

20  
24.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
CAMPUS ARAGON**

**CIMENTACION DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES  
Y UN SEMISOTANO EN ZONA DE LAGO**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A**  
**CARLOS ALBERTO HERNANDEZ MARTINEZ**

**SAN JUAN DE ARAGON, EDO. MEX.**

**1997**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCIÓN

CARLOS A. HERNÁNDEZ MARTÍNEZ  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 9 de abril del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES Y UN SEMISÓTANO EN ZONA DE LAGO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLABA EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, Méico. 17 de abril de 1997  
EL DIRECTOR

  
En f. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO

c c p Jefe de la Unidad Académica.  
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.  
c c p Asesor de Tesis.

CCMC-AIR/IIa.

*CyB*  
*2.1*



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVANZADA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

UNIDAD ACADÉMICA

M en I. DANIEL VELÁZQUEZ VÁZQUEZ  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 5 de junio del año en curso, por la que se comunica que el alumno CARLOS A. HERNÁNDEZ MARTÍNEZ, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO DE 4 NIVELES Y UN SEMISÓTANO EN ZONA DE LAGO", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

. Sin otro particular, le reitero las seguridades de mi atenta consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México; 9 de junio de 1997  
EL JEFE DE LA UNIDAD

  
LIC. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.  
c c p Interesado.

AIR'lla.

## DEDICATORIA

### *A DIOS NUESTRO SEÑOR.*

Te doy las gracias DIOS por haberme enseñado el camino del bien, por haber guiado mis pasos por esta senda, que solo ha brindado logros a mi vida, creo en ti por que se que eres signo de bondad, honestidad y lealtad, por que todo en ti es alegría y paz.

Te estoy infinitamente agradecido, por que me has ayudado a salir avante de mis problemas, se que tu legado es muy extenso, pero hay uno que nos dejaste muy presente y que es; El ser un buen amigo, un buen hermano, alguien que se brinda a cada momento con cualquier persona y gracias a ti, me ha tocado conocer a mucha gente de este tipo, gente que te da la mano sin esperar nada a cambio, que me a ayudado y me ha brindado lo que tiene a su alcance, te doy las gracias por que me has rodeado de buenos amigos, por que con todo lo que nos legaste, hoy todavia existe bondad, lealtad y honestidad en las personas.

### A MIS PADRES

### ALICIA y JOSÉ

Este logro se los dedico a ustedes, por ser el gran apoyo de mi vida, por hacerme fuerte cuando sentia que ya no podia terminar la carrera, por atender mis problemas antes que los de ustedes, a ti mamá, por todo el apoyo que me brindaste tan incondicional como siempre, has estado conmigo en los buenos y en los malos momentos y se que esto jamas se podrá borrar de mi mente. Gracias por haberme dado una educación, por haberme dado la libertad que tuve para poder elegir el camino que mi vida seguiria, por esa forma de ver la vida tan simple y tan estricta a la vez, por dejarme libre sin dejar de tener un control sobre mi, por lo que ha significado ser la guia de una familia, por esa calidad humana que has demostrado en tu vida y que nos has inculcado

Creo que podria seguir escribiendo y no terminaria de decirte lo que siento, sin poder expresarte todo mi agradecimiento por tu dedicación como madre, pero nada de lo que has pasado por mi, se podrá borrar, tu esfuerzo ha quedado plasmado y marcado en mi persona.

Gracias a ambos y con su esfuerzo hoy culmino un anhelo, un sueño y una esperanza para mi futuro.

## DEDICATORIA

### A MI ASESOR DE TESIS

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA. Creo que me faltarían palabras para poder expresar el agradecimiento por el gran apoyo que me proporciono, le dedico la tesis y mi titulación porque para mí es un gran paso y que comparto con usted porque también es suyo, una meta que con su ayuda ha podido ser una realidad por brindarme su atención, su paciencia y su tiempo.

Gracias por todas las recomendaciones, por el impulso que me dio, cuando mis dudas o mis problemas no me permitían seguir adelante, por ayudarnos tanto a mis compañeros de profesión como a mí, al brindarnos sus conocimientos teóricos y prácticos sin reserva alguna, para que pudiésemos entender mejor sobre la materia, por demostrar que como profesor y asesor es usted una persona con una calidad humana excelente, por el trato y la confianza que brinda hace que uno se sienta con más entusiasmo y dedicación, suficiente para realizar una buena tesis.

A todo esto, no resta más que darle las gracias por todo y que si hay un ING. CIVIL, mas en esta vida, es gracias al apoyo que usted le brinda.

## **DEDICATORIA**

### **A MIS HERMANOS**

**LUIS JACINTO  
MIGUEL ÁNGEL  
REYNA  
MARBELLA**

Les dedico la tesis y mi titulación por que gracias a su apoyo y confianza que he obtenido de ustedes, me ha ayudado a tener un mayor impulso para seguir adelante y terminar las metas que me he propuesto, solo espero que esto les sirva como un aliciente, para que ustedes luchen y se esfuercen por lograr lo que se propongan, que nunca se dejen vencer ante la adversidad, espero que si la vida les brinda la oportunidad de estudiar la aprovechen y si en mis manos está el poder ayudarlos, les ayudare y apoyare como ustedes lo han echo conmigo en nuestra vida como familia gracias por todo.

### **EN ESPECIAL**

A ti LUIS por el apoyo que nos has proporcionado, por ser un buen hermano, por ser parte fundamental para que pudiese lograr llegar a ser un profesionista, porque gracias a ti he logrado una meta más en mi vida.

### **A UNA MUJER EXCEPCIONAL**

**MARICELA CONTRERAS PÉREZ**

Te agradezco todo el esfuerzo que has tenido que desplegar en el transcurso de mi carrera profesional, por el tiempo que has vivido a mi lado y que me has estimulado para no dejar que la adversidad me doblegara en los momentos difíciles de mi vida.

Te dedico este trabajo que concluye muchos años de trabajo y dedicación, por que fuiste parte fundamental para lograr mi primer meta, gracias por ser el aliciente que necesita uno en la vida y por la paciencia que has demostrado en estos años que hemos permanecido juntos.

## **DEDICATORIA**

**A MI FAMILIA**

**A MIS ABUELOS**

**MARÍA NINFA RODRÍGUEZ REYES  
CÁSTULO MARTÍNEZ GONZÁLEZ**

**A MIS TÍOS**

**PEDRO Y ENEDINA  
MARGARITA Y FELIX**

**EN ESPECIAL A**

**PABLO Y ROBERTA**

**GRACIAS POR TODO EL APOYO Y EL CARÍÑO QUE SIEMPRE ME HAN BRINDADO.**

**A MIS PRIMOS**

**EDGAR  
MARLEN  
RENE  
LINET  
LALO  
ABEL**

**JOSÉ  
DASY  
PABLO  
ROSALBA  
ÁNGEL**

**A MI SOBRINA: ABIGAIL HERNÁNDEZ**

**A LA FAMILIA**

**VILLA GÓMEZ VELA**

**GRACIAS POR LA GRAN AMISTAD QUE NOS HAN BRINDADO, POR HACERNOS SENTIR QUE TENEMOS  
OTRA FAMILIA Y POR SU GRAN CALIDAD HUMANA.**

**A LA FAMILIA**

**CONTRERAS PÉREZ**

**POR TODO LO QUE SIGNIFICAN PARA MI, POR SER PARTE DE MI VIDA Y PORQUE SON MI FAMILIA.**

**A LA FAMILIA**

**VÁZQUEZ MORALES**

**LES DEDICO ESTE TRABAJO, COMO SE LE DEDICA A UNA FAMILIA PROPIA, COMO UN HIJO Y COMO  
UN HERMANO, POR QUE MÉ SIENTO PARTE DE USTEDES, POR SON UNA GRAN FAMILIA Y POR LA  
GRAN AMISTAD Y EL CARÍÑO QUE ME HAN BRINDADO, GRACIAS.**

**EN ESPECIAL A UN GRAN AMIGO Y A SU NOVIA**

**ADOLFO Y BLANCA**



## **DEDICATORIA**

Este tesis está dedicada a todos mis amigos, compañeros y a todas las personas que directa o indirectamente afectaron mi vida, para lograr llegar a la terminación de mis estudios profesionales como ING. CIVIL.

Les agradezco a todos y aunque no les pueda nombrar les estaré infinitamente agradecido por que este logro también es de ustedes, por su amistad y compañerismo.

### **A MIS PROFESORES**

Que con su dedicación lograron infundir en mi el deseo de superación y que espero algún día poder aportar el apoyo y su dedicación a otras generaciones y poder ayudarlos como ustedes lo han hecho conmigo GRACIAS. .

**DE PRIMARIA  
DE SECUNDARIA  
DEL BACHILLERATO  
DE LA UNIVERSIDAD**

**EN ESPECIAL:  
A COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD**

Por todo el apoyo, por forma tan incondicional de brindarme sus conocimientos de lo que ha sido su vida profesional, por los consejos, las enseñanzas y por facilitarme el equipo que necesitaba para terminar mi trabajo de tesis, gracias por todo.

### **GRACIAS A LOS INGENIEROS**

**RODOLFO APARICIO GARDUÑO  
AGUSTÍN GUTIÉRREZ CASTILLO  
GREGORIO TREJO RODRÍGUEZ  
ALFONSO BAÑUELOS RIVERO  
ROBERTO FLORES PÉREZ  
CARLOS AQUINO ADRIÁN  
CARLOS GUADARRAMA  
ARQ. EFREN FUENTES OCHOA**

# I N D I C E

CAPITULADO	T E M A	PAGINA
I	INTRODUCCIÓN.	08
II	ANTECEDENTES.	11
III	INVESTIGACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE LOS EDIFICIOS COLINDANTES.	16
IV	EXPLORACIÓN Y MUESTREO.	18
V	CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO	36
5.1	GEOLOGIA DEL VALLE DE MÉXICO .....	36
5.2	CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL PREDIO....	40
VI	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.	46
6.1	ACCIONES A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN .....	49
6.2	DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE .....	54
6.3	ESTADO LÍMITE DE FALLA.....	56
6.3.1	CAPACIDAD DE CARGA.....	57
6.3.2	ESTABILIDAD GENERAL.....	63
6.3.2.1	CONDICIONES ESTÁTICAS .....	64
6.3.2.2	CONDICIONES DINÁMICAS .....	65
6.4	ESTADO LIMITE DE SERVICIO.....	70
6.4.1	EXPANSIONES ELÁSTICAS .....	70
6.4.2	ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.....	73

CAPÍTULO	T E M A	PÁGINA
----------	---------	--------

<b>VII</b>	<b>DETERMINACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN</b>	<b>75</b>
7.1	ESTABILIDAD DE TALUDES CONSIDERANDO FALLA POR TRASLACIÓN .....	76
7.2	ESTABILIDAD DE TALUDES CONSIDERANDO FALLA ROTACIONAL.....	79
7.3	FALLA DE FONDO POR CORTANTE.....	81
7.4	FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN.....	84
7.5	EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS TABLAESTACADOS Y TROQUELES.....	88
7.6	EMPUJES A LARGO PLAZO SOBRE MUROS RIGIDOS.....	94
7.7	REVISIÓN POR FALLA DE EMPOTRAMIENTO DE LA TABLAESTACA.....	101
7.8	ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.....	104
<b>VIII</b>	<b>PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO</b>	<b>105</b>
<b>IX</b>	<b>INSTRUMENTACIÓN</b>	<b>118</b>
9.1	REFERENCIAS SUPERFICIALES.....	121
9.1.1	CRITERIOS DE INSTALACIÓN.....	123
9.1.2	PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN.....	126
9.1.3	INFORMACIÓN OBTENIDA.....	127
9.2	BANCOS DE NIVEL SEMIPROFUNDO.....	128
9.3	PIEZÓMETROS.....	131
9.4	POZOS DE ALIVIO.....	135
<b>X</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>136</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>140</b>

# I INTRODUCCIÓN

## CAPITULO I

En el presente trabajo se proyecta la construcción del edificio, que alojará la Sucursal Bancaria Roma, que estará ubicada en la esquina formada por la avenida Insurgentes Sur, el Eje 2 Poniente Monterrey y la calle Tabasco, en la colonia Roma de la Delegación Cuauhtémoc y que tendrá como objeto el de cubrir con las necesidades de esta colonia y de colonias vecinas, de tener cerca este servicio que es indispensable. De acuerdo a lo anterior surge la imperante necesidad de realizar un buen trabajo debido a la importancia de la construcción, de ahí el de tomar en cuenta la cimentación, que resulta un factor importante para que la estructura funcione acorde a las necesidades del proyecto y no tuviera complicaciones posteriormente debido a la zona en la que se encuentra

A lo anterior expuesto sabemos que para poder realizar cimentaciones técnica y económicamente correctas es necesano conocer las propiedades y el comportamiento del terreno, así como de prever las posibles interacciones entre el terreno y la estructura. De hecho, el peso propio y las sobrecargas de las modernas construcciones suelen someter al terreno a solicitaciones extraordinariamente fuertes y todo esto en un periodo de tiempo muy corto, como consecuencia de la rapidez de los procesos constructivos. Frecuentemente cuando se tiene una excavación en las estructuras se tienen empujes de tierra, que actúan sobre el muro perimetral de los sótanos, tal es el caso del estudio que se presenta a continuación. Por todo lo anteriormente expuesto se desprende la importancia de conocer las características tanto del suelo como de la estructura proyectada, así como de los parámetros que intervendrán en la realización de la cimentación

El objetivo principal que persigue este trabajo, es presentar un concepto básico y un enfoque práctico para la determinación de la alternativa de la cimentación que se juzgue la más adecuada. El estudio de Mecánica de Suelos, analizó los aspectos generales del terreno, mediante investigaciones geotécnicas, aunado a la determinación de los parámetros de diseño mediante las pruebas de laboratorio obtenidas, las propiedades físicas y mecánicas del suelo, con lo anterior se calculó las revisiones estáticas y dinámicas de acuerdo al reglamento del D.F. Así mismo se efectuaron análisis de estabilidad de taludes, presiones admisibles, capacidad portante del suelo y la revisión de los asentamientos que para este tipo de suelo son muy importantes debido a que la cimentación estará dentro de la zona III, denominada (Zona de lago), de acuerdo a la zonificación realizada para el D.F. Además se presentan algunas recomendaciones de tipo general como la instrumentación que se debe tener presente para efectuar una obra funcional, económica y segura.

Por uno u otro camino, se ha obtenido gran información y debido a esto resulta muy variado y muy difícil para alguien que comienza, dar un panorama general de lo que implica una cimentación debido al gran auge que le ha dado la Mecánica de Suelo.

Con este trabajo se pretende dar un panorama particular de lo que implica la cimentación de un edificio, con los aspectos que le rodean como son, las características estratigráficas y físicas del subsuelo, que en este caso, fue en la zona III (Zona de Lago) en donde se presentan problemas de mayor magnitud para todo tipo de cimentación.

El cimentar resulta todo un arte, ya que de ello depende que la estructura a la cual se va a cimentar funcione acorde a las necesidades preestablecidas, de ello lo importante de que se tome en cuenta el tipo de suelo en el cual se estará trabajando para poder elegir la cimentación que resultará la mejor opción y que tendrá que relacionar la compatibilidad entre suelo-estructura

De acuerdo a los análisis ya antes mencionados se eligió el tipo de cimentación que tuviese los menores problemas posibles ya que como se sabe, todo lo que se diseñe debe de tener un grado de confiabilidad que permita que en determinados tipos de fenómenos naturales no ocurra una desgracia y que resulte lo menos dañada la estructura, esta holgura ayudará a controlar todo esto.

Como se podrá constatar la elección de la cimentación resulta compatible con el tipo de suelo y con las necesidades de la estructura para la cual fue diseñada, para esta elección se tomo en cuenta dos factores importantes como son la capacidad portante del suelo y los asentamientos permisibles, que deben de estar dentro de los parámetros que ya han sido establecidos para cada tipo de zona ó tipo de suelo.

## II ANTECEDENTES

### CAPITULO 2

Inmobiliaria Bancomer , S. A. de C. V., proyecta la construcción del edificio que alojará la sucursal bancaria Roma en el predio ubicado en la esquina formada por la avenida Insurgentes Sur, el eje 2 Poniente Monterrey y la calle de Tabasco, en la colonia Roma de la Delegación Cuauhtemoc, D. F. En la figura 1 se muestra la localización del predio.

El predio de interés tiene forma irregular, con un área aproximada de 1420 m<sup>2</sup>, anteriormente estuvo ocupado por casas habitación de uno y dos niveles y actualmente por un campamento de damnificados de los sismos de 1985. El predio colinda al Norte con estructuras antiguas de dos y tres niveles, al Oriente con una casa habitación de un nivel y un estacionamiento, y al Sur y Poniente con la vía pública.

El proyecto arquitectónico contempla un edificio con un sótano, cuyo nivel de piso terminado será -3.15 m con respecto al nivel de banquetea, planta baja y tres niveles; el sótano, la planta baja y el primer nivel serán utilizados como estacionamiento, el segundo nivel alojará la sala bancaria y el tercer nivel será empleado para oficinas.

La estructuración del edificio estará resuelta a base de columnas, traveses y losas de concreto reforzado, con claros máximos entre columnas de 11.1 m. En la figura 2 se representa un corte vertical esquemático de la estructura y en la figura 3, se muestra la planta de columnas al nivel de sótano, donde se incluyen las cargas que soportan.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para el edificio de interés, se efectuó un estudio de mecánica de suelos, basado en los resultados de los trabajos de exploración y muestreo del subsuelo mediante la realización de un sondeo tipo mixto efectuado en el predio de interés en 1984, y en los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras obtenidas mediante las que se determinaron las propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo, complementando con la investigación del tipo de cimentación de las estructuras colindantes.

En este informe se describen los trabajos realizados, los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más adecuada.



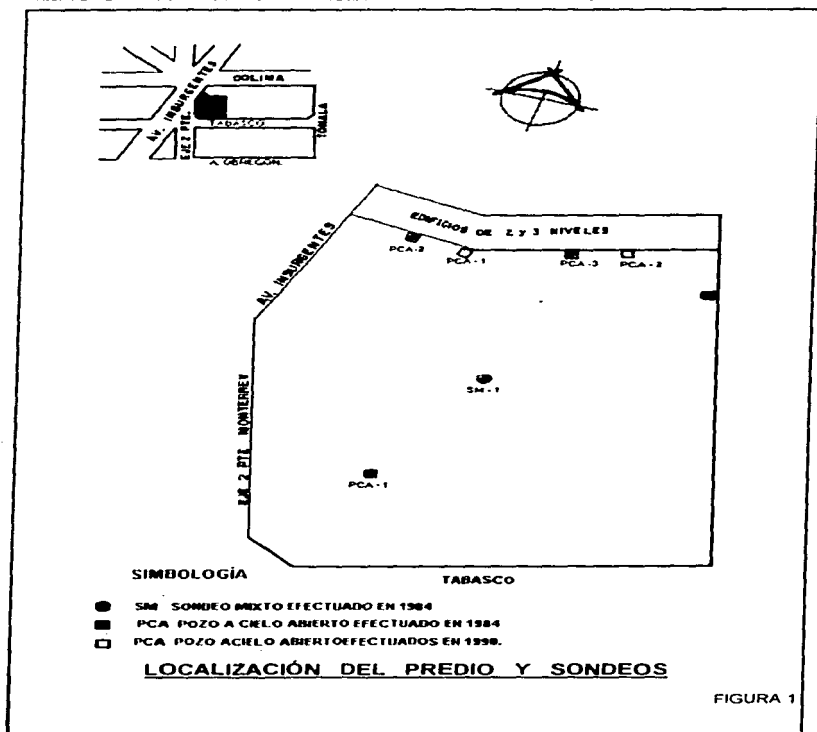
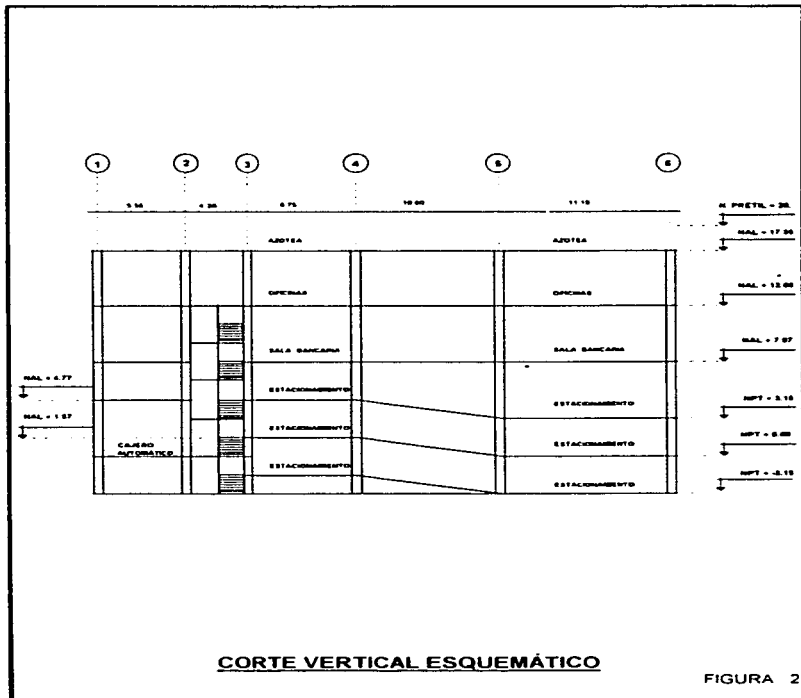
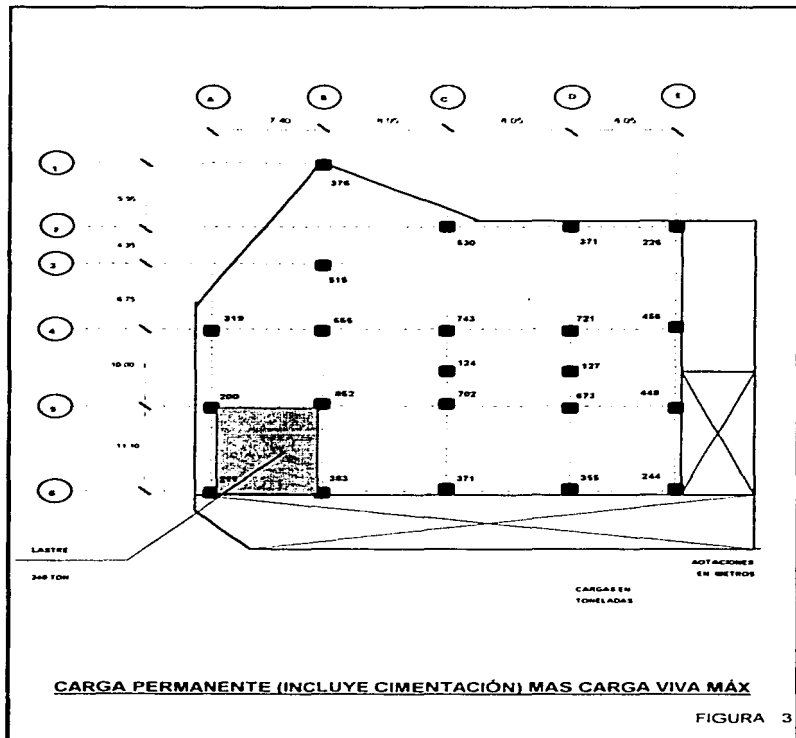


FIGURA 1





### III INVESTIGACION DE LA CIMENTACIÓN DE LOS EDIFICIOS COLINDANTES

#### CAPÍTULO 3

Para determinar el tipo y las características de las cimentaciones de las construcciones vecinas, se excavaron dos pozos a cielo abierto a 2.6 y 2.0 m de profundidad, denominados PCA-1 y PCA-2, respectivamente. En las excavaciones realizadas encontraron restos de la cimentación de mampostería con profundidad mayor de 2.6 m, perteneciente a una construcción antes existentes en el predio de interés. Es probable que en otras partes del predio se encuentren restos de cimentaciones semejantes a las encontradas. La existencia de los restos de la cimentación ya descritos no permitió descubrir la cimentación de las construcciones colindantes.

La estratigrafía definida con los pozos a cielo abierto excavados es la indicada en las figuras 4 y 5.

PROFUND. (m)	ESTRATIGRAFÍA	DESCRIPCIÓN
0		MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO
0.5		POR LIMO ARENOSO, GRIS OSCURO,
1.0		DESPERDICIO DE CONSTRUCCIÓN Y
1.5		BASURA
2.0		N.A.F.
2.5		
3.0		

**POZO A CIELO ABIERTO PCA-1**

PROFUND. (m)	ESTRATIGRAFÍA	DESCRIPCIÓN
0		MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO
0.5		POR LIMO ARENOSO, GRIS OSCURO,
1.0		DESPERDICIO DE CONSTRUCCIÓN Y
1.5		BASURA,
2.0		N.A.F.

**POZO A CIELO ABIERTO PCA-2**

FIGURA 4 Y 5

## IV INFORMACIÓN DEL SUBSUELO EXISTENTE

### CAPÍTULO 4

La información del subsuelo con la que se cuenta está integrada por un sondeo profundo, cuatro pozos a cielo abierto y pruebas de laboratorio efectuadas en el predio de interés en 1984.

El sondeo es de tipo mixto, denominado SM-1, fue llevado a 32 m de profundidad, realizado mediante la combinación del hincado a presión del tubo de acero de pared delgada tipo shelby, de 10 cm. de diámetro exterior, con el que se extrajeron muestras representativas inalteradas y el hincado en forma dinámica del penetrómetro standard, que extrae muestras representativas alteradas y mide simultáneamente índice de resistencia de los materiales atravesados.

Los pozos a cielo abierto se llevaron a 2.5 m de profundidad y en ellos se labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y se registro la estratigrafía de las paredes mediante la clasificación de los materiales aplicando técnicas de campo.

La ubicación del sitio donde se realizó el sondeo se muestra en la figura 1

A las muestras representativas alteradas obtenidas con la herramienta de penetración standard, se les hicieron las siguientes pruebas de laboratorio.

- a) Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco
- b) Contenido natural de agua

- c) Límites de consistencia
- d) Análisis granulométrico por mallas
- e) Densidad de sólidos

A las muestras representativas inalteradas, además de las anteriores pruebas, se les determinaron sus propiedades mecánicas mediante las siguientes pruebas de laboratorio:

- a) Compresión triaxial no consolidada - no drenada.
- b) Peso volumétrico natural.
- c) Consolidación unidimensional.

En la figura 6, se representa en forma gráfica, los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras extraídas de sondeo, incluyendo los valores de índice de resistencia de los materiales atravesados.

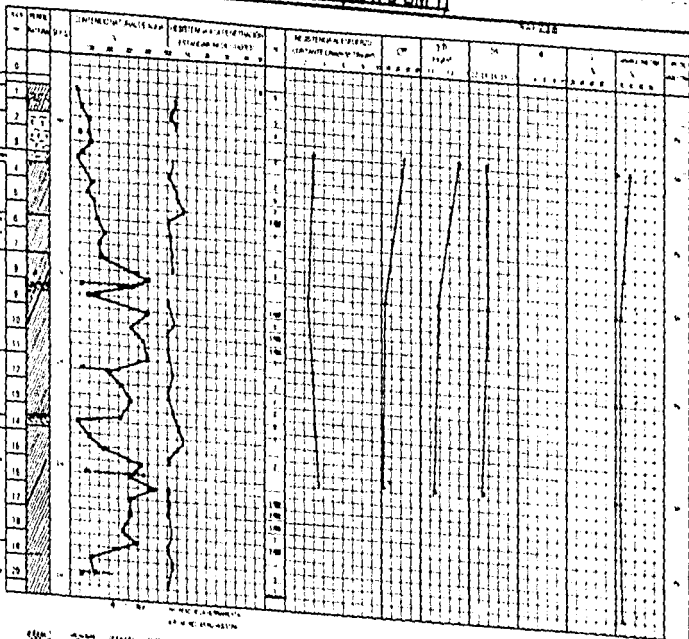
En la figura 7 y 8 se consignan los perfiles estratigráficos y los resultados de las pruebas de laboratorio ejecutadas en las muestras inalteradas labradas de los pozos a cielo abierto.

La ley de resistencia definida como la envolvente de los círculos de Mohr correspondiente a los estados de esfuerzo máximo, obtenidos en la prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada se representan en las figuras 9 y 13.

Las gráficas esfuerzo deformación resultantes de las pruebas de compresión triaxial se representan en las figuras 14, 15, 16, 17, y 18.

Las curvas de compresibilidad resultantes de las pruebas de consolidación unidimensional se han dibujado en las figuras 19 y 20

# SONDEO: (MIXTO SM-1)



1. ...  
 2. ...  
 3. ...  
 4. ...  
 5. ...  
 6. ...  
 7. ...  
 8. ...  
 9. ...  
 10. ...  
 11. ...  
 12. ...  
 13. ...  
 14. ...  
 15. ...  
 16. ...  
 17. ...  
 18. ...  
 19. ...  
 20. ...

1. ...  
 2. ...  
 3. ...  
 4. ...  
 5. ...  
 6. ...  
 7. ...  
 8. ...  
 9. ...  
 10. ...  
 11. ...  
 12. ...  
 13. ...  
 14. ...  
 15. ...  
 16. ...  
 17. ...  
 18. ...  
 19. ...  
 20. ...

FIGURA 8





## POZO A CIELO ABIERTO

PLANTA CIELO ABIERTO PCA-11-2

PROF. (metros)	CUBICADA (CUBIC METERS)	DE BOMBEO (PUMP)	PROF. EXTERIOR (EXTERIOR DEPTH)	CAPACIDAD (CAPACITY)	LÍMITE (LIMIT)	LÍMITE (LIMIT)	ÁREAS (AREAS)	ÁREAS (AREAS)	TIPO (TYPE)	DIÁMETRO (DIAMETER)	CLASIFICACIÓN (CLASSIFICATION)	PROF. (DEPTH)	TIPO (TYPE)
	PCA-1			(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.0	0 0 0 0 0												
0.5	0 0 0 0 0												
1.0	0 0 0 0 0												
1.5	0 0 0 0 0												
2.0	0 0 0 0 0												
2.5	0 0 0 0 0												
3.0		LÍMITE DEL CILINDRO (LIMIT OF CYLINDER)	2.0 - 3.0	100	10	10	0	0	10		101		

PROF. (metros)	CUBICADA (CUBIC METERS)	DE BOMBEO (PUMP)	PROF. EXTERIOR (EXTERIOR DEPTH)	CAPACIDAD (CAPACITY)	LÍMITE (LIMIT)	LÍMITE (LIMIT)	ÁREAS (AREAS)	ÁREAS (AREAS)	TIPO (TYPE)	DIÁMETRO (DIAMETER)	CLASIFICACIÓN (CLASSIFICATION)	PROF. (DEPTH)	TIPO (TYPE)
	PCA-1			(m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0.0	0 0 0 0 0												
0.5	0 0 0 0 0												
1.0	0 0 0 0 0												
1.5	0 0 0 0 0												
2.0	0 0 0 0 0												
2.5	0 0 0 0 0												
3.0		LÍMITE DEL CILINDRO (LIMIT OF CYLINDER)	2.5 - 2.7	110	10	10	0	0	10		101		

101

102

103

104

105

106

# POZO A CIELO ABIERTO

POZO A CIELO ABIERTO PCA 114

PROF. ANCHURA	CO. OBRAS ESTRUTURADA	DE ESCAFOPON	PROF. ESTRUTURADO DE MESTRE	CONTINUIDADE DE MESTRE	CONTIN. LIMPO	CONTIN. PLASTICA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA
0.0	PLA I	MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE	23.22	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
0.1	MATERIAL DE MESTRE														
0.2	MATERIAL DE MESTRE														
0.3	MATERIAL DE MESTRE														
0.4	MATERIAL DE MESTRE														
0.5	MATERIAL DE MESTRE														
0.6	MATERIAL DE MESTRE														

PROF. ANCHURA	CO. OBRAS ESTRUTURADA	DE ESCAFOPON	PROF. ESTRUTURADO DE MESTRE	CONTINUIDADE DE MESTRE	CONTIN. LIMPO	CONTIN. PLASTICA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA	CONTIN. PLA
0.0	PLA I	MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE MATERIAL DE MESTRE	23.22	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
0.1	MATERIAL DE MESTRE														
0.2	MATERIAL DE MESTRE														
0.3	MATERIAL DE MESTRE														
0.4	MATERIAL DE MESTRE														
0.5	MATERIAL DE MESTRE														
0.6	MATERIAL DE MESTRE														

## CIRCULOS DE MORH COMPRESION TRIAXIAL

MACHOLEGA MACHOLEGA  CL  CONSOLIDACION  CD  DRENAJA

MUESTRA	No	w1 %	w2 %	w	eM1 %	eM2 %	V <sub>v</sub> vol/m <sup>3</sup>	V <sub>v</sub> - V <sub>v</sub> vol/m <sup>3</sup>	γ vol/m <sup>3</sup>	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL EMP. CORTANTE
1	73.8						25	12.00	143	
2	81.9						9.0	13.02	140	
3	84.4						10.0	21.18	136	
4										
5										

TIPO DE BORDEO: MIXTO SM 1  
 MUESTRA No 4: PROF. 2.8-2.7 m.  
 DESCRIPCION: ARENILLA CASI PES. LIA.  
 LINGANCA E MESA.  
 CON METALES ARENIZADA

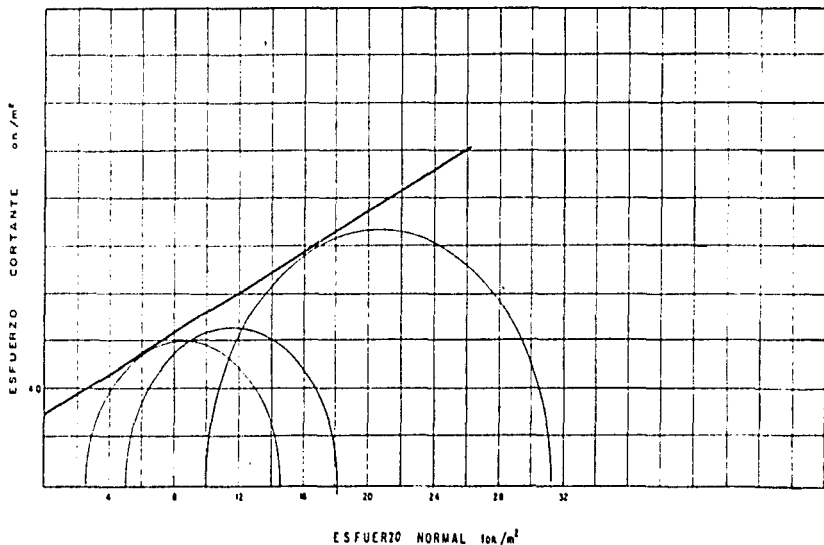


FIGURA 9

## CIRCULOS DE MORH COMPRESIÓN TRIAXIAL

N.º MUESTRA:  LONGITUDINAL  CIRCUNFERENCIAL   
 N.º SONDAS:  ROTACIONAL  ESTACIONARIA

PRUEBA	No	σ <sub>1</sub> %	σ <sub>2</sub> %	σ <sub>3</sub> %	σ <sub>1</sub> %	σ <sub>2</sub> %	V <sub>u</sub> baraf	V <sub>c</sub> baraf	V <sub>u</sub> - V <sub>c</sub> baraf	ESFUERZO DE RESISTENCIA A ESF. CONSTANTE
1	153.5				25	34.7	118			C = 25 ton/m <sup>2</sup>
2	299.8				50	57.5	118			
3	257.1				100	85.4	117			
4										
5										

TIPO DE SONDEO: MUELTO CM-1  
 MUESTRA No: 13 PROF: 1.5 - 8.5 m.  
 DESCRIPCIÓN: ARCILLA CAFE RUIZA SEMIDURO

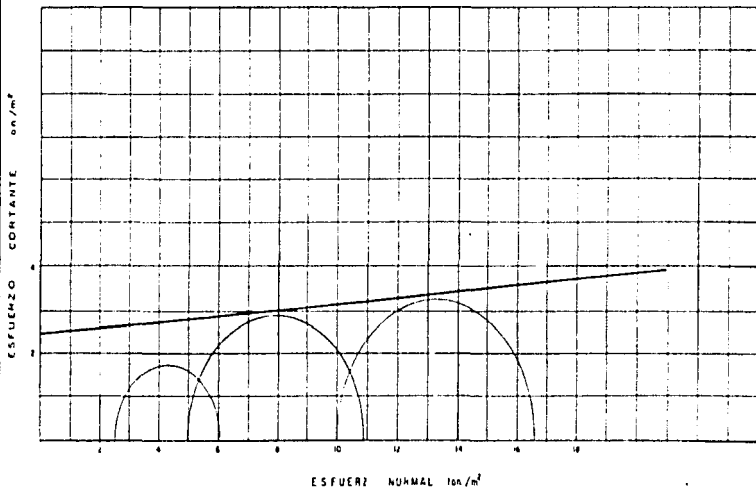


FIGURA 10

## CIRCULOS DE MORH COMPRESIÓN TRIAXIAL

CANTONERA:  CANTONERA:   
 MUESTRA:  MUESTRA:

ALUM. No.	V <sub>1</sub> %	e <sub>f</sub> %	M	D <sub>50</sub> %	D <sub>10</sub> %	V <sub>2</sub> ton/cm <sup>2</sup>	V <sub>3</sub> ton/cm <sup>2</sup>	V <sub>1</sub> ton/cm <sup>2</sup>	V <sub>2</sub> ton/cm <sup>2</sup>	V <sub>3</sub> ton/cm <sup>2</sup>	PARAMETROS DE
											RESISTENCIA EN CONSTANTE
1	350.2					8.0	5.58	1.14			α = 30°  C = 34 ton/cm <sup>2</sup>
2	348.8					10.0	7.86	1.16			
3	345.0					20.0	8.03	1.13			
4											
5											

TIPO DE SONDEO: MANTO 1411  
 MUESTRA No 25 PROF. 14.8-15.7 m  
 DESCRIPCION: ARELLA FINE Y MEDIA  
 SEM 1411

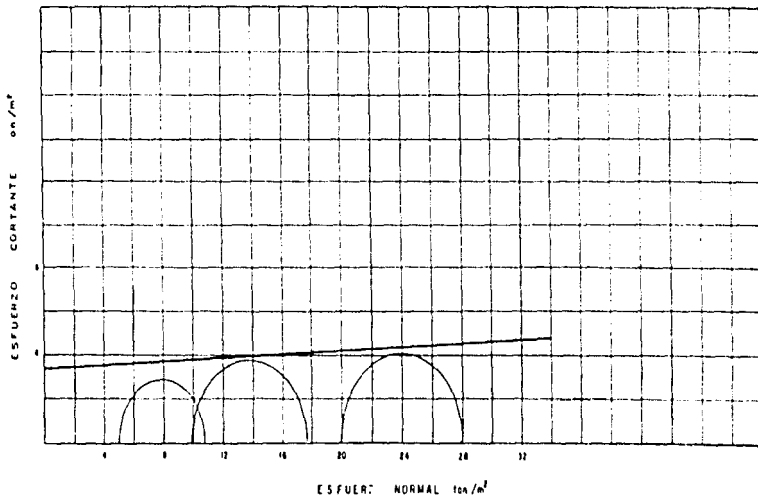


FIGURA 11

## CIRCULOS DE MORH COMPRESIÓN TRIAXIAL

N.º DE MUESTRA:  1    N.º DE MUESTRA:  2    N.º DE MUESTRA:  3  
 N.º DE MUESTRA:  4    N.º DE MUESTRA:  5    N.º DE MUESTRA:  6

MUESTRA No.	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	γ	PARAMETROS DE RESISTENCIA ESP. CONSTANTE
	%	%	%	%	%	ton/cm <sup>2</sup>	ton/cm <sup>2</sup>	ton/cm <sup>2</sup>	
1	97.8					25	11.51	1.32	φ = 17.5°  C = 3.6 ton/cm <sup>2</sup>
2	118.5					5.0	13.32	1.28	
3	118.6					10.0	17.51	1.27	
4									
5									

TIPO DE BONDO:  1     2     3  
 MUESTRA No. 1 PROF. 2.8-2.8 cm.  
 DESCRIPCIÓN:  1     2     3

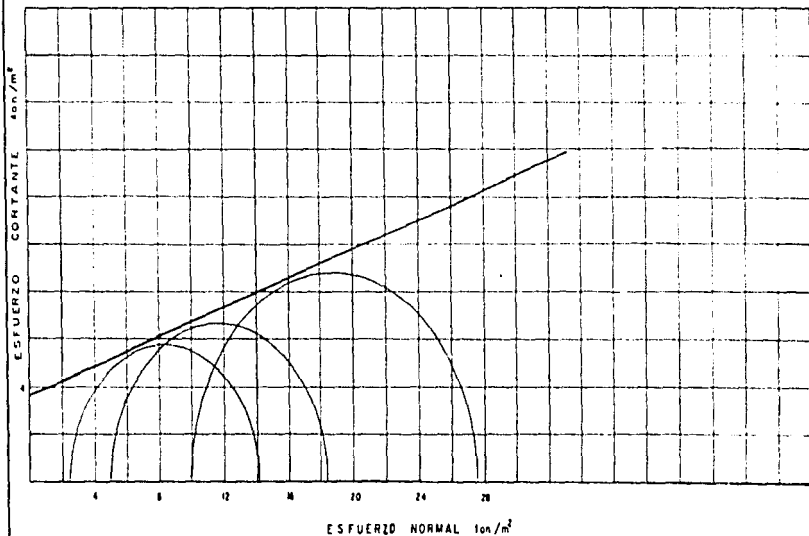


FIGURA 12





**CURVAS DEFORMACIÓN UNITARIA - ESFUERZO EN PRUEBAS DE TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA**

MUESTRA	MUESTRA	PROFUNDIDAD (cm)	TIPO DE SONDEO		ESTRUC.	
			V	V'	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	4	2.00-2.7	73.9	1.760	1.43	0.25
2	4	2.00-2.7	81.9	1.302	1.48	0.50
3	4	2.00-2.7	84.4	2.115	1.58	1.00

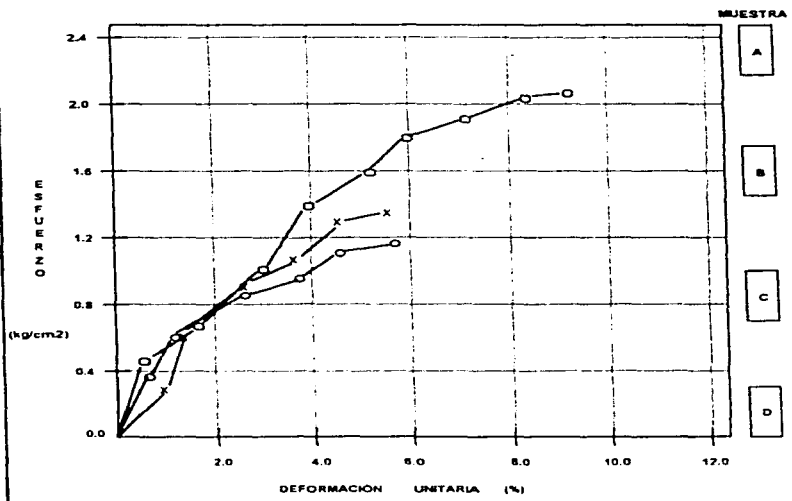


FIGURA 14

**"CURVAS DEFORMACIÓN UNITARIA - ESFUERZO EN PRUEBAS DE TRIAXIAL"  
NO CONSOLIDADA NO DRENADA**

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	V <sub>1</sub> - V <sub>2</sub>	TIPO DE SONDEO		
				$\gamma$ (kg/cm <sup>3</sup> )	$\sigma'_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_h$ (kg/cm <sup>2</sup> )
○	13	7.50 - 8.50	264.6	0.587	1.18	0.25
×	13	7.50 - 8.50	269.6	0.575	1.18	0.50
○	13	7.50 - 8.50	267.1	0.654	1.17	1.00

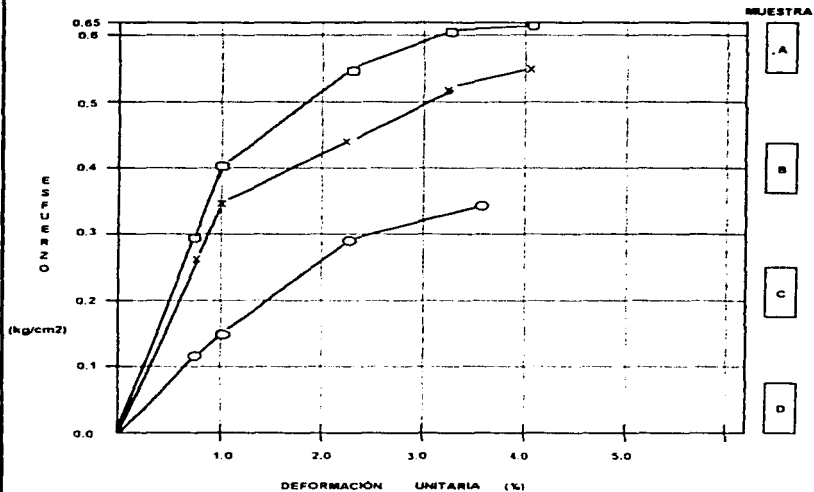


FIGURA 15

**CURVAS DEFORMACIÓN UNITARIA - ESFUERZO EN PRUEBAS DE TRIAXIAL  
NO CONSOLIDADA NO DRENADA**

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (cm)	$V_v - V_v'$	TIPO DE SONDEO		
				$\sigma_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_v'$ módulo	$\sigma_v'$ (kg/cm <sup>2</sup> )
○	25	14.80 - 15.70	358.7	0.538	1.14	0.50
△	25	14.80 - 15.70	366.8	0.785	1.18	1.00
○	25	14.80 - 15.70	365.0	0.803	1.13	2.00

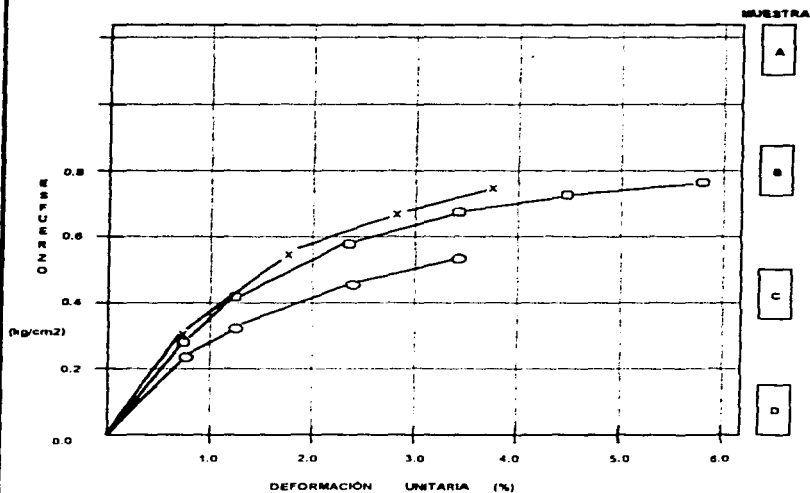


FIGURA 16

CURVAS DEFORMACIÓN UNITARIA - ESFUERZO EN PRUEBAS DE TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE SONDEO		MÓDULO	
			V <sub>1</sub> - V <sub>2</sub>	γ	V <sub>1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>v</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
□	1	2,80 - 2,80	87,5	1,151	1,32	0,35
○	1	2,80 - 2,80	118,5	1,332	1,28	0,50
×	1	2,80 - 2,80	118,0	1,751	1,27	1,00

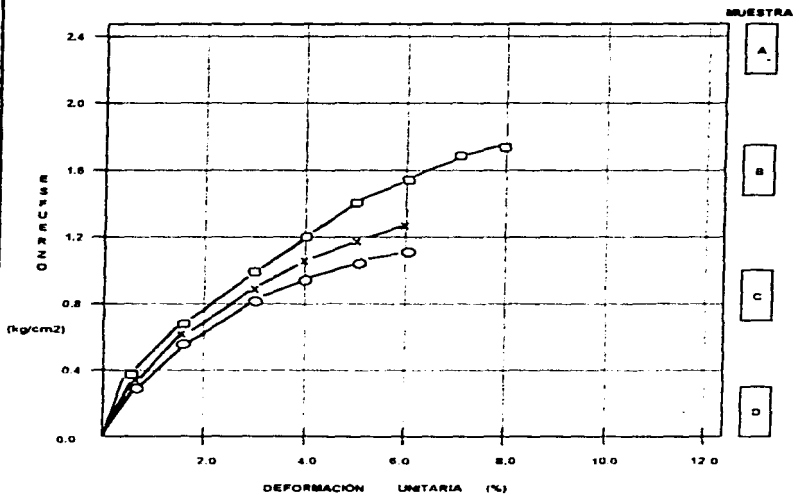


FIGURA 17

**CURVAS DEFORMACIÓN UNITARIA - ESFUERZO EN PRUEBAS DE TRIAXIAL  
NO CONSOLIDADA NO DRENADA**

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE SONDEO		MUESTRA	
			$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (kg/cm <sup>2</sup> )
□	A	2.50 - 2.70	121.8	0.833	1.35	0.25
△	B	2.50 - 2.70	126.5	0.718	1.71	0.50
○	C	2.90 - 2.70	122.3	0.878	1.34	1.00

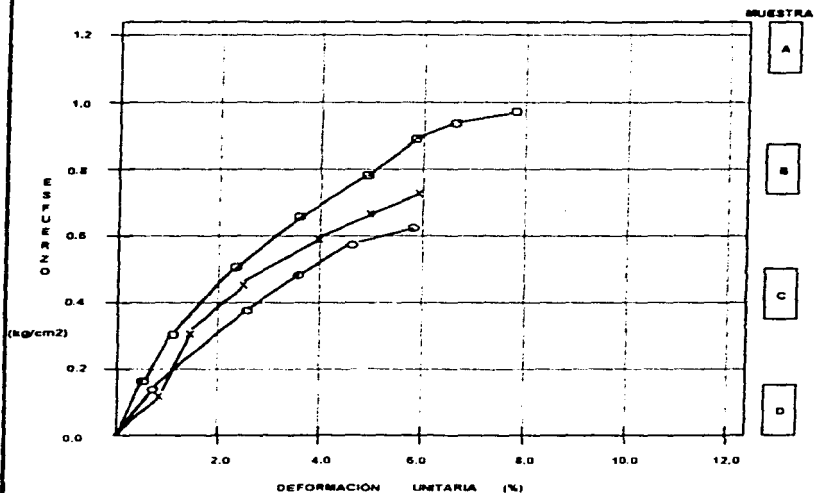


FIGURA 18

# PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	$e_0$	$\gamma$	P (kg/cm <sup>2</sup> )	P (kg/cm <sup>2</sup> )	P (kg/cm <sup>2</sup> )
	13	7.5 - 8.3	479.8	0.9	199		0.65

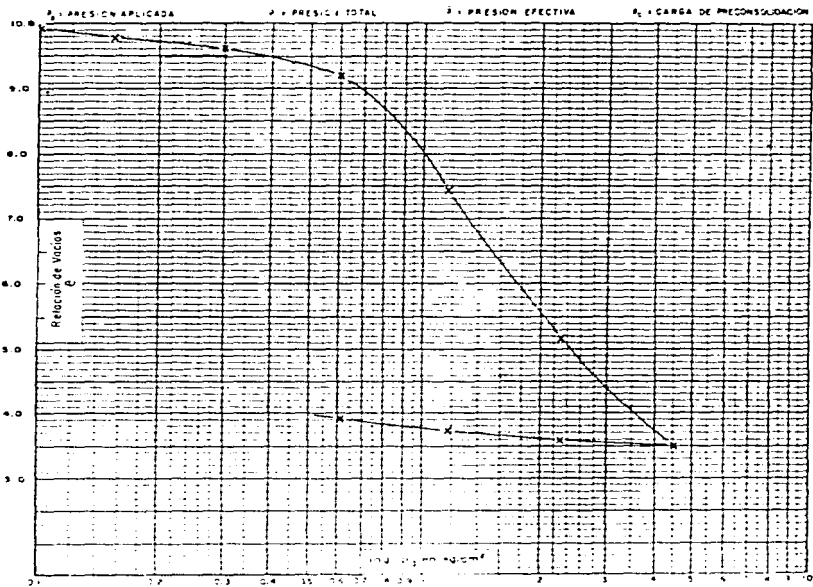


FIGURA 18

# PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

SABRICALO	MUESTRA PROFUNDEZ (m)	W (%)	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	e <sub>max</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	e <sub>min</sub> (g/cm <sup>3</sup> )
25	14.96 - 15.7	404.3	0.11	100		0.75

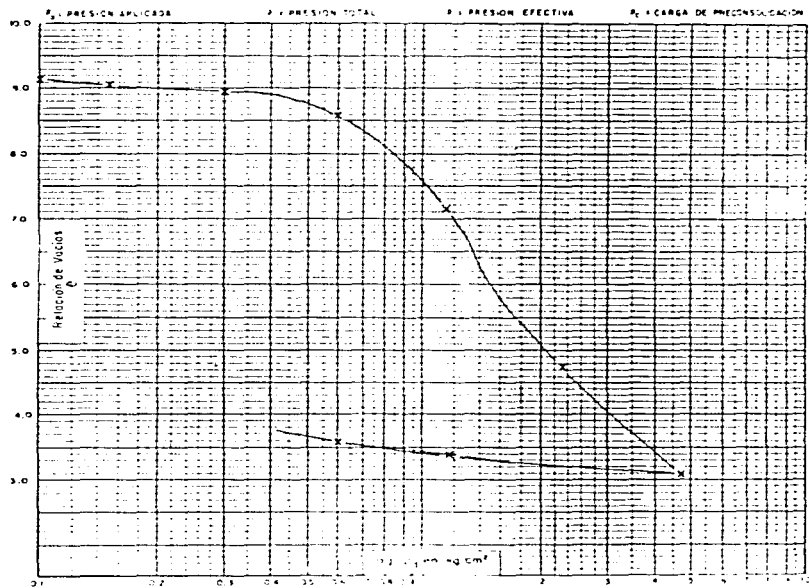


FIGURA 20

## V CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO.

### *CAPÍTULO 5*

#### 5.1. GEOLOGÍA DEL VALLE DE MÉXICO

El Valle de México es una unidad geográfica limitada al Norte, por las Sierras de tepozotlán, tezontlapán y Pachuca; Al Este, por los llanos de Apan los montes de Río Frio y la Sierra Nevada; Al Sur, por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al Oeste, por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

La superficie total del Valle es del orden de 7,160 km<sup>2</sup>, a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2,240 m. aproximadamente.

En la actualidad además del tajo de Nochistongo, abierto en 1789, el valle cuenta con dos túneles en Tequisquiác, que lo comunican con la cuenca del Río de Moctezuma.

Dentro del Valle de México está ubicado el D.F. , Cabecera política de la República Mexicana, en la cual ocupa un total de 1,480 km<sup>2</sup>, de los cuales unos 500 km<sup>2</sup> son zona urbanizada. Una buena parte de la Ciudad de México, se encuentra construida sobre el fondo del ex-Lago de Texcoco, y a este hecho se deben los problemas de cimentación que en la Ciudad se presentan

Todo el Valle se caracteriza en general por la muy intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado, de lo cual quedan aun vestigios en forma de un gran número de volcanes apagados, el Popocatepetl, aún activo y muy abundantes materiales de aquel



origen Los depósitos mas finos que aparecen en el subsuelo de la Ciudad de México corresponden al mismo origen volcánico

Según Marsal y Mazari se puede zonificar a la Ciudad en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico

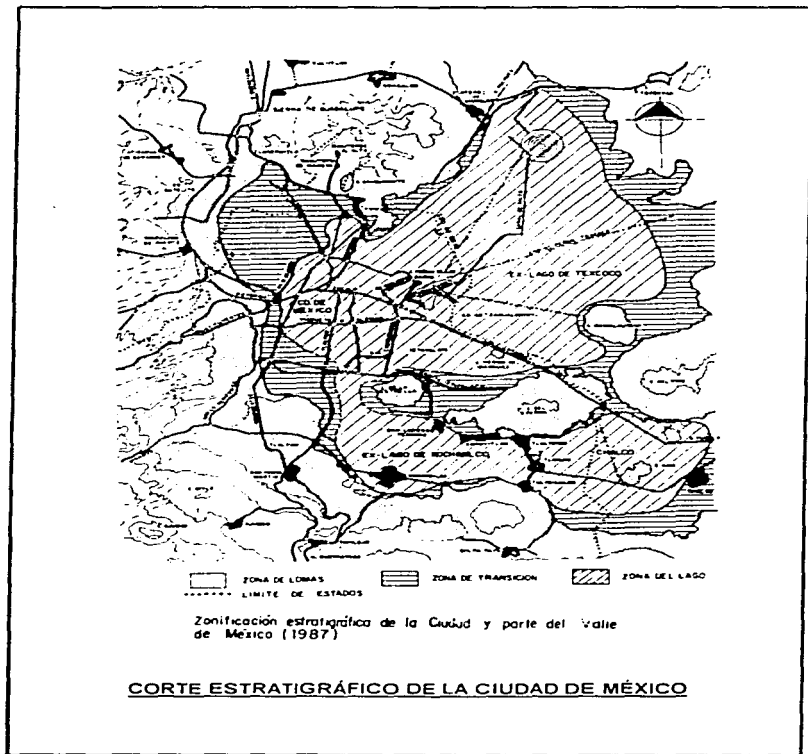
**ZONA I** La primera de las zonas mencionadas es la llamada ZONA DE LOMAS, por desarrollarse en parte en las ultimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas, por algunas partes, esta zona invade los derrumbes basálticos del pedregal En el contacto con los diferentes derrames pueden aparecer cuevas o aglomeraciones de material suelto y fragmentos que pueden ser causa de fallas bajo columnas pesadas. Otro problema que se presenta en esta zona es la presencia de depósitos de éolitos de arena fina y uniforme.

**ZONA II** La segunda de las zonas mencionadas es la llamada ZONA DE TRANSICIÓN y que se presenta en la Serranias del Poniente y el fondo del ex-Lago de Texcoco, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada, en general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos y orgánicos cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias y compactas, todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes de arena y grava.

**ZONA III**, La tercer zona de las mencionadas es la llamada ZONA DE LAGO, llamada así por corresponder a los terrenos que constituyeron el ex-Lago de Texcoco.

Un corte estratigráfico típico en esta zona exhibe los siguientes estratos:

- a) Depósitos areno-arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales de hasta 10 m de espesor.
- b) Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
- c) La primera capa dura de unos 3 m. de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.
- d) Arcillas volcánicas de características semejantes a las del inciso (b), aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.
- e) Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.  
En algunos lugares, a partir de los 65 m. se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.





**5.2 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO DEL PREDIO**

El predio de interés se localiza en la zona de lago (I), según la zonificación del subsuelo de la ciudad de México, en donde los materiales que la constituyen son fundamentalmente depósitos de arcilla bentonítica de alta compresibilidad.

De la información general de la zona de exploración realizada en el sitio, se pueden identificar las siguientes formaciones de los depósitos del subsuelo: Costra Superficial, Formación Arcillosa Superior y Primera Capa Dura.

A continuación se indican las características y espesores de cada depósito determinados mediante el sondeo profundo efectuado.

**COSTRA SUPERFICIAL, (C S)**

Se encuentra entre la superficie y 5.5 m de profundidad y está constituida por capas interestratificadas de arcilla arenosa, limo arenoso y arena poco limosa, con contenido de agua medio de 100% y consistencia blanda, presentando las características siguientes:

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.0 - 0.2	Avance con broca tricónica.
0.2 - 1.4	Arcilla poco limo - arenosa grs verdosa con contenido de agua medio de 47% y consistencia blanda

1.4 - 3.0

Limo orgánico poco arenoso con raíces fósiles, gris oscuro, contenido de agua medio de 95% y consistencia blanda. Con cohesión y ángulo de fricción interna de 3 ton/m<sup>2</sup> y 24°, respectivamente, obtenidos con la prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada, peso volumétrico natural de 1.4 ton/m<sup>3</sup>. Contiene 27% de arena y 73% de materiales finos, los que a su vez tienen 93% de límite líquido y 56% de límite plástico, pertenece al grupo MH según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

3.0 - 3.3

Arena fina pumítica, gris clara, con contenido de agua medio de 43% y baja compacidad.

3.3 - 5.5

Arcilla limosa poco arenosa, con contenido de agua medio de 115% y compacidad de blanda a media.

FORMACIÓN ARCILLOSA SUPERIOR (F.3)

Se localiza entre 5.5 y 29 m de profundidad se caracteriza por estar constituida por arcillas bentónicas con alto contenido de agua, con pequeñas intercalaciones de arena y cenizas volcánicas. Con contenido de agua medio de 325% y consistencia muy blanda. Los depósitos arcillosos tienen las siguientes características:

Profundidad (m)	Descripción
5.5 - 7.0	Arcilla gris verdosa, con contenido de agua 150% y consistencia muy blandá.
7.0 - 11.0	Arcilla con pocos fósiles y poca arena fina, café clara, con contenido de agua medio de 325% y consistencia blanda. Con cohesión y ángulo de fricción interna de 2.1 ton/m <sup>2</sup> y 5°, respectivamente determinados en la prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada y peso volumétrico de 1.18 ton/m <sup>3</sup> . Con 8% de arena y 92% de material fino; de límite líquido de 317% y límite plástico del 61%; pertenece al grupo CH según el SUCS.
11.0 - 13.5	Arcilla gris verdosa, con contenido de agua medio de 250% y consistencia de blanda a muy blanda
13.5 - 13.7	Ceniza volcánica con poca arena, gris clara, con contenido de agua medio de 39% y consistencia media.

13.7 - 18.5

Arcilla con fósiles, gris verdosa, con contenido de agua medio de 340% y consistencia muy blanda. Con cohesión y ángulo de fricción interna de 3.4 ton/m<sup>2</sup> y 3°, respectivamente obtenidas en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada y peso volumétrico de 1.14 ton/m<sup>3</sup>. Contiene el 3% de arena y 97% de material fino; tiene un límite líquido de 385% y límite plástico de 83%, pertenece al grupo CH según el SUS.

18.5 - 21.0

Arcilla con fósiles y una veta de arena en la parte superior gris verdosa, con contenido de agua medio de 125% y consistencia de blanda a muy blanda. Con límite líquido de 210% y límite plástico de 162% pertenece al grupo CH según el SUS.

21.0 - 24.5

Arcilla gris verdosa con grupos de carbonato de calcio, con contenido de agua variable entre 218 y 360% y su consistencia de blanda a firme.

24.5 - 25.9

Arcilla limosa poco arenosa, gris clara con contenido de agua medio de 115% y consistencia firme

25.9 - 26.5

Limo arenoso poco arcilloso, gris claro con contenido de agua medio de 87% y baja compacidad

26.5 - 29.0

Arcilla gris verdosa con fósiles, su contenido de agua medio es de 250% y consistencia entre media y muy blanda

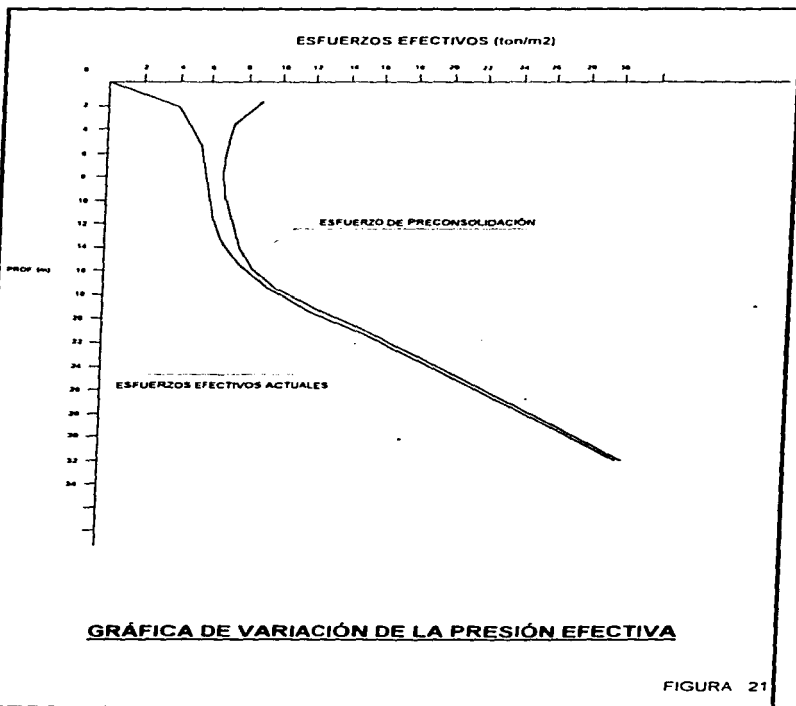


**PRIMERA CAPA DURA (C D)**

La primera capa dura se encuentra entre 29 y 32 m de profundidad, está constituida por arcilla, arcilla limosa y arcilla arenosa, su contenido de agua medio es de 60% y la consistencia variable entre media y dura.

El nivel de aguas freáticas se encontró a 2.25 m de profundidad con respecto a la superficie del nivel del terreno actual, en la fecha en que se realizó la exploración más reciente.

En la figura 21, se representan las condiciones de estado de esfuerzos en el subsuelo mediante la gráfica de variación de la presión efectiva estimada con la diferencia entre la presión total y la presión de poro. También se indican los intervalos de preconsolidación definidos en las curvas de compresibilidad. Del análisis de la figura se concluye que los depósitos situados en la superficie y 9 m de profundidad se encuentran preconsolidados por desecación y a partir de 9 m y hasta la máxima profundidad explorada los depósitos se encuentran ligeramente preconsolidados del orden de  $0.4 \text{ ton/m}^2$ , respecto a los esfuerzos efectivos actuales.



## VI ANÁLISIS DE LA CIMENTACION

## CAPITULO 6

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio que albergará la sucursal bancaria y las propiedades estratigráficas y mecánicas de subsuelo, en particular la existencia hasta 32 m de profundidad de arcilla de alta compresibilidad con un esfuerzo de preconsolidación del orden de 1.5 ton/m<sup>2</sup>, mayor que el esfuerzo efectivo de la estructura de el subsuelo entre 4 y 9 m de profundidad y hasta la máxima profundidad explorada, siendo estas las condiciones menos favorables en cuanto a la magnitud de incremento de carga que es admisible transmitir al subsuelo mediante la cimentación superficial. Además una alternativa de cimentación de tipo superficial deberá de limitar el incremento de esfuerzos al subsuelo a valores que den por resultado hundimientos admisibles tanto totales como diferenciales, y de resolver la excentricidad de cargas de la estructura, respecto al centroide del área cubierta por ella

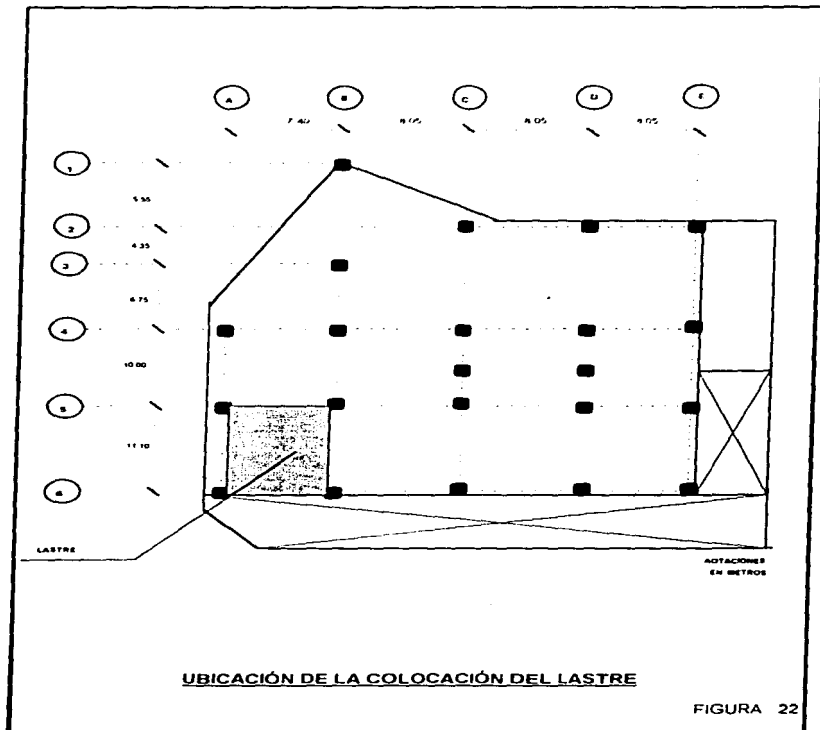
En base a lo anterior, se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada será por medio de un cajón de concreto reforzado, estanco y constituido por muros de contención, contrarabes y losas de contacto plana desplantada a 5.5 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta

Con objeto de corregir la excentricidad existente entre el centro de cargas de la estructura y el centroide del área de la losa de fondo del cajon de cimentacion, será necesario la colocación de un lastre de 240 ton, que podra estar constituido por costales de arena que ocupen totalmente las celdas de cimentación indicadas en la figura 22, y el resto de las

celdas de cimentación para mantenerlas estancas se rellenarán con bloques de espuma de poliestireno.

La parte del semisótano que se encuentra fuera del área del cajón de cimentación deberá contemplar una junta constructiva a lo largo del eje E, el muro de colindancia de esta parte se cimentará mediante una zapata corrida diseñada para aplicar una presión de contacto admisible de  $4 \text{ ton/m}^2$ .

A continuación se representan los resultados de los análisis para la cimentación elegida.



## 6.1 ACCIONES

Las acciones a considerar en el análisis de la cimentación elegida fueron las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que tendrá las magnitudes que se indican en la figura 3 (Proporcionadas por el estructurista). Estas cargas incluyen el peso debido a la cimentación y el del lastre para corregir la excentricidad, se afectaron por un factor de carga de 1.5 y se consideraron en el análisis de estado límite de la falla en condiciones estáticas.

DETERMINACIÓN DEL CENTRO DE CARGAS

x	∑ Q	M <sub>x</sub>
0.00	730.00	0.00
7.40	2 781.00	20 575.40
15.42	2 470.00	38 087.40
23.50	2 247.00	52 804.50
31.55	1 373.00	43 318.15
	9 601.00	154 789.45

y	∑ Q	M <sub>y</sub>
0.00	1 564.00	0.00
11.10	2 875.00	31 912.50
16.10	251.00	4 041.10
21.10	2 893.00	61 042.30
27.85	515.00	14 342.75
32.20	1 127.00	36 289.40
37.75	376.00	14 194.00
	9 601.00	161 822.05

$$\bar{x} = \frac{M_x}{\sum Q} = \frac{154 863.55}{96010} = 16.13$$

$$\bar{y} = \frac{M_y}{\sum Q} = \frac{161 816.5}{96010} = 16.85$$

Cc = (16.13 : 16.85)

DETERMINACIÓN DEL CENTRO GEOMÉTRICO

x	A	A <sub>x</sub>
15.75	772.180	12 161.84
4.93	49 117	242.15
10.75	27 890	299.82
19.48	186 558	3 633.22
	1 035.75	16 337.02

y	A	A <sub>y</sub>
12.237	772.180	9 449.17
28.900	49 117	1 419.48
34.050	27 890	949.65
28.337	186 558	5 286.49
	1 035.75	17 104.80

$$\bar{x} = \frac{M_x}{\sum Q} = \frac{16 356.322}{1035.74} = 15.79$$

$$\bar{y} = \frac{M_y}{\sum Q} = \frac{17 104.80}{1035.75} = 16.58$$

Cc = (15.79 : 16.58)

$$16.58 = ( 161,821.6 + 5.5x ) / ( 9601 + x )$$

$$16.58 ( 9601 + x ) = 161,821.6 + 5.5x$$

$$159,984.58 + 16.6x = 161,821.6 + 5.5x$$

$$x = 2637.02 / 11.01 = 239.51 \text{ ton} = 240 \text{ ton}$$

- b) Combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea más la acción accidental más crítica, que por efecto de sismo de acuerdo al estructurista corresponderá a un momento sísmico de 10,310 ton-m con respecto al eje Y y de 10,186 ton-m con respecto al eje X, en la figura 23 se representan las magnitudes de las cargas de esta combinación. Estas cargas incluyen el peso de la cimentación y el lastre para corregir la excentricidad, se afectaron por un factor de carga de 1.1 y fueron empleadas en el análisis del estado límite de falla en condiciones dinámicas.
- c) La combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad media, con la distribución mostrada en la figura 24, estas cargas incluyen el peso de la cimentación y el del lastre para corregir la excentricidad. Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en los análisis de los asentamientos difendos y en la determinación de la profundidad de desplante de la cimentación



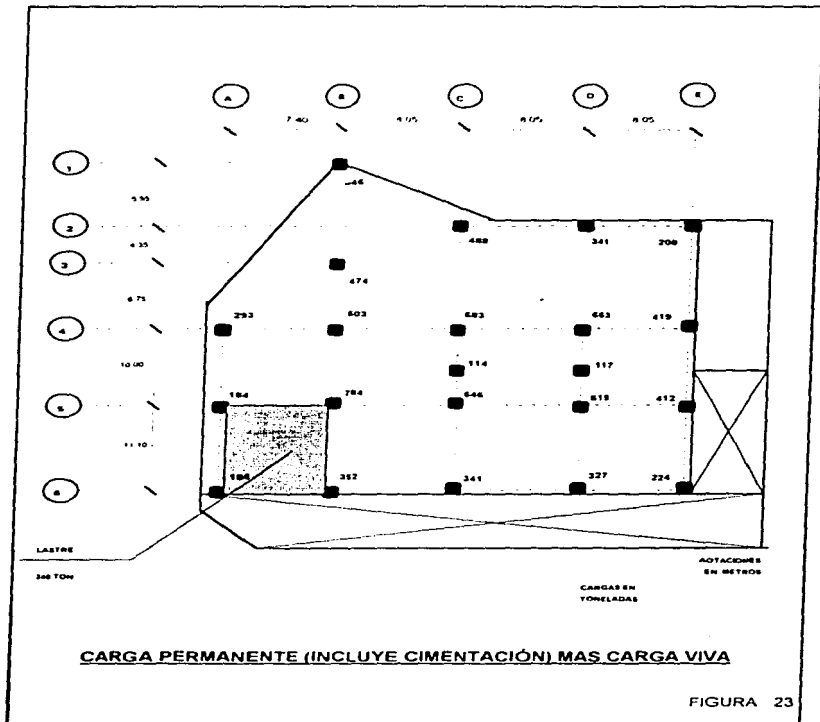
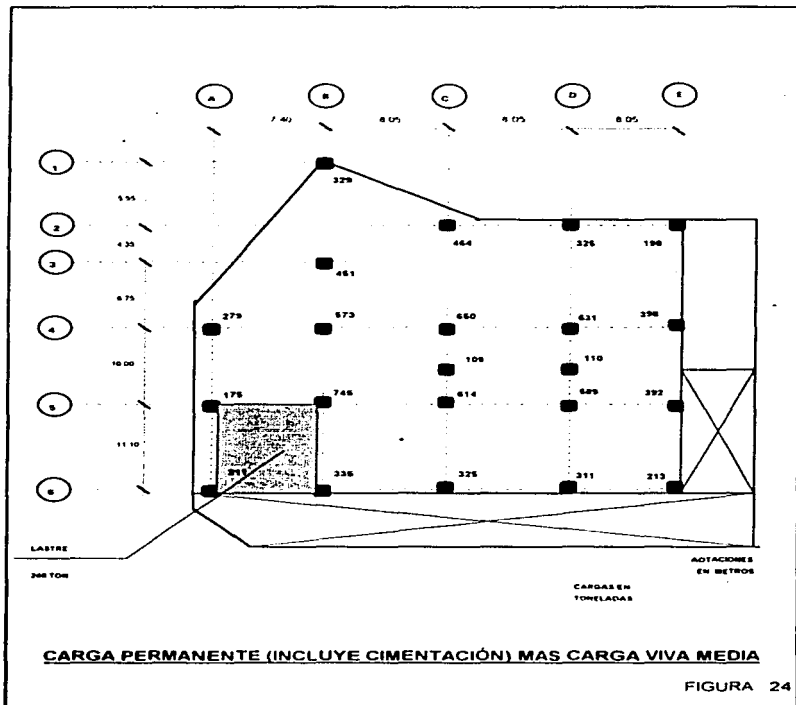


FIGURA 23



## 6.2 DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad media más el peso de la cimentación y lastre diera lugar a un incremento de presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que produzca hundimientos admisibles, tanto totales como diferenciales

Para las condiciones de compresibilidad y preconsolidación de los depósitos arcillosos del subsuelo, la presión neta máxima que puede transmitirse del subsuelo para tener asentamiento admisibles es de  $1.0 \text{ ton/m}^2$ . Considerando que el nivel de piso terminado de la losa del sótano inferior es de 3.15 m, respecto al nivel de banqueteta, se analizó una alternativa de cimentación con un cajón desplantado a 3.45 m de profundidad y contratraves invertidas, las que de acuerdo a la información proporcionada por el estructurista deberán tener un peralte de 2.2 m, en estas condiciones la presión neta transmitida al subsuelo es del orden de  $2.5 \text{ ton/m}^2$ , para la que se tendrán hundimientos del orden de 60 cm, que son mayores a los admisibles. Para disminuir la presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación a un cajón que provoque asentamientos admisibles, se eligió como nivel de desplante el correspondiente al lecho inferior de las contratraves de cimentación, es decir 5.35 m de profundidad, lo que además facilita la construcción de las contratraves y permita que mediante la colocación del lastre en las celdas de cimentación se corrija la excentricidad entre el centro de cargas de la estructura y el centroide del área cubierta por la cimentación

Se considero que los materiales del subsuelo entre la superficie y 1.0 m de profundidad tienen un peso volumétrico de  $1.5 \text{ ton/m}^3$ , entre 1.0 y 3.0 m de profundidad, de  $1.4 \text{ ton/m}^3$ ,

entre 3.0 y 3.3 m de profundidad, de 1.5 ton/m<sup>3</sup> y de 1.4 ton/m<sup>3</sup> entre 3.3 y 5.35 m de profundidad

El peso de la estructura incluyendo el peso de la cimentación y del lastre corresponde a una presión unitaria de 7.96 ton/m<sup>2</sup>, considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación y la compensación debida al peso de los materiales excavados para alojar la cimentación corresponde a una descarga unitaria de 7.66 ton/m<sup>2</sup>, por lo que el incremento de presión neta transmitida al subsuelo con la estructura será de 0.3 ton/m<sup>2</sup>.

### CÁLCULO DEL NIVEL DE DESPLANTE DE LA CIMENTACIÓN

#### NIVEL DE DESPLANTE:

Altura de sótano ..... = 3.15 m

Peralte de contratraves = 2.20 m

5.35 m Nivel de desplante

Por lo tanto:

$$W_n = W_e - W_s$$

$W_e = 7.96 \text{ ton/m}^2$  (PROPORCIONADO POR EL ESTRUCTURISTA)

$W_s = 1 \times 1.5 + 2 \times 1.42 + 0.3 \times 1.5 + 2.05 \times 1.4 = 7.66 \text{ ton/m}^2$  (DESCARGA UNITARIA)

Entonces la presión neta que se le aplica al subsuelo es:

$$W_n = 7.96 \text{ ton/m}^2 - 7.66 \text{ ton/m}^2 = 0.30 \text{ ton/m}^2$$

Entonces:

$$W_e > W_s$$

(ES UNA CIMENTACIÓN PARCIALMENTE COMPENSADA)

## 6.3. ESTADO LÍMITE DE FALLA

La estabilidad de la cimentación propuesta bajo condiciones de carga estática y dinámica, se revisó siguiendo el criterio establecido en el reglamento de construcciones vigente para el Distrito Federal, definido como la siguiente expresión:

$$\sum QF_c \leq R F_R$$

-Donde:

$\sum QF_c$ :	Suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la condición analizada, afectados por su correspondiente factor de carga.
$R F_R$ :	Capacidad de carga del suelo que en función del tipo de cimentación utilizada, afectada por un factor de resistencia correspondiente.

## 6.3.1 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga de la losa de fondo del cajón de cimentación se calculó considerando que los materiales del subsuelo afectados por la superficie potencial son predominantemente cohesivos y aplicando el criterio de Skempton dado por la siguiente expresión:

$$C_L = CNcF_R + Pv$$

Donde:

- $C_L$ : Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación, en ton/m<sup>2</sup>.
- $C$ : Cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla (0.7 B), siendo B el ancho de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>
- $N_c$ : Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente ecuación:

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

En la cual

- $D_i$  : Profundidad del desplante de la losa de apoyo del cajón de cimentación en m
- $B$  : Ancho de la losa de apoyo del cajón de cimentación, en m
- $L$  : Longitud de la losa de apoyo del cajón de cimentación, en m
- $F_R$  : Factor de reducción de resistencia adimensional e igual a 0.7 para condiciones estáticas y dinámicas.
- $P_v$  : Presión vertical total del suelo, a la profundidad de desplante de la losa de apoyo del cajón de cimentación, en  $\text{ton/m}^2$ .

Considerando una cohesión media de  $2.1 \text{ ton/m}^2$  y que las celdas de cimentación se mantendrán estancas, la capacidad admisible del sistema suelo-losa bajo acciones estáticas resulta de  $17.40 \text{ ton/m}^2$ .

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA  
(CONDICIONES ESTÁTICAS)

$$CL = CnCF_R + Pv$$

CRITERIO DE SKEMPTON

S = C (Para suelos cohesivos)

Cohesión media = 2.1 ton/m<sup>2</sup>

$$Nc = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 5.14 \left[ 1 + 0.25 \left( \frac{5.35}{31.55} \right) + 0.25 \left( \frac{31.55}{32.2} \right) \right] = 6.62$$

$$F_R = 0.7$$

$$Pv = \gamma D_f = 1 \times 1.5 + 2 \times 1.42 + 0.3 \times 1.5 + 2.05 \times 1.4 = 7.66 \text{ ton/m}^2$$

**LA CAPACIDAD DE CARGA PARA CONDICIONES ESTÁTICAS ES :**

$$CL = 2 \times 6.62 \times 0.7 + 7.66 = 17.40 \text{ ton/m}^2$$



## CONDICIONES DINÁMICAS

En condiciones dinámicas la capacidad de carga admisible se verá disminuida ya que la aceleración con que se propagan las ondas sísmicas propician que la masa del suelo comprendida dentro de la envolvente de falla tienda a deslizarse bajo la acción de la fuerza de inercia generada. Bajo estas condiciones de capacidad de carga se determina con la siguiente expresión:

$$CL_D = CNcFr(1 - \frac{0.12FCa_h b \gamma}{F_R C}) + P_v$$

Donde:

- $CL_D$ : Capacidad de carga admisible del cajón de cimentación bajo condiciones dinámicas, en ton/m<sup>2</sup>.
- $F_c$ : Factor de carga, igual a 1.1.
- $a_h$ : Aceleración horizontal máxima del terreno según el reglamento de construcciones igual a 0.6, para estructuras tipo A, afectada por el factor de ductilidad de 4,  $a_h = 0.6/4 = 0.15$ .



$$B = 31.55 \text{ m}$$

$$L = 32.20 \text{ m}$$

$$FR = 0.7$$

$$C = 2.1 \text{ ton/m}^2.$$

El mínimo de b = ( d, 1.2h, 20m )

$$b = 31.5 - 2 \times 1.05 = 29.45 \text{ m}$$

$$h = 23.65 \times 1.2 = 28.38 \text{ m}$$

$$d = 20 \text{ m} \quad (\text{SE TOMA POR SER EL MÍNIMO})$$

$$\gamma_m = 1.4 \text{ ton/m}^3$$

$$P_v = 1 \times 1.5 + 2 \times 1.42 + 0.3 \times 1.5 + 2.05 \times 1.4 = 7.66 \text{ ton/m}^2$$

**POR LO TANTO LA CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIONES DINÁMICAS ES :**

$$C_{1.2} = 2.1 \times 6.62 = 0.7 \left[ 1 - \left( \frac{0.12 \times 1.1 \times 0.15 + 20 = 1.4}{0.7 \times 2.1} \right) \right] + 7.66 = 13.80 \text{ ton / m}^2$$

Atendiendo a lo anterior la capacidad de carga se determinó en condiciones dinámicas es de 13.80 ton/m<sup>2</sup>.

## 6.3.2 ESTABILIDAD GENERAL

Se revisó que la cimentación bajo condiciones estáticas y dinámicas satisfaga la desigualdad anotada en el inciso 6.3.

En las condiciones dinámicas se consideró que el momento de volteo equivale a una excentricidad dada por la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{W}$$

En la cual:

- e:** Excentricidad del punto de aplicación de las cargas bajo la acción sísmica respecto al centro de reacciones, en m.
- W:** Peso de la estructura bajo esta condición, en ton.
- M:** Momento de volteo provocado por el sismo, en ton-m

De acuerdo con el criterio establecido por el reglamento de construcciones, se considera una cimentación modificada con un área reducida en una franja longitudinal de ancho  $2e$ , eliminando la contribución de la losa localizada en esta área.

## 6.3.2.1 CONDICIONES ESTÁTICAS

Considerándola combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima que se muestran en la figura 3, que incluyen el peso de la cimentación y el del lastre la desigualdad que se cumple de la siguiente manera:

## CÁLCULO DE LAS CONDICIONES ESTÁTICAS

$$\sum \frac{QFc}{A} < RFk$$

$$A = 31.55 \times 32.2 \text{ m} = 1015.9 \text{ m}^2$$

$$WE = 9841 \text{ ton}$$

$$Fc = 1.5$$

Entonces:

$$\sum \frac{QFc}{A} = \frac{9841 \times 1.5}{1015.9} = 14.60 \text{ ton}$$

$$RF_R = CnCF_R + Pv$$

$$F_R = 0.7$$

$$C = 2.1 \text{ ton/m}^2$$

$$Nc = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_i}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 5.14 \left[ 1 + 0.25 \left( \frac{5.35}{31.55} \right) + 0.25 \left( \frac{31.55}{32.2} \right) \right] = 6.62$$

$$P_v = \gamma D_f = 1 \times 1.5 + 2 \times 1.42 + 0.3 \times 1.5 + 2.05 \times 1.4 = 7.66 \text{ ton/m}^2$$

$$RF_R = 2.1 \times 6.62 \times 0.7 + 7.66 = 17.40 \text{ ton}$$

LA CONDICIÓN SE CUMPLE

$$14.60 \text{ ton} < 17.40 \text{ ton}$$

### 6.3.2.2 CONDICIONES DINÁMICAS

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea que se muestra en la figura 23, que incluye el peso de la cimentación y del lastre, un momento de volteo igual a 10,310 ton-m (proporcionado por el estructunsta) y capacidad de carga reducida por el factor inercial, la desigualdad se satisface de la siguiente manera:

### CÁLCULO DE LAS CONDICIONES DINÁMICAS

$$WtF_c - W_c - F_k A_{eq} \left[ 1 - \left( \frac{0.12 F_{ca} \cdot b \cdot y}{CF_k} \right) \right]$$

$WtF_c - W_c$

$$Wt = 9072 \text{ ton} \quad (\Sigma \text{CARGAS PERMANENTES} + \text{CARGA VIVA INSTANTÁNEA})$$

$$A = 32.2 \times 31.55 = 1015.9 \text{ m}^2$$

$$W_c = \gamma D_r A = (1 \times 1.5 + 2 \times 1.42 + 0.3 \times 1.5 + 2.05 \times 1.4) 1015.9 = 7781.8 \text{ ton}$$

ENTONCES:

$$W_{IFc} - W_c = 9072 \times 1.1 - 7781.8 = 2197.5 \text{ ton}$$

$$F_{kA} \times q_l \left[ 1 - \left( \frac{0.12 \times F_c \times a \cdot b \gamma}{C F_k} \right) \right]$$

$$F_R = 0.7$$

$$A_R = (B - 2e)L = (31.55 - 1.03)32.2 = 949.58 \text{ m}^2$$

$$M_v = 10,3210 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{M_v}{W} = \frac{10,310}{9,072 \times 1.1} = 1.03$$

$$C = 2.1 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_i}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 5.14 \left[ 1 + 0.25 \left( \frac{5.35}{31.55} \right) + 0.25 \left( \frac{31.55}{32.2} \right) \right] = 6.62$$

$$q_l = C N_c = 2.1 \times 6.62 = 13.02$$

$$a_r = \frac{0.6}{4} = 0.15$$

$$F_R = 0.7$$

El mínimo de  $b = (d, 1.2h, 20m)$

$$b = 31.5 - 2 \times 1.05 = 29.45 \text{ m}$$

$$h = 23.65 \times 1.2 = 28.38 \text{ m}$$

$d = 20 \text{ m}$  (SE TOMA POR SER EL MÍNIMO)

$\gamma_m = 1.4 \text{ ton/m}^3$ .

$$F_w A_w q \left[ 1 - \left( \frac{0.12 \times F_c \times \omega_b \gamma}{C F_w} \right) \right]$$

$$= 0.7 \times 949.58 \times 13.02 \left[ 1 - \left( \frac{0.12 \times 11 \times 0.15 \times 20 \times 1.4}{21 \times 0.7} \right) \right] = 5,390 \text{ ton}$$

LA CONDICIÓN SE CUMPLE

$2,197.5 \text{ ton} < 5,390.5 \text{ ton}$

#### ESFUERZOS MÁXIMOS EN CONDICIONES DINÁMICAS

También, se revisó que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzo aplicado al suelo, por la losa de fondo del cajón de cimentación, producido por el momento de volteo inducido por el sismo, no rebase la capacidad de carga admisible del material de apoyo de la losa, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantenga dentro del rango elástico de comportamiento del material no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes, por efecto de los incrementos de esfuerzo aplicados al suelo por la losa de cimentación durante el sismo.

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

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{M_v}{I_x} y + 0.3 \frac{M_v}{I_y} X$$



Donde :

P:	Esfuerzo a la distancia x del eje centroidal.
Q:	Suma de cargas muertas más carga viva instantánea.
A:	Área de la losa de fondo del cajón de cimentación.
Mv	Momento de volteo debido al sismo.
x,y	Distancia del centroide del cajón a la orilla más alejada.
$I_x, I_y$	Momento de inercia centroidal del área de la losa de fondo del cajón de cimentación, en el sentido largo y corto.

#### CÁLCULOS DE LOS ESFUERZOS MÁXIMOS

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

$$Q = 9072.0 \text{ ton}$$

$$A = 31.55 \times 32.2 \text{ m} = 1015.91 \text{ m}^2$$

$$Mv = 10,310 \text{ ton-m}$$

CALCULANDO LOS MOMENTOS DE INERCIA DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{31.55 \times 32.2^3}{12} = 87,778.01m^4$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{32.2 \times 31.55^3}{12} = 84,269.9m^4$$

LAS DISTANCIAS AL CENTROÍDE

$$X = 15.80 \text{ m}$$

$$Y = 16.10 \text{ m}$$

POR LO TANTO

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

$$P = \frac{9072.0}{1015.91} + \frac{10,310}{87,778.01} (16.10) + 0.3 \cdot \frac{10,310}{84,269.9} \cdot 15.80 = 11.37 \text{ ton/m}^2$$

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo sismo de 11.37 ton/m<sup>2</sup> que es menor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga admisible del suelo que es de 13.80 ton/m<sup>2</sup>.

## 6.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Los movimientos verticales que sufrirá la estructura respecto al terreno circundante se deberá a la recuperación de las expansiones elásticas producidas mediante la construcción de la cimentación y a 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.

### 6.4.1 EXPANSIONES ELÁSTICAS

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación para alojar el cajón de cimentación, se empleó el criterio de Steinbrenner (3) y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con los de otros semejante en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos.(4).

Según criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de un espesor D. Está dada por:

$$11_{11} = - \frac{qD}{E} \left[ (1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right]$$

Donde

q	Descarga uniformemente superficial provocada por la excavación, en ton/m <sup>2</sup>
B:	Ancho del área descargada, en m.
E:	Módulo de elasticidad del suelo bajo la zona a excavar, en ton/m <sup>2</sup>
u:	Relación de poissón, adimensional.
F <sub>1</sub> y F <sub>2</sub>	Coefficientes que dependen de la relación D/B y L/B, adimensionales.
D:	Espesor del estrato del suelo considerado.
L:	Longitud del área descargada.

Para un sistema de capas de estratos queda la siguiente expresión:

$$H = H_0(E_1, u_1) + [H_0(E_2, u_2) - H_0(E_2 - u_2)] + \dots + [H_0(E_n, u_n) - H_0(E_n - u_n)]$$

Considerando un valor del módulo de elasticidad de 400 ton/m<sup>2</sup> entre 5.35 y 9 m de profundidad, de 600 ton/m<sup>2</sup> entre 9 y 29 m de profundidad, de 500 ton/m<sup>2</sup> entre 29 y 32 m de profundidad y una relación de poissón de 0.65, además tomando en cuenta que la tendencia a expandirse en los materiales arcillosos por efecto de la descarga, producen tensiones en la presión de poro que dan lugar al abatimiento hasta una cierta profundidad

del nivel freático, pasando los materiales sobre este nivel de una condición sumergida a una no sumergida, lo que incrementa su peso volumétrico. Se obtuvo que una área descargada de 32 x 32 m con una excavación de 5.35 m de profundidad, se tendrá una expansión elástica máxima al centro de 12.4 cm, que se considerará admisible .

### CÁLCULO DE LAS EXPANSIONES ELÁSTICAS

$$q = \gamma H = (1 \times 1.5 + 2 \times 1.42 + 0.3 \times 1.5 + 2.05 \times 1.4) = 7.66 \text{ ton/m}^2$$

#### DETERMINACIÓN F1 y F2

L/B	Z/B	F1	F2
16/18 = 1	3.65/18 = 0.22	F11 = 0.020	F21 = 0.06
16/18 = 1	23.65/18 = 1.48	F12 = 0.225	F22 = 0.08
16/18 = 1	26.65/18 = 1.66	F13 = 0.250	F23 = 0.075

$$\begin{aligned}
 HT &= \frac{7.66 \times 16}{400} \left[ (1 - 0.65^2) 0.02 + (1 - 0.65 - 2 \times 0.65^2) 0.06 \right] \\
 &+ \frac{7.66 \times 16}{600} \left[ (1 - 0.65^2) 0.225 + (1 - 0.65 - 2 \times 0.65^2) 0.08 \right] - \left[ (1 - 0.65^2) 0.02 + (1 - 0.65 - 2 \times 0.65^2) 0.06 \right] \\
 &+ \frac{7.66 \times 16}{500} \left[ (1 - 0.65^2) 0.25 + (1 - 0.65 - 2 \times 0.65^2) 0.075 \right] - \left[ (1 - 0.65^2) 0.225 + (1 - 0.65 - 2 \times 0.65^2) 0.08 \right]
 \end{aligned}$$

$$Hr = 4 \times 0.031 \text{ m} = 0.124 \text{ m}$$

$$Hr = 12.4 \text{ cm}$$

11

LA EXPANSIÓN ELÁSTICA MÁXIMA AL CENTRO RESULTO ADMISIBLE DE:

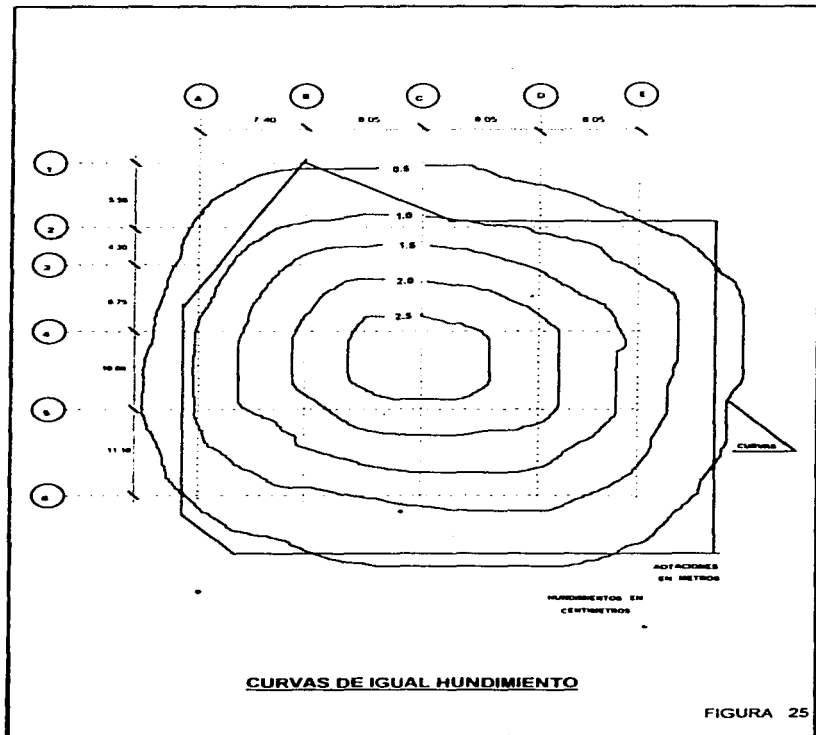
$$HT = 12.4 \text{ cm}$$

#### 6.4.2 ASENTAMIENTO DIFERIDO.

Para conocer los asentamientos que sufrirá el edificio a largo plazo por efecto de la presión neta que actuará a partir del nivel de desplante de la cimentación, obtenida con la diferencia entre la cargas permanentes, más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso de la cimentación del lastre y la debida a la descarga por la excavación que aloja el cajón de cimentación.

Los asentamientos se calcularon empleando un programa de computadora, el cual toma en cuenta las cargas netas actuantes, obteniendo el incremento de esfuerzos en el subsuelo según la teoría de Boussinesq y, en base a éstos, el asentamiento, teniendo en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga. En la figura 25 se presentan los resultados, obtenidos mediante las curvas de igual hundimiento suponiendo la cimentación flexible, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales.

A los asentamientos antes mencionados deberán sumarse los asentamientos por la recuperación elástica de las expansiones sufridas por el subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación que aloja el cajón de cimentación, los que serán de la misma magnitud que las expansiones ya que la cimentación es prácticamente totalmente compensada.



## VII DETERMINACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO A 5.35 M DE PROFUNDIDAD

### CAPÍTULO 7

Dadas las características estratigráficas y físicas del suelo, la profundidad de la excavación y con el objeto de dar rapidez y seguridad a la excavación que alojará a la cimentación, resulta necesario que la excavación se efectuó limitándola mediante el uso de un ademe troquelado. Entre las diferentes alternativas de ademe se escogió muro a base de tablaestacas de concreto, que se hincará en el perímetro del área de excavación.

Los muros alcanzarán una profundidad de 9.0 m y al tenerlo en el perímetro, funcionará como una pantalla que impida el flujo del agua hacia la excavación y debido a su empotramiento bajo el nivel máximo de excavación ayude a evitar la falla por traslación de los taludes perimetrales que tendrán durante una de las etapas de excavación.

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

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



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

1. Estabilidad de taludes considerando la falla por traslación
2. Estabilidad de taludes considerando la falla rotacional
3. Falla de fondo de cortante.
4. Falla de fondo por subpresión
5. Empujes temporales sobre muros tablaestaca y troqueles.
6. Empujes a largo plazo sobre muros rígidos.
7. Revisión de la pata en tablaestacas
8. Abatimiento del nivel freático

#### 7.1 ESTABILIDAD DE TALUDES CONSIDERANDO FALLA POR TRASLACIÓN.

La falla por traslación de una masa de tierra que forma parte de un talud ocurre a estratos débiles de la resistencia al esfuerzo cortante del la masa de suelo disminuye en forma importante en relación a la resistencia general, tal y como ocurre en ,el lugar donde se alojará el cajón de cimentación

Por lo tanto, la geometría que deberán tener los taludes para ser estables considerando que se conservarán únicamente durante el tiempo que se requiere para efectuar la construcción (corto plazo), estarán gobernados por la longitud de superficie resistente necesaria en cada uno de los estratos que componen el talud, para soportar los empujes actuantes a la profundidad de cada estrato, debidos a la acción integrada del empuje de

tierras activo, el empuje que se genera el cuerpo del talud por la acción de la sobrecarga de  $1.5 \text{ ton/m}^2$  actuando sobre la corona del talud y el empuje del agua

En estas condiciones, la longitud de superficie resistente para cada estrato, considerando un ancho unitario y un factor de seguridad de 1.3 estará determinado por la siguiente expresión:

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

Donde:

- L: Longitud de superficie resistente (con un ancho unitario) necesaria para tener una condición estable en ese estrato en m.
- Ea: Empuje activo de tierras, en ton.
- S: Resistencia al esfuerzo cortante, en  $\text{ton/m}^2$ .
- Fs: Factor de seguridad.

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

CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES  
(FALLA POR TRASLACIÓN)

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

$$F_s = 1.3$$

$$S = C \quad (\text{POR SER SUELO PURAMENTE COHESIVO})$$

CALCULANDO EL EMPUJE ACTIVO

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH$$

MEDIA PONDERADA DEL  $\gamma$  DEL MATERIAL

$$\begin{aligned} \gamma &= 1 \times 1.5 &= 1.5 \text{ ton/m}^2 \\ &2 \times 1.42 &= 2.84 \text{ ton/m}^2 \\ &0.3 \times 1.50 &= 0.45 \text{ ton/m}^2 \\ &2.05 \times 1.4 &= \underline{2.87 \text{ ton/m}^2} \\ &&7.66 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\gamma = \frac{7.66}{5.35} = 1.43 \text{ ton/m}^3$$

$$H = 5.35 \text{ m}$$

$$c = 1.5 \text{ ton/m}^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times 1.43 \times 5.35^2 - 2 \times 1.5 \times 5.35 = 4.41 \text{ ton}$$

$$L = \frac{1.3 \times 4.41}{1.5} = 3.8 \text{ m}$$

POR LO TANTO LA GEOMETRÍA DEL TALUD DEBERA SER:

$$\frac{L}{H} = \frac{3.82}{5.35} = 0.7$$

$$\text{HORIZONTAL} = 0.7$$

$$\text{VERTICAL} = 1.0$$

La geometría que deberán adoptar los taludes, para satisfacer el factor de seguridad elegido de 1.3, deberá ser tal que la inclinación del talud sea 0.7:1 (Horizontal, vertical).

## 7.2 ESTABILIDAD DE TALUDES CONSIDERANDO FALLA ROTACIONAL

Se analizó la estabilidad de taludes considerando que la falla ocurriera en forma rotacional a lo largo de una superficie de falla cilíndrica

En los análisis se utilizó el método Sueco llamado de dovelas que obtiene el factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S = \frac{\sum SiAli}{\sum Ti}$$

Donde:

- Si: Resistencia al esfuerzo cortante del suelo
- Ali: Longitud en la base de la dovela.
- Ti: Fuerza tangencial en la base de la dovela.

Para los taludes mostrados en la figura 26, se analizaron diferentes superficies de falla rotacional, en la misma figura, se han anotado los factores de seguridad encontrados, observándose que resulten admisibles

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

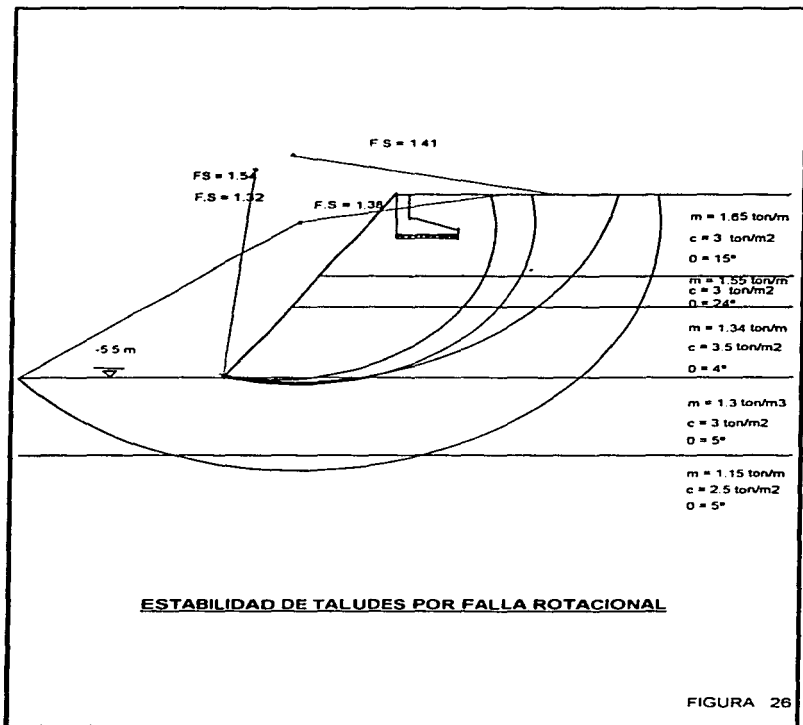


FIGURA 26

## 7.3 FALLA DE FONDO POR CORTANTE

En virtud de que durante la excavación se presentarán condiciones como las que se muestran en la figura 27, se revisó el factor de seguridad contra falla de fondo por corte, suponiendo un mecanismo de falla como el que se muestra en la figura.

En el análisis se explico el criterio de Bjerrum (5) dado por la siguiente expresión:

$$F.S = \frac{CNc}{(\gamma)D_1 + q}$$

Donde:

F.S:	Factor de seguridad contra falla de fondo por corte.
c:	Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla .
$\gamma$ :	Peso volumétrico natural del suelo.
D:	Profundidad máxima de excavación
q:	Sobrecarga aplicada en la superficie del terreno.
Nc:	Factor de capacidad que es función de la relación D/B, siendo B el ancho de la excavación.

CÁLCULO DE FALLA DE FONDO POR CORTANTE  
(CRITERIO DE BJERRUM)

$$F. S. = \frac{CNc}{(\gamma)D_f + q}$$

$$c = 2.1$$

MEDIA PONDERADA DEL  $\gamma$  DEL MATERIAL

$$\begin{aligned} \gamma H &= 1 \times 1.5 &= 1.5 \text{ ton/m}^2 \\ &2 \times 1.42 &= 2.84 \text{ ton/m}^2 \\ &0.3 \times 1.50 &= 0.45 \text{ ton/m}^2 \\ &2.05 \times 1.4 &= 2.87 \text{ ton/m}^2 \\ &&7.66 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\gamma = \frac{7.66}{5.35} = 1.43 \text{ ton/m}^3$$

$$H = 5.35 \text{ m}$$

$$q = 1.5$$

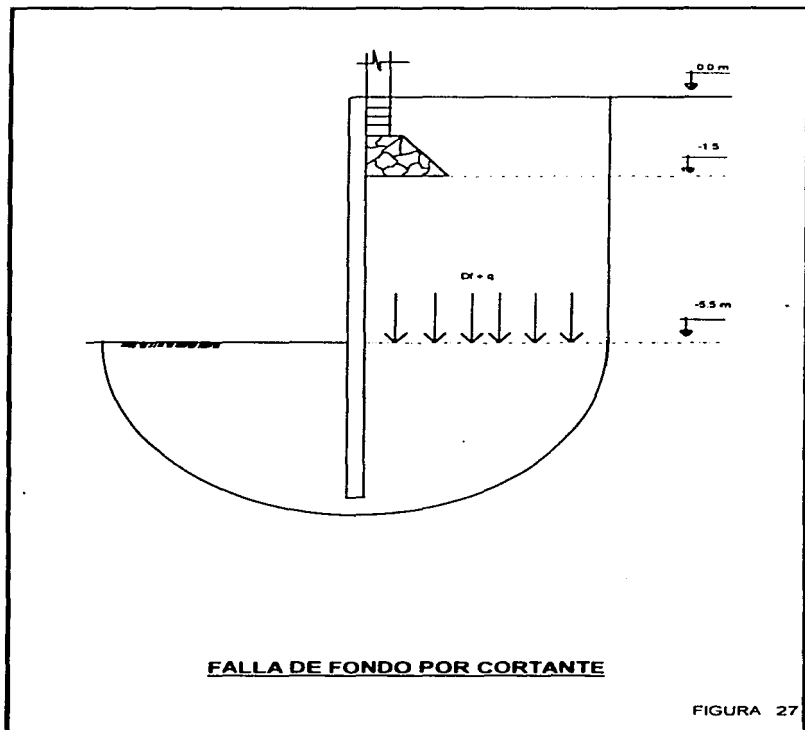
$$B = 31.55 \text{ m}$$

$$Nc = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) = 5.14 \left[ 1 + 0.25 \left( \frac{5.35}{31.55} \right) + 25 \left( \frac{31.55}{32.2} \right) \right] = 6.62$$

POR LO TANTO EL FACTOR DE SEGURIDAD ES:

$$FS = \frac{2.1 \times 6.62}{1.43 \times 5.35 + 1.5} = 1.52$$

Considerando la una excavación a 5.35 m de profundidad, una cohesión media de 2.1 ton/m<sup>2</sup>, un ancho de 30 m y una sobrecarga uniformemente distribuida superficialmente de 1.5 ton/m<sup>2</sup>, se obtuvo un factor de seguridad de 1.52, que es admisible a corto plazo.





## 7.4 FALLA DE FONDO POR SUBPRESIÓN

Considerando las condiciones piezométricas medidas en el sitio se revisó la estabilidad del fondo de la excavación suponiendo que la subpresión (Presión de poro) actuará hacia arriba en la frontera entre los estratos impermeables y permeables tratando de levantar el fondo de la excavación (ver figura 28). De acuerdo a lo anterior se analizó el espesor de los estratos que se tienen por encima de la capa permeable, verificando que:

$$h < \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

Donde

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

Para la excavación máxima de 5.5 m, el estrato permeable que se encuentra entre 8.0 y 8.5 m de profundidad tendrá los siguientes valores:

## CÁLCULO DE FONDO DE FALLA POR SUBPRESIÓN

$$h - \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w$$

$$h = 8.0 - 5.50 \text{ m} = 2.50 \text{ m}$$

$$h_w = 8.0 - 2.2 = 5.80 \text{ m}$$

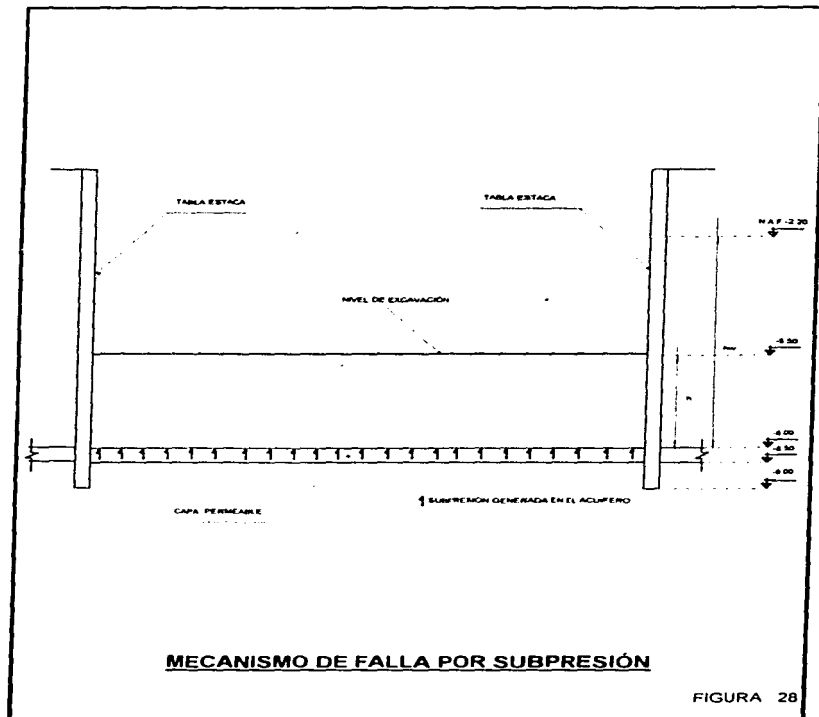
$$\gamma_m = 1.18 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_w = 1.0 \text{ ton/m}^3$$

$$\left( \frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w = \left( \frac{1.00}{1.18} \right) \times 5.8 = 4.9 \text{ m}$$

$$2.50 \text{ m} > 4.90 \text{ m}$$

Del análisis se concluye que el espesor del estrato permeable es insuficiente para asegurar la estabilidad para la presión de poro, generada por el estrato permeable que se encuentra entre 8.0 y 8.5 m de profundidad. Por lo tanto será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable, por medio de pozos de alivio. En la figura 29 se muestra la distribución de los pozos de alivio. Además las juntas entre la tablaestacas que interceptan esta capa permeable, deberán sellarse.



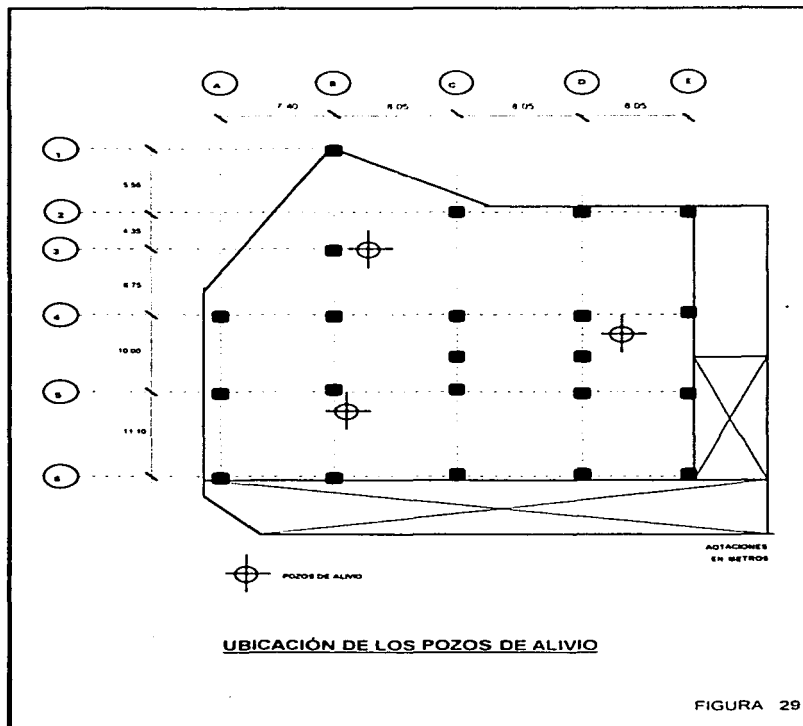


FIGURA 29

### 7.5 EMPUJES TEMPORALES SOBRE MUROS TABLAESTACADOS Y TROQUELES

El análisis que a continuación se presenta tiene como finalidad determinar las presiones de diseño e instalación de troqueles, tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, así como las del proyecto.

Las condiciones analizadas consideran una excavación con profundidad máxima de 5.35 m, con taludes verticales retenidos por muros a base de tablaestacas, con una sobrecarga superficial perimetral de 1.5 ton/m<sup>2</sup>.

La determinación de las presiones de diseño e instalación de troqueles se obtuvo observando las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, considerando los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua, expresada como el producto de su peso volumétrico por la profundidad, debido a que no existen abatimiento piezométricos.
  
- El empuje de la masa de suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para presión de instalación de troqueles, obtenido como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático y bajo este, el peso volumétrico sumergido, por los espesores que en éstos pueden considerar el mismo valor afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno natural en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de empuje de tierras en reposo o activo según se quiera determinar el empuje para diseño o instalación de troqueles.
  
- La acción sísmica que es función de la masa que puede deslizar hacia la excavación, afectado por el coeficiente sísmico correspondiente, que para este caso se consideró de 0.4 (Zona de Lago).

Una vez calculado los valores de estos cuatro efectos se superponen obteniéndose la envolvente de empujes horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck(i) en la que el volumen de esfuerzo es igual, adoptando una envolvente trapezoidal con base mayor igual a la profundidad considerada, base menor del 75% de dicha profundidad y la altura dada por la siguiente expresión:

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

Donde:

- h: Presión máxima de empuje horizontal
  
- A: Volumen de esfuerzo considerando la superposición de los empujes debidos al agua, al suelo, a la sobrecarga y al sismo
  
- B: Profundidad de excavación considerada
  
- b: 0.75 B

Aplicando el criterio anteriormente expuesto se calcularon los empujes horizontales que sirvieron de bases para obtener la envolvente de empujes modificada para las presiones de instalación y diseño de troqueles

La envolvente de presión para diseño e instalación de troqueles se presentan en las figuras 30 y 31.

CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE DE PRESIÓN PARA EL DISEÑO E INSTALACIÓN DE TROQUELES PARA LA CONDICIÓN DE COLINDANCIA CON LA VÍA PÚBLICA

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

$$A = (6.74 + 0.80) 5.5 / 2 = 20.74 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.75 B = 0.75 (5.5) = 4.13 \text{ m}$$

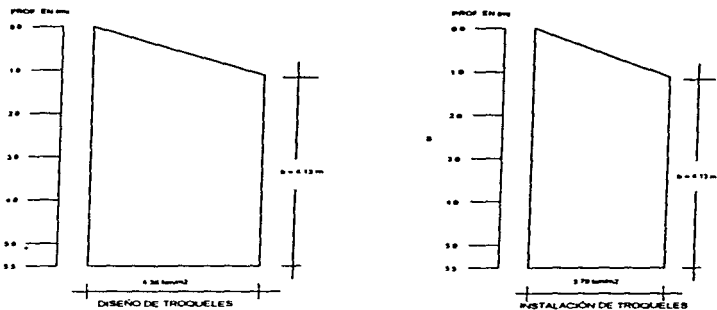
PRESIÓN PARA DISEÑO DE TROQUEL

$$h = \frac{2A}{B+b} = (2 \times 20.74) / (5.5 + 4.13) = 4.36 \text{ ton/m}^2$$

PRESIÓN PARA INSTALACIÓN DE TROQUEL

$$h' = 0.85 h = 0.85 (4.36) = 3.70 \text{ ton/m}^2$$

NOTA: ( VER FIGURA 30 )



**DIAGRAMAS DE PRESIONES EN COLINDANCIA CON LA VIA PÚBLICA**

FIGURA 30



CÁLCULO DE LA ENVOLVENTE DE PRESIÓN PARA EL DISEÑO E INSTALACIÓN DE  
TROQUELES PARA LA CONDICIÓN DE COLINDANCIA CON LAS CONSTRUCCIONES  
DE 2 Y 3 NIVELES

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

$$A = (6.76 + 1.2) 5.5 / 2 = 21.89 \text{ ton/m}$$

$$b = 0.75 B = 0.75 (5.5) = 4.13 \text{ m}$$

PRESIÓN PARA DISEÑO DE TROQUEL

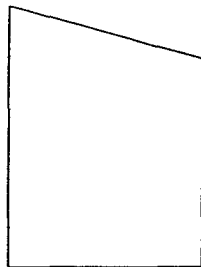
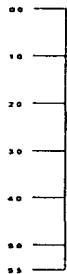
$$h = \frac{2A}{B+b} = (2 \times 21.89) / (5.5 + 4.13) = 4.5 \text{ ton/m}^2$$

PRESIÓN PARA INSTALACIÓN DE TROQUEL

$$h' = 0.85 h = 0.85 (4.5) = 3.80 \text{ ton/m}^2$$

NOTA : ( VER FIGURA 31 )

PROF EN (m)



4.51 metros

DISEÑO DE TROQUELES

PROF EN (m)



3.00 metros

INSTALACIÓN DE TROQUELES

**DIAGRAMA DE PRESIONES EN COLINDANCIA CON CONSTRUCCIONES**

FIGURA 31

## 7.6 EMPUJES A LARGO PLAZO SOBRE MUROS RÍGIDOS

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

- La presión hidráulica que ejerce el agua, expresada como el producto de peso volumétrico por la profundidad.
- El empuje de la masa de suelo en condición de reposo, obtenido como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático y bajo éste, el peso volumétrico sumergido, por los espesores que éstos en los que se considera el mismo valor por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida en la superficie del terreno natural en una área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área afectados por el coeficiente de empujes de tierras en reposo.
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto de peso en la masa deslizando por un coeficiente sísmico de 0.4 (Zona de Lago)

Una vez calculados los valores de estos cuatro efectos, se superponen obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados para el diseño de los muros. En la figura 32 se representan los resultados obtenidos en forma gráfica para la condición en que colinda con la vía pública y en la figura 33 para la colindancia Norte, donde se encuentran los edificios de dos y tres niveles.

**CÁLCULO PARA LA CONDICIÓN EN COLINDANCIA CON LA VÍA PÚBLICA**

PROFUNDIDAD	$a = \frac{z}{2}$	$a = \frac{z}{2}$	$W_0$	$W$	$V = 2W_0W$	$K_0$	$V \times K_0$
0.00			0.251	1.50	0.753	0.60	0.452
1.00	10.00	5.50	0.250	1.50	0.750	0.60	0.450
2.00	5.00	2.75	0.245	1.50	0.735	0.60	0.441
3.00	3.33	1.83	0.233	1.50	0.699	0.60	0.419
4.00	2.50	1.37	0.218	1.50	0.654	0.60	0.392
5.00	2.00	1.10	0.200	1.50	0.600	0.60	0.360
5.50	1.80	1.00	0.194	1.50	0.582	0.60	0.349

EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA  $W=1.5 \text{ ton/m}^2$

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	$\gamma$	$P_0 = \gamma H$	$K_0$	$P_0 K_0$	$\sum P_0 K_0$
1	0-0.10	1.00	1.50	1.50	0.60	0.90	0.90
2	1.0-2.2	1.20	1.42	1.70	0.60	1.02	1.92
3	2.2-3.0	0.80	0.42	0.34	0.60	0.20	2.12
4	3.3-3.0	0.30	0.50	0.15	0.60	0.09	2.21
5	3.3-5.5	2.20	0.40	0.88	0.60	0.53	2.74

EMPUJE DEBIDO AL SUELO

EMPUJE DEBIDO AL SISMO

$$H = 5.5 \text{ m.}$$

$$\gamma_m = 1.43 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 24^\circ$$

$$\beta = 45 + \phi/2 = 45^\circ + 24^\circ/2 = 57^\circ$$

$$\theta = 90^\circ - \beta = 90^\circ - 57^\circ = 33^\circ$$

$$\tan\theta = \frac{b}{H}$$

$$\tan 33^\circ = \frac{b}{5.5}$$

$$b = 5.5 \times \tan 33^\circ = 3.57 \text{ m}$$

$$W = \frac{5.5 \times 3.57 \times 1.0 \times 1.43}{2} = 14.04 \text{ ton}$$

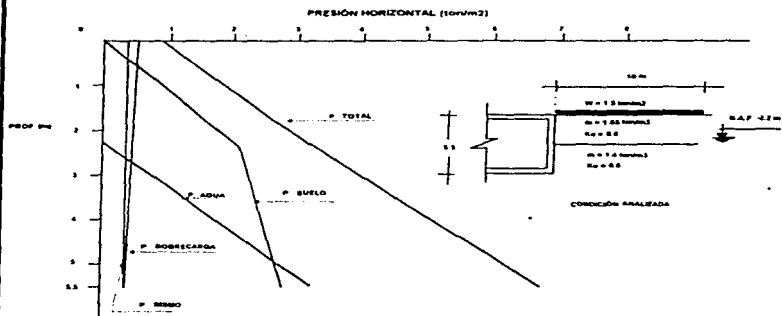
$$E_{\text{sis}} = \frac{c}{Q} W = \frac{0.4}{3} \times 14.03 = 1.87 \text{ ton}$$

$$P = \frac{E_{\text{sis}}}{H} = \frac{1.87 \text{ ton}}{5.5 \text{ m}} = 0.34 \text{ ton/m}$$

EMPUJE DEBIDO AL AGUA

DEBIDO A QUE EL N A F. ESTA A 2.2m DE PROFUNDIDAD POR LO TANTO

PROFUNDIDAD	PRESIÓN
0.00	
1.00	
2.00	
2.20	0.00
3.00	1.00
4.00	2.00
5.00	3.00
5.50	3.30



**GRÁFICA PARA LA CONDICIÓN DE COLINDANCIA CON CONSTRUCCIONES**

FIGURA 32

CÁLCULO PARA LA CONDICIÓN EN COLINDANCIA CON CONSTRUCCIONES

PROFUNDIDAD	$\frac{b}{z}$	$\frac{z}{b}$	$W_0$	W	$V = 2W_0W$	$K_0$	$V \times K_0$
0.00							
1.00							
1.50	6.00	3.00	0.251	6.00	3.414	0.60	2.048
2.00	5.00	2.75	0.248	6.00	3.372	0.60	2.024
3.00	3.33	1.83	0.242	6.00	3.250	0.60	1.950
4.00	2.50	1.37	0.218	6.00	2.952	0.60	1.770
5.00	2.00	1.10	0.205	6.00	2.790	0.60	1.674
5.50	1.80	1.00	0.197	6.00	2.670	0.60	1.602

EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA  $W=6.8 \text{ ton/m}^2$

ESTRATO	PROFUNDIDAD	ESPESOR	$\gamma$	$P_0 = \gamma H$	$K_0$	$P_0K_0$	$P_0K_0$
1	0.0-1.0	1.00					
2	1.0-1.5	0.50					
3	1.5-2.0	0.50	1.42	0.99	0.60	0.60	0.60
4	2.0-3.0	0.80	0.42	0.34	0.60	0.20	0.60
5	3.0-4.0	0.30	0.50	0.15	0.60	0.09	0.60
6	3.0-5.5	2.20	0.40	0.66	0.60	0.33	1.43

EMPUJE DEBIDO AL SUELO

EMPUJE DEBIDO AL SISMO

$$H = 5.5 \text{ m.}$$

$$\gamma_{III} = 1.43 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 24^\circ$$

$$\beta = 45 + \phi/2 = 45^\circ + 24^\circ/2 = 57^\circ$$

$$\theta = 90^\circ - \beta = 90^\circ - 57^\circ = 33^\circ$$

$$\tan \theta = \frac{b}{H}$$

$$\tan 33^\circ = \frac{b}{5.5}$$

$$b = 5.5 \times \tan 33^\circ = 3.57 \text{ m}$$

$$W = \frac{5.5 \times 3.57 \times 10 \times 1.43}{2} = 14.04 \text{ ton}$$

$$E_{sis} = \frac{c}{Q} W = \frac{0.4}{3} \times 14.03 = 1.87 \text{ ton}$$

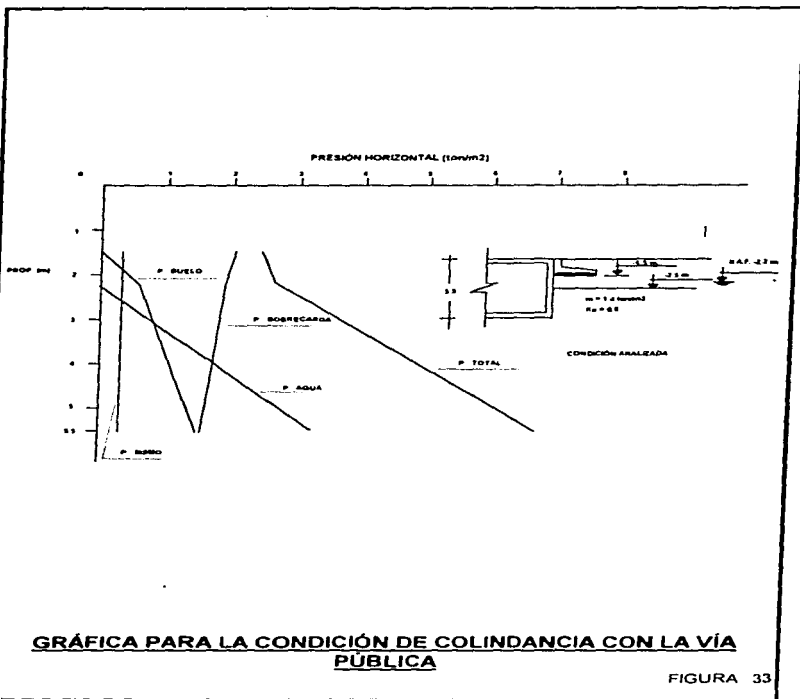
$$P = \frac{E_{sis}}{H} = \frac{1.87 \text{ ton}}{5.5 \text{ m}} = 0.34 \text{ ton/m}$$

### EMPUJE DEBIDO AL AGUA

DEBIDO A QUE EL N.A.F. ESTA A 2.2m. DE PROFUNDIDAD POR LO TANTO:

PROFUNDIDAD	PRESIÓN
0.00	
1.00	
2.00	
2.20	0.00
3.00	1.00
4.00	2.00
5.00	3.00
5.50	3.30





## 7.7 REVISIÓN POR FALLA DE EMPOTRAMIENTO DE LA TABLAESTACA

Este mecanismo analizado se ilustra en la figura 34; consiste en el pateo de la tablaestaca al vencerse la resistencia del suelo frente al ataguía. Considerando que al nivel del último troquel colocado a 4 m de profundidad, en esta etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evaluó con la expresión:

$$FS_p = \frac{\bar{c}Lr + Wl + M_p}{P_{\text{PROM}} \frac{D^2}{2}}$$

Donde

- c:** Resistencia al corte no drenada promedio en la superficie de falla.
- L:** Longitud de la superficie de falla
- r** Radio de la superficie de falla
- W:** Peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.
- l:** Distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente.

$M_p$ : Momento flexionante resistente del muro de la tablaestaca, considerado despreciable.

$P_{PROM}$ : Presión promedio sobre el muro

$D$ : Longitud del muro entre el último nivel de troquelamiento y al nivel de desplante del muro.

Considerando una resistencia al esfuerzo cortante de 2.0 ton/m<sup>2</sup>, que la punta de la tablaestaca quedará a 9.0 m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural y que el nivel de máxima excavación a 5.35 m y despreciando el momento flexionante de la tablaestaca se obtuvo un factor de seguridad de 1.35 que es admisible.

#### CÁLCULO PARA LA REVISIÓN DEL EMPOTRAMIENTO DE LA TABLAESTACA

$$FS_p = \frac{\bar{c}Lr + Wl + M_p}{P_{PROM} \frac{D^2}{2}}$$

$$c = 2.0 \text{ ton/m}^2,$$

$$l = 2.0 \text{ m}$$

$$L = 5.0 \text{ m}$$

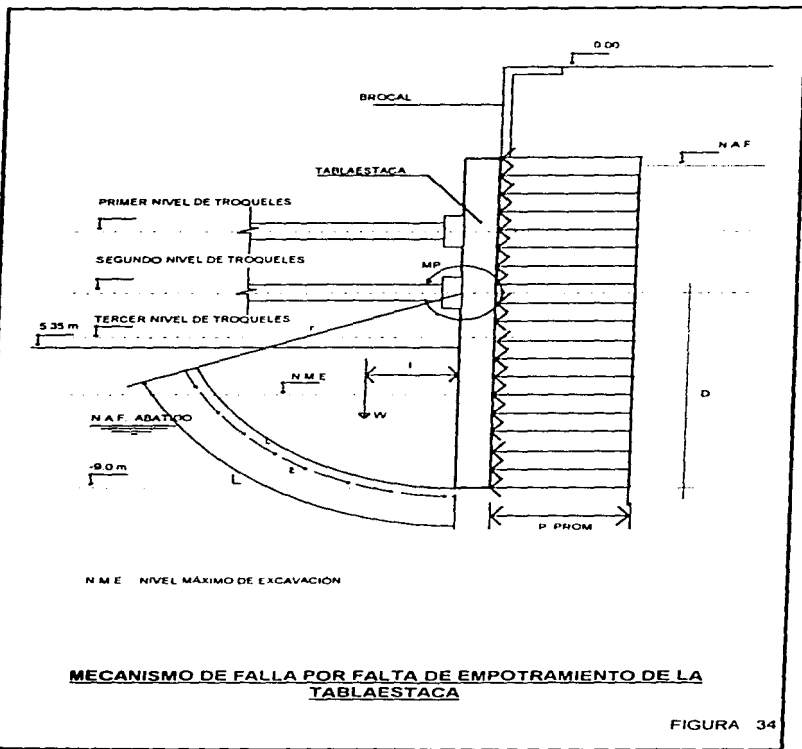
$$r = 5.0 \text{ m}$$

$$W = 17.8 \text{ ton}$$

$$M_p = 0.0 \text{ ton-m}$$

EL FACTOR DE SEGURIDAD POR LO TANTO ES:

$$FS_p = \frac{\bar{c}Lr + Wl + M_p}{P_{PROM} \frac{D^2}{2}} = (2.0 \times 5.0 \times 5.0 + (-17.8 \times 2) + 0) / 12.5 = 1.353$$



### 7.8 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Dado que la excavación quedará confinada por muros tablaestaca, el agua freática que se infiltrará hacia las excavaciones será mínima. Para evitar que el agua freática se filtre a través de las juntas entre las tablaestacas posteriormente a su hincado, mediante un chifloneo, se limpiará el espacio que queda en el machiembrado de las tablaestacas y se inyectará una mezcla de arena fina bentonita-cemento mediante un tubo que se introduzca hasta la parte inferior de las tablaestacas.

El agua que infiltre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo de achique, mediante la conducción a través de drenes superficiales hacia el cárcamo de donde será bombeada hacia el exterior, una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se revisará que los pozos de alivio no queden cubiertos por materiales impermeables, se tenderá una cama de grava de 10 cm. de espesor y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa de fondo del cajón de cimentación.



FOTOGRAFIA No. 1

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO

FOTOGRAFIA No. 2

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO





FOTOGRAFIA No. 3

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO

FOTOGRAFIA No. 4

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO  
(SOMBEO DE ACHIQUE)



## VIII PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

## CAPÍTULO 8

- a) Inicialmente en el área que ocupará el cajón de cimentación se eliminarán todos los materiales superficiales de relleno, o restos de cimentaciones antiguas hasta 1 m de profundidad, dejando taludes de 1:1 (Horizontal:Vertical), ver figura 35.
- b) Se instalarán los instrumentos de medición para el control de la excavación y se perforarán los pozos de alivio de presión.
- c) Se recimentarán las estructuras de dos niveles que se localizan en la colindancia Norte, recibiendo sus zapatas mediante una trabe de concreto armado desplantada a 0.5 m de profundidad bajo el nivel de desplante. La excavación para la recimentación se hará en tres pozos inicialmente, se excavaran tramos alternados de 3 m de ancho, dejando entre 2 tramos atacados simultáneamente una distancia de 6m (ver figura 36), en un segundo pozo se excavara y construirá la trabe en tramos de 3 m vecinos a los tramos inicialmente excavados y finalmente se hará lo mismo con los tramos restantes.



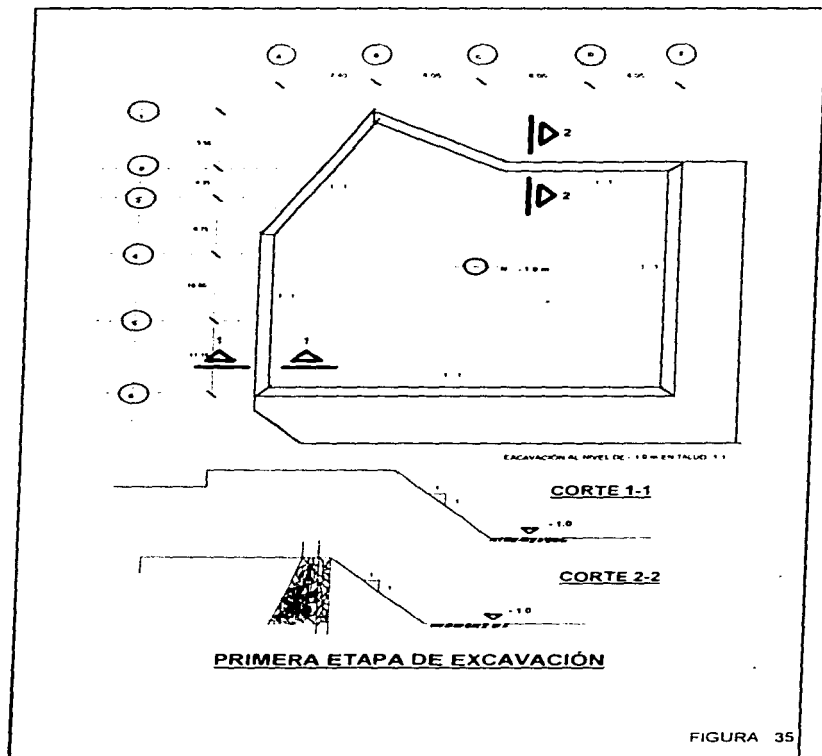
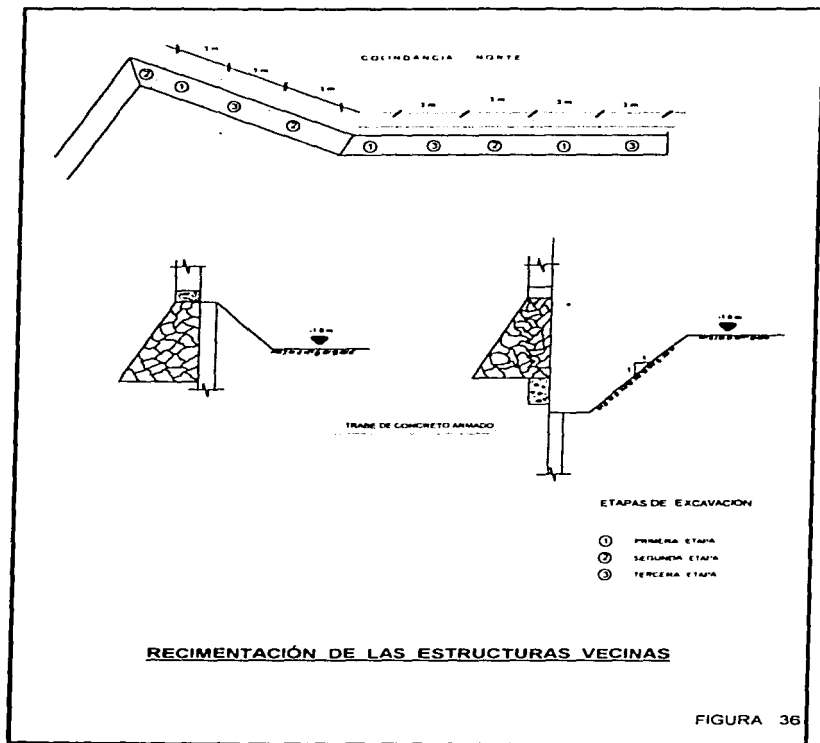
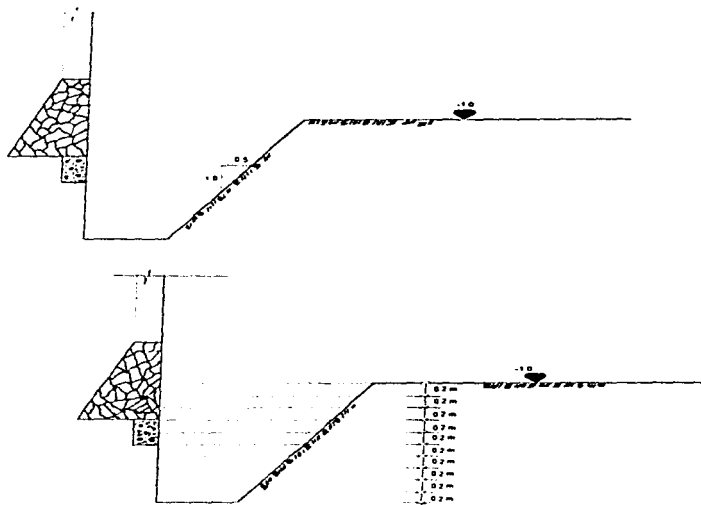


FIGURA 35



- d) Una vez recimentadas las estructuras vecinas se procederá a demoler y retirar todos los restos de las cimentaciones antiguas que pudieran interferir con el hincado de la tablaestaca. Las excavaciones necesarias para retirar las cimentaciones antiguas se harán dejando taludes 0.5:1 (Horizontal/Vertical), atacando y dejando entre dos tramos atacando simultáneamente 6 m en la colindancia con las estructuras de dos niveles y en la colindancia con la vía pública, se harán en tramos alternados de 4 m de ancho (ver figura 37).

Se procederá a rellenar el área excavada con la primera etapa antes de atacar otro tramo, utilizando un tepetate arcilloso compactado en capas de 20 cm, con su contenido de agua óptimo hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.



ZANJAS RELLENADAS CON TERRETE EN CAPAS  
 CON SU CORRIENTE DE AGUA ENTUBADA

Z A N J A S

FIGURA 37

- e) Previamente al hincado de la tablaestaca, a lo largo de la línea que ocupará, se efectuarán perforaciones previas de 25 cm de diámetro a cada 50 cm, hasta 4 m de profundidad con extracción del material

Una vez efectuadas las perforaciones previas, se colocará la estructura guía de la tablaestaca y se procederá a su hincado a percusión

La tablaestaca se hincará a 9.0 m de profundidad con respecto al nivel de banqueta y se tendrá una sección como la indicada en la figura 38

Una vez hincada la tablaestaca, se deberá confinar su parte superior entre las cimentaciones vecinas y la tablaestaca, rellenando con un suelo-cemento, constituido por tepetate y 5% de cemento, compactándolo al 90% de su peso volumétrico seco máximo, en capas de 20 cm. de espesor (ver figura 39).

Para evitar que el flujo de agua freática se infiltre a través de las juntas entre tablaestacas, posteriormente el hincado, mediante chillones se limpiará el espacio que quedará en el machihembrado de la tablaestaca y se inyectará una mezcla de arena fina, bentonita-cemento, mediante un tubo que se introduzca hasta la parte inferior de las tablaestacas

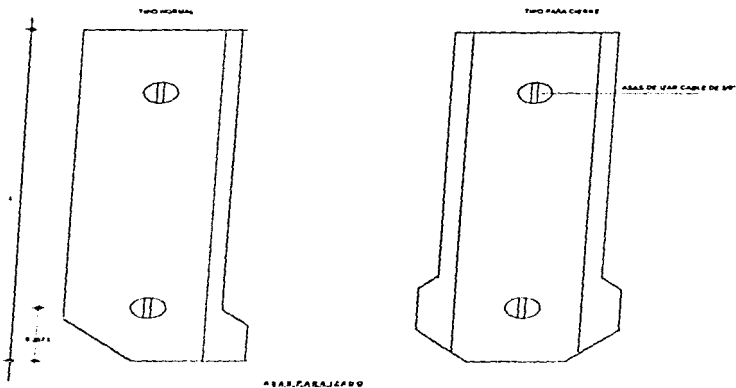
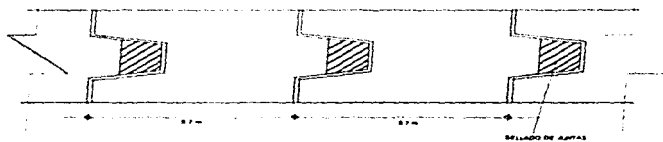


TABLA ESTACA

FIGURA 38

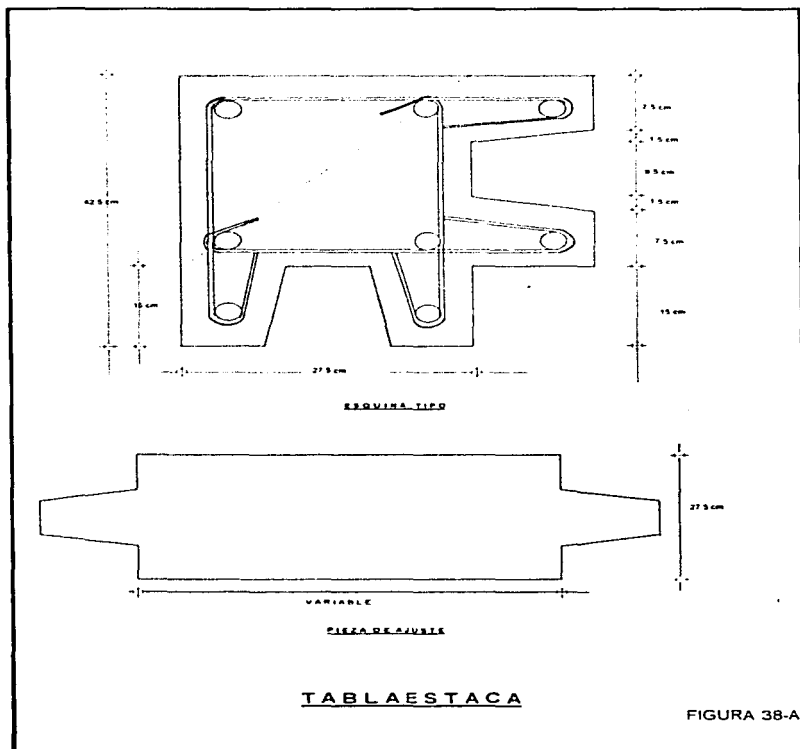
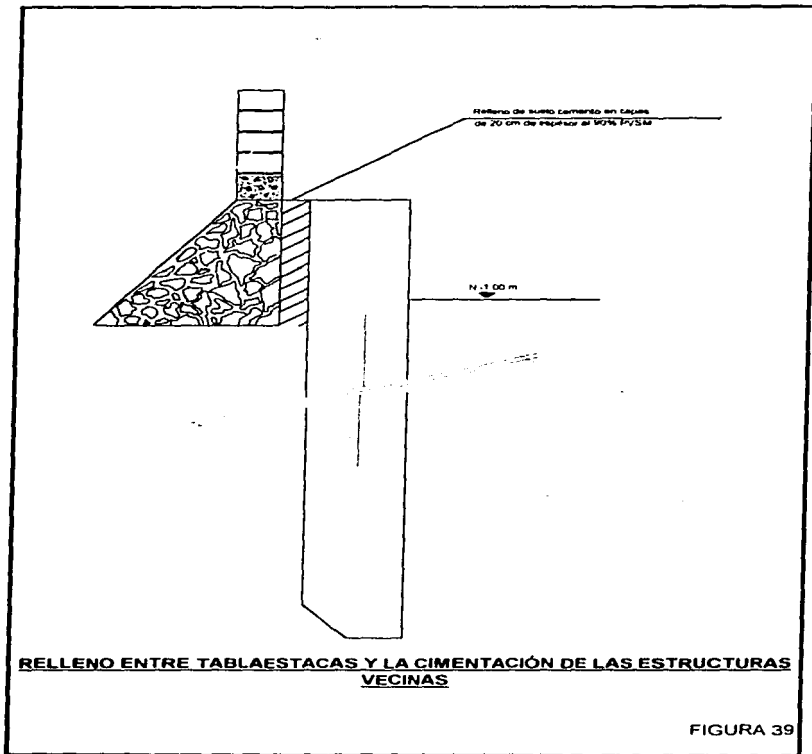
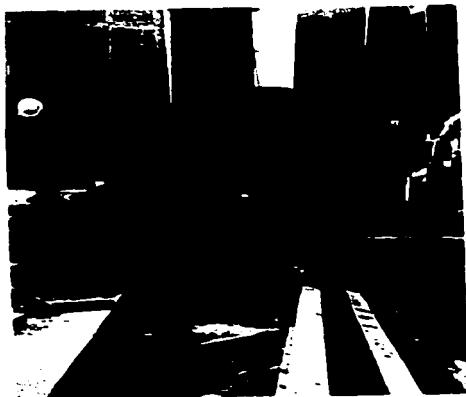


FIGURA 38-A





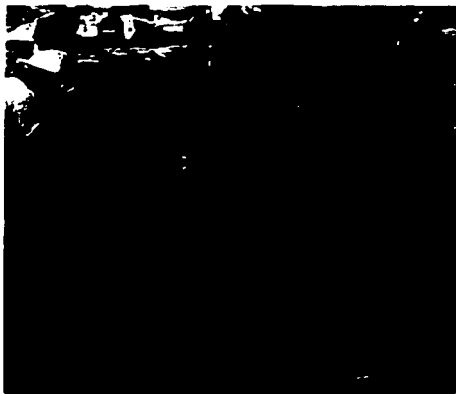


FOTOGRAFIA No. 5

INSTALACION DE LA TABLAESTACA

FOTOGRAFIA No. 6

INSTALACION DE LA TABLAESTACA





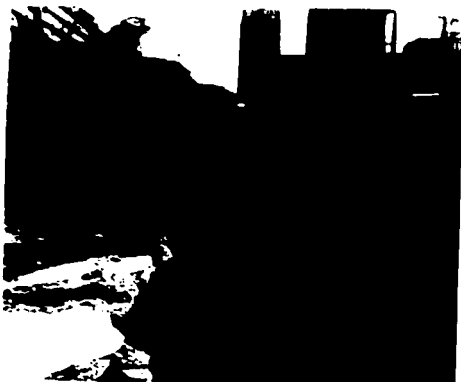
FOTOGRAFIA No. 7

INSTALACION DE LA TABLAESTACA

FOTOGRAFIA No. 8

INSTALACION DE LA TABLAESTACA



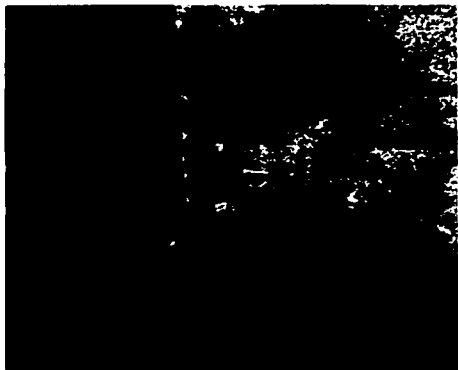


FOTOGRAFIA No. 9

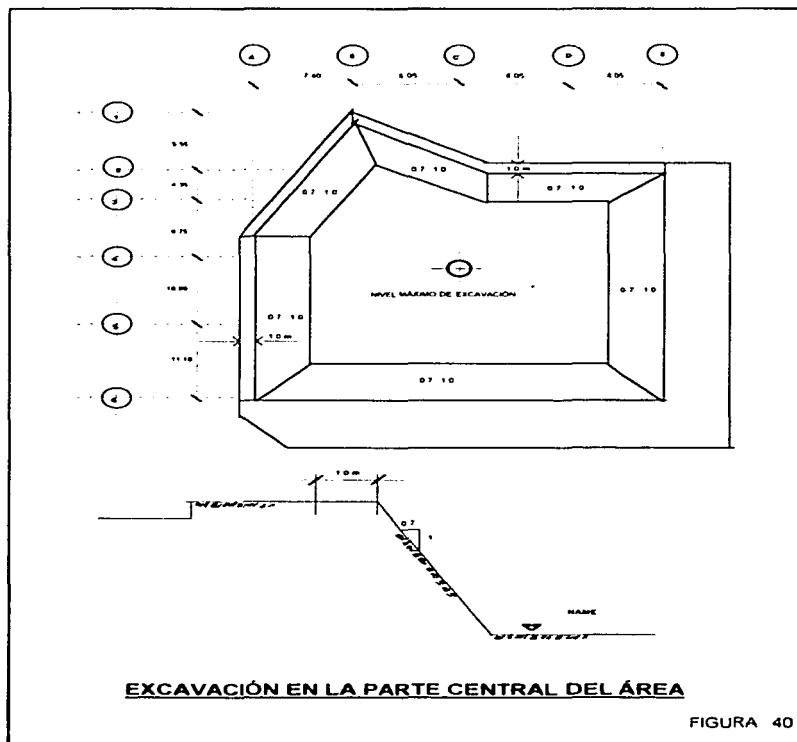
INSTALACION DE LA TABLAESTACA

FOTOGRAFIA No. 10

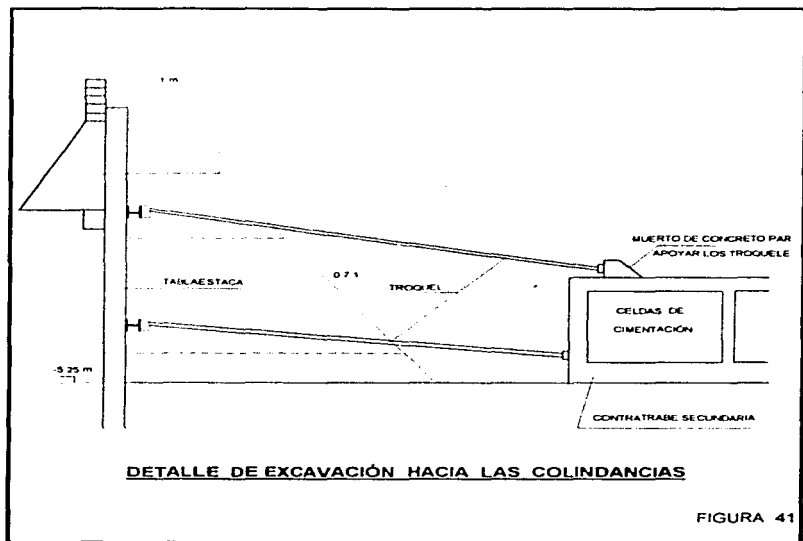
INSTALACION DE LA TABLAESTACA



- f) Se excavará en una sola etapa hasta el máximo nivel de excavación (ver figura 40), dejando un talud de 0.7:1 (Horizontal/Vertical), y en las colindancias con la vía pública y las estructuras de dos y tres niveles, adicionalmente una banqueteta de 1m de ancho
- g) La excavación con máquina deberá llevarse como máximo a 0.3 m, arriba del nivel de desplante, esta última capa se excavará con herramienta manual para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.
- h) El agua que se infiltre a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo de achique, mediante la conducción a través de drenes superficiales hacia cárcamos de donde será bombeada al exterior, una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se revisará que los pozos de alivio queden cubiertos por materiales impermeables, se les tenderá una cama de grava de 10 cm. de espesor y se mantendrá el bombeo hasta la construcción de la losa de fondo del cajón de cimentación
- i) Al llegar la excavación al nivel de desplante de la losa de fondo del cajón de cimentación y una vez colocada la capa de grava que comunica los pozos de alivio a cárcamos de bombeo, deberá colocarse con la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material del remoldeo por tránsito del personal y fisuramiento de pérdida de humedad
- j) Se procederá a construir la cimentación de la estructura hasta el nivel de la losa de sótano de cota -3.15 m, en el área en la que la profundidad de excavación alcanzó su nivel de proyecto



- k) Una vez construidas las celdas de cimentación en la parte central se terminaría la excavación hacia las colindancias retirando los taludes de acuerdo al procedimiento que se indica a continuación:
- Se instalará el primer nivel de troqueles entre las tablaestacas y la parte construida de las celdas de cimentación, descopetando el talud en caso necesano hasta 0.5 m del nivel de aplicación de los troqueles (ver figura 41). Una vez instalado el pnmer nivel de troqueles se descopetan los taludes hasta 0.5 m abajo del nivel a que tendrá el segundo nivel de troqueles, se procederá a su instalación y a continuación se retirara el talud hasta la máxima profundidad de excavación.
- l) Los troqueles deberán ser instalados de inmediato a que sean descubiertos los puntos de aplicación y no deberá continuarse la excavación hasta que esto no ocurra. Los troqueles deberán instalarse con la presión de instalación correspondiente, y ésta deberá revisarse todos los días antes de las 10 de la mañana. La presión se aplicará mediante gastos debidamente calibrados, la presión que se les dará a los troqueles corresponderá a su dntribución de acuerdo con los diagramas de empujes mostrados en las figuras 30 y 31.
- m) Los troqueles deberán suspenderse de la parte superior de la tablaestaca o mediante algún dispositivo, con el fin de evitar que al aflojarse alguno, caiga arrastrando los otros.
- n) Se construirá el muro perimetral del cajón de cimentación, manteniéndose el troquelamiento hasta que los elementos estructurales sean capaces de tomar los empujes que resisten los troqueles



- o) El cajón de cimentación en el área no ocupada por el lastre, deberá llenarse con bloques de espuma de poliestireno para evitar que al llenarse de agua, se tenga una sobrecarga adicional, no considerada y en caso de que se infiltre el agua freática, ésta sería mínima.

## IX INSTRUMENTACIÓN

### CAPÍTULO 9

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación, para el control de la excavación a 5.35 m de profundidad, necesaria para la cimentación del edificio.

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

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

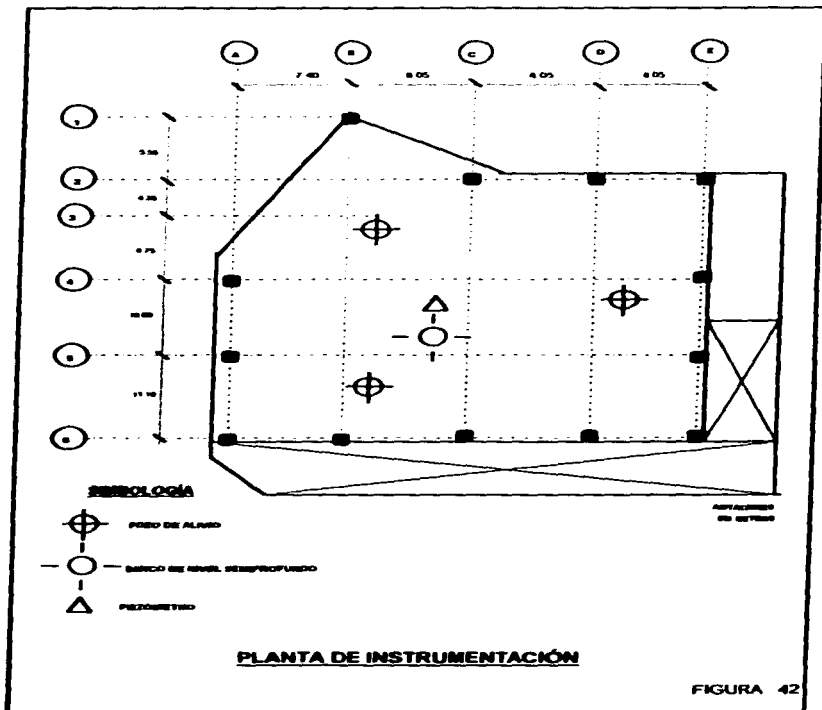
- 1) La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, en los puntos más representativos de la masa de suelo.
- 2) La variación con el tiempo de la presión de poro en los estratos significativos para estimar la evolución de los esfuerzos efectivos de la masa de suelo, conforme progresa la construcción.



Las características del subsuelo y de la estructura son los factores fundamentales para la definición del número y tipo de instrumentos, a continuación se indica sobre el tipo de instrumentos que se juzgan necesarios para el caso de interés; con la ubicación que se indica en la figura 42.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales, referencias en muros y referencias en la parte superior de las tablaestacas, bancos de nivel semiprofundos y piezómetros. La información que se recopile con la instrumentación debe ser constantemente examinada e interpretada por un ingeniero especialista, en Mecánica de Suelos, para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

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



## 9.1 REFERENCIAS SUPERFICIALES

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

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas o sobre la parte superior de las tablaestacas; los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación, observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con un nivel óptico y con estadales, se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones de las estructuras cercanas. Los testigos pintados en la parte superior de las tablaestacas nos indican los movimientos horizontales que sufra la parte superior de la tablaestaca.

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

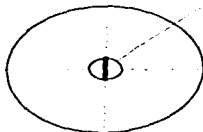
### TESTIGO SUPERFICIAL

En un cilindro de concreto simple (figura 43) de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, con un perno convencional empotrado en su extremo superior, el perno es de cabeza esférica de 5/8x4" y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que está graduada en milímetros, además cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito.

**PLANTA**

LÍNEA DE LA MARCA EN

CABEZA DE TORNILLO



REGLA METÁLICA

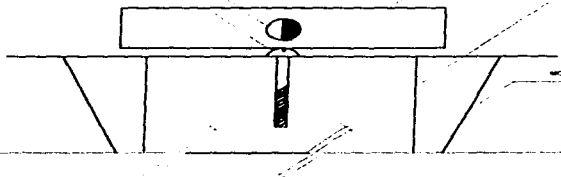
**CORTE A-A'**

MARCA PARA CENTRADO

CABEZA DE TORNILLO

LADO CON MARCA PARA CENTRADO

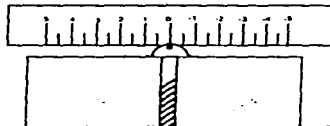
TESTIGO SUPERFICIAL



MORTERO

**VISTA POSTERIOR DE LA REGLA**

REGLA METÁLICA GRADUADA EN MM



**MEDICIÓN DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TESTIGO SUPERFICIAL**

FIGURA 43

### TESTIGO EN MUROS COLINDANTE

Es una referencia del nivel horizontal (figura 44), formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las excavaciones.

### TESTIGO SOBRE LAS TABLAESTACAS

Es una referencia de nivel que se localiza en la parte superior de las tablaestacas.

#### 9.1.1 CRITERIOS DE INSTALACIÓN

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de construcción. Las líneas de colimación, serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de la excavación en la colindancia con la vía pública; la separación entre testigos superficiales será de 6m.

Los testigos en muros se instalarán en las estructuras colindantes con la excavación.

Los testigos en las tablaestacas se instalarán sobre ellas con separación de 6m.

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

#### **A) TESTIGOS SUPERFICIALES**

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

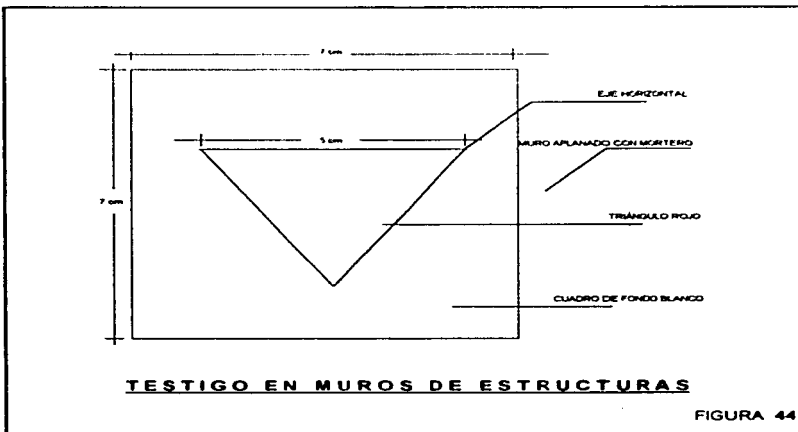
#### **B) TESTIGOS EN MUROS**

- Con ayuda del nivel topográfico de precisión se define la posición de estos testigos a una altura aproximada de 1.5 m sobre el nivel de banqueta.
  
- Se localizan los sitios donde se ubicarán los testigos; las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero.

- En los sitios elegidos se marcan cuadros de 7x7 cm. (figura 44) y se pintan de blanco.
  
- Con la ayuda del nivel de precisión se marca el eje horizontal de los testigos refiriéndolo a un banco de nivel profundo.
  
- Se pintan de rojo los triángulos de las referencias (figura 44) y se marcan con la clave de identificación

**C) TESTIGOS EN TABLAESTACAS**

- Se localizan los sitios donde se ubicarán los testigos; las zonas seleccionadas se limpian.
  
- Se marcan los testigos considerando que servirán para la medición de los desplazamientos horizontales.



### 9.1.2 PROCEDIMIENTO DE MEDICIÓN

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



Los desplazamientos horizontales se registrarán con la ayuda del tránsito y la regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándolas horizontalmente hasta que la mira coincida con la línea de colimación (figura 43). En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira, la medición se realizará con aproximación de  $\pm 0.5$  mm.

Los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos, tanto superficiales como de muros. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 1 a 2 mm, en 100 m de distancia; el ajuste del aparato deberá verificarse semanalmente. Los puntos de liga deberán ser confiables; para señalarlos, conviene utilizar pemos metálicos con cabeza semiesférica.

La supervisión de las mediciones se apoyará en una brigada de topografía, que ratificará selectivamente las mediciones, particularmente cuando se detecten desplazamientos importantes.

### 9.1.3 INFORMACIÓN OBTENIDA

Una vez colocadas las referencias y antes de iniciar las excavaciones, deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definen el origen de las mediciones desplazamiento-tiempo. Evolución de desplazamientos, desde el inicio de la excavación se tomará lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los datos en hojas de registro, que incluyen el cálculo de desplazamientos. Es necesario que los cálculos de desplazamientos se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas, para contar oportunamente con la información de control de la obra, la frecuencia con la que se deben

de efectuar la mediciones será diaria, durante la ejecución de la excavación y la construcción del muro de contención perimetral.

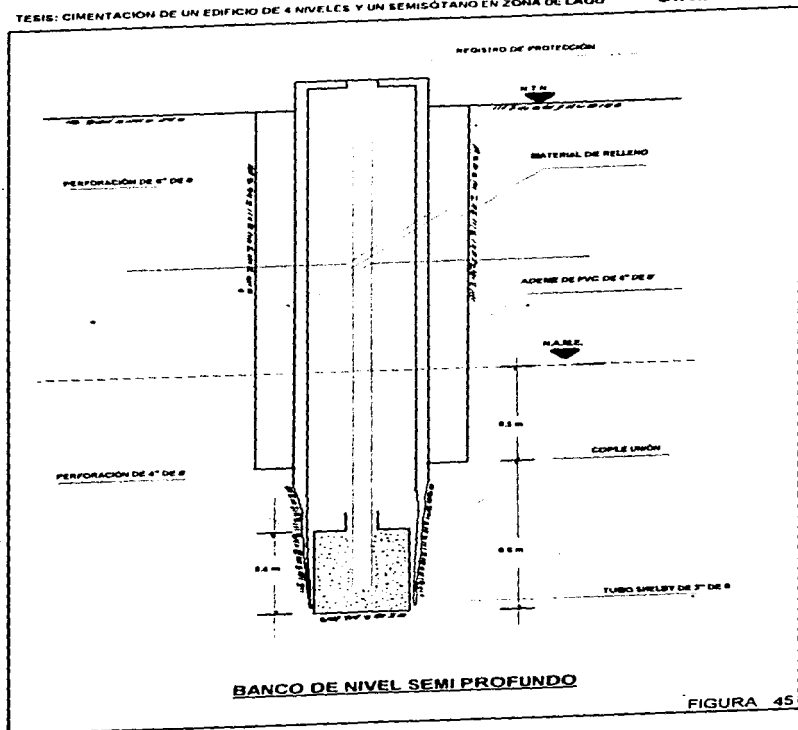
## 9.2 BANCO DE NIVEL SEMIPROFUNDO

Con objeto de conocer los movimientos verticales que pudieran presentar la excavación y la estructura que se construirá, deberán instalarse instrumentos de medición, capaces de registrar su variación.

El tipo de instrumentación, procedimiento de instalación y frecuencia de lecturas, se detallan a continuación:

Se instalará un banco de nivel semiprofundo con la ubicación que se muestra en la (figura 42).

La instalación de los bancos de nivel semiprofundos se efectuará previamente al inicio de la excavación, mediante el siguiente procedimiento. (ver figura 45).



- a) Se efectuara una perforación de 6" de diametro hasta 0.6 m bajo lo que será el nivel máximo de excavación.
- b) Se profundizará la excavación en 0.6 m con diámetro de 4".
- c) Se introducirá un ademe de PVC de 4" de diámetro, hasta 0.6 m bajo lo que será el nivel máximo de excavación.
- d) Se introducirá hasta alcanzar el fondo de la perforación un tubo de 1" de diámetro, cuyo extremo inferior irá ahogado en concreto dentro de un tubo Shelby de 3" de diámetro y 0.4 m de longitud.
- e) Se instalará el registro de protección, (ver figura 45).
- f) Los bancos se irán recortando cuidadosamente a medida que avance la excavación tomándolas debidas precauciones para que no sean dañados por la máquinas excavadoras. La excavación deberá efectuarse a mano en la zona vecina al ademe del banco.

La nivelaciones deberán ser referidas a un banco de nivel superficial instalado fuera del área de influencia de cargas o descargas, el que a su vez estará referenciado a una banco de nivel profundo.

**LOS BANCOS SE NIVELARÁN EN LA FORMA QUE SE INDICA A CONTINUACIÓN:**

- 1.- Una vez por semana antes de iniciar la excavación.
- 2.- Cada tercer día durante el proceso de excavación
- 3.- Mensualmente entre el cuarto y el doceavo mes.
- 4.- Trimestralmente después de un año.

### 9.3 PIEZÓMETRO

Con el objeto de observar las pérdidas de presión hidrostática en el subsuelo, en la zona que se efectuará el la excavación, que alojará la cimentación del edificio de interés, se deberá colocar un piezómetro capaz de registrar dicha variación.

El tipo de piezómetro, procedimiento de instalación y frecuencia de lecturas se describen a continuación:

\* Se instalará un piezómetro abierto tipo casagrande con la ubicación que se muestra en la figura 42.

Para la instalación de los piezómetros deberá desarrollarse el siguiente procedimiento (ver figura 46).

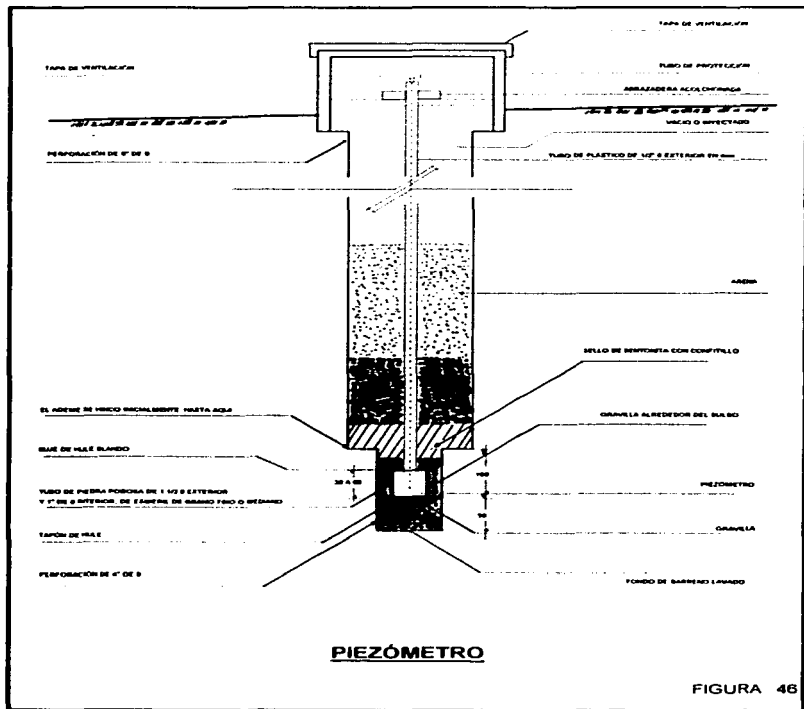
- a) Se efectuará una perforación de 6" de diámetro, hasta 1.0 m sobre el nivel al que se instalará el piezómetro, adomado con lodo bentonítico.
- b) Se introducirá hasta el fondo de la perforación un ademe metálico de 4" de diámetro. Se lavará la perforación con agua limpia hasta eliminar el lodo bentonítico.
- c) Se profundizará la excavación hasta 1 5 m con un diámetro de 4". empleando agua como un fluido de perforación.

- d) Se verterá gravilla dentro de la perforación, con un volumen suficiente para llenar 0.5 m del fondo de la perforación.
- e) Se introducirá el piezómetro hasta apoyarlo en la gravilla.
- f) Se verterá más gravilla con volumen suficiente para cubrir el bulbo del piezómetro 0.8 m sobre el nivel al que se encuentra.
- g) Se formará un sello impermeable de 0.4 m de longitud dejando caer dentro de la perforación bolas de bentonita de 2.0 cm. de diámetro, formadas de bentonita con el contenido de agua correspondiente al límite plástico del material.
- h) Se verterá más gravilla de manera que esta alcance una altura de 1.0 m, sobre el sello de bentonita.
- i) Se extraerá el ademe metálico.
- j) Se rellena la perforación con arena, como se muestra en la figura 46.
- k) Se instalará un registro de protección.
- l) El ademe de PVC o metálico se irá recortando cuidadosamente a medida que avance la excavación tomándolas medidas necesarias, para que el piezómetro no sea dañado por las máquinas excavadoras, excavando a mano en la zona vecina del ademe

El piezómetro deberá ser medido durante la excavación durante cada tercer día, hasta que se cuele la losa de fondo del cajón de cimentación.

Con los datos obtenidos de las lecturas de los piezómetros, se elaborarán gráficas del comportamiento observado respecto al tiempo, debiendo anexarse a estas gráficas la historia de la excavación, anotando en el momento en el que se alcance la máxima profundidad de la excavación, colado de la losa de fondo del cajón de cimentación, etc...

Las gráficas de las mediciones se llevarán el día, debiendo interpretar por un ingeniero especialista.





#### 9.4 POZOS DE ALIVIO

Previamente al inicio de la excavación deberán construirse los pozos de alivio, mediante los cuales se abatirá la presión de poro en el estrato permeable que se encuentra entre 7.4 y 8 m de profundidad, para evitar la falla de fondo de la excavación por subpresión.

El sistema de abatimiento, estará formado por una serie de pozos de alivio perforados a 8.5 m de profundidad, con la ubicación que se indica en la figura 42.

Los pozos se perforarán con máquina rotatoria, equipada con una broca de tipo cola de pescado inyectando agua como fluido de perforación, de 20 cm. de diámetro. Una vez alcanzada la profundidad especificada se lava el pozo, hasta que el agua de retomo esté limpia (libre de lodo o arena), posteriormente se rellenará el pozo con gravilla de tamaños variables, entre 5 y 10 mm. en toda la longitud del pozo.

## X CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

*CAPÍTULO 10*

Se puede concluir que este trabajo surge de la necesidad de resolver algunos de los problemas que se presentan y que imperan en zona de lago, que por lo general resulta siempre la zona donde se presentan los mayores asentamientos regionales, debido a la alta compresibilidad del suelo, que en su mayoría resultan arcillas con alto contenido de agua y sabemos que debido a las extracciones de agua la situación empeora ya que el volumen desplazado se convierte en asentamientos para las estructuras.

De acuerdo con esto la cimentación se resolvió, utilizando toda la información disponible con ayuda del estudio de Mecánica de Suelos y las pruebas de laboratorio que se realizaron para la obtención de los parámetros, todo esto redundó en una mejor solución y que permitió verificar las expectativas de seguridad que deberá de cumplir la alternativa de construcción.

Los problemas se pueden agravar debido a los procedimientos constructivos que se vayan a llevar a cabo ya que el suelo debido a su alta compresibilidad, si llegara a tener un procedimiento constructivo muy rápido entonces el suelo sufriría serias deformaciones que le provocarían problemas a la construcción.

En este trabajo se presenta el criterio que tomo en cuenta lo anterior y se determino cual tenia que ser el procedimiento constructivo más adecuado, y el cual tuvo que contemplar las características actuales de las cimentaciones colindantes ya que era un serio problema para la estabilidad de los taludes requeridos, y por otra parte los empujes de tierra se varían

afectados, por tal motivo se cimento mediante traveses de concreto a 0.5 m del nivel de desplante de las zapatas de los edificios colindantes, con el objeto de evitar que las estructuras vecinas fueran dañadas y que propiciara algún problema serio en el momento en que se excavara a determinada profundidad, poniendo en riesgo la seguridad del proyecto y de las construcciones vecinas.

Como se pudo verificar, la solución que se le dio a esta cimentación, resuelve mejor los problemas que ocasiona el tipo de suelo en el que se está trabajando ya que la interacción entre suelo-estructura debe ser acorde a las necesidades de la cimentación, por ello, se eligió como solución el cajón de cimentación, por estar en función del tipo de suelo y de las características estructurales del proyecto, el cual deberá tomar en cuenta la magnitud de los asentamientos y la capacidad de carga del suelo de interés, que son los dos aspectos más importantes dentro de la solución de las cimentaciones.

La cimentación tuvo algunas complicaciones, una de ellas fue el control del (N.A.F) Nivel de Aguas Freáticas, ya que se encontraba cerca de la superficie, por tal motivo se colocó un tablaestacado en el contorno de la construcción, dentro de la misma se realizó el bombeo de achique mediante drenes superficiales para poder canalizar el agua freática que se filtre, hacia un cárcamo de donde será bombeada hacia el exterior, regulando el gasto de bombeo, para que no repercuta en el comportamiento de las estructuras colindantes.

Este trabajo presenta algunos de los diferentes y tan variados problemas, que existen en la Zona III. (Zona de Lago) que cada profesionista, tendrá que resolver a través de lo ya establecido y muchas de las veces será, en función de la experiencia adquirida de otro proyecto semejante y el criterio de cada profesionista.

A todo lo anterior y como conclusión final se puede decir que este trabajo nos da un panorama amplio de lo que se debe de analizar en este tipo de zona, aunque no sea tan

general, se presenta la solución desde un punto de vista, pero que en la vida profesional realmente ha funcionado cumpliendo con las expectativas deseadas. Por ello, los diferentes problemas que se resolvieron en la concepción de esta cimentación en algunos de los casos, en la vida profesional tendrá una diferente resolución, pero que debe ser analizada bajo diferentes condiciones, aunque siempre deberá de cumplir con los requisitos de funcionalidad y de seguridad.

## RECOMENDACIONES

- 1.- Realización de un Sondeo profundo, como mínimo y si existe un Sondeo realizado en un radio no mayor a 200m, puede ser tomado en cuenta como referencia para la obtención de las características estratigráficas y físicas del suelo, del predio de interés.
- 2.- En la obra debe de haber un ING: experto en la materia, que en determinado momento tenga la capacidad y pueda realizar cambios, cuando se presente algún problema que no estaba previsto en el proyecto y que pueda establecer los cambios tanto en la obra como en el proyecto y con ello poder llevar a buen término la construcción.
- 3.- Antes de comenzar cualquier desplante de cimentación se debe de colocar una capa de grava de 8.0 a 10 cm de espesor en toda el área.

4.- Se debe de tener un especial cuidado en la Instrumentación ya que de ello depende que se verifique los cambios que se van presentando en la excavación para la cimentación, por ello previamente al inicio de los trabajos de excavación, se debe instrumentar el suelo que rodeará a la excavación para con ello verificar que la construcción se realice dentro de la seguridad proyectada, así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad y obtener la información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del mismo, detectar errores y en caso necesario fundamentar modificaciones en los análisis y en la construcción.

## BIBLIOGRAFIA

(1) EL SUBSUELO Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES DEL AREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO  
SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS SIMPOSIO, MARZO DE 1978.

AUTOR: DEL CASTILLO, M R.

THE BEARING CAPACITY OF CLAY  
BUILDING RESEARCH CONGRESS LONDON, 1951  
SKEMPTON, A.W.

(3) STEINBRENNER,  
TALFEN SUR SETZUNGSBERECHNUNG  
DIE ESTRASSE, 1934

(4) THE ELASTIC PROPERTIES OF SATURATED CLAYS FROM FIELD AND LABORATORY MEASUREMENTS.  
MEMORIAS DEL III CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA DE  
CIMENTACIONES VOL I CARACAS, JULIO DE 1967.  
RESÉNDIZ D

STABILITY OF STRUTTED EXCAVATION IN CLAYS  
NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE PUBLICACIÓN N° 19, OSLO 1959  
BJERRUM, L. AND EIDE, O

VII INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING STATE  
OF DE ART.  
VOL. MÉXICO, 1969 pp. 275 - 281pp

**MECÁNICA DE SUELOS**  
**JUÁREZ BADILLO EULALIO**  
**TOMO I, II, III**

**DISEÑO E INSTALACIÓN DE MUROS TABLAESTACADOS Y TROQUELES**  
**DETERMINACIÓN DE EMPUJES A LARGO PLAZO SOBRE MUROS RÍGIDOS**  
**MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD**