiciona el material, y se agrega la cantidad de agua necesaria para iniciar la prueba. La cantidad de agua que se adiciona deberá ser la necesaria para que una vez repartida uniformemente, presente el material una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano no deje partículas adheridas a ella ni la humedezca, y que a la vez el material comprimido pueda tomarse con dos dedos sin que se desmorone.

El material que contiene ya la humedad necesaria para iniciar la prueba se tamiza por la malla No. 4, se mezcla para homogeneizarlo y se compacta en el molde cilíndrico en tres capas aproximadamente iguales.

El pisón metálico de 2.5 Kg. se deja caer desde una altura de 30 cm. Deberán de darse 30 golpes repartidos uniformemente para apisonar cada capa. Una vez apisonada la última capa se remueve la extensión y se elimina el excedente de material del molde cilíndrico y se pesa éste con todo y su contenido. A continuación se extrae la muestra compactada del cilindro y se pone a secar una pequeña cantidad del corazón de la muestra para determinar su humedad.

La muestra que ha sido removida del molde cilíndrico se desmenuza hasta que pasa la malla No. 4, se añaden 60 cc (2% en peso de agua) y se repite el procedimiento descrito. Esta serie de determinaciones continúan hasta que la muestra esté muy húmeda y se presente una disminución apreciable en el peso del suelo compactado.

El peso volumétrico húmedo para cada contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

---

$$\gamma_h = Ph / Vt$$

$\gamma_h$  = Peso volumétrico húmedo en  $g/cm^3$ .

Ph = Peso del material húmedo compactado en el molde, en gramos.

Vt = Volumen del molde en  $cm^3$ .

El contenido de humedad se calcula con la siguiente fórmula:

$$W = [ (Ph - Ps) / Ps ] \times 100$$

El peso volumétrico seco para cada peso volumétrico húmedo y su correspondiente humedad se calculan por la siguiente fórmula:

$$\gamma_s = \gamma_h / [1 + (W/100)]$$

W = Contenido de la humedad en porcentaje

Pw = Peso de la muestra húmeda, en gramos

Ps = Peso de la muestra seca, en gramos

$\gamma_s$  = Peso volumétrico seco en  $g/cm^3$

$\gamma_h$  = Peso volumétrico húmedo, en  $g/cm^3$

Los peso volumétrico secos y las humedades correspondientes se utilizan para trazar la curva peso volumétrico seco-humedad, marcando en el eje de las abscisas los contenidos de humedad. La humedad que genera mayor peso volumétrico es la que permite la mayor compactación del material y se le conoce como humedad óptima de compactación.

En la misma gráfica se dibuja la curva de saturación teórica. Esta curva representa la humedad para cualquier peso volumétrico, que sería necesaria para que todos los vacíos que dejan entre sí las partículas sólidas estuvieran llenos de agua.

---

El peso volumétrico seco correspondiente a la curva de saturación teórica para la humedad dada se calcula con la fórmula:

$$\gamma_{scs} = [ (100 D_a) / (100 + w D_r) ] \times 100 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$\gamma_{scs}$  = Peso volumétrico seco de la curva de saturación ( $\text{kg} / \text{m}^3$ ).

$D_a$  = Densidad absoluta del material que pasa la malla No. 400 en  $\text{g/cm}^3$ .

$D_r$  = Densidad relativa del material que pasa por la malla No. 40.

La curva de saturación teórica tiene por objeto comprobar si la prueba Proctor fue correctamente efectuada, ya que la curva de saturación y la curva Proctor nunca deben cortarse dado que es imposible en la práctica llenar totalmente con agua los huecos que dejan las partículas del suelo compactado.

La curva de saturación teórica sirve para determinar si un suelo, en el estado en que se encuentra en el lugar, es susceptible de adquirir mayor humedad o mayor peso volumétrico fácilmente.

Así, una vez hecha la determinación del peso volumétrico y humedad en el lugar, se calcula el por ciento de huecos llenos de aire con la siguiente fórmula:

$$V_a = [ \gamma_{scs} - \gamma_s / \gamma_s ] \times 100$$

$V_a$  = Volumen de huecos llenos de aire %

$\gamma_{scs}$  = Peso volumétrico seco de suelo compactado correspondiente a la humedad  $w$

$\gamma_s$  = Peso volumétrico de la curva de saturación teórica correspondiente a la humedad  $w$

Si este valor es mayor de 6.5%, el suelo se encuentra en condiciones de adquirir un peso volumétrico mayor con la humedad que contiene, o bien, sin variar su peso volumétrico seco, incrementar su humedad.

### Valor Relativo de Soporte ( V.R.S )

Es un índice de resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad.

El Valor Relativo de Soporte (V.R.S) se obtiene de una prueba de penetración, en la que un vástago de 19.4 cm<sup>2</sup> (3 plg<sup>2</sup>) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm./min. (0.05 (plg/min.) empleando para tal fin la máquina universal (Fig.22) aplicándole una precarga para asegurar el contacto de la barra con el suelo. Se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm. (0.1 plg). El Valor Relativo de Soporte del suelo se define como la relación, expresada como porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm. (0.1plg) y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que es una piedra triturada en la que se producen las presiones en el vástago. Finalmente se grafican las cargas contra la penetración y así se obtiene el valor del V.R.S.

Por lo tanto, Si  $P_2$  es la carga en Kg. necesaria para hacer penetrar el pistón en el suelo en estudio, y  $P_2=1360$  Kg., la precisa para penetrar la misma cantidad en la muestra tipo de piedra triturada, el Valor Relativo de Soporte del suelo es de:

$$VRS = ( P_2 / 1360 ) * 100$$

Generalmente la curva presión-penetración obtenida de una prueba de V.R.S. es lineal para bajas penetraciones y tiende a hacerse ligeramente curva con la concavidad hacia abajo, a penetraciones mayores; en ocasiones, sin embargo, la gráfica resulta curva con concavidad hacia arriba en un pequeño tramo correspondiente a las penetraciones iniciales; esto ocurre, sobre todo, cuando el pistón no está exactamente normal a la superficie de la muestra al iniciarse la prueba. En estas ocasiones será

---

preciso corregir los resultados de la prueba, desplazando la gráfica hacia la izquierda, de manera que su parte recta, prolongada haciendo caso omiso de la pequeña curvatura inicial, pase por el origen. Los valores del V. R. S. así obtenidos se denominan " el V.R.S. corregido".

Para reproducir la sobrecarga que vaya a tener una determinada capa en el pavimento real, por efecto del peso de las superiores, al probar el material constitutivo se coloca sobre él una placa que comunique al espécimen una presión equivalente a la sobrecarga que se tendrá en el pavimento; la placa está provista de una perforación en el centro para permitir el paso del pistón que efectuará la penetración.

Los factores que más afectan a los valores obtenidos en la prueba del V. R. S. son la textura del suelo, su contenido de agua y su condición de compactación, En los suelos friccionantes prácticamente no hay expansión durante la saturación, por lo que el monto de la sobrecarga dada por la placa perforada no es significativo durante esa etapa de la prueba, sin embargo , el valor de la sobrecarga sí influye mucho en la etapa de penetración, pues el confinamiento afecta mucho la resistencia de los suelos friccionantes. En los suelos arcillosos ocurre precisamente lo opuesto.

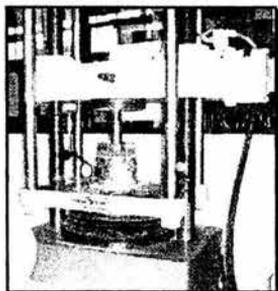


FIG. 22 PENETRACIÓN DEL VÁSTAGO PARA OBTENER EL V. R. S

### Módulo de reacción (k)

Es una característica de resistencia que se considera constante, lo que implica elasticidad del suelo. Su valor numérico depende de la textura, compacidad, humedad y otros factores que afectan la resistencia del suelo. La determinación de k se hace mediante una placa circular de 30" de diámetro bajo una presión tal que produzca una deformación del suelo de 0.127 cm. (0.05"). En general se puede decir que el módulo de reacción k es igual al coeficiente del esfuerzo aplicado por la placa entre la deformación correspondiente producida por este esfuerzo.

### 3.3.3 Propiedades Mecánicas

Una de las propiedades mecánicas es la resistencia al Esfuerzo Cortante que puede ser obtenida mediante las siguientes pruebas :

#### *a) Compresión Simple*

Esta prueba se realiza, aplicando un esfuerzo axial a un espécimen. Sin la etapa previa de presión hidrostática. Sólo existe la etapa de carga que conduce el suelo a la falla. En esta etapa los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere una tensión de magnitud igual, teóricamente, a la presión de preconsolidación que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa la muestra es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial ( $q_u$ ), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional.

El procedimiento para la realización de la prueba es el siguiente:

1. Se toma una porción de muestra inalterada y se coloca en el torno de labrado para obtener un cilindro de aproximadamente 3.6 cm. de diámetro.
-

2. La longitud de la probeta será de 2 a 3 veces su diámetro. Se mide dicha longitud y se pesa la probeta.
3. Se miden los diámetros superior, inferior y central de la probeta con el fin de obtener la respectiva área para cada diámetro; el área media de la probeta será:

$$A_m = \frac{A_s + 4A_c + A_i}{6}$$

Donde:

$A_s$  = Área superior de la probeta

$A_c$  = Área central de la probeta

$A_i$  = Área inferior de la probeta

4. Se calcula el contenido de agua inicial de la probeta así como su peso específico.

$$W(\%) = \frac{W_h - W_s}{W_s} 100 \qquad \gamma_m = \frac{P}{V}$$

Donde:

$W_h$  = Peso húmedo del suelo

$W_s$  = Peso seco del suelo

$P$  = Peso de la probeta

$V$  = Volumen de la probeta

5. Se coloca la probeta en el marco de carga tomando las lecturas del anillo ( mm.) y las del micrómetro (mm) cada 10 segundos hasta la falla.
6. Finalmente se realizan los cálculos correspondientes, que nos permitirán dibujar la gráfica de Deformación Unitaria - Esfuerzo; de la cual se obtendrá el valor de la resistencia a la compresión simple.

### ***b) Compresión Triaxial Rápida UU***

Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, con bases metálicas (Fig.23). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las base del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

En la prueba es posible realizar tres ensayos:

1. Ensayo consolidado - no drenado. También llamado ensayo consolidado-rápido o CU. Este ensayo se hace después de que la muestra se ha consolidado con la válvula abierta de drenaje bajo una presión de cámara constante. Se necesita algún aparato que permita controlar la muestra para determinar cuando ha terminado el cambio de volumen indicando que la consolidación ha terminado. Cuando se completa la consolidación, se cierran las válvulas de drenaje y se le aplica el esfuerzo desviador a la muestra hasta la falla
  2. Ensayo consolidado- drenado. También llamado ensayo consolidado lento o ensayo CD. En este ensayo se abre la válvula de drenaje, se aplica la presión de cámara, se controla la consolidación de la muestra, y a continuación, mientras la válvula de drenaje todavía se encuentra abierta, se aplica el esfuerzo desviador. El esfuerzo desviador debe aplicarse a una tasa tan baja que las
-

presiones de poros que siempre se desarrollan durante el proceso de corte, sean suficientemente pequeñas para que los parámetros del suelo no se afecten.

3. Ensayo no drenado. También llamado ensayo no consolidado- no drenado o ensayo UU. Este ensayo se hace con la válvula de drenaje cerrada para todas las fases del ensayo y antes de que la muestra tenga posibilidades de consolidarse. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar el suelo con la aplicación rápida de la carga axial.

El ensayo triaxial da información para dibujar un círculo de esfuerzos de Mohr utilizando la presión de cámara como  $\sigma_3$  y el ensayo mayor principal correspondiente  $\sigma_1$  en el momento de la falla de la muestra. Es posible establecer una tangente aproximada a los círculos (o envolventes de esfuerzos), al dibujar entre dos y cuatro círculos de Mohr utilizando datos de ensayos basados en diferentes presiones de cámara  $\sigma_3$  para cada ensayo sobre muestras de suelo cuya densidad y contenido de humedad sea aproximadamente igual. La pendiente de su tangente se toma como el ángulo de fricción interna del material, del suelo y el intercepto de dicha envolvente de esfuerzos con el eje, se toma como la cohesión  $c$  en la ec. De Coulomb:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

El pistón de carga que aplica la fuerza adicional al espécimen debe ser maquinado cuidadosamente y montado con un soporte de esfera para garantizar una aplicación de carga axial sin fricción, hermético, a la muestra que se encuentra dentro de la cámara triaxial.

El valor de  $P/A$  a menudo se conoce como esfuerzo desviador. Es evidente que las lecturas de carga y deformación deben obtenerse para este ensayo en forma similar a las del ensayo de compresión simple y que es necesario hacer una grafica del esfuerzo desviador  $P/A$  o del esfuerzo principal  $\sigma_1$  contra la deformación unitaria. El

valor pico del esfuerzo se toma del gráfico esfuerzo-deformación unitaria como el esfuerzo principal mayor, o el máximo esfuerzo desviador, para utilizarlo en el dibujo del círculo de Mohr correspondiente. Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU). En el Anexo II se presentan también los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas de compresión no confinada realizadas, y de la determinación del peso volumétrico natural. La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en pruebas de compresión triaxial no consolidada-no drenada, UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria, de las pruebas UU.

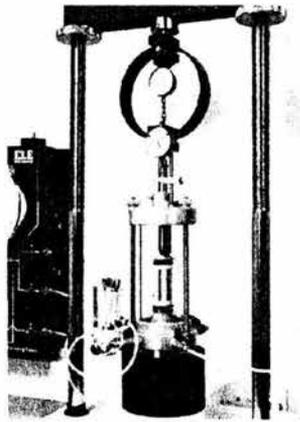


FIG. 23 EQUIPO PARA PRUEBA TRIAXIAL

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. 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 obtenidos se muestran en el Anexo II.

## CAPITULO IV.

### ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO

A través de las exploraciones efectuadas con el objeto de estudiar cimentaciones de estructuras dentro de la Ciudad de México se ha logrado una información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo en el área urbana (Fig. 24). Con estos datos se ha zonificado dependiendo principalmente de las propiedades de los materiales.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (R.C.D.F.) este se divide en tres zonas geotécnicas las cuales son:

- **Zona I. Lomas.** Presenta generalmente condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es elevada ya que se encuentra formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos de gran magnitud. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava muchos predios están cruzados por galerías a diferentes profundidades, la localización de ellas puede resultar difícil, porque muchas de ellas, a causa de derrumbes, están rellenas con material arenoso suelto. Otro problema que puede ser característico de esta zona, es la existencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme, hacia el norte de la ciudad, particularmente en las laderas de la Sierra de Guadalupe. Estas formaciones son susceptibles de presentar asentamientos erráticos e importantes en la estructura y requieren estudios especiales para determinar la cimentación adecuada o el método mas efectivo de compactación artificial.
-

- **Zona II. Transición.** Los depósitos profundos se encuentran a 20m de profundidad. Las condiciones estratigráficas varían de un punto a otro del área urbanizada. Se tienen superficialmente los depósitos arcillosos o limosos orgánicos de la formación Becerra, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores variables entre decenas de centímetros y pocos metros, intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, los cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y la arena. Los problemas de capacidad portante y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, especialmente cuando se trata de construcciones extensas sometidas a condiciones de carga muy diferentes, lo cual ocurre en esta zona de la Ciudad (Azcapotzalco, Vallejo y Guadalupe)
  
  - **Zona III. Lago o Lacustre.** Se ha fijado tomando como base la formación típica de la parte centro y oriente de la Ciudad construida sobre el fondo del lago de Texcoco. Un sondeo en ella exhibe los siguientes estratos principales descritos a partir de la superficie del terreno :
    - a) Depósitos areno-arcillosos o limosos con abundancia de restos arqueológicos o bien rellenos artificiales
    - b) Arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles , de variados colores y consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas o lentes de arena.
    - c) La primera capa dura de unos 3 mts. De espesor constituida por suelos arcillo o limo-arenosos compactos y rígido
    - d) Arcillas volcánica de características semejantes a las de la formación superior, aunque mas comprimidas y resistentes
    - e) Depósitos de arena con grava separados por estratos de limo o arcilla arenosa.
-

Esta capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan la Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de Distrito Federal. En caso de Edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México y a la ubicación que presenta el predio en estudio; este se localiza en la denominada Zona de Transición baja ( Fig. 25 ), que se caracteriza por depósitos de arena y limo de compacidad media a alta.

En particular los depósitos del subsuelo están caracterizados por presentar una estratigrafía errática y no siendo posible trazar una secuencia ordenada de estratos, los que están básicamente constituidos por arcilla limo-arenosa, arena arcillosa y arcilla-arenosa, con Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) variable entre 12 y mayor de 50 golpes.

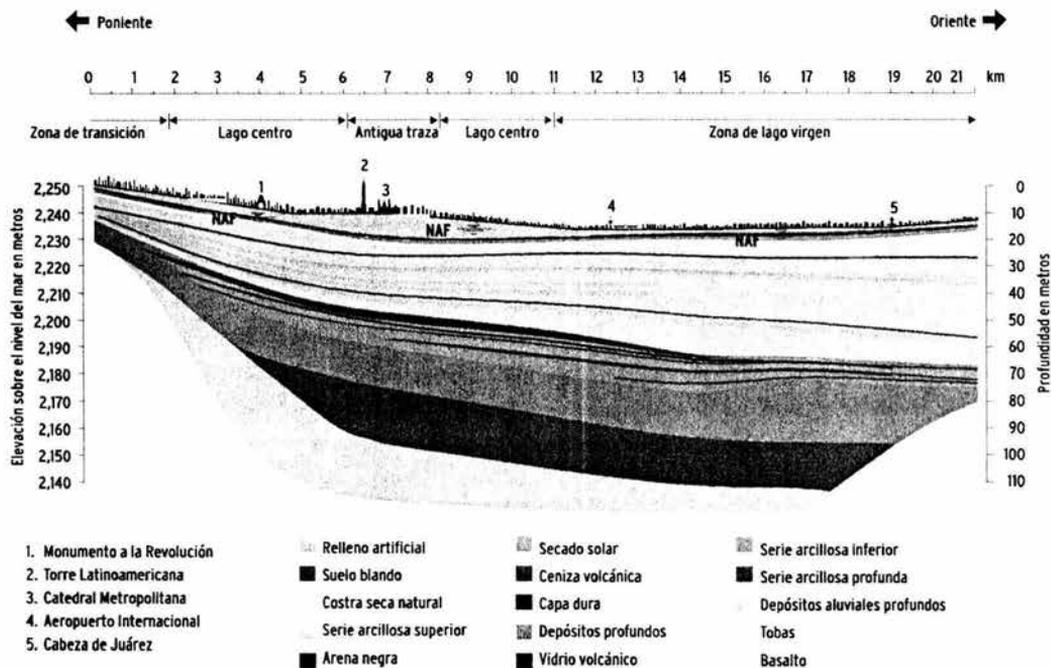
La secuencia general de los materiales son:

- Materiales de relleno entre la superficie y 80 cm. de profundidad con respecto al nivel de banqueta,, a partir de 0.80 y 2.40 m de profundidad se tiene una capa de arcilla y limo con gravillas de color café.
-

- Entre 2.40 y 5.20 se tiene arenas de finas a medias con gravillas , de compacidad media, posteriormente entre 5.2 y 8.2 m de profundidad se tiene intercalaciones de arcilla, turba y ceniza volcánica de consistencia media.
  
- A continuación de 8.2 m y hasta 15.6 m se detecto una capa de arcilla plástica de varios tonos de consistencia blanda con intercalaciones de lentes de ceniza volcánica y donde se presentan mantos colgados con índice de resistencia a la penetración estándar medio de 7 golpes.
  
- Finalmente a partir de 15.6 m y hasta la máxima profundidad explorada se tienen depósitos resistentes constituidos por arenas con gravas y limos arenosos con gravas aisladas de color gris con índice de penetración estándar mayor a 50 golpes, siendo este el material de apoyo de la cimentación recomendada.

La secuencia estratigráfica se observa en la figura 26, no se registro nivel de aguas freáticas en la fecha en que se realizo la exploración y hasta la máxima profundidad explorada, sin embargo se debe tener presente la posible existencia de mantos colgados por las lentes de arenas existentes en estas zonas.

---



#### Localización

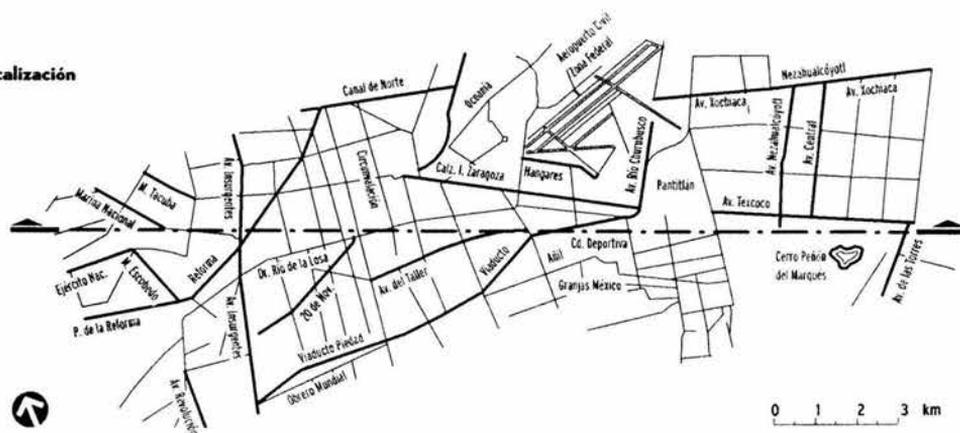


FIG. 24 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE LA CIUDAD DE MEXICO

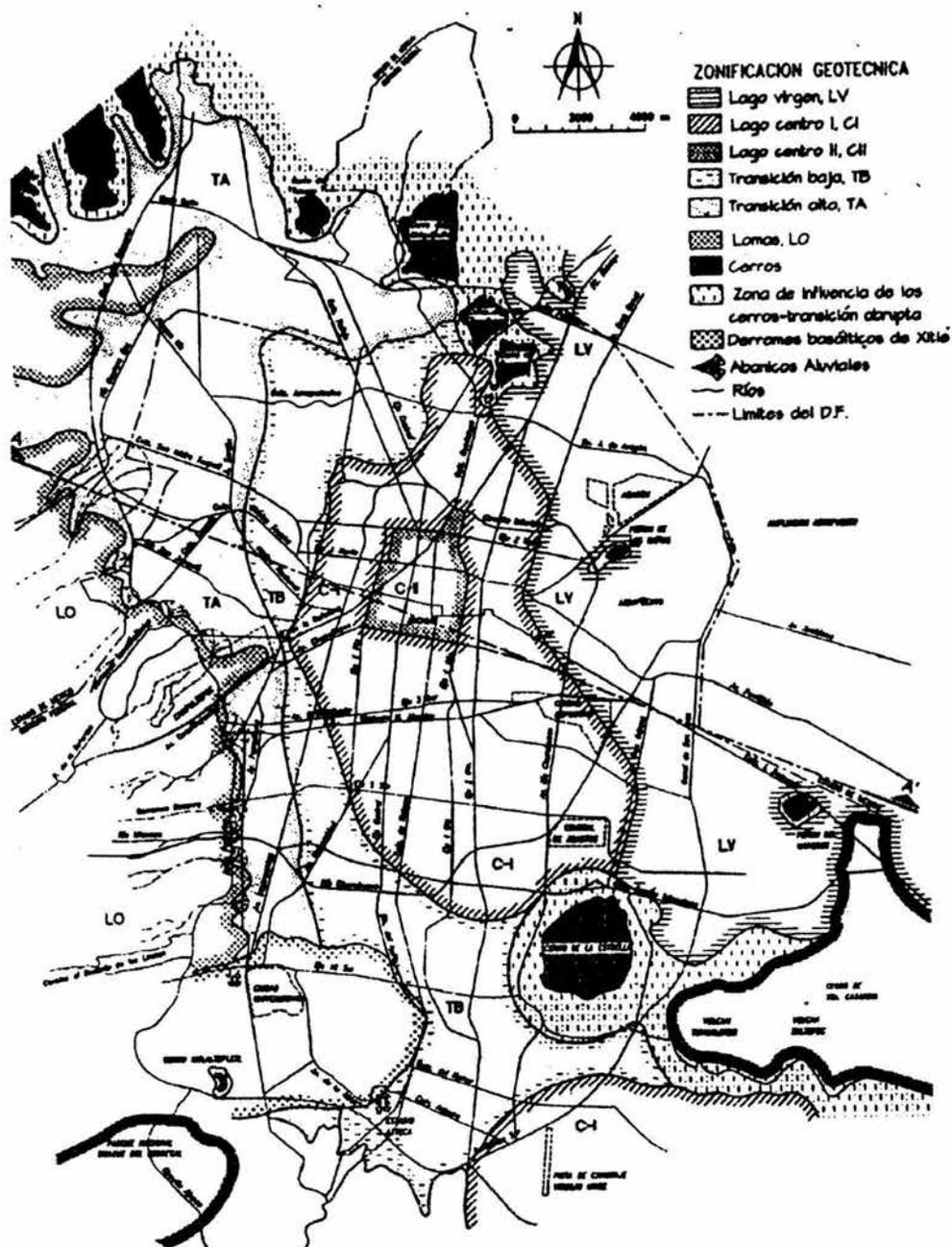


FIG. 25 ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO


**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

PROYECTO:		MARICOPA N°43		PERFORADORA:		LONGYEAR									
UBICACIÓN:		COL. NAPOLES		CLIENTE :											
PROF. (m)	SIMB.	NUMERO DE GOLPES										c/m <sup>2</sup>	DESCRIPCION		
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45			50	
0.00															RELLENO ( ARCILLA CON TABIQUE)
0.60															ARCILLA CAFÉ CON GRAVILLAS
1.20															LIMO ARENOSO CON GRAVILLAS
1.80															GRAVAS Y ARENA CAFÉ OSCURO
2.40															ARENA FINA A MEDIA CON GRAVILLA
3.00															ARENA FINA A MEDIA CON GRAVILLA
3.60															ARENA FINA CON GRAVILLAS GRIS CLARO
4.20															ARENA FINA CON GRAVILLAS GRIS CLARO
5.20															ARCILLA POCO LIMOSA
5.80															ARENA FINA CON CENIZA VOLCANICA
6.40															ARCILLA NEGRA CON TURBA
7.00															TURBA CON ARENA FINA
7.60															ARENA FINA CON ARCILLA CAFÉ OSCURO
8.20															SERIE ARCILLOSA SUPERIOR CON INTERCALACIONES
9.20															DE ESTRATOS LIMO ARENOSOS
9.80															DE ORIGEN ALUVIAL
10.40															ARCILLA POCO PLASTICA CON M.O
11.00															ARCILLA PLASTICA VARIOS TONOS
11.60															ARCILLA PLASTICA VARIOS TONOS
12.20															ARCILLA CON LENTE DE ARENA FINA AZUL
13.20															ARCILLA CON LENTE DE ARENA FINA AZUL
13.80															ZONA DE INTERESTRATIFICACION
14.40															DE ARCILLAS Y LIMOS ARENOSOS
15.00															SE PRESENTAN MANTOS COLGADOS
15.60															ARCILLA LIMOSA CON ARENA Y GRAVILLAS
16.20															ARENA CON GRAVAS AISLADAS
16.80															ARENA POMITICA CON GRAVAS
17.40															GRAVAS CON ARENA LIMOSA
18.00															GRAVAS CON ARENA LIMOSA
19.20															ARENA POMITICA CON GRAVAS
19.80															LIMO ARENOSO CON GRAVAS
20.40															LIMO ARENOSO CON GRAVAS
21.60															LIMO ARENOSO CON GRAVAS AISLADAS
22.40															LIMO ARENOSO CON GRAVAS AISLADAS
23.40															LIMO ARENOSO CON GRAVAS AISLADAS
24.00															LIMO ARENOSO CON GRAVAS AISLADAS

## SIMBOLOGIA

ARCILLA

LIMO ARENOSO CON GRAVILLAS

ARENA

ARCILLA NEGRA CON TURBA

FIG. 26 SECUENCIA ESTRATIGRAFICA DEL PREDIO EN ESTUDIO

---

## CAPITULO V.

### ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

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

Al elegir el tipo de cimentación se debe dar los siguientes cuatro pasos:

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación
2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes, si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos de cimentación que no son adecuados.
4. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

Una vez definido el tipo de cimentación es necesario considerar y revisar dos problemas básicos en el funcionamiento de la misma. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo sea incapaz de soportar la carga. Por otro lado, el suelo de apoyo no puede fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura pueda agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo de apoyo y se le denomina *falla por capacidad de carga*.

---

El segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo y se conoce como *asentamiento diferencial*. En este estudio desarrollado se consignan ambos casos para garantizar la estabilidad de las estructuras.

De acuerdo a lo anterior se propusieron dos alternativas de cimentación:

- Alternativa Pilas de Cimentación
- Alternativa Cajón de Cimentación

El análisis de las dos alternativas de cimentación se presenta en los incisos siguientes.

## **5.1. Alternativa Pilas de Cimentación**

### **5.1.1 Elección de la alternativa de cimentación**

Considerando las características del proyecto arquitectónico y estructural del edificio proyectado, en particular tomando en cuenta la magnitud de las cargas estimadas que serán del orden de 10.5 ton/m<sup>2</sup> (Fig. 27) y las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, en particular donde la heterogeneidad tanto en la constitución de los materiales como en su compacidad, característica de los depósitos de tipo aluvial, en los primeros 15.5 m de profundidad ,se tienen materiales de consistencia blanda y compacidad variable entre suelta y muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 2 y más de 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso; una cimentación de tipo superficial puede no resultar adecuada para cargas de gran magnitud, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad, además de que al tener los materiales de apoyo

---

valores del módulo de elasticidad del orden de  $700 \text{ ton/m}^2$ , al variar el incremento de esfuerzos aplicado al suelo por la base de una cimentación superficial, debido a la variación del momento de volteo por efecto de sismo, se tendrían fluctuaciones del orden de 1 cm. en movimientos verticales de deformación de los materiales de apoyo de la cimentación.

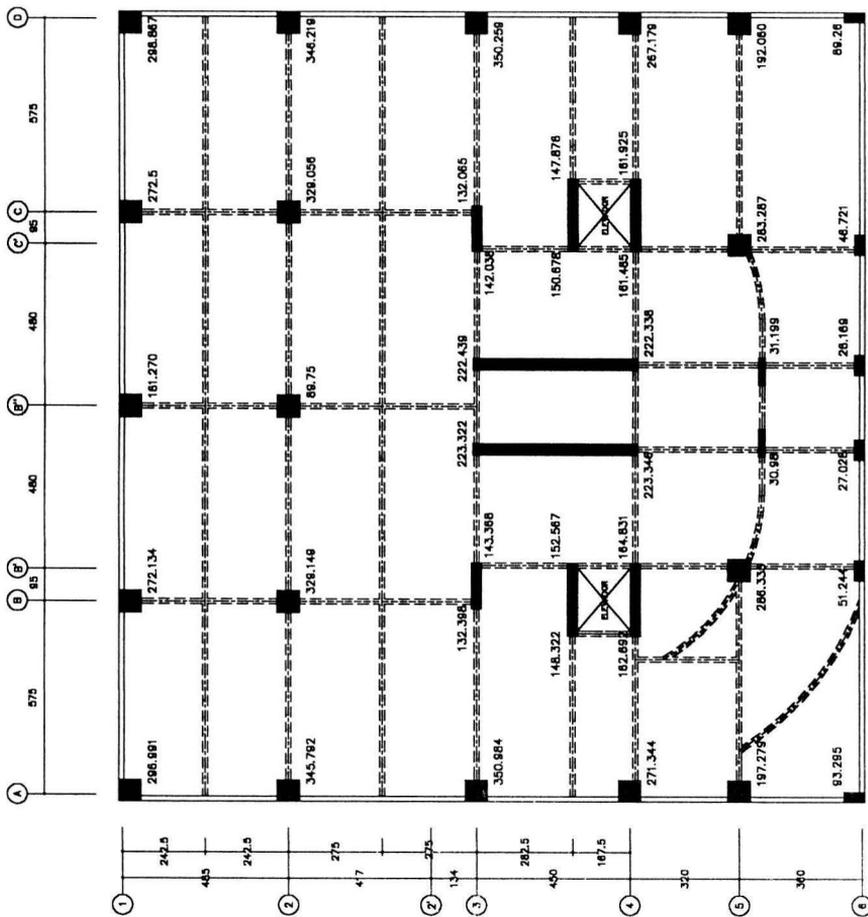
Por otra parte considerando que a 15.5m de profundidad se encuentra un depósito resistente muy compacto, de alta resistencia y baja compresibilidad, se juzga conveniente que una cimentación mediante pilas apoyadas a 16.5m de profundidad respectivamente, empotrándose 1.0m dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que satisficará las condiciones de operación de la estructura proyectada con una capacidad de carga que se muestra en la figura 28.

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

Las pilas de punta se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible y cuando el peso y las cargas de la superestructura son importantes. Una ventaja es que se puede acampanar su base, aumentando su carga útil.

Las pilas son siempre de concreto simple o reforzado colado en el lugar. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto. dichas pilas se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

---



Anotaciones: cm.  
 Cargas: Ton.  
 REACCIONES PARA 1.4 (CM + CV max)  
 $R_1 = 8.028.042$  TON (FACTORIZADA)  
 $R_2 = 5.734.316$  TON (SIN FACTORIZAR)

FIG. 27 CARGAS ESTIMADAS EN EL EDIFICIO PROYECTADO

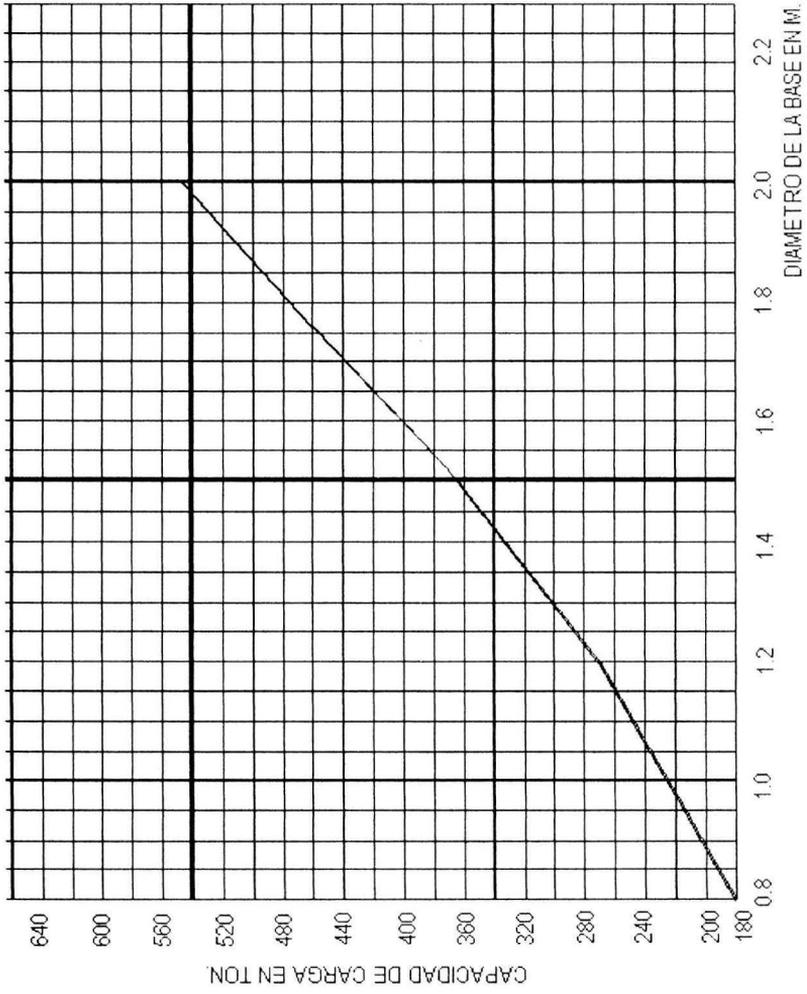


FIG 28 CAPACIDAD DE CARGA DE LAS PILAS

Las pilas de cimentación son miembros estructurales que deberán analizarse para su estabilidad y por deformación del subsuelo, esto es, por su capacidad de carga última y su habilidad para soportar cargas con determinado hundimiento; en cimentaciones sobre arcilla blanda, los asentamientos serán un factor gobernante normalmente.

A continuación se presentan los resultados de los análisis de los estados límite de falla y de servicio para la alternativa de cimentación en base a pilas de sección constante, apoyadas a 16.5 m de profundidad, de tal manera que se empotren 1 m en los materiales resistentes, y considerando cargas estimadas.

#### **5.1.2 Capacidad de carga**

La capacidad de carga de una cimentación depende principalmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga del elemento ( pila ) al suelo .

La capacidad de carga de una cimentación se define de acuerdo a dos criterios fundamentales:

- a) La capacidad de carga última, que es la carga promedio por unidad de área que origina la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por asentamiento excesivo.
- b) La capacidad de carga permisible, que es la carga promedio por unidad de área que no provocará asentamientos mayores que el valor admisible prefijado para la estructura y que también proporciona un factor de seguridad adecuado contra la falla por esfuerzo cortante .

La capacidad de la carga de las pilas se determinó mediante el criterio establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el cual se indica a continuación:

---

Cuando se tiene una cimentación por medio de pilas de punta, alojada dentro de una cierta estratigrafía que contenga a un manto compresible, dicho manto tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación producido, generándose un problema denominado fricción negativa. Al permanecer fijas las pilas, el suelo que se consolida tiene a bajar a lo largo de su fuste, induciéndose esfuerzos de fricción que sobrecargan las pilas por colgarse del material circunvecino a las mismas; denominándose a tal efecto *fricción negativa*. Si estas sobrecargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, se puede llegar a producir un colapso de pilas por penetración en el estrato resistente.

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

El cálculo se obtiene multiplicando el área lateral de la pila por un valor de adherencia entre la pila y el suelo, que por razones de incertidumbre, suele considerarse igual a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo ( $C_u$ )

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

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

Donde :

FN : magnitud de la fricción negativa, en ton.

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

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

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

a : área tributaria de las pilas.

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

La disminución de la presión efectiva se calculó como :

$$\Delta Pd = FN / a$$

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

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

$$Q_a = \{ (P'v - \Delta Pd) Nq^* F_R + Pv \} A_p - FN$$

donde:

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

$$Nq^* = Nq_{min} + (Nq_{max} - Nq_{min}) L_e / L_{opt}$$

siendo:

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

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

$L_e$ : Longitud de empotramiento de la pila dentro de los materiales resistentes, en m.

$N_{qmax}$ : Coeficiente de capacidad de carga, para el caso en que la pila tenga como mínimo la longitud óptima,  $L_{opt}$ , dentro de los materiales resistentes, obtenida mediante la siguiente ecuación:

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

Donde:

$B$ : diámetro de las pilas, en m.

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

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

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

siendo:

$F_{re}$ : factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$n$  : compacidad del suelo

$n = 1$  compacidad suelta  $\phi < 34^\circ$

$n = 2$  compacidad mediana  $34^\circ \leq \phi \leq 40^\circ$

$n = 3$  compacidad alta  $\phi > 40^\circ$

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de  $4 \text{ ton/m}^2$  y un ángulo de fricción interna de  $37^\circ$  para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose las capacidades de carga que se muestran en la figura 28, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 1.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

### 5.1.3 Dimensionamiento de las pilas

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

- \* Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- \* Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica ( incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo ), afectadas por un factor de carga de 1.1.

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

A continuación se presenta el diámetro máximo de la campana así como el diámetro del fuste de la pila; tomando en cuenta las cargas de la estructura proyectada.

---

EJE	W ( Ton)	$\Phi$ Pila ( m)	$\Phi$ Campana( m)
1-A	296.991	1.0	1.35
1-B	272.134	1.0	1.25
1-B''	161.270	0.8	S/C
1-C	272.500	1.0	1.25
1-D	298.867	1.0	1.35
2-A	345.792	1.0	1.45
2-B	329.149	1.0	1.40
2-B''	89.750	0.8	S/C
2-C	329.056	1.0	1.40
2-D	346.219	1.0	1.45
3 - A	350.984	1.0	1.48
3 - B	132.398	0.8	S/C
3 - B'	143.368	0.8	S/C
3-B'-B''	223.322	1.0	S/C
3-B''-C'	222.439	1.0	S/C
3 - C'	142.038	0.8	S/C
3 - C	132.065	0.8	S/C
3 - D	350.259	1.0	1.48
3'-A-B	148.322	0.8	S/C
3' - B'	152.567	0.8	S/C
3' - C'	150.678	0.8	S/C
3' - C	147.876	0.8	S/C
4-A-B	162.692	0.8	S/C
4 - B'	164.831	0.8	S/C
4-B'-B''	223.346	1.0	S/C
4-B''-C'	222.338	1.0	S/C
4 - C'	161.485	0.8	S/C
4 - C - D	161.925	0.8	S/C
4 - D	267.179	0.8	1.2
4 - A	271.344	0.8	1.2
5-A	197.279	0.8	0.9
5 - B'	286.335	1.0	1.25
5 - C'	283.287	1.0	1.25
5 - D	192.060	0.8	0.9
5'-B'-B''	30.980	0.8	S/C
5' - B''-C'	31.199	0.8	S/C
6-A	93.295	0.8	S/C
6-B'	51.244	0.8	S/C
6-B'-B''	27.028	0.8	S/C
6-B''-C''	26.169	0.8	S/C
6 - C'	46.721	0.8	S/C
6 - D	89.260	0.8	S/C
<b><math>\Sigma =</math></b>	<b>8028.041</b>		

$\Phi$ máx Campana( m)	$\Phi$ Fuste ( m)
1.2	0.8
1.5	1.0
1.8	1.2

#### 5.1.4 Estado limite de falla en condiciones estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación estimadas, afectadas por un factor de 1.4, deberá verificarse que la desigualdad siguiente se satisfaga:

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} \leq R$$

donde :

$\Sigma Q$  : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

$F_c$  : factor de carga, adimensional igual a 1.4

$A$  : área de apoyo de la cimentación, en m

$R$  : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

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

Considerando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica, el sismo, más el peso de la cimentación estimadas, afectadas por un factor de carga de 1.1, deberá comprobarse que la desigualdad siguiente se satisfaga :

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} \leq R$$

donde :

$\Sigma Q$  : suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, en ton.

---

$F_c$  : factor de carga, adimensional igual a 1.1

$A$  : área de apoyo de la de cimentación, en  $m^2$

$R$  : capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación.

### 5.1.6. Estado limite de servicio

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

$$\delta = (Q L) / (E_c A_b) + (F_N L) / (2 E_c A_b) + (m C_s f_p Q (1 - u^2)) / (E_s A_b)$$

donde:

$\delta$  : asentamiento de la cabeza de la pila, en m.

$L$ : longitud de la pila, en m.

$E_c$ : módulo de elasticidad del concreto de la pila, en  $ton/m^2$ .

$A_b$ : área de la base de la pila, en  $m^2$ .

$m$ : factor de forma, adimensional e igual a 0.95 para pilas de sección transversal circular.

$C_s$ : factor de rigidez de la subestructura de cimentación, adimensional e igual a 1.

$f_p$ : factor de profundidad, adimensional e igual a 0.5

para  $D/B > 5$ .

$E_s$ : módulo de elasticidad del manto de apoyo, en  $ton/m^2$

$Q$ : carga aplicada al nivel de la base de la pila, en ton.

$u$ : relación de Poisson

$F_N$ : fricción negativa, en ton.

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 3,000 ton/m<sup>2</sup> y una relación de Poisson de 0.40, se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.18, 1.23 y 1.44 cm., para pilas de 0.6, 0.8 y 1.0 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

## **5.2 Alternativa Cajón de Cimentación**

### **5.2.1 Elección de la alternativa de cimentación**

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado 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 2.5 m, entre 0.5 y 6.0 m de profundidad, que presenta un esfuerzo de preconsolidación de 8 ton/m<sup>2</sup> mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 0.5 y 6.0m de profundidad y de 2. 2 ton/m<sup>2</sup> mayor al esfuerzo efectivo actual del subsuelo entre 6.0 y 8.5m de profundidad, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura podrá ser resuelta mediante un cajón de cimentación estanco, de concreto reforzado, que compense parcialmente el peso del edificio constituido por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, con área ampliada respecto a la cubierta por el edificio, desplantado a 1.0m de profundidad, respecto al nivel de banqueta, para el cual se satisfacen los estados límite de falla y límite de servicio como más adelante se establece.

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligeros posible. En los análisis que más adelante se presentan se ha supuesto que el peso del edificio, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad media, será de 0.9 ton/m<sup>2</sup> por nivel, y el peso de la cimentación de 1.1 ton/m<sup>2</sup>.

---

En esas condiciones para el edificio, se tendrá un peso de 2875 ton, correspondiente a un peso unitario en su área cubierta de  $5.01 \text{ ton/m}^2$ . Considerando el área cubierta propuesta para el cajón, que es un área ampliada respecto a la cubierta por el edificio, el peso unitario se reduce a  $4.05 \text{ ton/m}^2$ .

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que el edificio 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, por lo que se recomienda se estudie la ubicación de la cisterna con el objeto de evitar alguna excentricidad que provoque daños a futuro.*

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

### Definición y tipo de Cajones de Cimentación

Un cajón de cimentación es una subestructura rígida construida a base de concreto dentro de una excavación a nivel del terreno natural y formada por una losa de cimentación, contrarribes y una losa tapa de cimentación.

El cajón de cimentación debe ser impermeable debido al contacto directo y constante del agua y la humedad subterráneas. Este sistema permite contrarrestar el peso del edificio por el efecto de sustitución y el de flotación.

Se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale el peso de la estructura de manera que el nivel de desplante por así decirlo, no sienta la substracción efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente.

---

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

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 ésta, que se traducen en asentamientos cuando por el efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original.

Las cimentaciones denominadas de compensación total, son aquellas en las que el peso de la estructura es igual al de la tierra excavada. También existe, la compensación parcial, en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma con pilotes o descanso sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de éste lo permiten.

Por cimentaciones compensadas se entiende a aquellas totalmente compensadas o compensadas parcialmente en las que el resto de la carga se transmite al suelo por apoyo directo, por permitirlo así la capacidad de carga de éste y por resultar los asentamientos que se produzcan dentro de límites tolerables para la estructura que se trate.

Comparando la presión total transmitida en forma permanente por la estructura  $w$  con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante  $P_d$ , se determinan las condiciones de trabajo de la cimentación:

Cimentación parcialmente compensada	$w > P_d$
Cimentación compensada	$w = P_d$
Cimentación sobrecompensada	$w < P_d$

Con

$$w = WE / A$$

$$Pd = \gamma Df$$

WE = carga permanente (acciones permanentes más acciones variables con intensidad media)

A = área de cimentación

$\gamma$  = Peso volumétrico total representativo del suelo desde la superficie hasta Df

Df = profundidad de desplante

Debido a la dificultad de garantizar que el cajón se mantenga estanco durante la vida útil de la estructura, la carga permanente WE incluye el peso del agua asociado a la eventual inundación de las celdas de cimentación por debajo del nivel freático.

Con relación a la presión de exceso de la existente previamente que puede dejarse actuar en una cimentación compensada en suelo preconsolidado, L. Zeevaert recomienda que su valor se limite a:

$$\Delta p \leq 0.5 (pc - po)$$

Donde:

$\Delta p$  = *incremento de presión en la cimentación sobre la presión previamente existente*

$Pc$  = *carga de preconsolidación*

$Po$  = *presión efectiva en el suelo, por peso propio*

Para fines de cálculo del peso del material excavado; la presión a considerar al nivel de desplante es la total, en caso de ser la cimentación impermeable, pues la descarga incluye a las partículas del suelo y al agua. Si la cimentación fuese

permeable, el agua abajo del nivel freático no se descargaría, lo que equivale a considerar para la descarga a nivel de desplante a la presión efectiva del suelo.

### 5.2.2. Criterios e hipótesis para el Diseño Geotécnico

*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. La ecuación presentada involucra la resistencia no drenada del suelo, correspondiente a la aplicación rápida de carga.

*Rigidez de la cimentación.* El análisis de la capacidad de carga y distorsión angular sísmica se efectúa considerando una cimentación de rigidez infinita.

*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 inducido se incluya en la revisión por capacidad de carga y el cálculo de asentamientos. Debe procurarse que coincida la resultante de las cargas que transmitirá a la estructura y el centroide del área del cajón de cimentación, con una excentricidad máxima del orden del 1% de la longitud del cajón en la dirección considerada; en caso contrario existirá una sobrecarga adicional por efecto del momento estático inducido misma que deberá considerarse en el cálculo de:

- a) Capacidad de carga. Existe una concentración adicional de esfuerzos en la orilla  $\Delta w_e$ , la cual se evalúa con la siguiente expresión:

$$\Delta w_e = (M_e / I) \times e$$
$$M_e = W E e$$

Donde:

$M_e$  = Momento estático

$I$  = Momento de inercia del cajón en la dirección donde exista la excentricidad de cargas

$X$  = Distancia del centroide del área de cimentación a la orilla considerada.

$WE$  = resultante de cargas permanentes de la estructura

$e$  = excentricidad de la resultante  $WE$  respecto al centroide del área de cimentación.

b) *Asentamientos en condiciones estáticas.* El incremento no uniforme de esfuerzos en la masa de suelo tenderá a inclinar la estructura conforme ocurra el proceso de consolidación.

*Presión neta.* La presión neta máxima transmitida localmente por la estructura wn resulta:

$$W_n = w + \Delta we - Pd \quad (1)$$

*Capacidad de carga.* En cimentaciones parcialmente compensadas, deberá verificarse que la presión neta transmitida sea menor a la capacidad de carga admisible  $q_a$ :

$$W_n < q_a$$

Donde  $q_a$  se obtiene dividiendo la capacidad de carga última " $q_u$ " entre un factor de dimensionamiento  $F_D$  de mínimo de 3;  $q_u$  se determina con la siguientes expresiones:

$$Q_u = c N_c s$$

$$N_c = 5.14 ( 1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L ) \quad (2)$$

$$\text{Para } D_f/B \leq 2 \text{ y } B/L \geq 1$$

Donde:

$c$  = Parámetro de cohesión en condiciones no drenadas

$N_c$  = Factor de capacidad de carga propuesto por Skempton

$D_f$  = Profundidad de desplante

$B, L$  = Ancho y largo del cajón respectivamente.

En caso de que  $D_f/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores se consideraran iguales 2 y 1 respectivamente.

La resistencia  $c$  corresponde a los depósitos localizados en un espesor igual a una vez el ancho  $B$ , medido a partir de la profundidad de desplante, o por debajo de la costra superficial en su caso.

*Flotación.* En cimentaciones sobrecompensadas deberá verificarse que la estructura no tienda a flotar por pérdida de la fricción en las paredes del cajón después de un sismo, o por la recuperación del nivel freático, mediante la siguiente expresión:

$$[W / (D_f - h_w) \gamma_w] \geq 1.2 \quad (2')$$

Donde  $h_w$  es la profundidad del nivel freático, en su condición más desfavorable, medida desde la superficie y  $\gamma_w$  el peso específico del agua.

*Asentamientos.* Deberá verificarse que la presión neta  $W_n$  ( ec.1 ) tenga un factor de seguridad mínimo contra asentamientos de 1.5 respecto al esfuerzo de preconsolidación en los suelos influenciados por el cajón, para evitar que se desarrollen asentamientos excesivos. Esta revisión es de especial importancia para evitar la factibilidad de ampliaciones futuras que aumenten el nivel de carga de la estructura.

*Expansiones a largo plazo.* En las cimentaciones sobrecompensadas deberán evaluarse las expansiones a largo plazo por efecto de absorción de agua de suelos arcilloso; para ello se aplicará la ec.5 pero sustituyendo "*mue*" por el módulo medio de expansión volumétrica obtenido en pruebas de odómetro para una descarga efectiva igual a un medio de la descarga neta, aplicada a partir de un esfuerzo vertical igual al que tenga cada muestra de arcilla en su estado natural.

*Valores admisibles de movimientos verticales.* Se verificará que las expansiones y los asentamientos no dañen a las estructuras e instalaciones existentes ni afecten el funcionamiento posterior de la estructura usualmente esto se logra cuando la expansión inicial y la diferida son aproximadamente iguales entre sí y no exceden de 20 cm. teniendo en cuenta que el fenómeno que rige para evitar daños eventuales es la velocidad de deformaciones.

*Solicitaciones* Para el diseño se considera la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100 % de intensidad en la dirección más favorable y de un 30% en la más favorable, sin factores de carga, las cimentaciones con cajón son incapaces de soportar tensiones.

*Esfuerzo límite en la orilla.* La estabilidad en condición sísmica se efectúa revisando que el esfuerzo en la esquina sometida a la compresión máxima sea menor que el esfuerzo límite  $q_1$  calculado en la siguiente expresión:

$$W_n + \Delta q_s < q_1$$

$$q_1 = 2 C_0 (N \phi d)^{1/2} + K_0 N \phi d \sigma_{o,d} \quad (4)$$

$$C_0 = \frac{3}{4} C_d \quad \text{y} \quad N \phi d = \tan^2 (45 + \phi_d / 2)$$

Donde:

$W_n$  = Presión neta no compensada ( ec.1)

$\Delta q_s$ = Incremento de esfuerzo por sismo.

$C_d, \phi_d$ = Parámetros de resistencia en ensaye triaxial consolidado no drenado (Tx - CU).

$K_0$  = Coeficiente de empuje de tierras en reposo.

$\sigma_{o,d}$ = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante.

Los parámetros  $C_d$  y  $\phi_d$  se obtienen consolidando la muestra al nivel de esfuerzos que transmitirá la estructura una vez construida ensayando una muestra de

suelo por debajo de la costra superficial en su caso. Si la igualdad de la ec. 4 no se cumple, será necesario profundizar la cimentación para disminuir la presión neta; cuando no existan limitaciones impuestas por colindancias, podrá contemplarse la posibilidad de ampliar perimetralmente el cajón para disminuir el incremento sísmico.

*Tensiones inducidas por sismo.* Deberá verificarse que en la esquina con mayor descarga no se presenten tensiones, es decir que el incremento sísmico sea menor que la presión total estática.

$$\Delta q_s \leq w - \Delta w_e$$

Donde  $\Delta w_e$ , es el incremento de esfuerzos por excentricidad de carga estática. De no cumplirse esta condición deberá optarse por una cimentación profunda con pilotes.

*Cortante inducido por sismo.* La fuerza cortante sísmica  $V$  deberá ser soportada por la fricción en el área de contacto de la losa de fondo  $R_{f1}$  y en los muros del cajón  $R_{fs}$ , según la siguiente ecuación:

$$V \leq [(R_{f1} + R_{fs}) / (FD_v)]$$

Aplicando un factor de dimensionamiento  $FD_v$  mínimo de 1.5.

*Distorsión Angular.* Finalmente, se verificará que la distorsión angular " $\theta$  e máx." que se inducirá durante un sismo se mantenga en límites que no afecten a las colindancias o generen sensación de inseguridad a los ocupantes de la estructura; la expresión de cálculo es la siguiente:

$$\theta \text{ e máx.} = 3 / \pi [ (M_v^2) / (0.5B) LE ]$$

Donde:

$MV =$  Momento de volteo

- B, L = Ancho y largo del cajón de cimentación, respectivamente.
- E = Módulo de rigidez representativo del suelo de cimentación en condiciones dinámicas

Como primera aproximación el módulo E de suelos arcillosos de consistencia blanda a media puede considerarse igual a tres veces en valor la resistencia de punta media con cono eléctrico  $q_c$ .

*Estabilidad de la excavación.* Se deben de revisar los siguientes tres mecanismos: falla general de fondo, falla de fondo por subpresión y fallas de talud.

*Sistemas de bombeo.* Se utiliza para:

- Evitar la falla por subpresión, abatiendo la presión en los estratos arenosos cercanos al fondo de la excavación
- Disminuir las expansiones
- Facilitar la construcción, "excavando en seco".

Deberá preverse la colocación de tubos de observación y piezómetros neumáticos para controlar y decidir el momento de inicio de las diferentes etapas de excavación.

### 5.2.3. Acciones.

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima se supuso de 0.9 ton/ m<sup>2</sup> para cada una de las plantas tipo, sin excentricidad entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación, considerando que los elementos estructurales que constituirán el edificio son aligerados, en donde esto es factible.

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

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima que incluyendo el peso de la cimentación, considerada de  $1.3 \text{ ton/m}^2$  tendrá un valor de 2875 ton para el edificio de interés. Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.4 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 2731 ton para los edificios de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico de 1989 ton - m para el edificio analizado. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis del límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 2587 ton para el edificio de interés. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en la determinación de la profundidad de desplante del cajón y en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

#### **5.2.4. 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 arcillosos, 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  $2.20 \text{ ton / m}^2$ , 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 el edificio analizado, 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  $3.64 \text{ ton/m}^2$ , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área ampliada respecto a la cubierta del edificio, de las cuales tendrán que compensarse  $1.45 \text{ ton/m}^2$ . Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y  $1.00 \text{ m}$  de profundidad tienen un peso volumétrico de  $1.46 \text{ ton / m}^3$ , la profundidad de desplante necesaria para compensar  $1.45 \text{ ton / m}^2$ , resulta de  $1.00$ , para el edificio de interés.

#### 5.2.5. 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  $1.4$ , mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad :

$$\frac{QF_c}{A} < RF_R$$

donde :

Q = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

Fc = factor de carga, adimensional igual a  $1.4$

A = área de apoyo de la cimentación, en m

R = capacidad de carga admisible de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada

---

$F_R$  = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

### 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 las Normas Técnicas complementarias para Diseño de cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$R F_R = ( c N_c F_R + P_v ) A I \text{ ( para suelos cohesivos )}$$

Donde:

$R F_R$  = 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 ton/ m<sup>2</sup>

$F_R$  = Factor de resistencia, adimensional igual a 0.7.

$P_v$  = Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/ m<sup>2</sup>

$N_c$  = Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión.

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

En la cual:

$D_f$  = Profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

B = Ancho del cajón de cimentación, en m.

L = Largo del cajón de cimentación, en m.

AI= 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 2.5 ton /m<sup>2</sup> y un peso volumétrico del suelo de 1.5 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 10 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:

$$\frac{QF_c}{A} = 5.66 \text{ ton / m}^2 < RF_R = 10.26 \text{ ton / m}^2$$

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

### 5.2.6. Estado Limite de Falla en Condiciones Dinámicas

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

$$Wt Fc - Wc < FR A_R q [1 - \frac{0.12 Fc a_0 b \gamma}{F_R c g}]$$

Donde:

Wt = Carga total de la estructura en la condición analizada

Fc = 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  $Wc = (Df A)$

FR = Factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

$A_R$  = área de contacto reducida de la losa de cimentación, para tomar en cuenta el momento a volteo debido a sismo, igual a :

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

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:

$$e = M_s / W_t$$

donde:

Wt = Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

Ms = Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

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

H<sub>T</sub> = Altura total de la estructura, medida a partir del desplante

C<sub>s</sub> = Coeficiente sísmico ( zona de transición. = 0.32)

Q = Factor de comportamiento sísmico ( concreto armado = 4 )

$q_l$  = Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_l = C N_c$$

donde:

$C$  = Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.

$N_c$  = Coeficiente de capacidad de carga

$a_0$  = aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.4 g, para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad de 3.0. Siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.

$$a_0 = \frac{C_s g}{Q} = \frac{0.4 \times 9.81}{3} = 1.308 m/seg^2$$

$b$  = Valor mínimo de (  $d$ , 1.2 h , 20 mts. )

En la cual:

$d$  = ancho del área reducida de la losa de fondo

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

$\gamma$  = Peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, debajo de él

$c$  = Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_l \left[ 1 - \frac{0.12 F_c a_0 b \gamma}{F_{Rc} g} \right]$$

Para el edificio analizado:

3004 ton < 5342 ton

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

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

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{Ix} Y + 0.3 \frac{Mv}{Iy} X$$

donde:

P= Esfuerzo a la distancia x del eje centroidal.

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

A= Área de la losa de cimentación.

Mv= Momento de volteo debido a sismo

x,y= Distancia centroidal de la losa de cimentación a la orilla más alejada.

Ix,Iy= Momento de inercia centroidal del área de apoyo de la losa de cimentación, en el sentido largo y corto.

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo condiciones de sismo de 6.5 ton/m<sup>2</sup> que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 10 ton / m<sup>2</sup>, por lo tanto no se presentarán deformaciones plásticas permanentes.

#### 5.2.7. Estado Limite 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.

### Expansiones Elásticas

*Expansión inducida por la excavación  $\delta e_i$ .* La expansión inmediata puede estimarse mediante la siguiente fórmula simplificada, obtenida a partir de la teoría de la elasticidad considerando una relación de Poisson  $\nu = 0.5$  :

$$\delta e_i = \frac{m_{ue}}{B} (P_d - P_f) \quad (5)$$

Donde:

$P_d$  = Presión total al nivel del fondo antes de excavar

$B$  = Ancho de la excavación

$m_{ue}$  = Módulo de expansión elástica medio de los estratos de arcilla expandibles bajo el fondo de la excavación.

$F_f$  y  $F_p$  = Factores de forma y profundidad

En una excavación de sección rectangular, " $m_{ue}$ " puede estimarse como el promedio pesado de los módulos de los suelos comprendidos en una profundidad igual a  $2 B F_f F_p$  a partir del fondo de la excavación.

El módulo " $m_{ue}$ " de los estratos de arcilla se obtiene de pruebas triaxiales no drenadas con un ciclo de descarga controlada, aplicando presiones de confinamiento iguales a los esfuerzos totales de cada muestra de suelo en su estado natural.

Para la excavación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación, se emplea el

criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de las pruebas triaxiales UU y de las pruebas de compresión simple así como de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.

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

$$HD = (qB/E) [ (1 - \mu^2)F1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F2 ]$$

Donde:

q = Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton /m<sup>2</sup>

B = Ancho del área descargada, en m.

F1 y F2 = 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>

μ = Relación de Poisson, adimensional

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

$$H = HD1 (E1, \mu1) + ( HD2 (E2, \mu 2) - HD1 ( E2, \mu2) ) + \dots$$

$$HDn (En, \mu n) - HDn-1(En, \mu n)$$

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
1.20 - 6.00	1400	0.35
6.00 - 8.50	550	0.50
8.50 - 18.00	3000	0.35

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 0.9 cm. y en la esquina de 0.5 cm., las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por el edificio 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.

### 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 2.5 ton / m<sup>2</sup>, 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 totales como diferenciales.

A los asentamientos antes mencionados deberán 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 cinco niveles, con elementos estructurales aligerados, con cimentación constituida por cajón de cimentación con área ampliada respecto a la cubierta por el edificio desplantado a 1.0 m de profundidad, respecto a nivel banqueta, que en esas condiciones aplican una presión neta de  $2.5 \text{ ton/m}^2$ , para los que se satisface el estado límite de falla y el estado límite de servicio.

Los análisis efectuados corresponden a estructuras de cinco niveles, con elementos estructurales aligerados, por lo que se establece que no es recomendable utilizar elementos estructurales convencionales en casi toda la estructura, ya que de lo contrario las cargas que transmitirían a la cimentación incluyendo el peso propio de ésta serían mayores, y resultaría necesario resolver la cimentación por cajón de cimentación con área ampliada respecto a la cubierta del edificio, con un desplante mayor.

---

### 5.2.8. Empujes sobre los muros perimetrales

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 (sótano y medio) 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 0.32 (Zona de Transición).

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

En la figuras 29 y 30 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

---

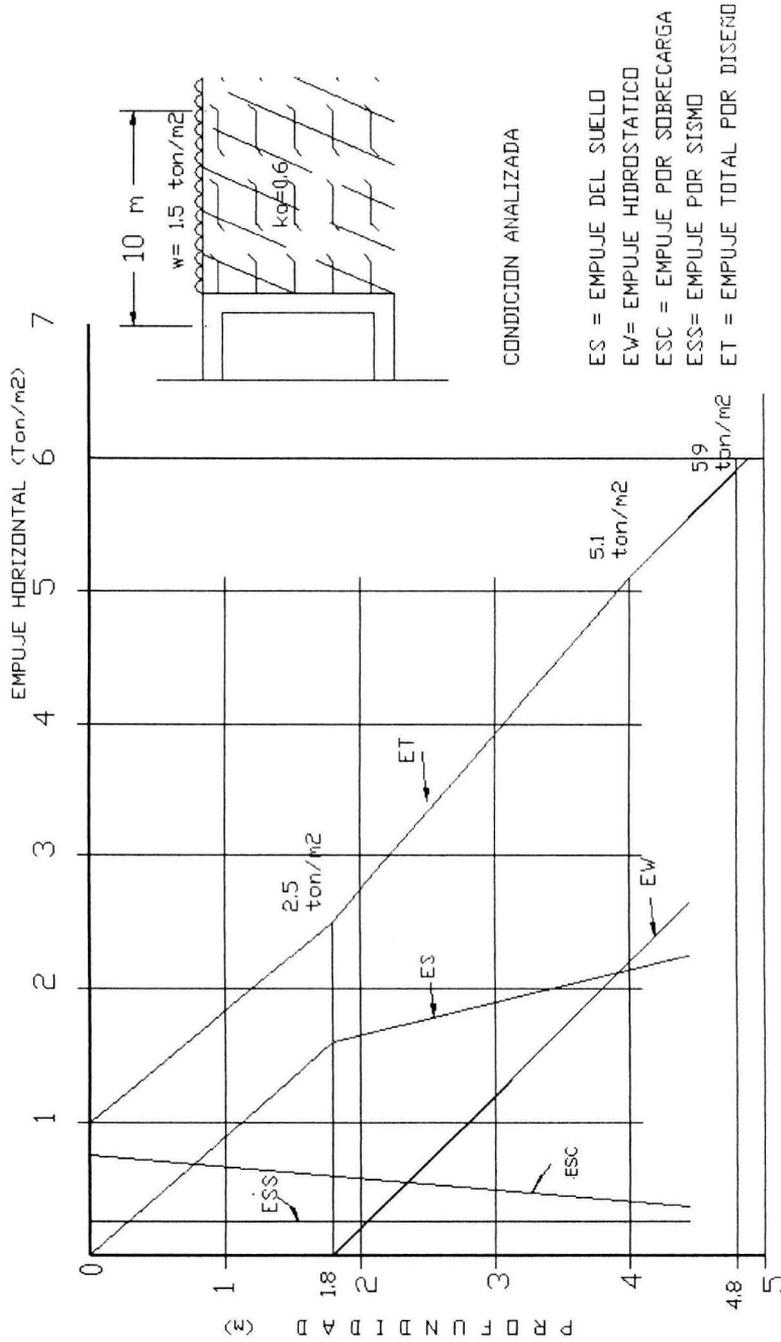


FIG.29 EMPUJES SOBRE MUROS EN COLINDANCIA CON VIA PUBLICA, BARRAS Y EDIFICIO DE NIVELES

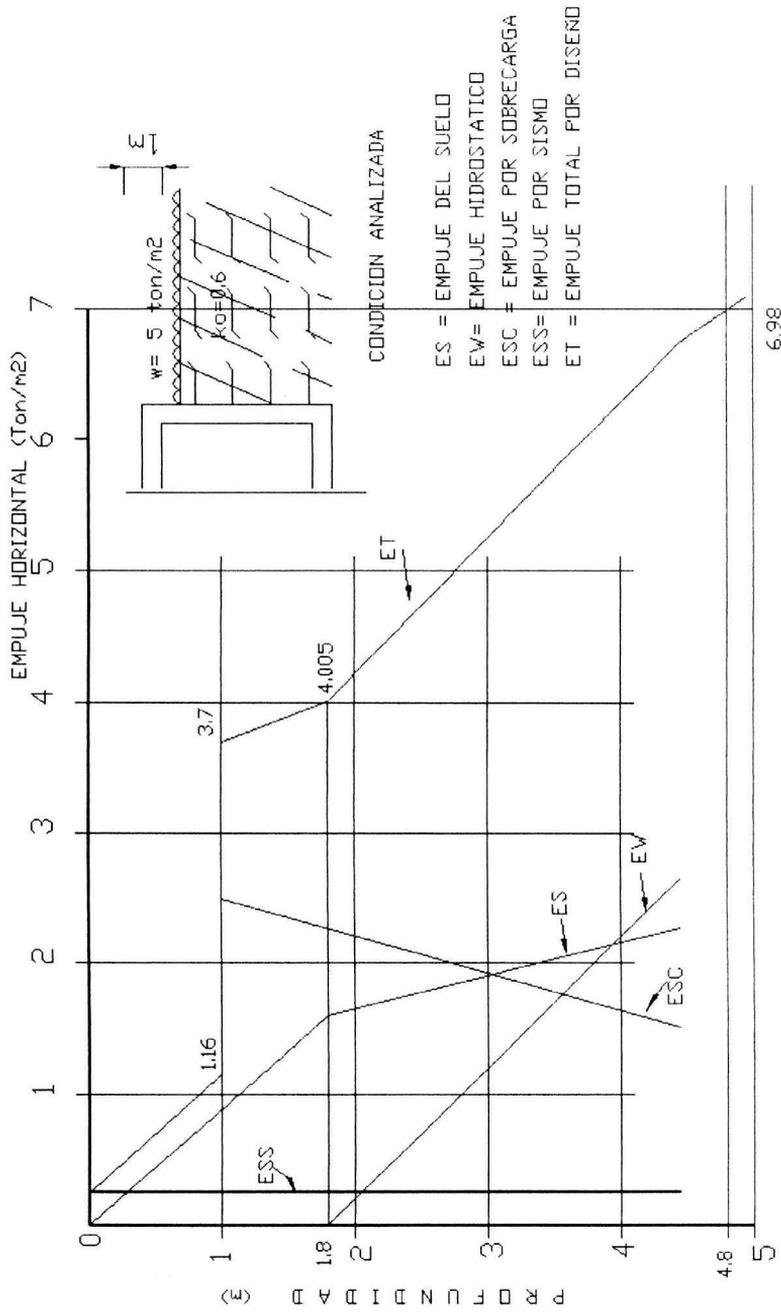


FIG.30 EMPUJES SOBRE MUROS EN COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE DOS Y TRES NIVELES

### 5.2.9. Falla de fondo.

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

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

donde:

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

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

q: sobrecarga superficial, igual a 2.0 y 8.0 ton/m<sup>2</sup>

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

c: cohesión del material que subyace a la excavación

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

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

Para una excavación a 1.0 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$5.42 \text{ ton / m}^2 < 10.25 \text{ ton / m}^2$$

Para una excavación a 1.5 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$6.62 \text{ ton/m}^2 < 11.45 \text{ ton/m}^2$$

---

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

### 5.2.10 Estabilidad de taludes

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

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

donde:

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

γ: peso volumétrico del material

H: altura máxima de la excavación

q: sobrecarga igual a 2.0 y 8.5 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 0.775.

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 4 ton/m<sup>2</sup>.

FR: factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes verticales se tiene:

$$6.88 \text{ ton/m}^2 < 7.67 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando taludes verticales.

### 5.3 Elección del Tipo de Cimentación

Considerando las características del proyecto arquitectónico y estructural del edificio proyectado, en particular tomando en cuenta la magnitud de las cargas

---

estimadas y las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, una cimentación de tipo superficial puede no resultar adecuada para cargas de gran magnitud, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad.

*Por otra parte debido a que en el proyecto se contempla un edificio constituido por un sótano y medio, planta baja y nueve niveles; se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para la estructura podrá ser resuelta mediante pilas cimentación mientras que el sótano y medio requerido por proyecto lo constituirá un cajón de cimentación.*

El sótano y medio (*cajón de cimentación*) se propone de concreto reforzado, que compense parcialmente el peso del edificio constituido por muros de contención, contratraves y losa de contacto plana, con área ampliada respecto a la cubierta por el edificio, desplantado a 1.5 m de profundidad, respecto al nivel de banqueta, que de acuerdo a los cálculos se satisfacen los estados límite de falla y límite de servicio.

La *pilas de cimentación* estarán apoyadas a 16.5m de profundidad respectivamente, empotrándose 1.0m dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que satisficieran las condiciones de operación de la estructura que de acuerdo con los cálculos el estado límite de servicio regirá el diseño.

---

## CAPITULO VI

### PROCESO CONSTRUCTIVO

#### 6.1. Proceso Constructivo para la Excavación del Cajón de Cimentación

El proceso constructivo para la excavación que alojará el sótano y medio requerido por proyecto, que a su vez constituye un cajón de cimentación se estableció considerando tanto las características geométricas de la excavación como las estratigráficas y físicas del subsuelo, así como la existencia de las construcciones colindantes, algunas de ellas desplantadas superficialmente a un nivel superior al de máxima excavación.

El proceso constructivo de la excavación necesaria para alojar el sótano y la cimentación, se indica a continuación:

- Con el fin de eliminar los restos de cimentaciones antiguas, que interferían con el proceso de construcción de la cimentación, inicialmente se efectuará una excavación a 0.80m de profundidad, que cubrirá toda el área del predio, dejando taludes verticales. Después del paso anterior se recomienda la construcción de las pilas, pues el tránsito de la maquinaria y ollas de concreto así como el, habilitado del acero de las pilas será importante, razón por la que se juzga efectuarse estas pilas a la brevedad.
- En las colindancias con vía pública, se excavará a talud vertical protegiendo los materiales expuestos para evitar su intemperismo y desconchamientos locales mediante un lanzado de concreto de 6cm de espesor aplicado sobre una malla electrosoldada 6x6/4-4 anclada al talud mediante varillas de 3/8" y 60 cm. de longitud hincadas en una retícula de 0.7 m de lado, adicionalmente se implementaran anclas con las longitudes siguientes:

1er. CINTURON: 1) anclas de  $\phi = 1\ 1/2"$ ,  $L_T = 12.0\ m @ 3.0\ m$   $P_u = 22\ ton$

2do. CINTURON: 1) anclas de  $\phi = 1\ 1/2"$ ,  $L_T = 19.0\ m @ 3.0\ m$   $P_u = 26\ ton$ .

2) anclas de  $\phi = 1\ 1/2"$ ,  $L_T = 16.0\ m @ 2.5\ m$   $P_u = 22\ ton$ .

En las colindancias norte y poniente con las estructuras vecinas de dos niveles cuya cimentación esta constituida por mampostería en condiciones regulares excepto en la zona norponiente que tiene características deterioradas y que tienen su desplante a 1.1 y 0.30 m respectivamente, se verificará que las cimentaciones vecinas al momento de descubrirse se encuentren en óptimas condiciones, de lo contrario deberá dársele un tratamiento (junteo de concreto entre la mampostería) para mejorar sus condiciones durante el tiempo que permanezca la excavación abierta, y evitando de esta forma se presente alguna incidencia. Además se detecto que en algunas zonas las cimentaciones colindantes invaden parte del área de interés (entre 20 y 40 cm.), se deberá demolerse en forma manual y apuntalar la construcción existente durante este proceso.

- Terminada la construcción de las pilas, se excavará la zona central hasta la profundidad de desplante de la losa de cimentación dejando en todas las colindancias, en particular en la construcción de siete niveles una berma con una banqueta de 0.5m de ancho y taludes de 0.6: 1.0 (horizontal: vertical)
- En las colindancias cuyas estructuras son básicamente bardas se desplantan a 0.8 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta, aproximadamente, la excavación se efectuará hasta el nivel de máxima excavación en la parte central y se dejará una berma perimetral antes indicada, pero previamente será necesario solicitar la demolición de la barda perimetral vecina y sustituirla por un tapial constituida por una lámina pintro, en caso contrario se deberán implementar troqueles o puntales de madera que sostengan temporalmente las bardas contra algún posible volteo. Una vez concluida la cimentación hasta el nivel de banqueta podrá restituirse la barda colindante, lo anterior es con el objeto de garantizar la seguridad de la Obra y evitar hasta donde sea posible el derrumbe de las bardas por influencia de la

excavación mínima requerida que será de 1.5m de profundidad de acuerdo al proyecto.

- La excavación total se efectuará con una retroexcavadora operando desde la plataforma inicialmente excavada a 0.8m de profundidad , debiendo llevarse como máximo a 0.20 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual , pico y pala, para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.
- En caso necesario el control del agua de posible fugas en el interior del sitio de interés por aportación de predios vecinos 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, 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 0.6 m de diámetro, confinado entre su pared exterior y la excavación con grava bien graduada, en el cárcamo se instalará una bomba de tipo sumergible ( figura 31).

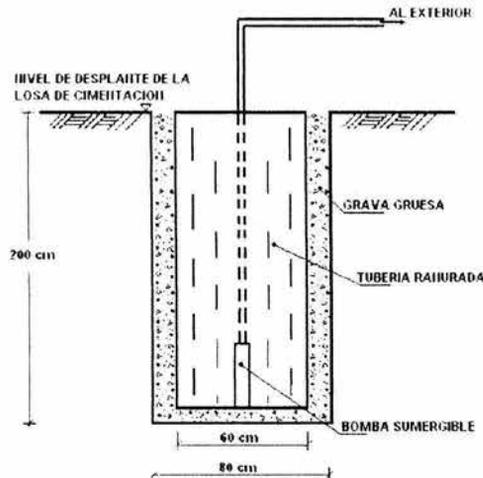


FIG. 31 CARCAMO DE BOMBEO

- 
- La berma perimetral se ira recortando en tramos alternados de 3m de ancho, modulando del 1 al 3, excavando hasta 80 cm. por debajo del primer nivel de las anclas que se ubicaran a un metro por debajo del nivel de banqueta con un ángulo de inclinación de 15 grados, excepto en la colindancia con vía pública donde el punto de aplicación se dejará a 1.5m de profundidad, y las anclas tendrán una inclinación con respecto a la horizontal de 30 grados. Una vez lanzado y tensadas las anclas de los módulos 1 se abrirán los módulos 2, efectuando los mismos pasos antes mencionados. En el Anexo III se muestra tanto el procedimiento para la Instalación de Anclas como la Memoria de Cálculo efectuada para determinar las características de estas para el primer y segundo cinturón. Concluidos los módulos uno a tres del primer cinturón de anclas se procederá a realizar lo mismo para el segundo cinturón de anclas. En el Anexo V se presenta un presupuesto base del sistema de anclaje recomendado
  
  - A continuación se debe iniciar de inmediato la construcción de la losa de cimentación y los muros perimetrales del cajón de cimentación de la colindancia que puede ser un junteo con concreto entre la mampostería existente, ya que actualmente se encuentra deteriorada (Fig. 32).
  
  - La excavación no deberá permanecer abierta más de una semana sin que se inicie la construcción de la cimentación, por lo que deberá preverse tener todo lo necesario para el inicio de la construcción de inmediato al término de la excavación.
  
  - Al alcanzar la excavación la profundidad de desplante de la losa de cimentación y en caso necesario una vez construidos los cárcamos se construirán los drenes, que 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 de 8 cm. de espesor sobre la que a su vez se colocará un firme de concreto pobre de 5 cm. de espesor ( Fig. 33).

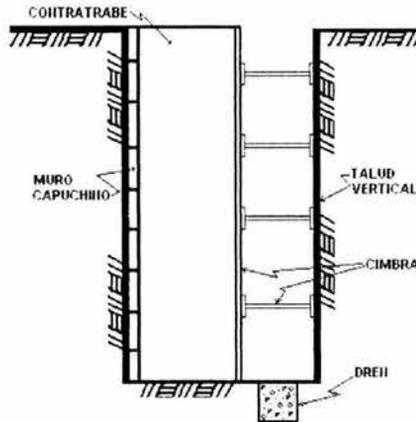


FIG. 33 .EXCAVACION DE CONTRATRABES

- 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.
- Las contratrabes que colindarán con el edificio de siete niveles se excavarán en tramos de 4 m de longitud en forma simultanea cada 8 m 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, desplantado por lo menos 20 cm. por debajo del nivel de máxima excavación. Una vez construido el muro de concreto colindante se excavará otro tramo de 4 m siguiendo el mismo proceso, como se indica en la figura 34 Y 35.

- Una vez construidas las contratrabes y en caso necesario en las zonas en que el avance de la excavación lo permita, se procederá a rellenar en caso necesario 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 Proctor estándar, hasta alcanzar el nivel de apoyo de la losa de cimentación.

- 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.

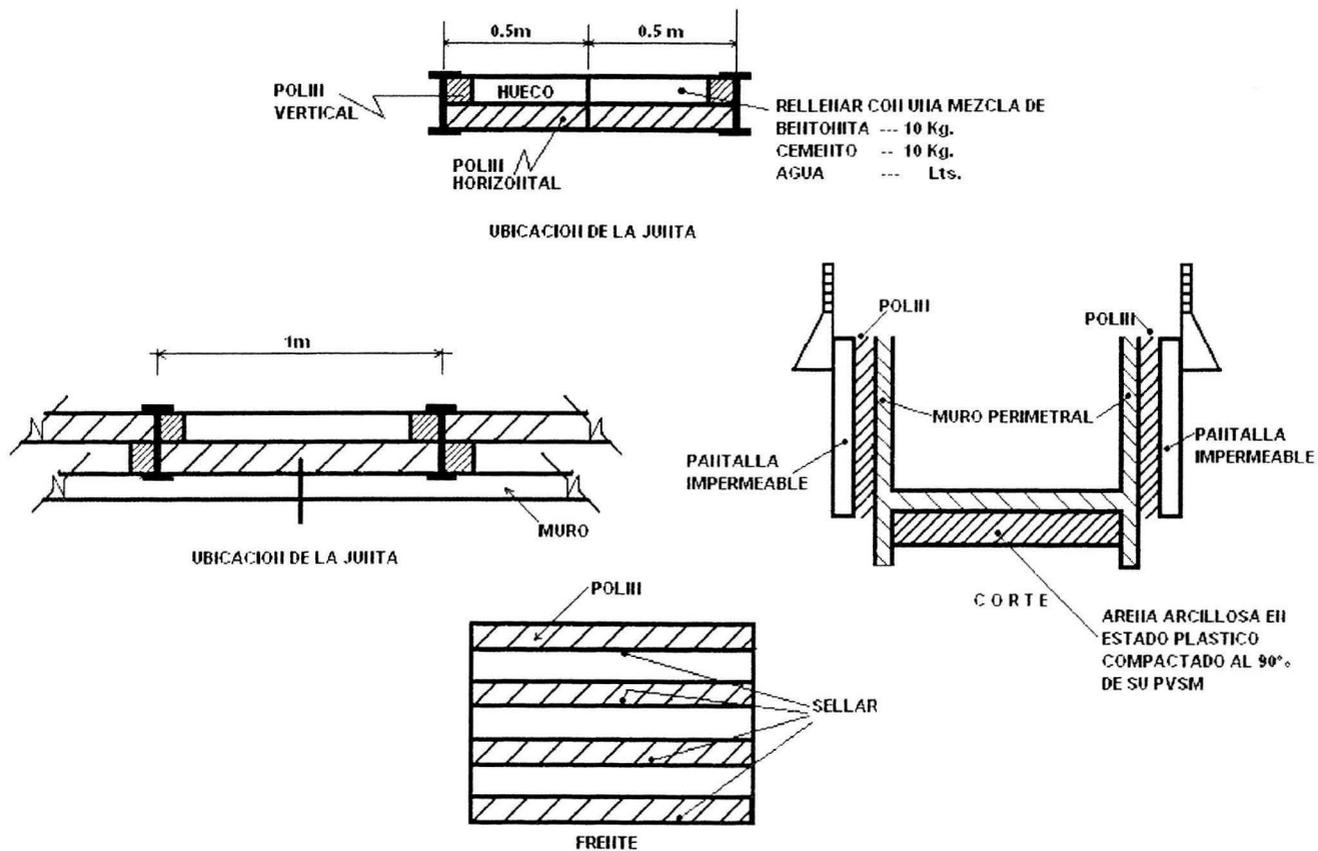


FIG.32 DETALLE DE CONSTRUCCION DE LA JUNTA CONSTRUCTIVA

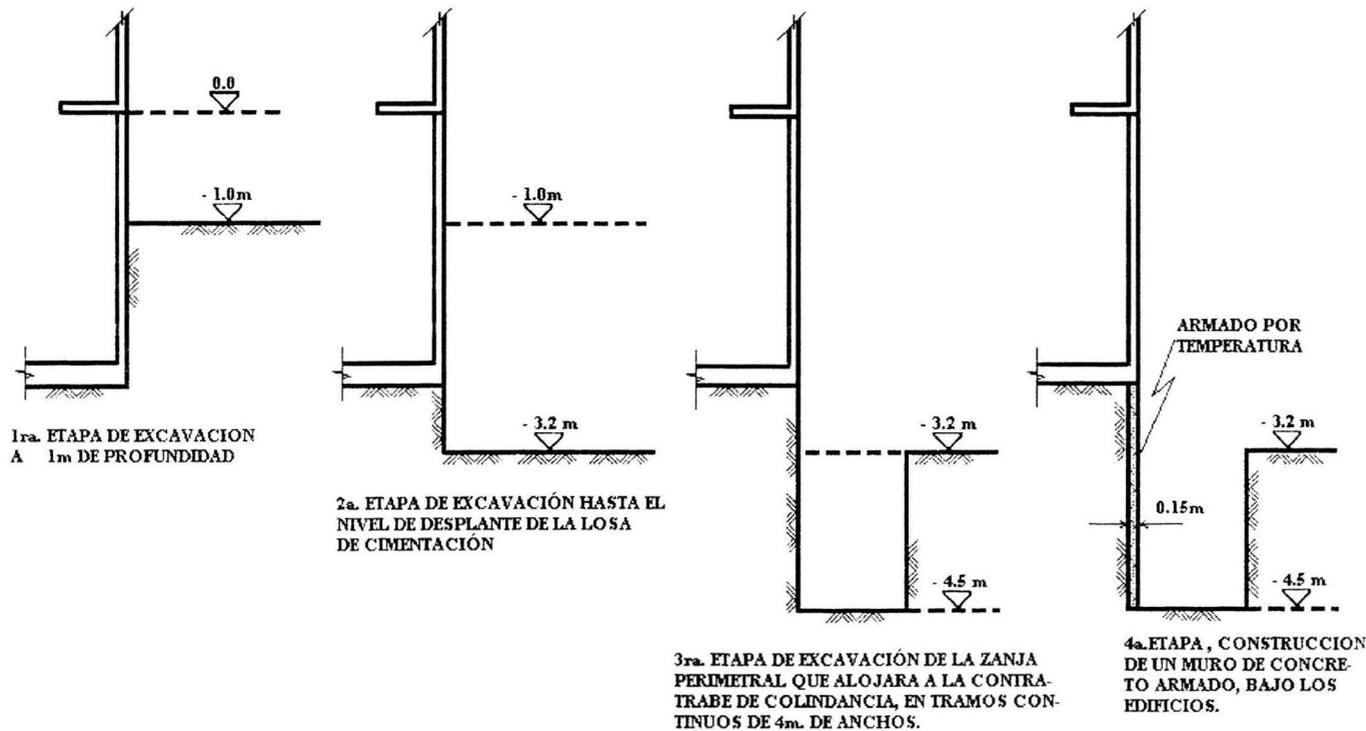


FIG 34 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION Y PROTECCION EN LOS EDIFICIOS ALTOS

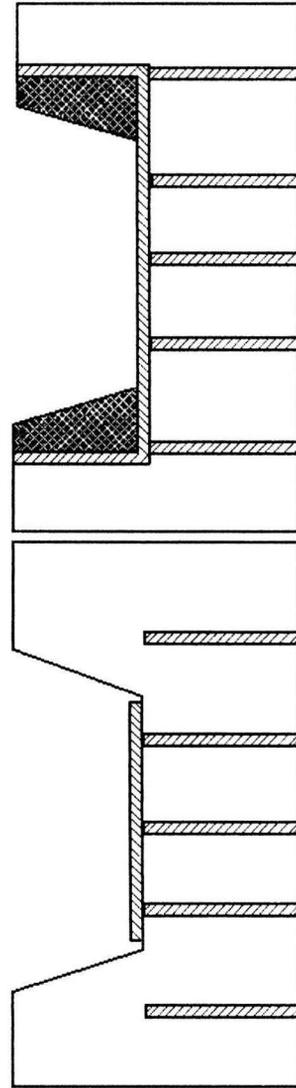
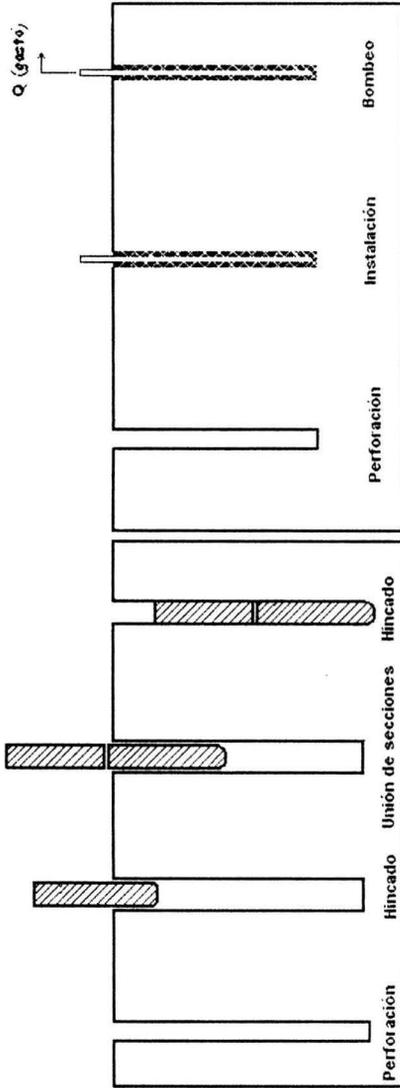


FIG 35 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL CAJON DE CIMENTACION PARA 1 1/2 SÓTANO

## 6.2. Proceso Constructivo de las Pilas de Cimentación

Las Pilas de Cimentación se fabrican a base de concreto colado en el lugar usando como cimbra el barreno previamente excavado en el subsuelo o en condiciones excepcionales un ademe metálico.

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

- a) El equipo de perforación deberá emplear brocas helicoidales con alabes y elementos de ataque adecuados. Previo a los trabajos de inicio de perforación, deberá ubicarse mediante una brigada de topografía la ubicación correcta del centro de las pilas. También deberá verificarse la verticalidad del equipo de perforación con el objeto de garantizar que la perforación se realice en forma adecuada.
- b) La perforación se iniciará utilizando una broca de tipo helicoidal con diámetro igual al fuste de la pila (Fig.36). En caso de que al fondo de la perforación aparezcan materiales resistentes, se perforará inicialmente con una broca de menor diámetro y posteriormente se rimará al diámetro de proyecto.



Fig.36 Perforación de Pila de Cimentación

- c) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará la limpieza del fondo de la excavación,

de todo material suelto, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces como sea necesario.

- d) En caso que los materiales en que se realizó la perforación presenten condiciones de estabilidad precarias, que pudieran dar lugar a caídos durante el colado de la pila, que provocarán su estrangulamiento, deberá introducirse un ademe perdido que garantice la continuidad del colado de la pila, que se estima serán en sus primeros 3 m de longitud. Los ademes metálicos son tubos de diámetro acorde al de la perforación requerida para pila. El espesor de la pared del tubo es función de los esfuerzos a que estará sometido durante el hincado; su extracción y su longitud depende de los problemas de inestabilidad particular de cada caso.
  - e) Inmediatamente después de hacer limpieza del fondo de la perforación, se bajará el armado y se colará la pila. En el caso de ampliación de la base de la pila se implementarán botes campaneros especiales para esa situación.
  - f) El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado de acuerdo con las especificaciones estructurales del proyecto colocándolo en la forma mas sencilla posible dentro del barreno previamente formado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado garantizando así el recubrimiento (mínimo utilizado 5 cm.).
  - g) El colado, deberá seguir a la colocación del acero, se realizará usando tubo tremie (Fig.37 y 38), con el objeto de evitar la contaminación y segregación del concreto. Al inicio del colado este se llevará a 0.5 m sobre el fondo de la perforación. Para su manejo puede estar integrada por varios tramos de 3 m de longitud como máximo fácilmente desmontables, por lo que se recomienda que tengan cuerdas de listón o trapezoidales. Es imperativo que la tubería sea perfectamente lisa por dentro y aconsejable que también lo sea por fuera, lo primero para facilitar el flujo continuo y uniforme durante el colado y lo segundo para evitar atoramientos de la tubería con el armado.
-

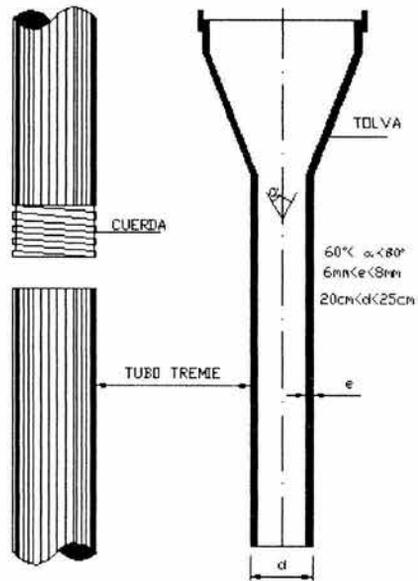


Fig. 37 Tubería Tremie

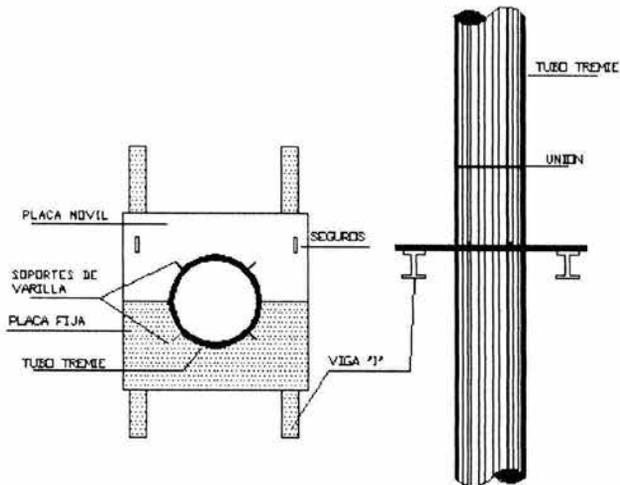


Fig.38 Dispositivo para sostener la Tubería Tremie

- h) Posteriormente se acoplara un Cono de Remate ( Fig. 39 ) arriba de la tubería para recibir el concreto, de preferencia de forma cónica y con un ángulo comprendido entre  $60^\circ$  y  $80^\circ$  .



Fig.39 Cono de Remate del Tubo Tremie.

- i) Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, es necesario colocarle en su extremo superior un tapón deslizante (diablo) que puede ser una cámara de balón inflada (Fig.40 y 41), una esfera de polipropileno, un atado de bolsas vacías de cemento o bentonita, etc. el cual tiene como función primordial evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el mismo concreto en el interior de la tubería se encarga de amortiguar la caída evitando este efecto. Al iniciar el colado, el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación ( no más de la tubería) para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto; después de ello y durante todo el colado, la punta inferior del tubo irá ascendiendo conforme avance el colado de tal manera que ésta permanezca embebida en el concreto durante su colocación una longitud mínima de 1m. para el momento que se juzgue conveniente se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.



Fig.40. Colocación de Tubería Tremie

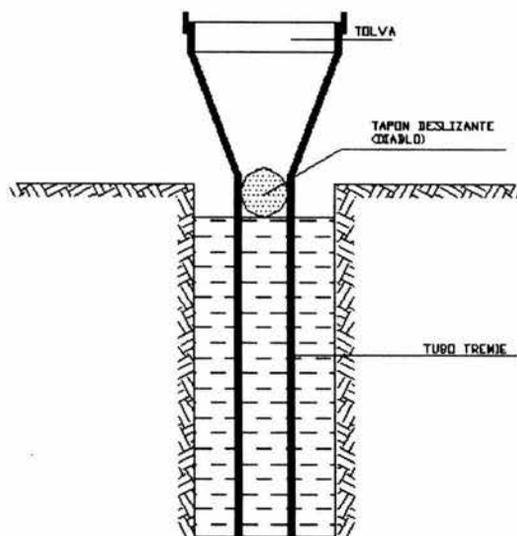


Fig. 41 Colocación del tapón deslizante o diablo en la Tubería Tremie

- j) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado a la perforación, el que se cotejará con la cubicación de la misma. El colado se suspenderá una vez que el concreto no contaminado tenga la altura correspondiente al nivel

inferior de las contratrabes, lo que se estima ocurre 0.5 m abajo del nivel superior del concreto.

- k) Es importante que el concreto pase libremente entre los intersticios del acero de refuerzo para que logre ocupar todo el volumen excavado para la pila por lo que se recomienda que el tamaño máximo del agregado no sea mayor a 2/3 partes de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o del espesor del recubrimiento lo que sea más pequeño .
  
- l) Para lograr resultados óptimos en el colado, es fundamental el buen proporcionamiento de la mezcla de concreto. Se recomienda usar concreto con revenimiento de 12 cm. En el caso de utilizar un aditivo fluidizante se aceptará un revenimiento de 18 cm. Es importante asegurar un colado continuo para evitar juntas frías.
  
- m) Se llevará un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado, la profundidad y los espesores de los materiales encontrados y las características del material de apoyo.

Para la fabricación de las pilas se recomienda que el cliente suministre el acero y el concreto, y únicamente la empresa piloteadora se encargue de perforar, introducir el acero habilitado y colar con proceso tremie o trompa de elefante. El costo por metro es de \$1, 200.00 más IVA. A continuación se indican los diámetro de campana y fustes requeridos en función de la capacidad de carga del terreno y de la carga que transmita la estructura de interés.

---

EJE	W ( Ton)	Φ Pila ( m)	Φ Campana( m)
1-A	296.991	1.0	1.35
1-B	272.134	1.0	1.25
1-B"	161.270	0.8	S/C
1-C	272.500	1.0	1.25
1-D	298.867	1.0	1.35
2-A	345.792	1.0	1.45
2-B	329.149	1.0	1.40
2-B"	89.750	0.8	S/C
2-C	329.056	1.0	1.40
2-D	346.219	1.0	1.45
3 - A	350.984	1.0	1.48
3 - B	132.398	0.8	S/C
3 - B'	143.368	0.8	S/C
3-B'-B"	223.322	1.0	S/C
3-B"-C'	222.439	1.0	S/C
3 - C'	142.038	0.8	S/C
3 - C	132.065	0.8	S/C
3 - D	350.259	1.0	1.48
3'-A-B	148.322	0.8	S/C
3'- B'	152.567	0.8	S/C
3'- C'	150.678	0.8	S/C
3' - C	147.876	0.8	S/C
4-A-B	162.692	0.8	S/C
4 - B'	164.831	0.8	S/C
4-B'-B"	223.346	1.0	S/C
4-B"-C'	222.338	1.0	S/C
4 - C'	161.485	0.8	S/C
4 - C - D	161.925	0.8	S/C
4 - D	267.179	0.8	1.2
4 - A	271.344	0.8	1.2
5-A	197.279	0.8	0.9
5 - B'	286.335	1.0	1.25
5 - C'	283.287	1.0	1.25
5 - D	192.060	0.8	0.9
5'-B'-B"	30.980	0.8	S/C
5'- B"-C'	31.199	0.8	S/C
6-A	93.295	0.8	S/C
6-B'	51.244	0.8	S/C
6-B'-B"	27.028	0.8	S/C
6-B"-C"	26.169	0.8	S/C
6 - C'	46.721	0.8	S/C
6 - D	89.260	0.8	S/C

Σ = **8028.041**

Φ máx. Campana( m)	Φ Fuste ( m)
1.2	0.8
1.5	1
1.8	1.2

N°	Φ Fuste ( m)	Φ. Campana
22	0.8	s/c
2	0.8	0.9
2	0.8	1.2
4	1.0	s/c
4	1.0	1.25
2	1.0	1.35
2	1.0	1.40
2	1.0	1.45
2	1.0	1.48

Σ 42

### 6.3. Instrumentación

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcciones especifica que deberán instalarse referencias (superficiales) de nivelación. El objetivo de las referencias superficiales es medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno así como de las construcciones próximas (estructuras vecinas) que pudieran sufrir daños a consecuencia de las excavaciones.

Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien de deformaciones inadmisibles transversales y verticales en sus dos etapas durante el proceso constructivo y después de construida la cimentación.

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno, son también testigos pintados en las estructuras vecinas.

- *Testigos superficiales:* se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al eje del trazo de la cimentación o como puntos aislados para referencias de nivel; observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con el nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Es un cilindro de concreto simple de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, con un perno metálico empotrado en su extremo superior, este perno es un tornillo de cabeza esférica de 5/8 x 4 pulg. Con una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla metálica de medición, que está graduada en milímetros y cuenta con un nivel de burbuja y mira para centrado.

*Instalación.* Se trazan líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias que indique el proyecto. Se perforan los sitios que alojarán los

---

testigos. Se colocan los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero; inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea grabada y con un nivel de mano la horizontalidad de la cara superior del cilindro de concreto; se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

- *Testigos en muros:* los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones para el cajón en las estructuras vecinas. Es una referencia de nivel horizontal formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las excavaciones.

*Instalación.* Con ayuda del nivel topográfico de precisión se define la posición de estos testigos, a una altura de 1.5 m sobre el nivel de banqueta. Se localizan los sitios donde se colocarán los testigos; las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero. En los sitios elegidos se marcarán cuadros de 7 x 7 cm., se pintan de blanco. Con la ayuda del nivel de precisión se marcarán el eje horizontal de los testigos refiriéndolo a un banco de nivel profundo. Se pintan de rojo los triángulos de las referencias y se marcará la clave de identificación.

Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta; las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Terminada dicha construcción 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.

En cuanto al comportamiento de los taludes se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales con el siguiente procedimiento:

---

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

Mediante la instrumentación se observará el comportamiento de la masa de suelo del talud a través de la determinación de :

- La evolución del tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos más representativos de la masa del suelo.
  
- Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales (semiprofundo). Estos dispositivos permiten determinar los movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de la excavación a cielo abierto causados por la influencia del bombeo. Las mediciones en este instrumento deben de estar referidas a un banco de nivel profundo.

Los elementos que lo integran son:

- a) Tubo galvanizado de 1 pulg. de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco
- b) Muerto de concreto de  $f'c = 100 \text{ kg/cm.}^2$  de 4 pulg. De diámetro y 30 cm. de altura, colocado en la parte inferior de la tubería.
- c) Cople de unión entre el tubo galvanizado y muerto de concreto
- d) Tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe ser de 1.2m abajo del nivel máximo de excavación. Debe efectuarse una perforación de 6 pulg. De diámetro con una máquina que cuente con equipo para el lavado del pozo.

---

La instalación consiste en bajar el cilindro de concreto a la parte inferior del pozo acoplándole los tramos de 1m. de tubo galvanizado. Debe asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo por lo que se debe cuidar la profundidad de perforación.

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

Las mediciones variaran dependiendo de los requerimientos y avances de la obra; pueden ser desde una lectura cada 15 días para verificación de hundimientos regionales, hasta una lectura por día para el control de las expansiones o hundimientos durante la excavación y construcción respectivamente.

Durante la excavación los tubos deberán desacoplarse por tramos de 1m modificando el nivel de referencia original. Por su facilidad de instalación, el tapón protector deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

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

Es importante que los últimos 20 cm. de la excavación se realicen en forma manual para no alterar el fondo de la excavación y que repercuta en la toma de lectura del movimiento vertical ocurrido.

La información debe ser recopilada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

---

## CAPITULO VII.

### RECOMENDACIONES

Se solicito la realización del Estudio de Mecánica de Suelos para un Edificio que se construirá en el predio ubicado en la Calle Maricopa No. 43, Colonia Nápoles, Delegación Benito Juárez, México, Distrito Federal, donde se proyecta construir un edificio que contará con un sótano y medio , planta baja y nueve niveles, donde los sótanos y la planta baja serán destinados para estacionamiento del edificio. La localización del sitio de interés se indica en la figura 1.

La superficie actual del terreno presenta una topografía plana y de acuerdo al proyecto arquitectónico el nivel de rodamiento del área de estacionamiento del semisótano tendrá un desnivel de 4.50 m con respecto al nivel actual de banquetas; de acuerdo a las características observadas del terreno en la exploración realizada será necesario efectuar un despilme variable entre 0.8m para retirar los materiales de mala calidad, y solo en caso necesario siempre y cuando se requiera colocar materiales de relleno controlado según se requiera y de acuerdo a las especificaciones que se mencionan mas adelante, para garantizar que el comportamiento de estos sea adecuado. El predio de interés en las condiciones actuales se muestra en las figuras 3,4 y 5.

El sitio de interés tiene en las colindancias norte y poniente estructuras de uno y dos niveles, de acuerdo a la exploración realizada se observo que están cimentadas sobre una cimentación superficial de zapatas corridas desplantadas a 80 cm. de profundidad con respecto al nivel de banquetas, pero en la mayor parte de la colindancia las construcciones se encuentran retiradas de limite del predio a distancias mínimas de 2 m quedando un área libre, como se muestra en la figura 6, en la colindancia sur se tiene la vía pública, y finalmente en la colindancia oriente se tiene

---

un edificio de siete niveles, el cual se encuentra desplantado sobre un cajón de cimentación con pilotes, el cajón se encuentra desplantado a un metro de profundidad aunque se desconocen las características de los pilotes.

El proyecto arquitectónico contempla la construcción de un edificio, que consta de 9 niveles con área en planta total de 334.15 m<sup>2</sup>, el sótano y medio y la planta baja serán destinados para estacionamiento que ocupa toda el área del predio de acuerdo al proyecto proporcionado. La solución del edificio será con columnas, muros, losas y marcos de concreto. Actualmente, existe en el predio una edificación de tres niveles.

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 realizó en el sitio de interés un sondeo profundo y tres pozos a cielo abierto.

En la figura 10 se presenta un croquis del terreno con la ubicación de los sondeos realizados. Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo se realizó un sondeo en el sitio de interés de tipo mixto a una profundidad de 25 m.

En las figuras 11 y 12 se presenta el registro de campo y el perfil estratigráfico del sondeo profundo respectivamente, y en la figuras 7 a 9 se muestran los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados para conocer las propiedades de los depósitos superficiales.

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

---

Los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en el Anexo II.

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México y a la ubicación del predio en estudio; este se localiza en la denominada Zona de Transición baja (Fig. 25), que se caracteriza por la existencia de depósitos de arena y limo de compacidad media a alta.

En particular los depósitos del subsuelo están caracterizados por presentar una estratigrafía errática y no siendo posible trazar una secuencia ordenada de estratos, los que están básicamente constituidos por arcilla limo-arenosa, arena arcillosa y arcilla-arenosa, con Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) variable entre 12 y mayor de 50 golpes.

La secuencia general de los materiales son:

- Materiales de relleno entre la superficie y 80 cm. de profundidad con respecto al nivel de banquetas,, a partir de 0.80 y 2.40 m de profundidad se tiene una capa de arcilla y limo con gravillas de color café.
  - Entre 2.40 y 5.20 se tiene arenas de finas a medias con gravillas , de compacidad media, posteriormente entre 5.2 y 8.2 m de profundidad se tiene intercalaciones de arcilla, turba y ceniza volcánica de consistencia media.
  - A continuación de 8.2 m y hasta 15.6 m se detecto una capa de arcilla plástica de varios tonos de consistencia blanda con intercalaciones de lentes de ceniza volcánica y donde se presentan mantos colgados con índice de resistencia a la penetración estándar medio de 7 golpes.
-

- Finalmente a partir de 15.6 m y hasta la máxima profundidad explorada se tienen depósitos resistentes constituidos por arenas con gravas y limos arenosos con gravas aisladas de color gris con índice de penetración estándar mayor a 50 golpes, siendo este el material de apoyo de la cimentación recomendada.

La secuencia estratigráfica se observa en la figura 26, no se registro nivel de aguas freáticas en la fecha en que se realizo la exploración y hasta la máxima profundidad explorada, sin embargo se debe tener presente la posible existencia de mantos colgados por las lentes de arenas existentes en estas zonas.

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

Al elegir el tipo de cimentación se debe dar los siguientes cuatro pasos:

1. Obtener cuando menos, información aproximada con respecto a la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación
  2. Determinar las condiciones del subsuelo en forma general.
  3. Considerar brevemente cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes, si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudieran experimentar asentamientos perjudiciales. En esa etapa preliminar se eliminan los tipos de cimentación que no son adecuados.
  4. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación, y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.
-

Una vez definido el tipo de cimentación es necesario considerar y revisar dos problemas básicos en el funcionamiento de la misma. Por una parte, toda la cimentación, o cualquiera de sus elementos puede fallar porque el suelo sea incapaz de soportar la carga. Por otro lado, el suelo de apoyo no puede fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo, que la estructura pueda agrietarse y dañarse. El mal comportamiento del primer tipo se relaciona con la resistencia del suelo de apoyo y se le denomina *falla por capacidad de carga*.

El segundo tipo está asociado a las características de la relación de esfuerzo-deformación del suelo y se conoce como *asentamiento diferencial*. En este estudio desarrollado se consignan ambos casos para garantizar la estabilidad de las estructuras.

Considerando las características del proyecto arquitectónico y estructural del edificio proyectado, en particular tomando en cuenta la magnitud de las cargas estimadas que serán del orden de  $10.5 \text{ ton/m}^2$  (Fig. 27) y las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, en particular donde la heterogeneidad tanto en la constitución de los materiales como en su compacidad, característica de los depósitos de tipo aluvial, en los primeros 15.5 m de profundidad, se tienen materiales de consistencia blanda y compacidad variable entre suelta y muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar variable entre 2 y más de 50 golpes, con diferentes proporciones de contenido arcilloso que dan lugar a que su módulo de elasticidad sea variable, disminuyendo éste al aumentar el contenido arcilloso; una cimentación de tipo superficial puede no resultar adecuada para cargas de gran magnitud, ya que al tener un área de apoyo de dimensiones importantes existe la posibilidad de que los materiales que la subyacen puedan variar en sus características de deformabilidad, además de que al tener los materiales de apoyo valores del módulo de elasticidad del orden de  $700 \text{ ton/m}^2$ , al variar el incremento de esfuerzos aplicado al suelo por la base de una cimentación superficial, debido a la

variación del momento de volteo por efecto de sismo, se tendrían fluctuaciones del orden de 1 cm. en movimientos verticales de deformación de los materiales de apoyo de la cimentación.

Por otra parte considerando que a 15.5m de profundidad se encuentra un depósito resistente muy compacto, de alta resistencia y baja compresibilidad, se juzga conveniente que una alternativa de cimentación sería mediante pilas apoyadas a 16.5m de profundidad respectivamente, empotrándose 1.0m dentro de los materiales muy compactos, tendrá un comportamiento admisible ante cargas de gran magnitud, que satisficará las condiciones de operación de la estructura proyectada con una capacidad de carga que se muestra en la figura 28.

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

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

Cuando se tiene una cimentación por medio de pilas de punta, alojada dentro de una cierta estratigrafía que contenga a un manto compresible, dicho manto tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación producido, generándose un problema denominado fricción negativa. Al permanecer fijas las pilas, el suelo que se consolida tiene a bajar a lo largo de su fuste, induciéndose esfuerzos de fricción que sobrecargan las pilas por colgarse del material circunvecino a las mismas; denominándose a tal efecto *fricción negativa*. Si estas sobrecargas no han sido

---

tomadas en cuenta en el diseño, se puede llegar a producir un colapso de pilas por penetración en el estrato resistente.

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

En los cálculos realizados se consideró una cohesión media de 4 ton/m<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 37° para los materiales de apoyo de las pilas, obteniéndose las capacidades de carga que se muestran en la figura 28, en función del diámetro de la pila, para un empotramiento de 1.0 m dentro de los materiales resistentes de apoyo.

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

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva instantánea y la acción accidental más crítica ( incremento de esfuerzos provocado por el momento de volteo debido a sismo ), afectadas por un factor de carga de 1.1.

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

Considerando un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 3,000 ton/m<sup>2</sup> y una relación de Poisson de 0.40, se obtuvieron asentamientos elásticos de 1.18, 1.23 y 1.44 cm., para pilas de 0.6, 0.8 y 1.0 m de diámetro, respectivamente, que se consideran admisibles.

---

En el caso del sótano y medio que a su vez constituye un cajón de cimentación, se analizó la estabilidad del cajón mediante los estados límite de falla en condiciones estáticas y dinámicas; el estado límite de servicio; los empujes sobre los muros perimetrales; falla de fondo y estabilidad de taludes.

La excavación que alojará al semisótano se podrá efectuar dejando taludes verticales excepto en la colindancia oriente con el edificio de siete niveles, como se indica en el Capítulo VI, en este mismo capítulo se indica el proceso constructivo de las pilas.

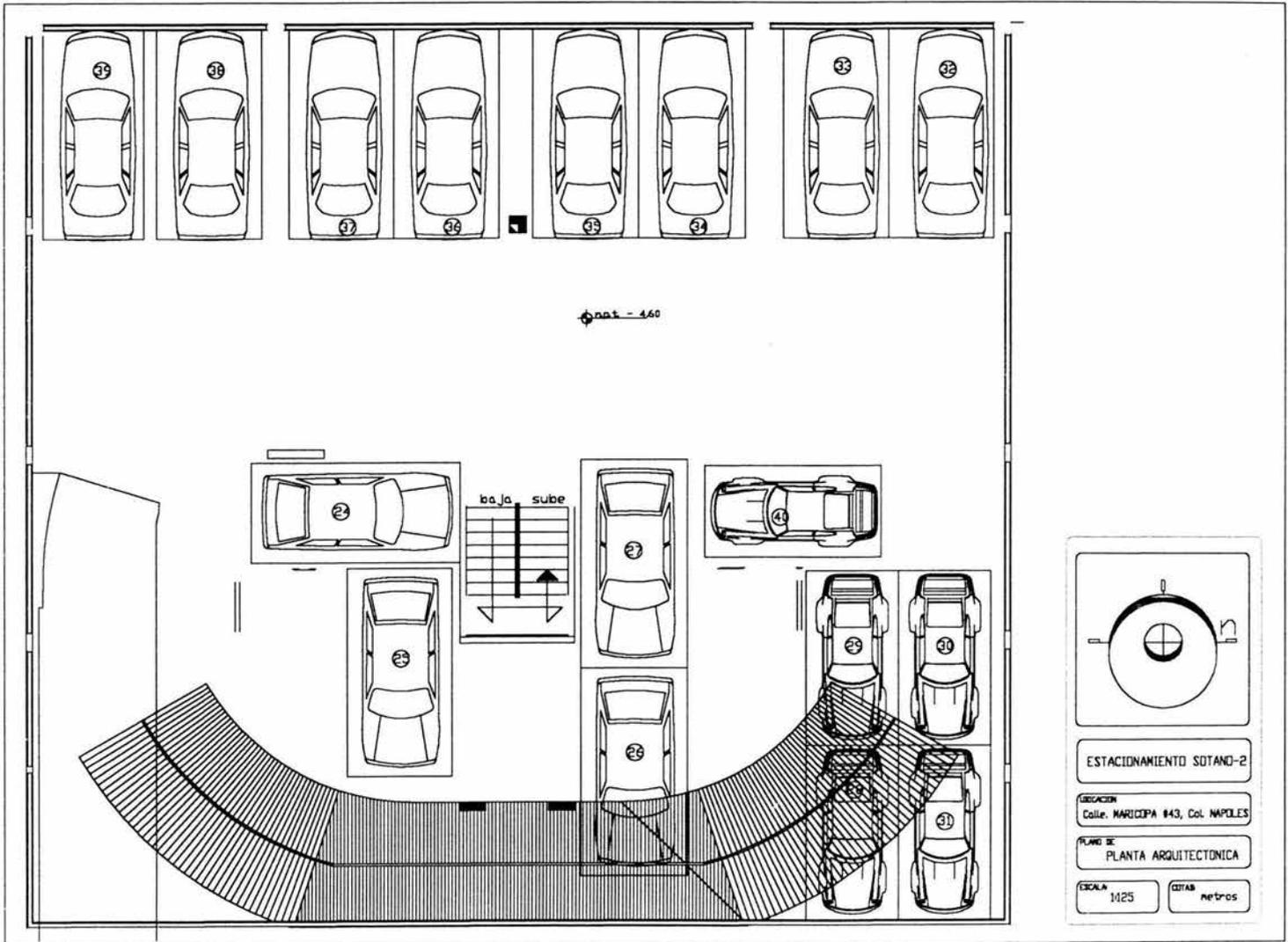
Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcción especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura.

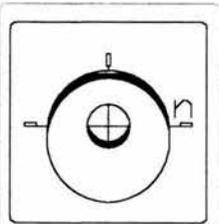
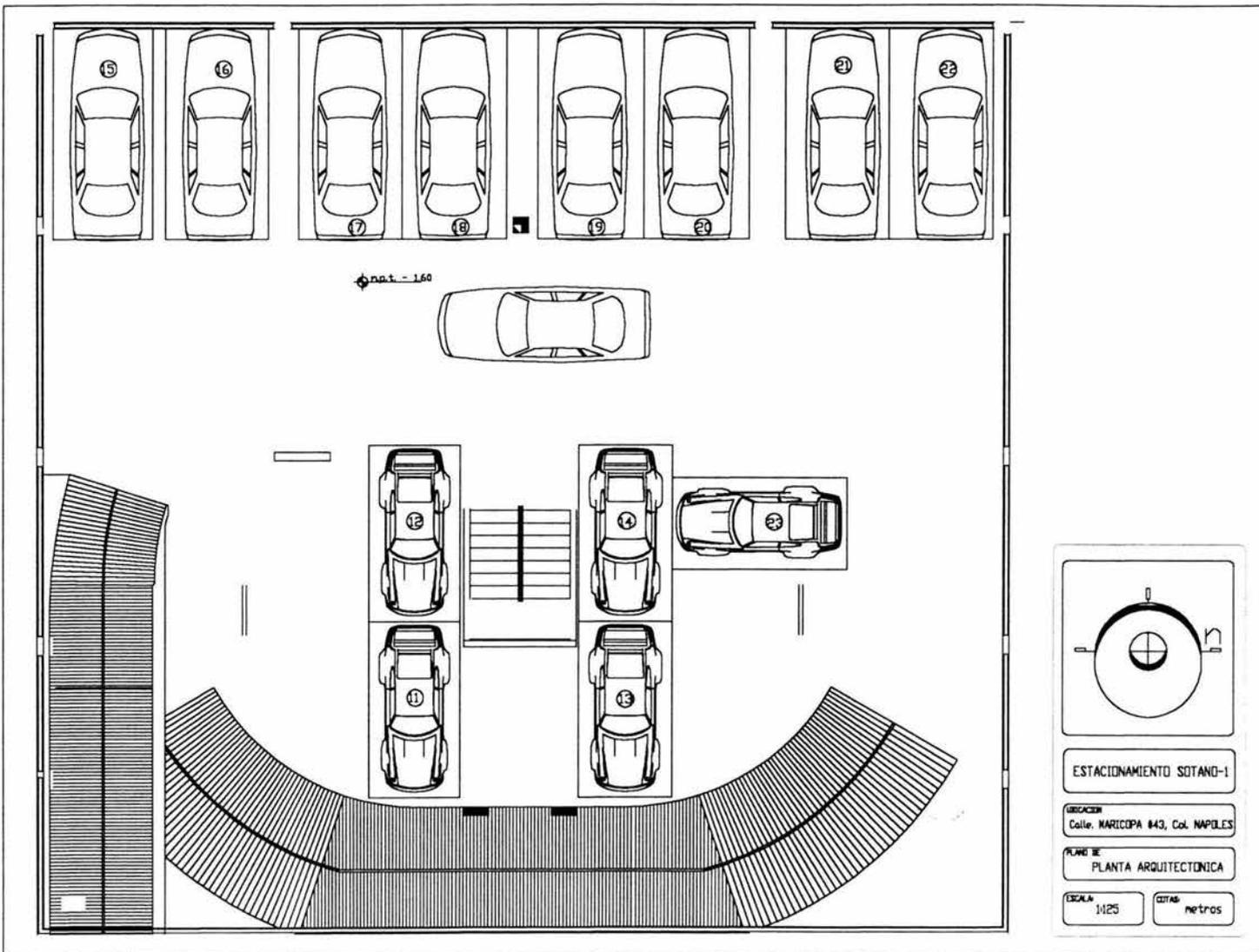
Finalmente estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de cinco años. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

---

*ANEXO I*  
*PLANOS DEL PROYECTO CONSIDERADO*

---





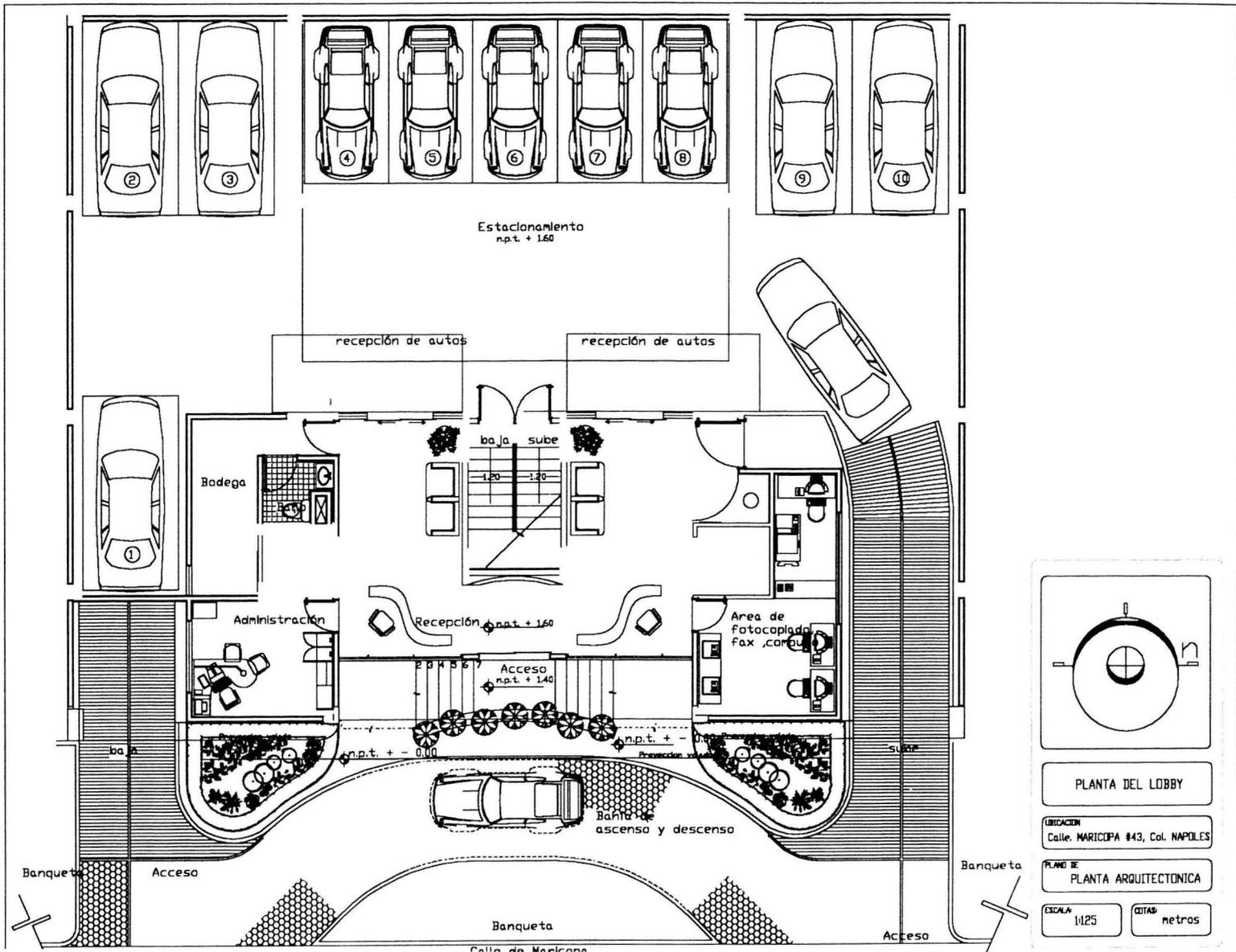
ESTACIONAMIENTO SOTANO-1

UBICACION  
Calle. MARICOPA #43, Col. NAPOLES

PLANO DE  
PLANTA ARQUITECTONICA

ESCALA  
1:25

UNIDAD  
metros



**PLANTA DEL LOBBY**

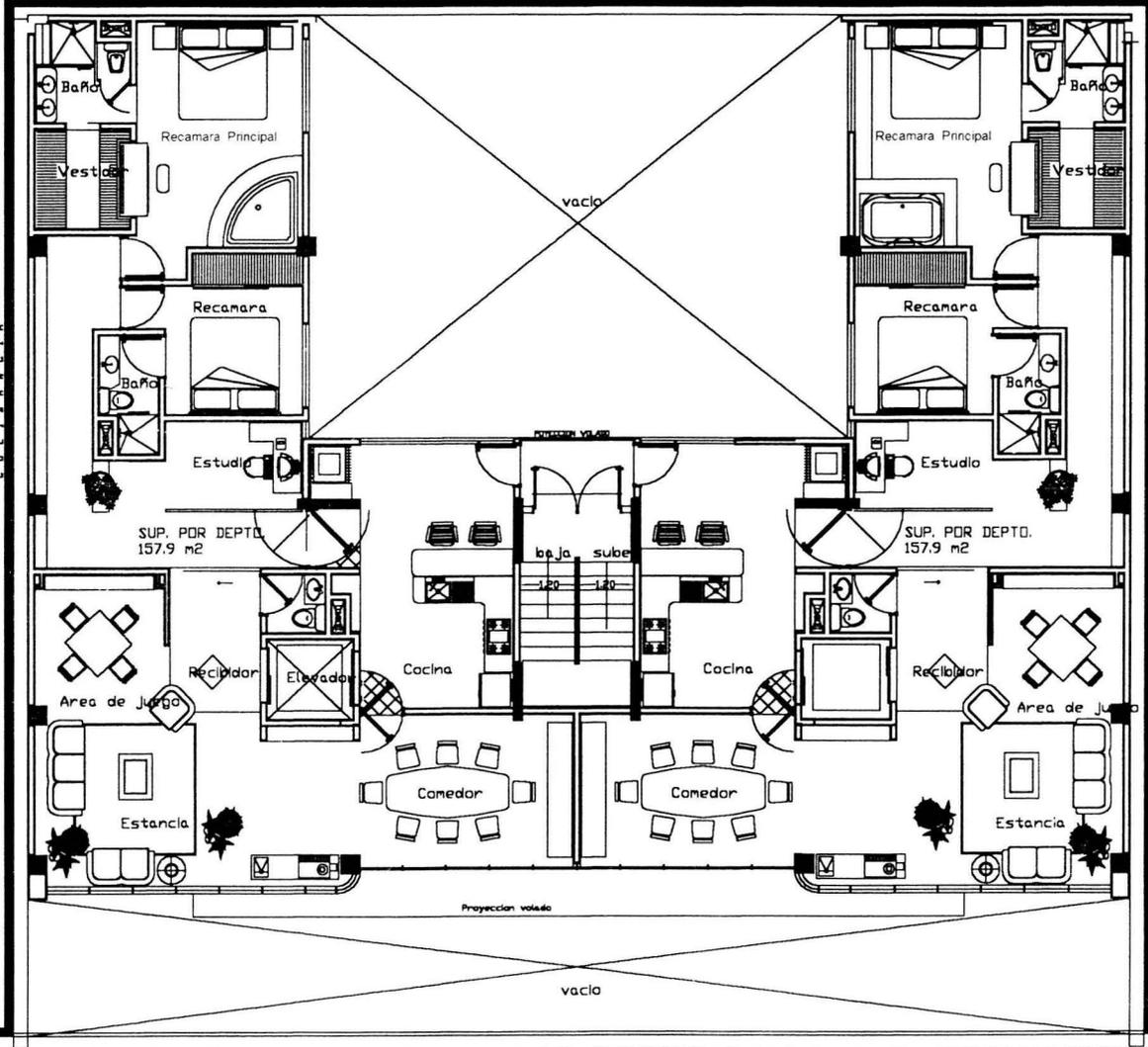
**UBICACION**  
Calle. MARICOPA #43, Col. NAPOLES

**PLANO DE PLANTA ARQUITECTONICA**

**ESCALA:**  
1/125

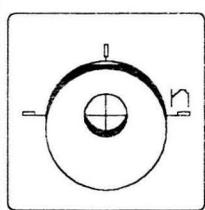
**UNIDAD:**  
metros

COLIBANCIA



COLIBANCIA

COLIBANCIA



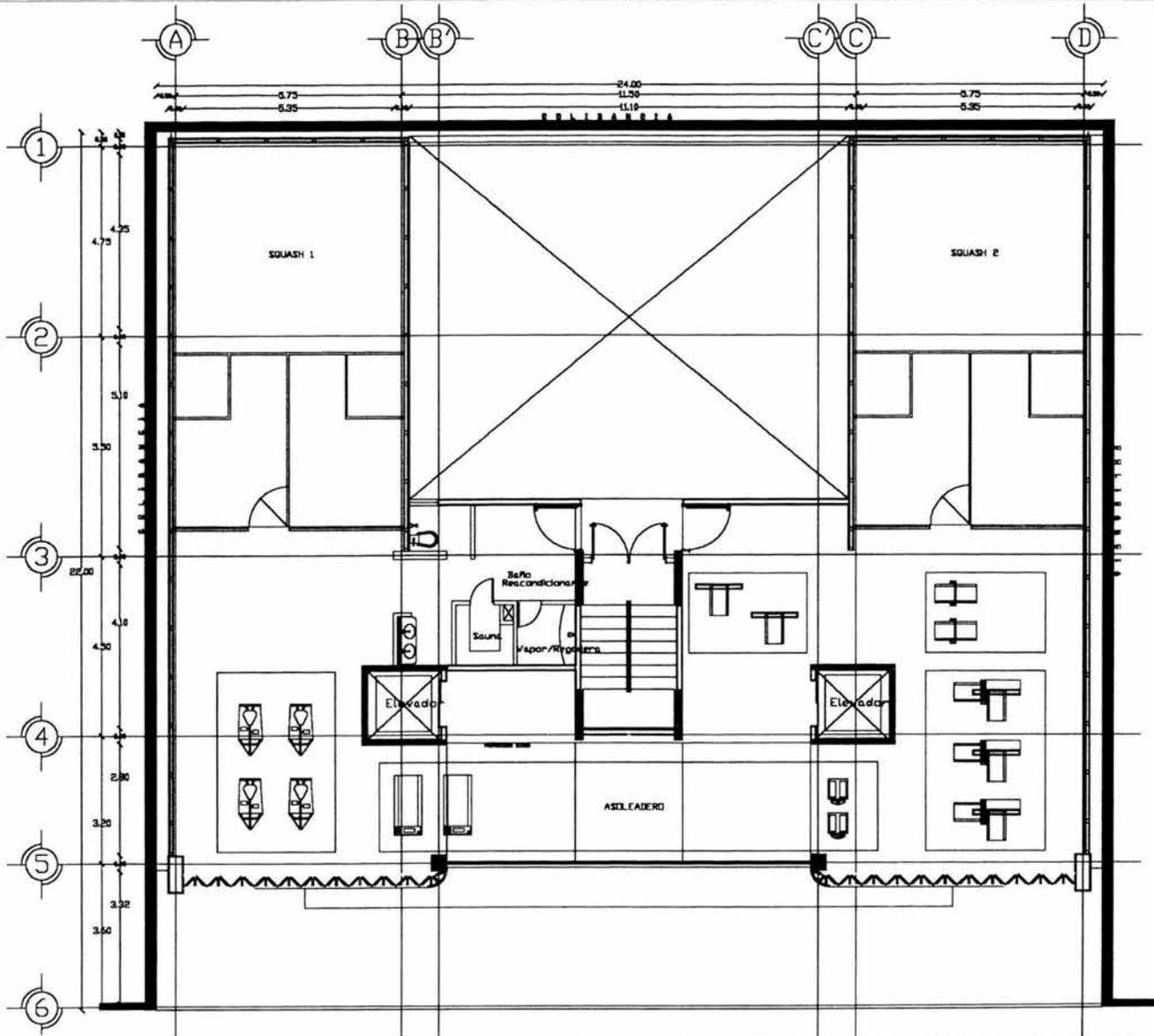
PLANTA TIPO

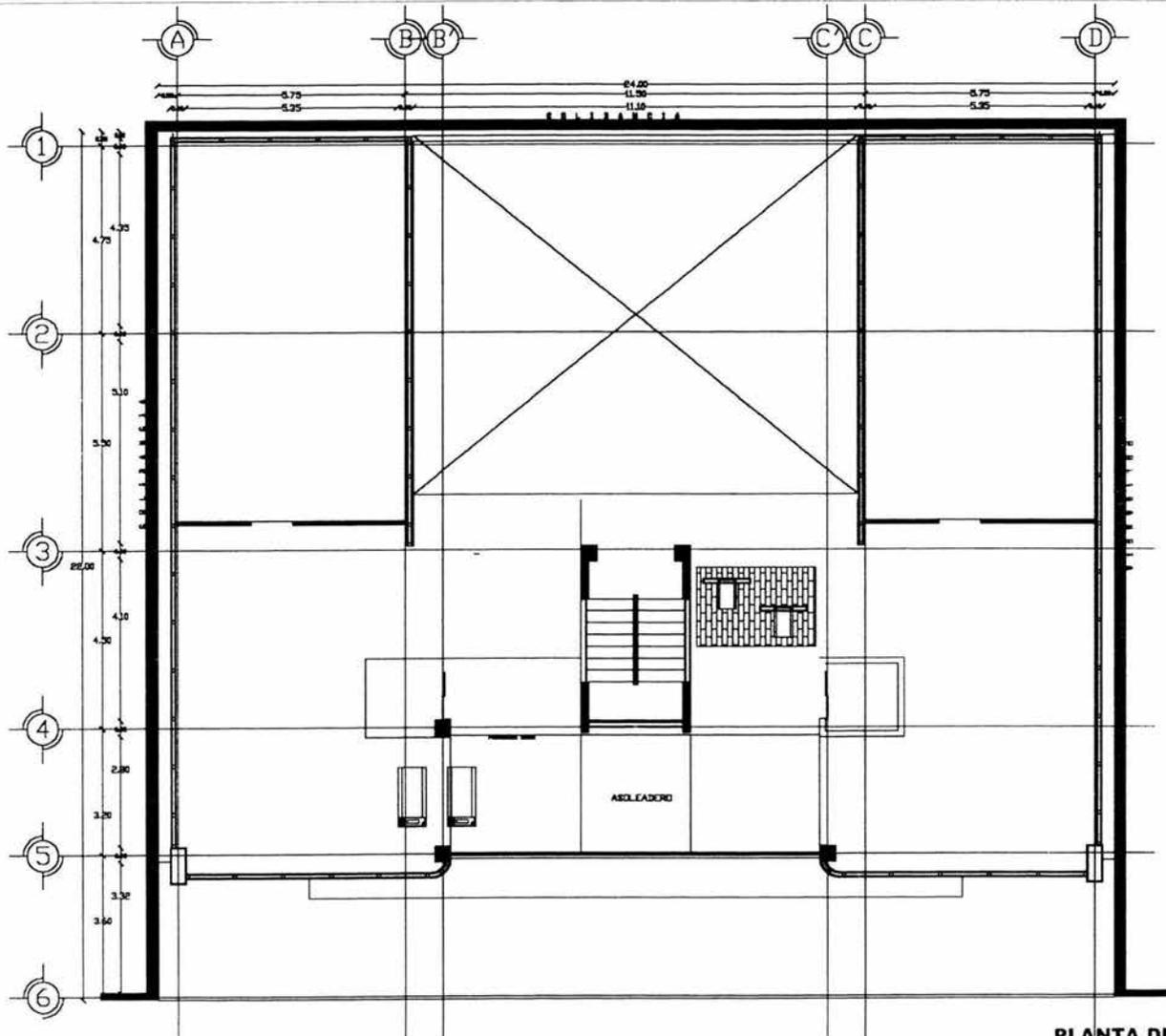
UBICACION  
Calle. NARIÑO #43, Col. NAPOLES

PLANO III  
PLANTA ARQUITECTONICA

ESCALA  
1:125

UNIDAD  
metros





PLANTA DE AZOTEA

ESC: S/C

*ANEXO II*  
*PRUEBAS DE LABORATORIO*

---





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### PORCENTAJE DE FINOS

PROCEDENCIA: MARICOPA # 43  
 SONDEO: PCA's

Muestra	Profundidad m.	Ws.+tara gr.	Ws. lavado + tara	W. tara gr.	W total del material	W finos	% finos
<i>PCA-1 MC-1</i>	<i>1.80-2.00</i>	<i>72.40</i>	<i>27.00</i>	<i>23.30</i>	<i>49.10</i>	<i>45.40</i>	<i>92.46</i>
<i>PCA-2 MC-1</i>	<i>2.00-2.20</i>	<i>83.60</i>	<i>29.20</i>	<i>23.10</i>	<i>60.50</i>	<i>54.40</i>	<i>89.92</i>
<i>PCA-3 MC-1</i>	<i>1.40-1.60</i>	<i>74.70</i>	<i>32.00</i>	<i>24.60</i>	<i>50.10</i>	<i>42.70</i>	<i>85.23</i>



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**ANALISIS GRANULOMETRICO**

PROYECTO: MARICOPA # 43

SONDEO: SPT-T

PROFUND.: 2.40-3.00 m.

MUESTRA: 5

DATOS:

W TARA: 26.90 Gr

Ws+T 122.90 Gr

Ws: 96.00 Gr

MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			100.00
1/2"	23.10	24.06	75.94
3/8"	1.60	1.67	74.27
1/4"	4.10	4.27	70.00
N°4"	3.50	3.65	66.35
10.00	8.50	8.85	57.50
20.00	6.90	7.19	50.31
40.00	8.90	9.27	41.04
60.00	10.40	10.83	30.21
100.00	11.60	12.08	18.13
200.00	5.00	5.21	12.92
PASA 200	12.40	12.92	0.00
SUMA	96.00	0.00	0.00

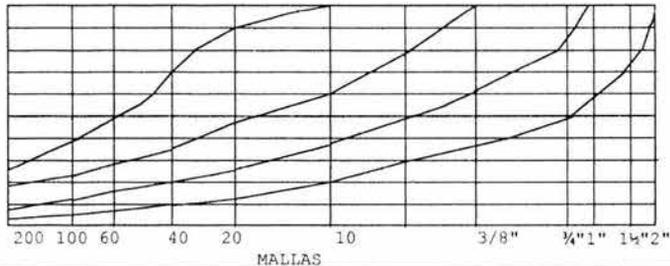
GRAVA 34 %

ARENA 53 %

FINOS 13 %

SUMA= 100 %

100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**ANALISIS GRANULOMETRICO**

PROYECTO: MARICOPA # 43

SONDEO: SPT-1

PROFUND.: 15.60-15.90 m.

MUESTRA: 25

DATOS:

W TARA: 21.70 Gr      Ws+T 72.70 Gr

Ws: 51.00 Gr

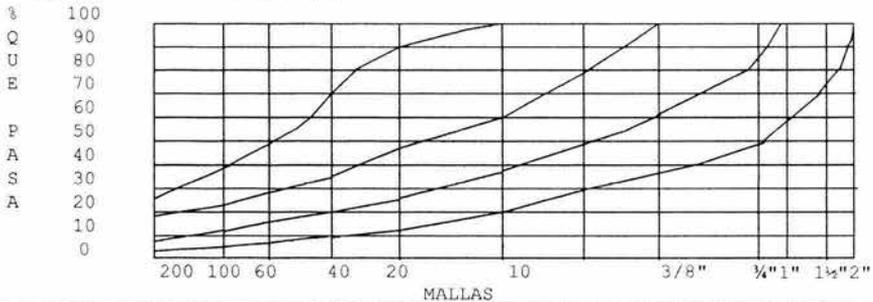
MALLA N°	W RET. Gr	P.RET. %	A. PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			
1"			
3/4"			100.00
1/2"	2.50	4.90	95.10
3/8"	3.90	7.65	87.45
1/4"	2.40	4.71	82.75
N°4"	4.80	9.41	73.33
10.00	7.40	14.51	58.82
20.00	5.60	10.98	47.84
40.00	4.60	9.02	38.82
60.00	3.70	7.25	31.57
100.00	4.50	8.82	22.75
200.00	2.40	4.71	18.04
PASA 200	9.20	18.04	0.00
SUMA	51.00	0.00	0.00

GRAVA                    26.7 %

ARENA                    55.3 %

FINOS                    18.0 %

SUMA=                    100.0 %





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**ANALISIS GRANULOMETRICO**

PROYECTO: MARICOPA # 43

SONDEO: PCA-2

PROFUND.: 1.00-1.75 m.

MUESTRA: \_\_\_\_\_

DATOS:

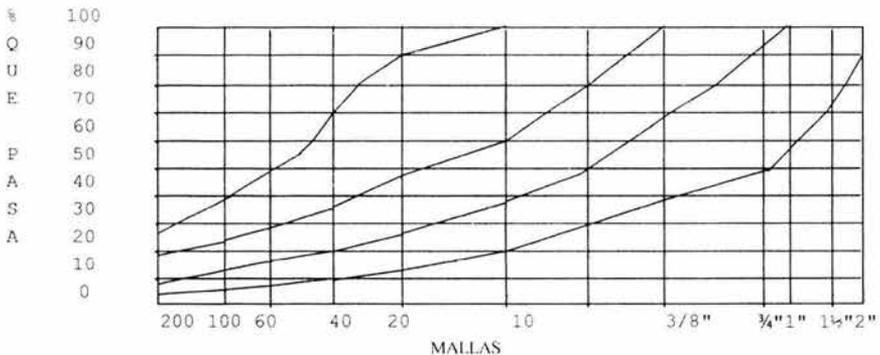
W TARA: 22.50 Gr Ws+T: 106.00 Gr

Ws: 83.50 Gr

MALLA N°	W RET Gr	P.RET.%	A.PASA %
3"			
2"			
1 1/2"			100.00
1	106.00	6.40	93.60
3/4"	151.00	9.11	84.49
1/2"	216.00	13.04	71.45
3/8"	159.00	9.60	61.85
1/4"	110.00	6.64	55.21
N°4	104.00	6.28	48.93
PASA N°4	811.00	48.94	
SUMA	1657.00		
10.00	24.70	14.47	34.46
20.00	12.60	7.38	27.07
40.00	9.60	5.63	21.45
60.00	7.20	4.22	17.23
100.00	7.60	4.45	12.77
200.00	3.20	1.88	10.90
PASA 200	18.60	10.90	0.00
SUMA	83.50		

GRAVA 51.1 % ARENA 38.0 % FINOS 10.9 %

SUMA= 100.00





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA**

PROCEDENCIA: MARICOPA # 43

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 9 PROF.: 5.20-5.80 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO NEGRUZCO

**LIMITE LIQUIDO**

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
43	411	24.00	18.80	10.80	65.00
26	408	22.80	17.50	9.70	67.95
16	396	25.10	19.60	11.80	70.51
10	314	23.40	17.90	10.30	72.37

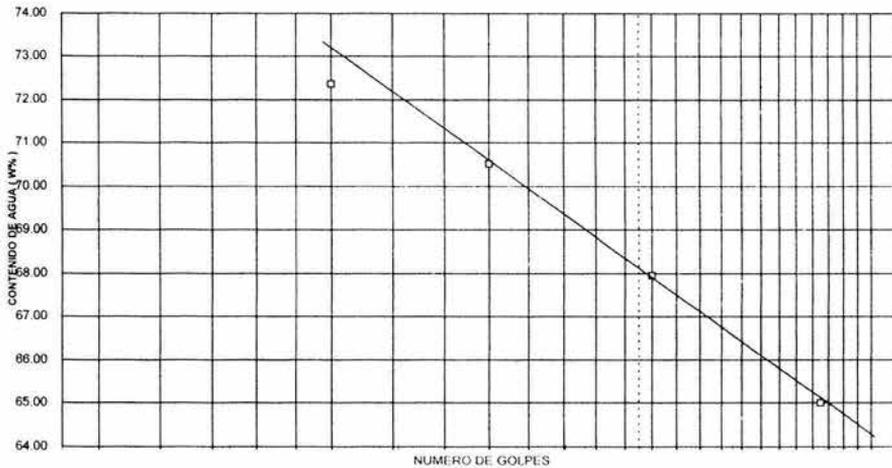
**LIMITE PLASTICO**

	455	12.70	12.00	7.70	16.28
	435	12.80	12.00	7.70	18.60

**CONTRACCION LINEAL**

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
68.00	17.44	50.56	CH



NUMERO DE GOLPES



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MARICOPA # 43

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 15 PROF.: 9.20-9.80 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO NEGRUZZCO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
45	396	24.6	19.6	11.8	64.10
26	353	25.30	20.10	12.30	66.67
14	340	25.00	19.70	12.00	68.83
9	373	24.00	18.70	11.30	71.62

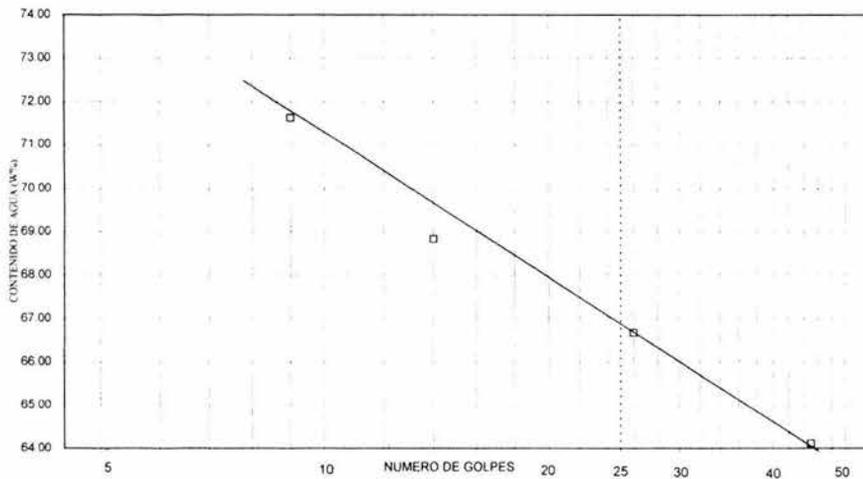
#### LIMITE PLASTICO

	20	14.8	14.1	9.5	15.22
	440	12.3	12	7.6	6.82

#### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
66.9	11.02	55.88	CH





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MARICOPA # 43

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 17 PROF.: 10.40 - 11.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
46	407	18.20	11.90	10.10	350.00
27	356	18.80	12.40	10.60	355.56
16	314	18.60	12.10	10.30	361.11
8	356	19.00	12.40	10.60	366.67

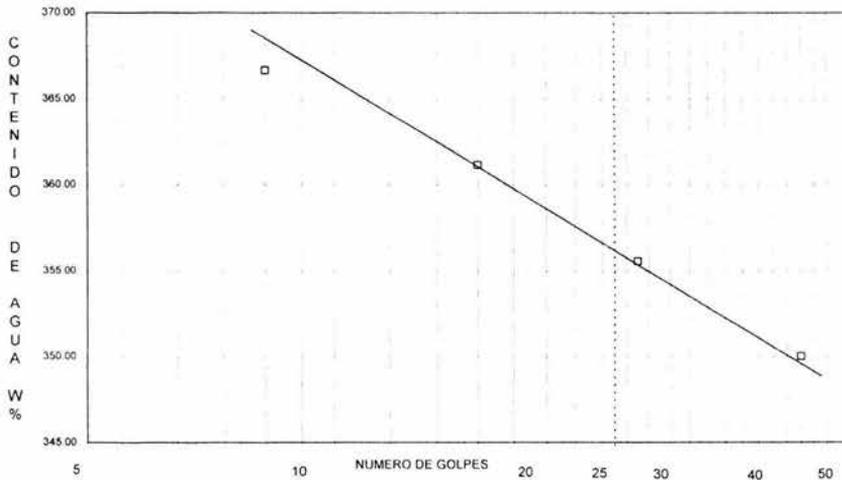
#### LIMITE PLASTICO

	22	15.00	14.00	10.20	26.32
	28	15.10	14.20	10.10	21.95

#### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
356.50	24.13	332.37	CH





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MARICOPA # 43

SONDEO N°: SPT-1 MUESTRA: 19 PROF.: 11.60 - 12.20 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ ROJIZO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
46	304	21.60	13.60	11.30	347.83
27	396	22.20	14.10	11.80	352.17
16	401	22.80	14.60	12.30	356.52
10	340	22.60	14.30	12.00	360.87

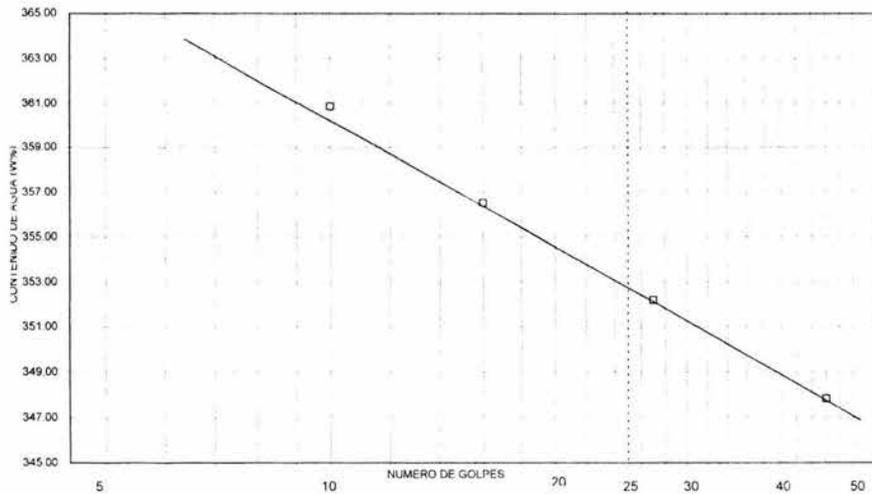
#### LIMITE PLASTICO

17	15.30	14.20	10.10	26.83
2	14.20	13.20	9.60	27.78

#### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
352.95	27.30	325.65	CH





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MARICOPA # 43

SONDEO N°: PCA-1 MUESTRA: MC-1 PROF.: 1.80 - 2.00 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO OSCURO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
46	477	22.70	19.00	11.30	48.05
26	392	23.40	19.60	12.00	50.00
15	338	24.00	20.00	12.50	53.33
7	410	23.50	19.40	12.20	56.94

#### LIMITE PLASTICO

	438	11.60	10.80	7.70	25.81
	447	11.60	10.80	8.00	28.57

#### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
50.95	27.19	23.76	CH





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MARICOPA # 43

SONDEO N°: PCA-2 MUESTRA: MC-1 PROF.: 2.00 - 2.20 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO OSCURO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
40	345	23.80	20.00	12.10	48.10
26	332	23.70	19.90	12.20	49.35
17	403	22.60	18.70	11.00	50.65
7	394	23.40	19.40	11.70	51.95

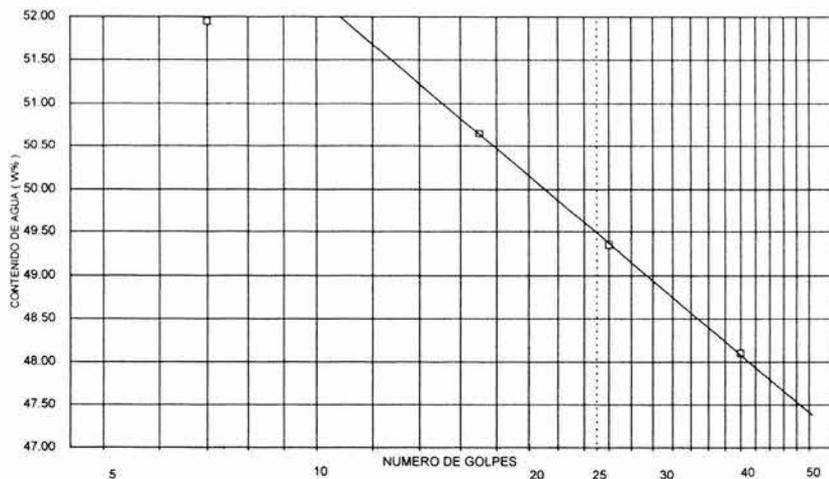
#### LIMITE PLASTICO

	449	12.90	12.20	7.70	15.56
	429	12.60	11.90	7.80	17.07

#### CONTRACCION LINEAL

barra n°	lec.inic.	lec.final	C.L. (%)

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
49.48	16.31	33.17	CL





INGENIEROS CIVILES  
ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA

### CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: MARICOPA # 43

SONDEO N°: PCA-3 MUESTRA: MC-1 PROF.: 1.40-1.60 m.

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISACEO CLARO

#### LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	308	28.50	23.20	12.40	49.07
25	328	28.60	23.10	12.40	51.40
16	406	28.90	23.30	12.80	53.33
10	303	28.80	22.90	12.50	56.73

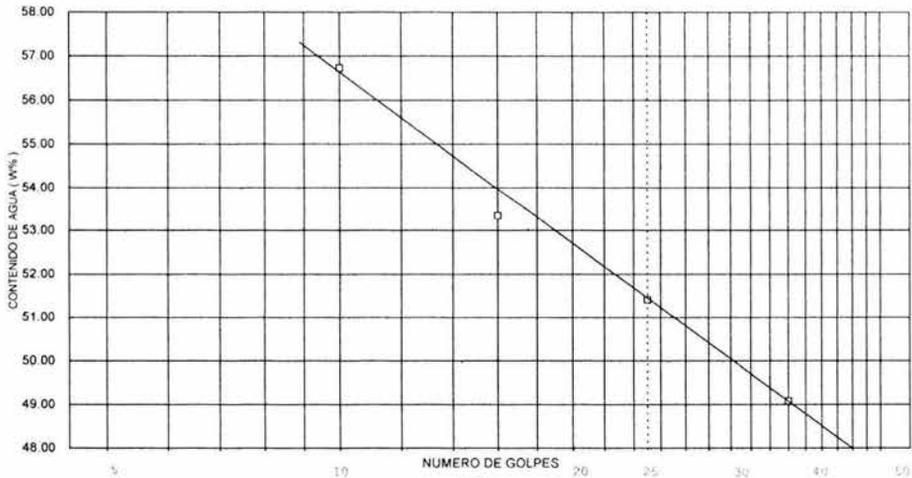
#### LIMITE PLASTICO

	437	13.00	12.30	8.00	16.28
	25	14.60	14.00	9.70	13.95

#### CONTRACCION LINEAL

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

L.L.	L.P.	I.P.	S.U.C.S
51.40	15.12	36.28	CH





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**PRUEBA TRIAXIAL UU**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS OSCURO NEGRUZO CON  
ESCASA ARENA FINA

PROYECTO: **MARICOPA #43**

SONDEO: **PCA-1**

MUESTRA: **MC-1**

PROFUND.: **1.80-2.00 m.**

OPERADOR: **J.E.**

FECHA: **06/11/2002**

CONSTANTE: **0.192**

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

VELOCIDAD: **0.01667**

ds=	3.84	cm	Wo=	136.00	gr
dm=	3.83	cm	Wt=	143.50	gr
di=	3.87	cm	Wt+sh=	279.40	gr
d prom.=	<b>3.84</b>	cm	Wt+ss=	235.30	gr
h1=	7.88	cm	Ss=	2.57	
h2=	7.88	cm	W(%)=	<b>48.04</b>	
h prom.=	<b>7.88</b>	cm	pvhi=	<b>1.492</b>	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	<b>11.571</b>	cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.490</b>	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	<b>91.180</b>	cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.008</b>	ton/m <sup>3</sup>
ei=	<b>1.551</b>		Gi=	<b>79.61</b>	(%)
ef=	<b>1.553</b>		Wi=	<b>48.15</b>	(%)
si=	<b>79.70</b>	(%)	Wf=	<b>48.04</b>	(%)
sf=	<b>79.52</b>	(%)			
Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.5711	0.0000
10	4.70	0.9024	0.1667	11.5904	0.0779
20	12.20	2.3424	0.3334	11.6098	0.2018
30	21.30	4.0896	0.5001	11.6293	0.3517
40	27.70	5.3184	0.6668	11.6488	0.4566
50	30.20	5.7984	0.8335	11.6684	0.4969
60	30.80	5.9136	1.0002	11.6880	0.5060
70	30.70	5.8944	1.1669	11.7077	0.5035
75	30.20	5.7984	1.2503	11.7176	0.4948
80	14.00	2.6880	1.3336	11.7275	0.2292



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

PROYECTO: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-1  
MUESTRA: MC-1  
PROFUND.: 1.80-2.00 m.

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	3.81	cm	Wo=	138.40	gr
dm=	3.83	cm	Wt=	104.00	gr
di=	3.83	cm	Wt+sh=	242.30	gr
d prom.=	<b>3.83</b>	cm	Wt+ss=	197.70	gr
h1=	7.88	cm	Ss=	2.57	
h2=	7.88	cm	W(%)=	<b>47.60</b>	
h prom.=	<b>7.88</b>	cm	pvhi=	<b>1.527</b>	ton/m3
Ao=	<b>11.501</b>	cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.526</b>	ton/m3
Vo=	<b>90.627</b>	cm3	pvs=	<b>1.035</b>	ton/m3
ei=	<b>1.484</b>		Gi=	<b>82.44</b>	(%)
ef=	<b>1.486</b>		Wi=	<b>47.71</b>	(%)
si=	<b>82.52</b>	(%)	Wf=	<b>47.60</b>	(%)
sf=	<b>82.34</b>	(%)			
Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.5009	0.0000
10	10.70	2.0544	0.1667	11.5201	0.1783
20	27.70	5.3184	0.3334	11.5394	0.4609
30	42.90	8.2368	0.5001	11.5587	0.7126
40	47.50	9.1200	0.6668	11.5781	0.7877
45	45.80	8.7936	0.7502	11.5878	0.7589
50	40.20	7.7184	0.8335	11.5975	0.6655
55	38.80	7.4496	0.9169	11.6073	0.6418



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

PROYECTO: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-1  
MUESTRA: MC-1  
PROFUND.: 1.80-2.00 m.

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.83 cm	Wo=	142.50 gr
dm=	3.88 cm	Wt=	98.60 gr
di=	3.89 cm	Wt+sh=	241.10 gr
d prom.=	<b>3.87</b> cm	Wt+ss=	196.40 gr
h1=	7.93 cm	Ss=	2.57
h2=	7.93 cm	W(%)=	<b>45.71</b>
h prom.=	<b>7.93</b> cm	pvhi=	<b>1.525</b> ton/m <sup>3</sup>
Ao=	<b>11.783</b> cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.525</b> ton/m <sup>3</sup>
Vo=	<b>93.440</b> cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.047</b> ton/m <sup>3</sup>
ei=	<b>1.455</b>	Gi=	<b>80.71</b> (%)
ef=	<b>1.455</b>	Wi=	<b>45.71</b> (%)
si=	<b>80.71</b> (%)	Wf=	<b>45.71</b> (%)
sf=	<b>80.71</b> (%)		

Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.7831	0.0000
10	12.80	2.4576	0.1667	11.8028	0.2082
20	31.90	6.1248	0.3334	11.8225	0.5181
30	51.80	9.9456	0.5001	11.8423	0.8398
40	68.10	13.0752	0.6668	11.8622	1.1023
50	76.90	14.7648	0.8335	11.8821	1.2426
55	65.90	12.6528	0.9169	11.8921	1.0640
60	47.30	9.0816	1.0002	11.9021	0.7630



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**PRUEBA TRIAXIAL, UU**

OBRA: MARICOPA #43

SONDEO: PCA-1

MUESTRA: MC-1

PROF.: 1.80-2.00 m.

**DESCRIPCIÓN DEL SUELO:**

ARCILLA GRIS OMBURO NEGRO/CO CON ESCASA

ARENA FINA

ENSAYO Num.	PRESION	ESF.	PESO	Gwi	ei
	CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )		
1	0.25	0.51	1.492	79.6	1.551
2	0.50	0.79	1.527	82.4	1.484
3	1.00	1.24	1.525	80.7	1.455

**VALORES PROMEDIO**

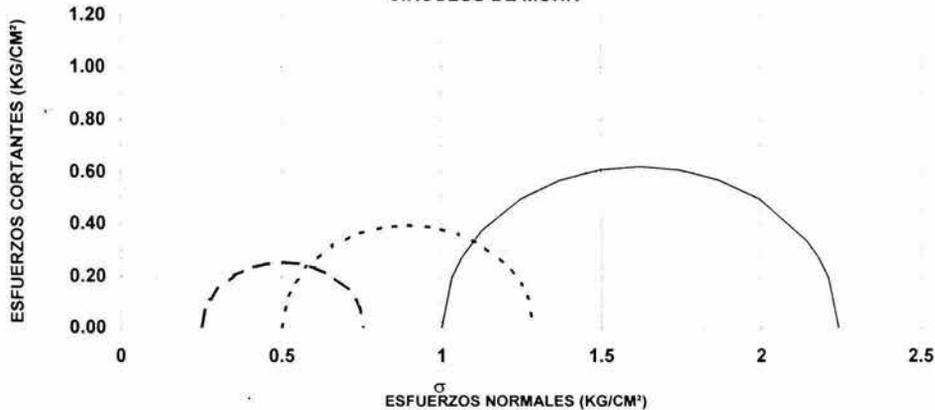
S<sub>s</sub>= 2.57  
w<sub>i</sub>= 47.19 %  
w<sub>f</sub>= 47.11 %  
G<sub>w</sub>= 80.92 %  
G<sub>wf</sub>= 80.85 %  
PVN= 1.515 ton/m<sup>3</sup>

PVF= 1.514 ton/m<sup>3</sup>  
e<sub>i</sub>= 1.50  
e<sub>f</sub>= 1.50

**DATOS FINALES**

		ef	G <sub>wf</sub>	w <sub>f</sub>	pv <sub>hf</sub>
1	0.25	1.553	79.516	48.04	1.490
2	0.50	1.486	82.337	47.60	1.526
3	1.00	1.455	80.707	45.71	1.525

**CIRCULOS DE MOHR**



C= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>

Ø= \_\_\_\_\_ grados

E= \_\_\_\_\_ kg/cm<sup>2</sup>

μ= 0.45



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

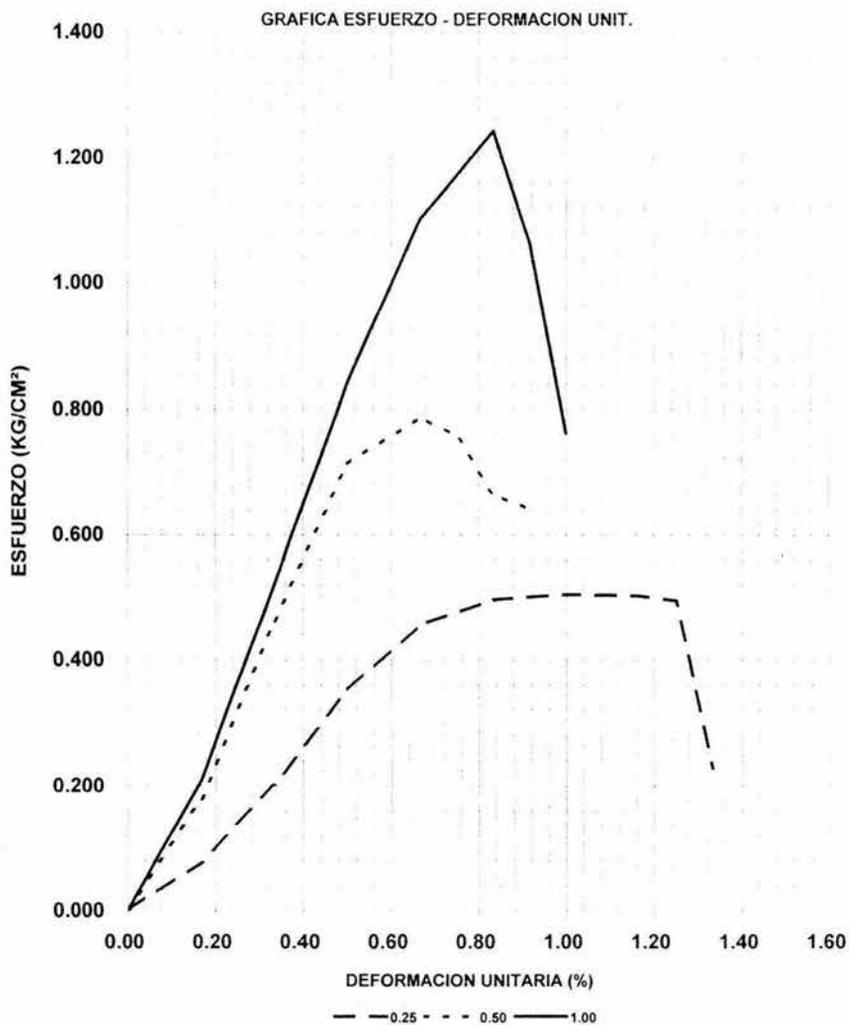
### PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MARICOPA #43

SONDEO: PCA-1

PROF: 1.80-2.00 m.

MUESTRA: MC-1





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**PRUEBA TRIAXIAL UU**

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON  
ESCASA ARENA FINA.

PROYECTO: **MARICOPA #43**

SONDEO: **PCA-2**

MUESTRA: **MC-1**

PROFUND.: **2.00-2.20 m.**

OPERADOR: **J.E.**

FECHA: **06/11/2002**

CONSTANTE: **0.192**

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

VELOCIDAD: **0.01667**

ds=	3.73	cm	Wo=	143.00	gr
dm=	3.83	cm	Wt=	63.40	gr
di=	3.83	cm	Wt+sh=	206.40	gr
d prom.=	<b>3.81</b>	cm	Wt+ss=	165.00	gr
h1=	7.88	cm	Ss=	2.52	
h2=	7.88	cm	W(%)=	<b>40.75</b>	
h prom.=	<b>7.88</b>	cm	pvhi=	<b>1.589</b>	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	<b>11.421</b>	cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.589</b>	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	<b>89.997</b>	cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.129</b>	ton/m <sup>3</sup>
ei=	<b>1.232</b>		Gi=	<b>83.33</b>	(%)
ef=	<b>1.232</b>		Wi=	<b>40.75</b>	(%)
si=	<b>83.33</b>	(%)	Wf=	<b>40.75</b>	(%)
sf=	<b>83.33</b>	(%)			

Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.4209	0.0000
10	9.80	1.8816	0.1667	11.4399	0.1645
20	28.30	5.4336	0.3334	11.4591	0.4742
30	49.10	9.4272	0.5001	11.4783	0.8213
40	56.40	10.8288	0.6668	11.4975	0.9418
50	57.10	10.9632	0.8335	11.5169	0.9519
55	53.00	10.1760	0.9169	11.5266	0.8828
60	49.20	9.4464	1.0002	11.5363	0.8188
65	44.10	8.4672	1.0836	11.5460	0.7333



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

PROYECTO: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-2  
MUESTRA: MC-1  
PROFUND.: 2.00-2.20 m.

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	3.83 cm	Wo=	144.50 gr		
dm=	3.79 cm	Wt=	35.90 gr		
dj=	3.88 cm	Wt+sh=	180.00 gr		
d prom.=	<b>3.81</b> cm	Wt+ss=	137.60 gr		
h1=	7.89 cm	Ss=	2.52		
h2=	7.89 cm	W(%)=	<b>41.69</b>		
h prom.=	<b>7.89</b> cm	pvhi=	<b>1.605</b> ton/m <sup>3</sup>		
Ao=	<b>11.411</b> cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.601</b> ton/m <sup>3</sup>		
Vo=	<b>90.032</b> cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.133</b> ton/m <sup>3</sup>		
ei=	<b>1.225</b>	Gi=	<b>85.79</b> (%)		
ef=	<b>1.231</b>	Wi=	<b>42.08</b> (%)		
si=	<b>86.16</b> (%)	Wf=	<b>41.69</b> (%)		
sf=	<b>85.36</b> (%)				
Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.4109	0.0000
10	14.30	2.7456	0.1667	11.4299	0.2402
20	30.80	5.9136	0.3334	11.4491	0.5165
30	47.80	9.1776	0.5001	11.4682	0.8003
40	57.10	10.9632	0.6668	11.4875	0.9544
50	61.70	11.8464	0.8335	11.5068	1.0295
55	60.20	11.5584	0.9169	11.5165	1.0036
60	58.70	11.2704	1.0002	11.5262	0.9778
65	53.30	10.2336	1.0836	11.5359	0.8871



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

PROYECTO: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-2  
MUESTRA: MC-1  
PROFUND.: 2.00-2.20 m.

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>	
ds=	3.81 cm	Wo=	142.20 gr
dm=	3.83 cm	Wt=	36.10 gr
di=	3.83 cm	Wt+sh=	177.90 gr
d prom.=	<b>3.83</b> cm	Wt+ss=	135.90 gr
h1=	7.88 cm	Ss=	2.52
h2=	7.88 cm	W(%)=	<b>42.08</b>
h prom.=	<b>7.88</b> cm	pvhi=	<b>1.569</b> ton/m <sup>3</sup>
Ao=	<b>11.501</b> cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.565</b> ton/m <sup>3</sup>
Vo=	<b>90.627</b> cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.104</b> ton/m <sup>3</sup>
ei=	<b>1.282</b>	Gi=	<b>82.73</b> (%)
ef=	<b>1.288</b>	Wi=	<b>42.48</b> (%)
si=	<b>83.10</b> (%)	Wf=	<b>42.08</b> (%)
sf=	<b>82.31</b> (%)		

Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	11.5009	0.0000
10	16.30	3.1296	0.1667	11.5201	0.2717
20	29.80	5.7216	0.3334	11.5394	0.4958
30	46.70	8.9664	0.5001	11.5587	0.7757
40	59.20	11.3664	0.6668	11.5781	0.9817
50	67.30	12.9216	0.8335	11.5975	1.1142
60	71.20	13.6704	1.0002	11.6171	1.1768
65	70.80	13.5936	1.0836	11.6269	1.1692
70	69.20	13.2864	1.1669	11.6367	1.1418
75	57.20	10.9824	1.2503	11.6465	0.9430
80	27.40	5.2608	1.3336	11.6563	0.4513



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-2  
MUESTRA: MC-1 PROF.: 2.00-2.20 m.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
ARCILLA CAFÉ GRISACEO CON ESCASA ARENA FINA

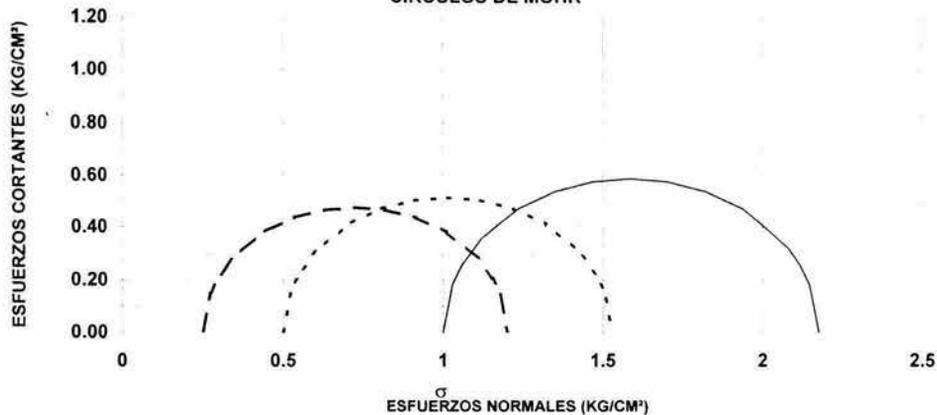
ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	ESF. A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )	Gwi (%)	ei
	1	0.25	0.95	1.589	83.3
2	0.50	1.03	1.605	85.8	1.225
3	1.00	1.18	1.569	82.7	1.282

#### VALORES PROMEDIO

Ss=	2.52
wi=	41.77 %
wf=	41.51 %
Gw=	83.95 %
Gwf=	83.67 %
PVN=	1.588 ton/m <sup>3</sup>
PVF=	1.585 ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.25
ef=	1.25

DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	1.232	83.335	40.75	1.589
2	0.50	1.231	85.355	41.69	1.601
3	1.00	1.288	82.315	42.08	1.565

#### CIRCULOS DE MOHR



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

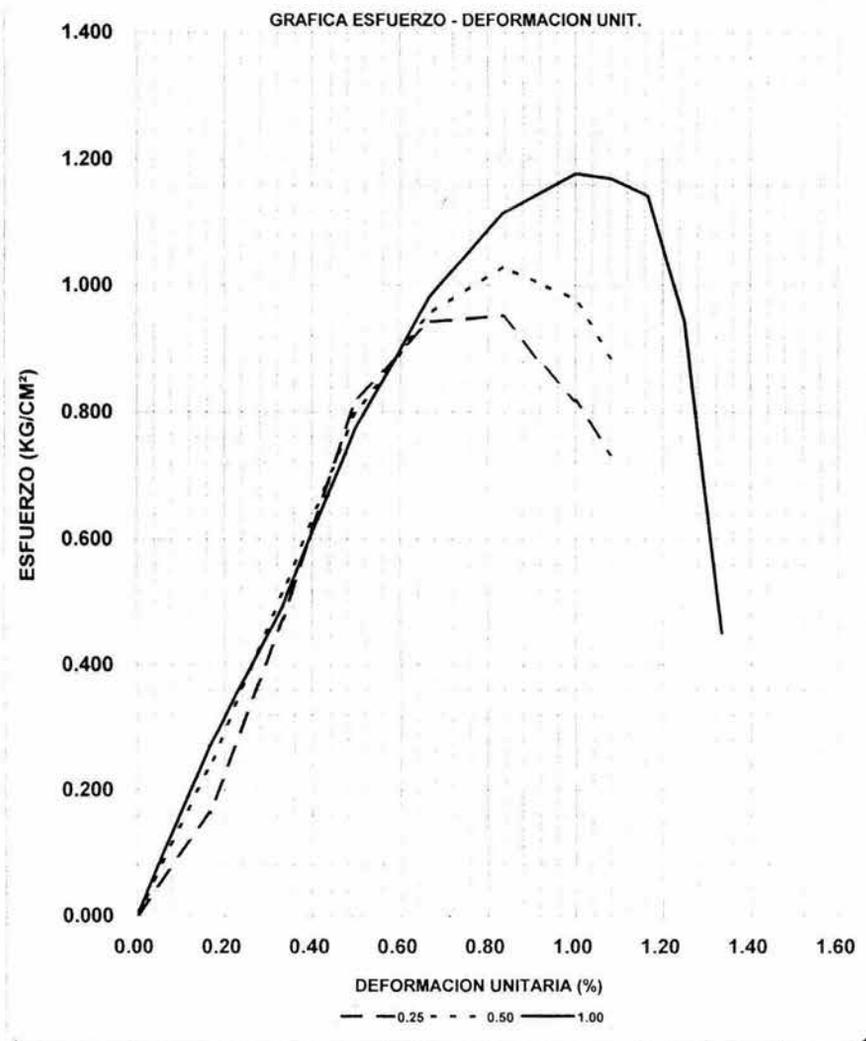


**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-2  
PROF: 2.00-2.20 m.

MUESTRA: MC-1





**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

### PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ, CON ESCASA  
ARENA FINA.

PROYECTO: **MARICOPA #43**

SONDEO: **PCA-3**

MUESTRA: **MC-1**

PROFUND.: **1.40-1.60 m.**

OPERADOR: **J.E.**

FECHA: **06/11/2002**

CONSTANTE: **0.192**

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

VELOCIDAD: **0.01667**

ds=	3.92	cm	Wo=	135.20	gr
dm=	3.96	cm	Wt=	36.10	gr
di=	4.05	cm	Wt+sh=	171.20	gr
d prom.=	3.97	cm	Wt+ss=	140.00	gr
h1=	7.87	cm	Ss=	2.57	
h2=	7.87	cm	W(%)=	30.03	
h prom.=	7.87	cm	pvhi=	1.389	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	12.368	cm <sup>2</sup>	pvhf=	1.388	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	97.338	cm <sup>3</sup>	pvs=	1.068	ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.406		Gi=	54.89	(%)
ef=	1.408		Wi=	30.13	(%)
si=	55.00	(%)	Wf=	30.03	(%)
sf=	54.82	(%)			
Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	12.3682	0.0000
10	9.70	1.8624	0.1667	12.3888	0.1503
20	18.30	3.5136	0.3334	12.4096	0.2831
30	22.90	4.3968	0.5001	12.4304	0.3537
40	23.30	4.4736	0.6668	12.4512	0.3593
45	21.20	4.0704	0.7502	12.4617	0.3266
50	19.80	3.8016	0.8335	12.4721	0.3048
55	13.10	2.5152	0.9169	12.4826	0.2015



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

PROYECTO: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-3  
MUESTRA: MC-1  
PROFUND.: 1.40-1.60 m.

<b>PRESION:</b>		<b>0.50 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	4.09	cm	Wo=	139.50	gr
dm=	4.09	cm	Wt=	35.00	gr
di=	4.08	cm	Wt+sh=	174.40	gr
d prom.=	<b>4.09</b>	cm	Wt+ss=	142.50	gr
h1=	7.88	cm	Ss=	2.57	
h2=	7.88	cm	W(%)=	<b>29.67</b>	
h prom.=	<b>7.88</b>	cm	pvhi=	<b>1.349</b>	ton/m3
Ao=	<b>13.128</b>	cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.348</b>	ton/m3
Vo=	<b>103.445</b>	cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.040</b>	ton/m3
ei=	<b>1.471</b>		Gi=	<b>51.83</b>	(%)
ef=	<b>1.473</b>		Wi=	<b>29.77</b>	(%)
si=	<b>51.93</b>	(%)	Wf=	<b>29.67</b>	(%)
sf=	<b>51.77</b>	(%)			
Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.1275	0.0000
10	11.90	2.2848	0.1667	13.1494	0.1738
20	21.30	4.0896	0.3334	13.1714	0.3105
30	29.20	5.6064	0.5001	13.1935	0.4249
40	33.90	6.5088	0.6668	13.2156	0.4925
50	34.20	6.5664	0.8335	13.2379	0.4960
55	33.40	6.4128	0.9169	13.2490	0.4840
60	31.70	6.0864	1.0002	13.2601	0.4590
65	30.30	5.8176	1.0836	13.2713	0.4384



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

PROYECTO: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-3  
MUESTRA: MC-1  
PROFUND.: 1.40-1.60 m.

<b>PRESION:</b>		<b>1.00 kg/cm<sup>2</sup></b>			
ds=	4.09	cm	Wo=	141.40	gr
dm=	4.13	cm	Wt=	16.70	gr
di=	4.03	cm	Wt+sh=	157.90	gr
d prom.=	<b>4.11</b>	cm	Wt+ss=	126.50	gr
h1=	7.93	cm	Ss=	2.57	
h2=	7.93	cm	W(%)=	<b>28.60</b>	
h prom.=	<b>7.93</b>	cm	pvhi=	<b>1.346</b>	ton/m <sup>3</sup>
Ao=	<b>13.246</b>	cm <sup>2</sup>	pvhf=	<b>1.344</b>	ton/m <sup>3</sup>
Vo=	<b>105.037</b>	cm <sup>3</sup>	pvs=	<b>1.047</b>	ton/m <sup>3</sup>
ei=	<b>1.455</b>		Gi=	<b>50.51</b>	(%)
ef=	<b>1.459</b>		Wi=	<b>28.78</b>	(%)
si=	<b>50.71</b>	(%)	Wf=	<b>28.60</b>	(%)
sf=	<b>50.39</b>	(%)			

Tiempo seg	Anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Kg/cm <sup>2</sup>
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	13.2455	0.0000
10	3.90	0.7488	0.1667	13.2676	0.0564
20	10.40	1.9968	0.3334	13.2898	0.1503
30	18.30	3.5136	0.5001	13.3121	0.2639
40	24.30	4.6656	0.6668	13.3344	0.3499
50	30.80	5.9136	0.8335	13.3568	0.4427
60	36.30	6.9696	1.0002	13.3793	0.5209
70	43.10	8.2752	1.1669	13.4019	0.6175
75	42.70	8.1984	1.2503	13.4132	0.6112
80	41.90	8.0448	1.3336	13.4245	0.5993
85	32.20	6.1824	1.4170	13.4359	0.4601

0.6175



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

**PRUEBA TRIAXIAL UU**

OBRA: MARICOPA #43  
SONDEO: PCA-3  
MUESTRA: MC-1 PROF.: 1.40-1.60 m.

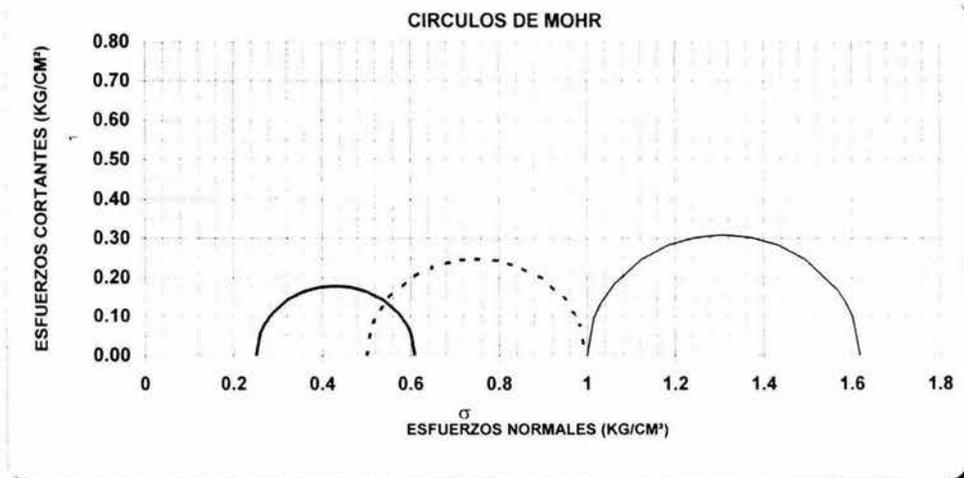
DESCRIPCIÓN DEL SUELO :
ARCILLA POCO LIMOSA . CAFÉ, CON ESCASA ARENA FINA

ENSAYO Num.	PRESION	ESF.	PESO	Gwi	ei
	CONF. (kg/cm <sup>2</sup> )	A LA FALLA (kg/cm <sup>2</sup> )	VOLUM. NATURAL (ton/m <sup>3</sup> )		
1	0.25	0.36	1.389	54.9	1.406
2	0.50	0.50	1.349	51.8	1.471
3	1.00	0.62	1.346	50.5	1.455

VALORES PROMEDIO

Ss=	2.57
wi=	29.56 %
wf=	29.43 %
Gw=	52.41 %
Gwf=	52.33 %
PVN=	1.361 ton/m <sup>3</sup>
PVF=	1.360 ton/m <sup>3</sup>
ei=	1.44
ef=	1.45

DATOS FINALES					
		ef	Gwf	wf	pvhf
1	0.25	1.408	54.824	30.03	1.388
2	0.50	1.473	51.772	29.67	1.348
3	1.00	1.459	50.391	28.60	1.344



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



**INGENIEROS CIVILES**  
**ESPECIALISTAS EN GEOTECNIA**

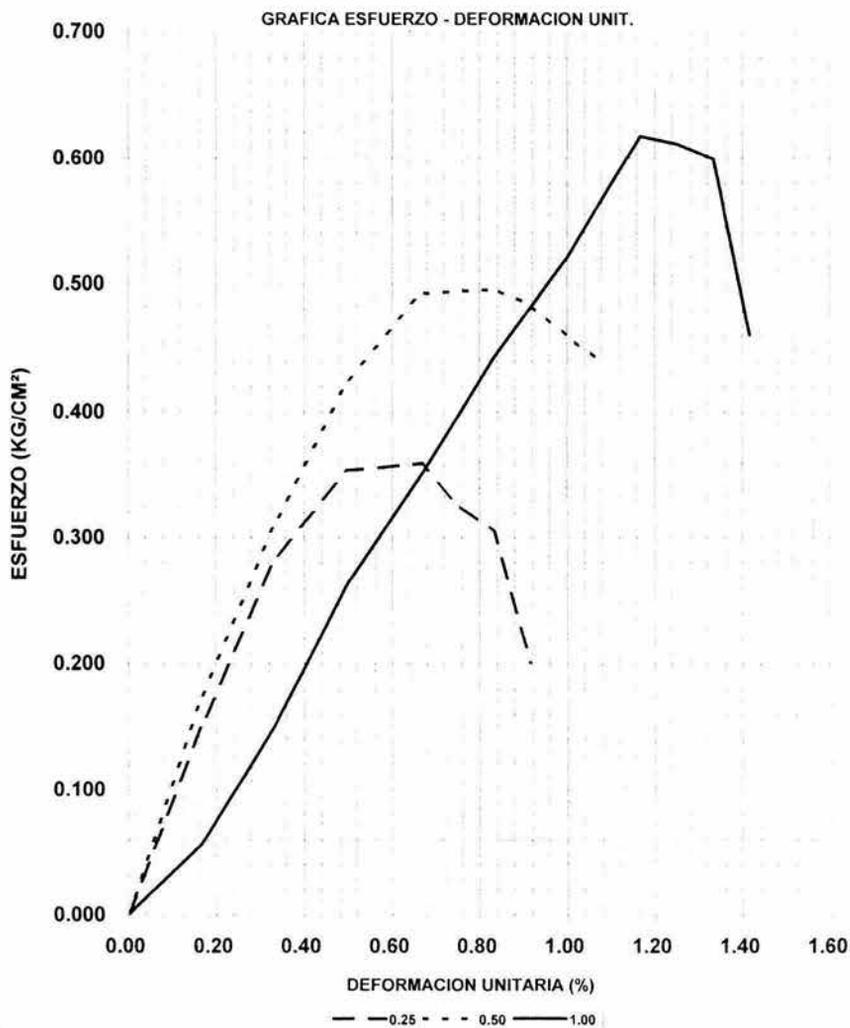
### PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: MARICOPA #43

SONDEO: PCA-3

PROF: 1.40-1.60 m.

MUESTRA: MC-1





CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: MARICOPA # 43  
SONDEO: SPT-1

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

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
	0.00							
1	0.60	121	23.30	95.50	85.10	16.83		FRAGMENTOS DE CONCRETO Y TABIQUE ROJO (MATERIAL DE RELLENO)
	0.60							
2	1.20	88	18.20	64.10	55.80	22.07		FRAGMENTOS DE CONCRETO Y TABIQUE ROJO (MATERIAL DE RELLENO)
		193	16.70	58.30	49.40	27.22		ARCILLA POCO LIMOSA. GRIS OBSCURO NEGRUZCO CON ESCASA ARENA FINA
	1.20							
3	1.80	63	22.30	99.40	84.60	23.76		ARCILLA POCO LIMOSA, CAFÉ GRISÁCEO OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
	1.80							
4	2.40	132	28.10	101.50	95.10	9.55		ARENA LIMOSA. GRIS OBSCURO, CON GRAVAS HASTA 3/4"
	2.40							
5	3.00	199	26.90	131.90	122.90	9.38		ARENA LIMOSA. GRIS OBSCURO, CON GRAVAS HASTA 3/4"
	3.00							
6	3.60	87	17.40	100.40	86.10	20.82		ARENA LIMOSA, GRIS OBSCURO, CON GRAVILLAS
	3.60							
7	4.20	178	16.90	114.80	96.30	23.30		ARENA LIMOSA. GRIS OBSCURO, CON GRAVILLAS
	4.20							
8	5.20	152	22.50	123.80	101.10	28.88		ARENA FINA Y MEDIA, POCO LIMOSA, GRIS OBSCURO
	5.20							
9	5.80	206	23.20	94.10	68.80	55.48		ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OBSCURO NEGRUZCO CON ESCASA ARENA FINA
	5.80							
10	6.40	75	17.10	57.30	35.90	113.83		ARCILLA POCO LIMOSA. CAFÉ OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
		140	26.70	48.10	41.20	47.59		LIMO GRIS CLARO
		184	22.70	64.80	51.80	44.67		ARENA FINA, POCO LIMOSA, GRIS OBSCURO
	6.40							
11	7.00	208	23.80	79.00	42.90	189.01		ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OBSCURO NEGRUZCO CON ESCASA ARENA FINA



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: MARICOPA # 43  
SONDEO: SPT-1

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

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION	
11	6.40	124	29.10	55.30	47.80	40.11		LIMO GRIS CLARO	
	7.00		23.50	78.50	61.10			46.28	ARENA FINA. POCO LIMOSA. GRIS OSCURO
12	7.00	81	22.90	77.50	57.30	58.72		ARENA FINA. POCO LIMOSA. GRIS OSCURO	
	7.60		20.40	60.90	32.40			237.50	ARCILLA POCO LIMOSA. GRIS OSCURO NEGRUZCO CON ESCASA ARENA FINA
13	7.60	100	17.90	48.00	37.70	52.02		ARENA FINA. POCO LIMOSA. GRIS OSCURO NEGRUZCO	
	8.20		18.50	51.60	30.40			178.15	ARCILLA POCO LIMOSA. GRIS OSCURO NEGRUZCO CON ESCASA ARENA FINA
			17.40	63.20	47.60			51.66	ARENA FINA. POCO LIMOSA. GRIS OSCURO
14								SIN MUESTRA	
15	9.20	166	23.10	88.90	50.80	137.55		LIMO GRIS OSCURO CON POCA ARENA FINA	
16	9.80	159	17.00	60.70	35.70	133.69		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA	
	10.40		23.00	66.90	36.20			232.58	ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA
17	10.40	153	23.00	66.90	36.20	232.58		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON ESCASA ARENA FINA	
	11.00		22.90	66.00	35.20			250.41	ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA
18	11.60	85	22.90	66.00	35.20	250.41		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA	
19	11.60	209	23.50	93.40	48.50	179.60		ARCILLA CAFÉ ROJIZO CON ESCASA ARENA FINA	
	12.20								SIN MUESTRA
20								SIN MUESTRA	



OBRA: MARICOPA # 43  
SONDEO: SPT-1

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

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
21	13.20 13.80	76	19.20	72.40	54.50	50.71		ARCILLA POCO LIMOSA. GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA
22	13.80 14.40	93	25.10	69.40	48.00	93.45		ARCILLA POCO LIMOSA. GRIS OBSCURO CON POCA ARENA FINA
23	14.40 15.00	158	20.70	84.20	58.70	67.11		ARCILLA POCO LIMOSA. GRIS OBSCURO CON ESCASA ARENA FINA
24	15.00 15.60	172	17.30	81.00	44.50	134.19		ARCILLA POCO LIMOSA. GRIS CLARO CON ESCASA ARENA FINA
25	15.60 15.90	205	21.70	83.00	72.70	20.20		ARENA ARCILLOSA. GRIS CLARO, CON GRAVILLAS
26	16.20 16.45	57	22.10	84.20	77.60	11.89		GRAVAS HASTA 1" CON ARENA ARCILLOSA, GRIS CLARO
27	17.40 17.65	141	17.70	62.30	57.40	12.34		GRAVAS HASTA 1/2" CON ARENA LIMOSA. CAFÉ GRISÁCEO CLARO
28	18.00 18.20	13	12.20	50.80	46.50	12.54		GRAVAS HASTA 1" SUCIAS DE ARENA FINA, CAFÉ GRISÁCEO
29	19.20 19.40	2	13.30	65.40	57.70	17.34		ARCILLA ARENOSA. CAFÉ GRISÁCEO CLARO
30	19.80 20.40	125	24.70	80.60	72.70	16.46		ARCILLA ARENOSA. CAFÉ. CON ALGUNAS GRAVILLAS
31	20.40 20.85	190	19.90	64.20	57.20	18.77		ARCILLA ARENOSA. CAFÉ. CON ALGUNAS GRAVILLAS
32	21.60 21.95	204	17.40	65.80	59.60	14.69		ARCILLA ARENOSA. CAFÉ. CON ALGUNAS GRAVILLAS
33	22.20 22.45	139	26.30	53.90	52.60	4.94		GRAVA DE 1" SUCIA DE ARENA LIMOSA GRIS
34	23.40 23.70	96	22.80	69.80	59.90	26.68		ARCILLA POCO LIMOSA. CAFÉ. CON POCA ARENA FINA
35	24.00 24.05	126	22.80	69.80	62.00	19.90		ARCILLA POCO LIMOSA. CAFÉ. CON POCA ARENA FINA



CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: MARICOPA # 43  
SONDEO: PCA's

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

Muestra N°	Profundidad m.	Tara N°	tara gr.	Wh+t gr.	Ws+t gr.	w %	TORC. kg/cm <sup>2</sup>	CLASIFICACION
PCA-1	18.00							
MC-1	2.00	95	22.90	95.60	72.40	46.87		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUZCO CON ESCASA ARENA FINA
PCA-2	1.00							
bolsa	1.75	53	23.50	135.70	126.70	8.72		ARENA POCO ARCILLOSA. GRIS OBSCURO CON GRAVAS HASTA 1"
PCA-2	2.00							
MC-1	2.20	185	23.10	109.20	83.60	42.31		ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CON ESCASA ARENA FINA
PCA-3	0.90							
bolsa	1.50	22	13.50	94.80	76.30	29.46		ARCILLA POCO LIMOSA. CAFÉ. CON ESCASA ARENA FINA
PCA-3	1.40							
MC-1	1.60	151	24.60	89.60	74.70	29.74		ARCILLA POCO LIMOSA. CAFÉ. CON ESCASA ARENA FINA
PCA-3	1.70							
bolsa	1.90	16	12.00	72.20	58.00	30.87		ARCILLA CAFÉ GRISÁCEO CON ESCASA ARENA FINA
PCA-3	1.80							
bolsa	2.00	17	13.40	70.70	59.00	25.66		ARCILLA GRIS OBSCURO NEGRUZCO CON ESCASA ARENA FINA

*ANEXO III*  
*ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE ANCLAJE*  
*RECOMENDADO.*

---

## ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE ANCLAJE

### Características de las Anclas

El anclaje con cable esta dirigido a estabilizar grandes masas rocosas en longitudes que van desde los 3.00 metros hasta 30.00 metros o más, se utiliza principalmente para soportar aperturas subterráneas permanentes y en taludes permiten incrementar el ángulo de inclinación. Los tensores de las anclas consistirán de dos torones de 0.6" ( Fig. 1) o una barra de varilla de 1 ½ "( Fig.2) para anclas de 30 ton. y de dos torones de 0.5" o una barra de varilla de 1 ¼ para anclas de 21 ton.

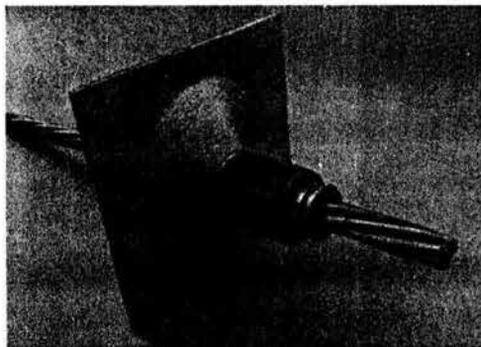


Fig. 1 Anclaje con Torones

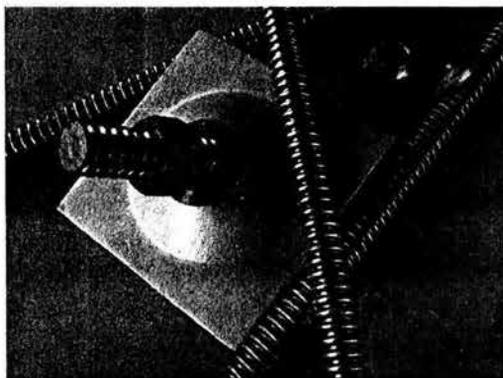


Fig. 2 Anclaje con barra de varilla

*Características Mecánicas y Químicas.*

DIÁMETRO (MM)	CARGA EN Kg.		ALARGAMIENTO (%)
	L.E.	RUPTURA	
15.3 (0.600")	26,000	27,000	4

MATERIAL	TORÓN 6 en 1 Grado 270K
ESPECIFICACIÓN	ASTM - A - 416 - 80
LONGITUDES DISPONIBLES	3.00 m; 3.50m; 4.00m; 5.00m

ELEMENTO	%	
Carbono	0.800	- 0.820
Manganeso	1.600	- 0.700
Silicio	0.180	- 0.200
Fósforo	Menor	que: 0.015
Azufre	Menor	que: 0.010

El anclaje para soporte y estabilización consiste de los siguientes elementos (Fig.1):

- Cable - Torón, relevado de esfuerzos, Grado 270 K. Especificación ASTM-A-416-80, diámetro 15.8 mm (5/8").
- Barril de Cuña con tuerca hexagonal, en acero G-5, colocada en un extremo para soportar placa (distancia entre caras planas de la tuerca = 38 mm).
- Centrales fabricados con chapa de acero.
- Tubo rigidizador y protector del cable (cédula 40).

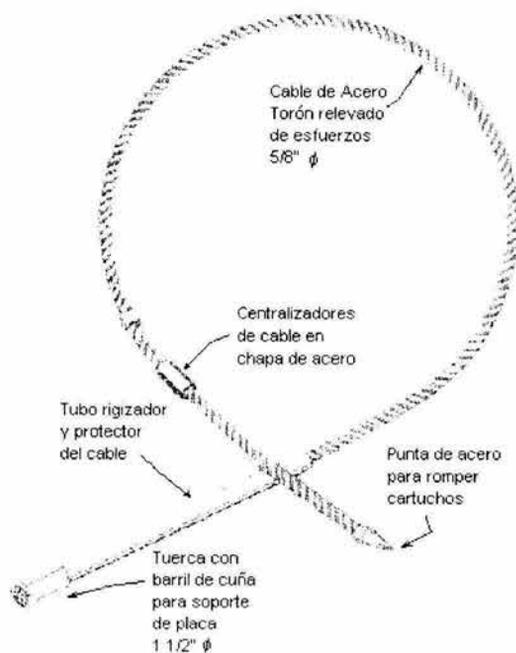


Fig. 3 Elementos que componen el anclaje

Las anclas serán de fricción y constituidas de una barra roscada de acero estructural o de un paquete de torones, que para las anclas de 21 ton. serán de  $1 \frac{1}{4}$ " de diámetro, y de  $1 \frac{1}{2}$ " de diámetro para las de 30 ton de capacidad.

Para ayudar a transmitir la carga del tensor al cuerpo del ancla se empleará una placa de acero de  $25 \times 25 \times 2.54$  cm. y será fijada en el extremo del tensor.

Las anclas deberán tener sus centradores distribuidos en toda su longitud para lograr un adecuada posición del ancla en el barreno de manera que se logre un espesor de lechada uniforme en el perímetro, los centradores tendrán una separación de 3m.

Las anclas deberán tener espaciadores con el propósito de ayudar a asegurar que la lechada de cemento cubra cada uno de los torones en forma independiente, para protegerlo contra la corrosión y para desarrollar una adecuada resistencia en la unión entre ellos, los que se colocarán a cada 2 m

También se colocarán centradores a cada 2 m, sobre el haz de torones ensamblados, para mantener el espacio requerido entre el tensor y la pared de la perforación, asegurando así un espesor adecuado de lechada de cemento rodeando al cuerpo del tensor (mínimo 0.5").

En los anclajes de cables de 0.6" de diámetro y 0.5" de diámetro o de varillas, la zona libre o de deformación no restringida, durante el tensado se protegerá con grasa grafitada y tubos envolventes para cada cable o torón, en la zona de anclaje activo basta el efecto protector del recubrimiento de la lechada de cemento de inyección con un espesor mínimo de 2 cm. El extremo exterior del anclaje se protegerá contra la corrosión mediante capuchones de acero o plástico.

En los anclajes de haces de cables de 0.6" de diámetro la zona libre de dilatación se protege con grasa y tubos envolventes de cada cable, o toron, en la zona de anclaje activo basta el efecto protector del recubrimiento de la lechada de cemento, con un espesor mínimo de 2 cm.

### Longitud de las anclas

El criterio para determinar la longitud de las anclas consideró que éstas deben prolongarse detrás de la zona de posible deslizamiento, determinada por el ángulo  $\beta$  formado con respecto a la horizontal, y que es igual a:

$$\beta = 45^\circ + \phi / 2$$

donde:

$\phi$  : es el ángulo de fricción de los materiales que constituyen el talud retenido por las anclas.

Durante la excavación y conformación de los taludes un ingeniero especialista de MECANICA DE SUELOS, deberá verificar que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis y en caso necesario de acuerdo al comportamiento de los taludes y de los materiales encontrados, establecer los ajustes o modificaciones al procedimiento de excavación propuesto.

Los anclajes en suelos son anclajes inyectados, empotrados en el suelo, en los que por medio de un elemento de tracción de acero (tensor) y un cuerpo de inyección exactamente delimitado por la perforación que lo aloja, (constituido por el cilindro de lechada de cemento que se inyecta a la perforación), se transmite al suelo la fuerza aplicada al muro de concreto lanzado por el tensado del ancla. En la zona no inyectada (en la que el tensor es lubricado) el anclaje mantiene la libertad de movimiento. En la parte exterior el anclaje tiene lugar por medio de cuñas de apriete y un disco de anclaje que sujeta a los torones (paquetes de alambres de alta resistencia).

#### Instalación de las anclas.

a) Perforación de barrenos. Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada, con perforadoras de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 4" (10cm), para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión ( Fig.1 ). Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua - cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y se efectúa su reperfusión. Una vez que la perforación se encuentre limpia se coloca en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza punta de bala con el fin que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de lechada de cemento.



Fig.4 Perforación de barrenos

**b) Inyección de los Barrenos.**

La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua - cemento, en proporción 1 - 2, en peso, respectivamente.

El agua utilizada será limpia y deberá mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea, una vez logrado esto, se colocará la lechada en el depósito de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieran las anclas.

La inyección se deberá realizar a una presión de 1.5 Kg./cm<sup>2</sup> en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba al tubo de inyección, el que tendrá manguitos a cada metro, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro limpio y calibrado, que la presión tenga el valor especificado.
- c) Debido a las características granulométricas de los materiales que alojan a los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que de detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reiniciará 24 horas después, hasta que la lechada retorne.
- d) Antes del tensado, únicamente se inyectará la parte activa del ancla.

En la longitud no activa se protegerán los elementos metálicos contra la oxidación, enfundándolos mediante grasa en una manguera de tipo hidráulica.

**Prueba de Control de la Lechada de Inyección.**

Con el objetivo de garantizar la adecuada capacidad de anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar y probar

---

cuando menos una muestra por cada cinco anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en tres probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3, y 7 días. Cada muestra deberá identificarse con datos de fecha y localización en que se empleó la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia de la compresión a los 7 días de edad, no deberá ser menor de 100 Kg./cm<sup>2</sup>, la relación agua - cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

### Tensado de Anclas

Tras el fraguado de la lechada de cemento y el montaje de los dispositivos de anclaje exteriores se efectúa el tensado mediante un gato hidráulico de diseño especial para este fin, 72 horas después de realizada la inyección de las anclas y después de haber construido el muro de concreto lanzado reforzado. Las anclas se sujetarán al muro por medio de un "queso" de acero de 16 cm. de diámetro apoyado sobre una placa de acero de 25 x 25 cm. y 1" de espesor, en el que los cables toron o la varilla atravesarán el queso en cada uno de los orificios correspondientes, colocando a cada torón su cuña respectiva o en el caso de la varilla de su cuerda hexagonal; efectuando el tensado por incrementos y finalmente fijando los torones al queso mediante las cuñas, lo que se realizará automáticamente con el equipo con el que se lleva acabo el tensado, conforme aumenta la tensión de los torones, la que debe de ser uniforme en todos los torones que constituyen el tensor. En esta operación el elemento de tracción de acero (tensor), debe poder deformarse sin restricciones, entre la parte correspondiente a la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje, dentro de la denominada longitud libre del tensor.

Una vez terminado el tensado se cortan las puntas sobrantes del cable torón a una distancia de 2 cm. de las cuñas de sujeción al queso, cubriéndose con un capuchón relleno con mortero, pintando finalmente el capuchón y la placa metálica con pintura epóxica, con el objeto de alguna posible retención.

---

La carga de tensión que se impone a cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será la siguiente:

1. Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 115% de la tensión de diseño.
2. Se descargará en su totalidad el ancla, después de 5 minutos.
3. Se volverá a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 100%, y se sujetarán al muro de concreto.
4. Se inyectará la parte no activa a través de la preparación previa dejada específicamente para ello.

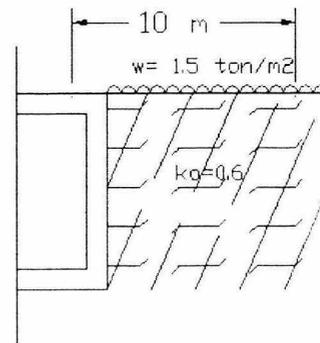
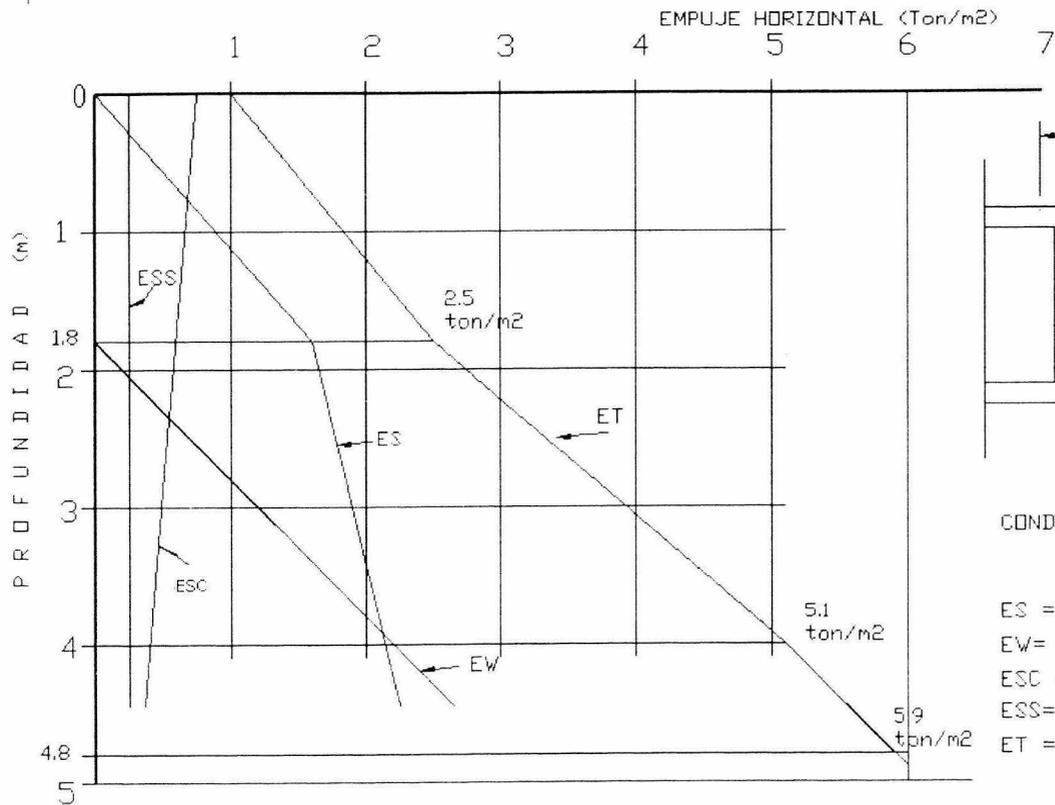
Dentro del concepto de anclas deberá incluirse la perforación en el diámetro indicado el suministro y habilitado del acero del ancla. Para las cargas especificadas se usará las siguientes varillas:

<i>Carga</i>	<i>Diámetro varilla <math>f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2</math></i>
<i>30 ton.</i>	<i>1 <math>\frac{1}{2}</math> "</i>
<i>21 ton.</i>	<i>1 <math>\frac{1}{4}</math> "</i>

El refuerzo de malla de 1 x 1 m, incluirá el labrado de una "caja" de 6cm en el corte y resistencia del concreto lanzado sería de 200 Kg. / cm<sup>2</sup>

### *Memoria de Cálculo para Determinar las Características de las Anclas*

En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de anclas se consideró una excavación con profundidad máxima de 16 m con taludes retenidos por muros a base de concreto lanzado y anclas, una sobrecarga superficial perimetral de 2.0 ton/m<sup>2</sup> en las colindancias con vía pública, y con la construcción colindante de un nivel, se siguieron las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.



CONDICION ANALIZADA

- ES = EMPUJE DEL SUELO
- EW = EMPUJE HIDROSTATICO
- ESC = EMPUJE POR SOBRECARGA
- ESS = EMPUJE POR SISMO
- ET = EMPUJE TOTAL POR DISEÑO

EMPUJES SOBRE MURDOS EN COLINDANCIA CON VIA PUBLICA, BARDAS Y EDIFICIO DE NIVELES

❖ ENVOLVENTE DE EMPUJES HACIA VIA PUBLICA (BARDAS Y EDIFICIO 1 NIVEL)

$$A = (1.0 + 2.5)1.8 + (2.5 + 5.1) 2.2 + (5.1 + 5.9) 0.8$$

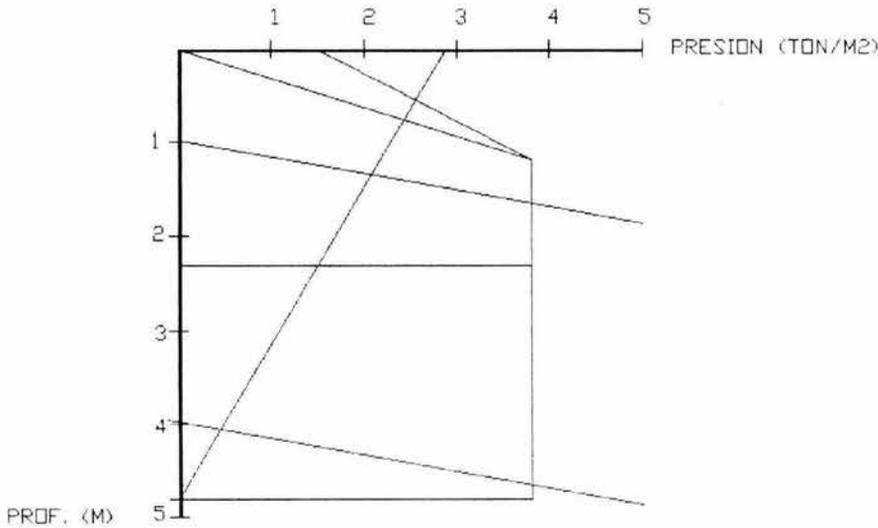
$$A = 3.15 + 8.36 + 4.4 = 15.91$$

TRANSFORMADA DE PECK

$$h = \frac{2A}{B+b} \quad B = 4.8$$

$$b = 0.75 B = 0.75 * 4.8 = 3.6$$

$$h = \frac{2 * 15.91}{4.8 + 3.6} = 3.8$$



1er. CINTURON

$$P_u = \frac{(1.3 + 2.5)3.8}{2} = 7.22 * 3 = 22 \text{ Ton}$$

$P_u = 22 \text{ Ton @ } 3.0 \text{ m horizontal}$

$$P_u = (C + P_i \tan \phi') D \pi F_R$$

$$L_a = \frac{P_u}{(C + P_i \tan \phi') D \pi F_R}$$

$$C = 9 \text{ ton/m}^2$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$P_i = 1.5 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ ton/m}^2$$

$$C' = 2/3 (9) = 6 \text{ ton/m}^2 \quad \phi' = 2/3 (28^\circ) = 18.6^\circ \quad D = 0.1 \text{ m} \quad F_R = 0.7$$

$$L_a = \frac{22}{(6 + 15 \tan 18.6) 0.1 \times \pi \times 0.7}$$

$$L_a = 9.1 \text{ m} \quad L_p = 2.1 \text{ m}$$

$$L_T = L_a + L_p = 9.1 + 2.1 = 11.2 \text{ m}$$

∴ anclas de varillas de  $\phi = 1 \frac{1}{2}''$ ,  $L_T = 12.0 \text{ m}$  @  $3.0 \text{ m}$   $P_u = 22 \text{ ton}$ .

## 2do. CINTURON

$$P_u = (2.3 * 3.8) = 8.74 * 3 = 26 \text{ Ton.}$$

a)  $P_u = 26 \text{ ton}$  @  $3.0 \text{ m}$  horizontal

$$C = 5 \quad \phi = 10^\circ \quad P_u = 2.5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ ton/m}^2$$

$$C' = 3.33 \quad \phi = 7^\circ \quad D = 0.1 \text{ m} \quad F_R = 0.7$$

$$L_a = \frac{26}{(3.33 + 25 \tan 7^\circ) 0.1 \times \pi \times 0.7}$$

$$L_a = 18.4 \text{ m} \quad L_p = 0.5 \text{ m}$$

$$L_T = L_a + L_p = 18.4 + 0.5 = 18.9 \text{ m}$$

∴ anclas de varillas de  $\phi = 1 \frac{1}{2}''$ ,  $L_T = 19.0 \text{ m}$  @  $3.0 \text{ m}$   $P_u = 26 \text{ ton}$ .

$$P_u = (2.3 * 3.8) = 8.74 * 2.5 = 21.85 \text{ Ton.}$$

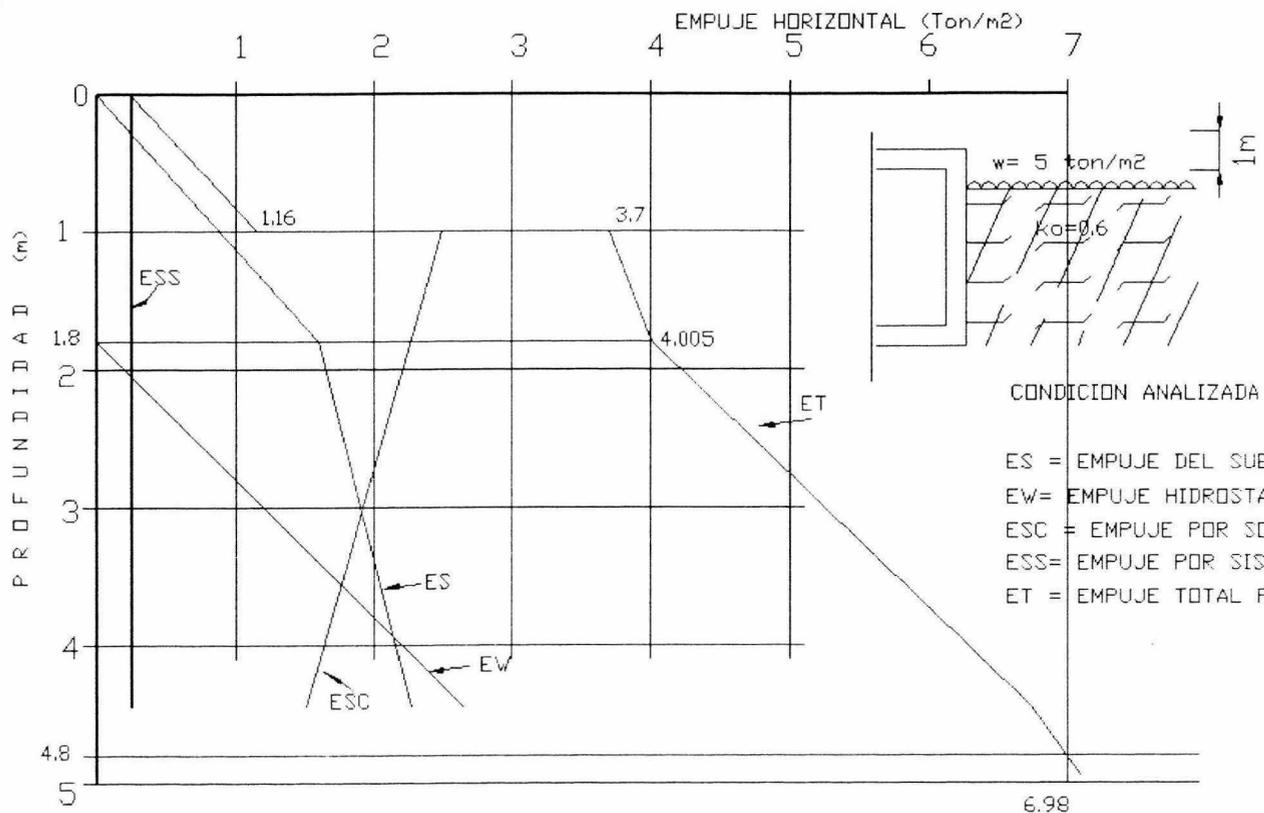
b)  $P_u = 21.85 \text{ ton}$  @  $2.5 \text{ m}$  horizontal

$$L_a = \frac{21.85}{(3.33 + 25 \tan 7^\circ) 0.1 \times \pi \times 0.7}$$

$$L_a = 15.5 \text{ m} \quad L_p = 0.5 \text{ m}$$

$$L_T = L_a + L_p = 15.5 + 0.5 = 16.0 \text{ m}$$

∴ anclas de varillas de  $\phi = 1 \frac{1}{2}''$ ,  $L_T = 16.0 \text{ m}$  @  $2.5 \text{ m}$   $P_u = 22 \text{ ton}$ .



EMPUJES SOBRE MURD EN COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE DOS Y TRES NIVELES

CONDICION ANALIZADA

- ES = EMPUJE DEL SUELO
- EW = EMPUJE HIDROSTATICO
- ESC = EMPUJE POR SOBRECARGA
- ESS = EMPUJE POR SISMO
- ET = EMPUJE TOTAL POR DISEÑO

❖ ENVOLVENTE DE EMPUJES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE DOS Y TRES NIVELES.

$$A = \frac{(0.25+1.16)1}{2} + \frac{(3.7+4.095)0.8}{2} + \frac{(4.095+6.98)3}{2}$$

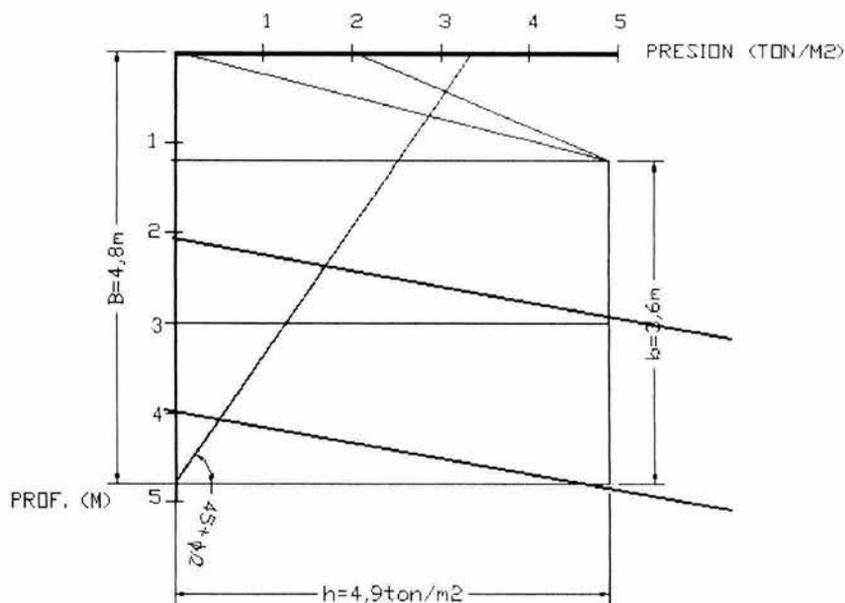
$$A = 0.705 + 3.118 + 16.6125 = 20.4355$$

TRANSFORMADA DE PECK

$$h = \frac{2A}{B+b} \quad B = 4.8$$

$$b = 0.75 B = 0.75 * 4.8 = 3.6$$

$$h = \frac{2 * 15.91}{4.8 + 3.6} = 3.8$$



1er. CINTURON

$P_u = 30 \text{ Ton @ } 3.0 \text{ m horizontal}$

$$P_u = (C' + P_i \tan \phi') D \pi F_R$$

$$L_a = \frac{P_u}{(C + P_i \tan \phi') D \times F_k}$$

$$C = 9 \text{ ton/m}^2 \quad \phi = 28^\circ \quad P_i = 2.0 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$C' = 2/3 (9) = 6 \text{ ton/m}^2 \quad \phi' = 2/3 (28^\circ) = 18.6^\circ \quad D = 0.1 \text{ m} \quad F_R = 0.7$$

$$L_a = \frac{30}{(6 + 20 \tan 18.6^\circ) 0.1 \times \pi \times 0.7}$$

$$L_a = 10.7 \text{ m} \quad L_p = 1.3 \text{ m}$$

$$L_T = L_a + L_p = 10.7 + 1.3 = 12.0 \text{ m}$$

∴ anclas de varillas de  $\phi = 1 \frac{1}{2}$ " ,  $L_T = 12.0 \text{ m}$  @  $3.0 \text{ m}$   $P_u = 30 \text{ ton}$ .

## 2do. CINTURON

a)  $P_u = 22 \text{ ton}$  @  $3.0 \text{ m}$  horizontal

$$C = 5 \quad \phi = 10^\circ \quad P_i = 2.5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ ton/m}^2$$

$$C' = 3.33 \quad \phi = 7^\circ \quad D = 0.1 \text{ m} \quad F_R = 0.7$$

$$L_a = \frac{22}{(3.33 + 25 \tan 7^\circ) 0.1 \times \pi \times 0.7}$$

$$L_a = 15.6 \text{ m} \quad L_p = 0.5 \text{ m}$$

$$L_T = L_a + L_p = 15.6 + 0.5 = 16.1 \text{ m}$$

∴ anclas de varillas de  $\phi = 1 \frac{1}{2}$ " ,  $L_T = 19.0 \text{ m}$  @  $3.0 \text{ m}$   $P_u = 26 \text{ ton}$ .

b)  $P_u = 18.4 \text{ ton}$  @  $2.5 \text{ m}$  horizontal

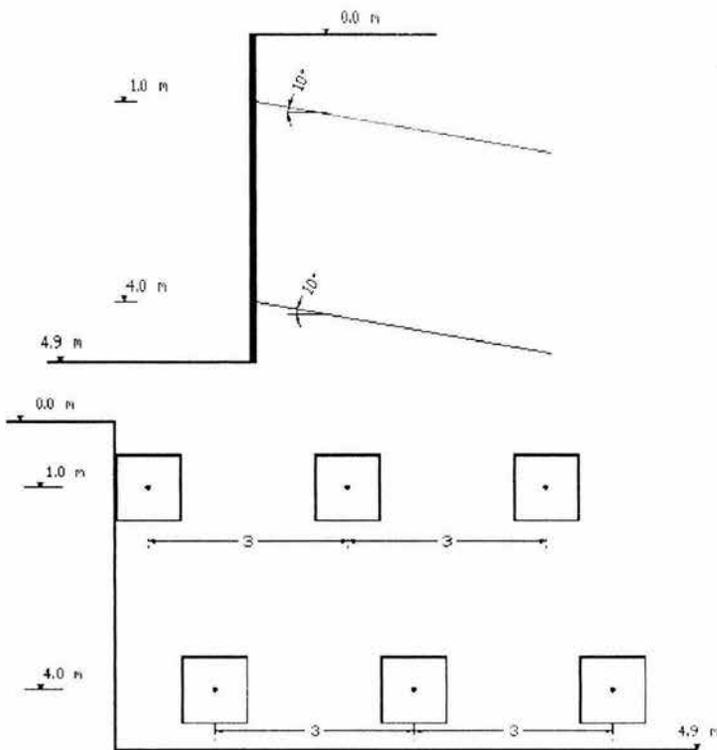
$$L_a = \frac{18.4}{(3.33 + 25 \tan 7^\circ) 0.1 \times \pi \times 0.7}$$

$$L_a = 13.0 \text{ m} \quad L_p = 0.5 \text{ m}$$

$$L_T = L_a + L_p = 13.0 + 0.5 = 13.5 \text{ m}$$

∴ anclas de varillas de  $\phi = 1$ " ,  $L_T = 13.5 \text{ m}$  @  $2.5 \text{ m}$   $P_u = 18.4 \text{ ton}$ .

## ANCLAS HACIA VIA PUBLICA



## 1er. CINTURON

$P_u = 22 \text{ ton}$      $L_T = 12.0 \text{ m @ } 3.0 \text{ m}$     Varilla  $1 \frac{1}{2}''$  o 2 torones de  $0.5''$

## 2do. CINTURON

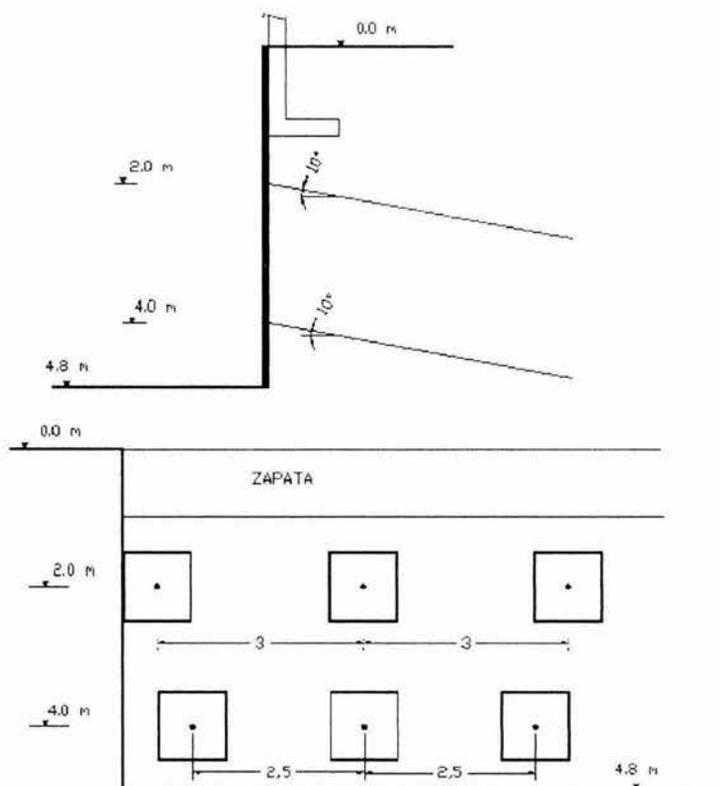
a)

$P_u = 26 \text{ ton.}$      $L_T = 19.0 \text{ m @ } 3.0 \text{ m}$     Varillas  $1 \frac{1}{2}''$  o 2 torones de  $0.5''$

b)

$P_u = 22 \text{ ton.}$      $L_T = 16.0 \text{ m @ } 2.5 \text{ m}$     Varillas  $1 \frac{1}{2}''$  o 2 torones de  $0.5''$

## ANCLAS HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS



## 1er. CINTURON

Pu = 30 ton.

 $L_T = 12.0 \text{ m} @ 3.0 \text{ m}$  1 Varilla  $1 \frac{1}{2}''$  ó 2 torones de 0.6"

## 2do. CINTURON

a)

Pu = 26 ton

 $L_T = 19.0 \text{ m} @ 3.0 \text{ m}$  1 Varilla  $1 \frac{1}{2}''$  ó 2 torones de 0.5"

b)

Pu = 18.4 ton.

 $L_T = 13.5 \text{ m} @ 2.5 \text{ m}$  1 Varillas  $1''$  ó 2 torones de 0.5"

*ANEXO IV*  
*ESPECIFICACIONES*  
*CONCRETO LANZADO*

---

## ESPECIFICACIONES PARA CONCRETO LANZADO

Estas especificaciones se refieren a los requisitos que deberá reunir el concreto lanzado para estabilizar y proteger las paredes del terreno preservando además sus condiciones naturales de humedad.

El ACI (American Concrete Institute) define el concreto lanzado como un mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie. Dicha superficie puede ser concreto, piedra, terreno natural, mampostería, acero, madera, poliestireno, etc. A diferencia del concreto convencional, que se coloca y luego se compacta (vibrado) en una segunda operación, el concreto lanzado se coloca y se compacta al mismo tiempo, debido a la fuerza con que se proyecta desde la boquilla.

Si la mezcla que se va a lanzar cuenta sólo con agregados finos, se le llama mortero lanzado, y si los agregados son gruesos se le denomina concreto lanzado. Por otra parte, el concreto con agregado fino es conocido como gunita, y cuando incluye agregado grueso, como shotcrete, aunque también se llama gunita al concreto lanzado por la vía seca, y shotcrete al concreto lanzado por la vía húmeda.

El concreto lanzado presenta baja permeabilidad, alta resistencia, adhesividad y durabilidad; disminuye las grietas por temperatura; su técnica permite el acceso a sitios difíciles (pueden alcanzarse hasta 300 m horizontales y 100 m verticales)

Los ingredientes que intervienen en la elaboración de este material: agregados, cemento, agua y aditivo, cumplirán con las especificaciones que se mencionan más adelante, así como todos los equipos de dosificación y lanzado que se utilicen.

### a) La calidad de una mezcla

La calidad de una mezcla para concreto lanzado depende de la relación agua-cemento, el tamaño y graduación de los agregados, el tipo de cemento, los aditivos y la aplicación adecuada.

---

El procedimiento recomendado de preparación y aplicación de la mezcla es la siguiente:

- Consiste en mezclar las cantidades predeterminadas de agua, cemento y agregados en un recipiente para luego lanzarlos en chorro a las paredes del suelo. Los aditivos acelerantes deben añadirse en la boquilla, es decir, a la salida del chorro. Estos aditivos pueden estar tanto en forma líquida como en polvo.
- La preparación y aplicación de la mezcla seca depende de los factores siguientes:
  - Granulometría adecuada en los agregados. Se aceptará que desde el banco, los agregados finos y gruesos se combinen para obtener una graduación continua comprendida en los rangos que a continuación se especifican:

TAMAÑO	% QUE PASA
16 mm ( 5 / 8" )	100
13 mm ( 1 / 2 " )	80 - 100
9 mm ( 3 / 8" )	70 -- 88
Nº 4	53 - 73
Nº 8	35 - 53
Nº 16	20 - 38
Nº 30	13 -- 26
Nº 50	7 - 15
Nº 100	3 - 8
Nº 200	0 -- 5

- La humedad de la mezcla antes de llegar a la boquilla debe estar entre el 2 y el 5 por ciento. Una humedad menor agravaría el problema del polvo y una humedad mayor taponaría las mangueras.

- Adecuado proporcionamiento agua-cemento. Esta operación es realizada en la boquilla, por una persona muy bien entrenada. De tal manera que se forme una cubierta uniforme, libre de laminaciones, huecos, abolsamientos y otros defectos
  
- Características del rebote, que dependen tanto de los tres factores antes mencionados como de los siguientes
  - 1) El ángulo de lanzamiento debe ser normal a la superficie tratada.
  - 2) La boquilla debe mantenerse de 1.0 a 1.2 m de la superficie tratada.
  - 3) Las presiones del agua y del aire deben ser constantes y de 5.0 y 5.7 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.
  - 4) La alimentación del aditivo acelerante debe ser constante fácil de ser variada en el momento que se requiera (si la superficie está húmeda, deberá ser mayor la cantidad necesaria de aditivo).
  
- Mantenimiento del equipo. El manejo de la mezcla seca obliga a mantener limpio el equipo con mayor rigor que las operaciones con el concreto normal. La mezcla seca tiende a acumularse en las espas de las mezcladoras. Tanto las boquillas como los alimentadores deben limpiarse inmediatamente cuando el ambiente es húmedo.
  
- Supervisión y operación de alta calidad. El personal de supervisión debe ser altamente calificado. Las cuadrillas de operación deben ser entrenadas adecuadamente.

#### **b) Características de la mezcla**

La calidad de la mezcla para concreto lanzado es función del tamaño y granulometría de sus agregados, calidad del cemento y los aditivos; relación agua-

---

cemento; grado de compactación, y de la adecuada hidratación (cuando se trata de la mezcla seca).

Las ventajas en el empleo de mezcla seca son:

- Control instantáneo sobre el agua de mezclado y consistencia de la mezcla en la boquilla para cumplir con las condiciones variables del lugar.
- Más apropiado para mezclas que contengan agregados livianos, materiales refractarios y concreto que requiera resistencia temprana
- Puede transportarse a largas distancias
- Mejor control del inicio y parado de la colocación con menor desperdicio y mayor flexibilidad

Para que un agregado produzca un concreto lanzado de compactación óptima, máxima resistencia, impermeabilidad y rebote mínimo, debe cumplir con las normas ASTM. El martilleo que produce las partículas del agregado grueso sobre la capa de concreto previamente aplicada contribuye a obtener la compactación deseada. Las arenas deben constituir menos del 60% de la mezcla de agregados.

Los requisitos de resistencia a la compresión depende principalmente del contenido del cemento. Sin embargo, un contenido de cemento excesivo puede dar lugar a contracciones y agrietamiento perjudicial. El contenido de cemento después de la aplicación es, generalmente, mayor que la dosificación de la mezcla producida debido a que el material de rebote está constituido de agregado en una mayor proporción.

El agua debe estar limpia y libre de sustancia agresivas o deletéreas como aceite, arcilla, limo, ácidos o materia orgánica además de cumplir con los requisitos de elaboración del concreto común.

Los aditivos acelerantes del fraguado hacen posible la aplicación del concreto lanzado en superficies húmedas y aún sobre filtraciones que, en ocasiones, pueden taponarse. Para acelerar el fraguado en el cemento se utilizará un aditivo que una vez

---

mezclado con el cemento y el agua cumpla con los valores siguientes indicados por la norma ASTM-C-191:

- Tiempos de fraguado
  - Inicial : 3 minutos máximo
  - Final : 12 minutos máximo
- Resistencia a la compresión simple de la pasta, en cubos de 5 cm, a la edad de 8 horas:

60 Kg. / cm.<sup>2</sup> ( mínimo)

Sin embargo, su empleo debe controlarse ya que reducen la resistencia final del concreto. Cuando se emplean aditivos del 2 al 6% del peso, la reducción de la resistencia no debe ser mayor de 20%. Los valores de la resistencia a la compresión simple a los 28 días deben estar comprendidos entre 150 y 300 Kg / cm<sup>2</sup>, que para fines estructurales son suficientes.

### c) Máquinas Lanzadoras

La máquina lanzadora deberá ser de una marca reconocida para este tipo de trabajo, capaz de manejar mezclas secas de cemento y agregado grueso y lanzarlas con presión de aire desde su bomba a la boquilla. La presión del aire comprimido en la máquina lanzadora se mantendrá constante y no menor de 2.5 Kg / cm.<sup>2</sup> a la salida del recipiente de presión, para lograr densidades de concreto adecuadas, incrementándose dicha presión a razón de 0.03 Kg / cm.<sup>2</sup> por cada metro de longitud en la manguera.

En el extremo de la boquilla de lanzado se añade el agua a una presión no menor de 4 Kg / m<sup>2</sup> y siempre mayor que la del aire para que se mezclen homogéneamente el cemento y los agregados.

---

La máquina lanzadora debe ser capaz de manejar agregado grueso de tamaño máximo de 20 mm (3/4") y tendrá un diseño tal que permita un lanzado uniforme del concreto.

Son dos tipos de máquinas lanzadoras para mezcla seca:

- 1) La de doble cámara de presión con válvulas de campana intermedia de acción neumática. La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra ésta y se levanta la presión que abre la válvula de campana intermedia y deja pasar la mezcla de la cámara inferior; en éste se levanta a su vez la presión que cierra la válvula intermedia y la mezcla va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades. Mientras se efectúa la operación de descarga se está alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar un nuevo ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua. Requiere entonces una continua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de máquina su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuentemente mantenimiento.
  
  - 2) El tipo revolver. La mezcla seca se alimenta continuamente a la tolva que corona la parte superior de la máquina, de ahí cae el cilíndrico rotatorio tipo revolver que consta de nueve o más compartimentos cilíndricos, donde se deposita la mezcla. Cada carga de mezcla en cada compartimiento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras. Este tipo maneja agregado grueso más fácilmente que las del otro tipo. Tiene, por otra parte, más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.
  
  - 3) Las primeras tienen motor neumático, las segundas pueden venir con motor neumático o con motor eléctrico; por lo general el rendimiento es mayor con el
-

motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 pies<sup>3</sup>/mín. en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consume cerca de 900 pies<sup>3</sup>/mín.

4) Los rendimientos varían entre 6 y 9 m<sup>3</sup>/h. La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 275 m horizontales y 92 m verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tuberías de acero, en lugar de mangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia.

#### d) Lanzado del concreto

Una vez perforadas las anclas se perfilará el talud a la pendiente correspondiente y alcanzando el primer nivel de anclaje, se procederá a perfilar una caja de 6 cm. de profundidad y dimensiones de 1x1 m , cuyo centro coincida con la posición de las anclas. En las cajas labradas se colocarán tramos de 1x1 m de malla electrosoldada 6x6-4/4, y en toda el área del talud ya perfilado con la pendiente de proyecto se colocará sobre el talud una malla de 6x6-4/4, fijada al talud mediante varillas de  $\frac{1}{2}$  " y 0.3m de longitud, hincadas en una retícula de 2.5m de lado, sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que éstas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado. Sobre la malla colocada en el sitio en que el ancla atravesará la placa de concreto lanzado se podrán dejar unos tramos de tubo PVC de 5" de diámetro a través de los cuales se efectuarán las perforaciones en las que se instalarán las anclas.

Colocada la malla en toda el área estudiada se aplica una capa de concreto lanzado de 6 cm. de espesor, en la parte inferior y superior del talud respectivamente y 6 cm. más en el punto de aplicación del ancla donde se labro la caja de 1x1m. La resistencia del concreto lanzado será de 200 Kg. /cm.<sup>2</sup>.

A continuación se realizarán las perforaciones en que se instalarán las anclas según las especificaciones del Anexo III.

#### **e) Mediciones de Control**

Uno de los métodos de control de concreto lanzado es tomar muestras durante la aplicación y efectuar con ellas pruebas de compresión simple a diferentes tiempos, por ejemplo, 24 horas, 48 horas y 28 días; esta frecuencia podrá ser modificada de acuerdo a los resultados que se obtengan.

El muestreo puede realizarse por medio de moldes de madera fijados sobre las paredes para recoger el concreto que se acumula ahí durante la aplicación y después labrar las muestras necesarias. Estas muestras serán representativas del concreto lanzado en cuanto a dosificación de acelerante, relación agua - cemento y método de aplicación ( distancia y ángulo de lanzado, desperdicio por rebote, etc.). La frecuencia del muestreo con que se tomen las artesas será de una muestra por cada 50 m.<sup>3</sup> de concreto lanzado producido, para ensayar corazones. Por cada edad se ensayarán cuando menos dos corazones, aceptándose que el concreto cumple con los requisitos de resistencia si el promedio de los resultados es igual o mayor al 85% de la fijada para cada edad y ningún valor individual es menor al 75% de la misma.

Otro método de control del comportamiento del concreto lanzado es de la instrumentación que básicamente consiste en la instalación de extensómetros para detectar los movimientos del terreno y celdas extensométricas (strain gages) y cuerdas vibrantes para la medición de movimientos y deformaciones en el revestimiento de concreto lanzado.

Como método de control, la instrumentación descrita ayuda a detectar con anticipación movimientos y deformaciones que si progresaran pondrían en peligro la

---

estabilidad de la obra. Cuando se detecta en una zona instrumentada una tendencia en los movimientos y deformaciones, aunque de valores muy pequeños, deben efectuarse las lecturas con mayor frecuencia para determinar el empleo de soportes adicionales y verificar posteriormente el efecto de estas medidas correctivas.

En vista de que las mediciones son muy pequeñas (en ocasiones son del orden de la precisión de los instrumentos) deben instalarse y medirse instrumentos embebidos en paneles testigos para poder descartar el efecto de las contracciones químicas y térmicas del concreto lanzado.

Dentro de nuestros alcances se han realizado un total de ocho pozos o calas para observar las características de los materiales existentes y mediante técnicas de campo evaluar sus características físicas y mecánicas, se realizaron secciones topográficas de las condiciones actuales que tienen el talud de interés, asimismo se colocaron algunas referencias topográficas para monitorear el comportamiento que tienen actualmente la casa.

De acuerdo con los resultados obtenidos hasta el momento se establece lo siguiente:

La longitud de las anclas serán del orden de 12, 13.5, 16 y 19 m de acuerdo a datos obtenidos, con esta longitud y de acuerdo a las características del subsuelo son adecuadas estas anclas.

Se deberán perforar drenes adicionales sobre el muro de concreto lanzado con el objeto de permitir el libre paso del agua que sea retenida en el respaldo del muro anclado, dado que estos no están diseñados para soportar empujes hidrostáticos, verificando que los drenes existentes funcionen adecuadamente, estos drenes

---

deberán ser perforaciones de 2" de diámetro mínimo a cada 2.5 m tanto en el sentido vertical como horizontal.

### Presiones temporales sobre muros de concreto lanzado

- En la determinación de las presiones para el diseño e instalación de anclas se consideró una excavación con profundidad máxima de 16 m con taludes retenidos por muros a base de concreto lanzado y anclas, una sobrecarga superficial perimetral de 2.0 ton/m<sup>2</sup> en las colindancias con vía pública, y con la construcción colindante de un nivel, 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 de la masa de suelo en condición activa para la instalación y diseño de anclas, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total de los materiales, por los espesores en que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras activo.
- 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 el punto ubicado en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierras activo.
- Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico de 0.16.

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

$$h = 2 A / (B + b)$$

donde :

h : presión horizontal máxima

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

B : profundidad máxima de excavación

b : 0.75 B

Los cálculos para dichas presiones así como la memoria de cálculo de las anclas se encuentran en el Anexo III.

---

*ANEXO V*  
*PRESUPUESTO PARA CONSTRUCCION DE ANCLAS Y*  
*LANZADO DE CONCRETO*

---

**PRESUPUESTO**

A continuación se presenta el Presupuesto referente a la construcción de anclas, instalación de malla electrosoldada y lanzado de concreto que se requiere para la estabilización de taludes en el predio ubicado en la calle de Maricopa de la colonia Nápoles.

Se consideraron dos alternativas la primera empleando torones y la segunda empleando varillas de "1½".

**Alternativa 1 ( con torones).**

Nº	CONCEPTO	Unid	CANT	P.U.	IMPORTE
1	Transporte de equipo y personal al sitio de los trabajos y regreso al almacén	Lote	1	7,525.00	7,525.00
2	Afine de talud para colocación de malla electrosoldada	m <sup>2</sup>	414	24.00	9,936.00
3	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6x6 - 6/6 en taludes colindantes	m <sup>2</sup>	414	35.62	14,746.00
4	Suministro, elaboración y lanzado de concreto en taludes colindantes de 6 cm. de espesor promedio a 4.5m de altura f'c= 250 Kg./cm <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	414	128.27	53,103.78
5	Ancla de 22 ton de capacidad con dos torones de 13 mm x 12.0 m con longitud efectiva de 9.0 m y 3.0 m de longitud libre; incluye: barrenación, instalación e inyección, poliducto, placa repartidora y cuñas	m	360	383.22	137,959.20

6	Ancla de 22 ton de capacidad con dos torones de 13 mm x 16.0 m con longitud efectiva de 12.0 m y 4.0 m de longitud libre; incluye barrenación, instalación e inyección, poliducto, placa repartidora y cuñas	m	360	374.55	134,838.00
7	Labrado, armado y colado de dado de apoyo del ancla 1.0 x 1.0 x 0.1 m	Pza.	60	254.34	15,260.40
8	Habilitado, cimbrado y colado de caja de ajuste del queso y los torones	Pza	60	171.00	10,260.00
9	Tensado de anclas a carga máxima de 22 toneladas	Pza	60	345.00	20,700.00
				Total \$	404,328.38

El importe de este presupuesto es de : \$404,328.38 ( CUATROCIENTOS CUATRO MIL TRESCIENTOS VEINTIOCHO PESOS 38/100 M.N. ) más el 15% del IVA.

ALTERNATIVA 2 ( CON VARILLA DE "1 ½ " ).

N°	CONCEPTO	Unid	CANT	P.U.	IMPORTE
1	Transporte de equipo y personal al sitio de los trabajos y regreso al almacén	Lote	1	7,525.00	7,525.00
2	Afine de talud para colocación de malla electrosoldada	m <sup>2</sup>	414	24.00	9,936.00
3	Suministro y colocación de malla electrosoldada 6x6 - 6/6 en taludes colindantes	m <sup>2</sup>	414	35.62	14,746.00

4	Suministro, elaboración y lanzado de concreto en taludes colindantes de 6 cm. de espesor promedio a 4.5m de altura $f'c = 250 \text{ Kg./cm}^2$	m <sup>2</sup>	414	128.27	53,103.78
5	Ancla de 22 ton de capacidad con varilla de "1 $\frac{1}{2}$ " x 12.0 m con longitud efectiva de 9.0 m y 3.0 m de longitud libre; incluye: barrenación, instalación e inyección, poliducto, placa repartidora y cuñas	m	360	405.00	145,800.00
6	Ancla de 22 ton de capacidad con con varilla de "1 $\frac{1}{2}$ " x 16.0 m con longitud efectiva de 12.0 m y 4.0 m de longitud libre; incluye barrenación, instalación e inyección, poliducto, placa repartidora y cuñas	m	360	396.41	142,707.60
7	Labrado, armado y colado de dado de apoyo del ancla 1.0 x 1.0 x 0.1 m	Pza.	60	254.34	15,260.40
8	Habilitado, cimbrado y colado de caja de ajuste del queso y los torones	Pza	60	171.00	10,260.00
9	Tensado de anclas a carga máxima de 22 toneladas	Pza	60	345.00	20,700.00
				Total \$	420,038.78

El importe de este presupuesto es de : **\$420,038.78** ( CUATROCIENTOS VEINTE MIL TREINTA Y OCHO PESOS 78/100 M.N. ) más el 15% del IVA.

#### NOTAS

En la elaboración de este presupuesto se ha considerado que se proporcionara en el sitio de los trabajos sin costo alguno lo siguiente:

- Accesos adecuados al equipo de perforación
- Permisos y licencias de construcción
- Trazo en campo de la ubicación de las anclas
- Agua y energía eléctrica trifásica de 220 volts.

Los tiempos en espera del equipo y personal se cobrarán como sigue:

- Equipo de lanzado de concreto      \$453.00/ HR.
- Equipo para anclaje                      \$357.00/ HR.

En la elaboración de los precios unitarios se ha supuesto que los materiales por perforar sean estables y que no se requerirá el empleo de ademes o trabajos de cementación y reperforación.

---

**FUENTES DE CONSULTA:****LIBROS:**

- Arnal Simón Luis y Betancourt Suárez Max. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal . Edit. Trillas. 3<sup>ra</sup> Edición.1998.
- Bowles Joseph E. Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil. Edit. Mc Graw Hill. Segunda Edición.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Edit. Limusa. 23<sup>ra</sup> Reimpresión de la Tercera Edición.
- Meyerhof, G.G. "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations". Canadian Geotechnical Journal. Vol. 1, N°1, 1963.

**TESIS:**

- De la Cruz Soto Benicio. Conceptos Básicos de los Diferentes Tipos de Exploración y Muestreo del Subsuelo. 2000.
- De la Cruz Urzúa José Luis. Sistema de Instrumentación en la Construcción del Cajón del metro Línea "A". 1994.
- Gómez Flores Jesús Enrique. Pilas de Cimentación para Puentes. 1994.
- Medina Moro Edgar. Proceso Constructivo de Pilas y Pilotes . 2002
- Román Espíndola Juan . Estudio de Mecánica de Suelos para un Salón de Eventos Sociales. 2000.

**SITIOS WEB**

- <http://www.anclasmineras.com/>
  - <http://www.imcyc.com/revista/1998/nov/aplicaciones.htm>
  - <http://www.obrasweb.com/>
-