

75

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA



“ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA RECIMENTACION DE LA
ESTACION PANTITLAN METRO LINEA 9”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
ALEJANDRO PAZ LOPEZ
MARIO ALBERTO MARQUEZ CALDERON
VICTOR MANUEL IZQUIERDO HURTADO

MEXICO, D.F.

2000

283491



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/019/00

Señores
ALEJANDRO PAZ LOPEZ
MARIO ALBERTO MARQUEZ CALDERON
VICTOR MANUEL IZQUIERDO HURTADO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

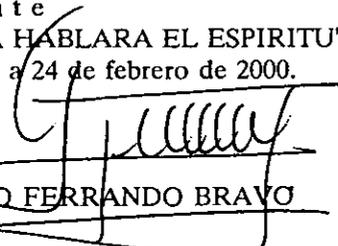
**"ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA RECIMENTACION DE LA ESTACION PANTITLAN
METRO LINEA 9"**

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES**
 - II. TRABAJOS DE CAMPO E INSTRUMENTACION**
 - III. TRABAJOS DE LABORATORIO**
 - IV. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS DEL SITIO Y FACTORES AMBIENTALES**
 - V. DIAGNOSTICO DE LA CONDICION ACTUAL**
 - VI. ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCION**
 - VII. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**
 - VIII. CONCLUSIONES**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 24 de febrero de 2000.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GEB/GMP/mstg.

- A DIOS:** **POR VENDECIRME CON LA COMPAÑÍA DE MIS PADRES**
- A MIS PADRES:** **POR SU CARIÑO, EJEMPLO Y POR REGALARME A MIS HERMANOS**
- A MIS HERMANOS:** **JUAN CARLOS, Mª GUADALUPE Y FERNANDO, POR ELLOS Y PARA ELLOS**
- A MIS TIOS:** **JOSÉ LUIS, FERNANDO, ROSA, ARACELI, MEMO, NACHO, BERTHA, JUAN, LILI, ANTONIO, JOSÉ, AMELIA, VICTOR M., SALUD, RAQUEL...**
- A MIS AMIGOS:** **FERNANDO A, NACHO B, FRANCISCO J, HÉCTOR F, JAVIER G, VICTOR I, MARIO M, VICTOR V, JUAN DANIEL Y MARCE.**
- A MIS AMIGAS:** **MARICELA CHIO Y GABY BENITEZ**
- A MI ESTADO MICHOACÁN:** **A TODOS MIS VECINOS Y AMIGOS DE URUAPAN: SIMÓN, MARTHA, ALEX, VALENTÍN, MARTÍN, SORAYA, QUIQUES, VELEN, NORMA, LORENZO, MOISES...**
- A LA UNIVERSIDAD:** **POR HACERME DE SANGRE AZUL Y PIEL DORADA**
- A LA FACULTAD DE INGENIERÍA:** **POR ENSEÑARME EN CINCO AÑOS, QUE NO BASTA HECHARLE GANAS SI NO QUE HAY QUE SABER HACER BIEN LAS COSAS**

***“...Hay hombres que luchan un día y son buenos.
Hay otros que luchan un año y son mejores.
Hay quienes luchan muchos años y son muy buenos.
Pero hay los que luchan toda la vida
Esos son los imprescindibles....”
B.B.***

A mi Padres

Virginia Calderón y Vicente Márquez

Con justo agradecimiento por su esfuerzo por procurarme todo lo necesario para estudiar, por todos sus consejos y palabras de aliento durante todo este tiempo y por sobre todas las cosas, por haberme dado la vida.

A mis hermanos

Vicente, Oscar y Jorge

Por todos y cada uno de los momentos que he compartido con ellos durante todo este tiempo.

A mis tíos:

Catalina, Susana, Enrique, Pepe, Sofía.

A mis primos:

Ale, Cata, Ere, Gracia, Sandy, Pepe, Javier, Juan.

A mis sobrinas:

Eloisa, Nancy y Frida.

A todos ellos por ser una gran familia.

A mis amigos:

Armando, Janet, Elizabeth, Juan, Erick, Alejandro, Víctor I., Luis, Carlos, Víctor R.

A todos y a cada uno de mis maestros

A la Facultad de Ingeniería

Por enseñarme que no basta hacer las cosas, sino que hay que hacerlas bien y a la primera.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

Por enseñarme que para ser un mejor ser humano hay tener libertad pensamiento.

A todos y cada uno de los mencionados por ser imprescindibles.

A DIOS:

Por permitirme entender la importancia de tus enseñanzas y contribuir a que mi vida sea más productiva.

A MIS PAPAS:

Por su apoyo incondicional, por el gran amor que sienten por mí, por toda la confianza depositada, por sus sacrificios y desvelos, por sus interminables consejos y por inculcarme valores como la honestidad y responsabilidad.

**A MIS HERMANAS
Y A MI NOVIA:**

Por su cariño, respeto, comprensión y confianza que me han demostrado en innumerables ocasiones.

A MI MAMA ES ?

Porque con su compañía, sus cuidados y recomendaciones mi vida ha tenido un sabor casero indescriptible.

A MIS TIOS Y TIAS:

Porque con su ejemplo mi formación académica y humana se ha enriquecido.

**A MIS MAESTROS
Y AMIGOS:**

Por ser una pieza clave en el rompecabezas de mi vida.

A LA UNAM:

Por las interminables oportunidades que sigue brindándome en mi desarrollo profesional.

Chao.....

AL DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Por su atenta dirección de este trabajo

AL ING. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN
Por su valiosa asesoría

AL M.I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO
Por su apoyo en la realización de este trabajo

A LA DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL, TOPOGRÁFICA Y GEODESICA
En particular al M.I. GABRIEL MORENO PECERO por permitirnos participar
en el proyecto Conjunto Pantitlán y a los ingenieros HUGO S. HAAZ MORA y
MARCOS TREJO HERNANDEZ por su confianza.

A LA FACULTAD DE INGENIERIA
Por darnos la oportunidad de convivir con nuestros profesores y compartir sus
conocimientos y experiencias.

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
Por darnos la libertad de mente y espíritu y permitirnos hablar por nuestra raza.

ÍNDICE	Pag
INTRODUCCIÓN	1
I. ANTECEDENTES	2
I.1 Objetivos del Estudio	2
I.2 Ubicación de la Estación Pantitlán Línea 9	2
I.3 Definición de la problemática existente	6
I.3.1 Descripción de la cimentación de la estación	6
I.3.2 Descripción de la estructura de la estación	8
I.3.3 Construcciones vecinas	10
I.4 Consecuencias derivadas de la problemática	11
II. TRABAJOS DE CAMPO E INSTRUMENTACIÓN	14
II.1 Sondeos exploratorios y calas	14
II.1.1 Sondeos Mixtos	14
II.1.1.1 Prueba de penetración estándar	16
II.1.1.2 Muestreo con tubo Shelby	16
II.1.2 Sondeos de cono eléctrico	18
II.1.3 Calas en los cajones de cimentación	22
II.2 Instalación de estaciones piezométricas	27
II.2.1 Piezómetros Abiertos	27
II.2.2 Piezómetros Neumáticos	29
II.3 Nivelaciones Topográficas	31
II.3.1 Instalación del banco de nivel profundo	31
II.3.2 Control topográfico horizontal del Conjunto Pantitlán	35
II.3.3 Control topográfico vertical, en la línea 9	37
II.3.4 Nivelación en zapata trapezoidal	38
III. TRABAJOS DE LABORATORIO	40
III.1 Pruebas de laboratorio	40
III.1.1 Pruebas índice	40
III.1.2 Pruebas mecánicas estáticas	42
III.1.3 Pruebas mecánicas dinámicas	44
III.2 Resultados de laboratorio	45
III.2.1 Parámetros de compresibilidad y consolidación	54

IV. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO Y FACTORES AMBIENTALES	56
IV.1 Estratigrafía para diseño	56
IV.1.1 Corte estratigráfico longitudinal de la Línea 9	57
IV.1.2 Corte estratigráfico perpendicular a la Línea 9 (cabecera sur)	57
IV.2 Hundimiento regional	57
IV.3 Riesgo sísmico	58
V. DIAGNÓSTICO DE LA CONDICIÓN ACTUAL	63
V.1 Revisión de los estados límite de falla y de servicio de las zapatas rectangulares	63
V.1.1 Análisis de capacidad de carga	63
V.1.2 Análisis de asentamientos	67
V.1.3 Comportamiento sísmico	69
V.2 Revisión de los estados límite de falla y de servicio zapata trapezoidal	70
V.2.1 Análisis de capacidad de carga	71
V.2.2 Movimientos de la cimentación	71
VI. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN	77
VI.1 Solución con pilotes de punta	77
VI.1.1 Capacidad de carga de pilotes individuales	77
VI.2 Solución con pilotes de fricción	80
VI.2.1 Zapatas rectangulares	80
VI.2.1.1 Capacidad de carga por fricción, pilotes nuevos	81
VI.2.1.2 Fricción negativa en pilotes desconectados	81
VI.2.1.3 Movimientos de la cimentación	82
VI.2.1.4 Distribución de pilotes en la etapa definitiva	85
VI.2.2 Zapata trapezoidal	85
VI.2.2.1 Capacidad de carga por fricción	85
VI.2.2.2 Análisis de enderezado	86
VI.2.2.2.1 Distribución de pilotes para enderezado	86
VI.2.2.2.2 Dispositivos de control para enderezamiento	88
VI.2.2.2.3 Movimientos del cajón para enderezado	88
VI.2.2.3 Distribución de pilotes en la etapa definitiva	88
VI.2.2.4 Análisis de asentamientos	92
VI.3 Solución adoptada	94

VII. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	95
VII.1 Zapatas rectangulares	95
VII.1.1 Control de nivel de aguas freáticas	96
VII.1.2 Procedimiento de excavación	96
VII.1.3 Desconexión y recorte de los pilotes existentes	97
VII.1.4 Hincado de los pilotes nuevos	97
VII.1.5 Conexión con la losa	97
VII.2 Zapata trapezoidal	97
VII.2.1 Control de nivel de aguas freáticas	98
VII.2.2 Procedimiento de excavación	98
VII.2.3 Hincado de pilotes para enderezado	98
VII.2.4 Instalación de controles en los pilotes nuevos	98
VII.2.5 Desconexión y recorte de pilotes en exceso a largo plazo	99
VIII. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	100
REFERENCIAS	102
APENDICE A . Tablas y gráficas	103
APENDICE B. Memoria de cálculo.	130
APENDICE C. Planos.	176
Contenido del Archivo Electrónico	
C.I.1 Planta de Cimentación Línea 9	
C.II.1 Planimetría del Conjunto Pantitlán	
C.IV.1 Perfil SM-1	
C.IV.2 Perfil SM-2	
C.IV.3 Perfil SM-3	
C.IV.4 Corte Longitudinal Línea 9	
C.IV.5 Corte Perpendicular Línea 9	

INTRODUCCIÓN

Desde que inició la operación de la línea 9 del Sistema de transporte Colectivo "Metro" (STC) en agosto de 1987 se detectaron deformaciones a lo largo de la estación Pantitlán así como en estructuras adyacentes a este edificio. Con el paso del tiempo los hundimientos diferenciales fueron creciendo de forma importante, al punto de alterar inaceptablemente el trazo y perfil de la vía, pasarelas y puentes peatonales cercanos a la estación, provocando daños estructurales y afectaciones en la operación de los trenes.

Este comportamiento inadecuado se debe a la naturaleza de los depósitos de suelo que subyace al Conjunto Pantitlán, ya que se tienen grandes espesores de materiales altamente deformables.

Ante las anomalías observadas en las diferentes estructuras y en especial en la estación de la línea 9 del Conjunto Pantitlán, a solicitud de la Dirección General de Construcción y Obras del Sistema de Transporte Colectivo (DGCOSTC), personal académico y estudiantes de la Facultad de Ingeniería realizaron un amplio estudio del subsuelo y de las diversas estructuras que forman el conjunto, con el fin de proponer una solución al problema que presentan sus cimentaciones.

Para llevar a cabo este estudio, se organizaron los siguientes trabajos fundamentales: de Campo, de Laboratorio y de Gabinete.

Los trabajos de campo consistieron en hacer sondeos exploratorios del subsuelo, para poder conocer las características físicas y mecánicas del suelo, por lo que se programaron tres sondeos mixtos (SM-1, SM-2 y SM-3), dos sondeos de cono eléctrico (SCE-1 y SCE-2), tres estaciones piezométricas (EP-1, EP2 y EP-3) y la instalación de un banco de nivel profundo (BNP-1). Además se realizaron calas en las celdas de las zapatas de cimentación de la estación, para poder verificar la presencia de lastre y agua en éstas.

Los trabajos de laboratorio consistieron en realizar ensayos y pruebas a las muestras tomadas en los sondeos exploratorios, dichas pruebas fueron: clasificación macroscópica, contenidos de agua, límites de consistencia, densidad de sólidos, compresión simple, triaxiales no consolidadas no drenadas (UU), pruebas cíclicas y de péndulo de torsión.

Los trabajos de gabinete consistieron básicamente en la interpretación de la información recabada de estudios anteriores, de los resultados obtenidos de los trabajos de campo y laboratorio, que permitieron definir con claridad y amplitud la estratigrafía que impera en el área de estudio, para dar una solución satisfactoria al problema que presenta la estación terminal de la Línea 9.

Como resultado del estudio se emitió una solución que garantiza la seguridad estructural de la estación con un comportamiento satisfactorio a futuro al menor costo posible.

I. ANTECEDENTES

I.1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

Analizar el comportamiento actual de la estación Pantitlán, así como diagnosticar el problema y en su caso proponer una solución para la recimentación de la estación terminal Pantitlán de la Línea 9, del Sistema de Transporte Colectivo, elaborando un estudio geotécnico con las siguientes etapas:

- Análisis e interpretación de los datos del proyecto original
- Determinación de la estratigrafía y propiedades del suelo
- Análisis y elección de la propuesta apropiada
- Recomendaciones para diseño y construcción

La propuesta elegida deberá ser segura y económica además de tomar en cuenta la armonía con las construcciones e instalaciones vecinas. El estudio deberá tomar en cuenta las condiciones de servicio que demanda el tipo de instalaciones del Sistema de Transporte Colectivo (difícilmente puede dejar de operar una estación tan importante).

I.2 UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN PANTITLÁN LÍNEA 9

Para solucionar en parte el grave problema de transporte colectivo de la Ciudad de México, en el año de 1967 las autoridades del Departamento del Distrito Federal (DDF) decidieron construir las obras del Sistema de Transporte Colectivo Metro. En esa época se terminó su primera etapa, con una longitud de 41.5 Kilómetros, en 1988 se tenía configurada una red cuya extensión era del orden de 140 Kilómetros, en la actualidad (enero del 2000) existen 191.5 Kilómetros de infraestructura.

En el año de 1977 el DDF creó la Comisión Técnica Ejecutiva del Metro, que en 1978 se convirtió en la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), y en 1995 en la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo (DGCOSTC), organismo entre cuyas funciones está la de continuar con la ampliación del Metro y verificar la correcta funcionalidad del mismo.

No cabe duda que dentro de los Sistemas de Transporte que existen en la Ciudad de México, el Metro es uno de los más importantes debido al gran número de personas que diariamente hacen uso de éste, aproximadamente son cinco millones los usuarios que dependen día con día del buen funcionamiento de los trenes e instalaciones. El metro con 11 Líneas ha cubierto gran parte del Valle de México, 4 de estas Líneas 1,5,9 y A convergen en un sitio denominado Conjunto Pantitlán, como se muestra en la figura I.1, ubicado al Oriente de la Ciudad de México en su colindancia con el Estado de México, dentro de las demarcaciones de las Delegaciones Políticas de Iztacalco y Venustiano Carranza. Es conveniente resaltar que el Conjunto Pantitlán se localiza en la zona de lago virgen de acuerdo a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México

la cual se caracteriza por grandes espesores de arcilla altamente compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante (Fig. I.2).

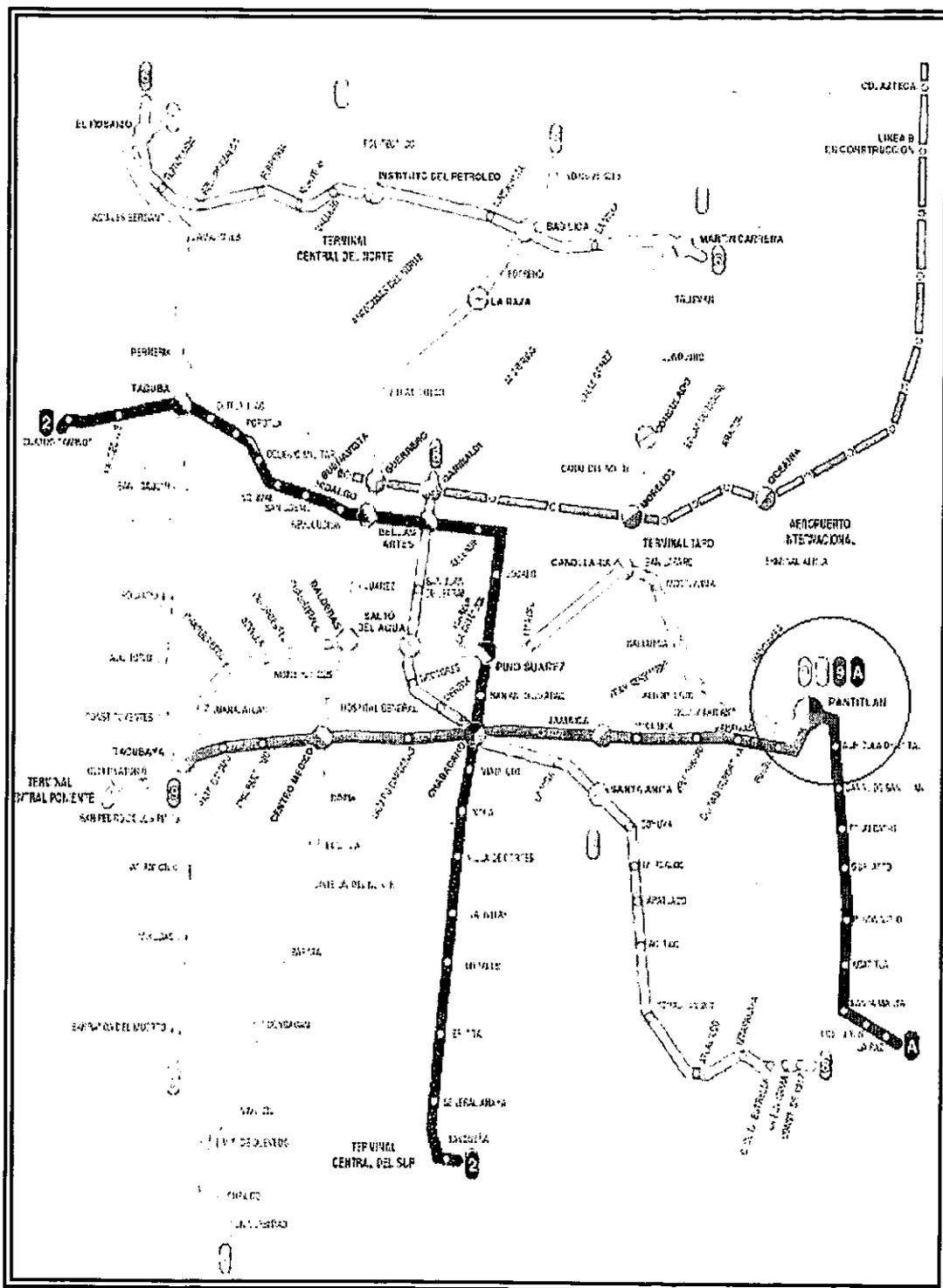


Figura I.1 Red del Sistema de transporte Colectivo

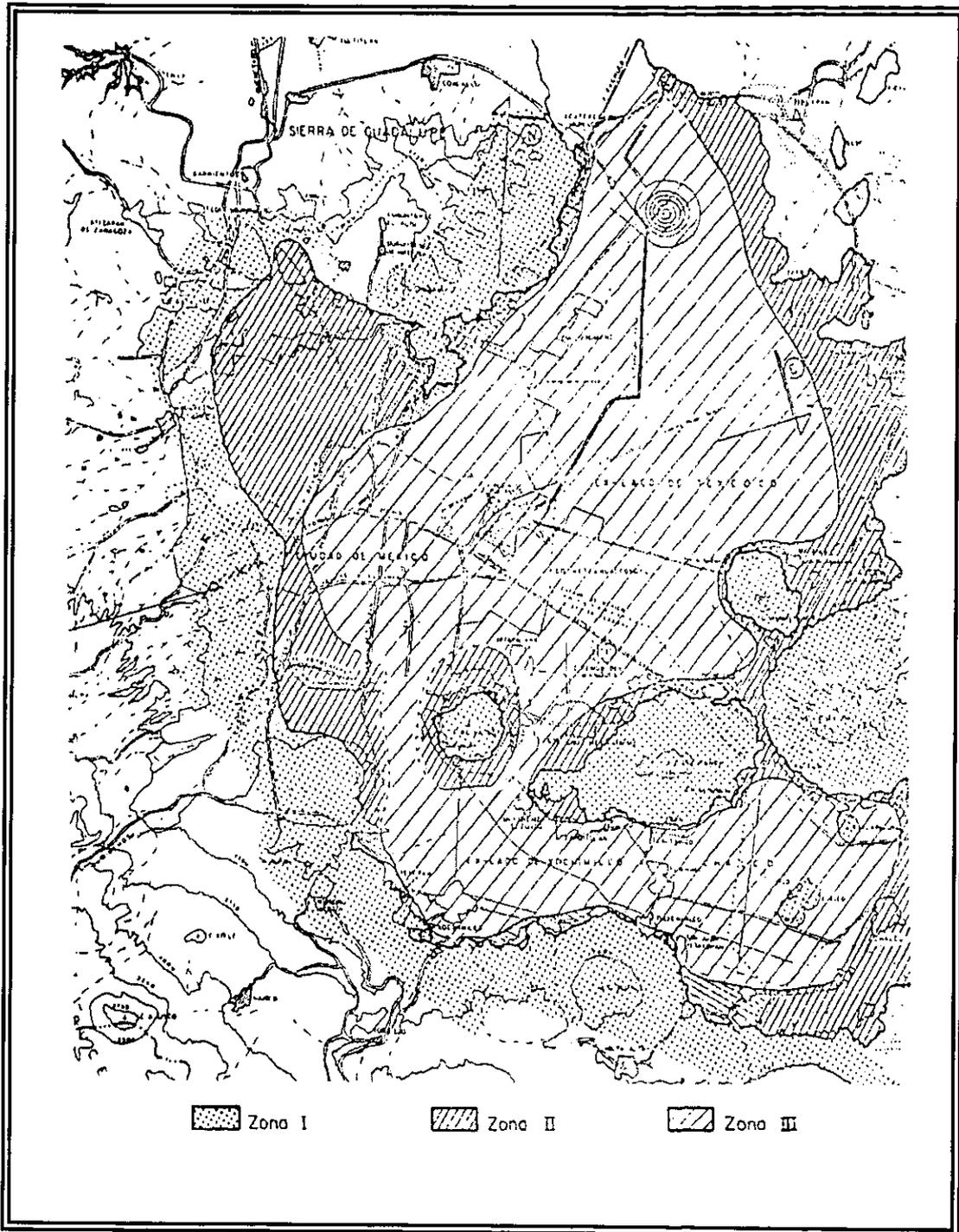


Figura I.2 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

I.3 DEFINICIÓN DE LA PROBLEMÁTICA EXISTENTE

Desde que inició la operación de la línea 9 del Sistema de transporte Colectivo "Metro" (STC) en agosto de 1987 se detectaron deformaciones a lo largo de la estación Pantitlán así como en estructuras adyacentes a este edificio. Con el paso del tiempo los hundimientos diferenciales fueron creciendo de forma importante, al punto de alterar inaceptablemente el trazo y perfil de la vía, pasarelas y puentes peatonales en todo el Conjunto Pantitlán, provocando daños estructurales y afectaciones en la operación de los trenes.

Este comportamiento inadecuado se debe a la naturaleza de los depósitos de suelo que subyacen al Conjunto Pantitlán, ya que se tienen grandes espesores de materiales altamente deformables típicos de la zona III.

Desde el punto de vista geotécnico no es fácil cimentar sobre suelos de alta compresibilidad, sin embargo en la Ciudad de México es un problema inherente que se tiene que tomar en cuenta en el diseño de grandes obras civiles, ya que es una necesidad construir en este tipo de suelos. Partiendo de lo anterior se puede anticipar que los problemas que se presentan en la estación Pantitlán de la Línea 9 son causados principalmente, por la forma en la que se resolvió su cimentación.

I.3.1 Descripción de la cimentación de la línea 9

La cimentación está constituida por seis zapatas rectangulares de 35.00 m por 12.00 m y 2.20 m de espesor y una zapata trapezoidal (cabecera sur) de 34.20 m de base mayor, 22.75 m de base menor, 35.00 m de altura y 2.20 m de espesor, habiendo entre cada zapata una separación de 13.00 m (a paño). En el apéndice C.1.1 se muestra un plano en planta de dicha cimentación. Tanto la zapata trapezoidal como las rectangulares están construidas por losas y contratrabes que forman celdas de diferentes dimensiones. Las zapatas rectangulares cuentan con 99 pilotes de fricción de 34.00 m de longitud efectiva cada una y la zapata trapezoidal con 124 pilotes de fricción de 46.00 m de longitud efectiva. En la zapata trapezoidal existen celdas que están rellenas con concreto ciclópeo que sirve de lastre (Fig. I.4).

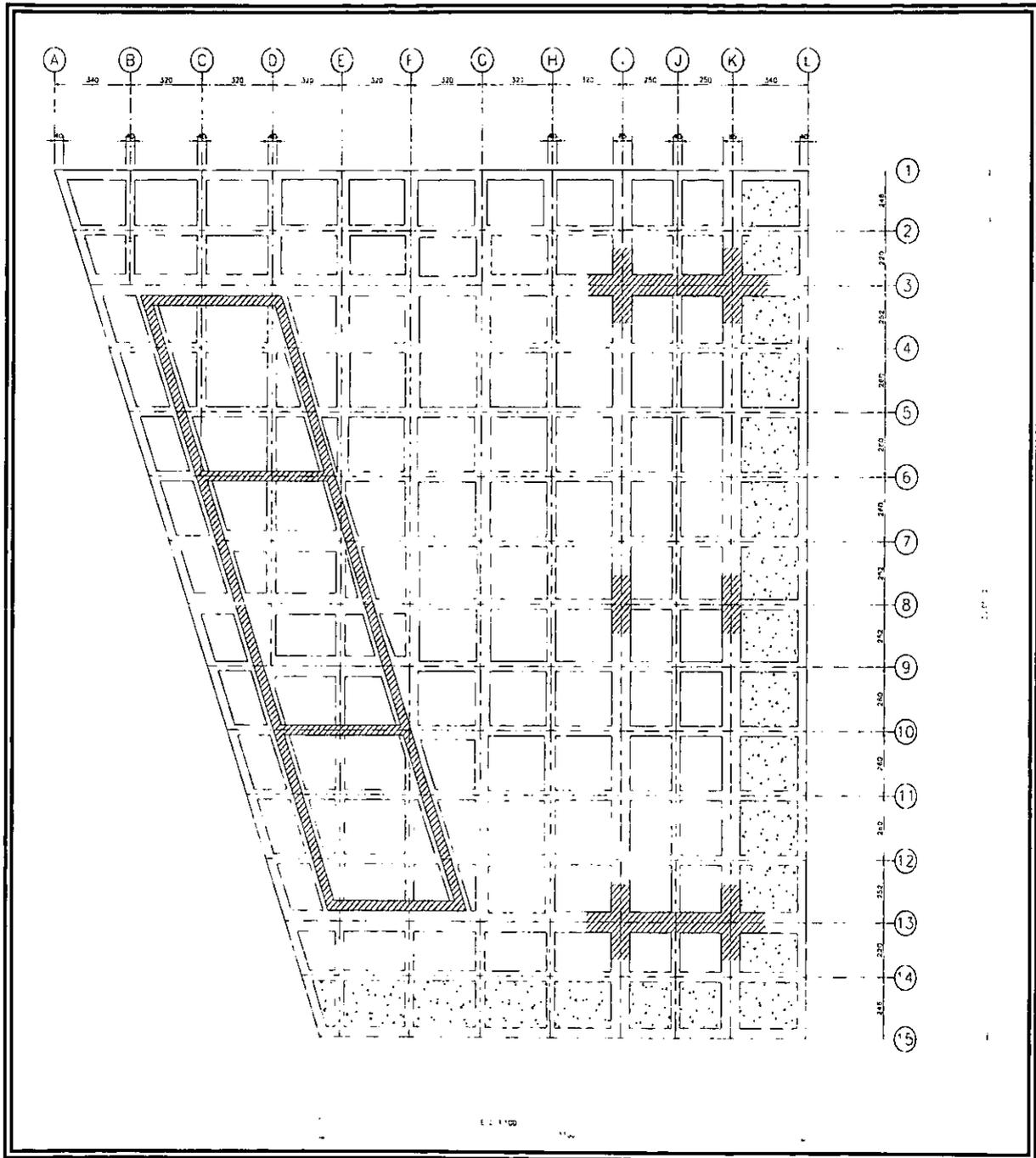


Figura I.4 Ubicación de lastre en la zapata trapezoidal

1.3.2 Descripción de la estructura de la línea 9

El edificio consta de tres niveles; nivel vestíbulo de línea A, nivel vestíbulo de línea 9 y nivel andén de línea 9. Prácticamente todo el edificio, está constituido a base de elementos prefabricados de concreto, y se considera una estructura sumamente pesada, ya que la presión de contacto al nivel de desplante, debida a la superestructura y su cimentación, es del orden de 7 t/m^2 en las zapatas rectangulares y de 12 t/m^2 para el caso de la zapata trapecial.

Describiendo los diferentes niveles de la estación tenemos lo siguiente:

En el nivel vestíbulo de línea A, el techo está formado por traves principales tipo "L" de concreto armado coladas en sitio, apoyadas sobre las columnas del entrepiso en sentido transversal a la estación y por traves secundarias precoladas de sección tipo "T" con un peralte de 120 cm, colocadas en sentido longitudinal y apoyadas sobre las traves principales, como se muestra en la figura I.5.

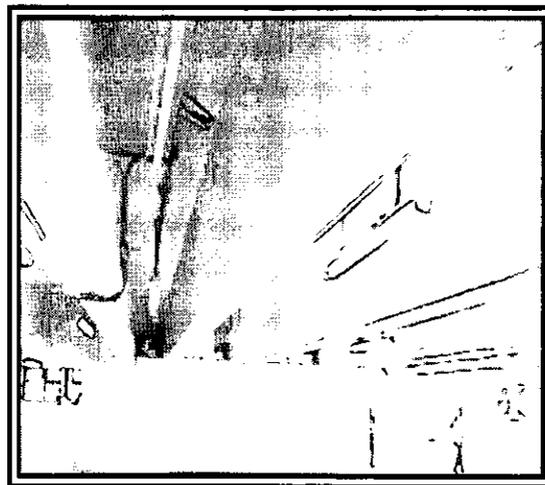


Figura I.5 Techo del nivel Vestíbulo Línea A

En el segundo nivel (vestíbulo de línea 9) el sistema de traves que conforman el techo son elementos de concreto armado y existen dos tipos: las traves centrales precoladas, colocadas en sentido longitudinal a la estación, de sección tipo "T" con peralte constante de 1.7 m, y las traves principales tipo "T", coladas en sitio, dispuestas en forma transversal a la estación, con peralte variable entre 1.7 m y 2.1 m con longitud de 15.7 m. En este nivel se realizan los transbordos con las líneas 1 y 5 a través de las pasarelas peatonales (I, II y III); siendo éstas estructuras de concreto que se apoyan en el edificio (Fig. I.6) aportando cargas adicionales.



Figura I.6 Apoyo de la Pasarela II con Línea 9

En el nivel de andén el sistema de techo está estructurado con traves principales precoladas apoyadas en sentido longitudinal sobre ménsulas de columnas en ambos lados de la estación, además por vigas secundarias de concreto de sección "TT" (Figs. I.7 y I.8), de 2m de peralte, colocadas en sentido transversal a la estación, con algunos claros en donde se han colocado domos o tragaluces. En este nivel, también se localizan las vías, ductos de cableado, las losas de andén y los cuartos de control.

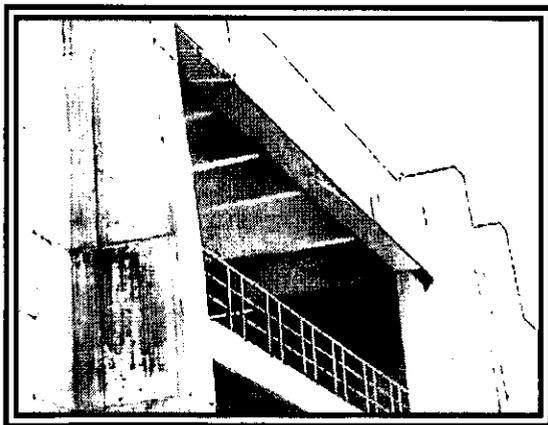


Figura I.7 Techo Nivel Anden

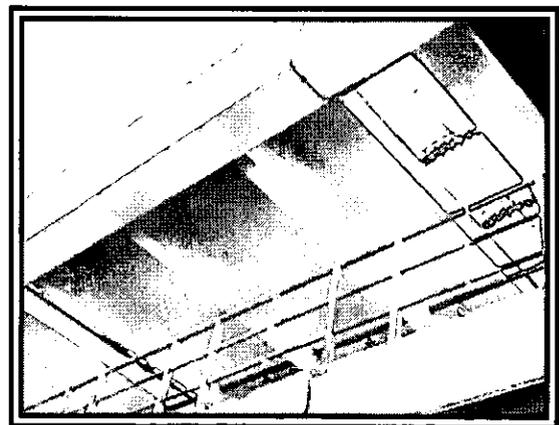


Figura I.8 Traves "TT" en Nivel Anden

Las columnas de la estación son de concreto armado coladas en sitio con sección variable, como se muestra en la figura I.9.



Figura I.9 Columnas de la Estación

I.3.3 Construcciones vecinas

Es importante mencionar que la construcción de la obra del Metro férreo Línea A, también incremento los hundimientos en la estación Pantitlán, a tal grado que los andenes presentan no sólo hundimientos verticales diferenciales, sino también transversales, es decir; que los andenes se encuentran torcidos a lo largo de su longitud, lo anterior es congruente con el informe de nivelaciones de precisión realizadas por la compañía Colinas de Buen S.A. de C.V. (1990-1997), donde para un corte transversal en el eje de estación, el eje G, se encontraba 1 cm por debajo del eje A en 1991 y para 1997 esta diferencia era de 20 cm aproximadamente. El incremento en la diferencia de hundimientos entre el eje A y G (Fig. C.I.1 apéndice C), se debe a la influencia que tuvo la construcción del cajón para alojar la estación Pantitlán de la Línea A. Al respecto, es posible que la acción conjunta de la pérdida de confinamiento y los desplazamientos ocurridos por la construcción de dicho cajón (excavación de marzo a septiembre de 1990), haya ocasionado una disminución de la capacidad de carga por parte de las zapatas rectangulares, fundamentalmente en los extremos cercanos al mencionado cajón (eje G).

En resumen el mal diseño de la cimentación, las características del subsuelo, el peso de la estructura y la construcción vecina (línea A) han provocado hundimientos diferenciales en la estación Pantitlán, que pone en peligro dicha estación.

I.4 CONSECUENCIAS DERIVADAS DE LA PROBLEMÁTICA

Debido al diferente diseño de las zapatas, trapezoidal y rectangular, descritas anteriormente y tomando en cuenta la profundidad promedio de la primer capa dura (38 m) la cabecera sur no sigue el hundimiento regional (se queda) causando daños en locales técnicos, pisos, zona de andenes y zona de salida de vías.

En los locales técnicos y jefatura ubicados en la cabecera sur se observan grietas en los muros divisorios así como rotura de pisos (Fig. I.10).

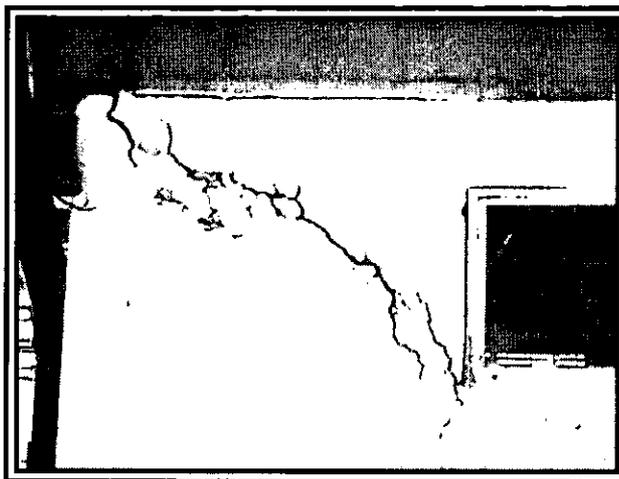


Figura I.10 Grietas en Local Técnico

Se observan también agrietamientos superficiales en las traveses de la superestructura.

Por otro lado se observa un gran deterioro en el muro de contención que se ubica entre la avenida eje 1 norte y la cabecera sur de la línea 9 (Fig. I.11), en un tramo de 8 metros aproximadamente, ya que el armado queda expuesto entre las grietas de considerable tamaño.



Figura I.11 Exterior del Muro de contención en Eje 1 Norte

En las pasarelas peatonales de acceso a la estación Pantitlán línea 9, construidas a partir de elementos prefabricados, se observan movimientos diferenciales de las cimentaciones, que a su vez han inducido separaciones en las conexiones de los elementos estructurales y pérdida parcial del apoyo, por tal motivo se han fijado unas placas de acero con el fin de impedir el desplazamiento (Fig. I.12), es decir, en las juntas de sus elementos prefabricados se observa una holgura y no un apoyo libre como lo supone el diseño, tanto en la zona de comunicación con los distribuidores, como con la propia estación de la Línea 9. En particular en la pasarela III, ubicada cerca de la cabecera norte de la estación de la Línea 9, las condiciones de apoyo de las traveses que llegan al distribuidor son alarmantes, lo que ha obligado a colocar unos elementos metálicos tubulares para recibir a estas traveses como medida previsorora (Fig. I.13).

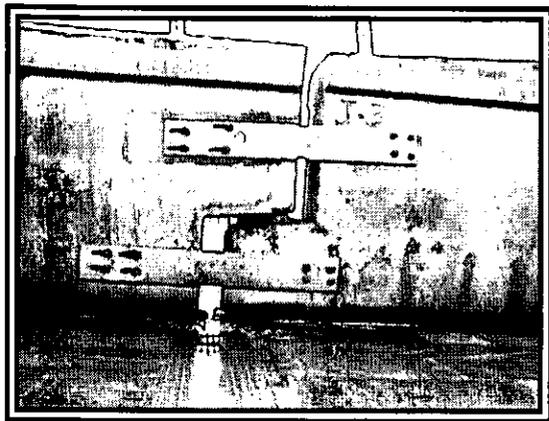


Figura I.12 Placas de conexión en Pasarela II

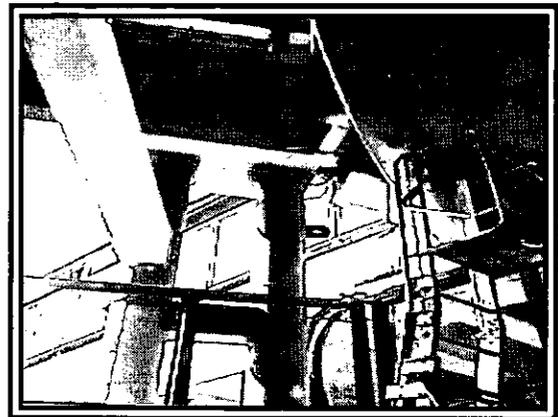


Figura I.13 Puntales en Pasarela III

Adicionalmente se tienen otros tipos de daños que afectan la operación de los trenes, como por ejemplo:

- Se presenta hundimiento diferencial tanto longitudinal como transversal (Fig. I.14) y las consecuencias derivadas son diversas: se han afectado los niveles de los andenes y de las vías, lo que ha dado lugar a renivelaciones, por otra parte la nariz de andén de vía "Z" (vía central de la estación) del lado oriente se encuentra por arriba del nivel de la del lado poniente 35mm, también se tiene una diferencia de elevaciones de la cabecera norte a la cabecera sur de 341mm, cuando de acuerdo a las especificaciones técnicas del STC, "las estaciones deben proyectarse en tangente sin pendiente ni sobreelevación, para evitar que se tenga que aplicar los frenos cuando está un convoy estacionado para ascenso y descenso de los usuarios". Las diferencias de niveles antes descritas afectan a los usuarios tanto al ascender como al descender del tren, ya que se presenta un peralte mayor a lo normal.
- Al existir alteraciones del trazo y perfil de las vías, se tienen como resultado bamboleos y golpeteos al paso del tren, originando a su vez los siguientes efectos:

- Desgaste excesivo del material rodante (neumáticos, ruedas de seguridad, suspensión, etc.)
- Desgaste a los elementos de vía al existir rozamiento entre las cejas de las ruedas metálicas y los rieles, así como sus elementos de fijación.
- Se pierde el confort del usuario.
- Debido a los daños en zona de salida de vías (desniveles) el Sistema de Transporte Colectivo se vio en la necesidad de disminuir la velocidad de arribo a la estación terminal Pantitlán para mantener los rangos de seguridad y confort para el usuario.

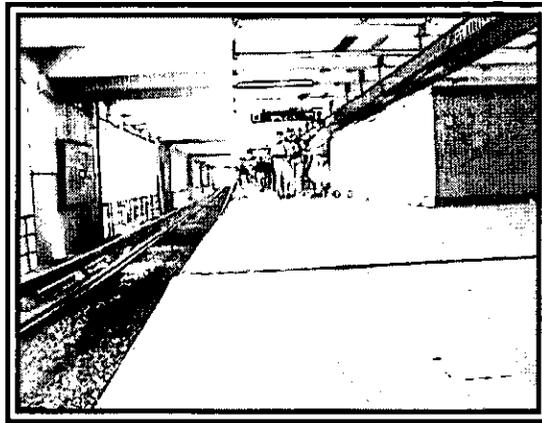


Figura I.14 Deformaciones a Nivel de Anden

II. TRABAJOS DE CAMPO E INSTRUMENTACIÓN

II.1 SONDEOS EXPLORATORIOS Y CALAS

Para realizar un estudio de las condiciones del subsuelo es necesario contar con datos confiables y suficientes respecto al suelo con el que se está tratando. Una primera etapa para conseguir dichos datos consiste en realizar una investigación adecuada en el lugar, con el objeto, de definir con precisión la estratigrafía existente bajo el sitio, obtener una estimación preliminar de las propiedades mecánicas de los suelos y obtener muestras inalteradas y alteradas que permitan conocer las propiedades índice y de resistencia, estas últimas en condiciones estáticas y dinámicas, así como las características de compresibilidad de los materiales encontrados.

Los sondeos exploratorios sin recuperación de muestras sirven para definir los estratos característicos de los suelos y sus espesores; además, permiten obtener de manera aproximada la resistencia al corte, como en el caso de la penetración estándar y el cono eléctrico.

Para el Estudio de la Estación Pantitlán se realizaron exploraciones con recuperación de muestras tanto alteradas como inalteradas, además de exploraciones de verificación estratigráfica sin recuperación (sondeos de cono). La ubicación de los diferentes sondeos, estaciones piezométricas y banco de nivel profundo, alrededor de la estación de Línea 9 puede verse en la figura II.1. Los criterios que se adoptaron para definir el número y localización de sondeos consideraron, de acuerdo a lo observado en los recorridos previos y a la información proporcionada por la DGCOSTC, que la cabecera sur de la estación era la que mayores problemas presentaba, así pues, basándose en dicha información y tomando en cuenta, las indicaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, además de considerar las condiciones geográficas del sitio (en cuanto a instalaciones se refiere), se decidió que 3 sondeos mixtos, 2 de cono y 3 estaciones piezométricas serían suficientes para conocer el suelo que subyace la Estación Pantitlán de la Línea 9, así como las condiciones hidráulicas existentes en el sitio.

II.1.1 Sondeos Mixtos

Los sondeos mixtos son una combinación de muestreo alterado e inalterado en una misma perforación, de tal modo que las técnicas de recuperación se alternan de acuerdo con un programa de perforación. Para la estación Pantitlán se realizaron tres sondeos de tipo mixto (SM-1, SM-2, SM-3) llevados a una profundidad promedio de 50.00 m, referidos al nivel actual de terreno, recuperando muestras inalteradas a cada 5 m en promedio; en ellos se combinó el avance por percusión de la herramienta de penetración estándar con muestreo con tubo Shelby.

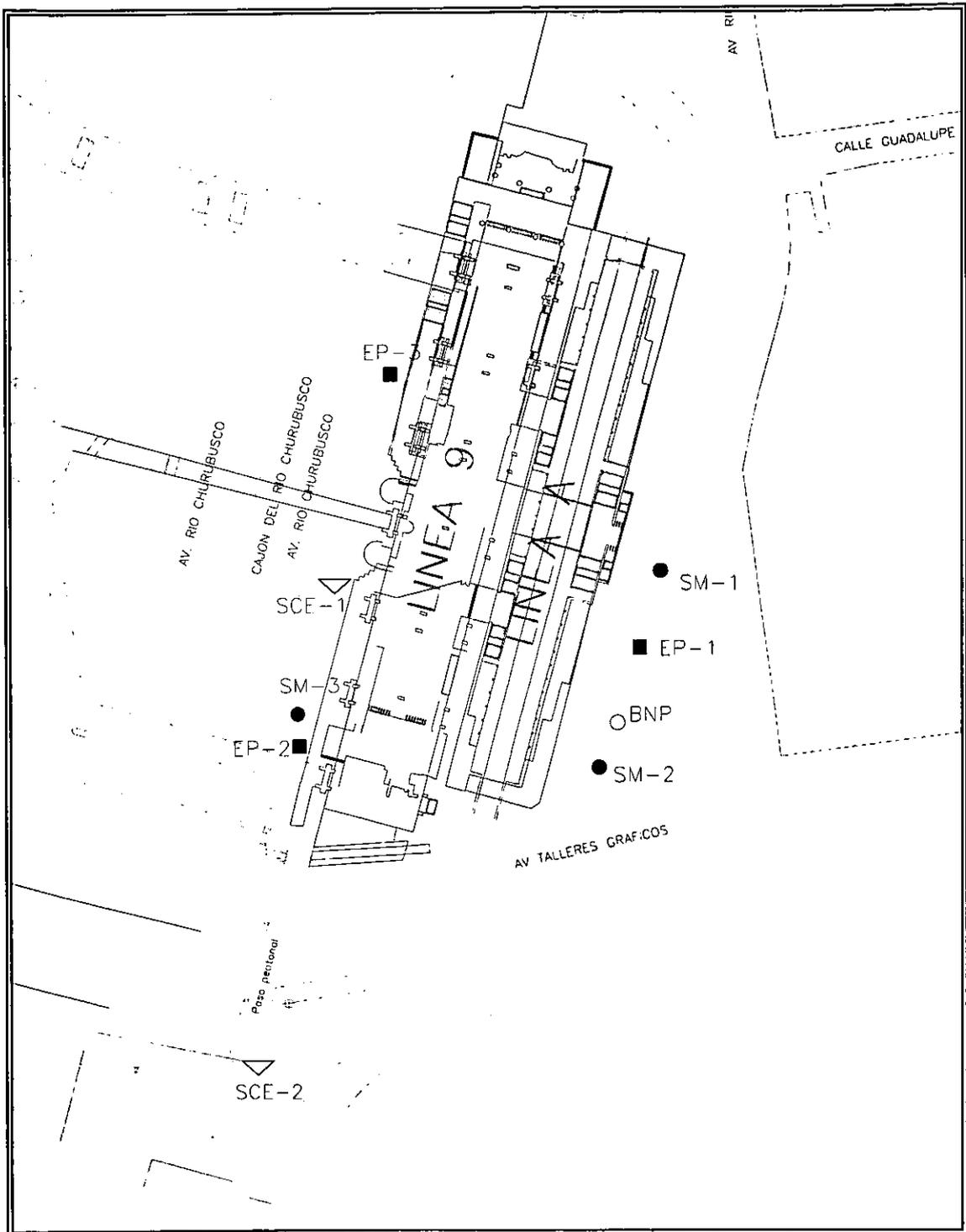


Figura II.1 Ubicación de Instrumentación

II.1.1.1 Prueba de penetración estándar

El sondeo de penetración estándar se llevó a cabo mediante el hincado de un tubo de media caña (penetrómetro) de 60 cm de longitud, por medio de golpes de un martillo de 64 kg de peso dejado caer desde una altura libre de 76 cm. El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, se elevó mediante un cable que pasa por el trípode y se dejó caer desde la altura estándar contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación, hecho al efecto. En cada avance de 60 cm se retiró el penetrómetro y se removió la muestra de su interior.

Durante este proceso se obtuvieron muestras alteradas que se enviaron al laboratorio y que fueron conservadas en bolsas herméticas para que mantuvieran constante el contenido de agua. La información de campo se recopiló en un registro donde se anotó el número de golpes necesarios para hacer penetrar dentro del suelo los 30 cm intermedios del penetrómetro, los primeros 15 cm se despreciaron porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación. Este registro permite inferir a través de correlaciones, la compacidad de los suelos granulares, teniendo además una idea de la resistencia de estos últimos, así como la consistencia de los materiales finos. En el caso de suelo duro el avance se realizó empleando broca tricónica.

II.1.1.2 Muestreo con Tubo Shelby

Las muestras inalteradas de suelo se obtuvieron mediante el tubo de pared delgada o tubo Shelby de 4". El muestreador Shelby se hincó con una velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg una longitud de 75 cm quedando sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojaron los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo. Después del hincado se dejó el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expandiera en el interior y aumentara su adherencia contra las paredes, enseguida se extrajo el tubo, se limpiaron sus extremos y se rotuló.

El tubo se hincó en el suelo ejerciendo presión continuada ayudados por la máquina perforadora, nunca a golpes ni con algún otro método dinámico, lo anterior con el fin de obtener un grado de alteración mínimo aceptable.

De la figura II.2 a la II.5 pueden verse las fotografías de los equipos y herramientas utilizadas para la realización de los sondeos mixtos.

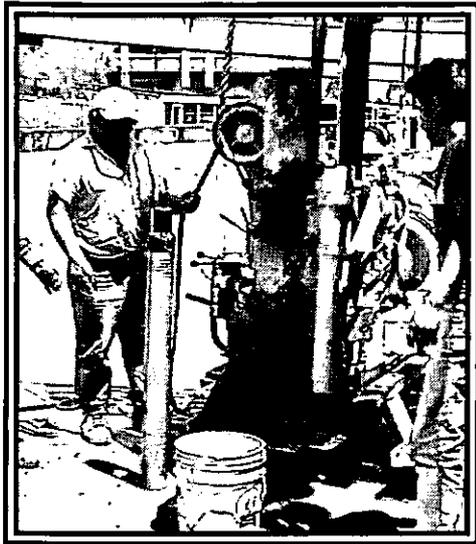


Figura II.2 Extracción de tubo Shelby

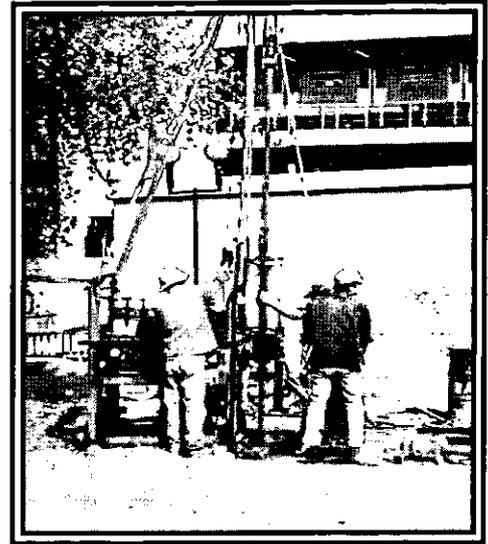


Figura II.3 Proceso de perforación SM-2

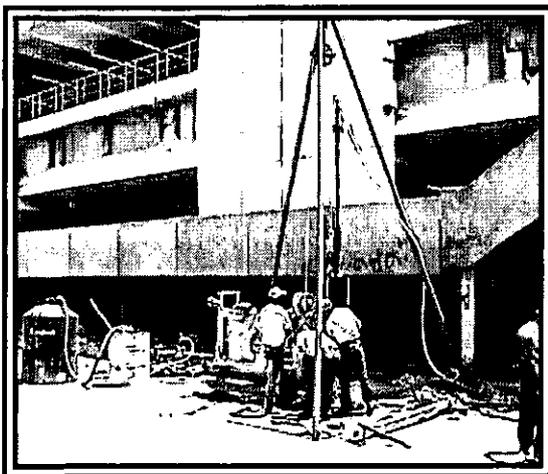


Figura II.4 Proceso de perforación del SM-3

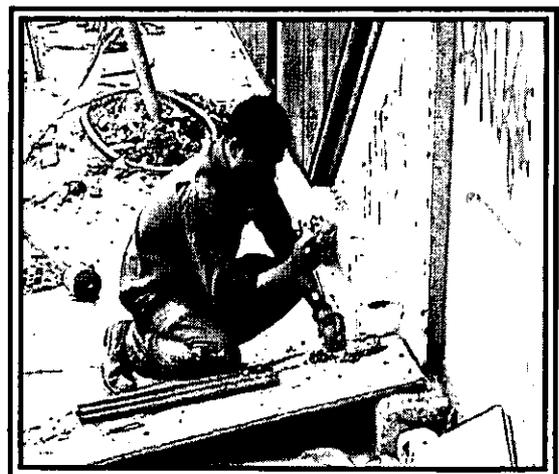


Figura II.5 Recuperación de muestra con penetrómetro

II.1.2 Sondeos de cono eléctrico

El sondeo de cono eléctrico, más que un método de exploración, es una técnica de medición directa de la resistencia a la penetración que ofrece el suelo. El objeto de su utilización fue determinar las variaciones de la resistencia de punta del cono con la profundidad que permitiera realizar la interpretación estratigráfica e indicar las fronteras entre los estratos característicos y con base en esta información evaluar la confiabilidad de las propiedades mecánicas obtenidas en el laboratorio. La interpretación de estos parámetros permitió definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de suelos mediante correlaciones empíricas. Los resultados obtenidos pueden verse gráficos en las figuras II.6 y II.7.

En el estudio del Conjunto Pantitlán, se realizaron dos sondeos de cono eléctrico (SCE-1 y SCE-2) cercanos a la estación de la Línea 9, dichos sondeos fueron llevados a una profundidad promedio de 70.00 m y 50.00 m respectivamente, referidos al nivel actual de terreno. En la figura II.1 se muestra la ubicación de los sondeos de cono eléctrico.

El cono eléctrico empleado (con punta de 60° y diámetro de 3.6 cm) se hincó en el suelo empujándolo con barras de acero de 3.6 cm de diámetro exterior, en cuyo interior se alojó el cable que llevó la señal a la superficie, la que se recibió en un aparato receptor y se transformó en una señal digital, presentándola numéricamente. La fuerza necesaria para el hincado se generó con base en un sistema hidráulico con velocidad de penetración constante de 2 cm/seg. En las figuras II.8 a II.11 aparecen algunas de las herramientas necesarias para la realización de este tipo de sondeo.

SONDEO DE CONO ELECTRICO

OBRA: CONJUNTO PANTITLÁN

LOC.: ESTACIÓN TERMINAL LINEA 9 PROF: 70.00 m

SONDEO: SCE-1 ELEV.: 2227.639 m.s.n.m.

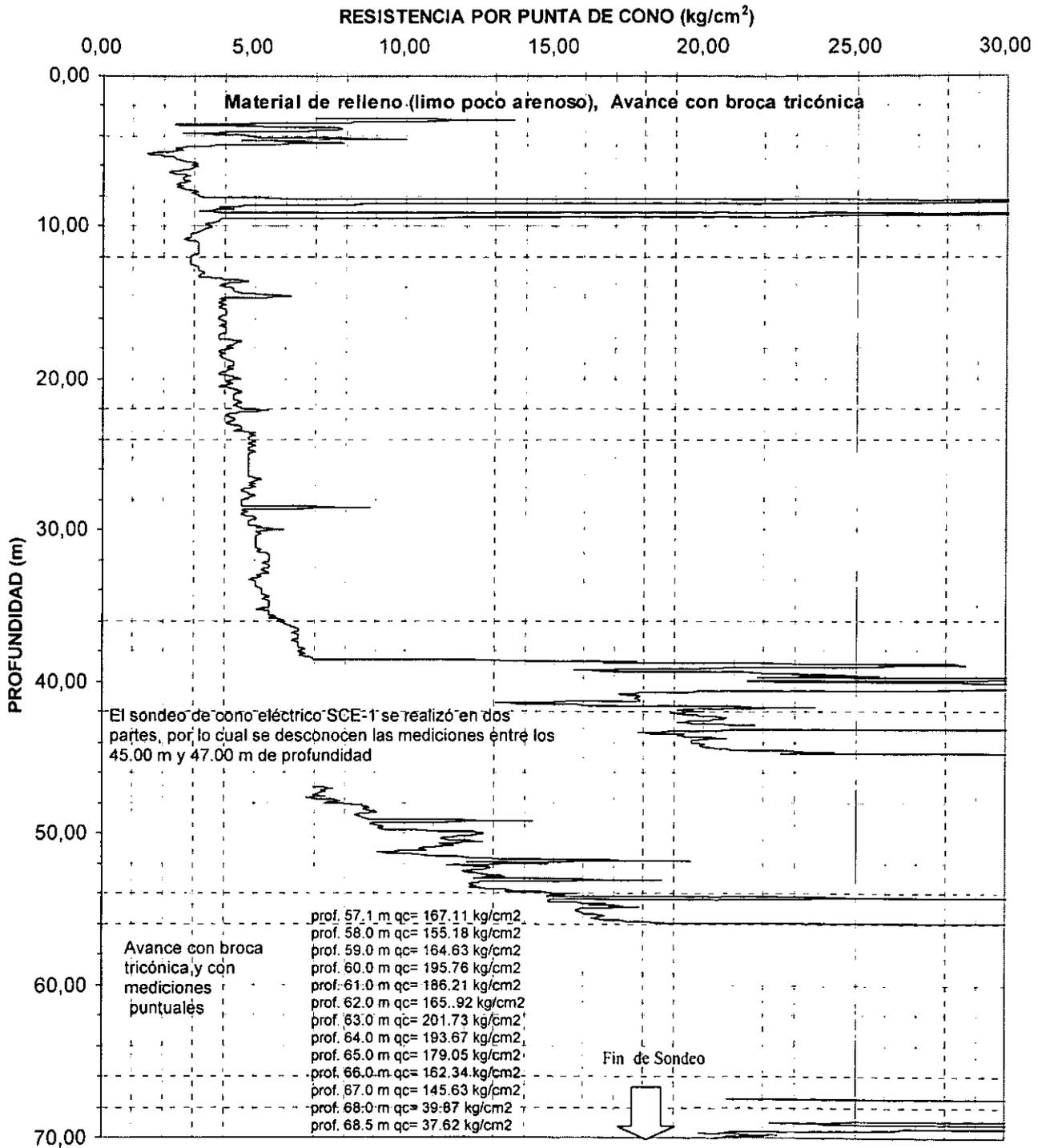


Figura II.6 Sondeo de Cono Eléctrico SCE-1

SONDEO DE CONO ELECTRICO

OBRA: CONJUNTO PANTILÁN

LOC.: ESTACIÓN TERMINAL LÍNEA 9 PROF: 52.00 m

SONDEO: SCE-2 ELEV.: 2229.373 m.s.n.m.

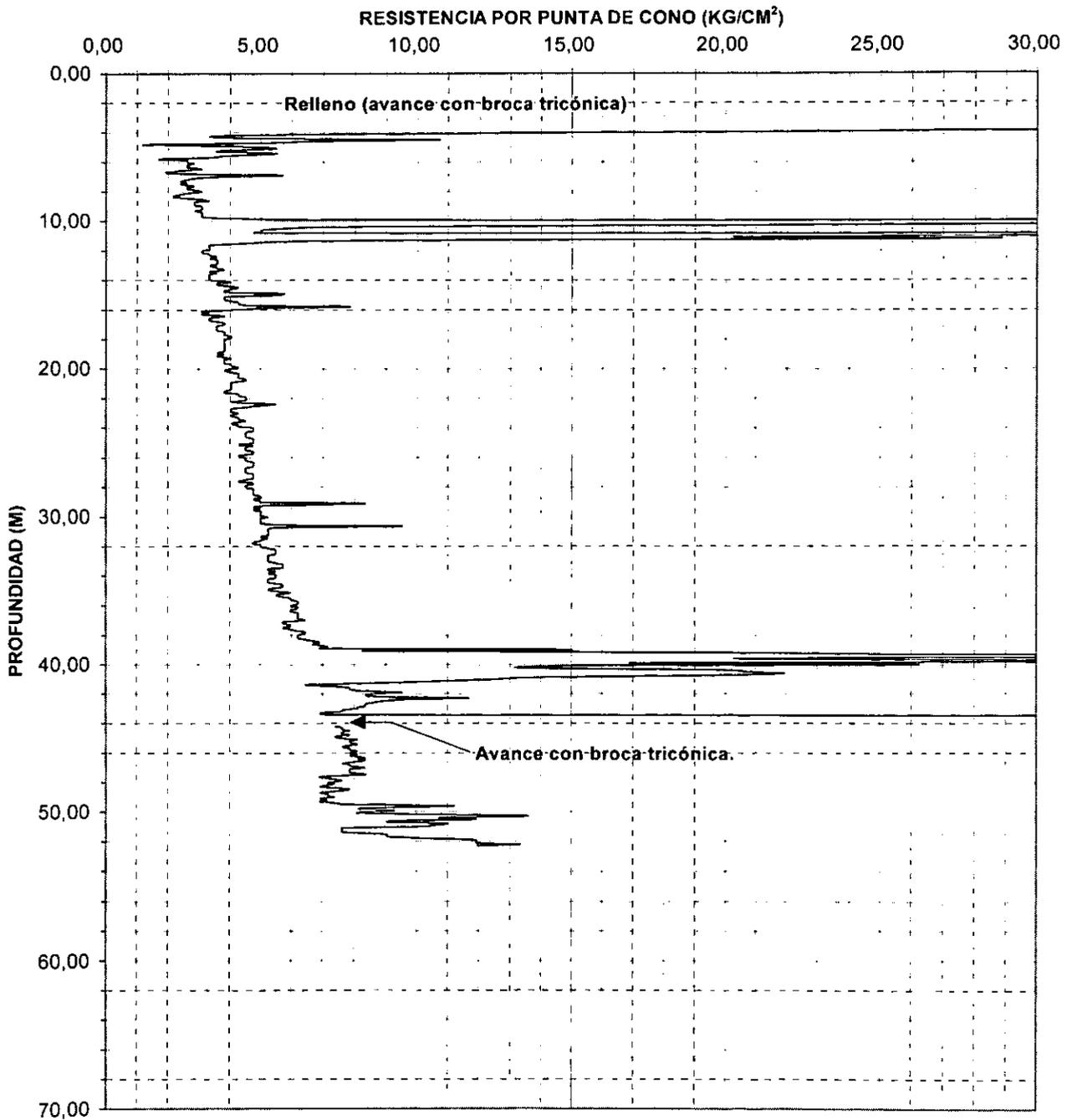


Figura II.7 Sonda de Cono Eléctrico SCE-2

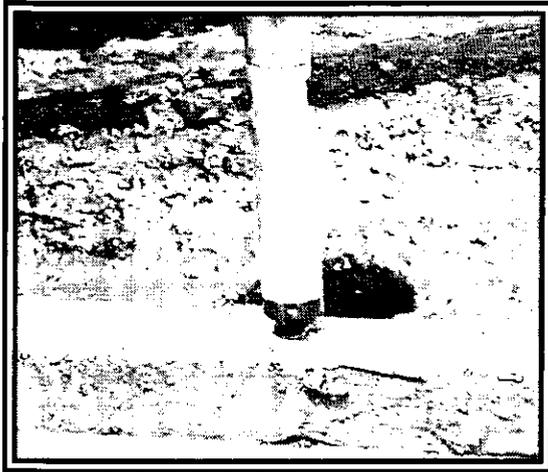


Figura II.8 Cono eléctrico

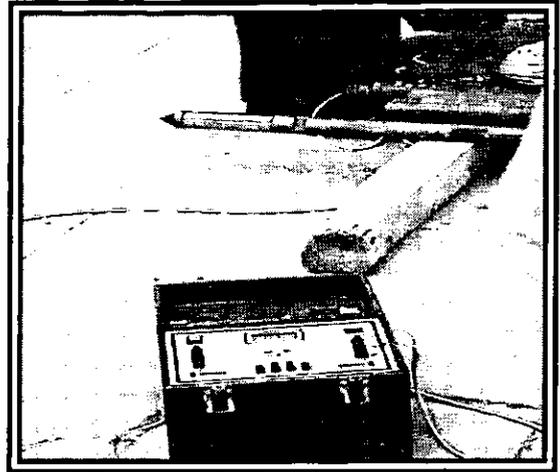


Figura II.9 Consola de lecturas

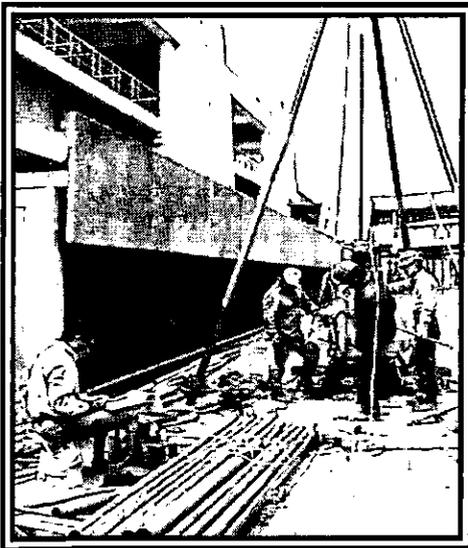


Figura II. 10 Sondeo de cono eléctrico
SCE-1



Figura II.11 Maquinaria utilizada en el
SCE-1

II.1.3 Calas en los cajones de cimentación

Estos trabajos consistieron en realizar ocho perforaciones a las losas de los cajones de cimentación (CE-1 a CE-8), en siete de ellas (la CE-2 a CE-8) se perforó la losa superior, y sólo en una (la CE-1 en la zapata trapezoidal) se perforaron ambas losas. Dentro de estos trabajos también se revisaron 13 registros existentes en las celdas de esta cimentación, el objetivo de la realización de las calas y la revisión de registros fue conocer los niveles de agua existentes en el interior de las celdas de cimentación, además de confirmar tanto la existencia de lastre como el contacto de la losa de fondo con el terreno natural, en la zapata trapezoidal, de acuerdo a planos del proyecto, y por último verificar los espesores de las losas de cimentación. En la Fig. II.12 puede verse la ubicación de las calas, y en la Fig. II.13 la ubicación de las celdas con registros.

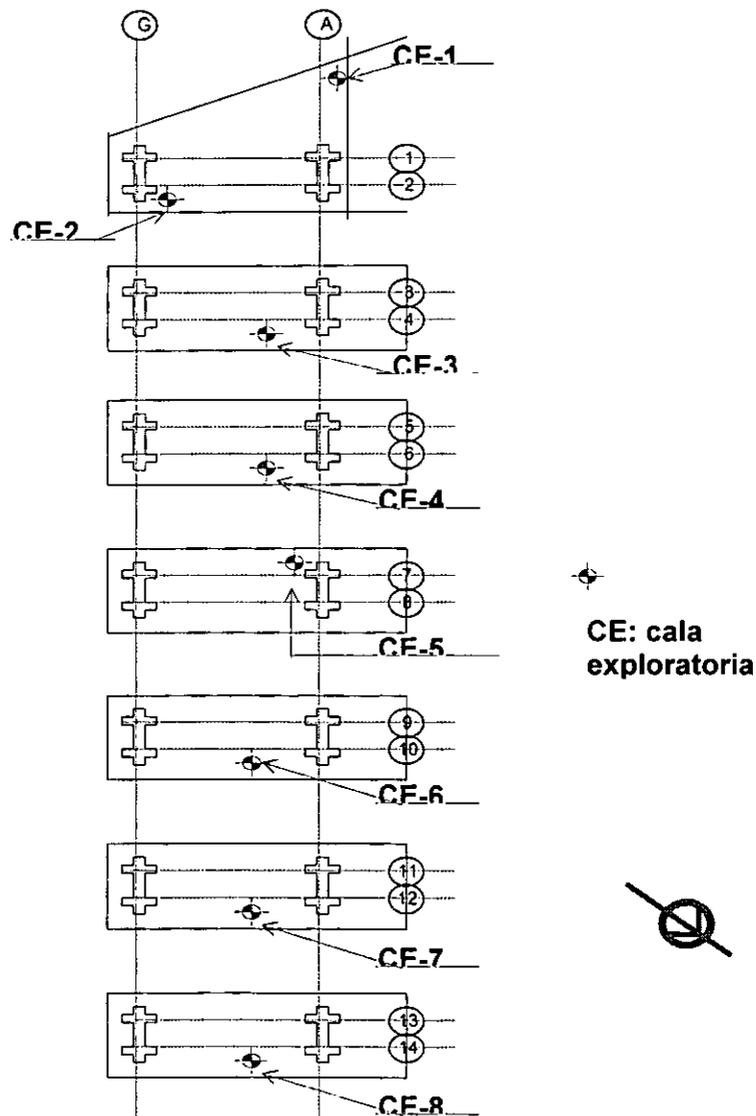


Figura II.12 Ubicación de calas en celdas sin registros de acceso.

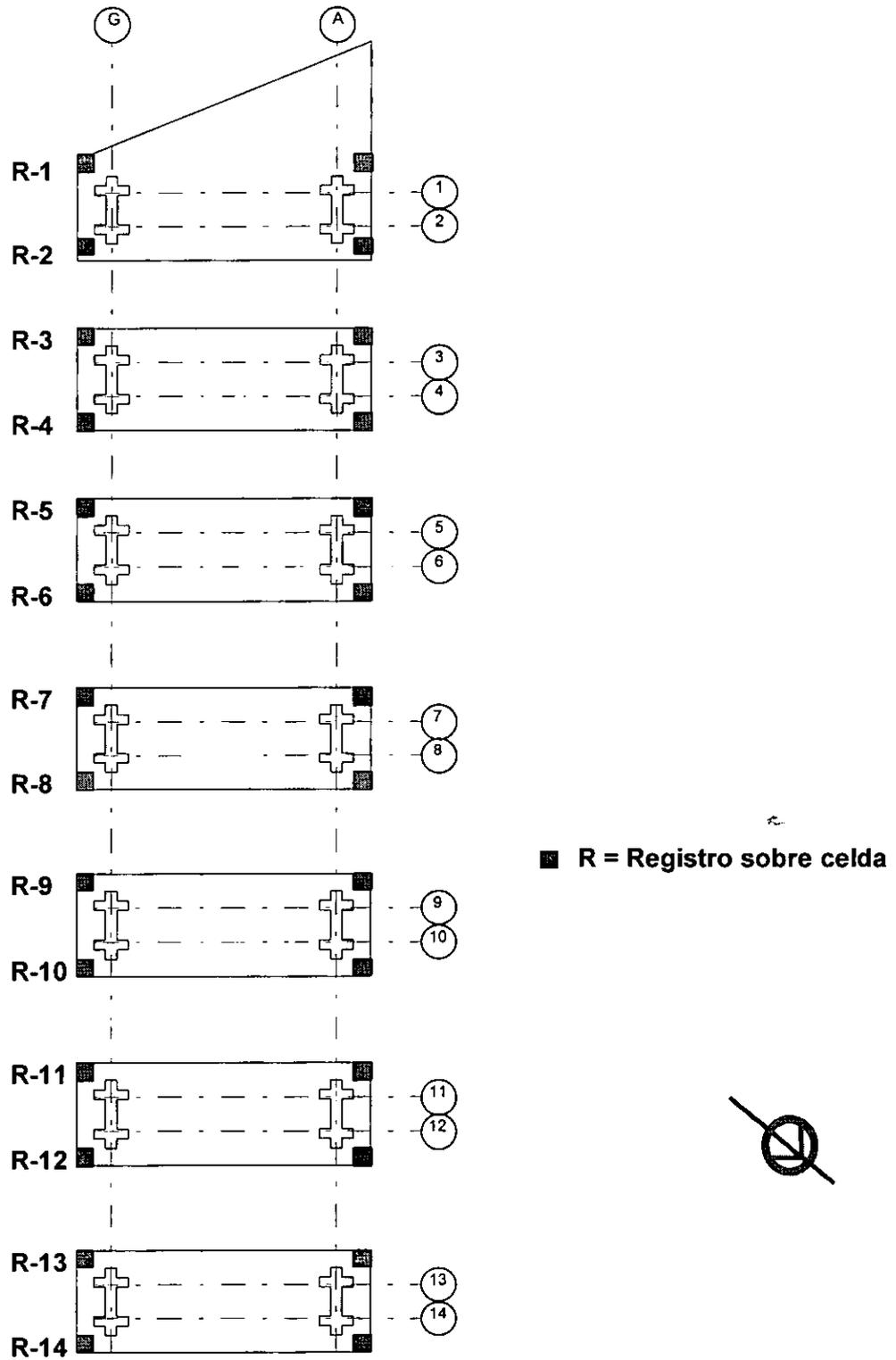


Figura II.13. Ubicación de celdas con registros.

Para perforar las losas de las celdas exploradas se empleó una máquina perforadora para obtener corazones de concreto, (Fig.II.14) siendo necesario, en la CE-1, retirar el agua almacenada para perforar la losa inferior.



Figura II.14 Equipo utilizado en la extracción de corazones de concreto

Después de perforar la losa de fondo correspondiente a la celda ubicada en la cala exploratoria CE-1 (realizada en la zapata trapezoidal), se encontró una separación de 11.0 cm entre la losa y el terreno natural, de los cuales 5.0 cm correspondieron a un tirante de agua ver Fig.II.15. Esta separación confirma que la zapata trapezoidal, no sigue el hundimiento regional (se queda), por lo tanto, este comportamiento es un indicador del excesivo número de pilotes de fricción que tiene la zapata.

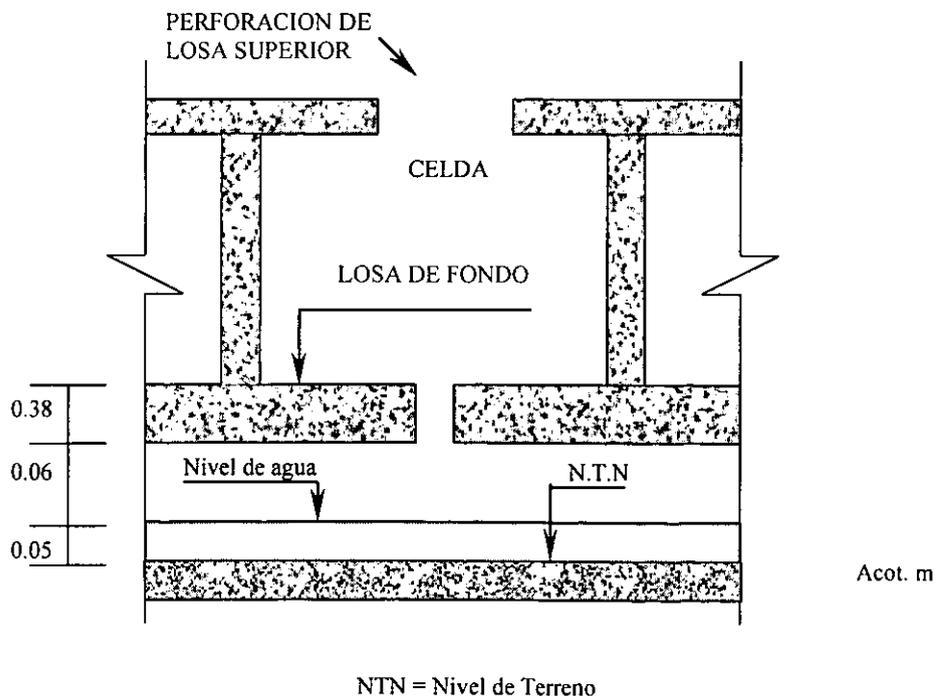


Figura II.15. Separación de losa de fondo con el terreno natural (zapata trapezoidal).

Con base en los resultados de las calas y registros exploratorios, los cuales pueden revisarse en las Tablas II.1 y II.2, se constató la existencia de agua dentro de las celdas; además, se encontró escombros constituido por pedazos de madera y restos de concreto que se presume quedaron atrapados durante el proceso de construcción de la cimentación. En la Fig.II.16 puede verse el detalle de una celda con registro tipo.

Tabla II.1

Tirantes de agua en las celdas exploradas a través de las calas (m)							
CE-1	CE-2	CE-3	CE-4	CE-5	CE-6	CE-7	CE-8
1.44	Lastre	0.93	1.23	0.53	0.94	1.25	1.61

CE= Cala Exploratoria

Tabla II.2 Niveles de agua y azolve en celdas con registro

Celda	Elevaciones de losa de fondo (m.s.n.m.)		Nivel agua H ₁ (m)		Nivel azolve H ₂ (m)		Altura de celda H ₃ (m)		Observaciones	
	Eje G	Eje A	Eje G	Eje A	Eje G	Eje A	Eje G	Eje A	Eje G	Eje A
R-1			-	-	-	-	-	-	En zapata trapezoidal	En zapata trapezoidal
R-2			-	-	-	-	-	-	En zapata trapezoidal	En zapata trapezoidal
R-3			1.03	0.78	0.10	0.15	1.90	1.91	-	-
R-4	2224.100	2224.191	1.19	0.84	0.15	0.20	1.94	1.90	-	-
R-5	2224.066		1.58	-	0.50	-	1.90	-	-	Registro sellado
R-6		2224.134	-	-	-	-	-	-	El acceso está sellado	Registro sellado
R-7	2223.927	-	0.89	-	0.30	-	1.91	-	-	No hay acceso
R-8			-	-	-	-	-	-	No hay registro	No hay acceso
R-9			-	0.82	-	0.15	-	1.90	No hay registro	-
R-10	2223.188	2224.345	-	-	-	-	-	-	Hay un puesto sobre acceso	Registro sellado
R-11			1.78	-	0.40	-	1.90	-	-	Registro sellado
R-12	2224.085	2224.403	1.59	1.16	0.00	0.30	1.83	1.90	-	-
R-13		2224.896	0.87	1.50	0.00	0.40	1.92	1.90	-	-
R-14	2224.081		0.68	-	0.00	-	1.88	-	-	No se encontró

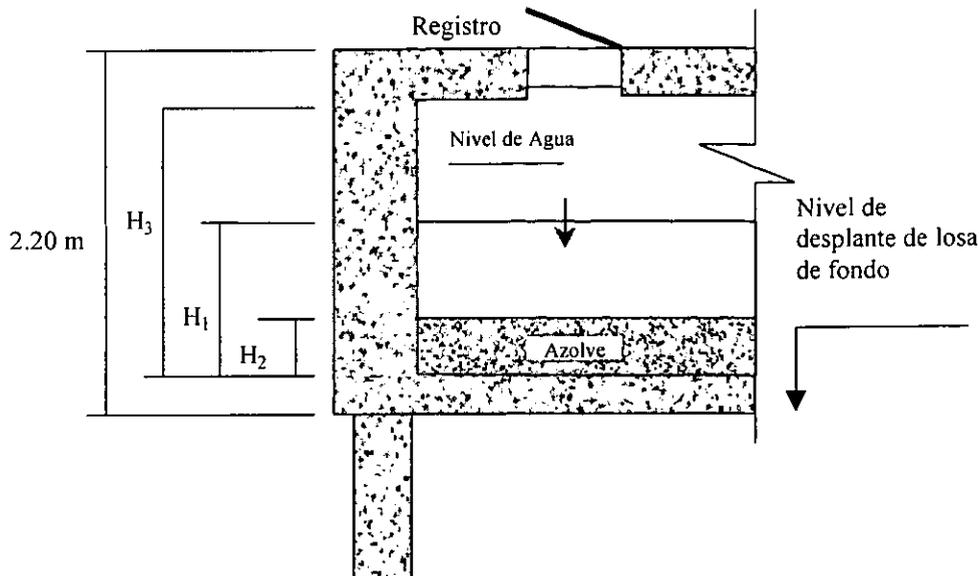


Figura II.16 Detalle de celda con registro tipo

Después de haber revisado los niveles de agua en algunas de las celdas (existen aproximadamente 470 celdas, tirante promedio 1.5 m y geometría en planta promedio de 2.0 *2.0 m), se consideró poco conveniente extraer el agua de las celdas de cimentación ya que su peso (400 ton por zapata aproximadamente) no influye sustancialmente (13% del peso de estructura y subestructura, considerando que las descargas son de 7 ton/m² por zapata) en los hundimientos de la estructura, además de que resultaría muy complicado y antieconómico realizar perforaciones en todas las tapas de cada una de las celdas, sin embargo, es importante mencionar que aunque el tirante existente en las celdas no es considerable, se tomó en cuenta en la revisión de la cimentación como una carga adicional.

Por otro lado, por la variación de los niveles de agua medidos en las diferentes celdas, se concluye que éstas no están interconectadas, además los resultados de las exploraciones y los comentarios emitidos por personal de la STC permiten asegurar, que el agua existente en las celdas con registro, proviene de infiltraciones debidas a las inundaciones que se presentan en algunas zonas de la estación Pantitlán en la época de lluvias, mientras que el agua existente en las celdas sin registro, tiene su origen en la construcción de la estación, ya que quedó atrapada desde entonces.

Para el caso de la cala que se realizó en el área marcada con lastre en el diseño original, se comprobó su existencia.

Gracias a estos trabajos se detectó que los niveles de agua en las celdas de las zapatas de cimentación no corresponden con el Nivel de Aguas Freáticas (NAF).

II.2 INSTALACIÓN DE ESTACIONES PIEZOMÉTRICAS

La finalidad de instalar estaciones piezométricas fue para conocer las condiciones de presión de agua del subsuelo del Conjunto Pantitlán a diferentes profundidades, para posteriormente, determinar el estado de esfuerzos verticales efectivos del sitio en estudio.

Los resultados que se obtienen son de gran utilidad en la revisión de las diferentes cimentaciones actuales, en la evaluación y determinación de la solución geotécnica, permiten conocer las condiciones de flujo de agua y la influencia del procedimiento constructivo de recimentación en la presión de poro actual.

Para el estudio del Conjunto Pantitlán, se instalaron tres estaciones piezométricas, cercanas a la estación de la Línea 9; compuestas cada una de éstas, por tres piezómetros, dos fueron abiertos y uno neumático. Las condiciones de presión del agua se obtuvieron de manera confiable con piezómetros abiertos, instalados en los estratos permeables y piezómetros neumáticos instalados en estratos arcillosos. En la figura II.1 se muestra la ubicación de las estaciones piezométricas instaladas.

La profundidad a la que se instalaron los piezómetros es la siguiente:

a) Abiertos:

- Estación piezométrica 1 (EP-1): 9.4 y 40.0 m
- Estación piezométrica 2 (EP-2): 9.1 y 39.0 m
- Estación piezométrica 3 (EP-3): 10.0 y 65.0 m

b) Neumáticos:

- Estación piezométrica 1 (EP-1): 30.5 m
- Estación piezométrica 2 (EP-2): 34.0 m
- Estación piezométrica 3 (EP-3): 25.25 m

II.2.1 Piezómetros Abiertos

En el caso de los piezómetros abiertos la presión de poro se determinó midiendo el nivel del agua que se establece en un tubo vertical que tiene en su extremo inferior un bulbo permeable.

Los piezómetros abiertos constan de un tubo vertical, usualmente de PVC o metálico de 0.5 pulgadas de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su parte inferior. La celda también es un tubo de PVC de 1.5 pulgadas de diámetro y 30 cm de altura con ranuras horizontales de 1 mm que permiten el paso del agua.

Los piezómetros se instalaron en perforaciones verticales, cuidando que la celda permeable se mantuviera libre de lodo y que quedará rodeada de un filtro de grava

limpia. En las figuras II.17 y II.18 pueden verse fotos de la instalación de este tipo de piezómetros.

El procedimiento de instalación consistió de las siguientes etapas:

1. Se perforó el suelo con un diámetro de 3 pulgadas hasta una profundidad de 60cm por debajo de la instalación del piezómetro. Se empleó agua como fluido de perforación.
2. Simultáneamente a lo anterior se ensambló el piezómetro con la longitud total del tubo vertical (10, 40 y 65 m aproximadamente), para permitir que el cemento de los coples tuviera tiempo suficiente para endurecer.
3. Se vació grava bien graduada en el pozo, controlando su volumen.
4. Se colocó el piezómetro dentro del pozo comprobando que quedara bien asentado en la grava. Esta operación se hizo aprovechando la flexibilidad de la tubería de PVC de 0.5 pulgadas de diámetro. Se colocó un tapón superior débilmente cementado con una pequeña perforación para que el aire entrampado tuviera salida.
5. Se agregó bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen.
6. Por último se rellenó el pozo con lodo arcilloso.

En la parte superior se instaló un registro de protección. Para cada tubo se identificó la profundidad de cada piezómetro y se registró el nivel de referencia correspondiente.

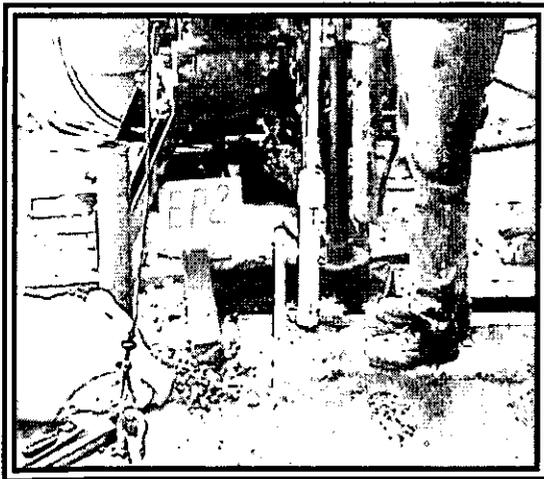


Figura II.17 Piezómetros abiertos antes y después de la instalación

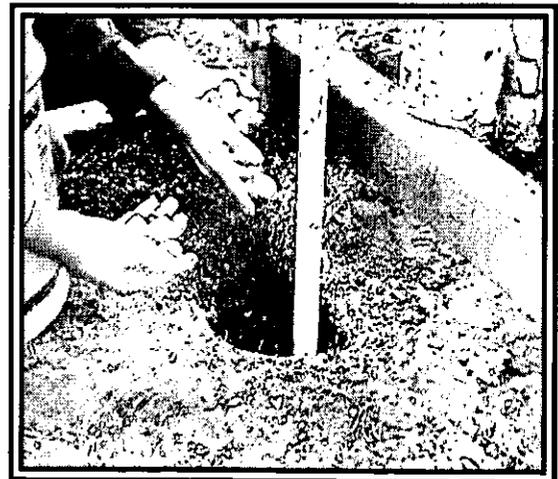


Figura II.18 Colocación del sello con bolitas de bentonita

El nivel de agua dentro del tubo vertical se determinó con una sonda eléctrica integrada por un cable eléctrico dúplex flexible y un medidor de resistencias (óhmetro); la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los dos alambres conductores puedan hacer contacto con la pared interior del tubo, tiene también un lastre metálico para tensar el cable y asegurarse de la precisión de la medición. Una vez que los conductores tocan la superficie del agua cierran el circuito y el óhmetro lo registra; la precisión de la medición es ± 1.0 cm de columna de agua. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia instalado junto al piezómetro.

II.2.2 Piezómetros Neumáticos

Este piezómetro mide la presión de poro a cierta profundidad midiendo directamente la presión del agua sobre una membrana o diafragma. Debido a que el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido el tiempo de respuesta es corto, sin embargo, en estratos impermeables su respuesta es lenta. Estos piezómetros son adecuados para detectar los cambios de presión de poro provocados a consecuencia de un proceso constructivo. En las figuras II.19 y II.20 se muestran los piezómetros neumáticos utilizados.

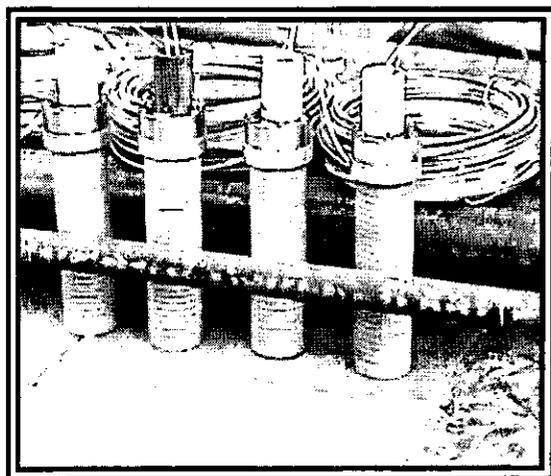


Figura II.19 Piezómetros neumáticos

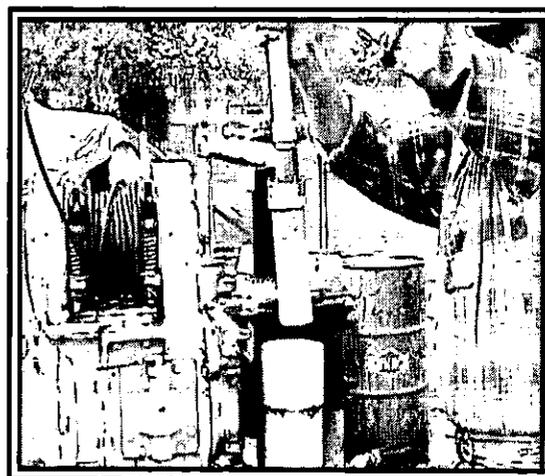


Figura II.20 Instalación de piezómetros neumáticos

El piezómetro neumático consta de un sensor que está formado por dos piezas cilíndricas de acero inoxidable unidas con 6 tornillos de $\frac{1}{4}$ de pulgada de diámetro, ambas piezas presionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.002 pulgadas de espesor. Por debajo de la membrana se encuentra el bulbo

perimetral de PVC y la piedra porosa fina, por arriba están los dos aro-sellos, el exterior que sella herméticamente a la membrana y el interior, más pequeño, que sirve para controlar la operación del aire a presión.

Complementan este aparato las dos líneas de tubo flexible polyflo una para introducir el aire a presión y la otra de salida, finalmente, un extremo de tubería de PVC de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, en cuyo extremo inferior queda fijo el piezómetro neumático.

Las etapas de instalación son similares a las descritas para los piezómetros abiertos con el cuidado adicional de proteger con tapones los tubos Polyflo, de entrada y salida del aire, debe también identificarse el extremo superior de cada línea.

Los piezómetros neumáticos se instalaron en estratos arcillosos lo que hace que el tiempo de respuesta sea más lento. La protección en la parte superficial consistió en dejar alojados la entrada y salida del aire en un registro de protección. Los tubos quedaron identificados con una etiqueta donde se indicó la profundidad de cada bulbo y la entrada y salida del aire.

Estos piezómetros deben calibrarse antes de ser instalados a una presión del doble de la operación, para lo cual se introducen en una cámara hermética llena de agua a presión; dicha cámara tiene dos orificios para el paso de los tubos Polyflo que conducen el agua. La calibración consiste en aplicar una presión conocida al agua y medir la correspondiente en el piezómetro.

La precisión de la calibración está condicionada a las sensibilidades de la membrana y del sistema de medición.

La presión que ejerce el agua en la membrana se determina equilibrándola con aire, valiéndose de un sistema de aire a presión controlada, identificando usualmente como consola de medición. Las etapas de medición son las siguientes:

1. Se conectaran los tubos de entrada y salida del piezómetro a la consola de medición.
2. Se cierra el regulador de presión y la válvula de purga y se abren las válvulas de paso y del tanque.
3. Se abre gradualmente el regulador, observando la presión registrada en el manómetro de 4 kg/cm², cuyo valor es de 0.5 kg/cm² (5 m columna de agua). A continuación se abre la válvula del manómetro de mercurio y se mide con una precisión de 1 mm.
4. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia superficial instalado junto al piezómetro.

Una vez estabilizados los niveles de agua de las celdas que constituyen una estación piezométrica y conociendo la variación con la profundidad de los esfuerzos totales, se puede determinar la variación de los esfuerzos efectivos.

Cabe señalar que los niveles piezométricos pueden variar a consecuencia de: a) bombeo profundo b) recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias, c) bombeos superficiales por excavaciones superficiales y d) por la aplicación de sobrecargas superficiales.

En la figura A.II.1 del apéndice A pueden verse las gráficas de las mediciones piezométricas en la EP-1, EP-2 y EP-3, obtenidas en un periodo de cinco meses de observación, para cada uno de los piezómetros abiertos y neumáticos, y en la figura A.II.2 del mismo apéndice, se muestran tres gráficas comparativas de la presión hidrostática con la presión medida, en las tres estaciones piezométricas.

Las observaciones se realizaron con una frecuencia variable y durante un periodo de cinco meses.

II.3 NIVELACIONES TOPOGRÁFICAS

Las nivelaciones son sin duda, un elemento primordial que ayuda a comprender el comportamiento real de las estructuras, ya que éstas, cuantifican los desplazamientos ocurridos en un intervalo de tiempo. Con el fin de contar con un punto de referencia fijo, en el estudio del Conjunto Pantitlán, se decidió instalar un banco de nivel profundo (BNP), el cual ayudará a determinar, tanto los desplazamientos verticales que tengan lugar durante la vida útil de las diferentes estructuras, como las velocidades de hundimiento regional de la zona. En la figura II.1 puede verse la ubicación del banco de nivel profundo.

II.3.1 Instalación del Banco de Nivel Profundo

El banco de nivel profundo es un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que ocurren en la superficie del terreno y sirve de referencia confiable para la medición de desplazamientos verticales que las estructuras experimentan durante su vida útil.

La instalación del banco de nivel profundo consistió en la colocación de un tubo rígido adosado a un muerto de concreto con carcasa metálica apoyado en el fondo de una perforación previa. El tubo rígido se protegió con una camisa deformable de mayor diámetro la cual absorberá las deformaciones del suelo circundante. En la figura II.21 se muestra un croquis de la instalación.

El banco se instaló a 70.50 m de profundidad respecto al nivel de terreno natural. Para asegurar que su instalación se hiciera en los depósitos profundos, a partir de 68.80 m de profundidad se hicieron ensayos de penetración estándar (SPT) con lo que se obtuvieron los siguientes datos.

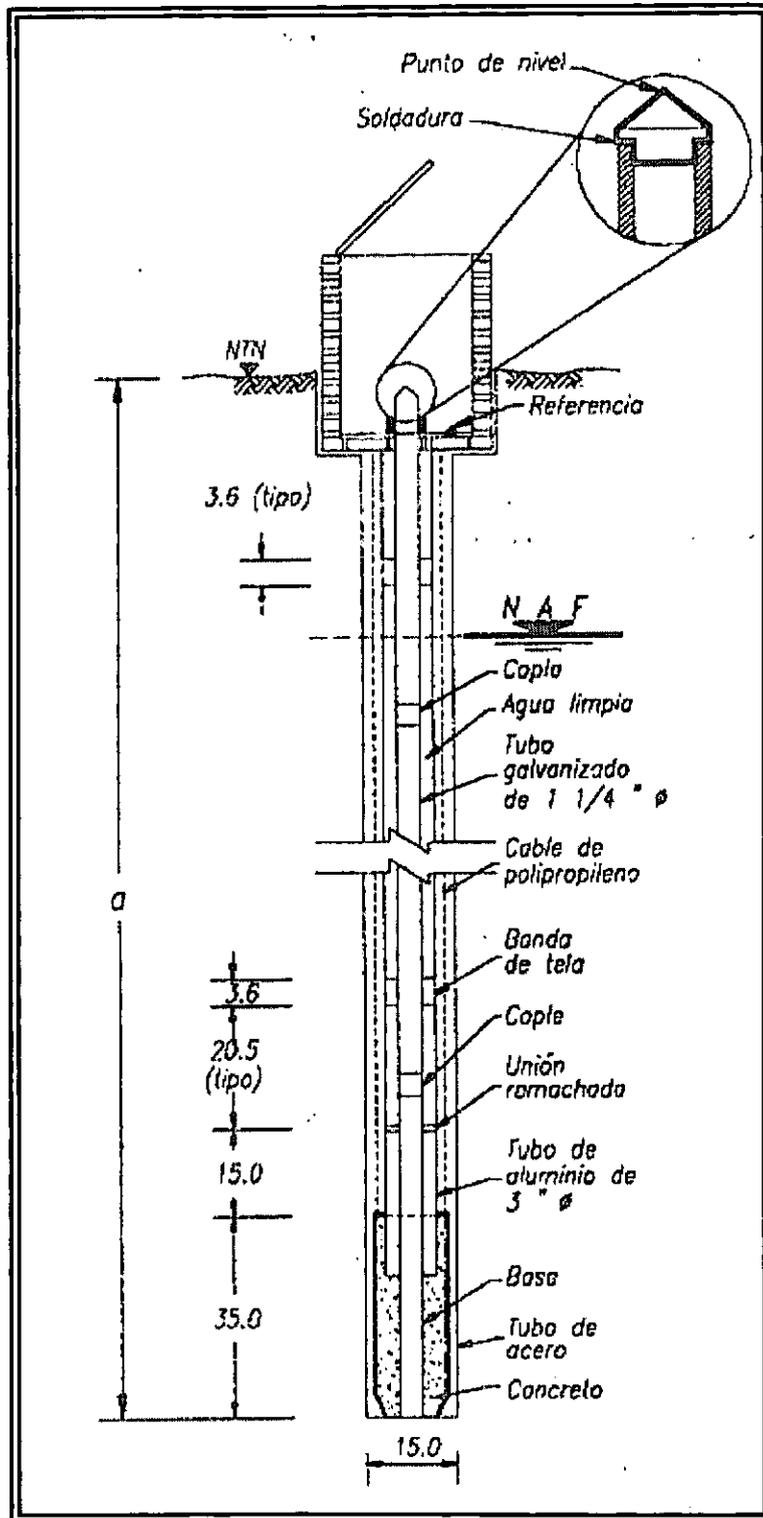


Figura II.21 Croquis de instalación del Banco de Nivel Profundo

Tabla II.3 Resultados de las pruebas de penetración estándar en depósitos profundos

Profundidad (m)	Número de golpes	Suma en los 30 cm centrales	Descripción del material
38.80 – 69.40	9 – 12 – 14 - 22	26	Limo con ceniza volcánica, color gris claro
69.40 – 70.00	11 - 14 – 18 – 18	32	Limo con ceniza volcánica, café olivo claro
70.00 – 70.50	19- 20 – 45 - 50/2	65	Limo con ceniza volcánica, café olivo claro

Con estos resultados se estima que el banco sí fue instalado en un estrato duro de los depósitos profundos por lo que no tendrá desplazamientos verticales por peso propio y sólo responderá a los hundimientos regionales que sucedan en los estratos que le subyacen.

Después de instalar la longitud completa de la tubería, en el extremo superior del tubo rígido se colocó una punta metálica que servirá como referencia fija. Adicionalmente se colocó otra punta metálica en el fondo del registro que servirá como referencia para los hundimientos superficiales de la zona.

Finalmente se construyó un registro de protección con tapa metálica que quedó por arriba del nivel del terreno natural. En las figuras II.22 a II.27 se muestran fotografías de la secuencia de instalación.

Se realizaron nivelaciones periódicas que permitieron determinar un hundimiento regional promedio en la zona de influencia del Conjunto Pantitlán de 17 cm/año. La cota asignada al Banco de Nivel Profundo (2227.911 m.s.n.m.) tuvo como referencia la elevación del banco del Peñón de los Baños.



Figura II. 22 Muerto del Banco de Nivel Profundo

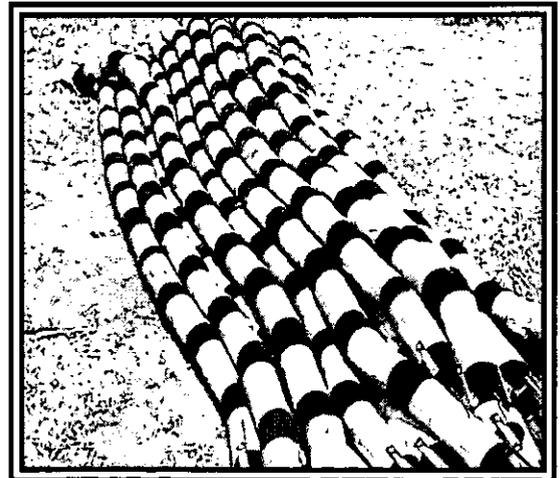


Figura II.23 Calcetín deformable del BNP

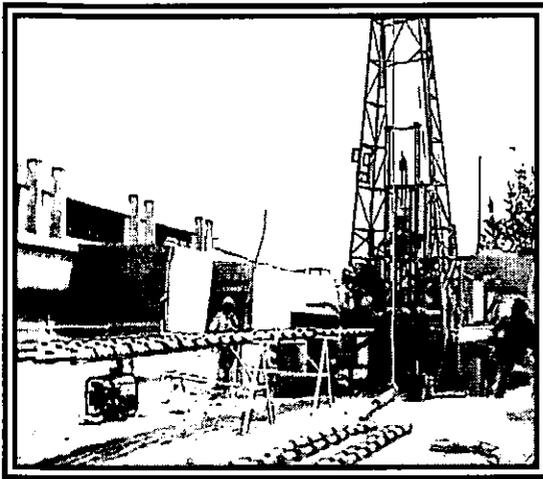


Figura II.24 Proceso de instalación del BNP

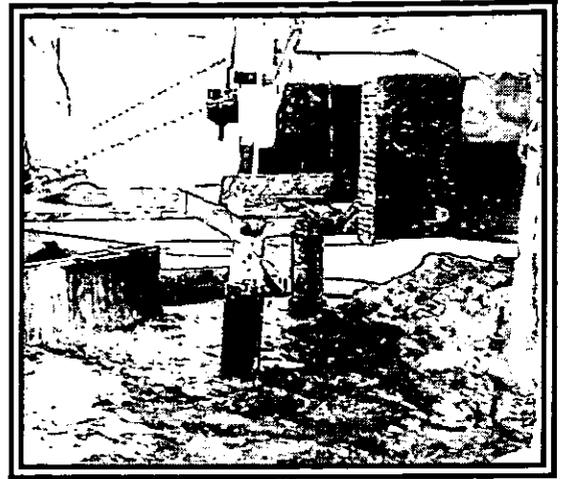


Figura II.25 Instalación del muerto del BNP



Figura II.26 Ensamble del calcetín del BNP

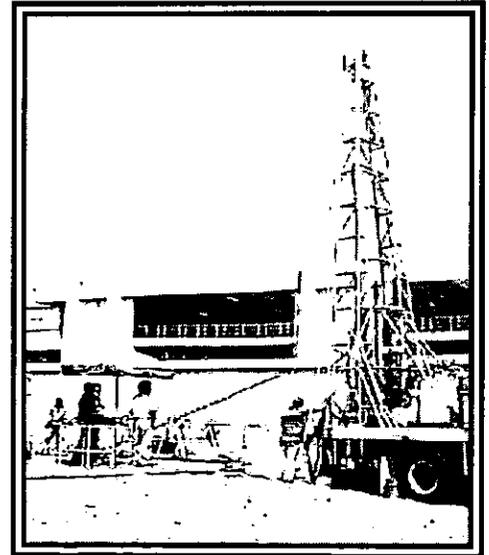


Figura II.27 Panorámica de la instalación del BNP

II.3.2 Control topográfico horizontal del Conjunto Pantitlán

Con el fin de conocer la ubicación y distribución de las estructuras en el conjunto Pantitlán y tener como marco de referencia para la colocación de los puntos de control vertical, se realizó un levantamiento topográfico, cuya precisión proporcionó la confianza necesaria para poder contar con información para realizar los estudios geotécnicos y estructurales. Dicho levantamiento comprendió un conjunto de operaciones mediante las cuales se ubicaron vértices fijos con sus coordenadas x, y, z, a los que se refirieron los puntos que conforman las estructuras de la línea del Metro en sus tres dimensiones, así como las vialidades y otros elementos que constituyen el Conjunto Pantitlán.

Para realizar el control horizontal, primero se localizaron dos puntos, el V2 sobre el camellón de la Av. Río Churubusco, en su cruce con la calle Guadalupe y el V3, ubicado sobre el camellón de la Av. Río Churubusco en su intersección con la Avenida Talleres Gráficos, que conformaron la línea base y en los cuales se efectuarían las observaciones desde los satélites NAVSTAR, para dar posicionamiento y orientación geodésica a la base. Además se localizaron 13 puntos para la poligonal de apoyo y 5 puntos de control adicionales.

El trazo de la poligonal permitió ubicar puntos físicos sobre el terreno, a fin de conformar la poligonal envolvente, para que a partir de ésta, propagar el control horizontal en la zona de trabajo. La poligonal que se estableció fue de tipo cerrada, el trazo empezó en la estación V1, con vista atrás a V13 y adelante a la estación V2 y continuando con la estación V3, que es la línea base, continuando con las estaciones V4, V5, V6, V7, V8, V9, V10, V11, V12, y cerrando en la estación V13, viendo atrás a V12 y adelante a V1 (ver Fig. II.28).

Posteriormente se realizó un levantamiento de detalle, el objetivo fue conocer con exactitud la zona en que se ubica el Conjunto Pantitlán. Apoyándose en los vértices de la poligonal principal, se procedió al levantamiento por radiaciones de las instalaciones del Conjunto Pantitlán, así como de las esquinas de paramentos, los quiebres de estos mismos y las guarniciones que servirán para conformar la planimetría antes mencionada. El resultado de los trabajos de planimetría dio como resultado el plano de ubicación de estructuras del Conjunto Pantitlán que se muestra en la figura C.II.1 del apéndice C.

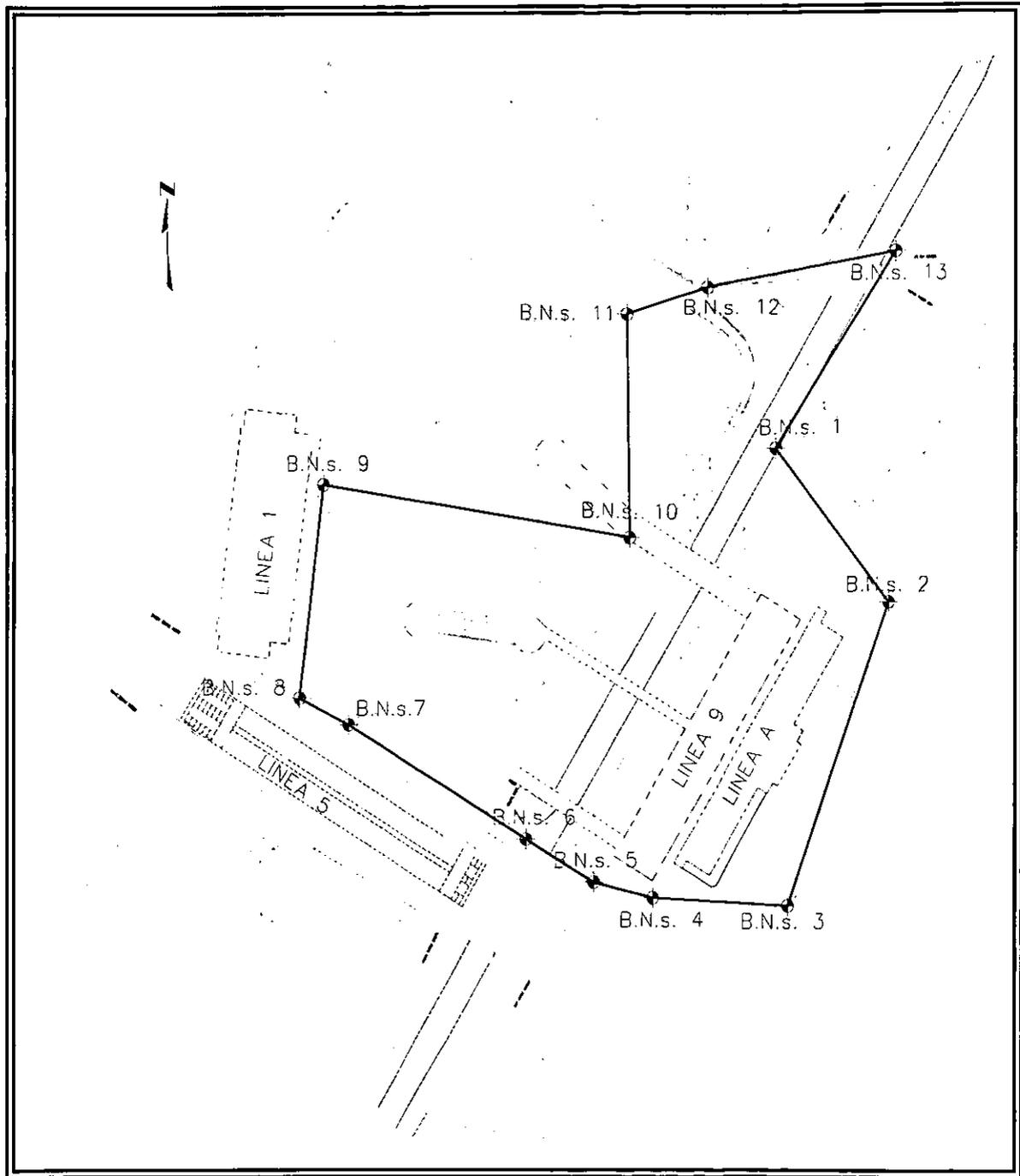


Figura II.28 Bancos de nivel superficial (vértices de la poligonal principal)

II.3.3 Control topográfico vertical de la Línea 9

El control vertical implica conocer la magnitud del movimiento de la zona a partir de un banco de nivel profundo, y al mismo tiempo se requiere conocer el movimiento de la estructura con respecto a un banco de nivel superficial colocado fuera de la influencia del peso de dicha estructura. El objetivo principal de este control es determinar los movimientos diferenciales verticales tanto en valor absoluto como relativo.

Para establecer un control vertical permanente y vigilar posteriormente los movimientos de las estructuras que componen la estación Pantitlán de la línea 9, se propuso el establecimiento de una Red de Bancos de Nivel para que sirvieran de apoyo en la propagación del control vertical a la línea base. Estos bancos de la red ocuparon los mismos puntos que se utilizaron para la poligonal de apoyo y se muestran en la figura II.28.

Así mismo, para poder referir el hundimiento de las estructuras y zonas inmediatas a un banco de nivel, se colocaron estratégicamente dos Bancos de Nivel, fuera de la zona de influencia del conjunto Pantitlán, sobre las aceras norte y sur de la Calle Guadalupe, a los cuales se les denominó BN1 y BN2 (Banco de Nivel Norte 1 y Banco de Nivel sur 2).

Estos bancos de nivel, con cota fija de 2228.227m sobre el nivel medio del mar (NMM), ayudaron a conocer el hundimiento regional, para lo cual fue necesario efectuar controles periódicos de su hundimiento desde un banco de nivel que se consideró estable, ubicado en el "Cerro del Peñón de los Baños" al costado de norte del "Aeropuerto Internacional Benito Juárez".

El procedimiento que se utilizó es el denominado método semipreciso de nivelación, consistente en la lectura de los tres hilos sobre el estadal. Este método tiene las ventajas de proporcionar: comprobaciones que evitan errores en las lecturas de estadia; mayor precisión porque se dispone de los promedios de tres lecturas, pudiéndose decir que en una misma puesta de equaltímetro se están realizando tres nivelaciones simultáneamente, al promedio de éstas, se le denomina lectura verdadera, también se obtienen lecturas de estadia que nos sirven para determinar la longitud de las visuales. Finalmente con estas longitudes de las visuales se obtiene la longitud del recorrido total que nos sirve para darle valor a la "K" que forma parte de la fórmula de la tolerancia en las nivelaciones.

Los bancos de nivel que conforman la Red de Nivelación, estuvieron siendo observados mensualmente en su comportamiento desde el Banco de Nivel Norte 1 (BN1) de la calle Guadalupe. El BN1 fue colocado aproximadamente a 200 m. fuera de la zona de Pantitlán

Con el procedimiento de nivelación semiprecisa antes descrito, se realizó la nivelación a partir del Banco del Peñón de los Baños, para asignar elevación al Banco de nivel profundo que se instaló dentro del Conjunto Pantitlán, a un costado de la estación de la línea 9.

De la interpretación de las nivelaciones se concluye que la estructura de la estación Pantitlán de la Línea 9, a lo largo de su eje longitudinal, se observa un hundimiento en la zona central y norte, con magnitudes menores acentuadas en la porción norte y que en los meses posteriores a los sismos de junio (año 1999) se observa una variación para después mantenerse sin cambios importantes. En la cabecera Sur de la estación se observa una emersión que alcanza los 10 mm y que aparentemente provoca un menor hundimiento al siguiente apoyo de la estación, además de ser la causa principal de los problemas estructurales en la estación.

Analizando transversalmente la estructura de la Estación, podemos observar que el eje G (lado poniente de la estación colindante con el cajón del río Churubusco) presenta una magnitud menor en su hundimiento respecto al eje A (lado oriente de la estación colindante con Línea A), lo cual provoca un giro en la Estación. En la figura A.II.3 del apéndice A, pueden verse las gráficas de las nivelaciones.

II.3.4 Nivelación en zapata trapezoidal

Para definir la condición actual en cuanto a los movimientos diferenciales de la zapata trapezoidal se ubicaron seis puntos sobre el nivel de azotea y el lecho bajo de la losa del nivel andén (Fig. II.29), la nivelación permitió determinar la diferencia vertical entre dichos puntos, lo anterior resultó importante para el análisis del enderezado de la zapata. Esta nivelación se realizó tomando como base el banco de nivel profundo.

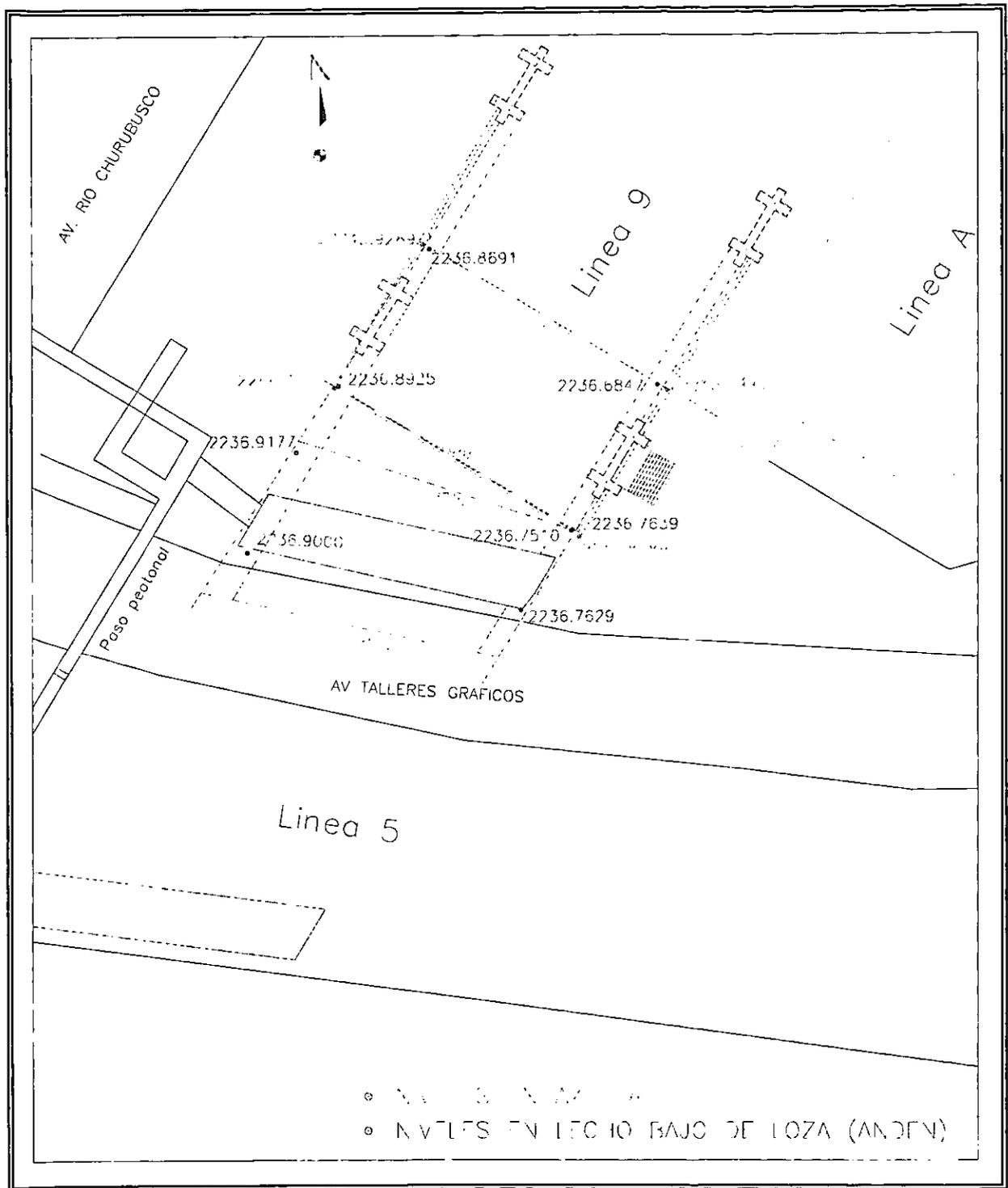


Figura II.29 Nivelaciones en zapata trapezoidal

III. TRABAJOS DE LABORATORIO

III.1 PRUEBAS DE LABORATORIO.

En este capítulo se describen los trabajos de laboratorio realizados en el Conjunto Pantitlán a partir de las muestras inalteradas de los sondeos mixtos SM-1, SM-2 y SM-3, cercanos a la Estación Terminal de la Línea 9.

Estos trabajos se realizaron para determinar las propiedades índice, de resistencia y de deformabilidad, así como las características de compresibilidad que caracterizan el subsuelo del Conjunto Pantitlán, además de obtener los parámetros de resistencia al corte y los módulos de deformación en las muestras inalteradas, necesarios para el diseño geotécnico.

En todas las muestras obtenidas de los sondeos, se realizó la clasificación visual y al tacto, el contenido natural de agua (w%) y en algunas muestras los límites de consistencia (LL, LP e IP).

Para las muestras inalteradas, se realizaron los siguientes ensayos:

1. Determinación del porcentaje de material fino.
2. Densidad de Sólidos.
3. Resistencia a la compresión simple
4. Prueba Triaxial rápida no drenada no confinada (UU)
5. Consolidación unidimensional.
6. Pruebas de péndulo de torsión.

Las pruebas de laboratorio realizadas en las muestras de suelo obtenidas de los sondeos mixtos, las podemos clasificar en tres grandes grupos: Pruebas Índice, Pruebas Mecánicas Estáticas y Pruebas Mecánicas Dinámicas.

III.1.1. Pruebas Índice

Para realizar un estudio Geotécnico, uno de los primeros pasos es identificar el tipo de suelo que se tiene en el sitio; para lo cual es necesario determinar algunas características o propiedades de éste. Dichas propiedades son denominadas índice (son indicativas). En el caso de los suelos gruesos (arenas y gravas) la propiedad índice seleccionada, por tener una influencia mayor en el comportamiento mecánico de este tipo de suelos, es la granulometría; que se refiere a la distribución de los tamaños de las partículas sólidas del suelo.

Para los suelos finos la característica que se considera más importante en la clasificación de ellos es el contenido de agua o humedad. Según Atterberg, el suelo fino remoldeado tiene los siguientes estados de consistencia al variar su contenido de agua:

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

Atterberg marcó las fronteras de los cinco estados en que pueden presentarse los materiales muy finos; para ello estableció los siguientes límites: líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el plástico y el semisólido; el tercero separa el estado sólido del semisólido.

El límite líquido (LL) es el contenido de agua que debe tener un suelo remoldeado para que una muestra en que se haya practicado una ranura de dimensiones normalizadas se cierre, sin resbalar en su apoyo, al someterla a un impacto de 25 golpes bien definidos. En la figura III.1 se muestra el equipo utilizado para la realización de la prueba en laboratorio.

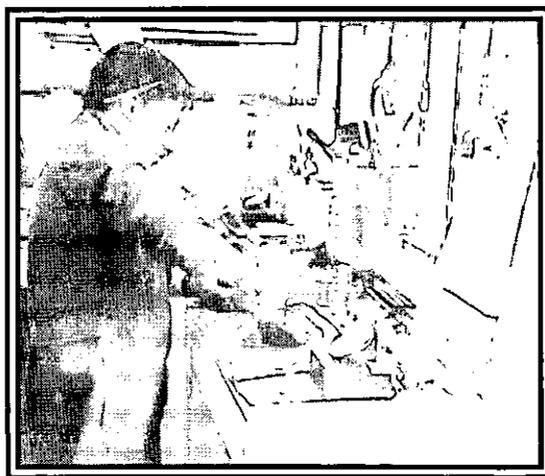


Figura III. 1 Remoldeado de la muestra

El límite plástico (LP) es el contenido de agua con que se rompe en fragmentos de tamaño definido un rollo de 3.2 mm (1/8") de diámetro formado con el suelo al rodarlo, con la palma de la mano, sobre una superficie plana.

El límite de contracción (LC) es el contenido de agua, en porcentaje, en el cual el cambio de volumen de la muestra de suelo cesa.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico se llama índice de plasticidad y mide el intervalo de contenido de agua en el cual es suelo es plástico.

Las pruebas índice sirven para conocer el límite líquido y límite plástico y con éstos conocer el índice de plasticidad para finalmente clasificar el suelo de acuerdo al SUCS. Los detalles acerca de la ejecución de las pruebas pueden verse en la referencia 11.

III.1.2. Pruebas Mecánicas Estáticas.

Este tipo de pruebas sirven para determinar las características esfuerzo – deformación del suelo, es decir, permiten determinar la resistencia al esfuerzo cortante y los parámetros de compresibilidad y consolidación de los estratos de suelo compresibles.

Para determinar estas características mecánicas del suelo, las pruebas más comúnmente empleadas son las pruebas de compresión triaxiales de resistencia al esfuerzo cortante y las pruebas de consolidación unidimensional.

Las pruebas de compresión triaxial permiten determinar las características de esfuerzo deformación y de resistencia de los suelos. En teoría, son pruebas en que se pueden variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, protegidas mediante una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética de lucita. El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se trasmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara. La figura III.2 muestra la realización de la prueba.



Figura III. 2a Labrado de probeta

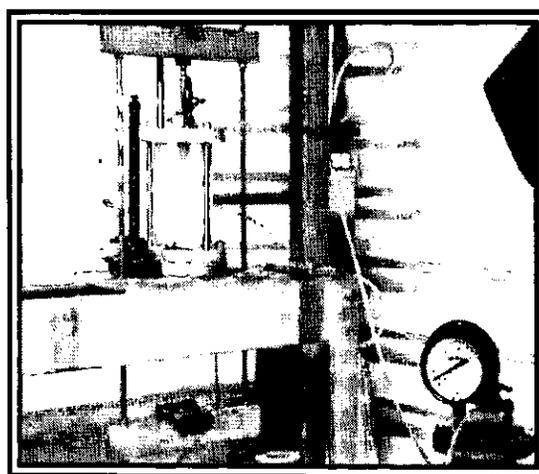


Figura III.2b Realización del ensayo triaxial

Las Pruebas Triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara, durante esta puede permitirse o no el drenaje de la muestra. En la segunda etapa, la muestra se sujeta a esfuerzos desviadores variando la presión que comunica el vástago. Esta segunda etapa puede ser también drenada o no.

Las pruebas de compresión efectuadas para este estudio fueron la Prueba Triaxial Rápida o Prueba Triaxial no confinada no drenada, debido a que el suelo que subyace a la estación, es arcilloso con baja permeabilidad (2.497×10^{-7} cm/s) por lo tanto la falla se presentaría a volumen constante. En la prueba triaxial rápida no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra, por lo que la válvula permanece cerrada impidiendo el drenaje. Se aplica al espécimen una presión hidrostática y de inmediato se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de carga axial.

También se realizaron pruebas de compresión simple, éstas no son realmente triaxiales y no se clasifican como tal, pero en muchos aspectos se parecen a una prueba rápida. Los esfuerzos exteriores al principio de la prueba son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares. Los parámetros de expansión se obtuvieron de pruebas de compresión simple efectuando un ciclo de carga y descarga. En la tabla III.2 se presenta, en forma tabular, el módulo de respuesta elástica para alivio total de esfuerzos, M_e , y se consigna también el coeficiente "c" de la ley fenomenológica de la descarga.

Estas dos pruebas permiten conocer la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, aplicando la teoría de Mohr.

El objeto de una prueba de consolidación unidimensional es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce, en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y por efecto de éstos, el agua tiende a salir de la muestra a través de piedras porosas colocadas en sus caras. El cambio de volumen se mide con un micrómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior. La figura III.3 muestra el equipo utilizado en esta prueba.



Figura III.3 Consolidómetro

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación. En las curvas de consolidación obtenidas para cada incremento de carga se selecciona un tiempo arbitrario, tal que las lecturas del micrómetro en las diferentes curvas caigan más allá del período de consolidación primaria. La presión y la lectura del micrómetro correspondientes a ese tiempo proporcionan los datos de partida para el trazado de las curvas de compresibilidad.

Con estas pruebas, se determinaron los parámetros de resistencia y de deformación del suelo en estudio, así como la relación que guardan entre sí. Los detalles de las pruebas pueden consultarse en la referencia 11.

III.1.3. Pruebas Mecánicas Dinámicas.

Estas pruebas se realizaron con el péndulo de vibración torsional libre diseñado por el Dr. Leonardo Zeevaert (referencia 3). El objetivo de las pruebas es conocer las propiedades dinámicas del suelo como son el módulo de rigidez al esfuerzo cortante y el amortiguamiento de la probeta, esta información es útil para realizar un estudio de comportamiento sísmico que resulta importante ya que la respuesta de un edificio durante un cierto sismo depende principalmente de la relación entre el período de vibración de la estructura al período o períodos de la masa del suelo que soporta la cimentación.

El principio del instrumento es someter a una probeta de suelo inalterado a una vibración torsional pura bajo un determinado confinamiento de esfuerzos efectivos. Para lo anterior se usa la cámara triaxial estándar, un vástago transmite la vibración torsional

libre a través de la cabeza de la cámara triaxial y fija la parte superior de la probeta en forma rígida. La probeta también queda fija en la base. El momento de torsión libre se transmite mediante un brazo, se proporciona un impulso al brazo vibrante, permitiendo que éste vibre libremente en respuesta a los elementos elásticos de suelo. El peso del brazo y masas colocadas sobre él son balanceadas por medio de un peso equivalente. (Fig. III.4). Los detalles de la prueba se pueden consultar en la referencia 3.



Figura III.4a Cámara de péndulo de torsión



Figura III.4b Ensayo del Péndulo de Torsión

Es importante contar con las características dinámicas del suelo a diferentes profundidades por esto se programaron seis pruebas de péndulo de torsión. Los resultados se muestran en la figura A.III.1 del apéndice A.

Resumiendo los resultados de las seis pruebas realizadas, podemos decir que, para presiones de confinamiento de 0.500 a 3.250 Kg/cm², el módulo de rigidez dinámica (G), en general oscila entre 20.00 a 75.00 Kg/cm² para muestras con contenido de agua entre 200 – 350 %. Estos valores muestran que los depósitos de arcilla de consistencia blanda que subyacen a la Línea 9 presentan una rigidez dinámica baja y consecuentemente una velocidad de la onda de corte baja.

III.2 RESULTADOS DE LABORATORIO.

A continuación presentamos un resumen con los resultados obtenidos de las pruebas realizadas en el laboratorio, con el siguiente orden:

1. Clasificación Macroscópica, y Propiedades Índice.
2. Resultados en Pruebas de Compresión Simple.
3. Resultados en Pruebas Triaxiales Rápidas (UU).
4. Resultados en Consolidación Unidimensional.
5. Resultados en Pruebas de Péndulo de Torsión.

Tabla III.1 Clasificación Macroscópica y Propiedades Índice.**SONDEO MIXTO SM-1**

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.60	Arena limosa color café claro y Arena fina a gruesa gris con gravillas, el contenido natural de agua promedio es de 19.50 %.
0.60 – 1.80	Arcilla limosa color café oscuro con poca arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 48.70 %.
1.80 – 2.40	Arena media pumítica color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 45.60 %.
2.40 – 3.40	Arcilla limosa color gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 90.90 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 94.50 %, LP = 21.54 % e IP = 72.96 %, el peso volumétrico promedio es de 1.427 t/m ³ .
3.40 – 5.50	Arcilla de alta plasticidad color gris verdoso, café claro y café oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 161.20 %.
5.50 – 8.00	Arcilla de alta plasticidad color gris claro con grumos de dicromato de calcio, el contenido natural de agua promedio es de 316.75 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 468.00 %, LP = 109.90 % e IP = 358.91 %, el porcentaje de material fino es de 98.03 % y su peso volumétrico promedio es de 1.127 t/m ³ .
8.00 – 8.60	Arena fina color negro, el contenido natural de agua promedio es de 70.00 %.
8.60 – 9.80	Arcilla plástica color café claro, el contenido natural de agua promedio es de 290.00 %.
9.80 – 12.20	Arcilla plástica color café rojizo con grumos verde olivo oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 364.08 %.
12.20 – 13.20	Arcilla plástica color gris claro con vetas gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 224.05 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 178.00%, LP = 71.43 % e IP = 106.57 %, el peso volumétrico promedio es de 1.194 t/m ³ .
13.20 – 14.70	Arcilla plástica color café grisáceo y gris claro con veta de arena fina café oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 143.45 %.
14.70 – 16.20	Arcilla plástica color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 441.45 %.
16.20 – 16.80	Arcilla plástica color verde olivo grisáceo, el contenido natural de agua promedio es de 419.90 %.
16.80 – 20.20	Arcilla plástica color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 334.80 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 511.00 %, LP = 62.76 % e IP = 448.24 %, el porcentaje de material fino es de 95.44 %, el peso volumétrico promedio es de 1.109 t/m ³ .
20.20 – 20.80	Arcilla plástica color gris verdoso y café rojizo, el contenido natural de agua promedio es de 288.00 %.
20.80 – 22.40	Arcilla plástica color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 251.27 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 328.00 %, LP = 74.60 % e IP = 253.40 %, el peso volumétrico es de 1.148 t/m ³ .
22.40 – 23.60	Arcilla plástica color café rojizo, el contenido natural de agua promedio es de 344.10 %.
23.60 – 24.20	Arcilla plástica color gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 212.70 %.
24.20 – 27.80	Arcilla plástica color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 431.92 %.
27.80 – 28.80	Arcilla plástica color café oscuro con poca arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 237.83 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 230.00 %, LP = 68.15 % e IP = 161.85 %, el peso volumétrico promedio es de 1.261 t/m ³ .

28.80 – 31.20	Arcilla limosa color café rojizo, café claro y gris oscuro con vetas de arena gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 194.30 %.
31.20 – 33.40	Arcilla plástica varios tonos, el contenido natural de agua promedio es de 286.00 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 230.00 %, LP = 68.15 % e IP = 161.85 %, el peso volumétrico promedio es de 1.183 t/m ³ .
33.40 – 38.00	Arcilla plástica color gris verdoso y poca arena color café rojizo, el contenido natural de agua promedio es de 393.08 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 560.00 %, LP = 52.42 % e IP = 507.58 %, el peso volumétrico promedio es de 1.128 t/m ³ .
38.00 – 38.60	Arcilla limosa color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 54.30 %.
38.60 – 39.20	Arena fina color gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 43.70 %.
39.20 – 40.40	Limo poco arcilloso color gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es 74.25 %.
40.40 – 41.00	Arcilla plástica color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 287.30 %.
41.00 – 42.60	Arcilla limosa color gris claro con arena fina color gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 109.88 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 270.00 %, LP = 55.00 % e IP = 215.00 %, el peso volumétrico promedio es de 1.145 t/m ³ .
42.60 – 43.20	Limo color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 24.20 %.
43.20 – 44.40	Arcilla limosa color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 174.00 %.
44.40 – 45.00	Limo arenoso color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 30.00 %.
45.00 – 45.60	Arena fina color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 58.90 %.
45.60 – 49.60	Arcilla plástica color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 242.82 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 240.00 %, LP = 57.42 % e IP = 182.58 %, el peso volumétrico promedio es de 1.232 t/m ³ .

SONDEO MIXTO SM-2

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 0.80	Limo arenoso color café amarillento (relleno), el contenido natural de agua promedio es de 12.00 %.
0.80 – 3.00	Arcilla limosa color café claro y café oscuro con poca arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 63.93 %.
3.00 – 5.20	Arcilla limosa color gris verdoso oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 155.47 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 119.00 %, LP = 39.16 % e IP = 79.84 %, el porcentaje de material fino es de 89.87 % y el peso volumétrico promedio es de 1.392 t/m ³ .
5.20 – 5.80	Arena color gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 73.70 %.
5.80 – 8.60	Arcilla plástica color café grisáceo, el contenido natural de agua promedio es de 330.35 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 220.00 %, LP = 55.00 % e IP = 165.00 %, el porcentaje de material fino es de 96.47 % y su peso volumétrico promedio es de 1.193 t/m ³ .
8.60 – 9.80	Arcilla limosa color café claro con arena color negro, el contenido natural de agua promedio es de 97.45 %.
9.80 – 10.40	Arena fina color negro, el contenido natural de agua promedio es de 27.70 %.
10.40 – 13.80	Arcilla plástica varios tonos con vetas de arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 309.78 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 375.00 %, LP = 62.76 % e IP = 312.24 %, el porcentaje de material fino es de 99.50 % y su peso volumétrico promedio es de 1.131 t/m ³ .

13.80 – 16.60	Arcilla plástica varios tonos con vetas de arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 325.13 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 460.00 %, LP = 43.32 % e IP = 416.68 %, el porcentaje de material fino es de 97.01 % y su peso volumétrico promedio es de 1.154 t/m ³ .
16.60 – 20.20	Arcilla plástica color verde olivo, el contenido natural de agua promedio es de 310.48 %.
20.20 – 23.60	Arcilla plástica varios tonos, el contenido natural de agua promedio es de 342.40 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 265.00 %, LP = 55.00 % e IP = 210.00 %, el porcentaje de material fino es de 98.59 % y su peso volumétrico promedio es de 1.240 t/m ³ .
23.60 – 28.80	Arcilla plástica varios tonos, el contenido natural de agua promedio es de 345.01 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 440.00 %, LP = 78.02 % e IP = 361.68 %, el porcentaje de material fino es de 99.48 % y su peso volumétrico promedio es de 1.125 t/m ³ .
28.80 – 30.60	Arcilla color café rojizo con arena fina color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 232.25 %.
30.60 – 34.00	Arcilla plástica color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 326.92 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 380.00 %, LP = 57.42 % e IP = 322.58 %, el porcentaje de material fino es de 99.17 %.
34.00 – 38.00	Arcilla plástica color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 380.63 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 380.00 %, LP = 47.43 % e IP = 332.57 %, el porcentaje de material fino es de 99.15 % y su peso volumétrico promedio es de 1.129 t/m ³ .
38.00 – 40.40	Arcilla limosa con vetas de arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 60.63 %.
40.40 – 42.60	Arcilla plástica color verde olivo, el contenido natural de agua promedio es de 305.60 %.
42.60 – 43.20	Limo arenoso color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 32.80 %.
43.20 – 44.40	Arcilla plástica color verde olivo y gris oscuro, el contenido natural de agua promedio es de 263.70 %.
44.40 – 45.30	Arena fina color blanquisca, el contenido natural de agua promedio es de 28.30 %.
45.30 – 45.60	Arcilla plástica color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 223.10 %.
45.60 – 46.20	Arcilla limosa color blanquisca, el contenido natural de agua promedio es de 78.10 %.
46.20 – 50.20	Arcilla plástica varios tonos, el contenido natural de agua promedio es de 216.72 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 260.00 %, LP = 37.25 % e IP = 222.75 %, el porcentaje de material fino es de 99.11 % y su peso volumétrico promedio es de 1.185 t/m ³ .

SONDEO MIXTO SM-3

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 1.35	Limo arenoso con gravas y gravillas aisladas color café oscuro (relleno), el contenido natural de agua promedio es de 21.97 %.
1.35 – 4.15	Arcilla con gravillas aisladas y escasa arena fina color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 70.99 %, los índices de plasticidad determinados son: LL = 110.40 %, LP = 36.88 % e IP = 73.52 %, el porcentaje de material fino es de 85.19 %.
4.15 – 5.35	Arcilla color gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 169.46 %.
5.35 – 7.30	Arcilla color verde olivo con lentes de arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 309.14 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 379.40 %, LP = 80.20 % e IP = 299.20 %, el peso volumétrico promedio es de 1.113 t/m ³ .

7.30 – 8.70	Arcilla color verde olivo y gris verdoso, el contenido natural de agua promedio es de 329.21 %.
8.70 – 9.95	Arena fina color negro, el contenido natural de agua promedio es de 32.05 %.
9.95 – 12.75	Arcilla con lente de arena fina color gris verdoso y café, el contenido natural de agua promedio es de 258.15 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 482.00 %, LP = 58.12 % e IP = 423.88 %, el porcentaje de material fino es de 92.38 % y su peso volumétrico promedio es de 1.116 t/m ³ .
12.75 – 15.15	Arcilla color verde olivo con vetas de arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 235.52 %.
15.15 – 19.75	Arcilla color gris verdoso con alto contenido de agua, el contenido natural de agua promedio es de 376.30 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 366.90 %, LP = 51.46 % e IP = 315.44 %, el peso volumétrico promedio es de 1.124 t/m ³ .
19.75 – 20.15	Arcilla con lente de arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 297.89 %.
20.15 – 22.55	Arcilla color café con alto contenido de agua, el contenido natural de agua promedio es de 282.27 %.
22.55 – 25.95	Arcilla varios tonos con manchas oscuras y color café rojizo con poca arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 325.15 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 444.60 %, LP = 48.53 % e IP = 396.07 %, el peso volumétrico promedio es de 1.069 t/m ³ .
25.95 – 28.85	Arcilla varios tonos con manchas oscuras y color café rojizo con poca arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 267.31 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 226.80 %, LP = 49.23 % e IP = 177.57 %, el porcentaje de material fino es de 88.14 % y su peso volumétrico promedio es de 1.221 t/m ³ .
28.85 – 29.20	Arcilla poco limosa con lentes de arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 140.89 %.
29.20 – 33.95	Arcilla varios tonos con manchas oscuras y color café rojizo con poca arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 310.69 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 368.20 %, LP = 56.04 % e IP = 312.16 %, el peso volumétrico promedio es de 1.162 t/m ³ .
33.95 – 38.00	Arcilla varios tonos con manchas oscuras y color café rojizo con poca arena fina, el contenido natural de agua promedio es de 351.61 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 355.00 %, LP = 50.00 % e IP = 305.00 %, el porcentaje de material fino es de 97.85 % y su peso volumétrico promedio es de 1.117 t/m ³ .
38.00 – 40.95	Limo color gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 56.67 %.
40.95 – 44.60	Arcilla varios tonos poco limo, el contenido natural de agua promedio es de 189.89 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 405.50 %, LP = 53.33 % e IP = 352.17 %, el peso volumétrico promedio es de 1.113 t/m ³ .
44.60 – 45.70	Arena con silicatos y vetas de arcilla gris claro, el contenido natural de agua promedio es de 56.47 %.
45.70 – 49.90	Arcilla color gris verdoso con escasa arena fina y limo, el contenido natural de agua promedio es de 221.09 %, los índices de plasticidad determinados son LL = 233.00 %, LP = 53.69 % e IP = 179.31 %, el porcentaje de material fino es de 91.84 % y su peso volumétrico promedio es de 1.139 t/m ³ .

Tabla III.2 Resultados en pruebas de Compresión Simple

RESULTADOS EN PRUEBAS DE COMPRESIÓN SIMPLE						
SONDEO MIXTO SM-1						
Muestra	Prof. (m)	w (%)	γ (t/m ³)	q_u (kg/cm ²)	Me (cm ² /kg)	C
M-5	2.40 – 3.40	87.30	1.458	0.45	0.0151	1.5681
M-8	6.40 – 7.40	436.70	1.097	0.136	0.0445	1.8728
M-17	12.20 – 13.20	219.50	1.187	0.188	0.0422	1.5757
M-23	16.80 – 17.80	443.80	1.127	0.117	0.0390	1.5703
M-30	21.40 – 22.40	333.50	1.148	0.125	0.0577	1.4606
M-40	27.80 – 28.80	242.50	1.258	0.221	0.0340	1.5215
M-47	32.40 – 33.40	329.20	1.180	0.208	0.0323	1.3719
M-52	35.80 – 36.80	459.50	1.115	0.232	0.0362	1.2514
M-61	41.60 – 42.60	325.70	1.159	0.229	0.0219	1.6655
M-69	48.00 – 49.00	233.00	1.227	0.398	0.0181	1.4311
SONDEO MIXTO SM-2						
M-10	5.80 – 6.80	288.90	1.191	0.167	0.0488	1.3195
M-18	10.40 – 11.40	358.30	1.131	0.202	0.0443	1.3301
M-33	20.20 – 21.20	238.30	1.240	0.158	0.0397	1.4063
M-42	26.00 – 27.00	401.40	1.111	0.154	0.0403	1.4356
M-56	35.80 – 36.80	449.20	1.123	0.220	0.0305	1.2526
M-71	46.80 – 47.80	243.80	1.177	0.530	0.0140	1.3507
SONDEO MIXTO SM-3						
M-10	5.95 – 6.95	359.19	1.134	0.350	-	-
M-18	11.15 – 12.15	356.00	1.116	0.240	0.0100	-
M-27	16.95 – 17.95	363.54	1.137	0.110	0.0310	-
M-36	22.55 – 23.55	382.68	1.130	0.190	0.0260	-
M-45	28.35 – 29.35	205.70	1.225	0.195	0.0210	1.4241
M-51	32.35 – 33.35	251.87	1.167	0.365	0.0190	1.1589
M-55	35.15 – 36.15	400.58	1.130	0.320	0.0330	1.2255
M-65	41.55 – 42.55	357.36	1.119	0.285	0.0180	1.3387
M-71	45.70 – 46.70	229.70	1.137	0.840	0.0070	1.3712

Prof. (m)	Profundidad de la muestra en metros
w (%)	Contenido de agua en %
γ (t/m ³)	Peso volumétrico de la muestra en t/m ³
q_u (kg/cm ²)	Resistencia a la compresión simple en kg/cm ²
Me (cm ² /kg)	Módulo de deformación unitaria de respuesta elástica
C	Coefficiente C de la ley de descargas

Tabla III.3. Resultados en Pruebas Triaxiales UU

RESULTADOS OBTENIDOS DE PRUEBAS TRIAXIAL RÁPIDA (UU)							
SONDEO MIXTO SM-1							
Muestra	Prof. (m)	w (%)	γ (t/m ³)	σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm ²)	C_u (kg/cm ²)	ϕ (°)
M - 5	2.40	94.09	1.435	0.35	0.820	0.40	0
	a	91.82	1.392	0.75	0.870		
	3.40	88.75	1.407	1.50	1.190		
M - 8	6.40	359.09	1.119	0.35	0.470	0.215	0
	a	356.11	1.144	0.75	0.480		
	7.40	371.56	1.168	1.50	0.480		
M - 17	12.20	215.77	1.181	0.75	0.400	0.20	0
	a	219.14	1.240	1.50	0.450		
	13.20	221.87	1.181	3.00	0.340		
M - 23	16.80	485.12	1.117	0.75	0.440	0.21	0
	a	433.16	1.091	1.50	0.440		
	17.80	472.67	1.106	3.00	0.380		
M - 30	21.40	296.98	1.145	0.75	0.280	0.16	0
	a	348.28	1.155	1.50	0.320		
	22.40	292.66	1.143	3.00	0.320		
M - 40	27.80	238.05	1.256	0.75	0.490	0.30	0
	a	229.57	1.243	1.50	0.610		
	28.80	231.86	1.290	3.00	0.650		
M - 47	32.40	320.16	1.156	0.75	0.490	0.25	0
	a	298.86	1.200	1.50	0.660		
	33.40	326.34	1.199	3.00	0.520		
M - 52	35.80	191.85	1.157	0.75	0.630	0.31	0
	a	436.22	1.133	1.50	0.620		
	36.80	434.83	1.133	3.00	0.650		
M - 61	41.60	340.24	1.132	0.75	0.740	0.38	0
	a	250.00	1.105	1.50	0.750		
	42.60	277.66	1.154	3.00	0.820		
M - 69	48.00	466.84	1.219	0.75	0.820	0.405	0
	a	218.08	1.219	1.50	0.810		
	49.00	206.59	1.273	3.00	1.01		
SONDEO MIXTO SM-2							
M - 6	3.00	100.58	1.338	0.25	0.800	0.270	12.40
	a	96.36	1.341	0.50	1.070		
	4.00	95.14	1.497	1.00	1.220		
M - 10	5.80	295.09	1.210	0.25	0.360	0.180	0
	a	297.57	1.195	0.50	0.280		
	6.80	295.34	1.176	1.00	0.350		
M - 26	15.60	436.98	1.179	0.75	0.390	0.21	0
	a	476.92	1.139	1.50	0.450		
	16.60	451.55	1.142	3.00	0.430		
M - 42	26.00	420.69	1.183	0.75	0.400	0.21	0
	a	427.36	1.091	1.50	0.370		
	27.00	352.16	1.143	3.00	0.430		
M - 56	35.80	390.41	1.125	0.75	0.560	0.32	0
	a	328.96	1.166	1.50	0.740		
	36.80	434.56	1.113	3.00	0.670		
M - 71	46.80	242.77	1.203	0.75	1.000	0.560	0
	a	237.43	1.206	1.50	1.120		
	47.80	246.39	1.168	3.00	1.120		

SONDEO MIXTO SM-3							
M - 18	11.15	374.58	1.090	0.35	0.440	0.20	1.15
	a	369.44	1.096	0.75	0.480		
	12.15	377.84	1.093	1.50	0.510		
M - 36	22.55	265.40	1.178	0.50	0.180	0.05	3.89
	a	337.20	1.146	1.00	0.350		
	23.55	298.20	1.197	2.00	0.430		
M - 51	32.35	249.00	1.175	0.60	0.840	0.40	0
	a	251.20	1.159	1.25	0.860		
	33.35	255.30	1.168	2.50	0.900		
M - 65	41.55	374.30	1.116	0.75	1.110	0.55	0
	a	360.70	1.126	1.50	1.130		
	42.55	364.10	1.122	3.00	1.150		

- Prof. (m) Profundidad de la muestra en metros
 w (%) Contenido de agua en %
 γ (t/m³) Peso volumétrico de la muestra en t/m³
 σ_1 (kg/cm²) Esfuerzo principal mayor en kg/cm²
 σ_3 (kg/cm²) Esfuerzo principal menor en kg/cm²
 c_u (kg/cm²) Cohesión aparente del suelo en kg/cm²
 ϕ (°) Ángulo de fricción interna en grados

Tabla III. 4. Resultados de Consolidación Unidimensional

RESULTADOS OBTENIDOS DE PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN					
SONDEO MIXTO SM-1					
Muestra	Prof. Med. (m)	w (%)	γ (t/m ³)	σ_o (kg/cm ²)	σ_p (kg/cm ²)
M - 8	6.90	349.02	1.117	0.36	0.48
M - 17	12.70	172.69	1.196	0.48	0.52
M - 23	17.30	482.11	1.095	0.55	0.46
M - 30	21.90	378.38	1.059	0.61	0.47
M - 40	28.30	266.46	1.163	0.74	0.58
M - 47	32.90	447.55	1.106	0.84	0.88
M - 52	36.30	505.43	1.084	0.89	0.84
M - 61	42.10	335.23	1.115	1.06	1.60
M - 69	48.50	197.35	1.209	1.26	1.15
SONDEO MIXTO SM-2					
M - 18	10.90	396.80	1.061	0.58	1.00
M - 33	20.70	271.34	1.154	0.75	0.56
M - 48	31.10	288.44	1.125	0.91	0.97
M - 71	47.30	274.75	1.109	1.33	0.71
SONDEO MIXTO SM-3					
M - 27	17.45	416.14	1.116	0.78	0.58
M - 45	28.85	240.03	1.188	0.92	1.00
M - 55	35.65	379.75	1.129	1.04	0.76
M - 71	46.00	225.32	1.174	1.37	2.00

- Prof. Med. (m) Profundidad media de la muestra en metros
 W (%) Contenido de agua en %

γ (t/m^3)	Peso volumétrico de la muestra en t/m^3
σ_o (kg/cm^2)	Esfuerzo efectivo del material para la condición de carga actual en kg/cm^2
σ_p (kg/cm^2)	Esfuerzo de preconsolidación en kg/cm^2

Tabla III.5. Resultados en pruebas de Péndulo de Torsión.

RESULTADOS OBTENIDOS DE PRUEBAS DE PÉNDULO DE TORSIÓN								
SONDEO MIXTO SM-1								
Muestra	Prof. (m)	w (%)	γ_h (t/m^3)	σ_c (kg/cm^2)	G (kg/cm^2)	γ	V_s (m/s)	ζ %
M - 30	21.40 - 22.40		1.094	0.500	33.8345	0.1245	55.08	15.27
				1.000	35.8407	0.1245	56.69	5.50
				1.500	38.6729	0.1441	58.89	20.41
				2.000	45.6159	0.1679	63.96	10.16
M - 48	30.60 - 31.60	223.60	1.130	1.000	21.2940	0.154	43.00	10.85
				1.500	36.8620	0.137	56.57	11.79
				2.000	42.1260	0.143	60.47	12.27
				2.500	61.8567	0.118	73.28	7.36
SONDEO MIXTO SM-2								
M - 64	41.00 - 42.00	223.96	1.136	1.000	34.2516	0.152	54.39	9.81
				1.750	50.3899	0.151	65.97	15.25
				2.500	56.1744	0.145	69.65	4.41
				3.250	64.3614	0.155	74.55	4.64
SONDEO MIXTO SM-3								
M - 10	5.95 - 6.95		1.122	0.250	24.6178	0.1394	46.40	17.49
				0.500	32.4853	0.1482	53.29	28.07
				0.750	39.7527	0.1534	58.96	16.98
				1.000	54.7207	0.1384	69.17	8.97
M - 27	16.95 - 17.95	398.53	1.119	0.500	21.8128	0.1249	43.73	9.19
				1.000	35.2711	0.1420	55.61	11.62
				1.500	41.8810	0.1525	60.59	11.34
				2.000	52.5861	0.1238	67.90	6.28
M - 55	35.15 - 36.15	362.11	1.102	1.000	27.4780	0.1617	49.46	6.62
				1.500	32.8349	0.1305	54.06	5.50
				2.000	36.4065	0.1570	56.93	2.53
				2.500	75.3683	0.1188	81.91	7.47

Prof. (m)	Profundidad de la muestra en m
w (%)	Contenido de agua en %
γ_h (t/m^3)	Peso volumétrico húmedo de la muestra en t/m^3
σ_c (kg/cm^2)	Esfuerzo de confinamiento en kg/cm^2
G (kg/cm^2)	Módulo de Elasticidad al corte en kg/cm^2
γ	Deformación angular de la muestra
V_s (m/s)	Velocidad de la onda de corte en m/s
ζ %	Amortiguamiento de la probeta

III.2.1. Parámetros de Compresibilidad y Consolidación

Los parámetros de compresibilidad y consolidación de los suelos arcillosos sobre los que se apoyan las cimentaciones del Conjunto Pantitlán se determinaron con base en el modelo de Terzaghi para el fenómeno de consolidación primaria y en el de Zeevaert (1985) para tomar en cuenta de manera integral el fenómeno primario y secundario. El fenómeno de consolidación secundaria tiene importancia, sobre todo, cuando el subsuelo se encuentra altamente estratificado con intercalaciones de material permeable, ya que la consolidación primaria se presenta rápidamente. En el modelo de Zeevaert la deformación volumétrica, $\Delta\varepsilon_v$, se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_v = m_v \Delta p \left[F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \right] \quad (\text{III.1})$$

donde:

- m_v : coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria.
- Δp : incremento de esfuerzo aplicado.
- $F(T_v)$: función de Terzaghi del fenómeno primario.
- T_v : factor tiempo
- β : factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.
- ξ : factor adimensional que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular.

Las propiedades m_v , β y ξ se obtienen del ajuste de curvas de consolidación de las pruebas en muestras inalteradas representativas de los estratos, como una función del nivel de esfuerzos. En la figura III.5 se presenta el ajuste de una de las curvas de consolidación para la obtención de los parámetros del modelo adoptado.

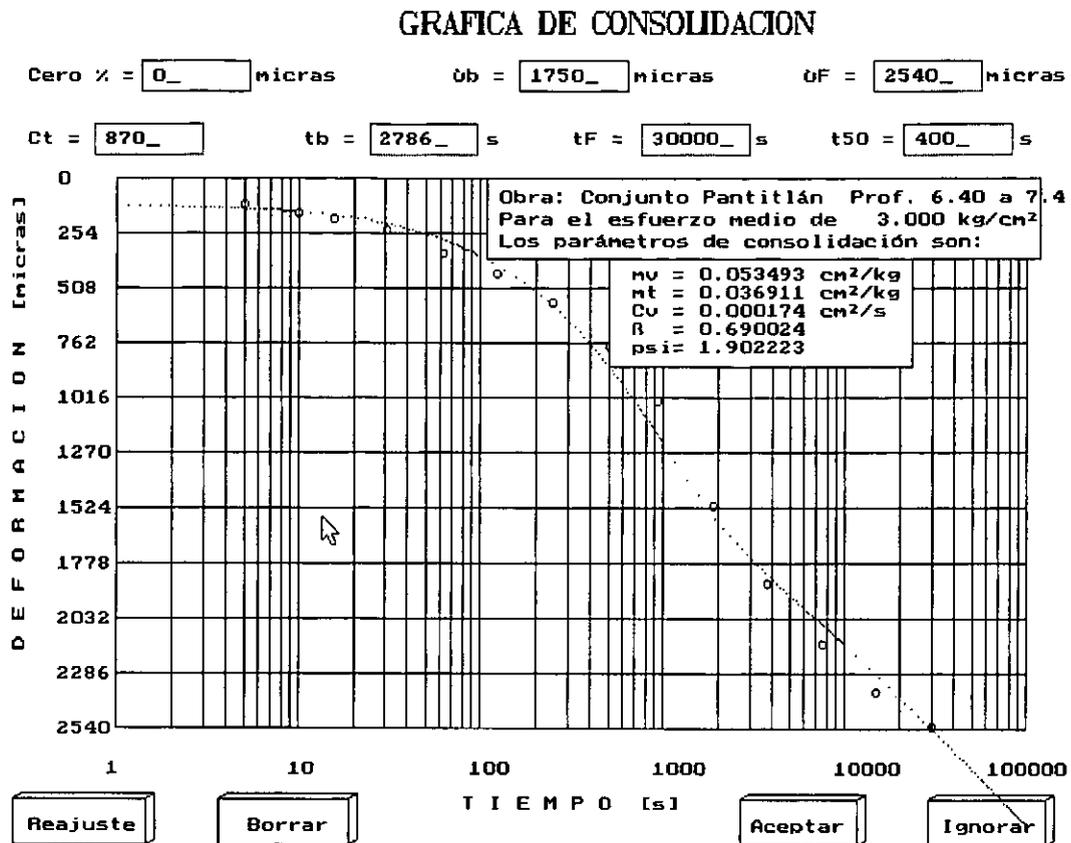


Figura III.5 Ajuste de curva de consolidación

En la figura A.III.2 del apéndice A se presenta la variación de los parámetros de compresibilidad y de consolidación en función del esfuerzo vertical efectivo medio.

Los resultados obtenidos de las pruebas de consolidación indican que la compresibilidad de los suelos del sitio varía de alta a muy alta, lo que explica en cierta medida las grandes deformaciones que ha experimentado la Estación hasta la fecha, aunado a las elevadas presiones de contacto que se permitieron en el diseño original de las zapatas.

IV CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO Y FACTORES AMBIENTALES

IV.1 ESTRATIGRAFÍA PARA DISEÑO

Con los resultados de campo y la información obtenida en laboratorio de los sondeos mixtos, se elaboraron los perfiles estratigráficos de los sondeos SM-1, SM-2 y SM-3. En las figuras C.IV.1, C.IV.2 y C.IV.3 del apéndice C se muestran dichos perfiles.

En general, se identificó la siguiente estratigrafía:

1. **Capa superficial.** Constituida por rellenos de arcillas limosas y lentes de arena fina hasta una profundidad de 2.50 m.
2. **Formación Arcillosa Superior (FAS).** Constituida por arcilla plástica con intercalaciones de lentes de arena fina. Se localizó a partir de la capa superficial hasta una profundidad promedio de 38.00 m.
3. **Lente de arena fina.** Se localizó a una profundidad promedio de 9.50 m, con un espesor variable entre 0.80 m y 1.40 m.
4. **Capa Dura (CD).** Constituida por un estrato de limo arenoso de compacidad variable, se encontró a una profundidad promedio entre 38.00 hasta los 40.50 m. Las resistencias por punta de cono en este estrato superan los 30.0 kg/cm².
5. **Formación Arcillosa Inferior (FAI).** Constituida por estratos de arcilla limosa, limo arenoso y algunos lentes de arena fina, de la capa dura hasta una profundidad de 56.00 m
6. **Depósitos Profundos (DP).** Se identificaron a una profundidad de los 56.00 m con resistencias mayores a 145.0 kg/cm².

La identificación y ubicación de los estratos se confirmó comparando la resistencia por punta del cono con la estratigrafía determinada mediante los sondeos mixtos.

En todos los sondeos se identificó un estrato firme con resistencias por punta de cono eléctrico superiores a los 25.0 kg/cm², a una profundidad promedio de 9.50 m y un espesor de 1.20 a 1.80 m.

En general, existe una mayor resistencia por punta del cono con la profundidad, este comportamiento se presenta principalmente en la Formación Arcillosa Inferior (FAI) debido a la consolidación inducida por las cargas superficiales.

IV.1.1 Corte estratigráfico longitudinal de la Línea 9

Con base en los perfiles estratigráficos de los sondeos SM-1, SM-2 y SM-3 y los sondeos realizados en 1987 para el proyecto original, se elaboró el corte estratigráfico longitudinal de la Línea 9.

Este corte muestra las propiedades físicas y mecánicas más importantes del suelo a lo largo del eje longitudinal de la Línea 9 (Fig. C.IV.4 apéndice C), obtenidas de los sondeos exploratorios y de pruebas de laboratorio de los sondeos mixtos SM-1, SM-2 y SM-3 y de los sondeos de cono eléctrico SCE-1 y SCE-2, además de sondeos exploratorios realizados en el año de 1987, como son el sondeo mixto SM-9 y SM-14 y los sondeos de cono eléctrico SC-4 y SC-5.

Además se presenta una planta de la línea 9 a escala de acuerdo a su eje longitudinal, con la cual se pueden ubicar la posición relativa de los sondeos realizados en 1987 y 1999 a lo largo del mismo eje, es decir, la proyección de los sondeos sobre el eje longitudinal de la Línea 9.

Se puede observar además, las profundidades y elevaciones con respecto al nivel medio del mar, de los estratos representativos del suelo y sus propiedades.

Como dato importante para el estudio, se muestra en este corte la profundidad a la que se encuentran desplantados los pilotes de las zapatas rectangulares y se observa, que este nivel casi corresponde con el nivel en que se localiza la primer capa dura.

IV.1.2 Corte estratigráfico perpendicular de la Línea 9 (cabecera sur)

Este corte muestra las propiedades más importantes del suelo correspondientes a un eje transversal a la Línea 9, que pasa por la cabecera sur de la estación, es decir, por la zapata trapezoidal de la Línea 9 (ver Fig. C.IV.5 en el apéndice C)

Los datos que se utilizaron para la construcción de este corte se tomaron de los perfiles estratigráficos de los sondeos mixtos SM-2 y SM-3.

Entre las propiedades físicas y mecánicas, se encuentran la clasificación macroscópica del suelo, el contenido de agua y la resistencia a la penetración estándar.

IV.2 HUNDIMIENTO REGIONAL

La mayor parte del área metropolitana de la Ciudad de México presenta hundimientos del terreno los cuales varían de una zona a otra de acuerdo a la constitución del suelo. La presencia de antiguos lagos en el Valle de México, originó la acumulación de sedimentos arcillosos que actualmente cubren la parte plana de la zona metropolitana de la Ciudad de México. Las características propias de los suelos y los efectos a los que

se encuentran sujetos, han sido la causa principal que ha ocasionado los hundimientos. En otras palabras la extracción del agua de los estratos permeables localizados bajo los depósitos compresibles (arcillas) que caracterizan al valle de México se puede considerar el origen del hundimiento regional.

La extracción de agua de dichos estratos abate las presiones de poro lo que, en las arcillas, genera un efecto de consolidación que se manifiesta mediante la pérdida gradual de su espesor. Este fenómeno se traduce en hundimientos diferenciales en la superficie del terreno, que afectan el comportamiento de las estructuras desplantadas en él.

Para el caso de la estación Pantitlán, la velocidad del hundimiento, se determinó con base en el análisis de nivelaciones efectuadas por un período aproximado de 6 meses (junio a noviembre de 1999), para cuantificar el hundimiento en la zona se utilizaron dos bancos de nivel, uno superficial, con hundimiento de 32.8 cm/año, y otro profundo, con hundimiento de 15.8 cm/año, la diferencia de hundimientos arroja un valor de 17 cm/año en promedio.

La cuantificación del hundimiento regional resultó de vital importancia ya que de ésta depende el tiempo en que la punta de los pilotes toquen la primer capa dura, en el caso de las zapatas rectangulares; de acuerdo con el corte estratigráfico longitudinal mostrado en el apéndice C, los pilotes tienen una separación de 40 cm con respecto a la primera capa dura. ; ahora bien, si consideramos que el hundimiento regional en la zona de Pantitlán es de 17 cm/año, podemos concluir que en aproximadamente dos años los pilotes estarán tocando dicha capa.

IV.3 RIESGO SÍSMICO

La sismicidad observada en el territorio mexicano, principalmente a lo largo de la costa del Pacífico, desde Jalisco hasta Chiapas, es una de las más altas del mundo. En esta región, los temblores se producen por la subducción de las placas oceánicas de cocos y Rivera bajo la placa Norteamericana. Los movimientos sísmicos del terreno se presentan no sólo en las zonas donde existen fallas tectónicas sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas para que lleguen a ellas ondas sísmicas de amplitud significativa. Por tanto, el peligro sísmico se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse.

El peligro sísmico en un sitio específico depende de su cercanía a fuentes de eventos de magnitud suficiente para producir intensidades significativas en dicho sitio.

La preocupación por el efecto de los temblores se agudiza cuando pensamos en que el suelo transmite a los edificios que se apoyan sobre éste el movimiento sísmico, así pues, la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el

movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

Para el caso de la estación Pantitlán, la Fundación Barros Sierra, elaboró un estudio de riesgo sísmico (ref. 16), cuyos objetivos principales son, primero, identificar los temblores de mayor peligro para la Estación Pantitlán de la Línea 9 del Metro, posteriormente proporcionar los parámetros de aceleración, velocidad y desplazamiento en superficie para los terrenos de dicha Estación, y, finalmente estimar las intensidades sísmicas a las que estaría sometida la estructura, a partir de modelos estructurales simplificados. Dicho estudio trata los siguientes aspectos:

Se postuló la ocurrencia de una variedad de sismos desfavorables que es razonable esperar en el Distrito federal durante la vida útil de la estructura. El primero es un sismo de subducción igual al gran temblor de Michoacán de 1985 ($M=8.1$), el segundo temblor seleccionado es también un sismo de subducción con $M=8.1$, originado frente a las costas del estado de Guerrero. Además de los sismos de subducción, se seleccionó un sismo de profundidad intermedia con $M=6.5$, originado a 80 km. bajo la Ciudad de México; un sismo de interplaca con $M=7.0$, originado a 80 Km de la Ciudad de México, en el flanco oriental del graben de Acambay; y un sismo Local con $M=5.0$, originado a 10 Km de la estación.

La respuesta sísmica del terreno en la estación Pantitlán, está controlada, en su mayor parte, por los depósitos lacustres superficiales que se extienden a una profundidad cercana a los 60 m y que tienen una velocidad de propagación de ondas de cortante cercana a los 50 m/s. El periodo dominante del terreno es, prácticamente de 4.7 s. Se trata de un sitio virgen de la zona del lago, de arcillas extremadamente blandas, en la que se ha iniciado recientemente el proceso de consolidación debido a la explotación de agua del subsuelo, proceso que ha favorecido el hundimiento del terreno.

Se determinaron los efectos del hundimiento regional del terreno en la respuesta sísmica del sitio Pantitlán llegándose a que estos efectos incrementarán, a mediano y largo plazo, el peligro sísmico del conjunto Pantitlán ya que los periodos del terreno, dominante y superiores, estarán cada vez más próximos a los periodos estructurales.

Las estructuras que componen el conjunto Pantitlán son relativamente rígidas con respecto a la flexibilidad actual del terreno. De hecho, el período fundamental de éstas podría coincidir, más que con el periodo fundamental con los periodos de los modos superiores de vibración. En efecto, los periodos correspondientes a los dos primeros modos superiores son, aproximadamente, 1.6 y 1.0 s. Para estos periodos, la respuesta estructural ante un sismo como el de Michoacán es del orden de 0.4g. Esta aceleración es la que se estipula en el reglamento vigente. Sin embargo, se encontró que ante los sismos originados en Guerrero, o bien en el interior o bajo el continente, dicha respuesta se puede incrementar en un 50 % o más.

Se calcularon espectros de respuesta en los que se tomaron en cuenta los efectos debidos a la interacción suelo-estructura y de no-linealidad estructural. Se hicieron hipótesis sobre las características del sistema estructura-cimentación con el propósito

de identificar los aspectos más significativos de la interacción con el suelo. Se encontró que los efectos inerciales (cambios en el período y amortiguamiento) son más significativos que los efectos de la interacción cinemática (reducción del movimiento en la base de la cimentación). En particular, la geometría de la estructura y cimentación son tales que inhiben significativamente el cabeceo inducido por la excitación sísmica. Por otra parte, la torsión inducida también es poco significativa, debido a que la incidencia de las ondas sísmicas en el valle de México es predominantemente vertical y con componente de movimiento horizontal.

El producto final de este estudio fue la determinación de espectros de diseño para garantizar la seguridad del Conjunto Pantitlán, en particular de la estación elevada de la línea 9, tanto en el lapso de rehabilitación, como en la vida útil. Para ello se tomó en cuenta la actividad sísmica, principalmente asociada con temblores de subducción, de fallamiento normal y de corteza, en periodos de retorno $T_r = 5, 10, 20, 50, 100$ y 200 años.

De acuerdo con los resultados de este estudio, para el sitio que ocupa la estación Pantitlán de la línea 9, se tiene que las ordenadas del espectro de diseño para $T_r = 200$ años son comparables con las que se tendrían para $T_r = 100$ años, considerando el factor reglamentario de 1.5 para estructuras de Tipo A.

Por otra parte, se consideró que la reducción de las fuerzas sísmicas en el sitio Pantitlán, inducida por el comportamiento dúctil de las estructuras de periodo corto, no debía ser mayor que la que se predice con la reconocida regla de Veletsos-Newmark, implícita en el factor de comportamiento sísmico Q del RCDF, 1995. Se procedió así por tratarse precisamente de estructuras de periodo corto, y además, porque se observó que en sitios muy blandos, de periodo dominante tan largo como en el sitio Pantitlán, esta reducción por ductilidad no es tan eficiente como la que se ha observado en otros sitios de la ciudad de México.

Para conocer estas reducciones de las fuerzas sísmicas por ductilidad, se calcularon acelerogramas sintéticos que corresponden a posibles realizaciones del movimiento del terreno en el sitio Pantitlán. Con estos acelerogramas se calcularon espectros de respuesta elásticos e inelásticos. También se calcularon los espectros elásticos efectivos, que corresponden al producto entre el factor Q y el espectro inelástico para ductilidad Q . Se busca que al reducir los espectros de diseño elásticos por el factor Q , se llegue a las ordenadas inelásticas del espectro de respuesta, por ello, el espectro de respuesta elástico efectivo, es un magnífico indicador para fijar la amplitud de la meseta del espectro de diseño. En la figura IV.1 se consignan los espectros de respuesta elásticos e inelásticos para ductilidades $Q = 1.5$ y $Q = 2.0$.

En la figura C.IV.2, se comparan los espectros elásticos (líneas continuas) con los espectros elásticos efectivos (líneas discontinuas y punteadas). Con el trazo grueso continuo se indica el espectro de diseño para $T_r = 100$, recomendado en este estudio. De acuerdo con el RCDF, el factor Q se hizo crecer linealmente entre 1 y Q , para periodos menores que T_a (límite inferior de la meseta espectral, que en este caso es de $T_a = 0.6$ s), e igual a Q para periodos estructurales mayores. El espectro de diseño

propuesto es muy conservador si se considera que el sismo más intenso es aquel que, con $M=8.1$, proviene de las costas de Michoacán, como el gran sismo del 19 de septiembre de 1985. Sin embargo, al considerar otros posibles grandes temblores, se justifica incrementar el nivel de seguridad sísmica, consignado en la amplitud y el ancho de la meseta espectral.

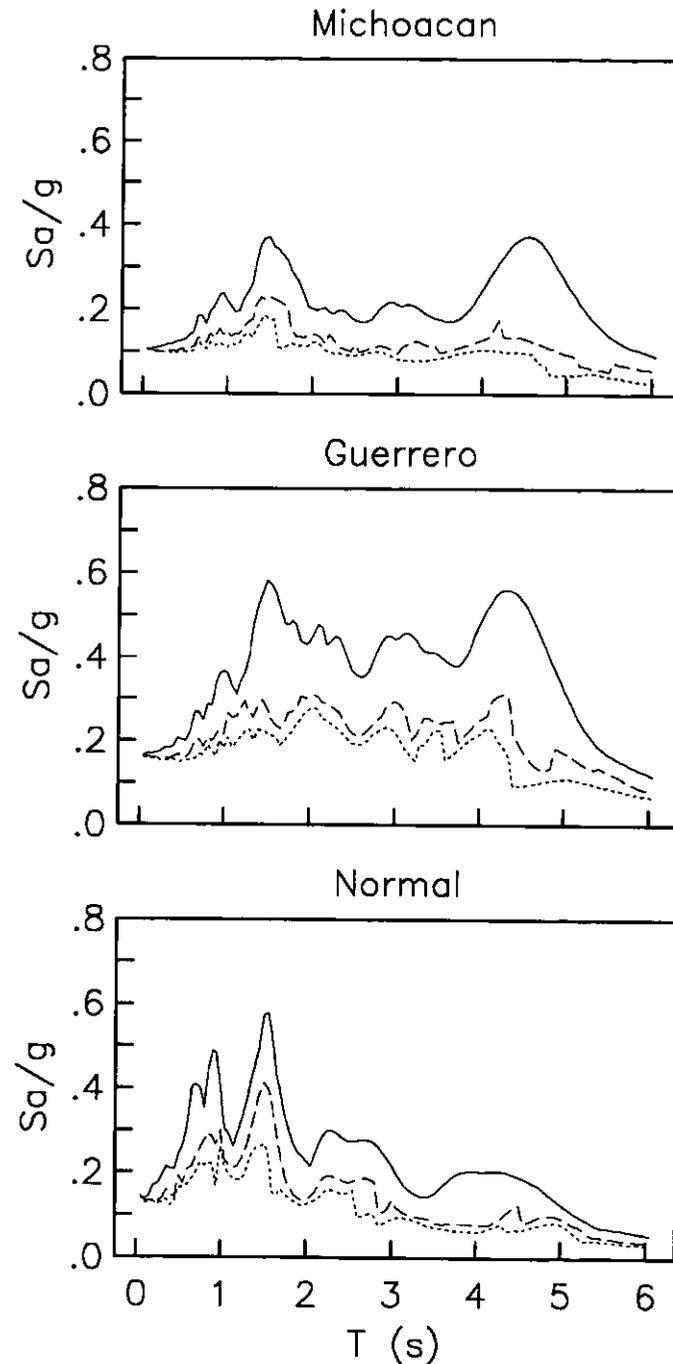


Figura IV.1. Espectros de respuesta elásticos (con línea continua) e inelásticos para ductilidades $Q=1.5$ (línea discontinua) y $Q=2.0$ (línea punteada) para el sitio que ocupa el Conjunto Pantitlán.

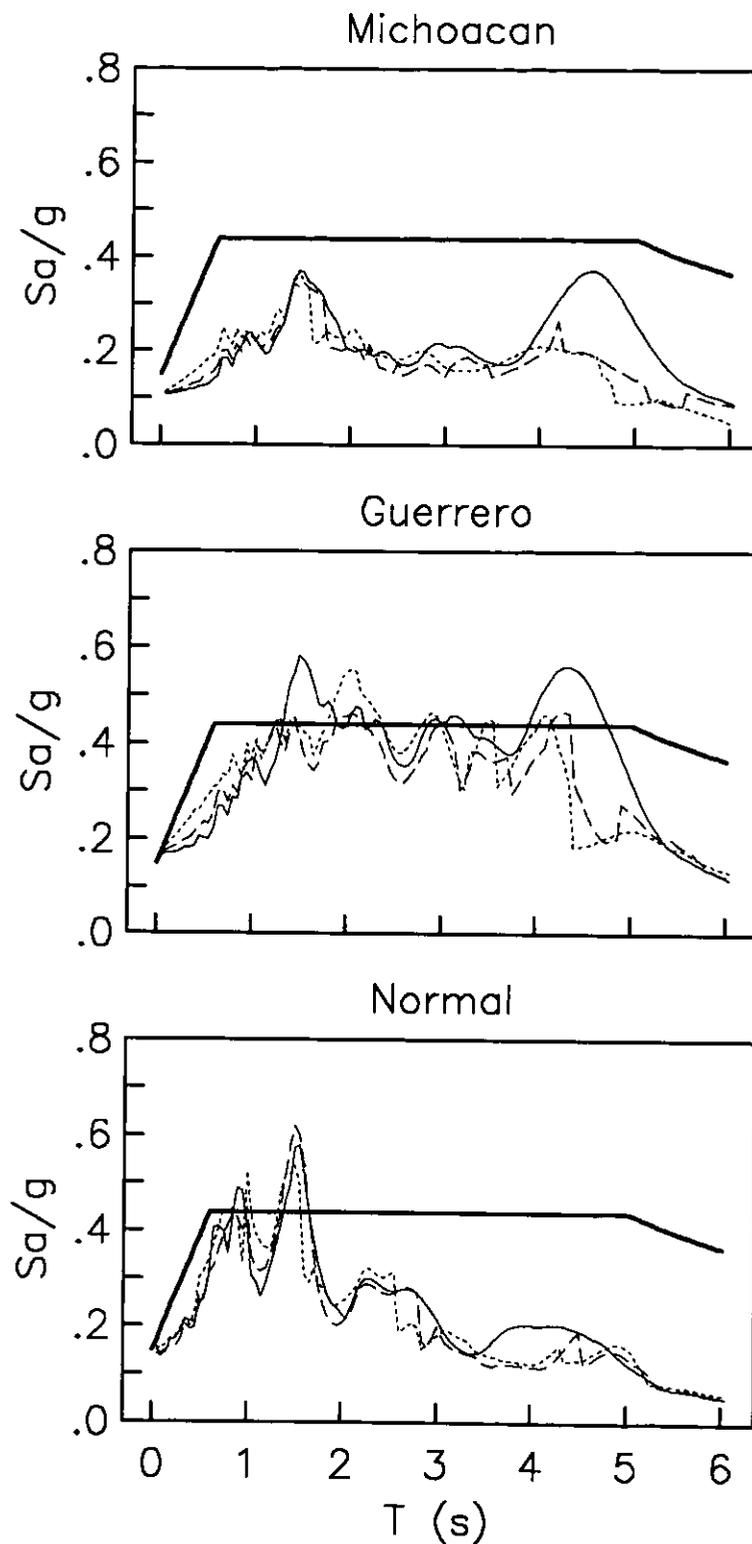


Figura IV.2. Espectros de respuesta elásticos (con línea continua delgada) e inelásticos efectivos para ductilidades $Q=1.5$ (línea discontinua) y $Q=2.0$ (línea punteada) para el sitio que ocupa el Conjunto Pantitlán. Con el trazo grueso continuo se indica el espectro de diseño recomendado para un periodo de retorno de 100 años.

V DIAGNÓSTICO DE LA CONDICIÓN ACTUAL

V.1 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA Y DE SERVICIO DE LAS ZAPATAS RECTANGULARES

De acuerdo con lo mencionado en el capítulo I, las zapatas rectangulares consisten en un cajón rígido de 12.0 m de ancho, 35.0 m de longitud y 2.20 m de peralte, apoyado en 99 pilotes de sección cuadrada de 30 cm de lado, cuya punta alcanza los 37.75 m de profundidad con respecto al nivel del brocal del SM-3 (figura C.IV.4 del apéndice C). La descarga total por zapata de la superestructura y su cimentación es de 7856 t.

En el diseño original se consideró que los pilotes trabajan exclusivamente a fricción. A la fecha, los resultados de la investigación de campo indican que dichos pilotes han alcanzado prácticamente la capa dura (figura C.IV.4 del apéndice C), por lo que es muy probable que a corto plazo, dadas las irregularidades que dicha capa tiene en cuanto a espesor y compacidad, el comportamiento de las zapatas se vuelva completamente impredecible.

V.1.1 Análisis de la capacidad de carga

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 1995 (NTCDCC) en su sección 3.5 indica que para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, debe verificarse para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los grupos y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las diferentes combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q F_c < R \quad (V.1)$$

Donde:

$\sum Q F_c$ es la suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga.

R Es la capacidad de carga del sistema constituido por los pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los valores siguientes:

- a) Capacidad de carga del sistema suelo - zapatas o suelo - losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes.
- b) Capacidad de carga del sistema suelo - pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:
 - Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.

- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

Para el análisis se consideró la suma de las capacidades de adherencia de los pilotes, ya que la distribución geométrica de los pilotes no implica que trabajen por subgrupos y además, después de evaluar la capacidad de carga la envolvente del grupo de pilotes resultó menor que la suma de las capacidades individuales.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas como lo indica el inciso 3.6.1 de las NTCDCC.

Capacidad de Carga para el sistema suelo – zapata o suelo – losa de cimentación.

De acuerdo con las NTCDCC la capacidad de carga suelo - losa o suelo - zapata se calculó como se señala en el inciso 3.3 de las NTCDCC que establece que para cimentaciones someras desplantadas en suelos cohesivos homogéneos, se verificará el cumplimiento de la desigualdad siguiente:

$$\sum Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v \quad (V.2)$$

donde:

$\sum Q F_c$ Es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A Es el área del cimientto, en m^2 .

c_u Es la cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU.

N_c Es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

F_R Es el factor de resistencia, igual a 0.7 para condición estática.

p_v Es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en t/m^2 .

La aplicación de la expresión V.2.1, indica que la capacidad de carga del sistema suelo-zapata en las condiciones actuales es de 8722 t, equivalente a $20.77 t/m^2$. Los cálculos correspondientes pueden consultarse en la memoria de cálculo (m.c.) B.V.1 del apéndice B.

Capacidad de carga por fricción o adherencia lateral de un pilote.

La capacidad de carga por fricción o adherencia lateral de un pilote bajo esfuerzos de compresión se calculó con la siguiente expresión:

$$C_f = A_L f F_R \quad (V.3)$$

donde:

C_f es la capacidad por fricción, en toneladas.

A_L es el área lateral del pilote, en m^2 , la cual se calculó con la siguiente expresión:

$$AL = 4b h$$

donde $4b$ es el perímetro de la sección transversal del pilote.

h es la longitud vertical del pilote, en m.

F es la adherencia lateral media pilote-suelo, en t/m^2

$F_R = 0.7 (1 - s/5)$, factor de resistencia, igual a 0.57.

's' es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para este caso resultó de 0.95 (ver m.c.B.V.1).

Como resultado de la utilización de la expresión V.3 se concluye que la capacidad de carga de un pilote individual es de 58.21 t, de lo cual se deduce que el conjunto de pilotes por zapata toma actualmente alrededor de 5762.52 t, equivalentes a una presión q_p igual a $13.72 t/m^2$. Los cálculos correspondientes pueden verse en la m.c. B.V.1 del apéndice B.

Capacidad de carga por punta de un pilote.

La contribución de la capacidad de carga de los pilotes por punta (sección 3.6 de las NTCDCC) al sistema suelo – pilotes de fricción apoyados sobre suelos cohesivos se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$C_p = (C_u N_q F_R + p_v) A_p \quad (V.4)$$

donde:

C_p es la capacidad por punta del pilote, en toneladas

A_p es el área transversal del pilote, en m^2 .

P_v es la presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, en t/m^2 .

C_u es la cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado.

N_q es el coeficiente de capacidad de carga, definido de acuerdo con los siguientes valores:

ϕ_u	0°	5°	10°
N_q	7	9	13

ϕ_u es el ángulo de fricción aparente, en grados

F_R es el factor de resistencia igual a 0.35

De la utilización de la expresión V.4, se encuentra que la capacidad por punta de cada pilote es de 4.83 t y se deduce que el conjunto de pilotes por zapata es de 478.15 t, equivalente a $1.14 t/m^2$. Los cálculos pueden verse en la m.c. B.V.1.

Cálculo de la posición del eje neutro.

Para el cálculo de la posición del eje neutro en los pilotes de fricción se consideró la siguiente ecuación:

$$FP + U = FN + W_t \quad (V.5)$$

donde:

- FP es la fricción positiva en el pilote.
- U Es la subpresión ejercida por el agua contenida en el suelo.
- FN Es la fricción negativa en el pilote.
- W_t Es el peso total de toda la estructura, que incluye el peso de la superestructura (W_s), el peso del cajón de cimentación y el peso de los pilotes.

Considerando la ec. V.5 para conocer la profundidad a la que se encuentra el eje neutro a partir del nivel de desplante (l), sustituyendo las diferentes variables involucradas en el cálculo, se obtiene:

$$(L - z) C_f/m (N) + U = (l) (C_f/m) (N) + W_t \quad (V.6)$$

donde:

- L Es la longitud total del pilote, en m.
- z Es la profundidad del nivel de desplante de la zapata a la posición del eje neutro del pilote en m.
- C_f/m Es la capacidad del pilote por metro lineal del pilote en t/m.
- N Es el número de pilotes que se encuentran en la zapata.
- U Es la subpresión del agua, que se calcula multiplicando el área de la zapata por la presión del agua del suelo al nivel de desplante en t.
- W_t Es el peso total de la estructura en t.

De acuerdo a los cálculos que se muestran en la m.c B.V.1 del apéndice B, la posición del eje neutro coincide con el nivel de desplante del cajón, es decir, z=0, lo que indica que los pilotes de trabajan a capacidad de carga por fricción última.

Los resultados obtenidos en el análisis de capacidad de carga se presentan, a manera de resumen en la tabla V.1.

Tabla V.1 Capacidades de carga para las zapatas rectangulares

CONDICIÓN	CAPACIDAD t	CAPACIDAD t/m ²
Suelo-Zapata	8722.72	20.77
Fricción lateral	5762.52 (58.21 individual)	13.72
Punta	478.15 (4.83 individual)	1.14
Suelo-Pilotes	6412.87	15.27

De los resultados mostrados en la tabla V.1, además de considerar que $Q=7856$ t, $F_c=1.4$ y apoyados en la expresión V.1, se concluye que las zapatas rectangulares son inestables para la primera combinación de cargas.

Conviene señalar además, que en condiciones sísmicas, el estado de esfuerzos anterior puede generar inestabilidad, debido a que no se cuenta con una reserva de resistencia suficiente para tomar los incrementos de esfuerzo sísmico por cabeceo de la estructura. Para reducir la presión de contacto se puede incrementar el número de pilotes, agrandar el área de contacto o llevar el cajón a mayor profundidad.

V.1.2 Análisis de asentamientos

Los asentamientos que se presentan en los estratos arcillosos, se encuentran definidos por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{\Delta e}{1+e} d \quad (V.7)$$

donde:

δ asentamiento presentado por el estrato.

d espesor del estrato.

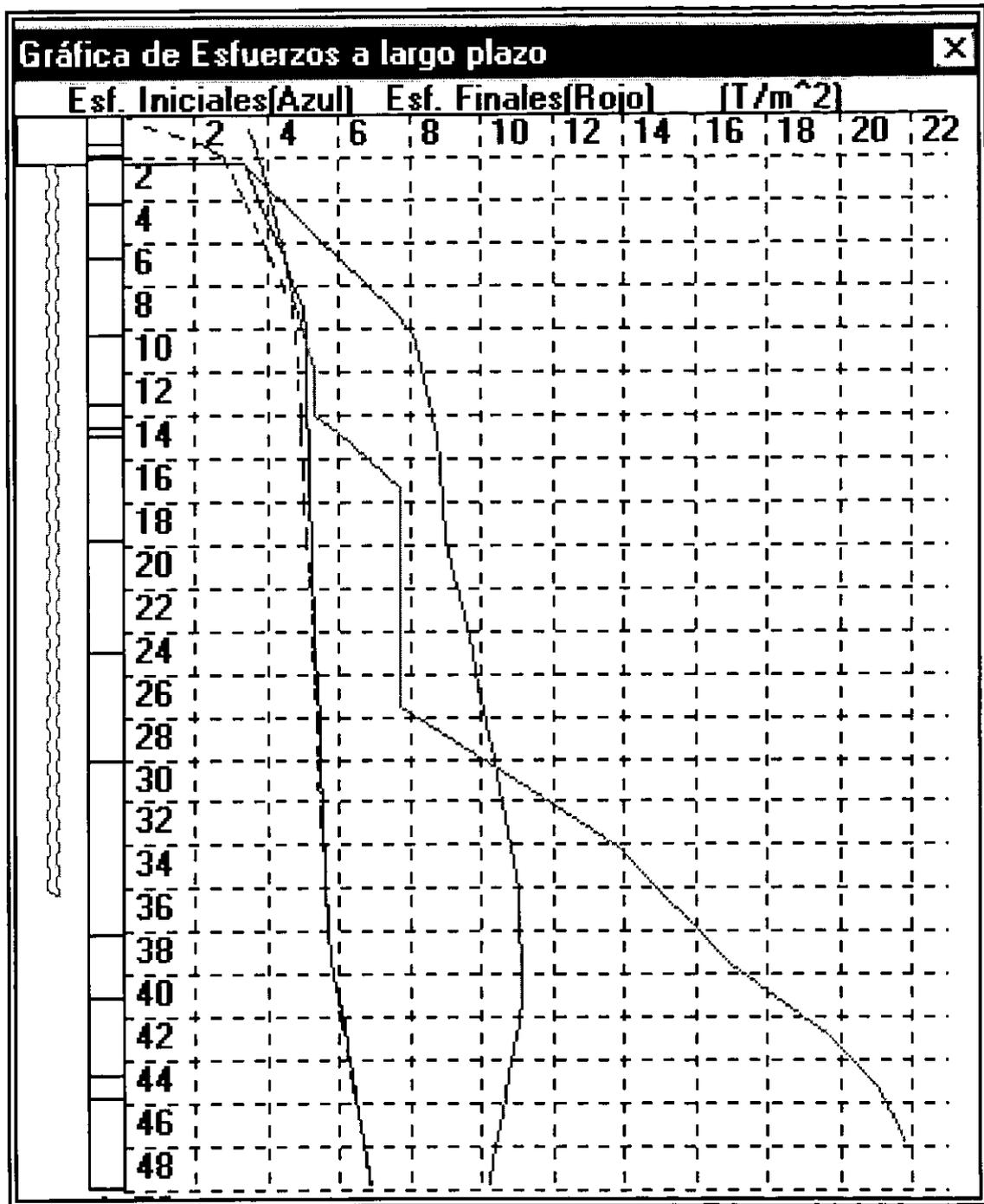
e relación de vacíos inicial (estado natural del suelo).

Δe variación de la relación de vacíos correspondiente al cambio de esfuerzos verticales efectivos entre el estado inicial y el estado final.

El cambio en los esfuerzos verticales producido por la presión de contacto q_a y la presión q_p se calculó utilizando el programa de computadora "AVALON" (Mendoza Jiménez, 1997)(Figura. V.1), cuyas hipótesis de trabajo son:

- 1) Durante el hincado el suelo alrededor del pilote sufre un fuerte remoldeo, disminuyendo de manera importante su resistencia al esfuerzo cortante en estado natural.
- 2) Conforme transcurre el tiempo el suelo se reconsolida y gana resistencia a lo largo del fuste del pilote, siendo el parámetro de resistencia representativo del fenómeno, el ángulo de fricción interna *residual*; sin embargo, en el cálculo de la capacidad de carga por fricción, la resistencia ganada por reconsolidación no debe ser mayor que la obtenida en condiciones no drenadas en el material inalterado.
- 3) La resistencia al esfuerzo cortante es menor en el contacto suelo con suelo que entre pilote y suelo, por lo que se acepta la existencia de una pequeña película de material fuertemente adherida al pilote.
- 4) En el campo de pilotes existe interacción entre ellos, lo cual se toma en cuenta a través del concepto de área tributaria.

La aplicación de la ecuación V.7 conduce a un asentamiento de 2.15 m (ver memoria de cálculo B.V.2 del apéndice B), contra el asentamiento medido de 1.8 m que se ha presentado hasta la fecha, el cual es excesivo y produce un comportamiento inadecuado de la estructura.



- Esfuerzos efectivos iniciales (t/m²)
- Esfuerzos efectivos finales (t/m²)
- Esfuerzos efectivos críticos (t/m²)

Figura V.1 Cambio de esfuerzos verticales efectivos provocados por la presencia de pilotes existentes trabajando por fricción en la zapata rectangular

V.1.3 Comportamiento sísmico

Con el objeto de estimar el coeficiente sísmico aplicable a las estructuras del conjunto Pantitlán se llevó a cabo un análisis aproximado de interacción suelo - cimentación con un método debido a Zeevaert (1980), cuyo procedimiento es:

- 1) Cálculo del módulo de cimentación por rotación (K_θ).- Este parámetro es función de las propiedades dinámicas de la masa del suelo. Para el cálculo de este módulo se supuso que los pilotes y las paredes del cajón no contribuyen a la rigidez al giro de la estructura, al oscilar ésta durante un evento sísmico. Dicho módulo se evalúa con la siguiente expresión:

$$K_\theta = \frac{M_v}{\theta} \quad (\text{V.8})$$

siendo M_v el momento de volteo por balanceo de la estructura y θ el ángulo de giro.

- 2) Cálculo del período de rotación de la cimentación (T_θ). Depende de la masa oscilante y del módulo K_θ . Este período se calcula como:

$$T_\theta = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{K_\theta}} \quad (\text{V.9})$$

siendo M la masa de la estructura y de su cimentación y h_m la altura al centro de masa del sistema.

- 3) Período acoplado (T_o). Este período se calcula como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, del período fundamental de la estructura empotrada en la cimentación, (T_n) y del período (T_θ).

$$T_o^2 = T_n^2 + T_\theta^2 \quad (\text{V.10})$$

- 4) Amortiguamiento crítico equivalente (ζ_o) Depende del amortiguamiento del subsuelo, ζ_θ , y del amortiguamiento de la estructura ζ_n .

$$\zeta_o = \sqrt{1 - g_o} \quad (\text{V.11})$$

siendo g_o un parámetro que depende de los amortiguamientos de la estructura y el suelo y del período acoplado del sistema.

- 5) Período dominante del subsuelo T_s . Para su cálculo se hicieron intervenir los módulos de rigidez dinámica y los espesores de los diferentes estratos de suelo compresible. Se calcula como:

$$T_s = 4 \sum_1^n \frac{d_i}{v_{si}} \quad (\text{V.12})$$

siendo d_i el espesor de cada estrato compresible y v_{si} la velocidad de la onda de cortante.

6) Factor de amplificación (f_a). Se calcula como:

$$f_a = \frac{R_a}{a_m} \quad (\text{V.13})$$

siendo R_a la pseudoaceleración y a_m la aceleración máxima en la superficie del suelo.

7) Coeficiente sísmico c . Es igual a la relación entre la aceleración en el centro de masa de la estructura, a , y la aceleración de la gravedad, g .

$$c = \frac{a}{g} \quad (\text{V.14})$$

La aceleración a , se calcula como la aceleración máxima a_m , en la superficie del suelo generada por el sismo de diseño en campo libre, multiplicada por el factor de amplificación.

La aplicación del procedimiento descrito a las zapatas rectangulares de la Estación Pantitlán se presenta en la hoja de cálculo B.V.3 del apéndice B, la cual condujo a los siguientes resultados:

$$K_\theta = 653,873 \text{ t/m}; \quad T_\theta = 2.017 \text{ s}, \quad T_o = 2.08 \text{ s}, \quad \zeta_o = 12.77\%, \quad T_s = 4.8 \text{ s},$$

En el caso del coeficiente sísmico, si la aceleración máxima en la superficie del suelo es de 180 gal (valor registrado durante el sismo de 1985 en SCT), éste resulta de:

$$c = 0.385$$

Este último valor es muy similar al coeficiente sísmico de 0.40 que establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (1993) del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (1994), desplantadas en la zona de lago (zona III), para estructuras diferentes del grupo "A". Cabe señalar que las mismas Normas indican que este coeficiente deberá multiplicarse por 1.5 en caso de que la estructura sea del grupo "A".

V.2 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA Y DE SERVICIO DE LA ZAPATA TRAPEZOIDAL.

De acuerdo con lo mencionado en el capítulo II, la zapata trapezoidal, consiste de un cajón con un peralte de 2.2 m, base mayor de 34.20 m, base menor de 22.75 m y longitud de 35.0 m, con un área en planta de 996.6 m². Dicha zapata constituye el

apoyo del extremo sur de la Estación Pantitlán y su forma obedece a que en ella se integró, dada su cercanía, el apoyo subsecuente a la cabecera sur de la línea 9. El cajón se apoya a su vez en 124 pilotes de sección cuadrada de 30 cm de lado, cuya punta alcanza, aproximadamente, los 49.80 m de profundidad atravesando la primera capa dura, que en el sitio se encuentra entre 38.0 y 40.95 m de profundidad con respecto al nivel del brocal del sondeo SM-3 (figura C.IV.4 apéndice C). La descarga total de la superestructura y su cimentación es de 12260 t, que corresponde a una presión total de 12.3 t/m². Adicionalmente hay que considerar que existe una excentricidad de carga de 1.03 m en sentido longitudinal a la línea y despreciable en sentido transversal, lo que da origen a un momento de volteo de 12604 t-m (ver m.c. B.V.4).

V.2.1 Análisis de la capacidad de carga

La capacidad de carga para esta zapata, también se evaluó con el criterio que establece el NTCDCC. Los resultados obtenidos se resumen a continuación en la tabla V.2. Los cálculos se presentan en la m.c B.V.5 del apéndice B.

Tabla V.2 Capacidades de carga para la zapata trapezoidal

CONDICIÓN	CAPACIDAD t	CAPACIDAD t/m ²
Suelo-Zapata	20732.39	20.80
Fricción lateral	12306.57 (99.25 individual)	12.35
Punta	918.73 (7.41 individual)	0.922
Suelo-Pilotes	13285.10	13.33

Los resultados anteriores muestran que no existe presión de contacto en la interfaz suelo-zapata (descarga de la cimentación y superestructura equivalente a 12.3 t/m²), por lo que el cajón tenderá a despegarse del suelo. Al no haber presión de contacto, el comportamiento bajo un sismo se vuelve incierto por la posibilidad de que los pilotes penetren de manera súbita, provocando un mayor desplome.

V.2.2. Movimientos de la cimentación

De acuerdo a lo mencionado en el inciso V.2, existe una excentricidad de carga que provoca un momento de 12604 t-m, el cual provoca un incremento de carga en los pilotes (el cual se distribuyó mediante la fórmula de la escuadría), que sumado a la carga vertical por pilote (99 t), da como resultado que 61 pilotes trabajen en toda su longitud a fricción positiva más un incremento de carga promedio de 1.41 t/m² que toma el cajón, debido al contacto entre el suelo- zapata de cimentación; y 63 pilotes trabajen a fricción negativa y positiva con una carga promedio en la cabeza del pilote de 88.89 t (ver m.c.B.V.6).

Estos dos casos generales muestran que existen diferentes distribuciones de esfuerzos efectivos en el suelo debajo de la zapata, por lo que se tomó, para él calculo de los asentamientos, un pilote promedio para cada caso analizado, obteniéndose dos distribuciones de esfuerzos verticales efectivos, y por consiguiente dos asentamientos diferentes para la zapata (ver m.c.B.V.7 y m.c.B.V.8).

El cambio en los esfuerzos verticales producido por los pilotes y la presión de contacto (ver fig. V.2), según el caso, se calculó utilizando el método de superposición propuesto por Zeevaert, 1973, cuyas hipótesis se mencionaron en el inciso V.1.2

Los asentamientos se calcularon de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\delta = m_v \Delta\sigma H \quad (V.15)$$

donde:

δ asentamiento presentado por el estrato.

H espesor del estrato.

m_v módulo de compresibilidad volumétrica.

$\Delta\sigma$ variación de la relación del esfuerzo vertical efectivo entre el estado inicial y el estado final.

La aplicación de la ecuación V.15 conduce a un asentamiento de 71.20 cm para los pilotes trabajando a fricción combinada y 129.65 cm para los pilotes trabajando a fricción positiva más el incremento de carga en el cajón (ver memoria de cálculo B.V.8), lo que provoca un giro en la zapata ocasionado por el asentamiento diferencial.

Por otro lado, de las observaciones en campo, al perforar la losa de fondo de una de las celdas de la zapata trapezoidal, se encontró (ver II.1.3 del capítulo 2) una separación de 11 cm entre la losa y el terreno natural. Esta separación confirma que en la zapata, los pilotes trabajan a fricción combinada en esta zona, lo cual muestra, que el comportamiento observado es semejante a los resultados obtenidos del análisis.

Además, el levantamiento topográfico indica que se han producido asentamientos diferenciales transversales a la estación con una magnitud promedio de 0.0045 del claro (15.7cm/3500cm, ver figs. V.3, V.4 y V.5), los cuales son superiores a 0.004 del claro (14cm), valor límite para estructuras de concreto que marcan las NTCDCC (1993). Este levantamiento indica que también se han producido asentamientos diferenciales con respecto a las zapatas rectangulares, siendo este alrededor de 40 cm entre la zapata trapezoidal y la contigua rectangular, valor que también es excesivo de acuerdo a las NTCDCC, 1995.

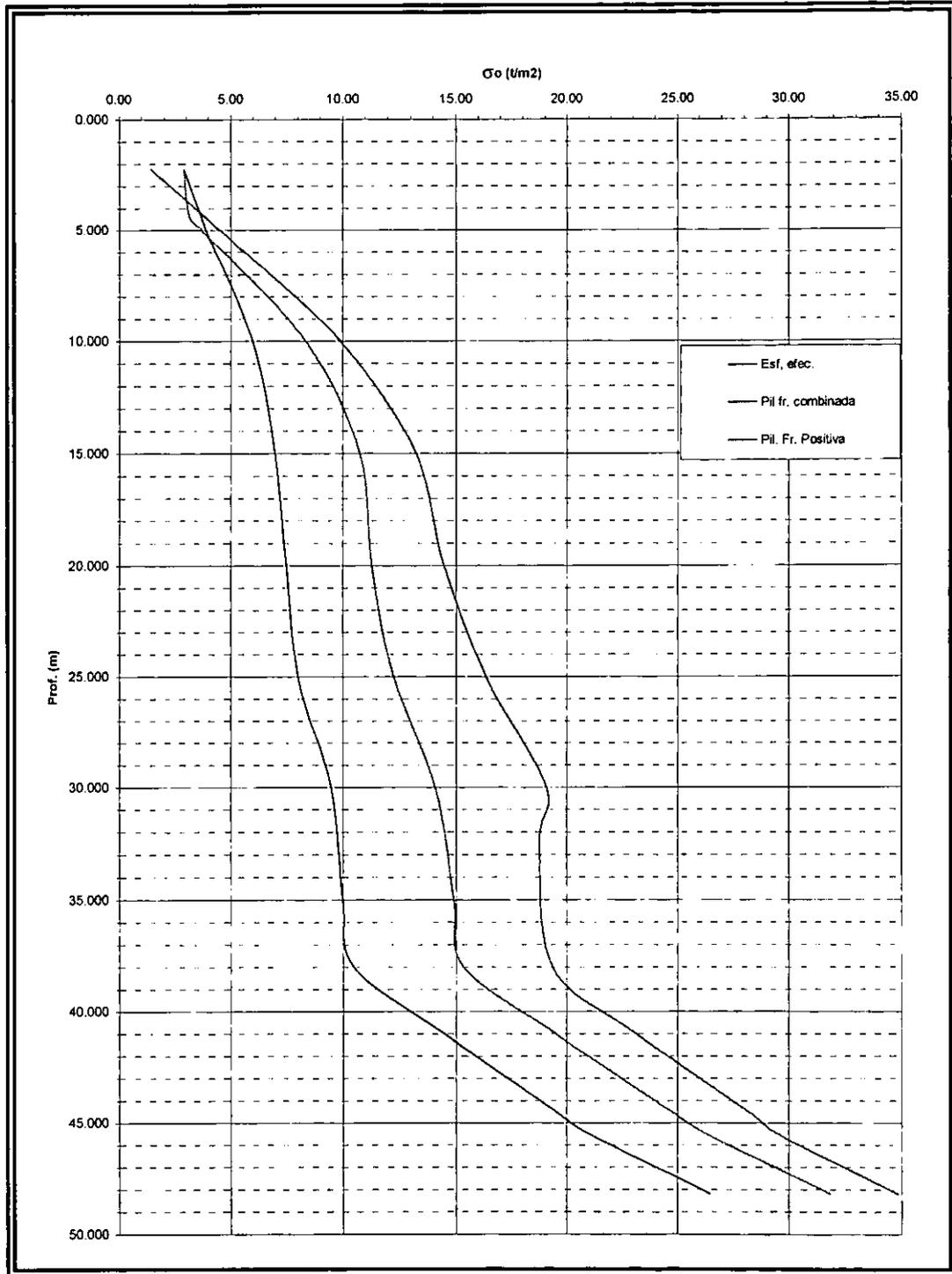


Figura V.2 Distribución de esfuerzos verticales efectivos para los dos casos analizados en la zapata trapezoidal.

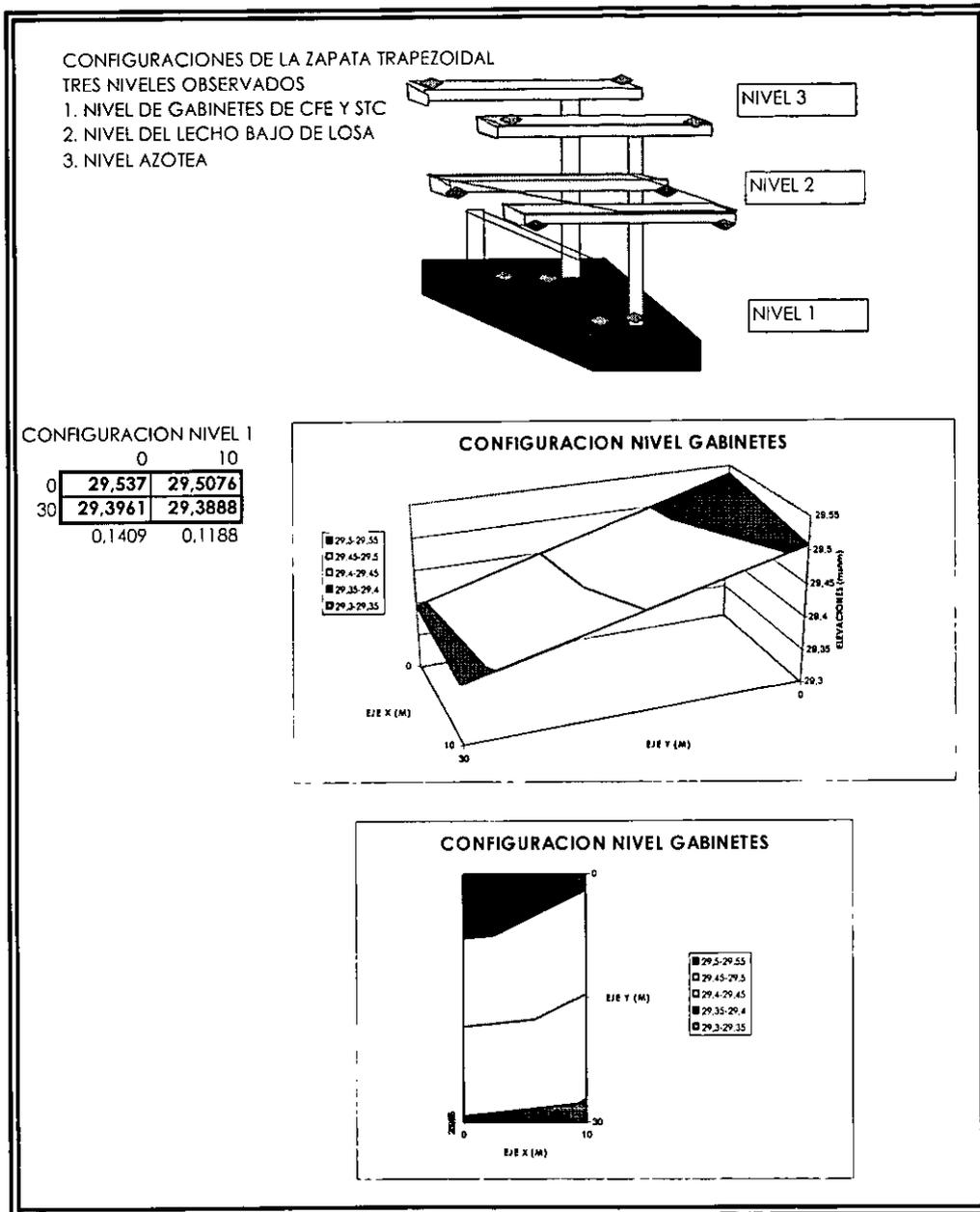


Figura V.3 Configuración de la zapata trapezoidal nivel gabinetes

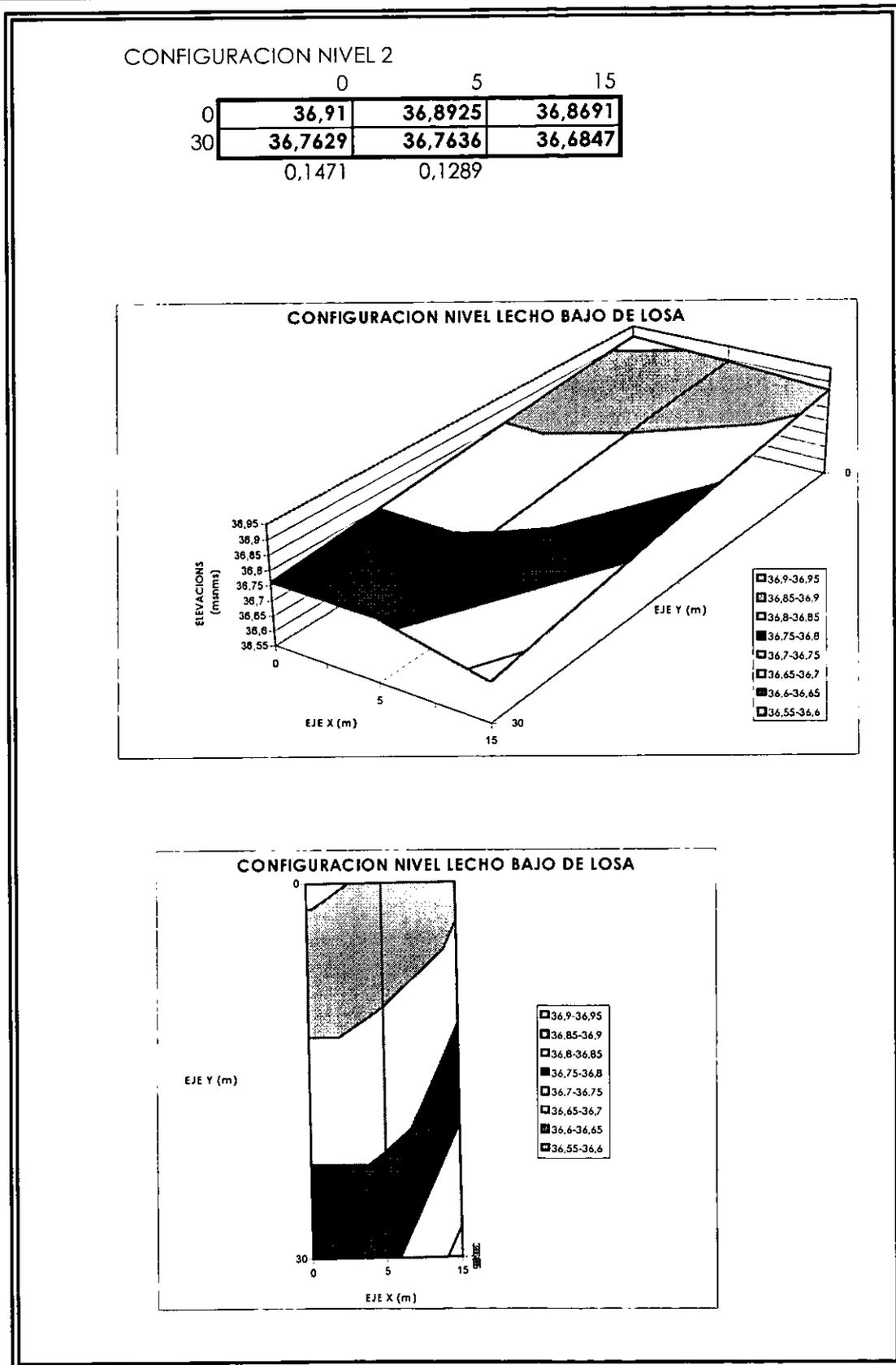


Figura V.4 Configuración de la zapata trapezoidal nivel lecho bajo de losa

CONFIGURACION NIVEL 3

	0	10
0	44,0712	43,9289
30	43,8789	43,7996
	0,1923	0,1293

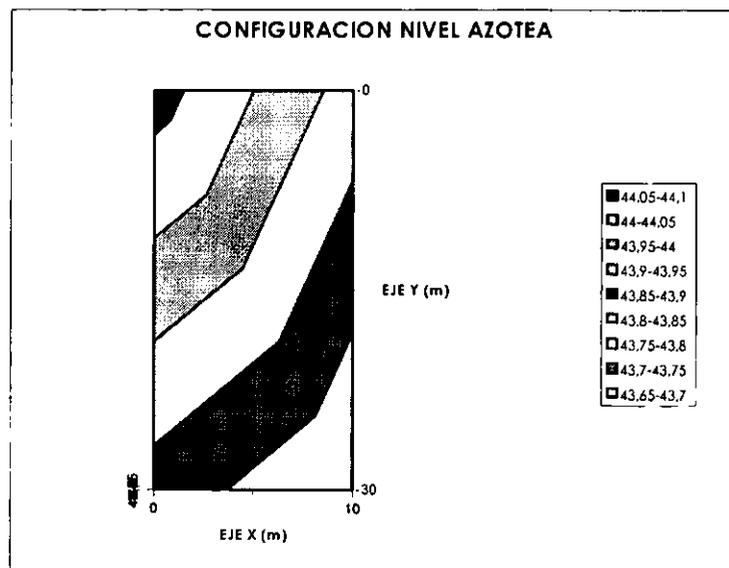
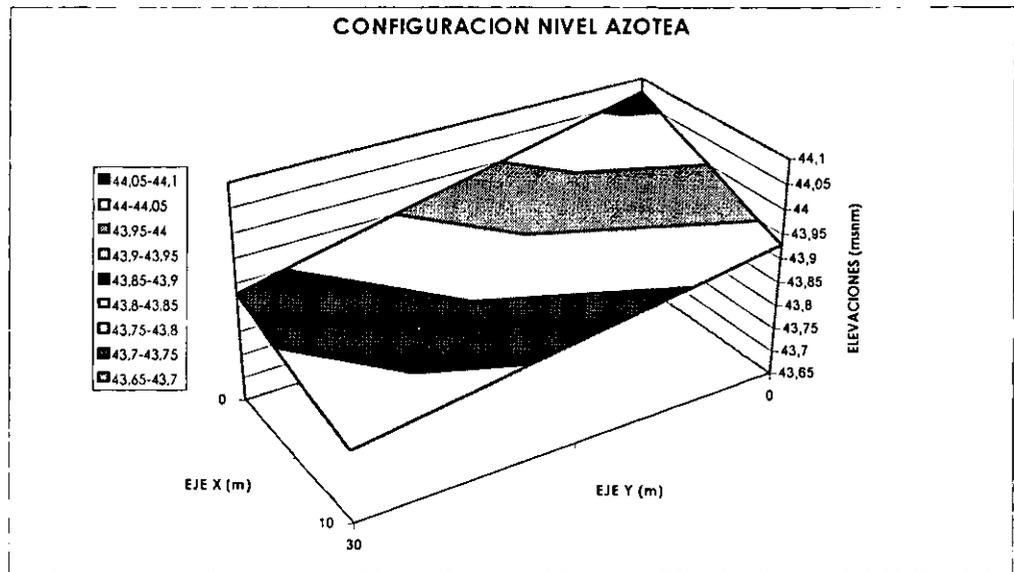


Figura V.5 Configuración de la zapata trapezoidal nivel azotea

VI. ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

Para resolver los problemas de cimentación que manifiesta la Estación terminal se han planteado dos alternativas básicas de solución:

- 1) Recimentación con pilotes apoyados de punta
- 2) Recimentación con pilotes trabajando a fricción

Cada una de estas alternativas se evalúa para elegir la que mejor cumpla con los siguientes requisitos: a) garantizar la seguridad estructural de la Estación terminal y b) tener un comportamiento satisfactorio en el futuro al menor costo posible, tanto inicialmente como por mantenimiento subsecuente.

VI.1 SOLUCIÓN CON PILOTES DE PUNTA

Se analizó la posibilidad de recimentar las zapatas rectangulares y trapezoidal mediante pilotes apoyados de punta en la primera capa dura. Cabe señalar que este tipo de cimentación tiene el inconveniente de que a largo plazo los pilotes se ven sometidos a fricción negativa por hundimiento regional, generándose emergimientos del cajón de cimentación. Para eliminar este problema es necesario instalar en cada uno de los pilotes un sistema de control, que requiere mantenimiento de por vida. Por otra parte, los sondeos exploratorios realizados muestran que la primera capa dura presenta una gran erraticidad en espesor y propiedades mecánicas. Para poder adoptar esta solución se requiere verificar de manera más confiable el espesor de este estrato y llevar a cabo pruebas mecánicas en campo y laboratorio que permitan conocer los parámetros de resistencia y compresibilidad representativos.

Con el objeto de evaluar la factibilidad de esta alternativa, se llevó a cabo un análisis de sensibilidad de los parámetros de resistencia requeridos para garantizar una capacidad de carga admisible, una vez descontada la fricción negativa que se pueda generar, que conduzca a un número de pilotes tal que sea posible acomodarlos en el área de cimentación y que cumpla con la estabilidad del conjunto y de los grupos de pilotes.

VI.1.1 Capacidad de carga de pilotes individuales

La capacidad de carga última por punta de los pilotes, Q_{pu} , en condiciones estáticas, se determinó mediante la expresión (Zeevaert, 1973):

$$Q_{pu} = (cN_c + \sigma_z N_q)(D_r + 0.1)A_p \quad (VI.1)$$

donde:

c	cohesión del estrato de apoyo, en t/m^2
N_c y N_q	factores de capacidad de carga
σ_z	esfuerzo vertical efectivo a nivel de desplante de los pilotes; en t/m^2
D_r	compacidad relativa del estrato de apoyo

A_p área de la punta del pilote, en m².

La capacidad de carga admisible, Q_{pa} , se determinó mediante la expresión:

$$Q_{pa} = \frac{Q_{pu}}{FS} - FN \quad (VI.2)$$

siendo FS el factor de seguridad y FN la fricción negativa en el fuste del pilote que se desarrollará a largo plazo.

La fricción negativa, calculada con el programa AVALON, resultó de 57 t para pilotes con dimensiones en el fuste de 30x30 cm; se evaluó mediante la expresión:

$$Q_{fu} = [(FP)_k]_{z_0}^{z_n} + \varpi \sum_{z_0}^d c_i \Delta z_i \quad (VI.3)$$

donde:

$(FP)_k$: fricción positiva ganada por reconsolidación del suelo desde la cabeza del pilote hasta una profundidad z_0 .

ϖ : perímetro ampliado del pilote.

c_i : cohesión de los diferentes estratos de suelo localizados entre la profundidad z_0 y d .

Δz_i : espesor de los diferentes estratos de suelo localizados entre la profundidad z_0 y d .

La fricción negativa utilizada en el cálculo se redujo a un 60% del valor teórico calculado tomando en cuenta algunas mediciones en pruebas de carga con pilotes a escala natural reportadas en la literatura (Auvinet y Hanell, 1978).

A partir de las expresiones VI.1 y VI.2 se determinó, para el caso de las zapatas rectangulares, la capacidad de carga tanto de los pilotes existentes llevados a la primera capa dura como de los pilotes nuevos, apoyados también en esa misma capa dura, necesarios para garantizar la estabilidad de la cimentación. El cálculo se realizó fijando una cohesión de 1.0 t/m², para el estrato de apoyo, haciendo variar el ángulo de fricción interna. Los resultados obtenidos indican que si el ángulo de fricción interna es menor de 38° los pilotes existentes llevados hasta la primera capa dura no contribuyen a la estabilidad de la cimentación, ya que la fricción negativa reduce drásticamente la capacidad de carga del pilote (fig. VI.1).

En la figura VI.2 se muestran los resultados del análisis de sensibilidad realizados en lo que se refiere al número de pilotes necesarios para garantizar la estabilidad de la cimentación, trabajando los pilotes como elementos aislados, en función del ángulo de fricción interna esperado; en ella se observa que si el ángulo de fricción interna del estrato de apoyo es de 38° el número de pilotes nuevos requeridos, con dimensiones en el fuste de 30x30 cm y en la punta de 50x50 cm, resulta de 89, y si dicho ángulo es de 42° se requieren únicamente 8 pilotes.

ESTA CALIBRE DE LA DEBE SER BIEN NOTERA

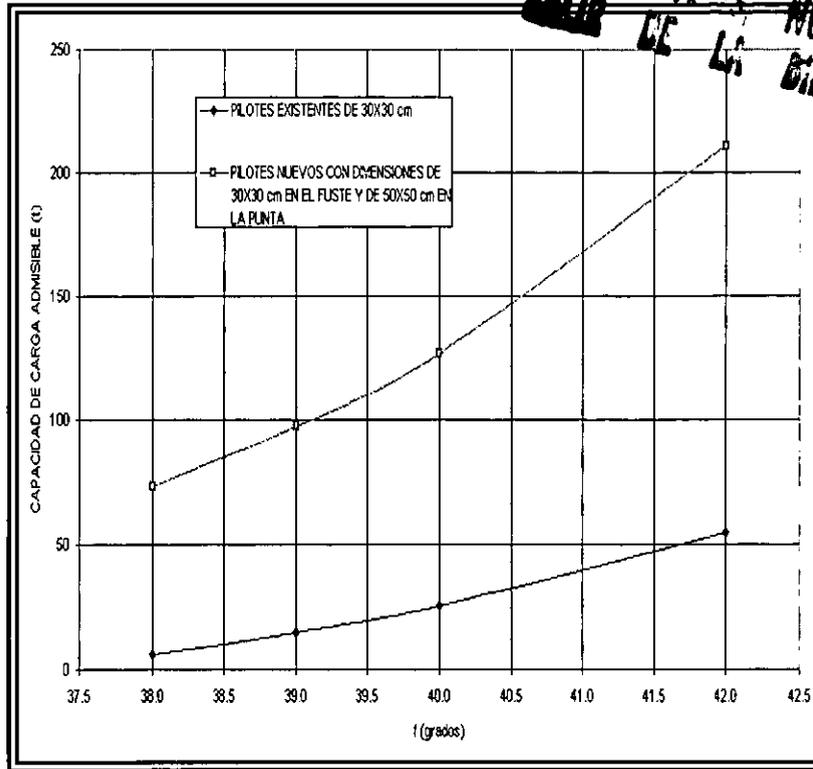


Figura VI.1 Capacidad de carga por punta de pilotes existentes y nuevos llevados a la primer capa dura

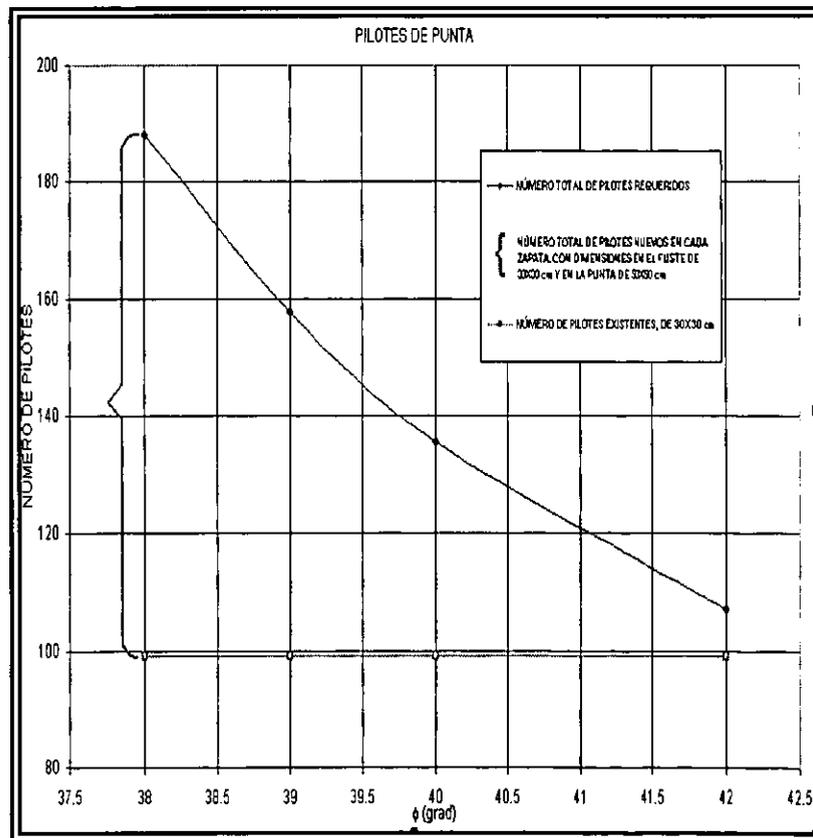


Figura VI.2 Resultados del análisis de sensibilidad

Los resultados anteriores muestran que la alternativa de pilotes apoyados de punta en la primera capa dura no es lo más apropiado para resolver el problema del edificio de la Estación terminal.

VI.2 SOLUCIÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN

VI.2.1 Zapatas rectangulares

Debido a que las puntas de los pilotes de fricción están muy cerca de la capa dura y tomando en cuenta que el hundimiento regional en la zona es del orden de 17 cm/año, es muy factible que en un lapso corto, éstas lleguen a apoyarse en el estrato resistente. De presentarse esta condición la cimentación tendrá un comportamiento impredecible a causa de la variabilidad de la capa dura, en lo que se refiere a su espesor y propiedades mecánicas. Por esta razón, los pilotes de fricción existentes no podrán aprovecharse como parte de la nueva cimentación, más aún tendrán que desconectarse y recortarse, lo que conlleva al hincado de pilotes adicionales, cuya geometría, nivel de desplante, número y distribución, deberá ser tal que se garantice un adecuado comportamiento, del sistema de cimentación cajón-pilotes, para las diferentes combinaciones de acciones que puedan presentarse. Además, los asentamientos o emersiones que se provoquen por el hincado de los nuevos pilotes deberán limitarse a valores permisibles y ser compatibles con los movimientos del resto de las estructuras del Conjunto Pantitlán.

Para el desarrollo de esta solución se hicieron las siguientes consideraciones:

- 1) Tanto el cajón como los pilotes de fricción contribuyen a la estabilidad de la cimentación.
- 2) La presión de contacto en la losa de apoyo del cajón se limitó a 1.0 t/m^2 , valor menor al esfuerzo vertical efectivo de 2.90 t/m^2 que se tiene al nivel de desplante.
- 3) Los pilotes nuevos trabajarán a su capacidad última por fricción positiva, por lo que ante un evento accidental, por ejemplo sismo, el cajón deberá tener la capacidad de absorber los incrementos de esfuerzo generados, con un factor de seguridad adecuado.
- 4) Los pilotes de fricción desconectados y recortados trabajarán a largo plazo a fricción negativa, aspecto que deberá tomarse en cuenta en la evaluación del asentamiento de la cimentación.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, se requieren 104 pilotes nuevos de $35 \times 35 \text{ cm}$ de sección transversal y de 30 m de longitud efectiva, trabajando por fricción a su capacidad de carga última, su distribución se muestra en la figura VI.3.

Los pilotes existentes deben desconectarse y recortarse dejando una separación de 2.5 m entre la cabeza de estos pilotes y la losa de cimentación, para garantizar que los nuevos trabajen siempre a fricción positiva. El asentamiento que se generará en esta cimentación dependerá del trabajo de conjunto, tanto de los nuevos pilotes sometidos a fricción positiva, como de los pilotes desconectados trabajando a fricción negativa.

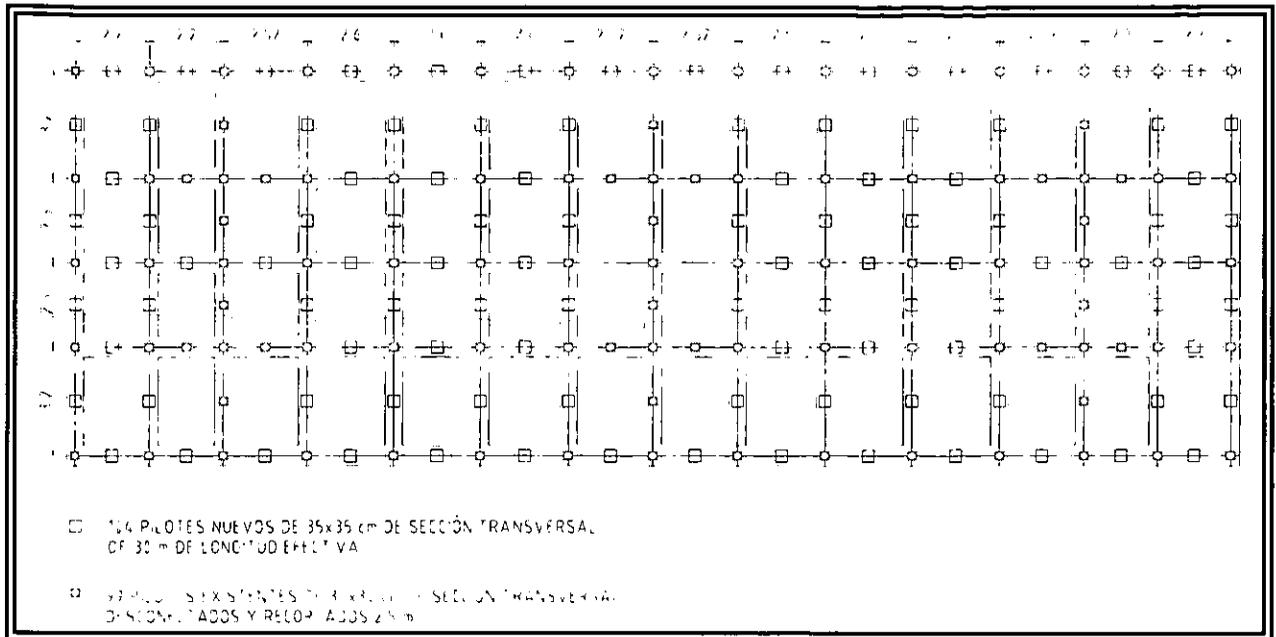


Figura VI.3 Distribución de pilotes nuevos

VI.2.1.1 Capacidad de carga por fricción, pilotes nuevos

A partir de la expresión VI.3, se calculó una capacidad de carga última de los pilotes de 62.5 t, por lo que el conjunto de pilotes por zapata tomará alrededor de 6500 t, las 629 toneladas restantes las absorberá el cajón de cimentación, con un factor de seguridad adecuado, ya que el esfuerzo en la interfaz con el suelo será menor al esfuerzo efectivo a ese nivel.

VI.2.1.2 Fricción negativa en pilotes desconectados

Debido al hundimiento regional de la zona donde se ubica el Conjunto Pantitlán, los pilotes desconectados trabajarán a largo plazo a fricción negativa, fenómeno que se acentuará cuando sus puntas toquen la primera capa dura.

La carga por fricción negativa que se desarrollará a lo largo del fuste del pilote se calculó mediante la siguiente expresión:

$$(FN)_d = \frac{\omega K_\phi}{1 + \frac{\omega K_\phi d}{3a}} \int_0^d \sigma_{oz} dz \quad (VI.4)$$

siendo:

$$K_\phi = \frac{\tan \phi_r}{N_\phi} \quad (VI.5)$$

$$N_{\phi} = \frac{1 + \text{sen}^2 \phi_r}{1 - \text{sen}^2 \phi_r} \quad (\text{VI.6})$$

σ_{oz} : esfuerzo vertical efectivo.

ϕ_r : resistencia residual de los estratos atravesados por el pilote

d : espesor de cada estrato

a : área tributaria media (fig. VI.4), calculada como la suma de las áreas tributarias de cada uno de los pilotes dividida entre su número, la cual depende de la geometría y posición del pilote, distribución de los pilotes, profundidad y ley de resistencia del material. Dichas áreas se calcularon con un programa de computadora llamado "ARETRIR" (López et al., 1999).

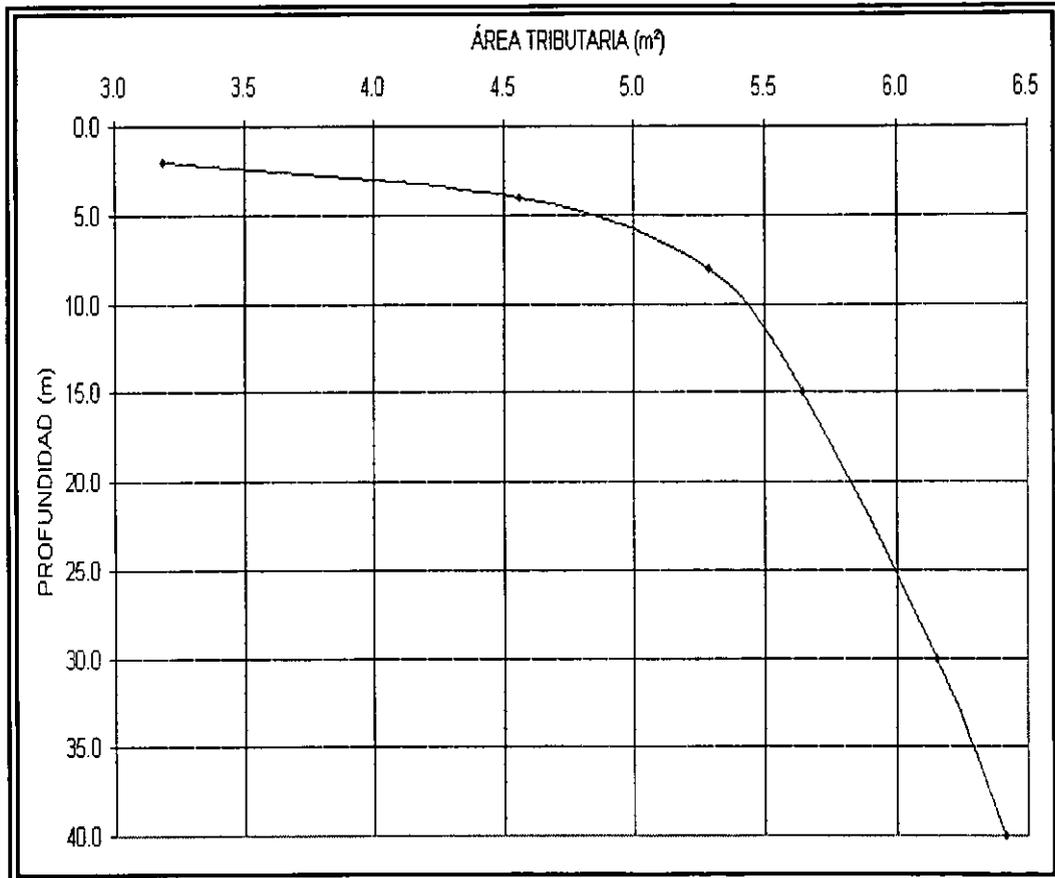


Figura VI.4 Áreas tributarias medias para el cálculo de la fricción negativa

VI.2.1.3 Movimientos de la cimentación

Para calcular los movimientos que se generarán en la cimentación durante la vida útil de la Estación se tomó en cuenta el cambio en el esfuerzo vertical efectivo que las nuevas condiciones de cimentación imponen a la masa de suelo en cada uno de sus estratos; por un lado, los pilotes existentes trabajando a fricción negativa y por el otro, los pilotes nuevos a fricción positiva; dichos cambios se calcularon respectivamente como:

$$\Delta\sigma_z = \frac{FP}{A} ; \quad \Delta\sigma_z = \frac{FN}{A} \quad (\text{VI.7})$$

siendo "A" el área tributaria envolvente (figs. VI.5 y VI.6, respectivamente), calculada como la suma del área tributaria de cada pilote dividida entre su número, cabe señalar que "A" siempre será mayor o igual que el área en planta del cajón.

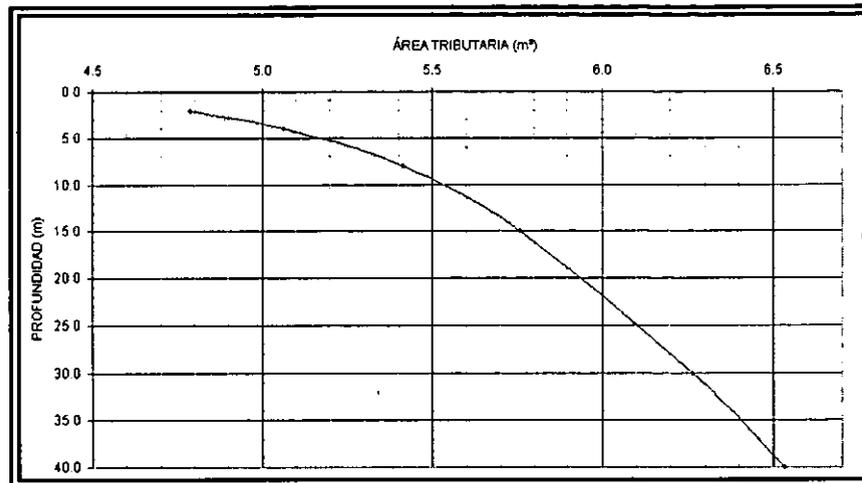


Figura VI.5 Áreas tributarias medias ampliadas para el cálculo del alivio de esfuerzos por fricción negativa

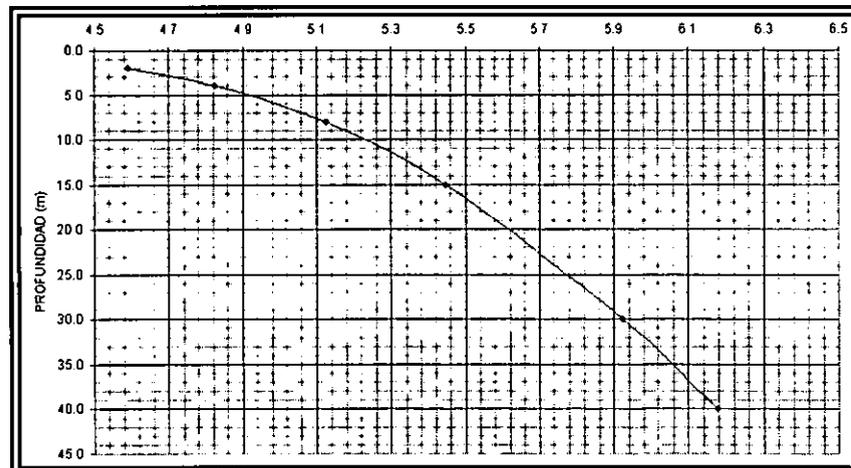


Figura VI.6 Áreas tributarias medias ampliadas para el cálculo del cambio de esfuerzos por fricción positiva

En el cálculo de los cambios de esfuerzo influyen también las áreas vecinas a la zapata analizada, por lo que su contribución se tomó en cuenta, adicionando sus influencias de esfuerzo sobre la zapata analizada. Estas influencias de esfuerzo se calcularon utilizando la solución de Damy-Casales (1982) mediante un programa de computadora llamado "ISRET" (Rivera y Zea, 1995).

El análisis de los cambios de esfuerzo (fig. VI.7) calculados con las expresiones VI.7, condujo a un "alivio de esfuerzos, a largo plazo, el cual generará emersiones del cajón de cimentación. En la m.c B.VI.1 del apéndice B se presenta la hoja de cálculo correspondiente a los cambios de esfuerzo efectivo para los distintos estratos de suelo. La magnitud de las emersiones se evaluó con la siguiente expresión (Zeevaert, 1973):

$$\delta_c = \sum_i^n \rho_{ei} M_{ei} \Delta\sigma_{zi} \Delta z_i \quad (\text{VI.8})$$

donde:

M_{ei} : Módulo de expansión elástica para alivio total de esfuerzos

ρ_{ei} : factor de corrección por alivio parcial de esfuerzos.

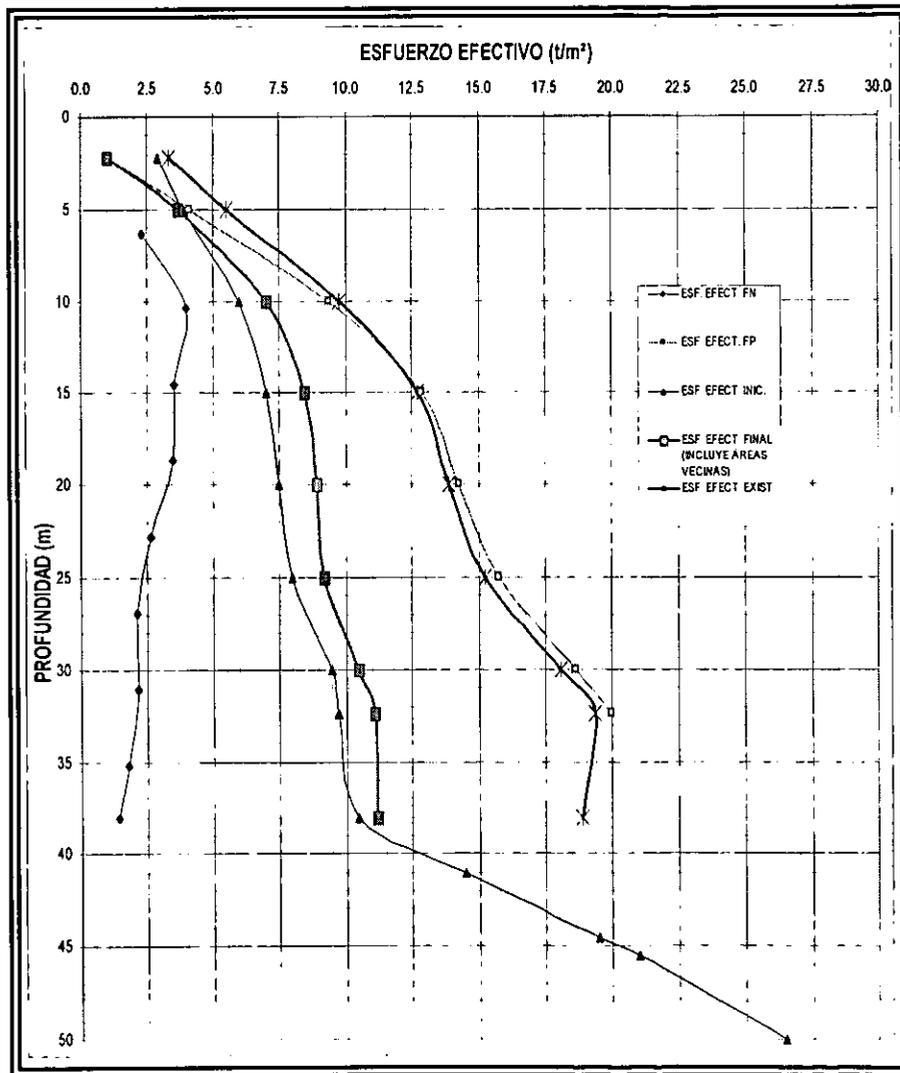


Figura VI.7 Cambio en el esfuerzo vertical efectivo provocado por los pilotes existentes desconectados y los nuevos trabajando a fricción última.

Con base en la expresión VI.8, se obtuvo una emersión a largo plazo del orden de 32 cm, lo cual se considera aceptable desde el punto de vista práctico, en virtud de las condiciones en que se encuentran las zapatas rectangulares actualmente. En la m.c. B.VI.2 del apéndice B se presenta la hoja de cálculo de los análisis descritos anteriormente.

VI.2.1.4 Distribución de pilotes en la etapa definitiva

En la figura VI.3 se muestra la distribución en planta de los pilotes propuestos para las zapatas rectangulares.

VI.2.2 Zapata trapezoidal

La zapata trapezoidal tiene como sistema de cimentación un cajón con dimensiones en planta irregulares, con un lado corto igual a 22.75 m, un lado largo de 34.20 m y una longitud de 35 m, abarcando un área en planta de aproximadamente 1000 m². Su profundidad de desplante es de 2.20 m, respecto al nivel actual del terreno y cuenta con 124 pilotes de fricción, de 30x30 cm de sección transversal, desplantados a 49.8 m de profundidad.

Dado que existe un desplome de esta zapata, para nivelarla es necesario desconectar los pilotes, instalarles un sistema de apoyo provisional que permita, al mismo tiempo, hacer que la zapata baje y gire en los puntos deseados. Antes de esto, deberán hincarse 35 pilotes nuevos (32 provisionales y 3 definitivos) de 40x40 cm de sección transversal, de 30 m de longitud efectiva, distribuidos como se muestra en la figura VI.8. Esto último es para garantizar un adecuado factor de seguridad durante las operaciones de renivelación.

Una vez logrado el enderezamiento, esta zapata se dividirá en dos partes con el objeto de evitar que nuevamente se generen movimientos diferenciales a largo plazo. Una parte de ella tendrá forma rectangular y la otra romboidal (fig. VI.9). En ambas zapatas la presión de contacto se limitará a 1.0 t/m² y el resto de la carga se tomará con pilotes de fricción trabajando a su capacidad de carga última; esto requiere que se desconecten 32 pilotes nuevos y 13 pilotes existentes (dentro de la zona romboidal) al término del enderezamiento y del recorte de la zapata.

VI.2.2.1 Capacidad de carga por fricción

La capacidad de carga de los pilotes existentes obtenida a partir de la expresión V1.3 con el programa AVALON, resultó de 99.0 t, mientras que para los nuevos se obtuvo una capacidad de 76.0 t.

VI.2.2.2 Análisis de enderezado

VI.2.2.2.1 Distribución de pilotes para enderezado

En la figura VI.8 se muestra la distribución en planta de los pilotes propuestos

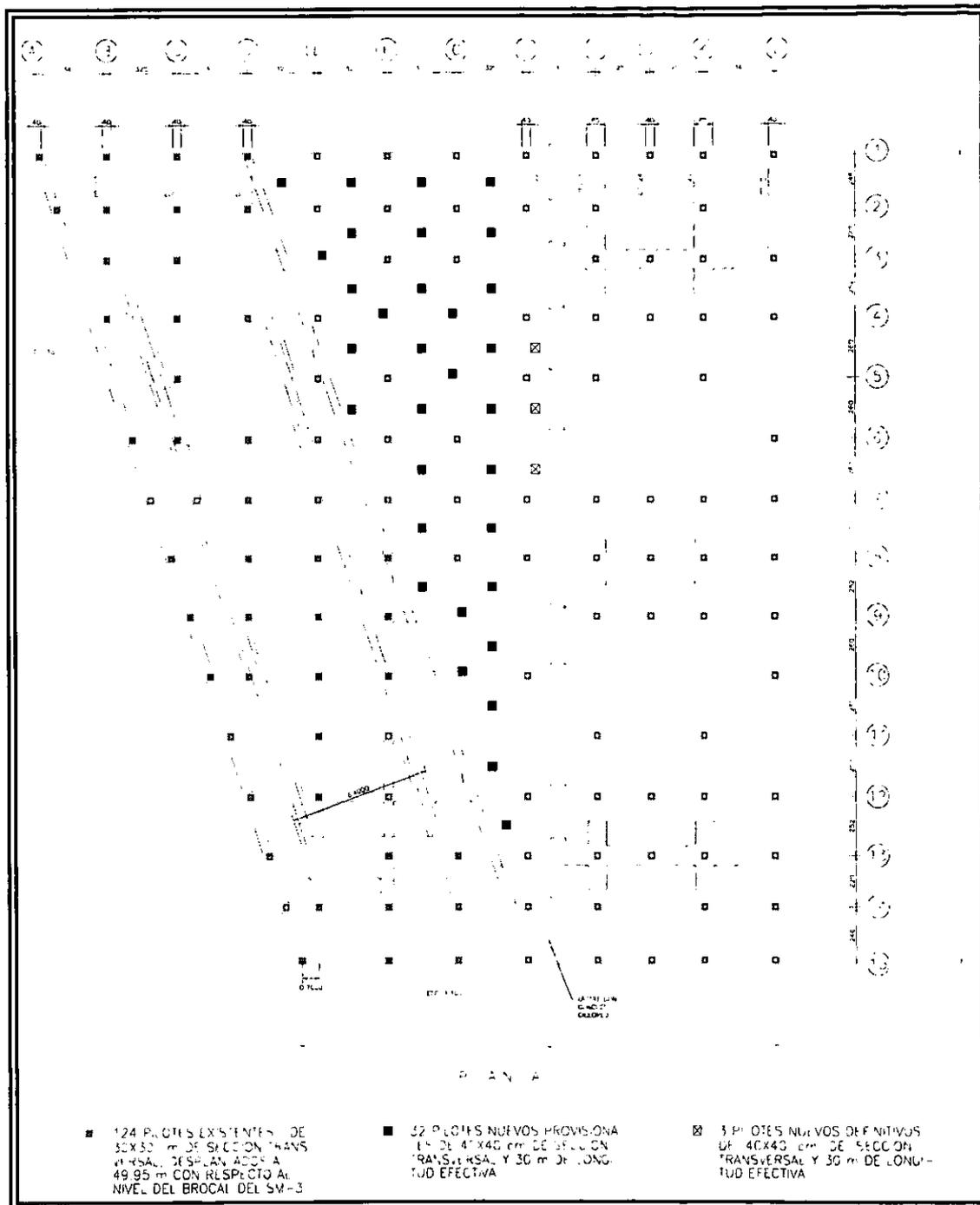


Figura VI.8 Distribución de pilotes para enderezado y definitivos

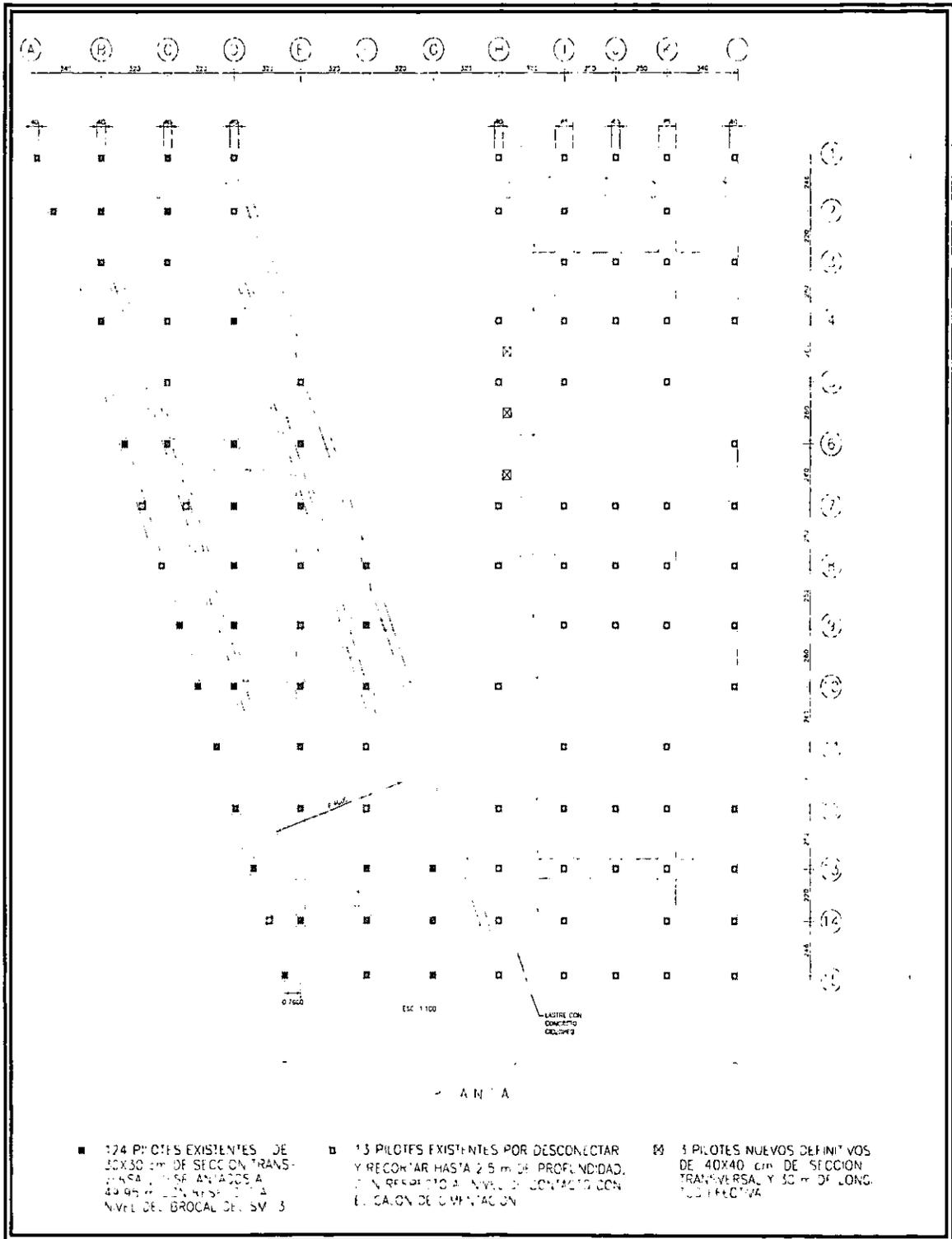


Figura VI.9 Zapata trapezoidal seccionada en una rectangular y otra romboidal nuevas

VI.2.2.2 Dispositivos de control para enderezamiento

Para lograr el enderezado del cajón de cimentación será necesario instalar en cada pilote, existente o nuevo, un dispositivo de control que permita manejar de manera precisa los movimientos verticales que se inducirán al cajón para lograr el enderezado. En la figura VI.10 se muestra un esquema de un gato de arena que ha sido utilizado con éxito en otros proyectos de enderezado de edificios apoyados en pilotes.

VI.2.2.3 Movimientos del cajón para enderezado

Con base en las nivelaciones de la zapata se encontró que las componentes del giro en dos direcciones ortogonales son de 0.586% en la dirección del eje "L" (Noreste) y de 0.321% en la dirección del eje "15" (Suroeste). La numeración de ejes se tomó del plano 85-E-100913-3-305-1275-P de DG COSTC. A partir de lo anterior, se determinó el eje de giro que deberá seguir el movimiento del cajón de cimentación para ser renivelado, el cual se muestra en la figura VI.11. También se presentan en la misma figura los desplazamientos totales que tiene que alcanzar la cimentación para lograr su renivelación, en forma de líneas de nivel. En la figura VI.12 se presenta una numeración adoptada para los pilotes nuevos y existentes, mientras que en la figura A.VI.1 del apéndice A se muestran en forma tabular los desplazamientos para cada pilote numerado.

VI.2.2.3 Distribución de pilotes en la etapa definitiva

En la figura VI.9 se muestra la distribución en planta de los pilotes propuestos para la zapata trapezoidal. Los pilotes provisionales necesarios para el enderezado se ubicaron en el área que se demolerá de la zapata original una vez logrado el objetivo, con el propósito de que la fricción negativa que se desarrolle en ellos tenga la mínima influencia sobre los pilotes de las dos nuevas zapatas resultantes. En la zapata romboidal nueva, se desconectarán y recortarán 13 pilotes existentes (fig. VI.9) para garantizar que el centro de reacciones y cargas sean coincidentes (m.c. B.VI.3 del apéndice B), para evitar excentricidades que conduzcan nuevamente al volteo de la estructura.

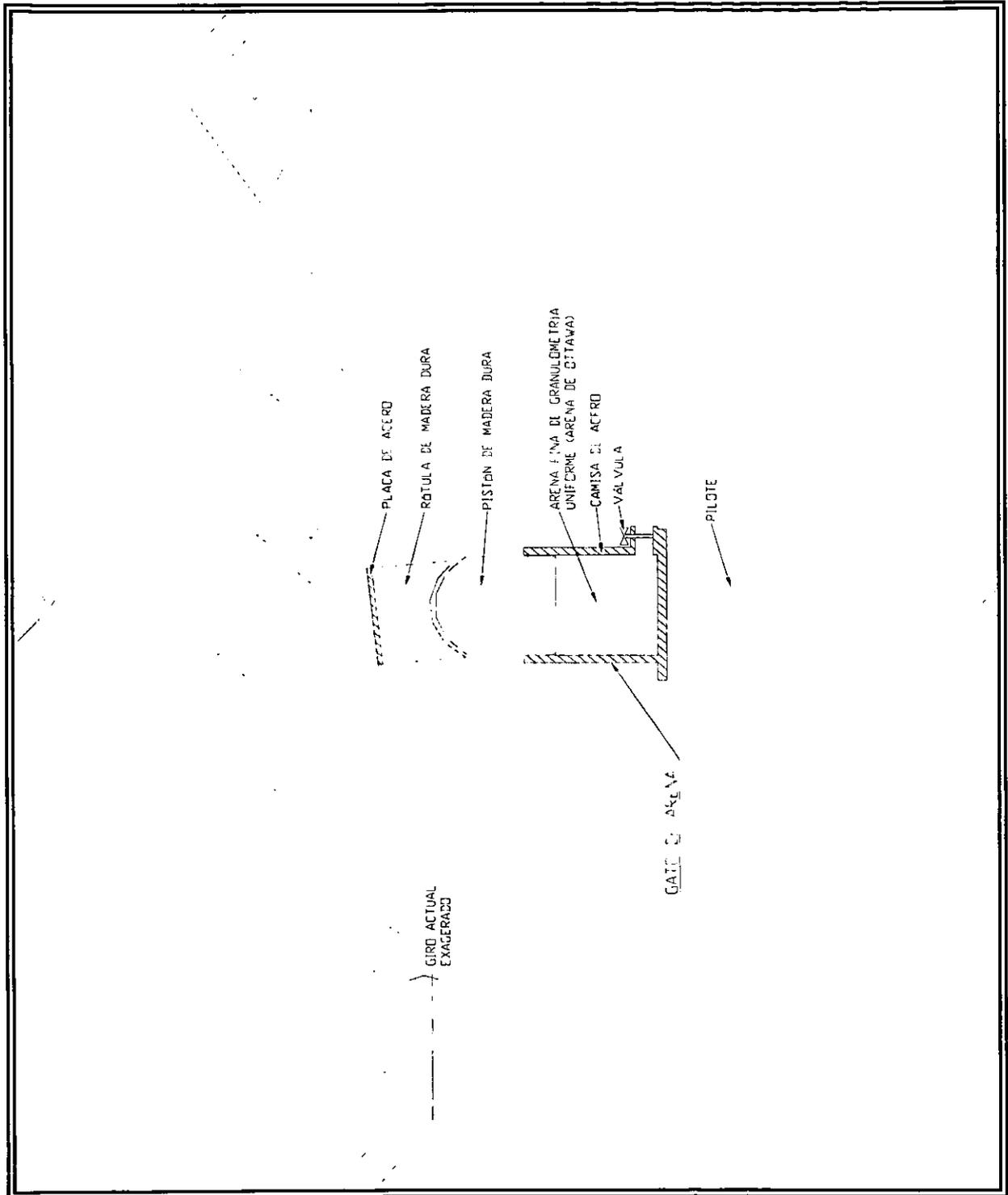


Figura VI.10 Dispositivos de control para la renivelación de la zapata trapezoidal

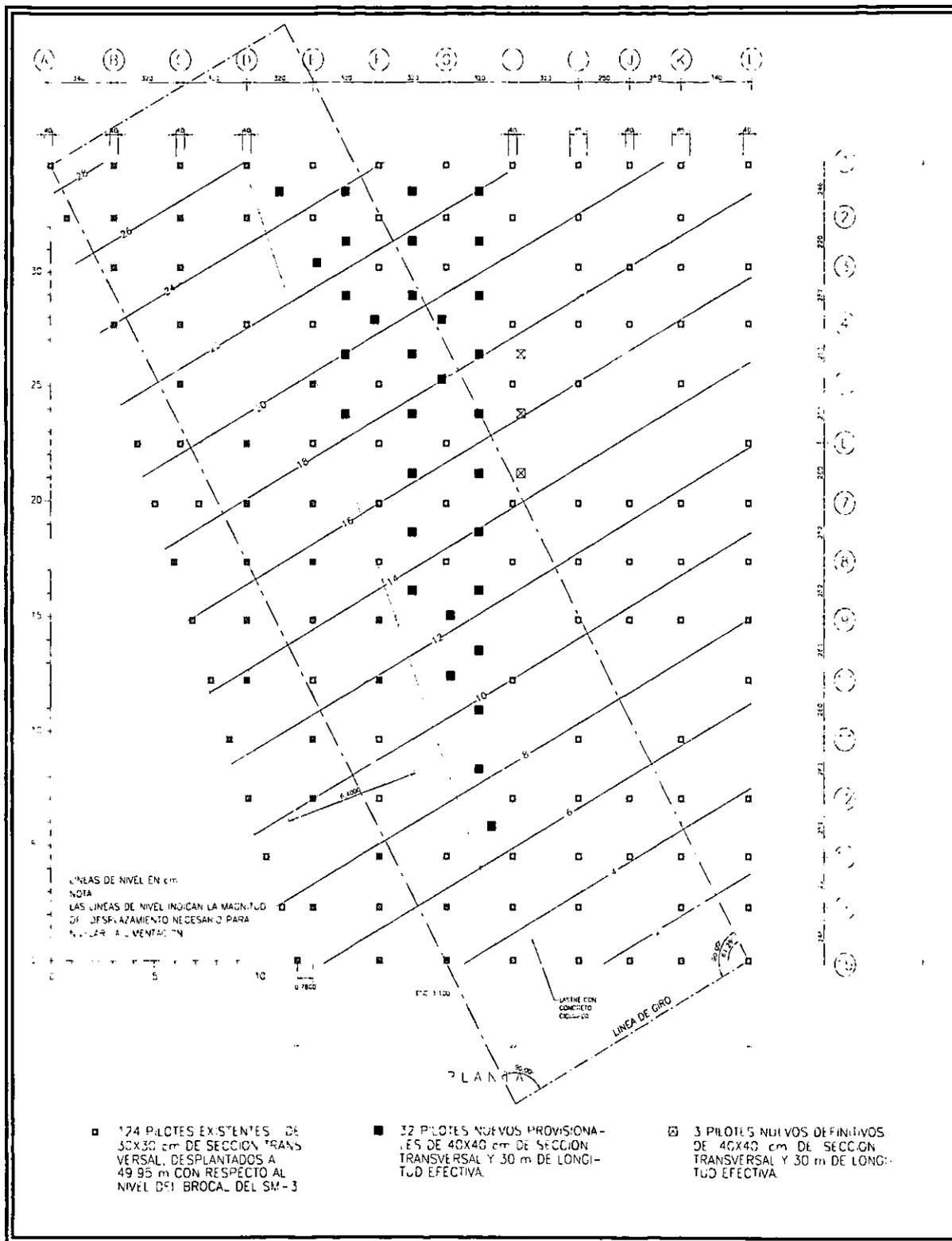


Figura VI.11 Línea de giro y línea de nivel

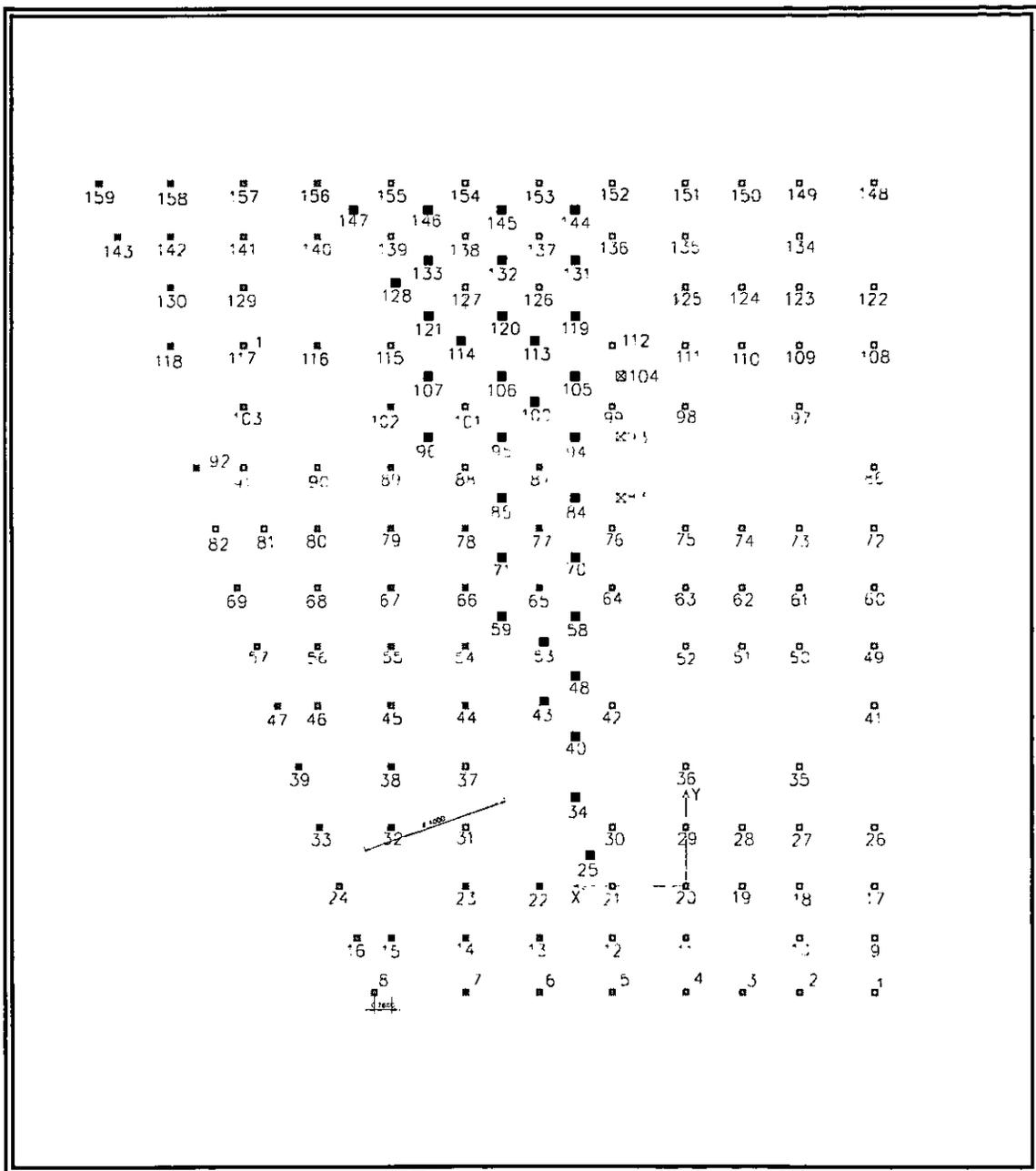


Figura VI.12 Numeración de pilotes

VI.2.2.4 Análisis de asentamientos

Para calcular los movimientos que se generarán en la cimentación durante la vida útil de la Estación se tomó en cuenta el cambio en el esfuerzo vertical efectivo que las nuevas condiciones de cimentación imponen a la masa de suelo en cada uno de sus estratos; por un lado, los pilotes trabajando a fricción positiva de la nueva zapata rectangular y por el otro, los pilotes trabajando a fricción positiva de la nueva zapata romboidal; dichos cambios se calcularon con la ecuación VI.7.

El análisis de los cambios de esfuerzo (fig. VI.13 y VI.14) calculados con las expresiones VI.7, condujo a un incremento de esfuerzos, a largo plazo, el cual generará asentamientos del cajón de cimentación. En la m.c B.VI.4 del apéndice B se presenta la hoja de cálculo correspondiente a los cambios de esfuerzo efectivo para los distintos estratos de suelo. La magnitud de los asentamientos se evaluó con la expresión V.15

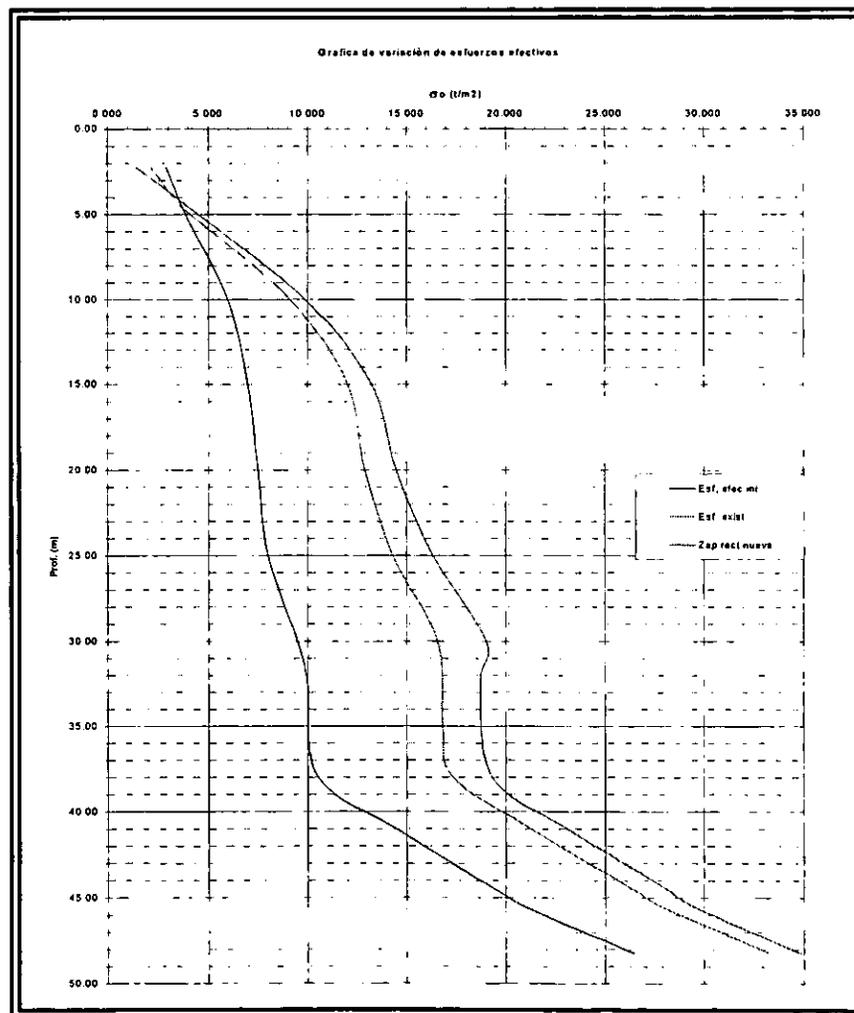


Figura VI.13 Cambio en el esfuerzo vertical efectivo para la zapata rectangular nueva.

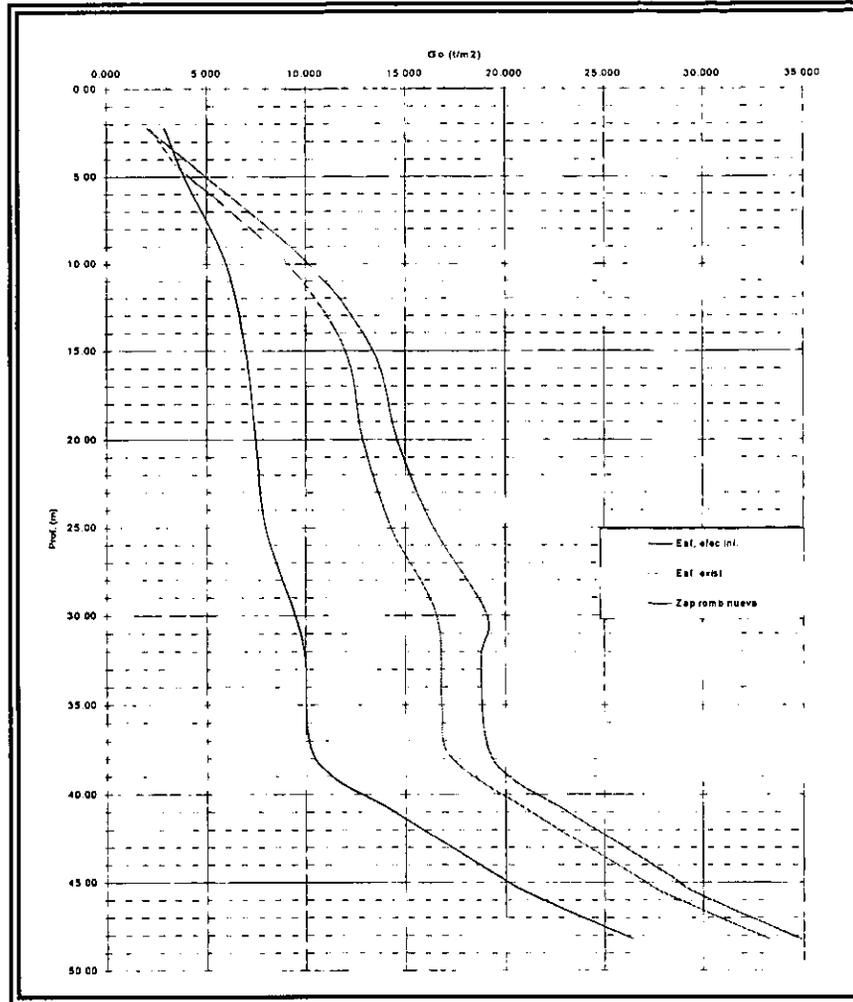


Figura VI.14 Cambio en el esfuerzo vertical efectivo para la zapata romboidal nueva.

Con base en la expresión V.15, se obtuvo un asentamiento a largo plazo del orden de 29 y 32 cm, para la zapata rectangular nueva y la zapata romboidal nueva respectivamente, lo cual se considera aceptable desde el punto de vista práctico. En la m.c. B.VI.5 del apéndice B se presenta la hoja de cálculo de los análisis de asentamientos.

VI.3 SOLUCIÓN ADOPTADA

La alternativa de recimentación con pilotes de fricción para el edificio de la Estación Pantitlán de la línea 9 del metro, involucra la utilización de nuevos pilotes que sustituyan a los existentes, en el caso de las zapatas rectangulares y, que los complementen, en el caso de la zapata trapezoidal del extremo sur del edificio terminal.

Asimismo, se requiere desconectar todos y cada uno de los pilotes existentes para poder, por un lado, enderezar la zapata trapezoidal y, por el otro, lograr que las zapatas rectangulares del resto de los apoyos del edificio tengan un comportamiento satisfactorio, con un factor de seguridad adecuado, en caso de un sismo. En las condiciones en las que se encuentra actualmente, la cimentación del edificio muestra vulnerabilidad ante una situación de esta naturaleza.

Es importante reiterar que la necesidad de desconectar los pilotes existentes, en las zapatas rectangulares, obedece a que estos pilotes se encuentran muy cerca de la primera capa dura y muy probablemente, comiencen a trabajar de manera diferente a como lo hacen a la fecha. El tiempo que falta para que se presente esta situación depende de la velocidad de hundimiento de la superficie del suelo con respecto a la primera capa dura. De acuerdo con las mediciones realizadas hasta la fecha, esta velocidad es cercana a los 17 cm/año, por lo que es de esperar que en un plazo de poco más de 3 años los pilotes alcancen dicha capa; tiempo que se estima se requiere para llevar a cabo la recimentación de la Estación terminal, ya que los trabajos se harían sin que el Metro de esta línea dejara de funcionar.

Los cálculos anteriores se basan exclusivamente en las mediciones hechas en un solo punto a lo largo del edificio, por lo que es indispensable ampliar la investigación de campo que permita determinar con mayor certidumbre la posición de la capa dura y por ende el colchón que se tiene entre la punta de los pilotes y esta capa.

Como ya se menciona en el inciso VI.1, ante los resultados obtenidos del análisis paramétrico, la alternativa de pilotes de punta no parece ser viable; sin embargo, sólo conociendo con precisión las características geométricas y de propiedades mecánicas de la capa dura, podrá tenerse una conclusión definitiva al respecto. Esta alternativa tiene, por otra parte, la circunstancia agravante del mantenimiento continuo por lo que reste de vida al edificio ya que se requiere la instalación de controles en los pilotes para contrarrestar el efecto del hundimiento regional.

Por lo tanto, la solución adoptada es la que contempla pilotes de fricción; ya que ésta cumplirá, de mejor modo, con los requisitos de seguridad y comportamiento satisfactorio a futuro, además de ser la más económica.

VII. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

VII.1 ZAPATAS RECTANGULARES

Para disminuir los hundimientos diferenciales que se presentan en la estación Pantitlán de la Línea 9, será necesario recimentar la estación con pilotes de fricción, lo que implica desconectar los pilotes existentes de las zapatas rectangulares para colocar nuevos que tengan el espacio suficiente entre la punta y la primer capa dura antes de que toquen esta última.

Los asentamientos que se generarán en esta cimentación dependerán del trabajo de conjunto tanto de los nuevos pilotes sometidos a fricción positiva como de los pilotes desconectados trabajando a fricción negativa (pilotes entrelazados).

Antes de iniciar con los trabajos de recimentación se colocarán todas las señalizaciones necesarias para asegurar las condiciones de seguridad y buen servicio de la estación.

Se deberá realizar un control de los movimientos de la estructura y de las colindancias durante todo el periodo de construcción. Al respecto, se llevarán nivelaciones periódicas y una instrumentación que deberán consistir de por lo menos:

- a) Referencias superficiales en zapatas, columnas y banquetas.
- b) Nivelaciones referidas a un banco de nivel profundo fuera del área de excavación.
- c) Nivelaciones de precisión de los elementos que se construyan por lo menos una vez al día.
- d) Piezómetros en las colindancias del área de excavación para conocer las variaciones de la presión de poro con la profundidad.

La recimentación de las zapatas rectangulares involucra las siguientes etapas:

- a) Hincado de 104 pilotes de 35x35 cm de sección transversal y 30.0 m de longitud a través del cajón de cimentación.
- b) Excavación por debajo de la losa inferior del cajón para desconectar y recortar los pilotes existentes. Así mismo, será necesario abatir el nivel freático para poder acceder a los pilotes.
- c) Refuerzo y conexión de los pilotes nuevos al cajón de cimentación.
- d) Reposición del suelo excavado para restablecer el contacto con el cajón de cimentación.
- e) Rehabilitación de la losa de fondo y losa tapa del cajón de cimentación.

VII.1.1 CONTROL DE NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS

Antes de iniciar con la excavación por debajo de la losa de las zapatas y durante la misma, se abatirá el nivel freático a una profundidad de 6.00 m, a partir del nivel del brocal del sondeo SM-3, instalando bombas en cárcamos de achique.

La extracción del agua se deberá realizar con un número suficiente de bombas de tal manera que el fondo de la excavación permanezca siempre estanco. El bombeo se suspenderá después de terminar la conexión del pilote con la losa.

VII.1.2 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN

Las excavaciones se realizarán tomando en cuenta las siguientes observaciones generales:

- a) La excavación será local, alrededor de los pilotes, tanto nuevos como existentes.
- b) La excavación se desarrollará en forma continua.
- c) El talud de avance en el frente de excavación será de 2:1 (horizontal: vertical) hasta alcanzar el nivel de proyecto.
- d) Para soportar el suelo por debajo de las zapatas, se colocará un sistema de contención constituido por tablonces y polines de madera. Los tablonces se apoyarán en las paredes del suelo excavado y los polines serán hincados a una profundidad necesaria para asegurar la estabilidad de la excavación.

Después de haber desconectado y recortado los pilotes existentes se procederá a reponer el suelo excavado para restablecer el contacto entre el suelo y el cajón de cimentación.

El material de relleno se colocará en capas de 15 cm de espesor, compactando cada capa hasta alcanzar el 90% de su peso volumétrico seco máximo (P.V.S.M.) de acuerdo con lo indicado en la norma ASSHTO T-99-74.

El material compactable que se utilizará para conformar el relleno, podrá ser una arena-limosa (tipo tepetate) o una arena-arcillosa, debiendo cumplir cualquiera de ellas los requisitos siguientes:

a) Tamaño máximo de partículas	7.5 cm
b) Límite líquido	50% máximo
c) Expansión media en la prueba V.R.S.	5% máximo
d) Valor relativo de soporte (V.R.S.)	20% mínimo
e) Porcentaje de material que pasa la malla No.200	35% máximo

VII.1.3 DESCONEXIÓN Y RECORTE DE LOS PILOTES EXISTENTES

Los pilotes existentes se desconectarán y se recortarán dejando una separación de 2.5 m entre la cabeza de éstos y la losa de cimentación, para garantizar que los nuevos siempre trabajen a fricción positiva.

El recorte de los pilotes se realizará mediante herramientas que no transmitan vibraciones al terreno o dañen al pilote.

VII.1.4 HINCADO DE LOS PILOTES NUEVOS

Para efectuar el hincado de los pilotes deberán tomarse en cuenta los siguientes requisitos:

- a) La ubicación de los pilotes se muestra en la figura VI.3.
- b) El hincado se hará a presión utilizando gato hidráulico con una capacidad de carga de 100 ton, en tramos iguales de 2.0 m de longitud cada uno.
- c) La unión de las secciones del pilote se hará mediante dos placas de acero soldadas.
- d) El desplome máximo permisible del eje longitudinal de los pilotes será igual a 1% de su longitud total.
- e) Los pilotes se hincarán de acuerdo con el siguiente orden: primero se hincaran los pilotes del centro posteriormente los pilotes de la periferia, empezando por cualquier esquina y continuando con un mismo sentido de giro.

VII.1.5 CONEXIÓN CON LA LOSA.

La conexión de la cabeza de los pilotes con la losa de cimentación deberá ser diseñada estructuralmente de tal manera que sea segura para ambos, tanto en el proceso de conexión como para resistir las acciones que se presenten en la estructura durante su funcionamiento.

Se deberá dejar previamente una preparación en la cabeza del pilote para dicha conexión.

VII.2 ZAPATA TRAPEZOIDAL

La rehabilitación de esta zapata requiere que sea renivelada previamente. El objetivo es el de hacer bajar el punto más elevado que actualmente tiene y que se localiza en el extremo suroeste. En consecuencia las actividades a desarrollar son las siguientes:

- a) Reubicación temporal o definitiva de las instalaciones que ubican en la zona de la zapata que se demolerá.
- b) Hincado de 48 pilotes de 40x40 cm de sección transversal y 30.0 m de longitud.

- c) Excavación, en toda el área, por debajo de la zapata para permitir la desconexión de los pilotes existentes y la instalación de los dispositivos de control para el enderezamiento, previo abatimiento del nivel freático.
- d) Operación de los dispositivos de control en secuencia programada previamente para nivelar paulatinamente la zapata hasta llevarla a una posición lo más cercana a la horizontal.
- e) Retiro de los dispositivos de control y conexión de los pilotes nuevos y existentes a los cajones de cimentación; excepto aquellos que se localicen en el área que será demolida.
- f) Demolición parcial de la zapata para dividirla en dos partes: una de forma rectangular como apoyo extremo del edificio terminal y la otra de forma romboidal (ver fig. VI.8).
- g) Rehabilitación de las dos nuevas zapatas en las caras afectadas por el corte.
- h) Reposición del suelo excavado para restablecer el contacto con el cajón de cimentación.
- i) Rehabilitación de la losa de fondo y losa tapa del cajón de cimentación.

VII.2.1 CONTROL DE AGUAS FREÁTICAS

El control de las aguas freáticas se llevará a cabo de la misma forma que para las zapatas rectangulares.

VII.2.2 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN

El proceso de excavación para esta zapata se realizará en toda el área por debajo de la misma. En general se seguirá el mismo proceso que para las zapatas rectangulares.

VII.2.3 HINCADO DE PILOTES PARA ENDEREZADO

El sistema de hincado será el mismo que se indica para las zapatas rectangulares. Estos pilotes se ubicarán de acuerdo con la figura VI.9.

VII.2.4 INSTALACION DE CONTROLES EN LOS PILOTES

Para lograr el enderezado del cajón de cimentación se deberán instalar en cada uno de los pilotes existentes y nuevos un dispositivo de control que permita manejar los movimientos verticales que se inducirán al cajón, este dispositivo se muestra en la fig. VI.10.

Previamente se deberán desconectar los pilotes existentes para permitir la instalación de dicho dispositivo.

El desconecte así como los dispositivos de control se colocarán de tal forma que, bajo ninguna circunstancia, se tengan más de cuatro pilotes al mismo tiempo desligados y sin control.

VII.2.5 DESCONEXIÓN Y RECORTE DE PILOTES EN EXCESO

El desconecte y recorte de los pilotes en exceso se hará de igual manera que para los pilotes de las zapatas rectangulares. Los pilotes en exceso a desconectar se pueden ver en las figs. VI.8 y VI.9.

VIII. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

1. De los análisis realizados para este estudio, se confirmó que el subsuelo está formado básicamente por arcillas con altos contenidos de agua que varían entre 200 y 400 %, y dos estratos permeables de arena y limo, ubicados, uno alrededor de los 9 m de profundidad y el otro a los 38.5 m aproximadamente, este último constituye la primer capa dura.
2. Los estratos de arcilla, presentan una baja resistencia al esfuerzo cortante y un grado de compresibilidad grande, debido en parte a los altos contenidos de agua y a la formación geológica que dio origen al valle de la ciudad de México.
3. Con base a las nivelaciones hechas en la estación se observaron hundimientos verticales diferenciales, tanto longitudinales como transversales, los cuales han provocado giros y torsiones tanto de la cimentación como de la superestructura, mismos que son indeseables para el buen funcionamiento de la estación.
4. El incremento del hundimiento diferencial transversal de la estación, se debe a la influencia que tuvo la construcción del cajón de cimentación de la estación terminal de la línea A, posiblemente fue ocasionado por la pérdida de confinamiento y de los desplazamientos ocurridos durante la excavación de dicho cajón.
5. Del análisis estructural se determinó que las descargas para las zapatas rectangulares son del orden de 7 t/m^2 y de 12 t/m^2 para el caso de la zapata trapezoidal, lo cual es un indicador de que la estructura es sumamente pesada, por lo que requirió que su cimentación fuese profunda debido a las condiciones de suelo existentes.
6. Del estudio del comportamiento mecánico de la cimentación de la estación, se observó, que la diferencia geométrica entre las zapatas de la estación, así como la relación que guardan sus descargas y sus capacidades de carga, han provocado hundimientos en las zapatas rectangulares y emersión y giros en la zapata trapezoidal, que confirman lo observado físicamente.
7. En resumen, el mal diseño de la cimentación, las características del subsuelo, el peso de la estructura y las construcciones vecinas han provocado los hundimientos diferenciales en la estación, que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Por lo cual se analizaron dos alternativas de solución, una a base de pilotes de punta y otra utilizando pilotes de fricción, siendo esta última la propuesta en este estudio.
8. Como ya se menciona en el inciso VI.1, ante los resultados obtenidos del análisis paramétrico, la alternativa de pilotes de punta no parece ser viable; sin embargo,

sólo conociendo con precisión las características geométricas y de propiedades mecánicas de la capa dura, podrá tenerse una conclusión definitiva al respecto. Esta alternativa tiene, por otra parte, la circunstancia agravante del mantenimiento continuo por lo que reste de vida al edificio ya que se requiere la instalación de controles en los pilotes para contrarrestar el efecto del hundimiento regional.

9. La alternativa de recimentación con pilotes de fricción para el edificio de la Estación Pantitlán de la línea 9 del metro, involucra la utilización de nuevos pilotes que sustituyan a los existentes, en el caso de las zapatas rectangulares y, que los complementen, en el caso de la zapata trapezoidal del extremo sur del edificio terminal.
10. Asimismo, se requiere desconectar todos y cada uno de los pilotes existentes para poder, por un lado, enderezar la zapata trapezoidal y, por el otro, lograr que las zapatas rectangulares del resto de los apoyos del edificio tengan un comportamiento satisfactorio, con un factor de seguridad adecuado, en caso de un sismo. En las condiciones en las que se encuentra actualmente, la cimentación del edificio muestra vulnerabilidad ante una situación de esta naturaleza.
11. Es importante reiterar que la necesidad de desconectar los pilotes existentes, en las zapatas rectangulares, obedece a que estos pilotes se encuentran muy cerca de la primera capa dura y muy probablemente, comiencen a trabajar de manera diferente a como lo hacen a la fecha. El tiempo que falta para que se presente esta situación depende de la velocidad de hundimiento de la superficie del suelo con respecto a la primera capa dura. De acuerdo con las mediciones realizadas hasta la fecha, esta velocidad es cercana a los 17 cm/año, por lo que es de esperar que en un plazo de poco más de 3 años los pilotes alcancen dicha capa; tiempo que se estima se requiere para llevar a cabo la recimentación de la Estación terminal, ya que los trabajos se harían sin que el Metro de esta línea dejara de funcionar.
12. Los cálculos del inciso anterior se basan exclusivamente en las mediciones hechas en un solo punto a lo largo del edificio, por lo que es indispensable ampliar la investigación de campo que permita determinar con mayor certidumbre la posición de la capa dura y por ende la distancia que se tiene entre la punta de los pilotes y esta capa.

REFERENCIAS

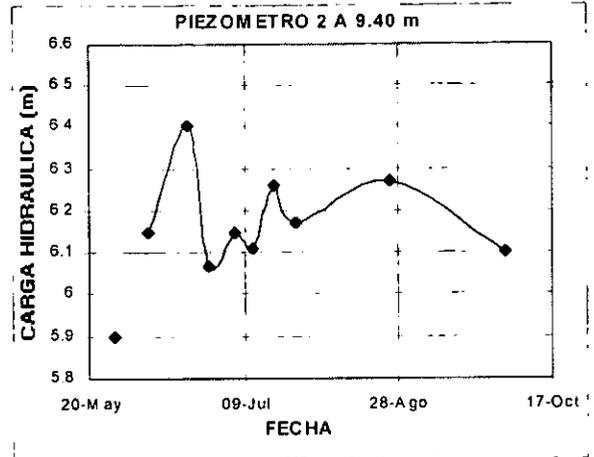
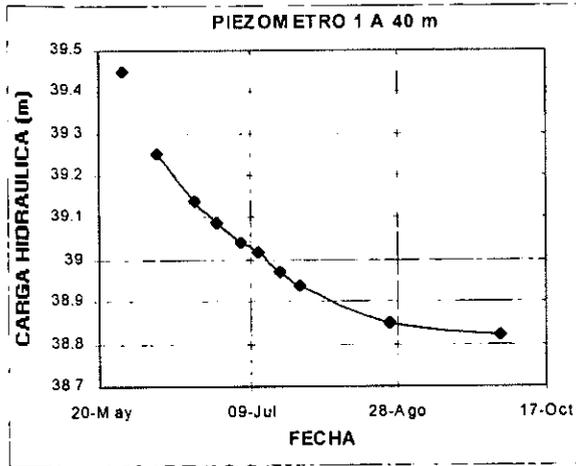
1. Zeevaert, L. (1973), *Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions*, Ed. Van Nostrand Reinhold, Co., 1ª edición.
2. Zeevaert Leonardo (1980). *Interacción Suelo – Estructura de Cimentación*. Edit. Limusa México D.F.
3. Zeevaert Leonardo (1984). *Teoría y Práctica del Péndulo de Torsión*. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería UNAM. Primera Edición. México, D.F.
4. Mendoza Jiménez Fabián (1997). *Análisis de Cimentaciones con Pilotes de Fricción con Ayuda de un programa de Computadora; Método de Zeevaert*. Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM. México D.F.
5. López, G., Zea, C. y Rivera, R. (1999), “Cálculo del Área Tributaria de Pilotes de Fricción con Ayuda de un Programa de Computadora”, Informe Interno, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM.
6. Rivera, R. y Zea, C. (1996). “ISRET” Programa de computadora para el análisis de Interacción suelo-cimentación utilizando el método de Zeevaert. Memorias de la XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Morelia, Mich..
7. COVITUR (1987). *Manual de Diseño Geotécnico. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano*. Volumen 1. México, D.F.
8. COVITUR (1986) *Especificaciones para el proyecto y construcción de las líneas del metro de la Ciudad de México*. Volumen I y II. México D.F.
9. NTCDC (1995). *Normas Técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México. D.F.
10. NTCDS-DF (1995). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México D.F.
11. Juárez E y Rico A (1989). *Mecánica de Suelos*. Editorial Limusa. Tomo II. Segunda Edición. México, D.F.
12. Maña Fructuoso (1975) *Cimentaciones Superficiales*. Editorial Blume. 1ª. Edición España.
13. Santoyo Enrique (1989). *El cono en la exploración geotécnica*. TGC Geotecnia S.A. México D.F.
14. Damy J. (1982). “Integración de las Superficies de Boussinesq, Weestergard y Frölich Sobre Superficies Poligonales”. Revista de Ingeniería No. 1, UNAM.
15. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1978), “El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México”.
16. Informe Técnico (1999). *Estimación del Peligro Sísmico en la Estación del Conjunto Pantitlán del Sistema de Transporte Colectivo “Metro”*. Fundación Barros Sierra. México D.F.

APÉNDICE A
TABLAS Y GRÁFICAS

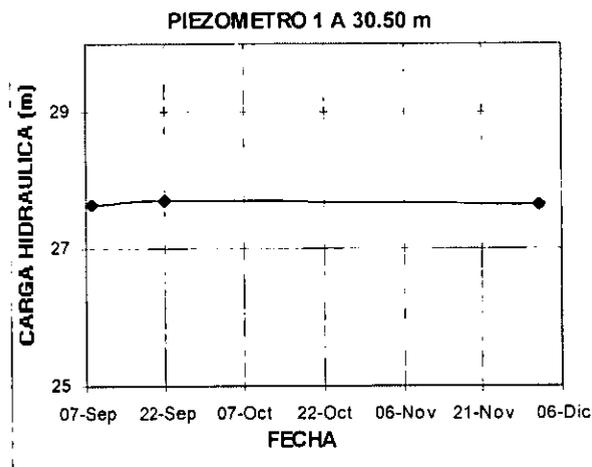
Figura A.II.1 Gráficas de mediciones piezométricas en EP-1, EP-2 y EP-3

Estación piezométrica EP-1

Piezómetros abiertos

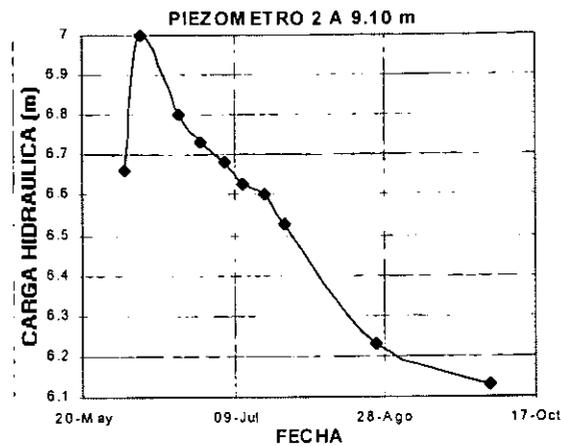
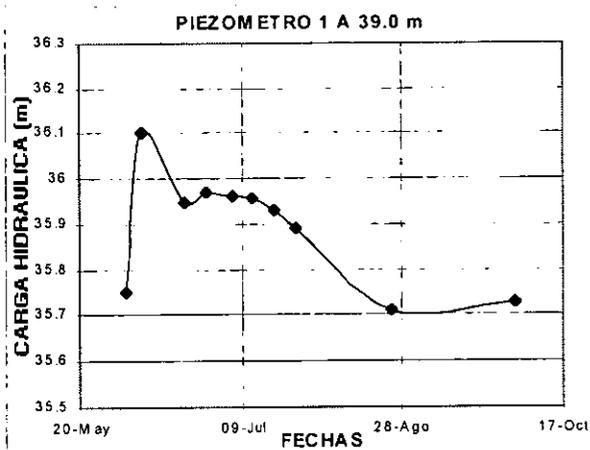


Piezómetro neumático

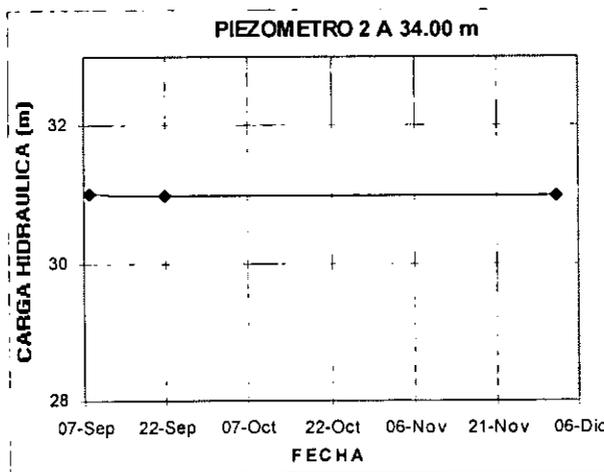


Estación piezométrica EP-2

Piezómetros abiertos

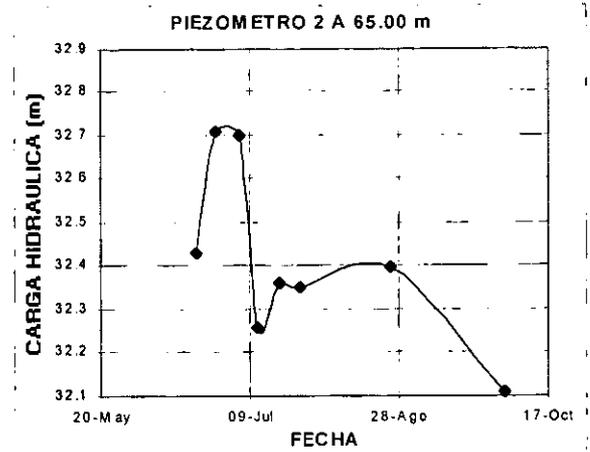
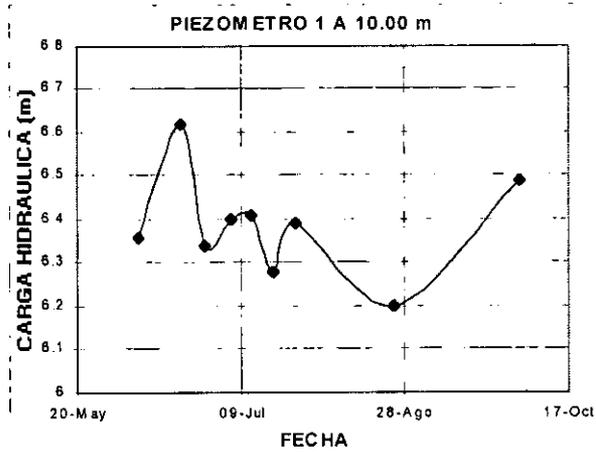


Piezómetro neumático



Estación piezométrica EP-3

Piezómetros abiertos



Piezómetro neumático

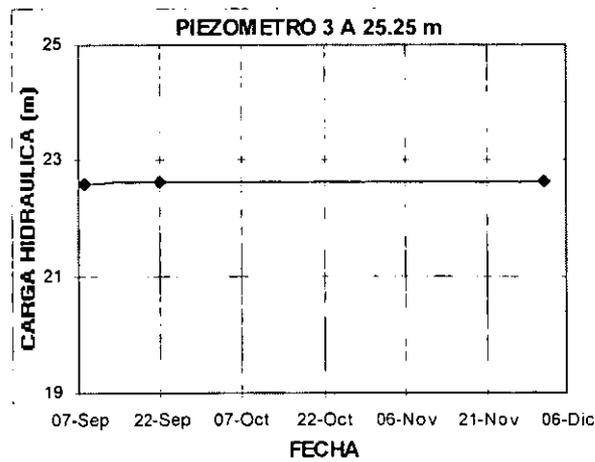
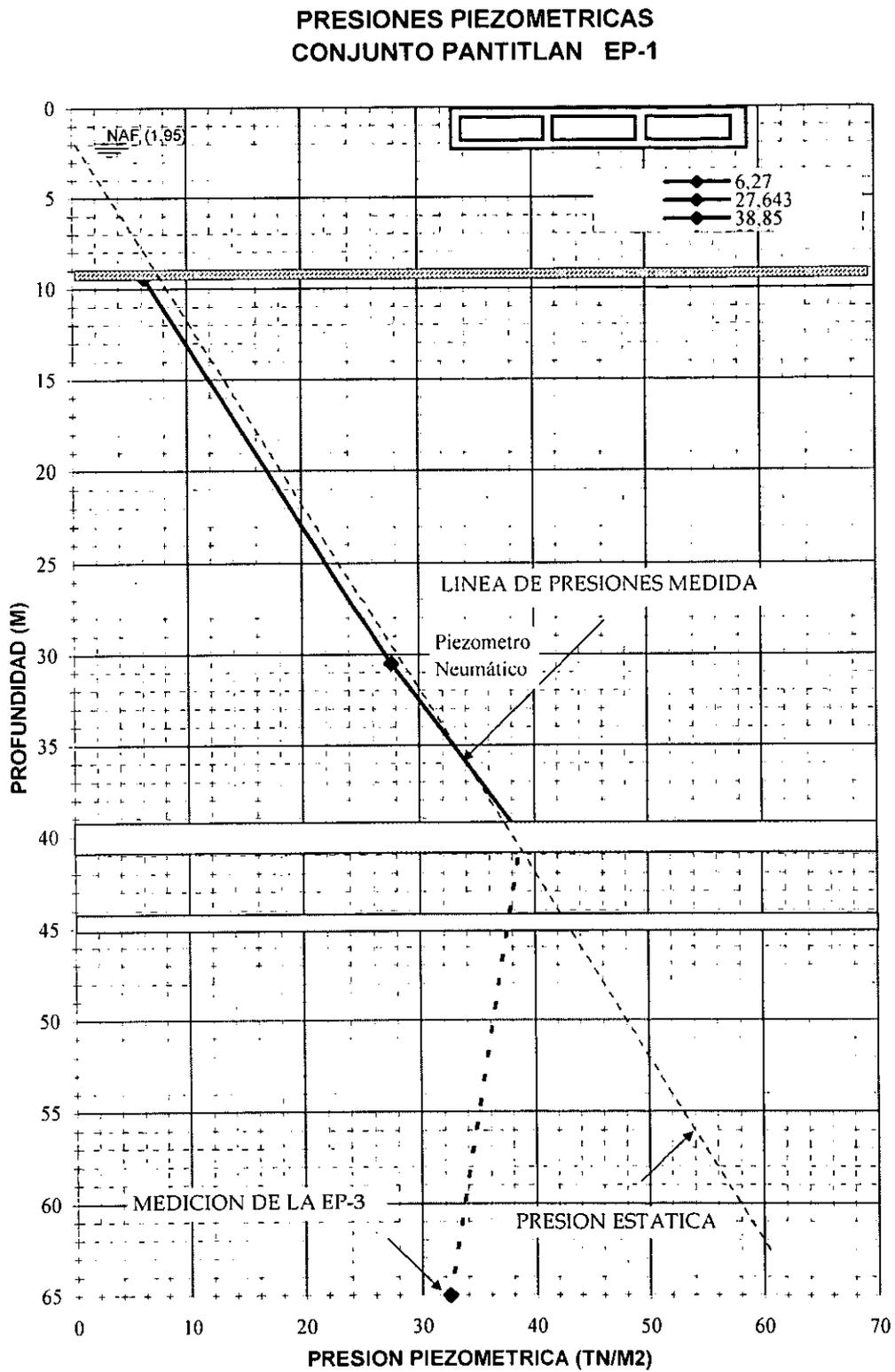
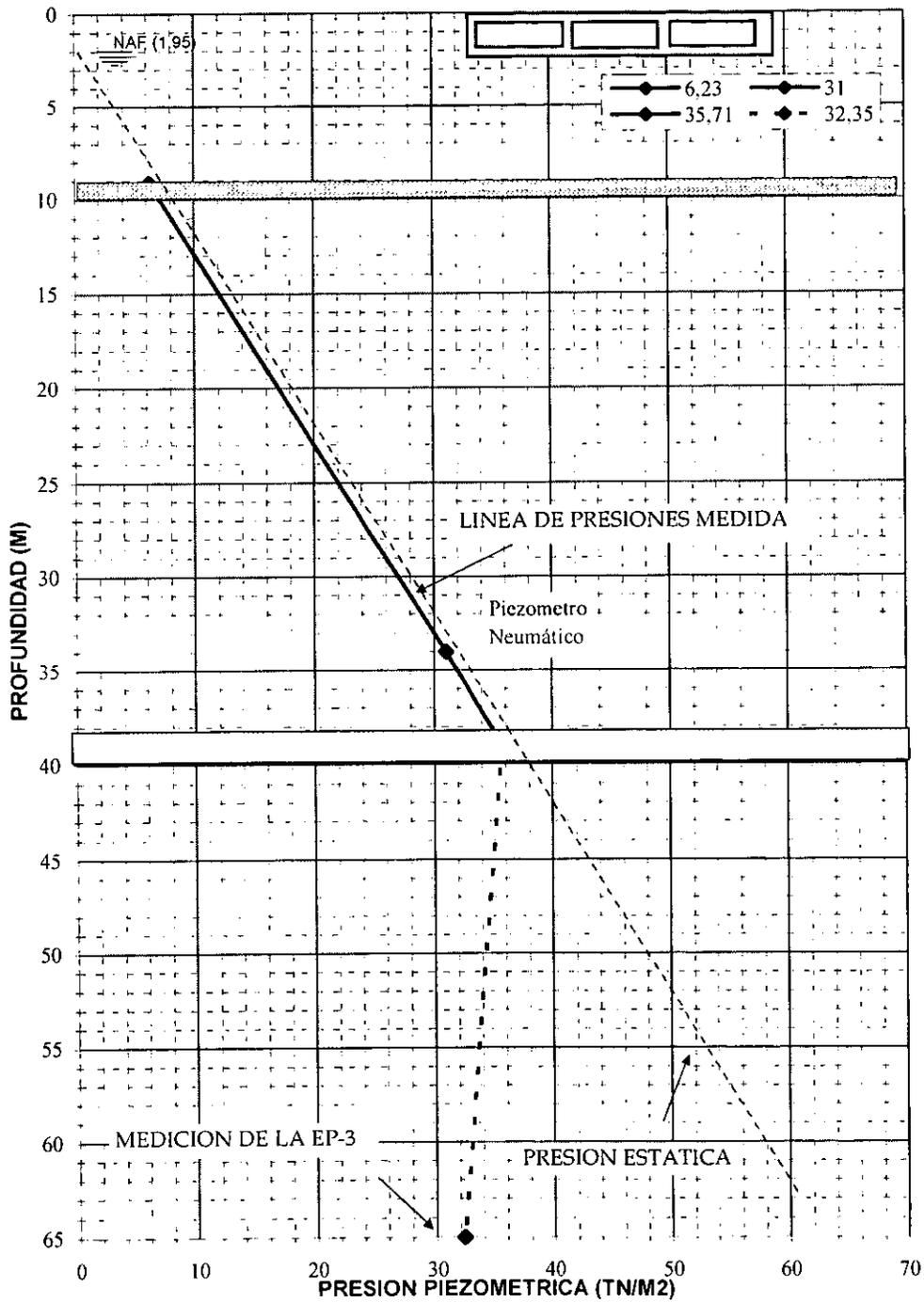


Figura A.II.2 Gráficas comparativas de presiones medidas e hidrostáticas en EP-1, EP-2 y EP-3



**PRESIONES PIEZOMETRICAS
CONJUNTO PANTITLAN EP-2**



**PRESIONES PIEZOMETRICAS
CONJUNTO PANTITLAN EP-3**

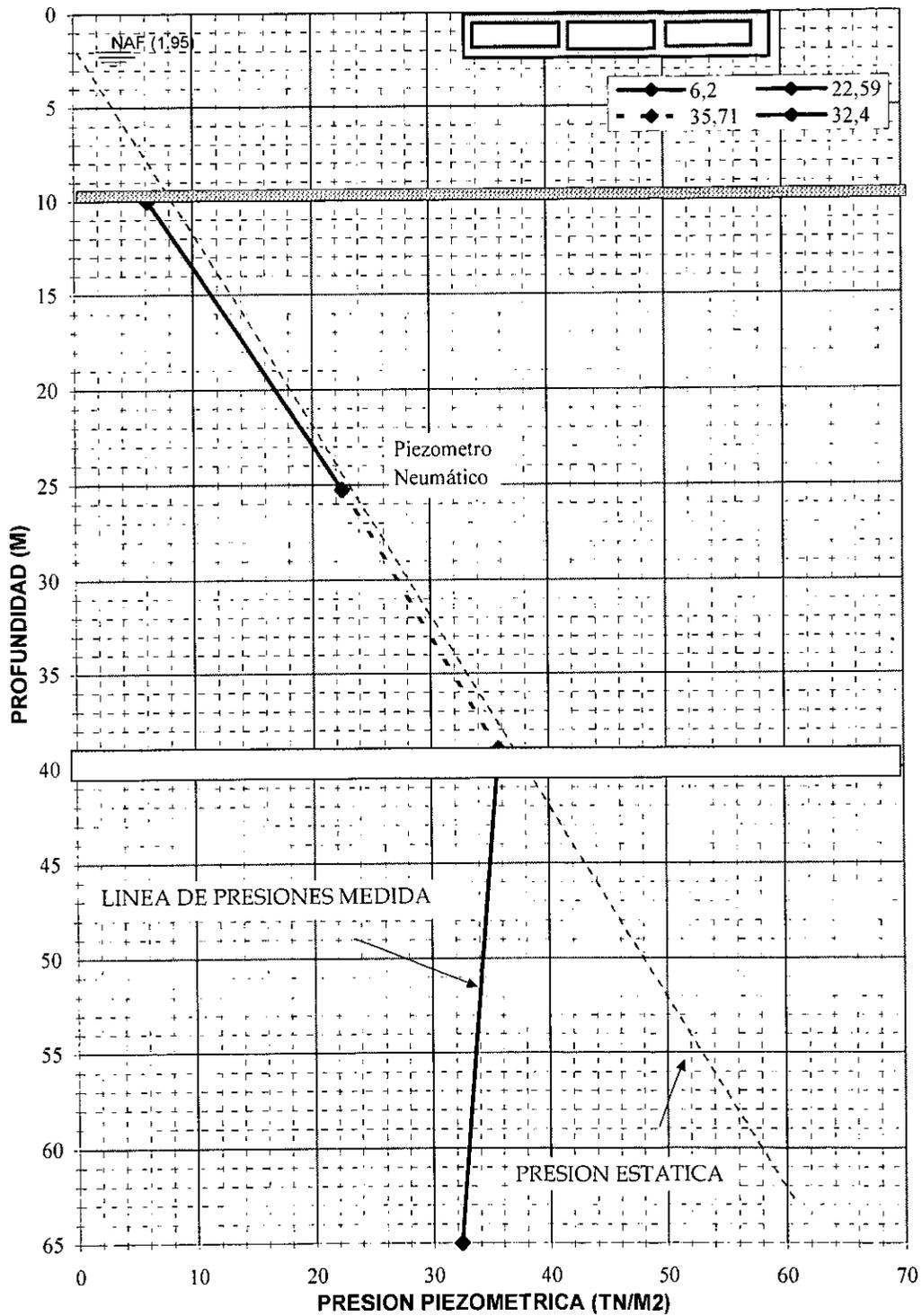


Figura A.II.3 Gráficas de resultados de las nivelaciones

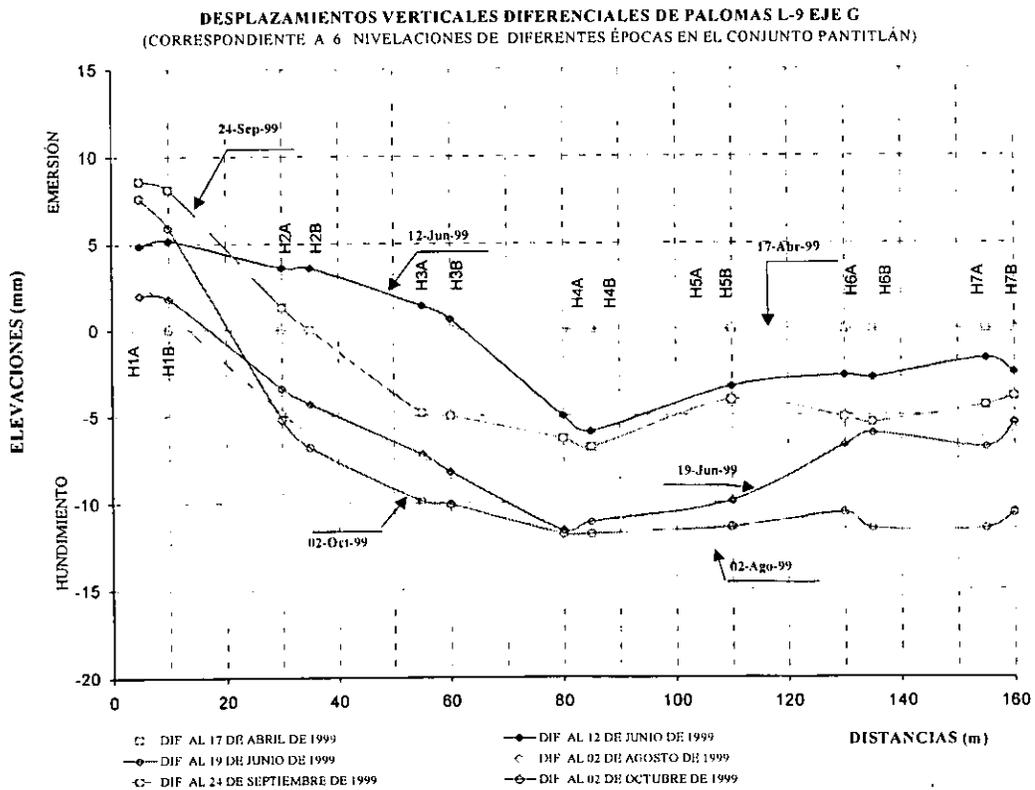
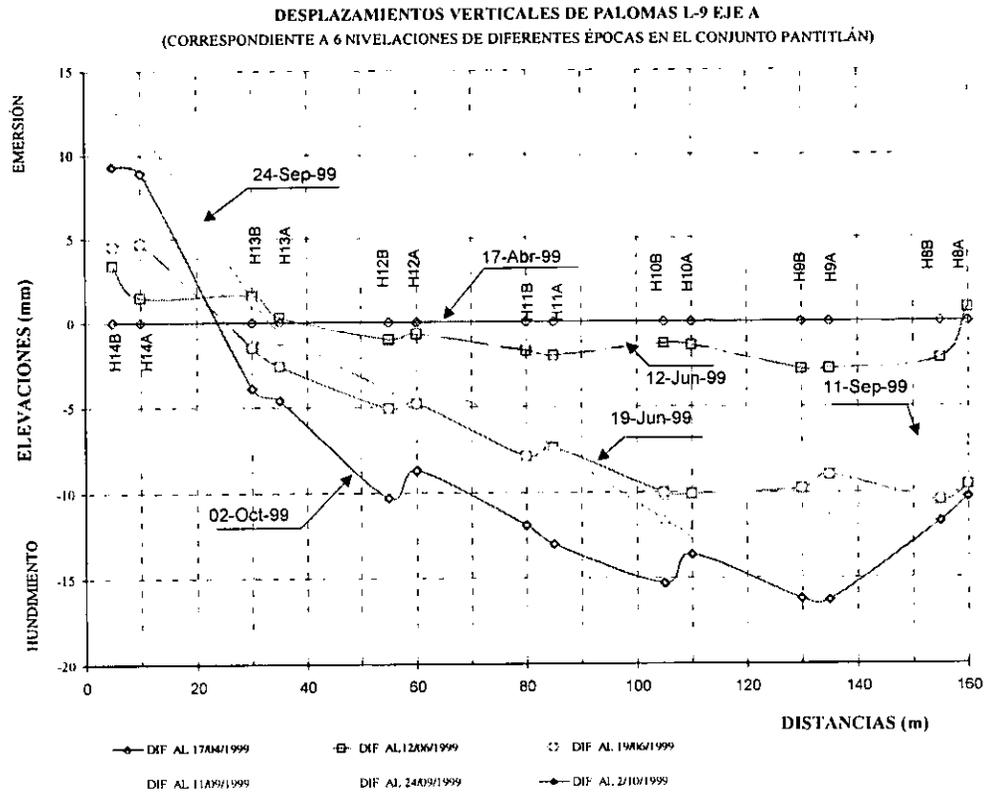


Figura A.III.1 Gráficas de resultados de pruebas de péndulo

MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE

PROYECTO: CONJUNTO PANTITLÁN

SONDEO: SM1

MUESTRA: 30

PROF: 21,40 - 22,40 m

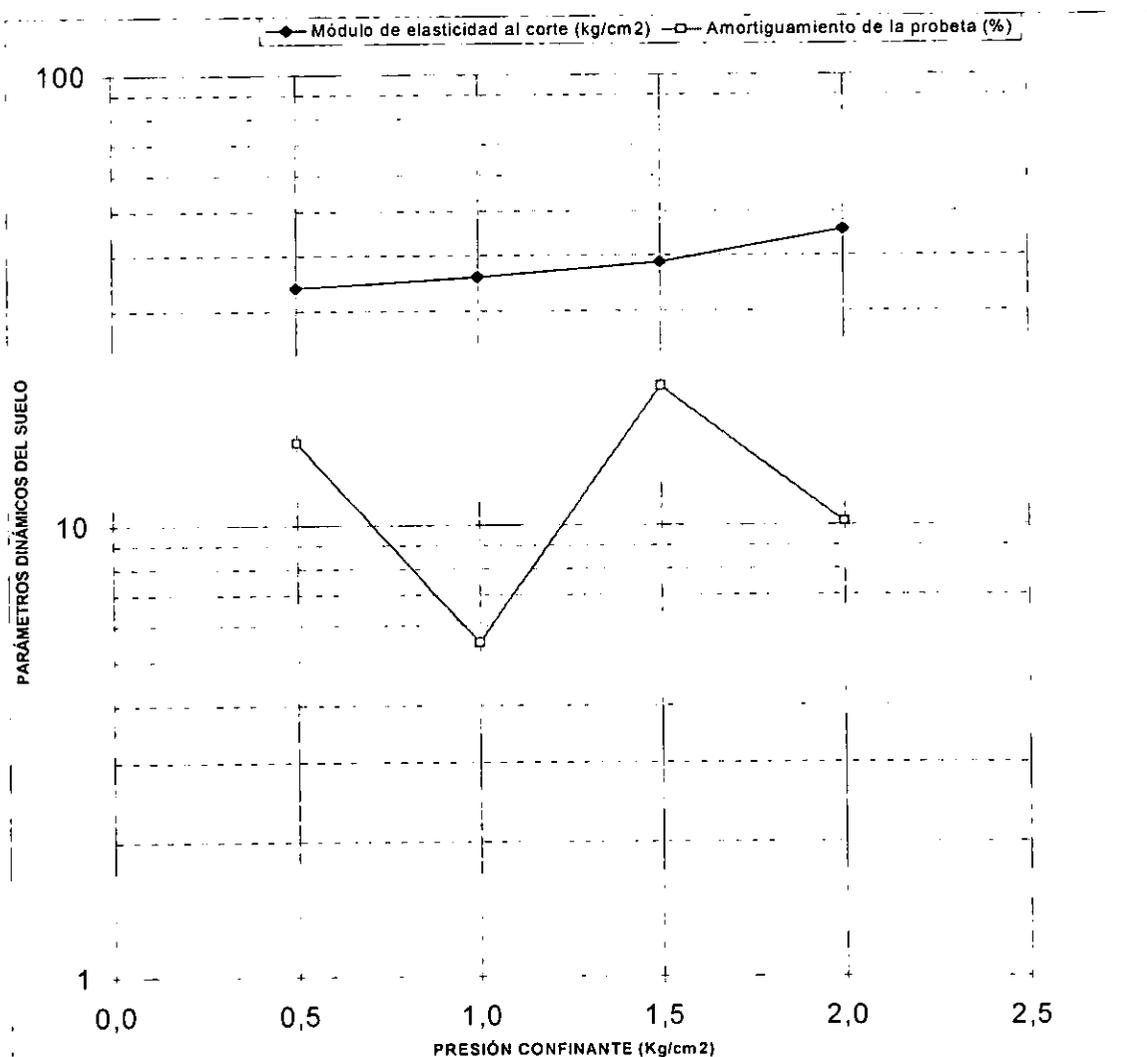
w = FALTA %

$\gamma_h = 1,094 \text{ Ton/m}^3$

CLASIFICACIÓN: Arcilla gris verdosa con tonos café oscuro, consistencia inicie muy blanda.

PRESIÓN CONFINANTE σ_c kg/cm ²	MÓDULO DE ELASTICIDAD AL CORTE G kg/cm ²	DISTORSIÓN ANGULAR γ %	AMORTIGUAMIENTO DE LA PROBETA ζ %	VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE	
				v^2 (m/seg) ²	v m/seg
0,500	33,8345	0,1245	15,27	3033,97	55,08
1,000	35,8407	0,1245	5,50	3213,87	56,69
1,500	38,6729	0,1441	20,41	3467,84	58,89
2,000	45,6159	0,1679	10,16	4090,42	63,96

$\rho = 0,111519 \text{ (Ton seg}^2/\text{m}^4)$



MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE

PROYECTO: CONJUNTO PANTITLÁN

SONDEO: SM1

MUESTRA: 48

PROF: 30,60 - 31,60 m

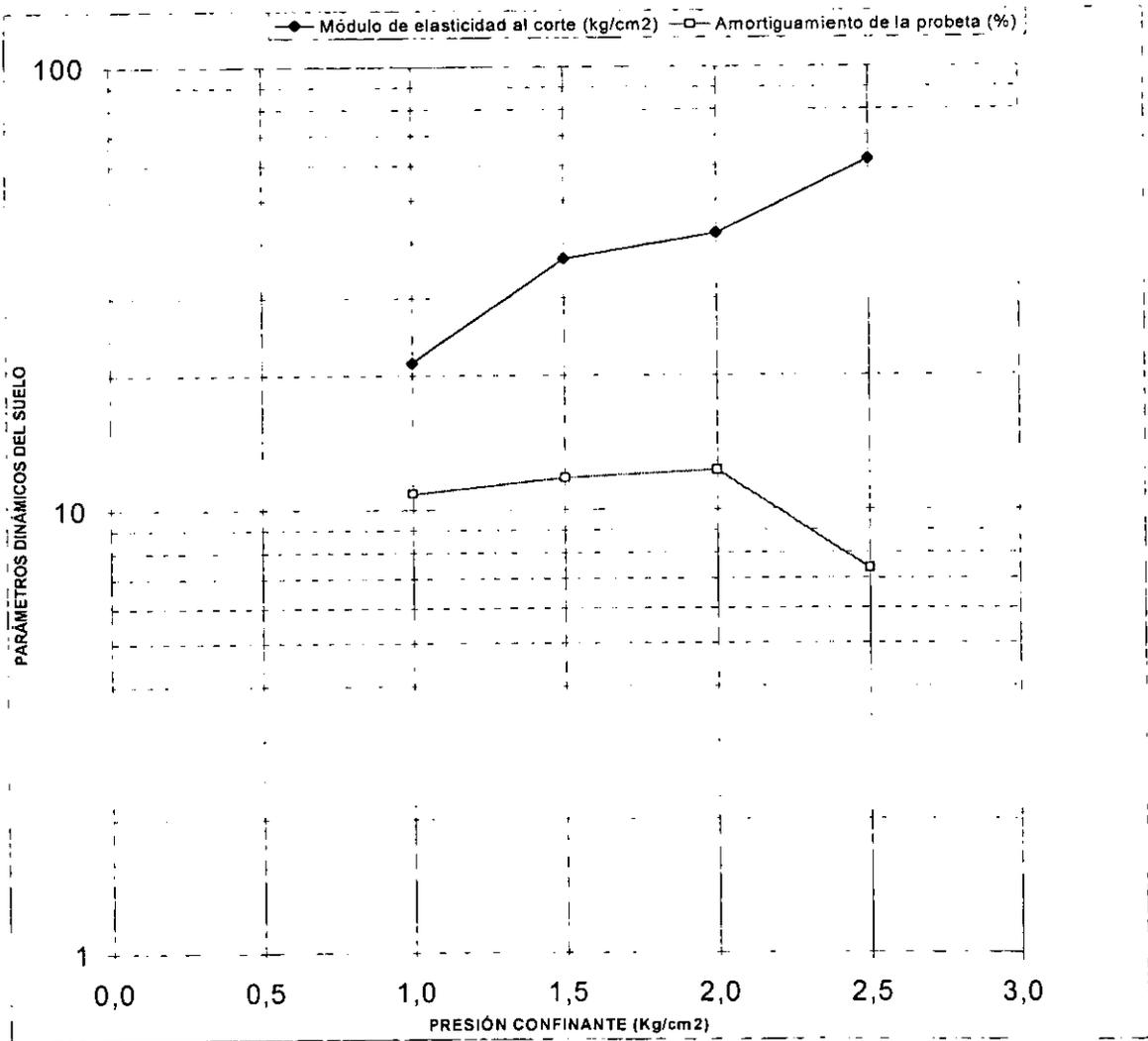
w = 223,60 %

$\gamma_n = 1,130 \text{ Ton/m}^3$

CLASIFICACIÓN: Arcilla gris verdosa con tonos café obscuro, consistencia inícil muy blanda.

PRESIÓN CONFINANTE σ_c kg/cm ²	MÓDULO DE ELASTICIDAD AL CORTE G kg/cm ²	DISTORSIÓN ANGULAR γ %	AMORTIGUAMIENTO DE LA PROBETA ζ %	VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE	
				v^2 (m/seg) ²	v m/seg
1,000	21,2940	0,154	10,85	1848,62	43,00
1,500	36,8620	0,137	11,79	3200,15	56,57
2,000	42,1260	0,143	12,27	3657,13	60,47
2,500	61,8567	0,118	7,36	5370,04	73,28

$\rho = 0,115189 \text{ (Ton seg}^2/\text{m}^4)$



MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE

PROYECTO: CONJUNTO PANTITLÁN

SONDEO: SM2

MUESTRA: 64

PROF: 41,00 - 42,00 m

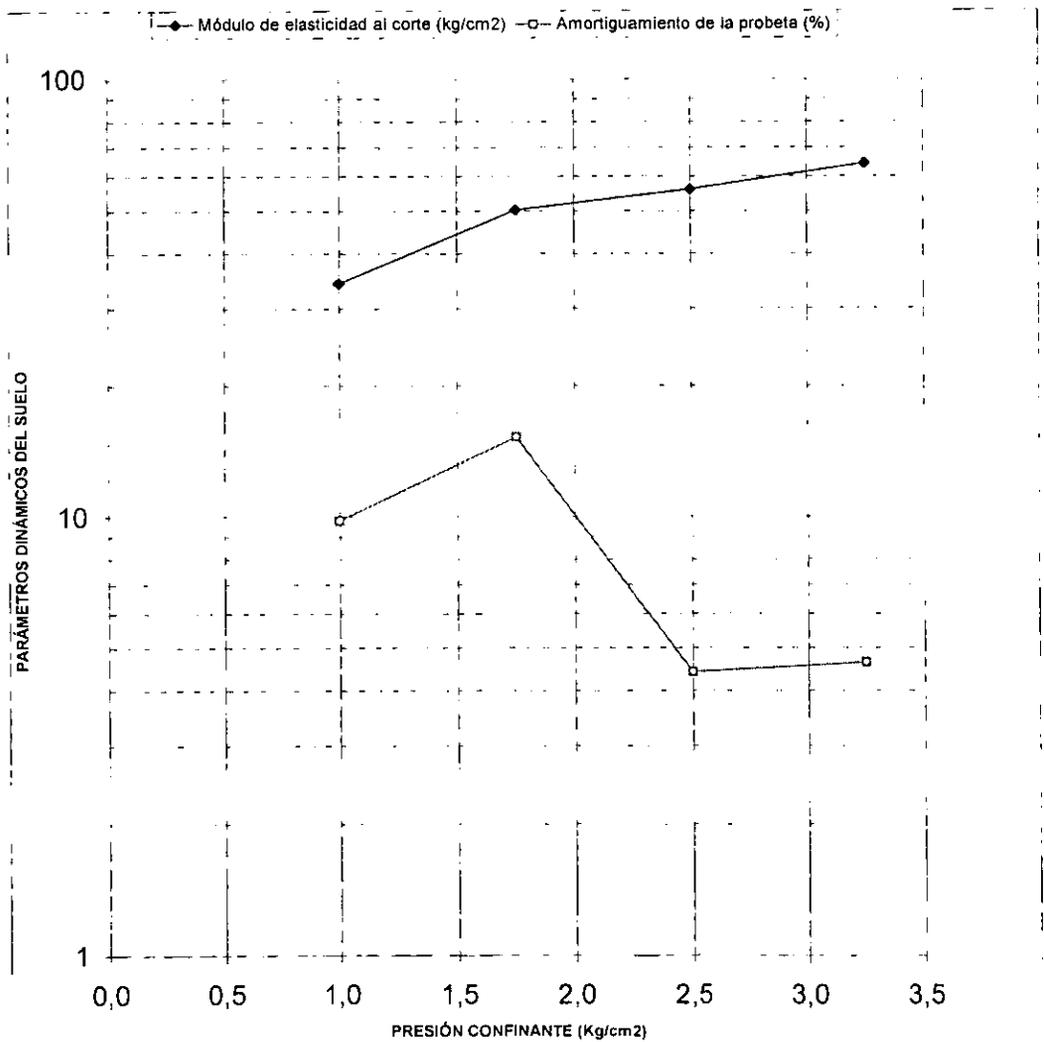
w = 223,96 %

$\gamma_h = 1,136 \text{ Ton/m}^3$

CLASIFICACIÓN: Arcilla gris verdoso, con tonos café oscuro, consistencia inicie muy blanda.

PRESIÓN CONFINANTE σ_c kg/cm ²	MÓDULO DE ELASTICIDAD AL CORTE G kg/cm ²	DISTORSIÓN ANGULAR γ %	AMORTIGUAMIENTO DE LA PROBETA ζ %	VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE	
				v^2 (m/seg) ²	v m/seg
1,000	34,2516	0,152	9,81	2957,82	54,39
1,750	50,3899	0,151	15,25	4351,45	65,97
2,500	56,1744	0,145	4,41	4850,97	69,65
3,250	64,3614	0,155	4,64	5557,97	74,55

$\rho = 0,115800 \text{ (Ton seg}^2/\text{m}^4)$



MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE

PROYECTO: CONJUNTO PANTITLÁN

SONDEO: SM3

MUESTRA: 10

PROF: 5.95 - 6.95 m

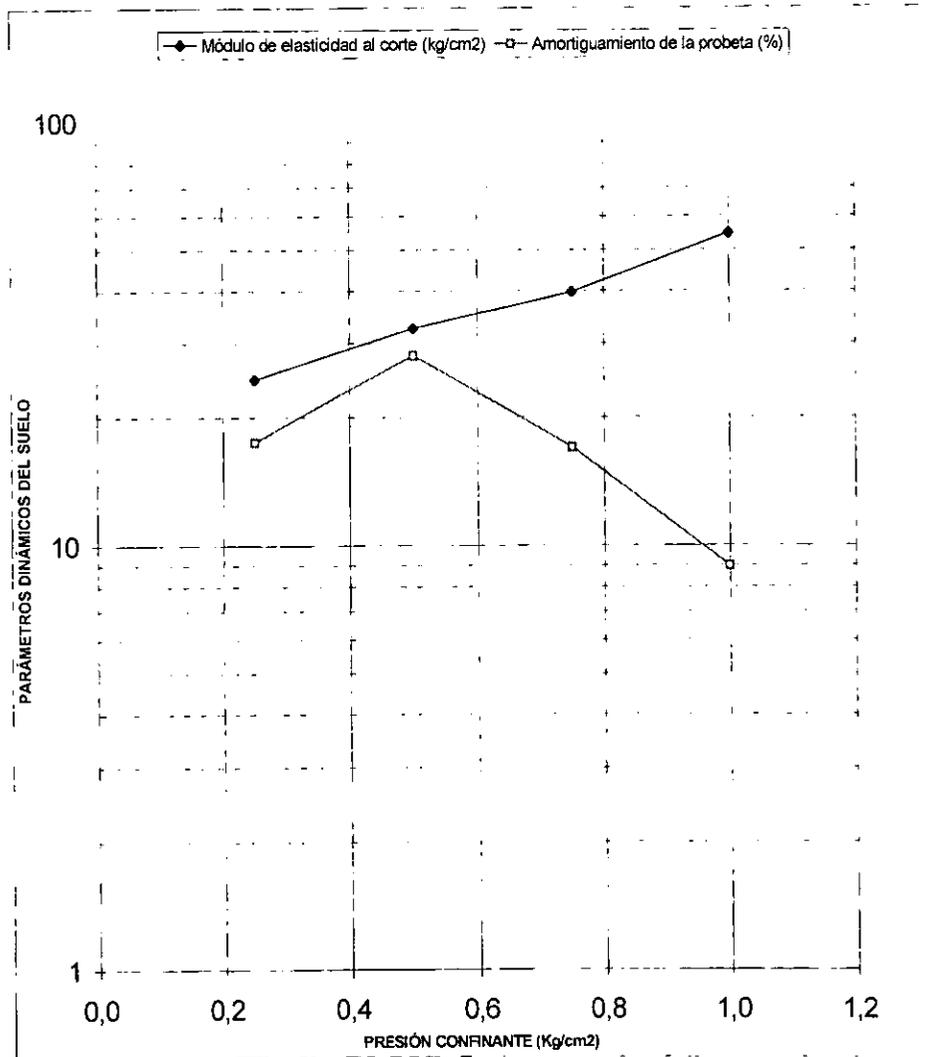
w = FALTA %

$\gamma_n = 1,122 \text{ Ton/m}^3$

CLASIFICACIÓN: Arcilla verde olivo, consistencia inicial blanda

PRESIÓN CONFINANTE σ_c kg/cm2	MÓDULO DE ELASTICIDAD AL CORTE G kg/cm2	DISTORSIÓN ANGULAR γ %	AMORTIGUAMIENTO DE LA PROBETA ζ %	VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE	
				v^2 (m/seg) ²	v m/seg
0,250	24,6178	0,1394	17,49	2152,50	46,40
0,500	32,4853	0,1482	28,07	2840,29	53,29
0,750	39,7527	0,1534	16,98	3475,70	58,96
1,000	54,7207	0,1384	8,97	4784,40	69,17

$\rho = 0,114373 \text{ (Ton seg}^2/\text{m}^4)$



MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE

PROYECTO: CONJUNTO PANTITLÁN

SONDEO: SM3

MUESTRA: 27

PROF: 16,95 - 17,95 m

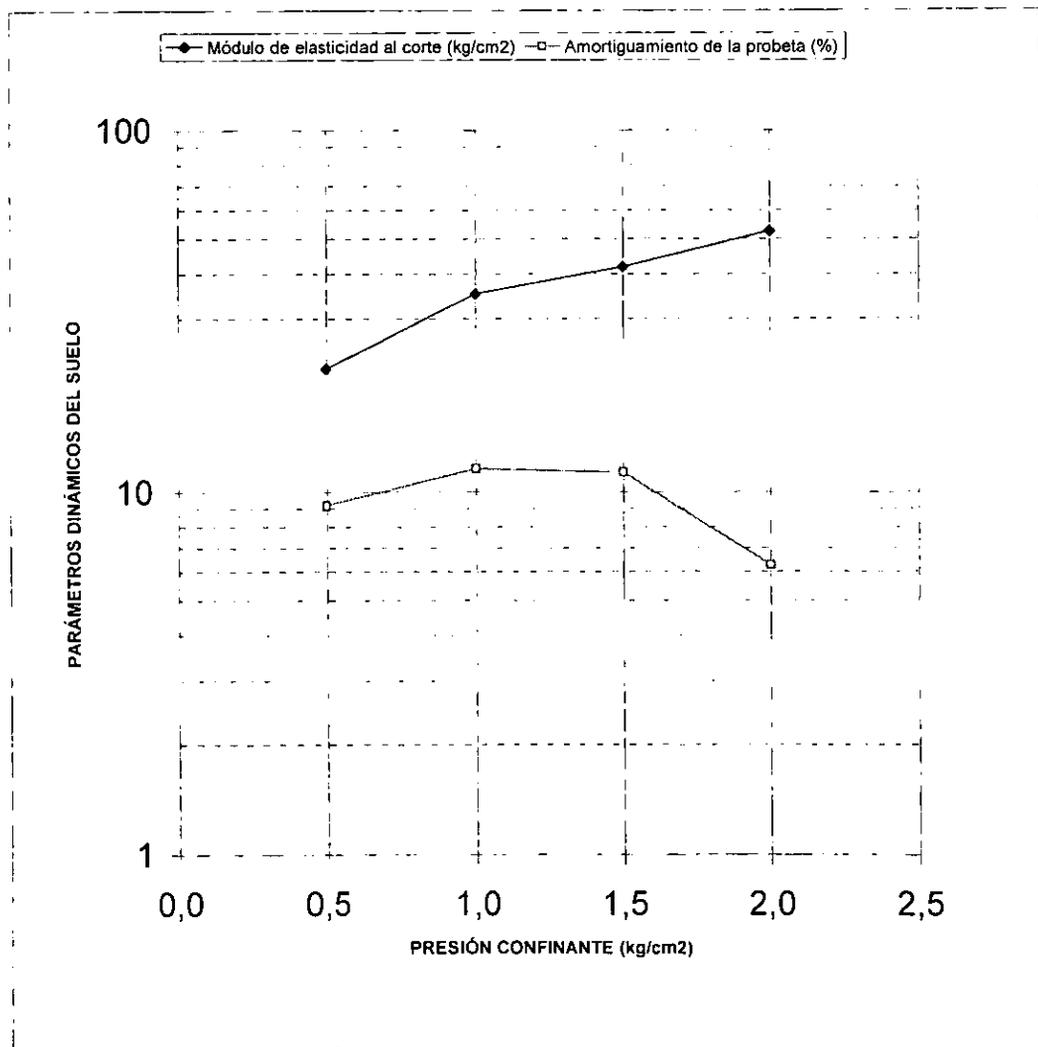
w = 398,53 %

$\gamma_n = 1,119 \text{ Ton/ m}^3$

CLASIFICACIÓN: Arcilla gris verdosa con tonos cafés oscuros, consistencia inicial blanda.

PRESIÓN CONFINANTE σ_c kg/cm ²	MÓDULO DE ELASTICIDAD AL CORTE G kg/cm ²	DISTORSIÓN ANGULAR γ %	AMORTIGUAMIENTO DE LA PROBETA ζ %	VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE	
				v^2 (m/seg) ²	v m/seg
0,500	21,8128	0,1249	9,19	1912,28	43,73
1,000	35,2711	0,1420	11,62	3092,14	55,61
1,500	41,8810	0,1525	11,34	3671,6	60,59
2,000	52,5861	0,1238	6,28	4610,1	67,90

$\rho = 0,114067 \text{ (Ton seg}^2/\text{m}^4)$



MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE

PROYECTO: CONJUNTO PANTITLÁN

SONDEO: SM3

MUESTRA: 55

PROF: 35,15 - 36,15 m

w = 362,11 %

$\gamma_n = 1,102 \text{ Ton/m}^3$

CLASIFICACIÓN: Arcilla gris verdoso, con tonos café obscuro, consistencia inícil blanda.

PRESIÓN CONFINANTE σ_c kg/cm ²	MÓDULO DE ELASTICIDAD AL CORTE G kg/cm ²	DISTORSIÓN ANGULAR γ %	AMORTIGUAMIENTO DE LA PROBETA ζ %	VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE	
				v^2 (m/seg) ²	v m/seg
1.000	27,4780	0,1617	6,62	2446,09	49,46
1.500	32,8349	0,1305	5,50	2922,96	54,06
2.000	36,4065	0,1570	2,53	3240,9	56,93
2.500	75,3683	0,1180	7,47	6709,28	81,91

$\rho = 0,112334 \text{ (Ton seg}^2/\text{m}^4)$

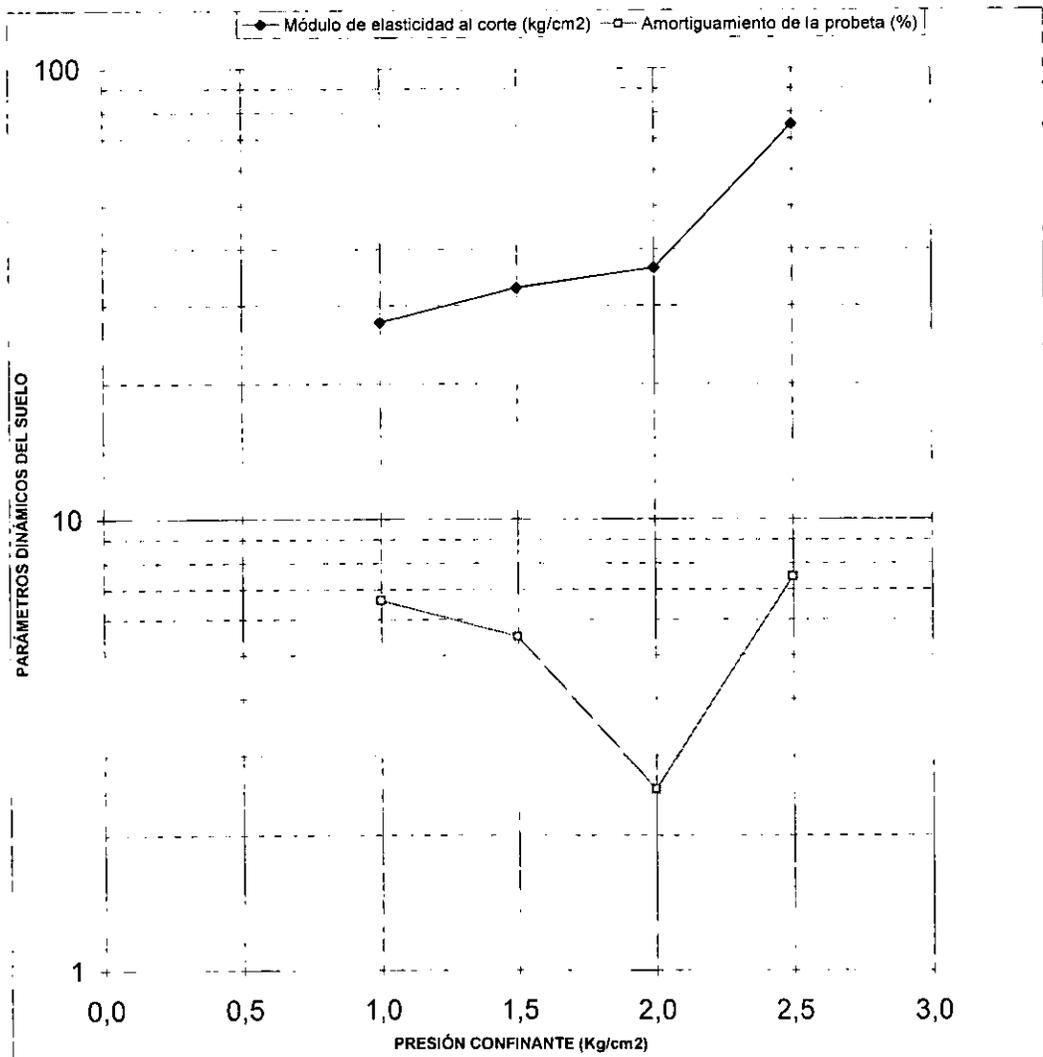


Figura A.III.2 Variación de los parámetros de compresibilidad y consolidación en función del esfuerzo vertical efectivo medio.

Sondeo mixto No. 1

Muestra	Esfuerzo medio kg/cm ²	<i>m_v</i> cm ² /kg	<i>m_t</i> cm ² /kg	<i>C_v</i> cm ² /s	β	Psi
M-5 Profundidad 2.40 - 3.40 m	0,063	0,150007	0,035644	0,015694	0,237613	0,041677
	0,213	0,031629	0,014760	0,012183	0,466641	0,291610
	0,550	0,011992	0,006244	0,017355	0,520645	0,220379
	0,750	0,027090	0,008603	0,012410	0,317578	0,952557
	1,500	0,018194	0,006535	0,013624	0,359192	0,936845
	3,000	0,013762	0,005507	0,009161	0,400129	1,798145
M-8 Profundidad 6.40 - 7.40 m	0,063	0,147996	0,062439	0,005253	0,421896	0,111647
	0,213	0,068409	0,027006	0,001319	0,394769	2,869581
	0,400	0,013229	0,047558	0,018915	3,595029	1,853260
	0,750	0,036845	0,122438	0,001764	3,323060	1,597472
	1,500	0,116223	0,065488	0,000291	0,563466	1,137724
	3,000	0,053493	0,036911	0,000174	0,690024	1,902223
M-17 Profundidad 12.20 - 13.20 m	0,063	0,107952	0,024554	0,012751	0,227457	0,086726
	0,225	0,104249	0,016340	0,007912	0,156739	0,284082
	0,575	0,074647	0,040130	0,003435	0,537596	6,927211
	1,325	0,112676	0,026816	0,000758	0,237992	2,563945
	2,825	0,068953	0,010094	0,000368	0,146389	2,868804
	4,825	0,026802	0,024587	0,000278	0,917359	0,496622
M-23 Profundidad 16.80 - 17.80 m	0,063	0,215479	0,087129	0,013601	0,404349	0,012029
	0,213	0,066514	0,031779	0,007543	0,477774	0,240571
	0,400	0,098543	0,071128	0,004740	0,721791	0,235122
	0,750	0,115504	0,088618	0,001087	0,767231	4,425195
	1,500	0,102795	0,054701	0,000356	0,532138	6,853708
	3,000	0,053742	0,029780	0,000152	0,548516	21,070043
M-30 Profundidad 21.40 - 22.40 m	0,063	0,294279	0,014000	0,020000	0,047574	0,807807
	0,225	0,196917	0,021840	0,008232	0,110908	0,284607
	0,575	0,141291	0,056684	0,003885	0,401189	2,266637
	1,325	0,053284	0,052179	0,001327	0,979263	29,231090
	2,825	0,082238	0,023013	0,000238	0,279828	1,125262
	4,825	0,009754	0,027117	0,001020	2,780060	0,957702
M-40 Profundidad 27.80 - 28.80 m	0,063	0,129534	0,047761	0,005772	0,368715	0,043796
	0,188	0,066850	0,130479	0,002750	1,951826	0,025959
	0,350	0,055857	0,096279	0,003077	1,723663	0,033234
	0,700	0,017616	0,050942	0,008878	2,891723	11,491860
	1,450	0,097190	0,019454	0,001184	0,200168	138,704392
	2,950	0,060997	0,010862	0,001271	0,178069	4,212190
M-47 Profundidad 32.40 - 33.40 m	0,063	0,119218	0,005941	0,015694	0,049830	0,299903
	0,188	0,066994	0,012018	0,015338	0,179390	2,163370
	0,350	0,071827	0,016945	0,013028	0,235914	0,351347
	0,700	0,091030	0,039256	0,005354	0,431245	0,133614
	1,450	0,180295	0,044705	0,000640	0,247956	1,570157
	2,950	0,093005	0,023587	0,000193	0,253607	8,257563
M-52 Profundidad 35.80 - 36.80 m	0,063	0,078490	0,005854	0,016163	0,074578	1,865032
	0,188	0,033463	0,008664	0,018759	0,258897	1,569789
	0,350	0,050567	0,015613	0,016960	0,308765	0,400201
	0,700	0,066206	0,033308	0,009816	0,503099	0,388740
	1,450	0,140440	0,019164	0,000424	0,136456	36,542900
	2,950	0,026103	0,021099	0,000531	0,808300	13,847784
M-61 Profundidad 41.60 - 42.60 m	0,063	0,087071	0,003137	0,013872	0,036031	15,302844
	0,188	0,033586	0,011872	0,008173	0,353491	0,056736
	0,350	0,031710	0,008691	0,015593	0,274091	0,157520
	0,700	0,043191	0,009328	0,009940	0,215971	0,205359
	1,450	0,037094	0,018435	0,007500	0,496992	1,867237
	2,950	0,037847	0,020653	0,001545	0,545695	14,768088
M-69 Profundidad 48.00 - 49.00 m	0,063	0,080723	0,013005	0,008242	0,161105	0,271165
	0,188	0,063724	0,015113	0,005324	0,237165	0,321428
	0,350	0,043909	0,019583	0,013220	0,445993	0,468419
	0,700	0,051505	0,019944	0,002390	0,387217	8,757935
	1,450	0,017571	0,011624	0,002146	0,661532	3,123324
	2,950	0,017236	0,009486	0,000883	0,550332	2,618245

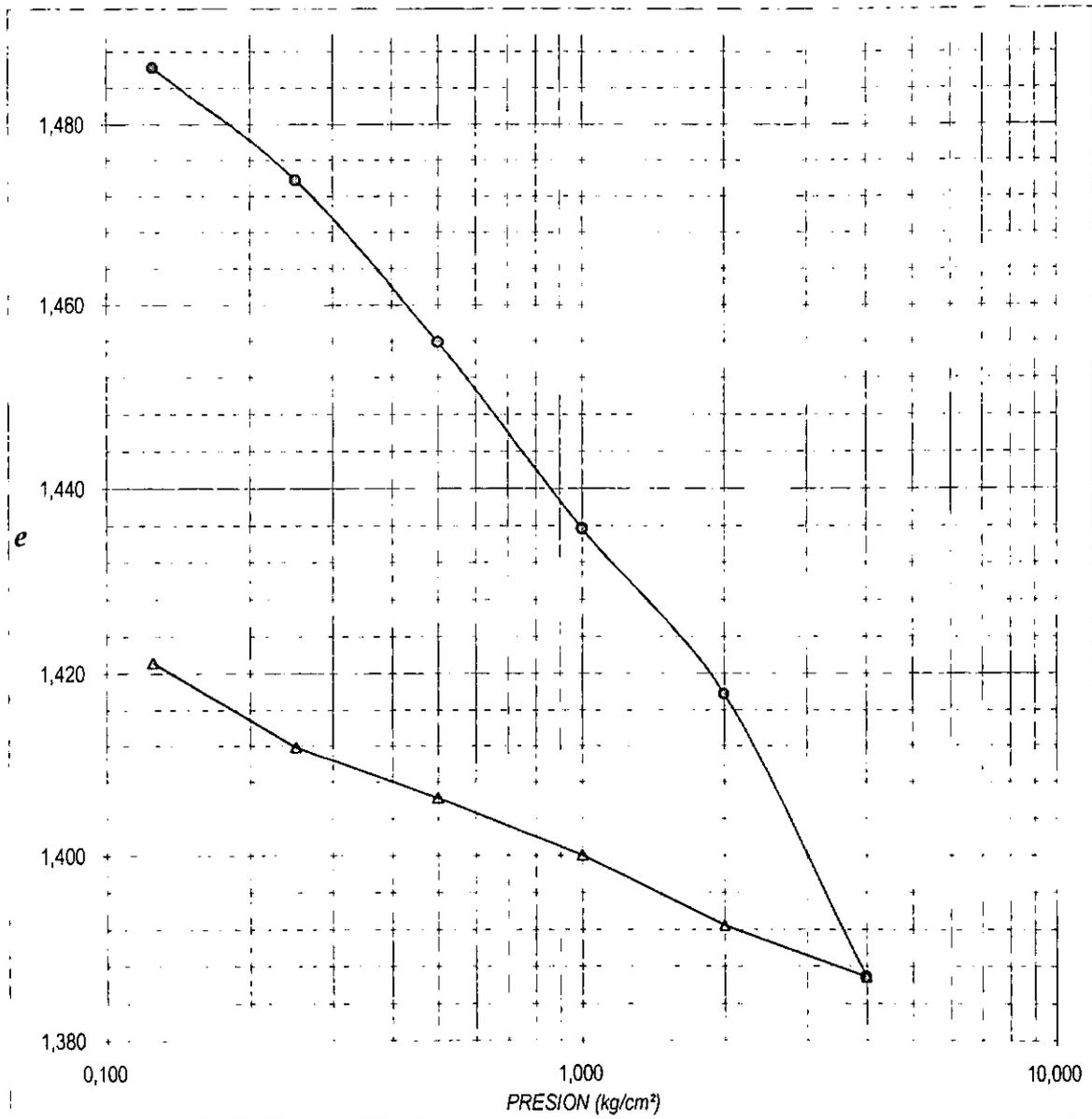
Sondeo mixto No. 2

Muestra	Esfuerzo medio kg/cm ²	mv cm ² /kg	mt cm ² /kg	Cv cm ² /s	β	Psi
M-18 Profundidad 10.40 - 11.40 m	0,063	-	-	-	-	-
	0,188	0,138133	0,027682	0,007308	0,200398	0,257540
	0,375	0,092981	0,014116	0,003935	0,151813	1,469897
	0,750	0,135097	0,082223	0,002308	0,608623	0,210992
	1,500	0,154607	0,038420	0,000203	0,248504	3,809190
3,000	0,044770	0,035278	0,000163	0,787965	8,463758	
M-33 Profundidad 20.20 - 21.20 m	0,063	0,078912	0,013793	0,011447	0,174791	2,894446
	0,188	0,143328	0,031974	0,004006	0,223070	0,262253
	0,375	0,091390	0,034315	0,003835	0,375485	0,670029
	0,750	0,002938	0,085115	0,011779	28,965683	3,693517
	1,500	0,138202	0,031381	0,000423	0,227068	1,702989
3,000	0,025200	0,015591	0,000129	0,618548	481,464500	
M-48 Profundidad 30.60 - 31.60 m	0,063	0,180315	0,018128	0,029435	0,100535	0,160350
	0,188	0,099087	0,019698	0,024751	0,198799	0,071952
	0,375	0,069669	0,014886	0,021377	0,213666	0,145693
	0,750	0,059611	0,026095	0,015298	0,437751	0,228155
	1,500	0,081990	0,034930	0,001807	0,426031	14,875379
3,000	0,036341	0,016993	0,000569	0,467586	77,520138	
M-71 Profundidad 46.80 - 47.80 m	0,063	0,205971	0,003902	0,010506	0,018947	0,659749
	0,188	0,032117	0,007129	0,016998	0,221985	0,144685
	0,375	0,018454	0,004178	0,033681	0,226415	0,428134
	0,750	0,016309	0,003406	0,013285	0,208854	0,314603
	1,500	0,014587	0,008606	0,010839	0,589984	0,064881
3,000	0,007715	0,009681	0,004564	1,254807	7,549805	

Sondeo mixto No. 3

Muestra	Esfuerzo medio kg/cm ²	mv cm ² /kg	mt cm ² /kg	Cv cm ² /s	β	Psi
M-27 Profundidad 17.73 - 17.95 m	0,063	0,059675	0,024000	0,003333	0,402178	7,566310
	0,150	0,052828	0,078260	0,004503	1,481406	0,092440
	0,213	0,089481	0,051886	0,000829	0,579852	0,012079
	0,300	0,062072	0,065501	0,004177	1,055238	0,216300
	0,425	0,057814	0,078497	0,002320	1,357751	0,271124
	0,750	0,005312	0,048738	0,011366	9,175777	1,197276
	1,500	0,177119	0,051460	0,000151	0,290541	1,494441
3,000	0,036320	0,038924	0,000167	1,071691	11,524706	
M-45 Profundidad 28.35 - 29.35 m	0,063	0,052729	0,009600	0,009091	0,182062	1,862822
	0,150	0,027559	0,046418	0,010912	1,684310	0,049628
	0,213	0,018168	0,010133	0,005729	0,557741	36,623800
	0,300	0,037581	0,024944	0,010719	0,663731	0,120674
	0,425	0,042045	0,029090	0,006543	0,691865	0,081624
	0,750	0,017329	0,033814	0,005279	1,951279	23,804000
	1,500	0,113365	0,027607	0,001050	0,243525	1,075256
3,000	0,055544	0,010230	0,000765	0,184185	12,320740	
M-55 Profundidad 35.15 - 36.15 m	0,063	0,073847	0,010000	0,004444	0,135416	4,048252
	0,150	0,032213	0,050556	0,003912	1,569440	0,129559
	0,213	0,107701	0,018290	0,000692	0,169822	1,272612
	0,300	0,037685	0,215480	0,003799	0,571800	0,110697
	0,425	0,045593	0,019984	0,003670	0,438311	0,094528
	0,750	0,056522	0,023088	0,002291	0,408483	0,520305
	1,500	0,185167	0,074315	0,000183	0,401338	0,200717
3,000	0,051612	0,034875	0,000093	0,675720	30,304322	
M-71 Profundidad 46.13 - 46.30 m	0,063	0,009276	0,003600	0,013333	0,388116	0,062130
	0,188	0,007394	0,004809	0,009057	0,650402	0,055639
	0,375	0,007809	0,001808	0,019818	0,231543	0,167658
	0,750	0,008925	0,001913	0,016434	0,214375	0,302680
	1,500	0,008505	0,004052	0,008472	0,476456	0,095871
3,000	0,018524	0,009768	0,001261	0,527304	2,659265	

Figura A.V.2 Gráficas de compresibilidad para el cálculo de hundimientos (condición actual zapata rectangular)

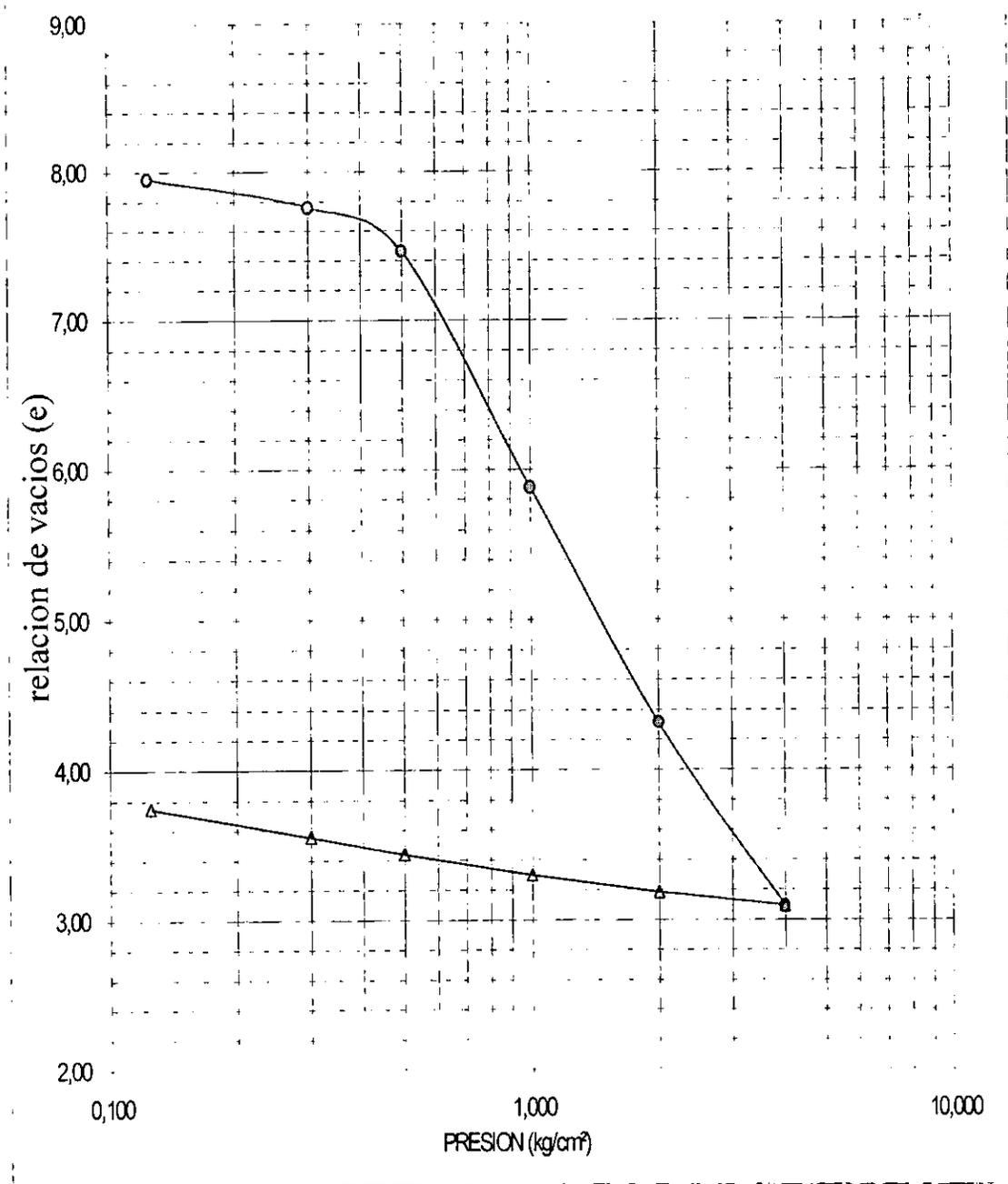


PROYECTO: PANTITLAN
 LOCALIZACIÓN:

SONDEO: SM-4
 MUESTRA : M-5
 PROFUNDIDAD: 3.60-4.60 m

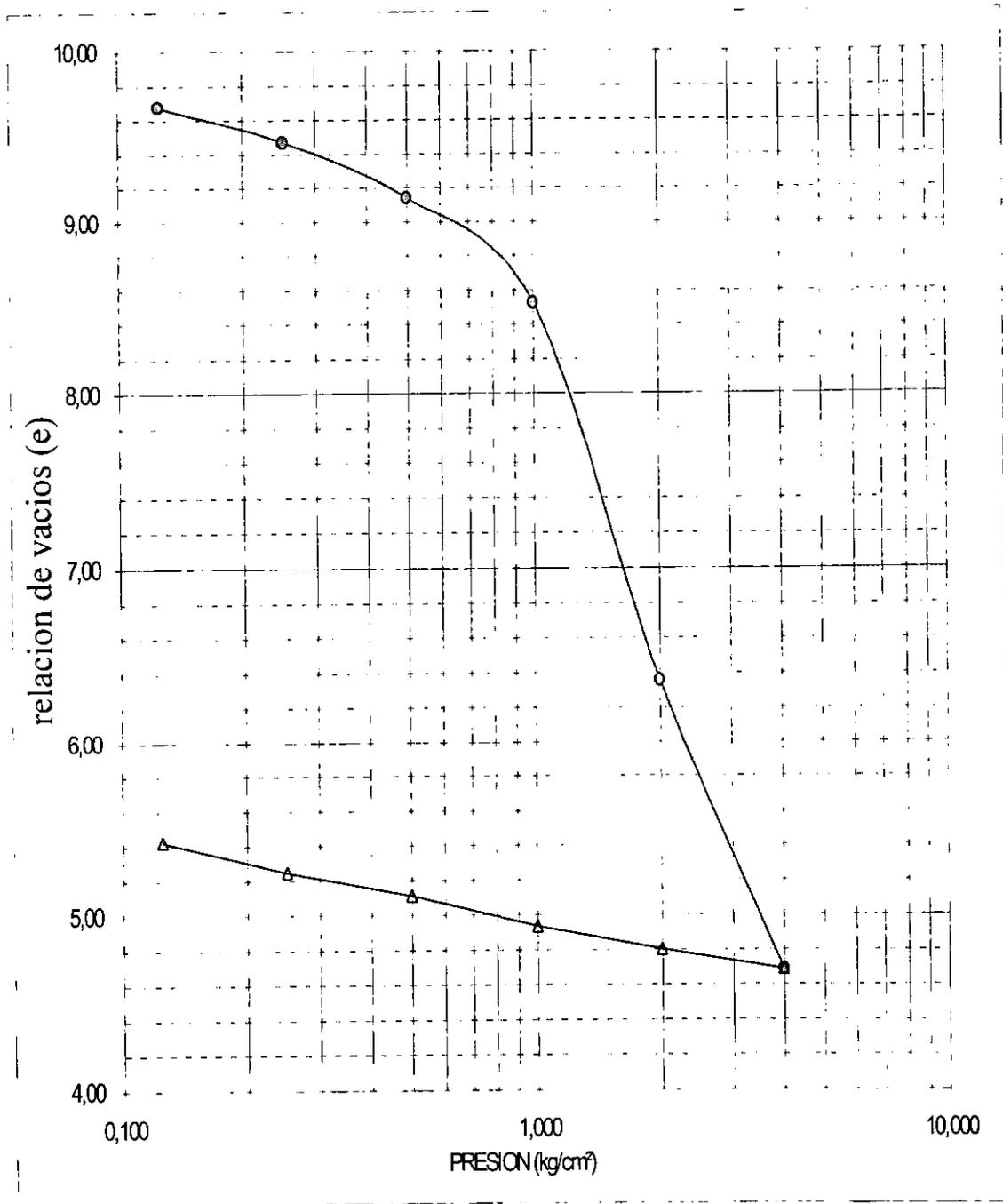
w = 60,39 %
 e = 1,501
 Gs = 98,17 %
 g = 1,565 ton/m³
 Ss = 2,44

DESCRIPCIÓN DEL SUELO:
Arcilla limosa gris obscuro con pequeños lentes de arena

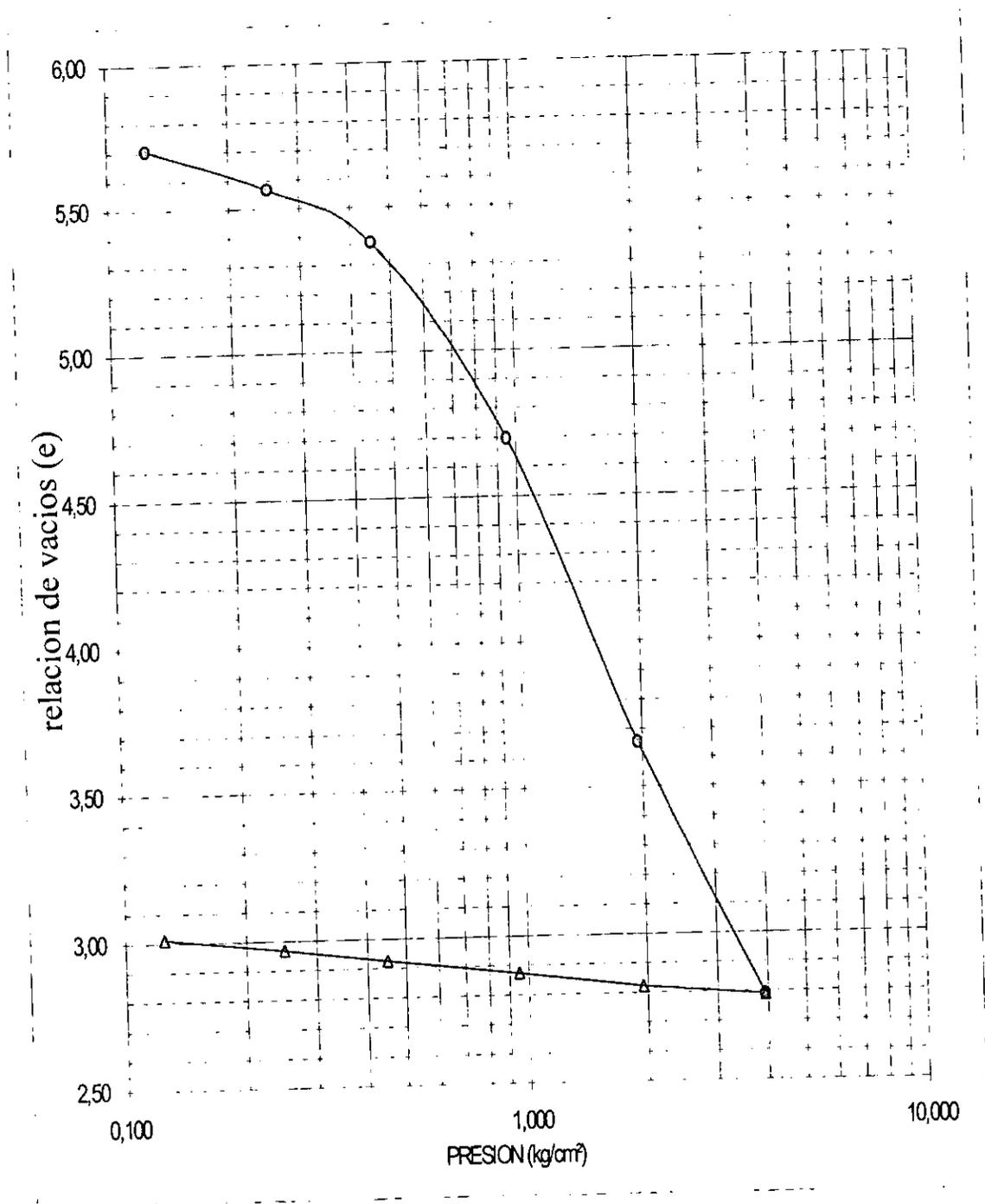


DESCRIPCIÓN DEL SUELO: w = 349,02 % γ = 1,117 ton/m³
 Arcilla limosa gris oscuro e = 8,208 S_s = 2,29
 G_s = 97,38 %

SONDEO: SM-1 MUESTRA: M-8 PROF: 6,40-7,40

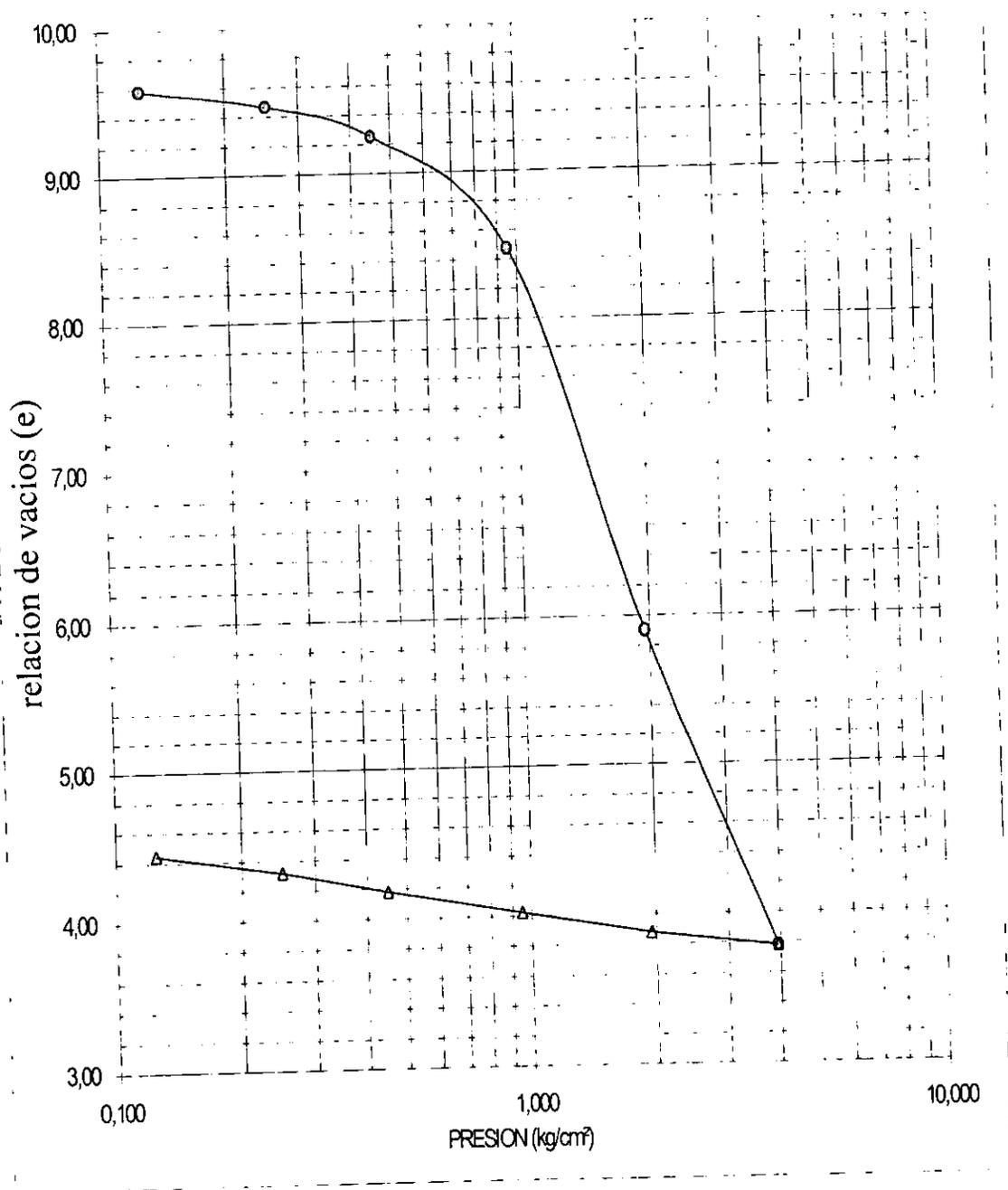


DESCRIPCIÓN DEL SUELO: w = 396,80 % γ = 1,061 ton/m³
 Arcilla plástica café rojizo e = 9,769 S_s = 2,3
 G_s = 93,42 %
 SONDEO: SM-2 MUESTRA: M-18 PROF: 10,40-11,40



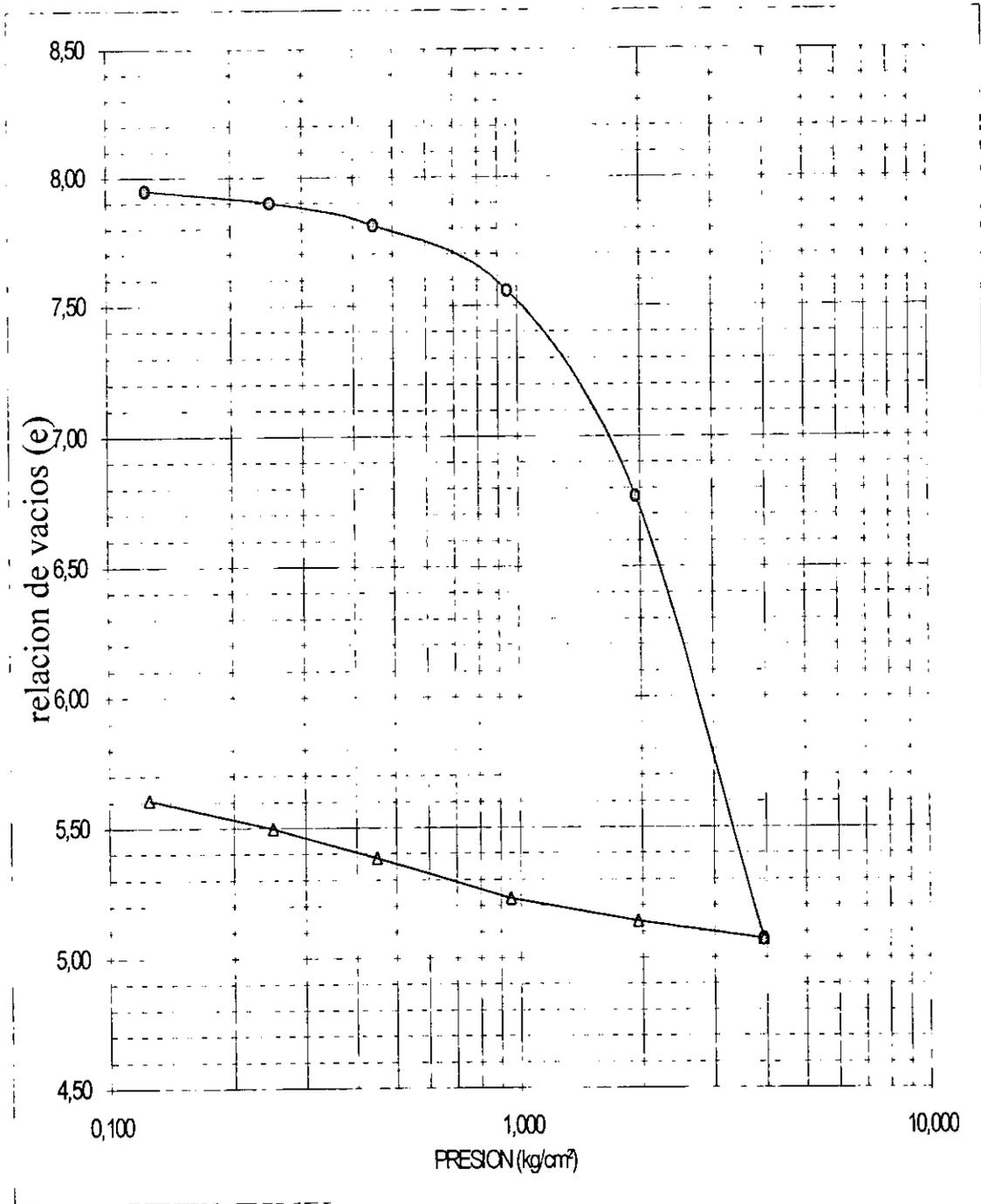
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: $w = 266,46\%$ $\gamma = 1,163 \text{ ton/m}^3$
Arcilla café claro $e = 5,870$ $S_s = 2,18$
 $G_s = 98,96\%$

SONDEO: SM-1 MUESTRA: M-40 PROF: 27,80-28,80



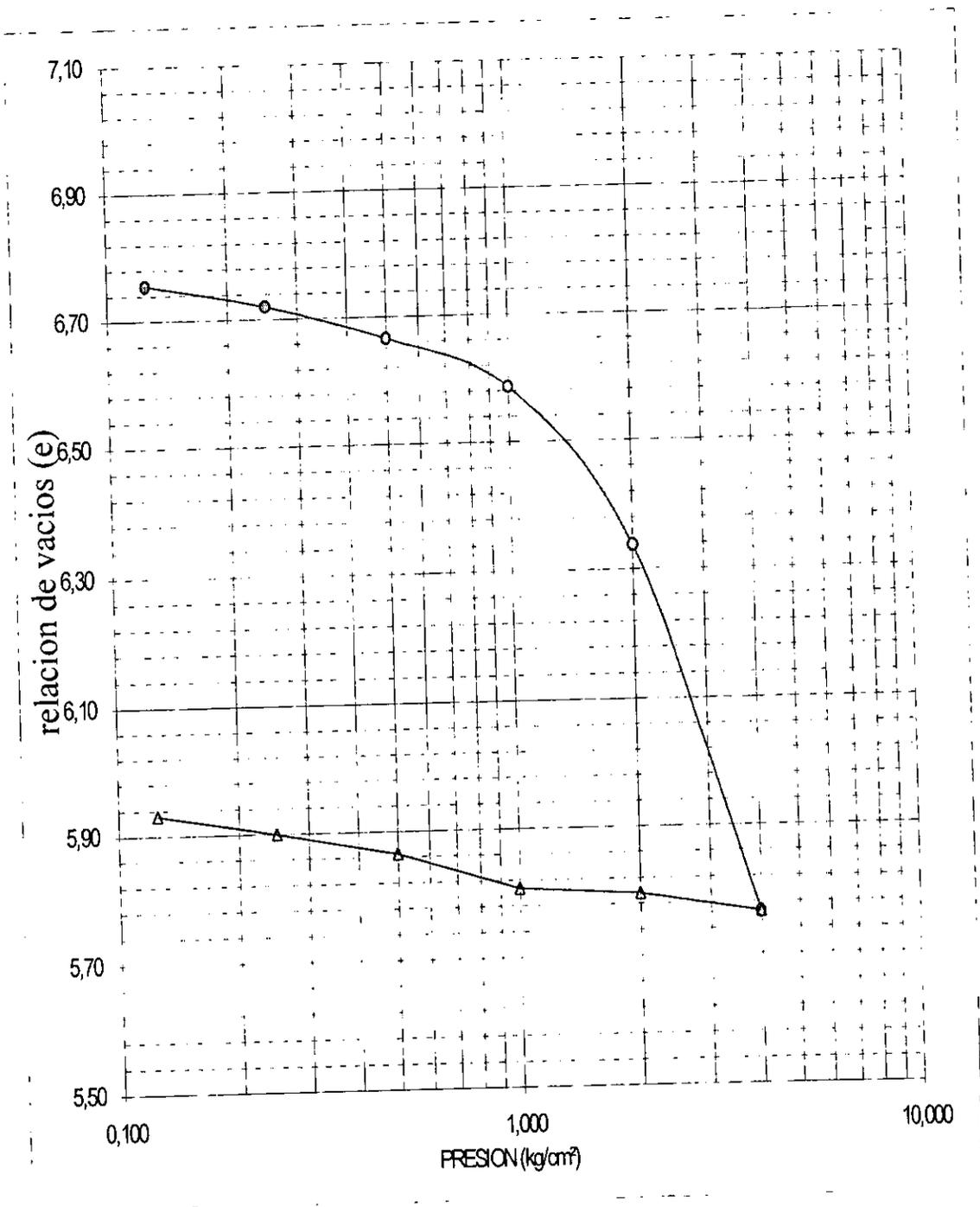
DESCRIPCIÓN DEL SUELO: w = 447,55 % $\gamma =$ 1,106 ton/m³
 Arcilla gris obscuro e = 9,697 S_s = 2,16
 G_s = 99,69 %

SONDEO: SM-1 MUESTRA: M-47 PROF: 32,40-33,40



DESCRIPCIÓN DEL SUELO: w = 335,23 % γ = 1,115 ton/m³
Arcilla gris oscuro e = 8,017 S_s = 2,31
 G_s = 96,59 %

SONDEO: SM-1 MUESTRA: M-61 PROF: 41,60-42,60m



DESCRIPCIÓN DEL SUELO: w = 274,75 % γ = 1,109 ton/m³
 Arcilla plástica gris oscuro e = 6,872 S_s = 2,33
 G_s = 93,16 %

SONDEO: SM-2 MUESTRA: M-71 PROF: 46,80-47,80m

Figura A.VI.1 Desplazamientos verticales de cada pilote, necesarios para el enderezamiento de la zapata trapezoidal

No. De pilote	Distancia a la línea de giro (m)	Desplazamientos verticales (cm)	No. De pilote	Distancia a la línea de giro (m)	Desplazamientos verticales (cm)	No. De pilote	Distancia a la línea de giro (m)	Desplazamientos verticales (cm)
1	0,0000	0,000	54	21,5519	13,265	107	32,5516	20,036
2	1,6878	1,039	55	23,0149	14,166	108	24,8111	15,271
3	2,8307	1,742	56	24,4778	15,066	109	26,2969	16,186
4	3,9736	2,446	57	25,6777	15,805	110	27,4398	16,889
5	5,4366	3,346	58	20,5185	12,629	111	28,5828	17,593
6	6,8995	4,247	59	21,9814	13,530	112	30,0457	18,493
7	8,3624	5,147	60	15,6327	9,622	113	31,7780	19,559
8	10,1755	6,263	61	17,1185	10,536	114	33,2409	20,460
9	2,2564	1,389	62	18,2614	11,240	115	34,4345	21,194
10	3,7422	2,303	63	19,4044	11,943	116	35,8975	22,095
11	6,0281	3,710	64	20,8673	12,844	117	37,3604	22,995
12	7,4910	4,611	65	22,3302	13,744	118	38,8233	23,896
13	8,9540	5,511	66	23,7932	14,645	119	31,9096	19,640
14	10,4170	6,412	67	25,2561	15,545	120	33,3726	20,541
15	11,8799	7,312	68	26,7191	16,446	121	34,8355	21,441
16	12,5665	7,735	69	28,3167	17,429	122	27,0524	16,651
17	4,2131	2,593	70	22,7597	14,009	123	28,5382	17,565
18	5,6989	3,508	71	24,2227	14,909	124	29,6811	18,269
19	6,8418	4,211	72	17,8740	11,001	125	30,8240	18,972
20	7,9847	4,915	73	19,3598	11,916	126	33,7499	20,773
21	9,4477	5,815	74	20,5027	12,619	127	35,2128	21,673
22	10,9106	6,715	75	21,6456	13,323	128	36,7622	22,627
23	12,3735	7,616	76	23,1085	14,223	129	39,6016	24,375
24	14,8704	9,153	77	24,5715	15,124	130	41,0646	25,275
25	11,0815	6,821	78	26,0344	16,024	131	34,0578	20,963
26	6,4543	3,973	79	27,4974	16,925	132	35,5203	21,863
27	7,9401	4,887	80	28,9603	17,825	133	36,9833	22,763
28	9,0830	5,591	81	29,9618	18,441	134	30,4948	18,770
29	10,2260	6,294	82	30,9799	19,068	135	32,7806	20,176
30	11,6889	7,195	83	24,0819	14,822	136	34,2436	21,077
31	14,6148	8,995	84	25,0010	15,388	137	35,7065	21,977
32	16,0777	9,896	85	26,4639	16,289	138	37,1695	22,878
33	17,5094	10,777	86	20,1864	12,425	139	38,6324	23,778
34	13,5813	8,359	87	26,8839	16,547	140	40,0953	24,679
35	10,2525	6,310	88	28,3468	17,447	141	41,5583	25,579
36	12,5385	7,717	89	29,8098	18,348	142	43,0212	26,480
37	16,9271	10,419	90	31,2727	19,248	143	44,0669	27,123
38	18,3901	11,319	91	32,7356	20,149	144	36,0198	22,170
39	20,2322	12,453	92	33,6785	20,729	145	37,4827	23,071
40	15,8937	9,783	93	26,3943	16,246	146	38,9456	23,971
41	11,0791	6,819	94	27,3133	16,811	147	40,4086	24,871
42	16,3137	10,041	95	28,7763	17,712	148	31,0635	19,120
43	17,8631	10,995	96	30,2392	18,612	149	32,5493	20,034
44	19,2396	11,842	97	23,9845	14,762	150	33,6921	20,737
45	20,7025	12,742	98	26,2704	16,169	151	34,8351	21,441
46	22,1654	13,643	99	27,7333	17,070	152	36,2980	22,341
47	22,9549	14,129	100	29,4656	18,136	153	37,7610	23,242
48	18,2061	11,206	101	30,6592	18,871	154	39,2239	24,142
49	13,3915	8,242	102	32,1221	19,771	155	40,6869	25,043
50	14,8772	9,157	103	35,0480	21,572	156	42,1498	25,943
51	16,0202	9,860	104	28,7066	17,669	157	43,6127	26,844
52	17,1631	10,564	105	29,6257	18,235	158	45,0757	27,744
53	20,1754	12,418	106	31,0887	19,135	159	46,4860	28,612

**APÉNDICE B
MEMORIA DE CÁLCULO**

Memoria de cálculo B.V.1 Revisión de la capacidad de carga de las zapatas rectangulares

**REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA
PARA LA ZAPATA RECTANGULAR**

1. DATOS GENERALES

1.1 Características de la Cimentación

Características de la Zapata

Características de los pilotes:

Geometría Rectangular
 Nivel de Desplante: 3,75 m
 Ancho = 12,00 m
 Largo = 35,00 m
 Perímetro = 94,00 m
 Área = 420,00 m²

Sección = Cuadrado
 Nivel de Desplante = 37,75 m
 Ancho = 0,30 m
 Lado = 0,30 m
 Longitud de los pilotes = 34,00 m
 Perímetro = 1,20 m
 Área = 0,09 m²
 Volumen = 3,06 m³
 Peso del pilote = 7,34 t
 No. de pilotes = 99 pzas.

1.2 Descargas

Condición	W t	Presión t/m ²
Estática	7129,00	16,97
Sísmica	6773,00	16,13

$s = 0,95$

$F_R = 0,57$

s = relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúa sobre el pilote = $cs/(cs+ce)$

$F_R = 0,7 (1-s/5)$ = Factor de resistencia

1.3 Propiedades del suelo

Nivel Freático = 3.34 m

Profundidad		Espesor		γ	c_u	ϕ
de:	a:	m	Descripción	t/m ³	t/m ²	°
0.00	1.70	1.70	Limos, arenas	1.400		
1.70	2.30	0.60	Arena media	1.400		
2.30	4.80	2.50	Arcilla y arcilla limosa	1.417	3.70	0.00
4.80	8.75	3.95	Arcilla	1.200	3.50	0.00
8.75	9.95	1.20	Arena	1.939	3.15	11.30
9.95	14.55	4.60	Arcilla	1.147	2.00	0.00
14.55	20.25	5.70	Arcilla	1.159	2.10	0.00
20.25	25.95	5.70	Arcilla	1.162	1.60	0.00
25.95	30.85	4.90	Arcilla	1.193	2.50	0.00
30.85	34.25	3.40	Arcilla	1.156	3.20	0.00
34.25	38.20	3.95	Arcilla	1.128	3.10	0.00
38.20	40.40	2.20	Limo y arena	1.691	1.50	20.30
40.40	42.50	2.10	Arcilla	1.129	5.50	0.00
42.50	43.10	0.60	Limo	1.691	1.50	20.30
43.10	44.65	1.55	Arcilla	1.159	5.50	0.00
44.65	45.85	1.20	Arena	1.691	1.50	20.30
45.85	50.00	4.15	Arcilla	1.198	5.20	0.00

Profundidad y Espesor en m

γ es el peso volumétrico

c_u es la cohesión aparente del suelo determinada en prueba triaxial UU

ϕ es el ángulo de fricción interna determinado en prueba triaxial UU

2. ESTADO LÍMITE DE FALLA

2.1 Capacidad de carga para el sistema suelo - zapata de cimentación

Propiedades del suelo a nivel de desplante de la zapata:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,417 \text{ t/m}^3 \\ c_u &= 3,70 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Parámetros para el cálculo de la resistencia:

$$\begin{aligned} F_R^* &= 0,70 & B/L &= 0,34 \\ D_f/B &= 0,31 & N_c &= 5,98 \end{aligned}$$

* $F_R = 0,7$ debido a que son zapatas ubicadas en zona III y no son de colindancia (ver ref. 9)

Presiones en el suelo a Nivel de desplante de la zapata:

Estratos	Prof.	γ	Espesor	p	p_v	u	\bar{p}
No.	m	t/m ³	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
	0,00	1,400			0,00	0,00	0,00
1	1,70	1,400	1,7	2,38	2,38	0,00	2,38
2	2,30	1,400	0,6	0,84	3,22	0,00	3,22
NAF	3,34	1,417	1,04	1,47	4,69	0,00	4,69
3	3,75	1,417	0,41	0,58	5,27	0,41	4,86

γ es el peso volumétrico
 $p = (\gamma)$ (espesor)
 p_v es el esfuerzo vertical

u es la presión de poro
 \bar{p} es esfuerzo efectivo

Resumiendo tenemos que:

$$\begin{aligned} c_u &= 3,7 \text{ t/m}^2 & F_R &= 0,70 \\ N_c &= 5,98 & p_v &= 5,27 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

De acuerdo a la ecuación 2 de la memoria de cálculo tenemos que

$$\begin{aligned} \text{la capacidad admisible del cajón } q_{adm} &= 20,77 \text{ t/m}^2 \\ \text{que es equivalente a } &= 8722,72 \text{ t} \end{aligned}$$

2.2 Capacidad de carga para el sistema suelo - pilotes de fricción

2.2.1 Capacidad de carga por fricción o adherencia lateral de un pilote

No.	Estratos	h	AL	f	FR	Cf	Cft
1	Arcilla	5,00	6,00	3,50	0,57	11,91	1178,77
2	Arena	1,20	1,44	3,15	0,57	2,57	254,62
3	Arcilla	4,60	5,52	2,00	0,57	6,26	619,70
4	Arcilla	5,70	6,84	2,10	0,57	8,14	806,28
5	Arcilla	5,70	6,84	1,60	0,57	6,21	614,31
6	Arcilla	4,90	5,88	2,50	0,57	8,33	825,14
7	Arcilla	3,40	4,08	3,20	0,57	7,40	732,86
8	Arcilla	3,50	4,20	3,10	0,57	7,38	730,84
SUMA						58,21	5762,52
Cf/m						1,71	

donde

h es el espesor del estrato en m

A_L es el área lateral del pilote en m^2

f es la adherencia lateral del pilote en t/m^2

F_R es el factor de reducción

Cf es la capacidad por fricción de un pilote en t

Cft es la suma de la capacidad individual de pilotes en t

Cf/m es la capacidad del pilote por metro lineal en ton/m

2.2.2 Cálculo de la subpresión del agua

Profundidad del

Nivel Freático = 3,34 m

Profundidad de desplante

de la zapata = 3,75 m

Por lo que la subpresión u = 0,41 t/m^2

equivalente a = 172,2 t

2.2.3 Cálculo de la capacidad por punta de los pilotes

Presiones en el suelo a nivel de desplante de los pilotes:

Estratos	Prof.	γ	Espesor	p	p_v	U	p_e
No.	m	t/m^3	m	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2
	0	1,400			0,00	0,00	0,00
1	1,70	1,400	1,70	2,38	2,38	0,00	2,38
2	2,30	1,417	0,60	0,85	3,23	0,00	3,23
NAF	3,34	1,417	1,04	1,47	4,70	0,00	4,70
3	4,80	1,417	1,46	2,07	6,77	1,46	5,31
4	8,75	1,200	3,95	4,74	11,51	5,41	6,10
5	9,95	1,939	1,20	2,33	13,84	6,61	7,23
6	14,55	1,147	4,60	5,28	19,12	11,21	7,91
7	20,25	1,159	5,70	6,61	25,72	16,91	8,81
8	25,95	1,162	5,70	6,62	32,35	22,61	9,74
9	30,85	1,193	4,90	5,85	38,19	27,51	10,68
10	34,25	1,156	3,40	3,93	42,12	30,91	11,21
11	37,75	1,128	3,50	3,95	46,07	34,41	11,66

Parámetros para el cálculo de la capacidad de carga por punta de los pilotes

$$c_u = 3,10 \quad t/m^2$$

$$N_q = 7,00$$

$$F_R = 0,35$$

$$p_v = 46,07 \quad t/m^2$$

$$A_p = 0,09 \quad m^2$$

Aplicando la ec. V.4 de la memoria de cálculo

$$\text{tenemos que } C_p = 4,83 \quad t$$

$$\text{y como son } 99 \quad \text{pilotes}$$

la capacidad total

$$\text{por punta de los pilotes } C_{pt} = 478,15 \quad t$$

2.2.4 Capacidad total del sistema suelo - pilotes de fricción

Tenemos que

$$\begin{aligned} Cft &= 5762.52 \text{ t} \\ U &= 172.2 \text{ t} \\ Cpt &= 478.15 \text{ t} \end{aligned}$$

Por lo que la capacidad para este sistema es de $R = 6412.87 \text{ t}$

2.3 Capacidad de carga del sistema suelo - cimentación

De acuerdo con la ecuación 1 para determinar la capacidad de carga de la cimentación, se debe considerar el mayor de los valores de los sistemas analizados

Resumiendo tenemos que:

La capacidad de carga del sistema suelo - zapata de cimentación es de

$$R = 8722.72 \text{ t}$$

La capacidad de carga del sistema suelo - pilotes de fricción es de

$$R = 6412.87 \text{ t}$$

Por lo tanto la capacidad de carga del sistema suelo - cimentación es de

$$R = 8722.72 \text{ t}$$

2.4 Estado Límite de falla de la cimentación

2.4.1 Descargas a cimentación

Condición	W t	Presión t/m ²
Estática	7129.00	16.97
Sísmica	6773.00	16.13

Peso total de los Pilotes $W_{pil} = 727.06 \text{ t}$

2.4.2 Cálculo de la fricción negativa

La posición del eje neutro es de
 $l = 0,00 \text{ m}$

ya que los pilotes están trabajando a su capacidad última, por lo tanto, el eje neutro coincide con el nivel de desplante del cajón

Y por lo tanto la fricción negativa es de $FN = 0,00 \text{ t}$

2.4.3 Resumen de fuerzas actuantes en cimentación

Tenemos que para condición

	Estática	Sísmica
W =	7129,00	6773,00 t
W pil =	727,06	727,06 t
FN =	0,00	0,00 t

2.4.4 Revisión del Estado Límite de Falla de la Cimentación

Aplicando los respectivos factores carga tenemos que

Condición	$\Sigma Q FC$	"<" ó ">"	R	Evaluación
Estática	10998,48	>	8722,72	Inestable

Memoria de cálculo B.V.2 Cálculo de hundimientos zapata rectangular

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (cm)	prof. media estrato(m)	Esfuerzo inicial (Kg/cm2)	Incremento de esfuerzo (Kg/cm2)	Esfuerzo final (Kg/cm2)	ei	ef	e	Hundimiento (cm)
1	2,20-4,15	195	3,18	0,350	0,040	0,390	1,465	1,462	1,501	0,233906437
2	4,15-6,70	255	5,43	0,410	0,120	0,530	7,7	7,35	8,21	9,690553746
3	6,70-10,25	355	arena	arena	arena	arena	arena	arena	arena	arena
4	10,25-13,50	325	11,88	0,520	0,330	0,850	9,120	8,800	9,769	9,6573498
5	13,50-14,50	100	Vetas de arena fina	Vetas de arena fina	Vetas de arena fina	Vetas de arena fina	Vetas de arena fina	Vetas de arena fina	Vetas de arena fina	Vetas de arena fina
6	14,50-15,00	50	14,75	0,527	0,367	0,894	6,100	5,100	6,601	6,578081831
7	15,00-19,75	475	17,38	0,530	0,370	0,900	8,9	7,4	10,17	63,78692927
8	19,75-25,00	525	22,38	0,540	0,410	0,950	9,5	8,2	11,106	56,37700314
9	25,00-30,00	500	27,5	0,580	0,460	1,020	5,22	4,63	5,87	42,94032023
10	30,00-38,15	815	34,1	0,580	0,520	1,100	9,08	8,2	9,697	67,04683556
11	38,15-41,00	285	primer capa dura	primer capa dura	primer capa dura	primer capa dura	capa dura	capa dura	capa dura	capa dura
12	41,00-44,60	360	42,8	0,640	0,480	1,120	7,74	7,49	8,017	9,981146723
13	44,60-45,70	110	arena	arena	arena	arena	arena	arena	arena	arena
14	45,70-49,90	420	47,8	0,690	0,370	1,060	6,64	6,58	6,872	3,201219512
									Hundimiento =	269,4933463
									Hundimiento Total=	215,594677

Estrato	Sondeo	Profundidad (m)
1	SM-4	4,34-4,60
2	SM-1	6,40-7,40
4	SM-2	10,40-11,40
6	SM-5	14,75-15,75
7	SM-1	16,80-17,80
8	SM-1	21,40-22,40
9	SM-1	27,80-28,80
10	SM-1	32,40-33,40
12	SM-1	41,60-42,60
14	SM-2	46,80-47,80

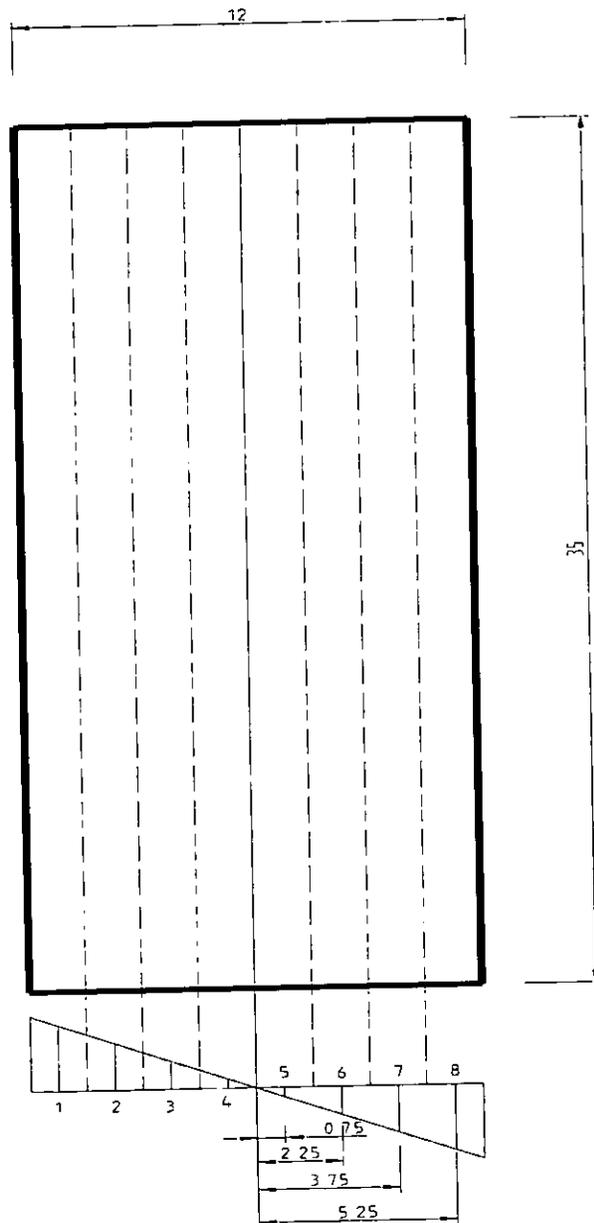
$$\text{Hundimiento} = \frac{e_i - e_f}{1 + e} H$$

Nota: Hundimiento total = Hundimiento*0.8

Ver curvas de compresibilidad en Figura A.V.2 de Apéndice A
 Nota: los datos de los sondeos SM-4 y SM-5 se tomaron de estudios complementarios dentro del proyecto

Memoria de cálculo B.V.3 Comportamiento sísmico en zapata rectangular

Se dividió la zapata en ocho áreas iguales, como se muestra en la siguiente figura, calculando con el programa GWBASIC (teoría de Zeevaert) las reacciones durante la rotación, para cada área.



Acotaciones en metros

Datos del programa GWBASIC para el cálculo de reacciones por área.

SM-1

No. Estrato	Profundidad Final(m)	Espesor (m)	Espesor (cm)	Profundidad media zo (m)	G (kg/cm ²)	v	E (kg/cm ²)	M _{zd} (cm ² /kg)	α _d (cm ³ /kg)
	0								
	0,6	0,6	60	0,3	150	0,3	390	0,0025641	0,15384615
	1,8	1,2	120	1,2	150	0,35	405	0,00246914	0,2962963
	2,2	0,4	40	2	92	0,3	239,2	0,0041806	0,16722408
1	2,4	0,2	20	2,3	92	0,3	239,2	0,0041806	0,08361204
2	3,4	1	100	2,9	48	0,35	129,6	0,00771605	0,77160494
3	5,5	2,1	210	4,45	22	0,35	59,4	0,01683502	3,53535354
4	8	2,5	250	6,75	23	0,35	62,1	0,01610306	4,0257649
5	8,6	0,6	60	8,3	50	0,3	130	0,00769231	0,46153846
6	9,8	1,2	120	9,2	24	0,35	64,8	0,0154321	1,85185185
7	12,2	2,4	240	11	24,5	0,35	66,15	0,01511716	3,62811791
8	13,2	1	100	12,7	24,5	0,35	66,15	0,01511716	1,5117158
9	14	0,8	80	13,6	24,5	0,35	66,15	0,01511716	1,20937264
10	14,3	0,3	30	14,15	50	0,3	130	0,00769231	0,23076923
11	16,2	1,9	190	15,25	12	0,35	32,4	0,0308642	5,86419753
12	16,8	0,6	60	16,5	12	0,35	32,4	0,0308642	1,85185185
13	18,5	1,7	170	17,65	13	0,35	35,1	0,02849003	4,84330484
14	20,8	2,3	230	19,65	30	0,35	81	0,01234568	2,83950617
15	23,8	3	300	22,3	21	0,35	56,7	0,01763668	5,29100529
16	24,1	0,3	30	23,95	50	0,3	130	0,00769231	0,23076923
17	26,5	2,4	240	25,3	13	0,35	35,1	0,02849003	6,83760684
18	28,8	2,3	230	27,65	15	0,35	40,5	0,02469136	5,67901235
19	31,2	2,4	240	30	32	0,35	86,4	0,01157407	2,77777778
20	32,9	1,7	170	32,05	15	0,35	40,5	0,02469136	4,19753086
21	35,5	2,6	260	34,2	12	0,35	32,4	0,0308642	8,02469136
22	38	2,5	250	36,75	12,5	0,35	33,75	0,02962963	7,40740741
23	38,6	0,6	60	38,3	80	0,35	216	0,00462963	0,27777778
24	39,2	0,6	60	38,9	110	0,3	286	0,0034965	0,20979021
25	40,4	1,2	120	39,8	34	0,3	88,4	0,01131222	1,35746606
26	41	0,6	60	40,7	30	0,35	81	0,01234568	0,74074074
27	42,6	1,6	160	41,8	32	0,35	86,4	0,01157407	1,85185185
28	43,2	0,6	60	42,9	80	0,3	208	0,00480769	0,28846154
29	44,4	1,2	120	43,8	32	0,35	86,4	0,01157407	1,38888889
30	45,6	1,2	120	45	32	0,3	83,2	0,01201923	1,44230769
31	48	2,4	240	46,8	32	0,3	83,2	0,01201923	2,88461538
32	49,6	1,6	160	48,8	32	0,35	86,4	0,01157407	1,85185185

Donde:

G=Módulo dinámico de cortante.

v=Relación de Poisson.

E=2(1+v)G

M_{zd}=1/E

α_d=M_{zd}*d = Deformación dinámica elástica unitaria del estrato N de espesor d.

(o cambio de espesor del estrato debido a un esfuerzo unitario)

Resultando las siguientes reacciones

Área	Reacción Δq_i (Kg/cm ²)
1	-0.724
2	-0.133
3	-0.101
4	-0.307
5	0.306
6	0.100
7	0.132
8	0.723

1) Cálculo del módulo de cimentación por rotación (K_θ)

$$K_\theta = \frac{M_v}{\theta}$$

$M_v =$ Momento de volteo $= \sum \Delta q_i * a_i * x_i$

$$\frac{1}{2} M_v = \sum_{n=5}^{n=8} \Delta q_i * a_i * x_i$$

$$a_i = 150\text{cm} * 3500\text{cm} = 525000\text{cm}^2$$

$x_i =$ Distancia centro del claro de la cimentación al centro del área i (cm).

$$\frac{1}{2} M_v = (0.306)(525000)(75) + (0.10)(525000)(225) + (0.132)(525000)(375) + (0.723)(525000)(525)$$

$$M_v = 498,251,250.00 \text{ (Kg*cm)} = 4,982.5125 \text{ (t*m)}$$

$\theta =$ Amplitud del ángulo de rotación originado por M_v .

$$\tan \theta = \text{sen} \theta = \theta$$

$$\theta = \frac{\delta_4}{x_4} = \frac{4 \times 10^{-2}}{5.25} = 0.00762 \text{ rad.}$$

$$\text{Finalmente: } K_\theta = \frac{M_v}{\theta} = \frac{4982.5125}{0.00762} = 653,873.03 \text{ (t*m)}.$$

2. Cálculo del período de rotación de la cimentación (T_θ).

$$T_{\theta} = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{K_{\theta}}} \quad \text{Donde:}$$

h_m = Altura del centro de masa = 9.63m (calculado con datos del modelo marco tipo proporcionado por la Coordinación de estructuras)

$$M = \text{masa} = \frac{\omega}{g} = \frac{7,129t}{9.81} = 726.707 \text{ ts}^2/\text{m}$$

K_{θ} = Módulo de cimentación por rotación.

Finalmente:

$$T_{\theta} = 2(\pi)(9.63) \sqrt{\frac{726.707}{653,873.03}} = 2.017(\text{s})$$

$$T_{\theta} = 2.017(\text{s})$$

3) Cálculo del período acoplado (T_o)

$$T_o^2 = T_n^2 + T_{\theta}^2 = 0.5^2 + 2.017^2 \quad \text{Donde: } T_n = \text{Período de la estructura}$$

$$T_o = 2.08 \text{ s}$$

La frecuencia fundamental de la estructura es de 1.97 ciclos/s, por lo que el periodo fundamental es de 0.5 segundos.

4) Cálculo del amortiguamiento crítico equivalente ζ_o

$$\zeta_o = \sqrt{1 - g_o}$$

$$g_o = \frac{g_n \times g_{\theta} \times T_o^2}{g_n T_{\theta}^2 + g_{\theta} T_n^2}$$

$$g_n = 1 - \zeta_n^2 = 1 - 0.05^2 = 0.99750 \quad \text{Donde: } \zeta_n = \text{Amortiguamiento de la estructura} = 5\%$$

$$g_{\theta} = 1 - \zeta_{\theta}^2 = 1 - 0.13124^2 = 0.98278 \quad \text{Donde: } \zeta_{\theta} = \text{Amortiguamiento del subsuelo} = 13.124\%$$

$$g_o = \frac{0.9975 \times 0.98278 \times 4.318289}{(0.9975 \times 4.068) + (0.98278)(0.25)} = 0.9837$$

$$\zeta_0 = \sqrt{1 - 0.9837} = 0.1277$$

$$\zeta_0 = 12.77\%$$

Cálculo del amortiguamiento de la masa de suelo promedio ζ_0

SM-1

No. Estrato	Profundidad Final (m)	Espesor (m)	Espesor (cm)	Profundidad media zo (m)	G (kg/cm ²)	α_v (t/m ²)	α_h (kg/cm ²)	α_c (kg/cm ²)	ζ (%)	$\zeta \cdot d$
	0									
	0,6	0,6	60	0,3	150					
	1,8	1,2	120	1,2	150					
	2,2	0,4	40	2	92					
1	2,4	0,2	20	2,3	92	2,8	0,28	0,1736	17,49	349,8
2	3,4	1	100	2,9	48	3,0	0,30	0,1860	17,49	1749
3	5,5	2,1	210	4,45	22	3,2	0,32	0,1984	17,49	3672,9
4	8	2,5	250	6,75	23	3,4	0,34	0,2108	17,49	4372,5
5	8,6	0,6	60	8,3	50	3,6	0,36	0,2232	17,49	1049,4
6	9,8	1,2	120	9,2	24	3,7	0,37	0,2294	17,49	2098,8
7	12,2	2,4	240	11	24,5	4	0,40	0,2480	17,49	4197,6
8	13,2	1	100	12,7	24,5	4,2	0,42	0,2604	17,49	1749
9	14	0,8	80	13,6	24,5	4,3	0,43	0,2666	17,49	1399,2
10	14,3	0,3	30	14,15	50	4,4	0,44	0,2728	17,49	524,7
11	16,2	1,9	190	15,25	12	5	0,50	0,3100	15,27	2901,3
12	16,8	0,6	60	16,5	12	5,2	0,52	0,3224	15,27	916,2
13	18,5	1,7	170	17,65	13	5,5	0,55	0,3410	15,27	2595,9
14	20,8	2,3	230	19,65	30	5,7	0,57	0,3534	15,27	3512,1
15	23,8	3	300	22,3	21	6,1	0,61	0,3782	15,27	4581
16	24,1	0,3	30	23,95	50	6,2	0,62	0,3844	15,27	458,1
17	26,5	2,4	240	25,3	13	6,4	0,64	0,3968	15,27	3664,8
18	28,8	2,3	230	27,65	15	7,2	0,72	0,4464	10,85	2495,5
19	31,2	2,4	240	30	32	7,5	0,75	0,4650	10,85	2604
20	32,9	1,7	170	32,05	15	7,9	0,79	0,4898	10,85	1844,5
21	35,5	2,6	260	34,2	12	8,1	0,81	0,5022	10,85	2821
22	38	2,5	250	36,75	12,5	9,1	0,91	0,5642	6,62	1655
23	38,6	0,6	60	38,3	80	9,4	0,94	0,5828	6,62	397,2
24	39,2	0,6	60	38,9	110	9,6	0,96	0,5952	6,62	397,2
25	40,4	1,2	120	39,8	34	10	1,00	0,6200	9,81	1177,2
26	41	0,6	60	40,7	30	10,2	1,02	0,6324	9,81	588,6
27	42,6	1,6	160	41,8	32	10,6	1,06	0,6572	9,81	1569,6
28	43,2	0,6	60	42,9	80	11,2	1,12	0,6944	9,81	588,6
29	44,4	1,2	120	43,8	32	12	1,20	0,7440	9,81	1177,2
30	45,6	1,2	120	45	32	12,2	1,22	0,7564	9,81	1177,2
31	48	2,4	240	46,8	32	12,7	1,27	0,7874	9,81	2354,4
32	49,6	1,6	160	48,8	32	13	1,30	0,8060	9,81	1569,6

$$\Sigma d = 4740$$

$$\Sigma \zeta \cdot d = 62209,1$$

G=Módulo dinámico de cortante

α_v (t/m²) =Esfuerzo vertical efectivo en la profundidad media

α_c (kg/cm²) =Esfuerzo confinante = 1/3(1+2K₀) α_v = 0,62 α_v

K₀=(1- ν)/(1+ ν)

ν = Relación de Poisson para la arcilla = 0,4

$$\zeta_0 = (\Sigma \zeta \cdot d) / (\Sigma d)$$

$$\zeta_0 = 13,12428 \%$$

5) Período dominante del subsuelo (T_s)

$$T_s = 4 \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}$$

SM-1

No. Estrato	Profundidad Final(m)	Espesor d_i (m)	Espesor (cm)	G (kg/cm ²)	G (t/m ²)	ρ (ton seg ² /m ⁴)	v_i (m/s)	d/v_i (s)
	0							
1	0,6	0,6	60	150	1500	0,114373	114,5207	0,0052
2	1,8	1,2	120	150	1500	0,114373	114,5207	0,0105
3	2,2	0,4	40	92	920	0,114373	89,6875	0,0045
4	2,4	0,2	20	92	920	0,114373	89,6875	0,0022
5	3,4	1	100	48	480	0,114373	64,7827	0,0154
6	5,5	2,1	210	22	220	0,114373	43,8581	0,0479
7	8	2,5	250	23	230	0,114373	44,8438	0,0557
8	8,6	0,6	60	50	500	0,114373	66,1185	0,0091
9	9,8	1,2	120	24	240	0,114373	45,8083	0,0262
10	12,2	2,4	240	24,5	245	0,114373	46,2830	0,0519
11	13,2	1	100	24,5	245	0,114067	46,3450	0,0216
12	14	0,8	80	24,5	245	0,114067	46,3450	0,0173
13	14,3	0,3	30	50	500	0,114067	66,2072	0,0045
14	16,2	1,9	190	12	120	0,114067	32,4348	0,0586
15	16,8	0,6	60	12	120	0,114067	32,4348	0,0185
16	18,5	1,7	170	13	130	0,114067	33,7592	0,0504
17	20,8	2,3	230	30	300	0,114067	51,2838	0,0448
18	23,8	3	300	21	210	0,111519	43,3946	0,0691
19	24,1	0,3	30	50	500	0,111519	66,9592	0,0045
20	26,5	2,4	240	13	130	0,111519	34,1427	0,0703
21	28,8	2,3	230	15	150	0,115189	36,0861	0,0637
22	31,2	2,4	240	32	320	0,115189	52,7071	0,0455
23	32,9	1,7	170	15	150	0,115189	36,0861	0,0471
24	35,5	2,6	260	12	120	0,112334	32,6840	0,0795
25	38	2,5	250	12,5	125	0,112334	33,3580	0,0749
26	38,6	0,6	60	80	800	0,112334	84,3897	0,0071
27	39,2	0,6	60	110	1100	0,1158	97,4635	0,0062
28	40,4	1,2	120	34	340	0,1158	54,1858	0,0221
29	41	0,6	60	30	300	0,1158	50,8987	0,0118
30	42,6	1,6	160	32	320	0,1158	52,5679	0,0304
31	43,2	0,6	60	80	800	0,1158	83,1172	0,0072
32	44,4	1,2	120	32	320	0,1158	52,5679	0,0228
33	45,6	1,2	120	32	320	0,1158	52,5679	0,0228
34	48	2,4	240	32	320	0,1158	52,5679	0,0457
35	49,6	1,6	160	32	320	0,1158	52,5679	0,0304

$\sum d/v_i = 1,1056$

Donde:

G=Módulo dinámico de cortante.

ρ

v = velocidad de la onda de corte

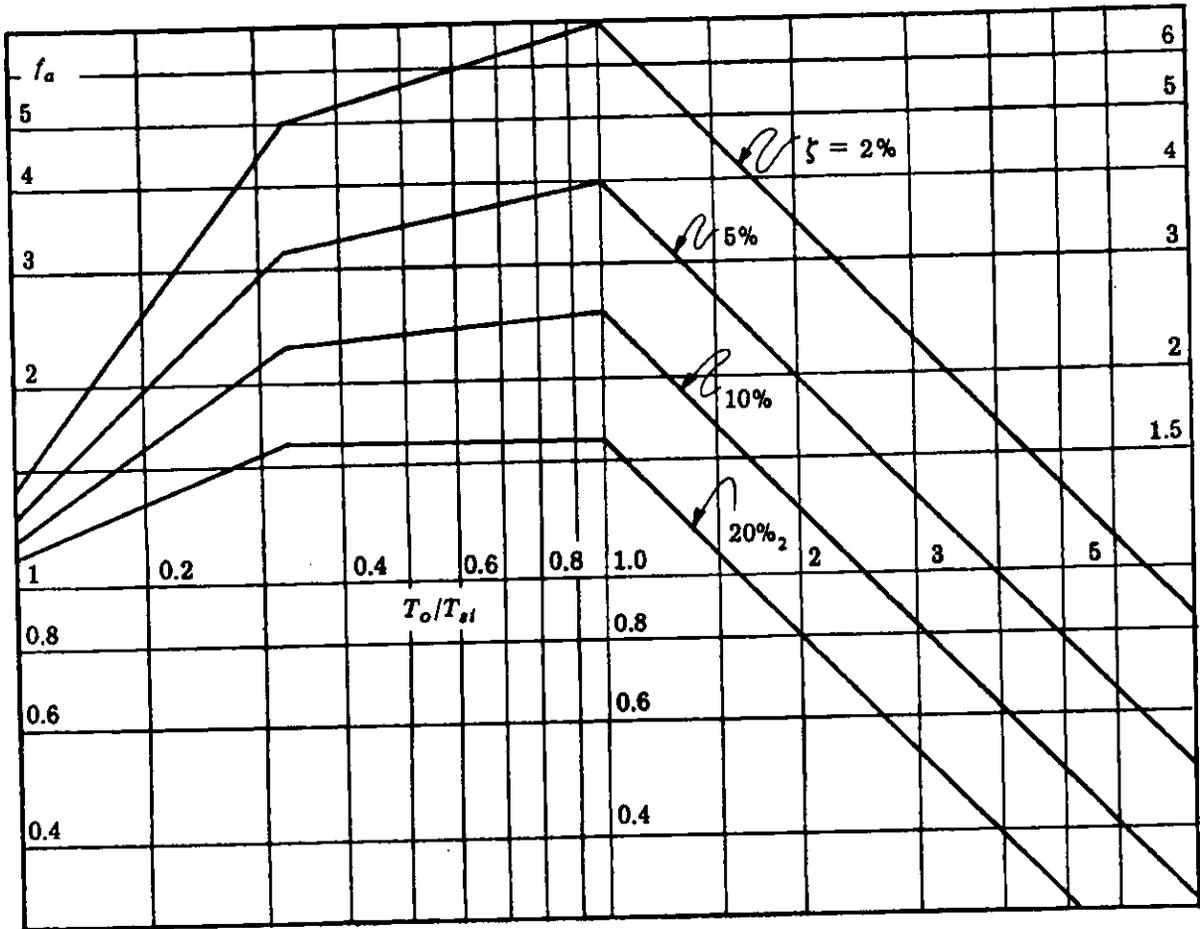
d = espesor del estrato

T_s = periodo fundamental de la masa de suelo

$T_s = 4,4226$ (s)

6) Factor de amplificación (f_a)

Entrando con $T_o/T_s =$ período acoplado/período dominante del subsuelo $= 2.08/4.423 = 0.47$ y $\zeta_o = 12.77\%$ al espectro de diseño, se obtiene un factor de amplificación $f_a = 2.1$



7) Coeficiente sísmico (c)

$$c = \frac{a}{g} \quad \text{Donde:}$$

$g =$ Aceleración de la gravedad

$a =$ Aceleración máxima en la superficie del suelo * f_a

$$a = 180 \text{ gal} * 2.1 = 378 \text{ gal}$$

$$c = \frac{378}{981} = 0.385$$

Memoria de cálculo B.V.4 Cálculo del centro de cargas y de la excentricidad de carga.

En la siguiente tabla se muestra el calculo del centro de cargas y la excentricidad.

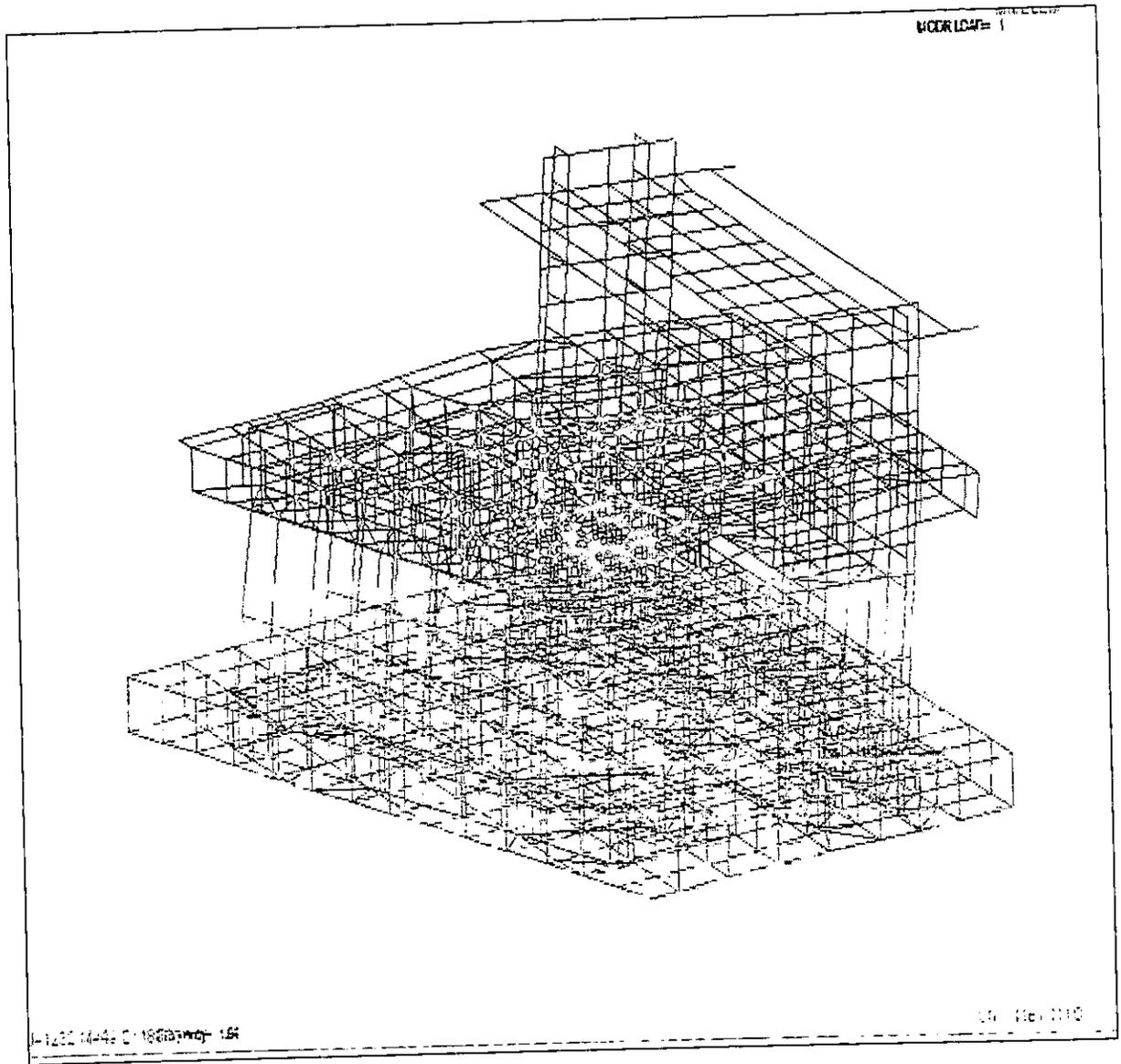
Descargas a cimentación y calculo del centro de cargas

	Coordenadas				Descargas para condición de cargas							Comb. 6	
	Nudo	x	y	z	1) CM	2) CVmax	3) CVtren	4) Sx	5) Sz	6) 1+2+3	Compr.	F*x	F*y
1	524	30,92	-2,2	32,34	104,19	9,18	4,06	-53,60	-20,87	117,43	117,43	3630,936	3797,686
2	525	34,32	-2,2	32,34	80,36	8,73	2,90	-75,98	-23,66	101,99	101,99	3500,297	3298,357
3	526	34,32	-2,2	34,6	86,81	7,52	3,05	-70,10	-22,50	97,39	97,38	3342,425	3369,694
4	527	30,92	-2,2	34,6	98,45	7,72	3,92	-44,10	-21,83	108,09	108,09	3342,143	3739,914
5	528	30,92	-2,2	30,14	109,24	10,41	4,03	-64,25	-21,95	123,68	123,68	3824,186	3727,715
6	529	34,32	-2,2	30,14	92,73	9,93	2,68	-80,61	-25,61	105,33	105,34	3124,779	3804,270
7	530	28,42	-2,2	34,6	98,25	7,45	4,25	-19,90	-24,60	109,95	109,95	3700,284	3924,228
8	535	28,42	-2,2	30,14	115,18	10,30	4,72	-38,33	-17,81	130,20	130,20	3420,989	3055,877
9	536	30,92	-2,2	27,62	97,18	10,43	3,03	-52,57	-18,14	110,64	110,64	3398,366	2734,932
10	537	34,32	-2,2	27,62	86,45	10,60	1,98	-72,28	-23,47	99,02	99,02	3300,699	3207,787
11	540	28,42	-2,2	27,62	102,38	10,08	3,68	-33,48	-13,59	116,14	116,14	3026,759	2449,208
12	541	30,92	-2,2	25,02	85,15	10,68	2,06	-39,82	-13,44	97,89	97,89	2740,452	1790,237
13	545	34,32	-2,2	22,42	68,20	11,11	0,53	-48,61	-14,51	79,85	79,84	2476,074	1587,186
14	547	30,92	-2,2	19,82	68,01	11,23	0,83	-25,97	-7,61	80,08	80,07	2491,975	1439,130
15	548	34,32	-2,2	19,82	61,39	11,09	0,13	-42,71	-11,70	72,61	72,61	2372,502	1654,574
16	550	28,42	-2,2	19,82	70,86	11,32	1,30	-12,67	-6,66	83,48	83,48	2415,161	1351,303
17	551	30,92	-2,2	17,3	65,98	11,46	0,68	-27,18	-7,27	78,11	78,12	2412,010	1215,844
18	552	34,32	-2,2	17,3	59,15	11,10	0,03	-43,16	-11,90	70,28	70,28	2435,259	1164,073
19	555	30,92	-2,2	14,78	66,79	11,19	0,78	-31,44	-8,17	78,76	78,76	2480,306	1068,151
20	556	34,32	-2,2	14,78	61,00	11,07	0,20	-49,40	-12,90	72,27	72,27	2354,597	1433,305
21	557	28,42	-2,2	17,3	69,92	11,81	1,12	-14,86	-4,29	82,85	82,85	2311,683	1202,205
22	560	28,42	-2,2	14,78	68,96	11,26	1,12	-17,93	-6,16	81,34	81,34	2714,369	963,316
23	562	34,32	-2,2	12,18	67,33	11,09	0,67	-62,78	-18,85	79,09	79,09	2911,736	902,149
24	564	30,92	-2,2	9,58	81,63	10,56	1,98	-55,92	-14,91	94,17	94,17	3271,336	738,484
25	567	30,92	-2,2	6,98	92,52	10,34	2,95	-77,80	-20,69	105,80	105,81	3323,892	676,013
26	568	34,32	-2,2	6,98	84,04	10,60	2,21	-105,02	-28,52	96,85	96,85	3115,116	765,078
27	570	28,42	-2,2	6,98	96,34	9,89	3,38	-48,67	-12,93	109,61	109,61	2693,606	2600,078
28	571	25,92	-2,2	25,02	90,73	9,99	3,21	-4,55	-8,48	103,92	103,93	2974,320	3169,395
29	572	25,92	-2,2	27,62	101,24	9,46	4,05	-4,34	-11,23	114,75	114,75	3114,547	3885,974
30	573	25,92	-2,2	32,34	106,96	8,39	4,82	-6,03	-26,45	120,16	120,17	2840,832	3792,160
31	574	25,92	-2,2	34,6	98,10	7,02	4,49	-6,65	-29,39	109,60	109,61	3242,074	3769,911
32	577	25,92	-2,2	30,14	110,94	9,30	4,84	-4,34	-19,70	125,08	125,08	2249,856	1720,376
33	579	25,92	-2,2	19,82	74,02	10,89	1,89	-1,65	-5,67	86,80	86,80	2166,912	1446,280
34	580	25,92	-2,2	17,3	70,98	11,01	1,62	-2,40	-2,05	83,60	83,61	2153,952	1228,218
35	581	25,92	-2,2	14,78	70,79	10,72	1,58	-4,68	-3,45	83,10	83,09	2756,333	742,253
36	583	25,92	-2,2	6,98	93,77	9,18	3,39	-5,20	-8,35	106,34	106,34	2460,067	909,238
37	584	25,92	-2,2	9,58	82,81	9,60	2,50	-5,83	-4,94	94,91	94,91	2251,098	3428,168
38	591	22,72	-2,2	34,6	88,95	5,74	4,39	-29,35	-31,70	99,08	99,08	2528,282	3598,795
39	592	22,72	-2,2	32,34	99,27	7,09	4,92	-37,29	-32,93	111,28	111,28	2692,774	3572,193
40	595	22,72	-2,2	30,14	105,36	8,05	5,11	-45,95	-31,02	118,52	118,52	2545,094	3093,992
41	598	22,72	-2,2	27,62	98,96	8,36	4,70	-26,37	-17,77	112,02	112,02	1957,466	3243,055
42	599	19,52	-2,2	32,34	89,50	5,59	5,19	-45,76	-30,30	100,28	100,28	1777,296	3150,330
43	600	19,52	-2,2	34,6	81,85	4,56	4,65	-43,03	-31,41	91,05	91,06	2133,731	3294,603
44	601	19,52	-2,2	30,14	96,94	6,65	5,71	-51,29	-30,07	109,31	109,30	1547,952	3067,449
45	603	16,32	-2,2	32,34	84,43	4,41	6,01	-46,80	-28,05	94,85	94,85	1383,773	2933,734
46	604	16,32	-2,2	34,6	76,14	3,43	5,22	-46,85	-29,16	84,79	84,79	1725,840	3187,305
47	605	16,32	-2,2	30,14	93,34	5,48	6,93	-46,87	-27,86	105,75	105,75	1881,043	3183,481
48	609	16,32	-2,2	27,62	100,72	6,68	7,86	-39,30	-27,22	115,26	115,26	1873,046	2871,545
49	612	16,32	-2,2	25,02	99,80	7,35	7,62	-33,41	-21,14	114,77	114,77	2233,830	2204,334
50	614	22,72	-2,2	22,42	84,83	10,00	3,49	-12,29	-9,78	98,32	98,32	1959,827	1492,298
51	616	22,72	-2,2	17,3	73,53	10,29	2,44	-10,80	-3,45	86,26	86,26	1785,690	1582,604
52	619	19,52	-2,2	17,3	78,31	9,42	3,74	-18,08	-5,07	91,48	91,47	1809,888	2488,378
53	620	16,32	-2,2	22,42	95,96	7,92	7,02	-28,03	-14,77	110,90	110,90	1714,742	2082,487
54	621	16,32	-2,2	19,82	90,56	8,24	6,27	-24,27	-9,30	105,07	105,07	1616,496	1713,565
55	622	16,32	-2,2	17,3	85,20	8,29	5,56	-22,57	-6,02	99,05	99,05	1222,522	3013,441
56	624	13,12	-2,2	32,34	82,65	3,37	7,17	-46,63	-28,14	93,18	93,19	1594,080	3355,830
57	628	13,12	-2,2	27,62	106,17	5,53	9,80	-43,95	-27,88	121,50	121,50	1612,317	3074,708
58	631	13,12	-2,2	25,02	106,99	6,15	9,76	-38,12	-22,23	122,89	122,90	1571,514	2685,468
59	634	13,12	-2,2	22,42	103,97	6,57	9,24	-32,64	-15,62	119,78	119,78	1314,499	2970,874
60	636	9,92	-2,2	22,42	115,17	5,59	11,75	-36,04	-16,35	132,51	132,51	1251,507	2500,491
61	637	9,92	-2,2	19,82	109,43	5,91	10,82	-30,09	-9,68	126,16	126,16	1511,949	2284,057
62	638	13,12	-2,2	19,82	99,76	6,91	8,57	-28,66	-9,89	115,24	115,24	1458,419	1923,068
63	640	13,12	-2,2	17,3	96,05	7,15	7,96	-26,61	-7,00	111,16	111,16	1210,835	2111,638
64	641	9,92	-2,2	17,3	105,71	6,14	10,21	-26,17	-7,16	122,06	122,06		

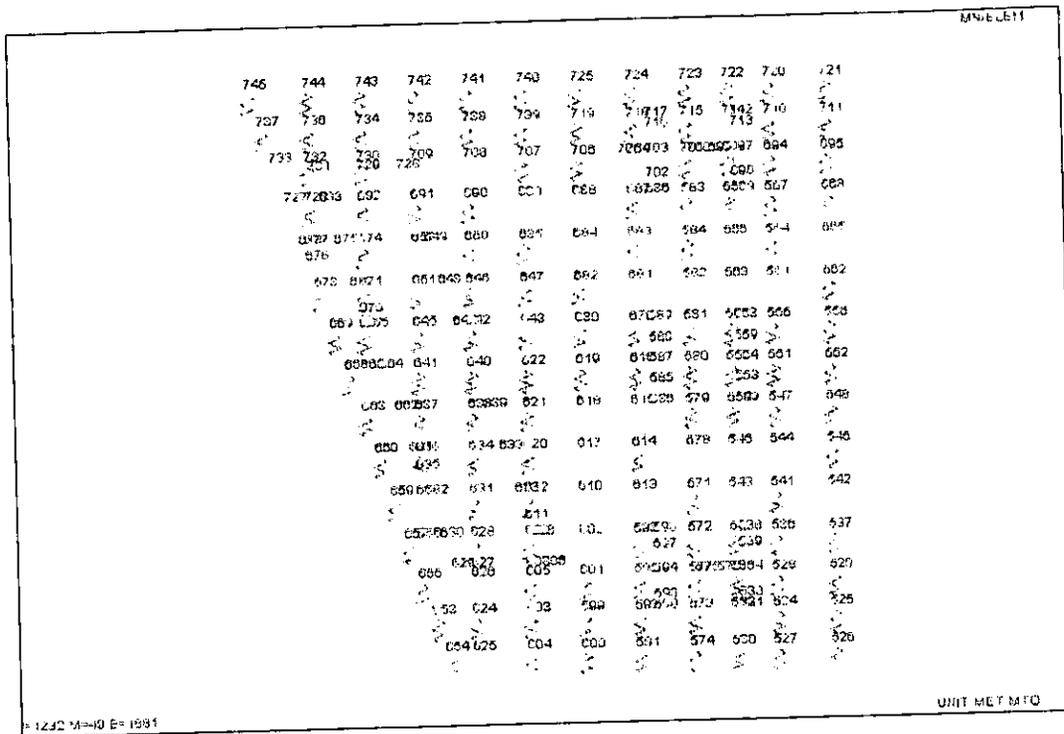
APÉNDICE B. MEMORIA DE CÁLCULO

65	642	13,12	-2,2	14,78	90,74	7,14	7,21	-24,61	-8,62	105,08	105,09		1378,650	1553,082	
66	643	16,32	-2,2	14,78	80,96	8,13	4,97	-22,70	-6,83	94,06	94,06		1535,059	1390,207	
67	645	9,92	-2,2	14,78	101,02	6,22	9,52	-23,25	-10,22	116,76	116,76		1158,259	1725,713	
68	646	13,12	-2,2	12,18	85,72	6,91	6,49	-24,84	-12,76	99,12	99,12		1300,454	1207,282	
69	647	16,32	-2,2	12,18	78,21	7,73	4,53	-25,52	-10,55	90,47	90,47		1476,470	1101,925	
70	650	13,12	-2,2	9,58	80,76	6,34	5,84	-26,83	-17,10	92,94	92,94		1219,373	890,365	
71	651	9,92	-2,2	12,18	96,03	6,15	8,82	-22,10	-15,61	111,00	111,00		1101,120	1351,980	
72	653	10,75	-2,2	32,34	81,47	2,60	8,06	-46,80	-29,90	92,13	92,13		990,398	2979,484	
73	654	11,5	-2,2	34,6	70,55	1,90	6,58	-46,79	-29,60	79,03	79,03		908,845	2734,438	
74	655	9,92	-2,2	30,14	95,81	3,37	9,99	-48,17	-31,39	109,17	109,17		1082,966	3290,384	
75	657	9,18	-2,2	27,62	107,28	4,03	11,50	-46,71	-29,35	122,82	122,81		1127,488	3392,288	
76	659	8,32	-2,2	25,02	112,76	4,39	12,27	-42,55	-23,45	129,42	129,42		1076,774	3238,088	
77	660	7,45	-2,2	22,42	114,40	4,59	12,55	-38,96	-15,83	131,53	131,54		979,899	2948,903	
78	663	6,72	-2,2	19,82	114,96	4,84	12,63	-31,11	-9,20	132,43	132,43		889,930	2624,763	
79	667	6,72	-2,2	14,78	112,27	5,53	11,98	-21,20	-12,92	129,78	129,78		872,122	1918,148	
80	668	5,75	-2,2	17,3	113,50	4,85	12,62	-25,27	-8,48	130,96	130,97		753,020	2265,608	
81	669	4,91	-2,2	14,78	112,04	4,88	12,59	-20,16	-14,78	129,52	129,51		635,943	1914,306	
82	671	6,72	-2,2	12,18	108,71	5,63	11,47	-18,08	-19,57	125,81	125,81		845,443	1532,366	
83	673	4,05	-2,2	12,18	110,96	4,88	12,64	-16,66	-23,18	128,48	128,48		520,344	1564,886	
84	674	6,72	-2,2	9,58	97,35	5,22	10,04	-17,32	-24,59	112,60	112,61		756,672	1078,708	
85	679	22,72	-2,2	14,78	71,53	9,96	2,25	-8,39	-4,57	83,73	83,74		1902,346	1237,529	
86	680	19,52	-2,2	14,78	75,22	9,12	3,36	-18,19	-5,55	87,70	87,70		1711,904	1296,206	
87	682	19,52	-2,2	12,18	75,49	8,70	3,21	-22,17	-9,04	87,41	87,40		1706,243	1064,654	
88	683	22,72	-2,2	9,58	79,31	8,69	2,73	-19,00	-10,10	90,73	90,73		2061,386	869,193	
89	685	16,32	-2,2	9,58	76,61	7,02	4,21	-31,62	-15,24	87,85	87,84		1433,712	841,603	
90	687	22,72	-2,2	6,98	88,24	7,94	3,39	-38,99	-18,09	99,57	99,57		2262,230	694,999	
91	690	13,12	-2,2	6,98	74,91	5,49	5,15	-29,73	-20,59	85,55	85,55		1122,416	597,139	
92	691	9,92	-2,2	6,98	83,40	5,42	7,23	-22,12	-26,04	96,05	96,05		952,816	670,429	
93	692	6,72	-2,2	6,98	90,25	4,85	9,17	-16,44	-28,63	104,27	104,27		700,694	727,805	
94	694	30,92	-2,2	4,46	103,04	10,37	3,88	-101,98	-26,62	117,29	117,29		3626,607	523,113	
95	695	34,32	-2,2	4,46	89,28	9,96	2,90	-122,46	-32,37	102,13	102,14		3505,102	455,500	
96	698	28,42	-2,2	4,46	107,73	10,19	4,30	-65,73	-19,07	122,22	122,22		3473,492	545,101	
97	701	25,92	-2,2	4,46	103,25	9,17	4,16	-8,59	-18,27	116,58	116,58		3021,754	519,947	
98	706	19,52	-2,2	4,46	80,40	6,23	3,44	-60,10	-30,24	90,07	90,07		1758,166	401,712	
99	707	16,32	-2,2	4,46	69,43	5,07	3,46	-46,83	-24,61	77,97	77,96		1272,470	347,746	
100	710	30,92	-2,2	2,26	97,41	9,15	3,86	-92,67	-25,80	110,41	110,42		3413,877	249,527	
101	711	34,32	-2,2	2,26	86,24	8,75	3,08	-120,44	-31,31	98,07	98,07		3365,762	221,638	
102	715	25,92	-2,2	2,26	98,09	8,30	4,08	-14,35	-25,63	110,47	110,47		2863,382	249,662	
103	718	22,72	-2,2	2,26	88,25	6,95	3,65	-32,45	-32,69	98,85	98,85		2245,872	223,401	
104	719	19,52	-2,2	2,26	72,20	5,25	3,00	-46,66	-29,94	80,45	80,45		1570,384	181,817	
105	720	30,92	-2,2	0	89,36	7,72	3,71	-83,70	-26,45	100,80	100,79		3116,736	0,000	
106	721	34,32	-2,2	0	82,18	7,56	3,20	-116,93	-30,76	92,95	92,94		3190,044	0,000	
107	722	28,42	-2,2	0	89,57	7,41	3,79	-51,13	-25,97	100,77	100,77		2863,883	0,000	
108	723	25,92	-2,2	0	87,86	6,94	3,72	-17,64	-28,93	98,52	98,52		2553,638	0,000	
109	724	22,72	-2,2	0	75,66	5,53	3,07	-18,42	-30,98	84,27	84,26		1914,614	0,000	
110	725	19,52	-2,2	0	63,61	4,24	2,50	-38,51	-30,91	70,35	70,35		1373,232	0,000	
111	726	3,52	-2,2	6,98	100,11	4,56	11,40	-15,86	-35,14	116,07	116,07		408,566	810,169	
112	730	6,72	-2,2	4,46	73,91	3,86	7,13	-15,39	-27,18	84,90	84,90		570,528	378,654	
113	732	3,52	-2,2	4,46	80,21	3,59	8,83	-14,53	-32,60	92,63	92,63		326,058	413,130	
114	734	6,72	-2,2	2,26	57,62	2,82	5,19	-13,97	-24,32	65,63	65,63		441,034	148,324	
115	735	9,92	-2,2	2,26	55,64	3,09	4,10	-21,58	-22,12	62,83	62,83		623,274	141,996	
116	736	3,52	-2,2	2,26	60,80	2,57	6,39	-12,64	-28,42	69,76	69,76		245,555	157,658	
117	737	0,75	-2,2	2,26	61,89	2,27	7,21	-15,42	-31,88	71,38	71,37		53,535	161,319	
118	738	13,12	-2,2	2,26	55,91	3,43	3,22	-32,66	-22,28	62,56	62,56		820,787	141,386	
119	739	16,32	-2,2	2,26	61,09	4,10	2,82	-43,16	-25,57	68,01	68,01		1109,923	153,703	
120	740	16,32	-2,2	0	52,13	3,14	2,12	-39,79	-26,90	57,39	57,39		936,605	0,000	
121	741	13,12	-2,2	0	44,98	2,45	2,18	-31,28	-22,78	49,61	49,61		650,883	0,000	
122	742	9,92	-2,2	0	42,31	2,10	2,66	-20,65	-21,24	47,06	47,07		466,835	0,000	
123	743	6,72	-2,2	0	42,25	1,86	3,39	-12,64	-22,37	47,49	47,50		319,133	0,000	
124	744	3,52	-2,2	0	43,04	1,62	4,21	-11,21	-25,16	48,86	48,87		171,987	0,000	
125	745	0	-2,2	0	43,73	1,28	5,13	-15,89	-29,18	50,13	50,14		0,000	0,000	
					Σ	10736,02	898,63	641,55	-4421,57	-2442,69	12276,13	12276,20	242607,961	210733,119	
		Centro Geométrico												Centro de cargas	
		x	y			Excentricidad			Momentos				x	y	
		19,84	16,14			e _x =	0,08	Mx =	-12603,7				19,763	17,166	
						e _y =	-1,03	My =	976,2						

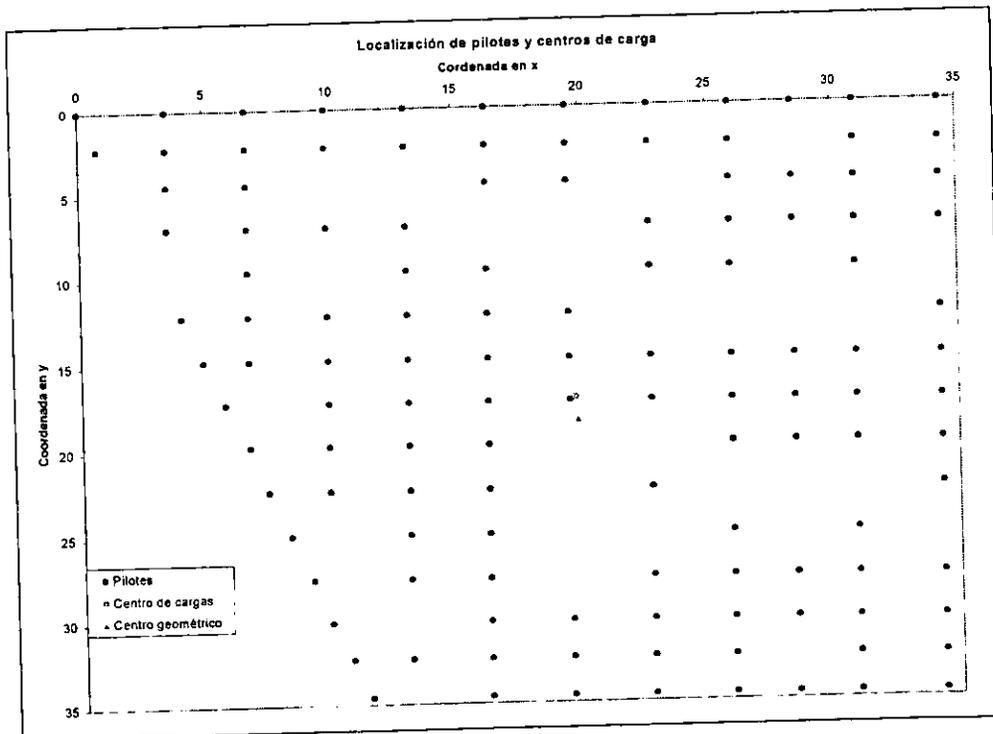
En la siguiente figura se muestra el modelo que se utilizó para el análisis estructural de la zapata trapezoidal.



En la siguiente figura se muestra el numero del nudo y la ubicación en planta de los pilotes representados por un apoyo tipo resorte.



A manera de resumen, se muestra en la siguiente gráfica la ubicación del centro de cargas y del centro geométrico calculados.



Memoria de cálculo B.V.5 Revisión de la capacidad de carga de la zapata trapezoidal.

**REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA
PARA LA ZAPATA TRAPEZOIDAL**

1. DATOS GENERALES

1.1 Características de la Cimentación

Características de la Zapata

Geometría Rectangular
 Nivel de Desplante: 3,40 m
 Bmenor = 22,75 m
 Bmayor = 34,20 m
 Largo = 35,00 m
 Perímetro = 128,78 m
 Área = 996,63 m²

Características de los pilotes:

Sección: Cuadrado
 Nivel de Desplante = 49,40 m
 Ancho = 0,30 m
 Lado = 0,30 m
 Longitud de los pilotes = 46,00 m
 Perímetro = 1,20 m
 Área = 0,09 m²
 Volumen = 4,14 m³
 Peso del pilote = 9,94 t
 No. de pilotes = 124 pzas.

1.2 Descargas

Condición	W	Presión
	t	t/m ²
Estática	12260,00	12,30
Sísmica	11647,00	11,69

$s = 0,95$

$F_R = 0,57$

s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total;

$s = CS / (CE + CS)$

FR es el factor de resistencia;

$FR = 0.7(1 - s/5)$

1.3 Propiedades del suelo

Nivel Freático = 3.34 m

Profundidad		Espesor		γ	c_u	ϕ
de:	a:	m	Descripción	t/m ³	t/m ²	°
0.00	1.70	1.70	Limos, arenas	1.400		
1.70	2.30	0.60	Arena media	1.400		
2.30	4.80	2.50	Arcilla y arcilla limosa	1.417	3.70	0.00
4.80	8.75	3.95	Arcilla	1.200	3.50	0.00
8.75	9.95	1.20	Arena	1.939	3.15	11.30
9.95	14.55	4.60	Arcilla	1.147	2.00	0.00
14.55	20.25	5.70	Arcilla	1.159	2.10	0.00
20.25	25.95	5.70	Arcilla	1.162	1.60	0.00
25.95	30.85	4.90	Arcilla	1.193	2.50	0.00
30.85	34.25	3.40	Arcilla	1.156	3.20	0.00
34.25	38.20	3.95	Arcilla	1.128	3.10	0.00
38.20	40.40	2.20	Arena	1.691	1.50	20.30
40.40	42.50	2.10	Arcilla	1.129	5.50	0.00
42.50	43.10	0.60	Limo	1.691	2.50	20.30
43.10	44.65	1.55	Arcilla	1.159	5.50	0.00
44.65	45.85	1.20	Limo	1.691	2.50	20.30
45.85	50.00	4.15	Arcilla	1.198	8.40	0.00

Profundidad y Espesor en m

γ es el peso volumétrico

c_u es la cohesión aparente del suelo determinada en prueba triaxial UU

ϕ es el ángulo de fricción interna determinado en prueba triaxial UU

2. ESTADO LÍMITE DE FALLA

2.1 Capacidad de carga para el sistema suelo - zapata de cimentación

Propiedades del suelo a nivel de desplante de la zapata:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,417 \text{ t/m}^3 \\ c_u &= 3,70 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Parámetros para el cálculo de la resistencia:

$$\begin{aligned} F_R^* &= 0,70 & B/L &= 0,67 \\ D_f/B &= 0,15 & N_c &= 6,19 \end{aligned}$$

* $F_R = 0,7$ debido a que son zapatas ubicadas en zona III y no son de colindancia (ver ref. 9)

Presiones en el suelo a Nivel de desplante de la zapata:

Estratos	Prof.	γ	Espesor	p	p_v	u	\bar{p}
No.	m	t/m ³	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²
	0,00	1,400			0,00	0,00	0,00
1	1,70	1,400	1,7	2,38	2,38	0,00	2,38
2	2,30	1,400	0,6	0,84	3,22	0,00	3,22
NAF	3,34	1,417	1,04	1,47	4,69	0,00	4,69
3	3,40	1,417	0,06	0,09	4,78	0,06	4,72

γ es el peso volumétrico
 $p = (\gamma) (\text{espesor})$
 p_v es el esfuerzo vertical

u es la presión de poro
 \bar{p} es esfuerzo efectivo

Resumiendo tenemos que:

$$\begin{aligned} c_u &= 3,7 \text{ t/m}^2 & F_R &= 0,70 \\ N_c &= 6,19 & p_v &= 4,78 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

De acuerdo a la ecuación 2 de la memoria de cálculo tenemos que
 la capacidad admisible del cajón $q_{adm} = 20,80 \text{ t/m}^2$
 que es equivalente a $= 20732,39 \text{ t}$

2.2 Capacidad de carga para el sistema suelo - pilotes de fricción

2.2.1 Capacidad de carga por fricción o adherencia lateral de un pilote

No.	Estratos	h	AL	f	FR	Cf	Cft	
1	Arcilla	5.35	6.42	3.50	0.57	12.74	1579.82	
2	Arena	1.20	1.44	3.15	0.57	2.57	318.92	
3	Arcilla	4.60	5.52	2.00	0.57	6.26	776.20	
4	Arcilla	5.70	6.84	2.10	0.57	8.14	1009.90	
5	Arcilla	5.70	6.84	1.60	0.57	6.21	769.45	
6	Arcilla	4.90	5.88	2.50	0.57	8.33	1033.53	
7	Arcilla	3.40	4.08	3.20	0.57	7.40	917.94	
8	Arcilla	3.95	4.74	3.10	0.57	8.33	1033.11	
9	Arena	2.20	2.64	1.50	0.57	2.25	278.42	
10	Arcilla	2.10	2.52	5.50	0.57	7.86	974.47	
11	Limo	0.60	0.72	2.50	0.57	1.02	126.55	
12	Arcilla	1.55	1.86	5.50	0.57	5.80	719.25	
13	Limo	1.20	1.44	2.50	0.57	2.04	253.11	
14	Arcilla	3.55	4.26	8.40	0.57	20.29	2515.90	
						SUMA	99.25	12306.57
						Cf/m	2.16	

donde

h es el espesor del estrato en m

A_L es el área lateral del pilote en m^2

f es la adherencia lateral del pilote en t/m^2

F_R es el factor de reducción

Cf es la capacidad por fricción de un pilote en t

Cft es la suma de la capacidad individual de pilotes en t

Cf/m es la capacidad del pilote por metro lineal en ton/m

2.2.2 Cálculo de la subpresión del agua

Profundidad del
 Nivel Freático = 3,34 m
 Profundidad de desplante
 de la zapata = 3,40 m

Por lo que la supresión $U = 0,06 \text{ t/m}^2$
 equivalente a = 59,7975 t

2.2.3 Cálculo de la capacidad por punta de los pilotes

Presiones en el suelo a nivel de desplante de los pilotes:

Estratos No.	Prof. m	γ t/m ³	Espesor m	p t/m ²	P_v t/m ²	U t/m ²	P_e t/m ²
	0	1,400			0,00	0,00	0,00
1	1,70	1,400	1,70	2,38	2,38	0,00	2,38
2	2,30	1,417	0,60	0,85	3,23	0,00	3,23
NAF	3,34	1,417	1,04	1,47	4,70	0,00	4,70
3	4,80	1,417	1,46	2,07	6,77	1,46	5,31
4	8,75	1,200	3,95	4,74	11,51	5,41	6,10
5	9,95	1,939	1,20	2,33	13,84	6,61	7,23
6	14,55	1,147	4,60	5,28	19,12	11,21	7,91
7	20,25	1,159	5,70	6,61	25,72	16,91	8,81
8	25,95	1,162	5,70	6,62	32,35	22,61	9,74
9	30,85	1,193	4,90	5,85	38,19	27,51	10,68
10	34,25	1,156	3,40	3,93	42,12	30,91	11,21
11	38,20	1,128	3,95	4,46	46,58	34,86	11,72
12	40,40	1,691	2,20	3,72	50,30	37,06	13,24
13	42,50	1,129	2,10	2,37	52,67	39,16	13,51
14	43,10	1,691	0,60	1,01	53,68	39,76	13,92
15	44,65	1,159	1,55	1,80	55,48	41,31	14,17
16	45,85	1,691	1,20	2,03	57,51	42,51	15,00
17	49,40	1,193	3,55	4,24	61,74	46,06	15,68

Parámetros para el cálculo de la capacidad de carga por punta de los pilotes

$$\begin{aligned}
 c_u &= 8.40 \quad \text{t/m}^2 \\
 N_q &= 7.00 \\
 F_R &= 0.35 \\
 p_v &= 61.74 \quad \text{t/m}^2 \\
 A_p &= 0.09 \quad \text{m}^2
 \end{aligned}$$

Aplicando la ec. 4 de la memoria de cálculo

$$\begin{aligned}
 \text{Tenemos que } C_p &= 7.41 \quad \text{t} \\
 \text{y como son } &124 \quad \text{pilotes} \\
 \text{la capacidad total} \\
 \text{por punta de los pilotes } C_{pt} &= 918.73 \quad \text{t}
 \end{aligned}$$

2.2.4 Capacidad total del sistema suelo - pilotes de fricción

Tenemos que

$$\begin{aligned}
 C_{ft} &= 12306.57 \quad \text{t} \\
 U &= 59.7975 \quad \text{t} \\
 C_{pt} &= 918.73 \quad \text{t}
 \end{aligned}$$

Por lo que la capacidad para este sistema es de $R = 13285.10 \quad \text{t}$

2.3 Capacidad de carga del sistema suelo - cimentación

De acuerdo con la ecuación 1 para determinar la capacidad de carga de la cimentación, se debe considerar el mayor de los valores de los sistemas analizados

Resumiendo tenemos que:

La capacidad de carga del sistema suelo - zapata de cimentación es de

$$R = 20732.39 \quad \text{t}$$

La capacidad de carga del sistema suelo - pilotes de fricción es de

$$R = 13285.10 \quad \text{t}$$

Por lo tanto la capacidad de carga del sistema suelo - cimentación es de

$$R = 20732.39 \quad \text{t}$$

2.4 Estado Límite de falla de la cimentación

2.4.1 Descargas a cimentación

Condición	W	Presión
	t	t/m ²
Estática	12260,00	29,19
Sísmica	11647,00	27,73

Peso total de los Pilotes $W_{pil} = 1232,06 \text{ t}$

2.4.2 Cálculo de la fricción negativa

La posición del eje neutro de acuerdo con la ec. V,6 es de
 $l = 1,92 \text{ m}$

Y por lo tanto la fricción negativa
 es de $FN = 512,55 \text{ t}$

2.4.3 Resumen de fuerzas actuantes en cimentación

Tenemos que para condición

	Estática	Sísmica
W =	12260,00	11647,00 t
W pil =	1232,06	1232,06 t
FN =	512,55	512,55 t

2.4.4 Revisión del Estado Límite de Falla de la Cimentación

Aplicando los respectivos factores carga tenemos que

Condición	ΣQ_{FC}	"<" ó ">"	R	Evaluación
Estática	19452,69	<	20732,39	Estable

Memoria de cálculo B.V.6 Cálculo de la carga aplicada en cada pilote debido a la excentricidad de carga.

Descarga total $Wl = 12276.00$ t
 No de pilotes $Np = 124$
 Centro de Cargas
 $x = 19.76$ m
 $y = 17.17$ m
 Centro geométrico
 $x = 19.84$ m
 $y = 16.14$ m
 Excentricidades
 $ex = -0.08$ m
 $ey = 1.03$ m
 Momentos por excentricidad
 $Mx = 12603.8$ t-m
 $My = -976.2$ t-m
 $Q = A + B + C$
 $A = Wl / Np$
 $B = (Mx / \sum x^2) y_i$
 $C = (My / \sum y^2) x_i$
 $A = 99.000$ ton

Pilote No.	Coordenadas		Distancia del pilote al Centro geométrico (origen)		x^2 m ²	y^2 m ²	A ton	B ton	C ton	Q ton
	x m	y m	x m	y m						
1	11.40	35.00	-8.44	18.86	71.27	355.72	99.00	20.95	0.53	120.48
2	16.20	35.00	-3.64	18.86	13.26	355.72	99.00	20.95	0.03	119.98
3	19.40	35.00	-0.44	18.86	0.20	355.72	99.00	20.95	-0.17	119.78
4	22.60	35.00	2.76	18.86	7.61	355.72	99.00	20.95	-0.37	119.58
5	25.80	35.00	5.96	18.86	35.50	355.72	99.00	20.95	-0.53	119.42
6	28.30	35.00	8.46	18.86	71.54	355.72	99.00	20.95	-0.68	119.26
7	30.80	35.00	10.96	18.86	120.08	355.72	99.00	20.95	-0.90	119.05
8	34.20	35.00	14.36	18.86	206.15	355.72	99.00	20.95	-0.90	117.79
9	10.60	32.54	-9.24	16.40	85.42	268.98	99.00	18.22	0.58	117.64
10	13.00	32.54	-6.84	16.40	46.81	268.98	99.00	18.22	0.23	117.44
11	16.20	32.54	-3.64	16.40	13.26	268.98	99.00	18.22	0.03	117.24
12	19.40	32.54	-0.44	16.40	0.20	268.98	99.00	18.22	-0.17	117.04
13	22.60	32.54	2.76	16.40	7.61	268.98	99.00	18.22	-0.37	116.84
14	25.80	32.54	5.96	16.40	35.50	268.98	99.00	18.22	-0.68	116.53
15	30.80	32.54	10.96	16.40	120.08	268.98	99.00	18.22	-0.90	116.32
16	34.20	32.54	14.36	16.40	206.15	268.98	99.00	18.22	-0.90	115.40
17	9.80	30.34	-10.04	14.20	100.84	201.66	99.00	15.77	0.63	115.00
18	16.20	30.34	-3.64	14.20	13.26	201.66	99.00	15.77	0.23	114.80
19	19.40	30.34	-0.44	14.20	0.20	201.66	99.00	15.77	-0.17	114.60
20	22.60	30.34	2.76	14.20	7.61	201.66	99.00	15.77	-0.37	114.40
21	25.80	30.34	5.96	14.20	35.50	201.66	99.00	15.77	-0.53	114.24
22	28.30	30.34	8.46	14.20	71.54	201.66	99.00	15.77	-0.68	114.09
23	30.80	30.34	10.96	14.20	120.08	201.66	99.00	15.77	-0.90	113.88
24	34.20	30.34	14.36	14.20	206.15	201.66	99.00	15.77	-0.90	113.65
25	9.00	27.82	-10.84	11.68	117.55	136.44	99.00	12.97	0.68	112.65
26	13.00	27.82	-6.84	11.68	46.81	136.44	99.00	12.97	0.43	112.40
27	16.20	27.82	-3.64	11.68	13.26	136.44	99.00	12.97	0.23	112.20
28	22.60	27.82	2.76	11.68	7.61	136.44	99.00	12.97	-0.17	111.80
29	25.80	27.82	5.96	11.68	35.50	136.44	99.00	12.97	-0.37	111.60
30	28.30	27.82	8.46	11.68	71.54	136.44	99.00	12.97	-0.53	111.45
31	30.80	27.82	10.96	11.68	120.08	136.44	99.00	12.97	-0.68	111.29
32	34.20	27.82	14.36	11.68	206.15	136.44	99.00	12.97	-0.90	111.08
33	8.20	25.22	-11.64	9.08	135.54	82.46	99.00	10.09	0.73	109.81
34	13.00	25.22	-6.84	9.08	46.81	82.46	99.00	10.09	0.43	109.51
35	16.20	25.22	-3.64	9.08	13.26	82.46	99.00	10.09	0.23	109.31
36	25.80	25.22	5.96	9.08	35.50	82.46	99.00	10.09	-0.37	108.71
37	30.80	25.22	10.96	9.08	120.08	82.46	99.00	10.09	-0.68	108.40
38	7.40	22.62	-12.44	6.48	154.81	42.00	99.00	7.20	0.78	106.97
39	9.80	22.62	-10.04	6.48	100.84	42.00	99.00	7.20	0.63	106.82
40	13.00	22.62	-6.84	6.48	46.81	42.00	99.00	7.20	0.43	106.63
41	16.20	22.62	-3.64	6.48	13.26	42.00	99.00	7.20	0.23	106.43
42	22.60	22.62	2.76	6.48	7.61	42.00	99.00	7.20	-0.17	106.03
43	34.20	22.62	14.36	6.48	206.15	42.00	99.00	7.20	-0.90	105.30
44	6.60	20.02	-13.24	3.88	175.35	15.06	99.00	4.31	0.83	104.14
45	9.80	20.02	-10.04	3.88	100.84	15.06	99.00	4.31	0.63	103.94
46	13.00	20.02	-6.84	3.88	46.81	15.06	99.00	4.31	0.43	103.74
47	16.20	20.02	-3.64	3.88	13.26	15.06	99.00	4.31	0.23	103.54
48	25.80	20.02	5.96	3.88	35.50	15.06	99.00	4.31	-0.37	102.94
49	28.30	20.02	8.46	3.88	71.54	15.06	99.00	4.31	-0.53	102.78
50	30.80	20.02	10.96	3.88	120.08	15.06	99.00	4.31	-0.68	102.63
51	34.20	20.02	14.36	3.88	206.15	15.06	99.00	4.31	-0.90	102.41
52	5.80	17.50	-14.04	1.36	197.18	1.85	99.00	1.51	0.88	101.39

APÉNDICE B. MEMORIA DE CÁLCULO

53	9.80	17.50	-10.04	1.36	100.84	1.85	99.00	1.51	0.63	101.14
54	13.00	17.50	-6.84	1.36	46.81	1.85	99.00	1.51	0.43	100.94
55	16.20	17.50	-3.64	1.36	13.26	1.85	99.00	1.51	0.23	100.74
56	19.40	17.50	-0.44	1.36	0.20	1.85	99.00	1.51	0.03	100.54
57	22.60	17.50	2.76	1.36	7.61	1.85	99.00	1.51	-0.17	100.34
58	25.80	17.50	5.96	1.36	35.50	1.85	99.00	1.51	-0.37	100.14
59	28.30	17.50	8.46	1.36	71.54	1.85	99.00	1.51	-0.53	99.98
60	30.80	17.50	10.96	1.36	120.08	1.85	99.00	1.51	-0.68	99.83
61	34.20	17.50	14.36	1.36	206.15	1.85	99.00	1.51	-0.90	99.61
62	5.00	14.98	-14.84	-1.16	220.29	1.34	99.00	-1.29	0.93	98.64
63	6.60	14.98	-13.24	-1.16	175.35	1.34	99.00	-1.29	0.83	98.54
64	9.80	14.98	-10.04	-1.16	100.84	1.34	99.00	-1.29	0.63	98.34
65	13.00	14.98	-6.84	-1.16	46.81	1.34	99.00	-1.29	0.43	98.14
66	16.20	14.98	-3.64	-1.16	13.26	1.34	99.00	-1.29	0.23	97.94
67	19.40	14.98	-0.44	-1.16	0.20	1.34	99.00	-1.29	0.03	97.74
68	22.60	14.98	2.76	-1.16	7.61	1.34	99.00	-1.29	-0.17	97.54
69	25.80	14.98	5.96	-1.16	35.50	1.34	99.00	-1.29	-0.37	97.34
70	28.30	14.98	8.46	-1.16	71.54	1.34	99.00	-1.29	-0.53	97.18
71	30.80	14.98	10.96	-1.16	120.08	1.34	99.00	-1.29	-0.68	97.03
72	34.20	14.98	14.36	-1.16	206.15	1.34	99.00	-1.29	-0.90	96.82
73	4.20	12.38	-15.64	-3.76	244.68	14.13	99.00	-4.18	0.98	95.80
74	6.60	12.38	-13.24	-3.76	175.35	14.13	99.00	-4.18	0.88	95.65
75	9.80	12.38	-10.04	-3.76	100.84	14.13	99.00	-4.18	0.63	95.45
76	13.00	12.38	-6.84	-3.76	46.81	14.13	99.00	-4.18	0.43	95.25
77	16.20	12.38	-3.64	-3.76	13.26	14.13	99.00	-4.18	0.23	95.05
78	19.40	12.38	-0.44	-3.76	0.20	14.13	99.00	-4.18	0.03	94.85
79	22.60	12.38	2.76	-3.76	206.15	14.13	99.00	-4.18	-0.90	93.93
80	34.20	12.38	14.36	-3.76	206.15	14.13	99.00	-4.18	-0.90	92.76
81	6.60	9.78	-13.24	-6.36	175.35	40.44	99.00	-7.06	0.83	92.36
82	9.80	9.78	-10.04	-6.36	100.84	40.44	99.00	-7.06	0.63	92.16
83	13.00	9.78	-6.84	-6.36	46.81	40.44	99.00	-7.06	0.43	91.76
84	16.20	9.78	-3.64	-6.36	13.26	40.44	99.00	-7.06	-0.17	91.56
85	19.40	9.78	2.76	-6.36	7.61	40.44	99.00	-7.06	-0.37	91.25
86	22.60	9.78	5.96	-6.36	35.50	40.44	99.00	-7.06	-0.68	91.25
87	25.80	9.78	8.46	-6.36	71.54	40.44	99.00	-7.06	-0.68	90.08
88	30.80	9.78	10.96	-6.36	120.08	40.44	99.00	-7.06	-0.68	89.88
89	3.40	7.18	-16.44	-8.96	270.34	80.27	99.00	-9.95	1.03	89.88
90	6.60	7.18	-13.24	-8.96	175.35	80.27	99.00	-9.95	0.83	89.68
91	9.80	7.18	-10.04	-8.96	100.84	80.27	99.00	-9.95	0.63	89.48
92	13.00	7.18	-6.84	-8.96	46.81	80.27	99.00	-9.95	0.43	89.48
93	16.20	7.18	-3.64	-8.96	13.26	80.27	99.00	-9.95	-0.17	88.88
94	19.40	7.18	2.76	-8.96	7.61	80.27	99.00	-9.95	-0.37	88.68
95	22.60	7.18	5.96	-8.96	35.50	80.27	99.00	-9.95	-0.53	88.52
96	25.80	7.18	8.46	-8.96	71.54	80.27	99.00	-9.95	-0.68	88.36
97	30.80	7.18	10.96	-8.96	120.08	80.27	99.00	-9.95	-0.90	88.15
98	34.20	7.18	14.36	-8.96	206.15	80.27	99.00	-9.95	-0.90	87.28
99	3.40	4.66	-16.44	-11.48	270.34	131.78	99.00	-12.75	1.03	87.08
100	6.60	4.66	-13.24	-11.48	175.35	131.78	99.00	-12.75	0.83	87.08
101	9.80	4.66	-10.04	-11.48	100.84	131.78	99.00	-12.75	0.63	86.48
102	13.00	4.66	-6.84	-11.48	46.81	131.78	99.00	-12.75	0.43	86.28
103	16.20	4.66	-3.64	-11.48	13.26	131.78	99.00	-12.75	0.23	86.28
104	19.40	4.66	-0.44	-11.48	0.20	131.78	99.00	-12.75	0.03	86.28
105	22.60	4.66	2.76	-11.48	7.61	131.78	99.00	-12.75	-0.37	85.88
106	25.80	4.66	5.96	-11.48	35.50	131.78	99.00	-12.75	-0.53	85.72
107	28.30	4.66	8.46	-11.48	71.54	131.78	99.00	-12.75	-0.68	85.57
108	30.80	4.66	10.96	-11.48	120.08	131.78	99.00	-12.75	-0.68	85.35
109	34.20	4.66	14.36	-11.48	206.15	131.78	99.00	-12.75	-0.90	85.35
110	0.80	2.46	-19.04	-13.68	362.60	187.13	99.00	-15.19	1.19	85.00
111	3.40	2.46	-16.44	-13.68	270.34	187.13	99.00	-15.19	1.03	84.83
112	6.60	2.46	-13.24	-13.68	175.35	187.13	99.00	-15.19	0.83	84.63
113	9.80	2.46	-10.04	-13.68	100.84	187.13	99.00	-15.19	0.63	84.43
114	13.00	2.46	-6.84	-13.68	46.81	187.13	99.00	-15.19	0.43	84.23
115	16.20	2.46	-3.64	-13.68	13.26	187.13	99.00	-15.19	0.23	84.03
116	19.40	2.46	-0.44	-13.68	0.20	187.13	99.00	-15.19	0.03	83.83
117	22.60	2.46	2.76	-13.68	7.61	187.13	99.00	-15.19	-0.17	83.63
118	25.80	2.46	5.96	-13.68	35.50	187.13	99.00	-15.19	-0.37	83.43
119	28.30	2.46	8.46	-13.68	71.54	187.13	99.00	-15.19	-0.53	83.12
120	30.80	2.46	10.96	-13.68	120.08	187.13	99.00	-15.19	-0.68	83.12
121	0.00	0.00	-19.84	-16.14	393.71	260.48	99.00	-17.93	1.24	82.31
122	3.40	0.00	-16.44	-16.14	270.34	260.48	99.00	-17.93	1.03	82.10
123	6.60	0.00	-13.24	-16.14	175.35	260.48	99.00	-17.93	0.83	81.90
124	9.80	0.00	-10.04	-16.14	100.84	260.48	99.00	-17.93	0.63	81.70
125	13.00	0.00	-6.84	-16.14	46.81	260.48	99.00	-17.93	0.43	81.50
126	16.20	0.00	-3.64	-16.14	13.26	260.48	99.00	-17.93	0.23	81.30
127	19.40	0.00	-0.44	-16.14	0.20	260.48	99.00	-17.93	0.03	81.10
128	22.60	0.00	2.76	-16.14	7.61	260.48	99.00	-17.93	-0.17	80.90
129	25.80	0.00	5.96	-16.14	35.50	260.48	99.00	-17.93	-0.37	80.70
130	28.30	0.00	8.46	-16.14	71.54	260.48	99.00	-17.93	-0.53	80.55
131	30.80	0.00	10.96	-16.14	120.08	260.48	99.00	-17.93	-0.68	80.39
132	34.20	0.00	14.36	-16.14	206.15	260.48	99.00	-17.93	-0.90	80.18
133				$\Sigma =$	11347.79	15635.67	12276.00	42.11	2.28	12320.39

TABLA RESUMEN

Pilotes			
Abajo del eje de giro		Arriba del eje de giro	
1	120.48	62	98.64
2	120.18	63	98.54
3	119.98	64	98.34
4	119.78	65	98.14
5	119.58	66	97.94
6	119.42	67	97.74
7	119.26	68	97.54
8	119.05	69	97.34
9	117.79	70	97.18
10	117.64	71	97.03
11	117.44	72	96.82
12	117.24	73	95.80
13	117.04	74	95.65
14	116.84	75	95.45
15	116.53	76	95.25
16	116.32	77	95.05
17	115.40	78	94.85
18	115.00	79	93.93
19	114.80	80	92.76
20	114.60	81	92.36
21	114.40	82	92.16
22	114.24	83	91.76
23	114.09	84	91.56
24	113.88	85	91.25
25	112.65	86	90.08
26	112.40	87	89.88
27	112.20	88	89.68
28	111.80	89	89.48
29	111.60	90	88.88
30	111.45	91	88.68
31	111.29	92	88.52
32	111.08	93	88.36
33	109.81	94	88.15
34	109.51	95	87.28
35	109.31	96	87.08
36	108.71	97	86.48
37	108.40	98	86.28
38	106.97	99	85.88
39	106.82	100	85.72
40	106.63	101	85.57
41	106.43	102	85.35
42	106.03	103	85.00
43	105.30	104	84.83
44	104.14	105	84.63
45	103.94	106	84.43
46	103.74	107	84.23
47	103.54	108	84.03
48	102.94	109	83.83
49	102.78	110	83.63
50	102.63	111	83.43
51	102.41	112	83.12
52	101.39	113	82.31
53	101.14	114	82.10
54	100.94	115	81.90
55	100.74	116	81.70
56	100.54	117	81.50
57	100.34	118	81.30
58	100.14	119	81.10
59	99.98	120	80.90
60	99.83	121	80.70
61	99.61	122	80.55
Descarga	6720.13	123	80.39
Carga prom.	110.17	124	80.18
		Descarga	5600.26
		Carga Prom.	88.89
Capacidad de Carga	6039.00 t	6237.00 t	
Carga Residual	681.13 t	-636.74 t	
Area	484 m ²		
Esf. Residual	1.41 t/m ²		

En la tabla anterior se muestra las descargas totales en cada uno de los pilotes, 61 de estos pilotes sobrepasan la capacidad de carga del pilote (99 t), por lo tanto estos pilotes trabajan a fricción positiva (pilotes abajo del eje de giro), por consiguiente existe una presión de contacto entre el cajón y el suelo de 1.41 t/m² (ver fig. V.6.1).

Por otro lado, en la misma tabla se observan 63 pilotes que trabajan a fricción combinada (pilotes arriba del eje de giro), ya que la descarga (88.89 t en promedio) en estos es menor que la capacidad de carga del pilote (ver fig. V.6.1).

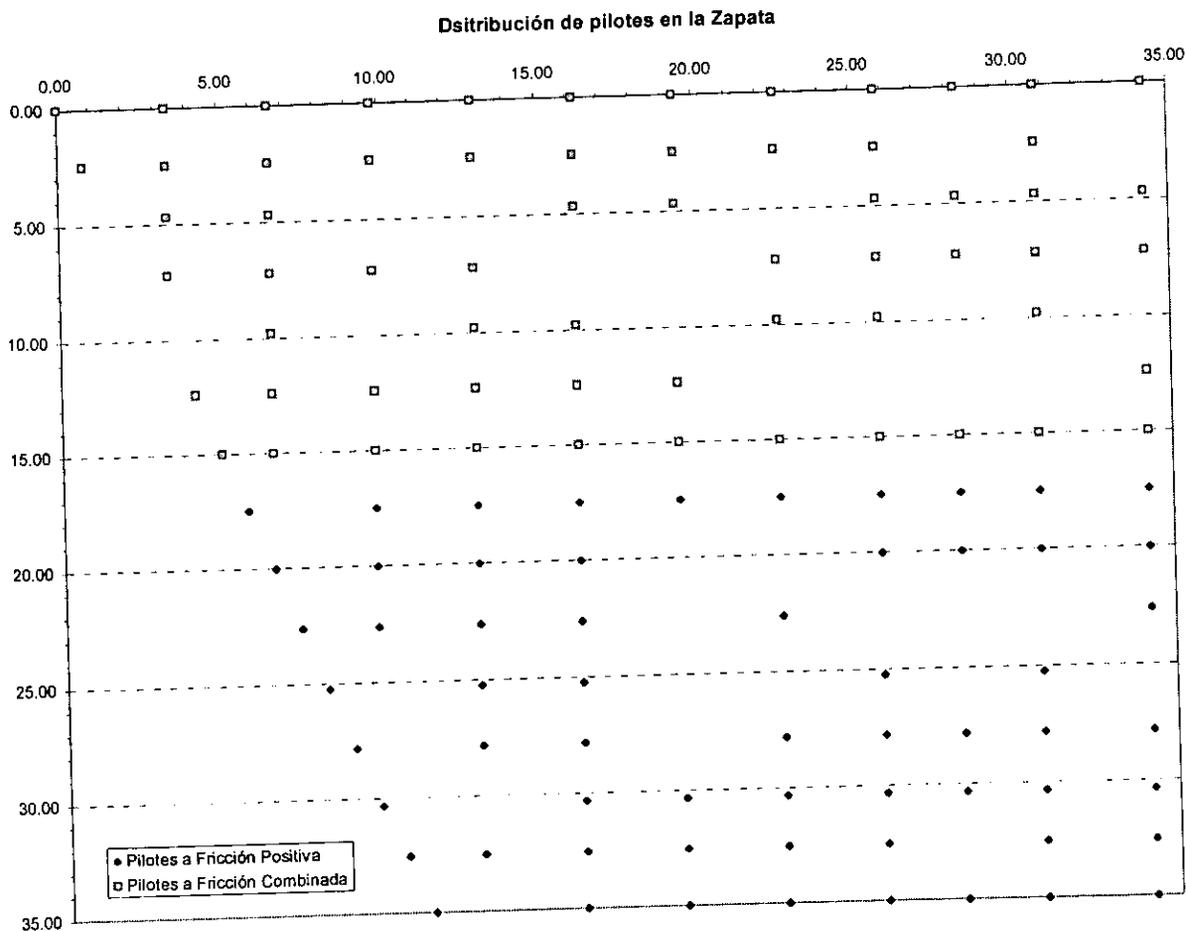


Figura V.6.1. Distribución de pilotes trabajando a fricción positiva y pilotes trabajando a fricción combinada

Memoria de cálculo B.V.7 Cálculo de los cambios de esfuerzo efectivo para los pilotes en la zapata trapezoidal.

CASO 1. Pilotes trabajando a fricción combinada (fricción positiva y fricción negativa).

• Cálculo del eje neutro

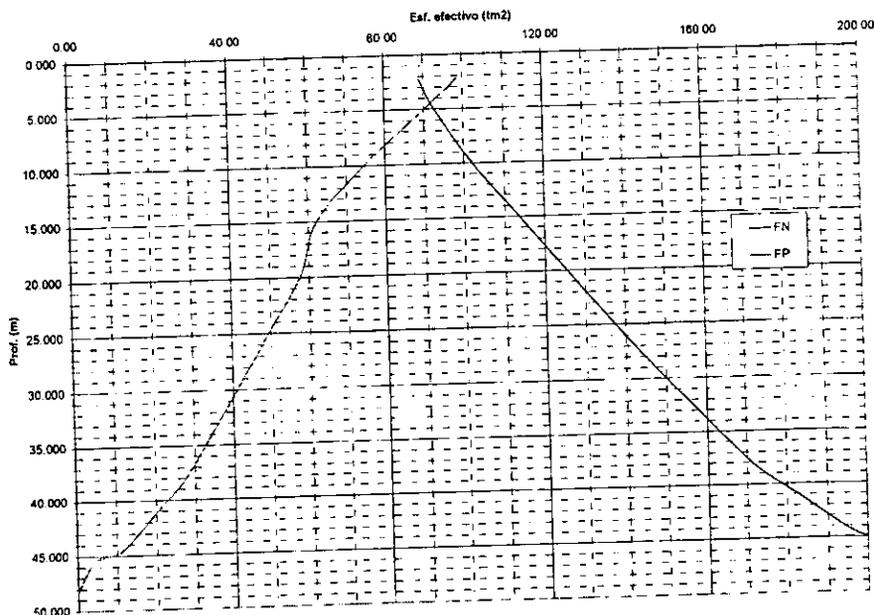
FRICCIÓN NEGATIVA: $r_0 = 0.30 \text{ m}$ $\omega = 1.26 \text{ m}$ $Q_a = 88.89$

ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (m) DE:	A:	d (m)	Σd (m)	ϕ_r (grados)	$N\phi$	$K\phi$	a (m ²)	$\sigma\sigma$ (t/m ²)	l_z	$-\Delta\sigma_v$ (t/m ²)	$A\sigma$ (t/m)	$\Sigma A\sigma$ (t/m)	(FN)d (t)	(FN)d+Qa
1	2.200	5.000	2.800	2.800	26	1.476	0.330	14.66	2.90	0.77390	0	-	-	-	88.89
2	5.000	10.000	5.000	7.800	26	1.476	0.330	14.66	3.90	0.51329	0	9.52	9.52	3.88	92.75
3	10.000	15.000	5.000	12.800	26	1.476	0.330	14.66	6.00	0.35755	0	24.75	34.27	13.29	102.18
4	15.000	20.000	5.000	17.800	26	1.476	0.330	14.66	7.00	0.25979	0	32.50	66.77	24.80	113.69
5	20.000	25.000	5.000	22.800	26	1.476	0.330	14.66	7.50	0.19589	0	36.25	103.02	36.71	125.60
6	25.000	30.000	5.000	27.800	26	1.476	0.330	14.66	8.00	0.15204	0	38.75	141.77	48.55	137.44
7	30.000	32.400	2.400	30.200	26	1.476	0.330	14.66	9.50	0.12098	0	43.75	185.52	61.16	150.05
8	32.400	38.000	5.600	35.800	26	1.476	0.330	14.66	9.75	0.09817	0	23.10	208.62	67.56	156.45
9	38.000	41.000	3.000	38.800	28	1.565	0.340	14.66	10.50	0.08597	0	56.70	265.32	82.52	171.41
10	41.000	44.500	3.500	42.300	26	1.476	0.330	14.66	14.50	0.07524	0	37.50	302.82	94.08	182.97
11	44.500	45.500	1.000	43.300	30	1.667	0.346	14.66	19.50	0.06447	0	59.50	362.32	107.73	196.62
12	45.500	50.000	4.500	47.800	26	1.476	0.330	14.66	21.00	0.05516	0	20.25	382.57	116.79	205.68
									26.50	0.04586	0	106.88	489.45	140.31	229.20

FRICCIÓN POSITIVA: $r_0 = 0.30 \text{ m}$ $\omega = 1.26 \text{ m}$

estrato	PROFUNDIDAD (m) DE:	A:	Z' (m)	$\sigma\sigma$ (t/m ²)	l_z	$-\Delta\sigma_v$ (t/m ²)	a_f (t/m ²)	d (m)	Af (m ²)	q_u (t/m ²)	$0.3q_u$ (t/m ²)	$\Delta(FP)_i$ (t)	(FP) _i (t)	
0	2.20	5.00	0	2.900	1.000	0.000	2.900	2.800	3.528	8.14	2.442	-	-	98.72
1	5.00	10.00	2.8	3.900	0.750	0.000	3.900	5.000	6.300	8.14	2.442	8.62	8.62	90.10
2	10.00	15.00	7.8	6.000	0.461	0.000	6.000	5.000	6.300	6.60	1.98	15.38	24.00	74.72
3	15.00	20.00	12.8	7.000	0.304	0.000	7.000	5.000	6.300	2.42	0.726	12.47	36.47	62.25
4	20.00	25.00	17.8	7.500	0.212	0.000	7.500	5.000	6.300	4.40	1.32	4.57	41.05	57.67
5	25.00	30.00	22.8	8.000	0.155	0.000	8.000	5.000	6.300	4.40	1.32	8.32	49.36	49.36
6	30.00	32.40	27.8	9.500	0.118	0.000	9.500	2.400	3.024	4.40	1.32	8.32	57.68	41.04
7	32.40	38.000	30.2	9.750	0.104	0.000	9.750	5.600	7.056	4.4	1.32	3.99	61.67	37.05
8	38.000	41.000	35.8	10.5	0.080	0.000	10.500	3.000	3.780	6.48	1.947	9.31	70.99	27.73
9	41.000	44.500	38.8	14.5	0.070	0.000	14.500	3.500	4.410	6.6	1.98	7.36	78.35	20.37
10	44.500	45.500	42.3	19.5	0.061	0.000	19.500	1.000	1.260	18.92	5.676	8.73	87.08	11.64
11	45.500	48.200	43.3	21	0.059	0.000	21.000	2.700	3.402	4.4	1.32	7.15	94.23	4.49
12	48.200	50.000	46	26.5	0.050	0.000	26.500					4.49	98.72	0

Cálculo del eje neutro



La intersección de las dos curvas determina el eje neutro, que en este caso se encuentra a una profundidad de 4.4 m, es decir, el eje neutro se encuentra a 2.2 m a partir del nivel de desplante del cajón.

- Cálculo del cambio de esfuerzos efectivos.

CASO ANALIZADO:
FRICCIÓN COMBINADA:

ro = 0.30 m
ω = 1.26 m

ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (m) DE: A:	d (m)	Σd (m)	φr (grados)	Nφ	Kφ	a (m²)	σσ (t/m²)	lz	-Δσv (t/m²)	Aσ (t/m)	ΣAσ (t/m)	(FN)d (t)	Aamp. (m²)	-Δσv (t/m²)	σσ* (t/m²)
1	2.200 4.400	2.200	2.200	26	1.478	0.330	5.10	2.90	0.77390	0	-	-	-	5.30	0.54	2.90
2	4.400 5.000	0.600	2.800	28	1.478	0.330	5.46	3.70	0.51329	0	7.28	7.28	2.85	5.54		3.16

ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (m) DE: A:	Z* (m)	σσ (t/m²)	lz	-Δσv (t/m²)	σf (t/m²)	d (m)	AI (m²)	qu (t/m²)	0.3qu (t/m²)	Δ(FP)i (t)	(FP)i (t)	Aamp. (m²)	+Δσσ (t/m²)	σσ* (t/m²)
1	4.400 5.000	5	3.700	1.000	0.000	3.700	0.600	0.758	8.14	2.442	-	-	0.00	0.00	3.16
2	5.000 10.000	10	3.900	0.750	0.000	3.900	5.000	6.300	8.14	2.442	1.85	1.85	4.90	0.38	3.74
3	10.000 15.000	15	6.000	0.461	0.000	6.000	5.000	6.300	6.60	1.98	15.38	17.23	5.90	2.92	8.38
4	15.000 20.000	20	7.000	0.304	0.000	7.000	5.000	6.300	4.40	1.32	12.47	29.70	6.90	4.31	10.77
5	20.000 25.000	25	7.500	0.212	0.000	7.500	5.000	6.300	4.40	1.32	8.32	42.59	8.90	4.79	11.30
6	25.000 30.000	30	8.000	0.155	0.000	8.000	5.000	6.300	4.40	1.32	8.32	50.91	9.90	5.14	14.10
7	30.000 35.000	35	9.500	0.118	0.000	9.500	3.000	3.780	6.49	1.947	8.32	59.23	10.90	5.43	14.90
8	35.000 38.000	36.6	10.000	0.104	0.000	10.000	3.000	3.780	6.49	1.947	4.99	64.22	11.90	5.40	15.36
9	38.000 41.000	33.6	10.5	0.080	0.000	10.500	3.000	3.780	6.49	1.947	7.36	71.58	12.90	5.55	19.51
10	41.000 44.500	36.6	14.5	0.070	0.000	14.500	3.500	4.410	6.60	1.98	5.4	80.31	13.90	5.78	24.74
11	44.500 45.500	40.1	19.5	0.061	0.000	19.500	1.000	1.260	18.00	5.4	1.944	87.11	14.90	5.85	26.31
12	45.500 48.200	41.1	21	0.059	0.000	21.000	2.700	3.402	6.48	1.944	6.61	93.73	15.90	5.89	31.86
12	48.200 50.000	43.8	26.5	0.050	0.000	26.500	1.800	2.268	6.48	1.944					

CASO 2. Pilotes trabajando a fricción positiva más un incremento de carga por contacto del cajón con el suelo de 1.41 t/m².

CASO ANALIZADO:
FRICCIÓN POSITIVA:

ro = 0.30 m
ω = 1.26 m

estrato	PROFUNDIDAD (m) DE: A:	Z* (m)	σσ (t/m²)	lz	-Δσv (t/m²)	σf (t/m²)	d (m)	AI (m²)	qu (t/m²)	0.3qu (t/m²)	Δ(FP)i (t)	(FP)i (t)	Aamp. (m²)	+Δσσ (t/m²)	σσ* (t/m²)
0	2.20 5.00	0	2.900	1.000	1.490	1.410	2.800	3.528	8.14	2.442	-	-	0.00	0.00	1.41
1	5.00 10.00	2.8	3.900	0.750	1.117	2.783	5.000	6.300	8.14	2.442	8.62	8.62	4.90	1.76	4.54
2	10.00 15.00	7.8	6.000	0.461	0.687	5.313	5.000	6.300	6.60	1.98	15.38	24.00	5.23	4.59	9.90
3	15.00 20.00	12.8	7.000	0.304	0.452	6.548	5.000	6.300	4.40	1.32	12.47	36.47	5.45	6.69	13.24
4	20.00 25.00	17.8	7.500	0.212	0.316	7.184	5.000	6.300	4.40	1.32	8.32	41.05	5.62	7.30	14.49
5	25.00 30.00	22.8	8.000	0.155	0.231	7.769	5.000	6.300	4.40	1.32	8.32	49.36	5.75	8.59	16.35
6	30.00 32.40	27.8	9.500	0.118	0.175	9.325	2.400	3.024	6.49	1.947	8.32	57.68	5.92	9.74	19.07
7	32.40 38.00	30.2	10.000	0.104	0.155	9.845	3.000	3.780	6.49	1.947	3.99	61.67	6.92	8.91	18.76
8	38.00 41.00	35.8	10.5	0.080	0.119	10.381	3.000	3.780	6.49	1.947	9.31	70.99	7.92	8.96	19.34
9	41.00 44.50	38.8	14.5	0.070	0.105	14.395	3.500	4.410	6.60	1.98	7.36	78.35	8.92	8.78	23.18
10	44.50 45.50	42.3	19.5	0.061	0.091	19.409	1.000	1.260	18.00	5.4	8.73	87.08	9.92	8.78	28.19
11	45.50 48.200	43.3	21	0.059	0.087	20.913	2.700	3.402	6.48	1.944	6.80	93.88	10.92	8.60	29.51
12	48.200 50.000	46	26.5	0.050	0.074	26.428	1.800	2.268	6.48	1.944	6.61	100.49	11.92	8.43	34.86

- **Secuencia 1 para el cálculo de la fricción negativa.**

1. Se definieron los estratos necesarios para el cálculo, se determinó el espesor de cada uno de ellos (d) y el espesor acumulado (Σd).
2. Se asignó el valor del ángulo de fricción interna remoldeado (ϕ_r), que para el caso de las arcillas de la ciudad de México es 26° en promedio variando en los estratos de mayor resistencia (capa dura).
3. $N\phi$ y $K\phi$ se calcularon con las expresiones VI.6. y VI.5 respectivamente.
4. a es el área tributaria efectiva del pilote. Para el cálculo del eje neutro el valor de a corresponde al área tributaria de un pilote aislado ($a = \pi (12r_0)^2$) y para los demás casos se calculó con el programa ARETRIR (ver ref. 1 4 y 5).
5. σ_0 es el esfuerzo efectivo inicial.
6. I_z es el factor de distribución de esfuerzos con la profundidad para una carga uniformemente distribuida para un área rectangular.
7. $\Delta\sigma_v$ es el incremento de esfuerzos debido a la presión de contacto entre el suelo y el cajón (según el caso).
8. $A\sigma$ es el empuje de suelo sobre el fuste del pilote a una profundidad d y $\Sigma A\sigma$ es el empuje acumulado a la misma profundidad, la cual representa la integral (área bajo la curva) en la fórmula VI.4.
9. $(FN)_d$ es la fricción negativa desarrollada en el fuste del pilote a una profundidad d .
10. $(FN)_d + Q_a$ es la suma de la carga sobre la cabeza del pilote y la fricción negativa desarrollada en el fuste del pilote a una profundidad d .

- **Secuencia 2 para el cálculo de la fricción positiva.**

1. Se definieron los estratos necesarios para el cálculo
2. σ_0 es el esfuerzo efectivo inicial.
3. I_z es el factor de distribución de esfuerzos con la profundidad para una carga uniformemente distribuida para un área rectangular.
4. $\Delta\sigma_v$ es el incremento de esfuerzos debido a la presión de contacto entre el suelo y el cajón (según el caso).
5. σ_f es la suma de σ_0 y $\Delta\sigma_v$
6. d es el espesor del estrato.
7. A_l es el área lateral del pilote ($A_l = (\omega)(d)$ y ω es el perímetro del pilote igual a $((4)(1.05)(r_0))$ donde r_0 es el lado del pilote).
8. q_u es la resistencia a la compresión simple.
9. $\Delta(FP)_i$ es el incremento de fricción positiva a una profundidad i en el fuste del pilote ($\Delta FP = 0.3q_u A_l$).
10. $(FP)_i$ es la suma de los incrementos a las diferentes profundidades de fricción positiva.

Memoria de cálculo B.V.8 Cálculo de los asentamientos para la zapata trapezoidal.

CALCULO DE HUNDIMIENTOS EN LA ZAPATA TRAPEZOIDAL

Caso 1. Pilotes trabajando a fricción positiva y fricción negativa

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	σ_o (t/m^2)	σ_r (t/m^2)	$\Delta\sigma$ (t/m^2)	$\Delta\sigma_m$ (t/m^2)	mv (cm^2/kg)	ΔH (cm)
	de:	a:							
						0			
1	2.2	4.4	2.2	2.9	2.9	-0.54	-0.27	0.0850	-0.40
2	4.4	5	0.6	3.7	3.16	-0.16	-0.35	0.0158	-0.03
3	5	10	5	3.9	3.74	2.38	1.11	0.0367	1.63
4	10	15	5	6	8.38	3.77	3.075	0.0893	10.98
5	15	20	5	7	10.77	3.8	3.785	0.0282	4.27
6	20	25	5	7.5	11.3	4.25	4.025	0.1094	17.62
7	25	30	5	8	12.25	4.6	4.425	0.0296	5.24
8	30	35	5	9.5	14.1	4.9	4.75	0.0463	8.79
9	35	38	3	10	14.9	4.86	4.88	0.0696	8.15
10	38	41	3	10.5	15.36	5.01	4.935	0.0696	8.25
11	41	44.5	3.5	14.5	19.51	5.24	5.125	0.0373	5.35
12	44.5	45.5	1	19.5	24.74	5.31	5.275	0.0086	0.36
13	45.5	48.2	2.7	21	26.31	5.36	5.335	0.0086	0.99
14	48.2	50	1.8	26.5	31.86			$\Sigma =$	71.20

Caso 2. Pilotes trabajando a fricción positiva

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	σ_o (t/m^2)	σ_r (t/m^2)	$\Delta\sigma$ (t/m^2)	$\Delta\sigma_m$ (t/m^2)	mv (cm^2/kg)	ΔH (cm)
	de:	a:							
1	2.2	4.4	2.2	2.9	1.41	-1.49		0.0850	-0.99
2	4.4	5	0.6	3.7	3.87	0.17	-0.66	0.0158	0.03
3	5	10	5	3.9	4.54	0.64	0.405	0.0367	3.33
4	10	15	5	6	9.9	3.9	2.27	0.0893	18.11
5	15	20	5	7	13.24	6.24	5.07	0.0282	7.46
6	20	25	5	7.5	14.49	6.99	6.615	0.1094	33.58
7	25	30	5	8	16.35	8.35	7.67	0.0296	10.61
8	30	35	5	9.5	19.07	9.57	8.96	0.0463	16.96
9	35	38	3	10	18.76	8.76	9.165	0.0696	14.70
10	38	41	3	10.5	19.34	8.84	8.8	0.0696	14.64
11	41	44.5	3.5	14.5	23.18	8.68	8.76	0.0373	9.06
12	44.5	45.5	1	19.5	28.19	8.69	8.685	0.0086	0.59
13	45.5	48.2	2.7	21	29.51	8.51	8.6	0.0086	1.57
14	48.2	50	1.8	26.5	34.86	8.36	8.435	$\Sigma =$	129.65

INTERACCIÓN CON ÁREAS VECINAS

	420	500	533	556	573	587	604	q =								+Δσc (t/m²)	+σcf
L' =	35.0	38.6	37.3	37.7	38.1	38.3	38.6	0.00	0.00	0.00	-0.10	-0.43	-0.40	0.00			1.00
B' =	12.0	13.6	14.3	14.7	15.1	15.3	15.6										3.38
dist. al cen.	31.0	31.8	32.2	32.4	32.5	32.7	32.8										8.05
2.20																	9.96
5.00	2.8							0.009							0.007	0	3.38
10.00	7.8	5						0.029	0.029						0.038	0	8.05
15.00	12.8	10	5					0.047	0.03	0.01					0.066	0	9.96
20.00	17.8	15	10	5				0.057	0.04	0.03	0.01				0.077	0	10.36
25.00	22.8	20	15	10	5			0.06	0.059	0.049	0.03	0.01			0.076	-0.00103	-0.00206904
30.00	27.8	25	20	15	10	5		0.06	0.059	0.049	0.03	0.01			0.070	-0.00739	-0.01477177
32.40	30.2	27.4	22.4	17.4	12.4	7.4	2.4	0.06	0.062	0.056	0.04	0.019	0.002		0.066	-0.01307	-0.02814806
38.00																	11.88
41.00																	15.62
44.50																	20.36
45.50																	21.79
50.00																	27.07

INCREMENTOS DE ESFUERZO BAJO LA BASE DE LOS PILOTES

Δσbf = 1.57 t/m²		Δσbi = 9.61 t/m²					
estrato de:	Prof. a:	(m)	z* (m)	σo (t/m²)	lz	Δσbf (t/m²)	Δσbi (t/m²)
1	34.000	38.00	0	10.00	1.000	1.570	9.61
2	38.000	41.00	4.000	10.50	0.876	1.375	8.41836
3	41.000	44.50	7.000	14.50	0.713	1.119	6.85193
4	44.500	45.50	10.500	19.50	0.546	0.857	5.24706
5	45.500	50.00	11.500	21.00	0.506	0.794	4.86266
-	50	-	16.000	26.50	0.365	0.573	3.50765

+Δσf (t/m²) (σcf+σo)/2 ←-----
 PARA NO TENER QUE CORREGIR FN

-1.9	1.00
-0.5	3.64
2.0	7.02
3.0	8.48
2.9	8.93
2.4	9.21
2.0	10.51
2.7	11.09
	11.19
	15.06
	19.93
	21.40
	26.78

$(\sigma_{cf} + \sigma_o)/2$ es la distribución de esfuerzos finales para la solución de las zapatas rectangulares, y toma en cuenta los efectos de los pilotes entrelazados, de las área vecinas y el incremento a partir de la punta de los pilotes (ver fig. VI.7).

Memoria de cálculo B.VI.2 Cálculo de las expansiones en las zapatas rectangulares

($f_a = 0,8$)

EXPANSIÓN

$\sigma_{d1} = 3,32 \text{ t/m}^2$

$\sigma'_{d1} = 1,00 \text{ t/m}^2$

ESTRATO	H	núm. caras de drenaje	L_e	σ_o	$\lambda \gamma_w$	σ_f	I_q	$\Delta \sigma_{exp}$	M_o	c	ρ_{exp}	α_{exp}	expansiones
#	(cm)		(cm)	(t/m^2)	(t/m^3)	(t/m^2)		(t/m^2)	(cm^2/kg)			m^2/ft	(m)
						2,30	2,000	2,000	0,01510	1,57	0,646	0,00056	0,0037
1	240,00	1	240	4,300		4,10	1,900	1,900	0,01510	1,57	0,519	0,00023	0,0014
2	120,00	1	120	6,000		6,00	2,200	2,200	0,03530	1,55	0,485	0,00149	0,0108
3	360,00	2	180	8,200		7,60	3,100	3,100	0,04220	1,58	0,487	0,00129	0,0133
4	280,00	1	260	10,700		8,20	3,830	3,830	0,03530	1,55	0,533	0,00082	0,0104
5	180,00	1	180	12,030		8,75	4,630	4,630	0,03100	1,45	0,620	0,00241	0,0370
6	520,00	2	260	13,380		9,00	5,200	5,200	0,03970	1,41	0,662	0,00133	0,0230
7	210,00	1	210	14,200		9,30	6,100	6,100	0,05770	1,46	0,653	0,00481	0,0975
8	530,00	1	530	15,400		10,40	7,400	7,400	0,02100	1,42	0,692	0,00098	0,0241
9	280,00	0	800	17,800		11,10	8,200	8,200	0,03300	1,45	0,680	0,00368	0,1001
10	680,00	1	680	19,300		25,00	0,000	0,000	0,00000	1,67	0,000	0,00000	0,0000
11	760,00	2	380	25,000		23,50	0,000	0,000	0,00000	1,35	0,000	0,00000	0,0000
12	440,00	2	220	23,500									
$H_t = 33,80 \text{ m}$													$\delta_{exp} = 0,321 \text{ m}$

H: espesor del estrato

σ_o : esfuerzo efectivo existente

I_q : Influencia de esfuerzo para carga unitaria

M_o : módulo de expansión unitaria para alivio total de esfuerzo

ρ_{exp} : factor de expansión por alivio parcial de esfuerzo

f_a : factor de alteración de las muestras

L_e : Longitud efectiva

σ_f : esfuerzo efectivo final

$\Delta \sigma_{exp}$: alivio de esfuerzo efectivo

c: parámetro de la curva de descarga

α_{exp} : deformación volumétrica unitaria

Memoria de cálculo B.VI.3 Cálculo del centro de cargas y centro de reacciones en las zapatas rectangular y romboidal nuevas

ZAPATA RECTANGULAR NUEVA

X* = 28.1 m

Y* = 17.24 m

X^= 28.1197024 m

Y^= 17.2198076 m

X	Y	PILOTE	CARGA (ton)	My (t-m)	Mx (t-m)	
22.4	0		99	2217.6	0	1
25.6	0		99	2534.4	0	1
28.1	0		99	2781.9	0	1
30.6	0		99	3029.4	0	1
33.8	0		99	3346.2	0	1
22.4	2.2		99	2217.6	217.8	1
25.6	2.2		99	2534.4	217.8	1
28.1	2.2	NUEVO	76	2135.6	167.2	0
30.6	2.2		99	3029.4	217.8	1
33.8	2.2		99	3346.2	217.8	1
22.4	4.4		99	2217.6	435.6	1
25.6	4.4		99	2534.4	435.6	1
28.1	4.4		99	2781.9	435.6	1
30.6	4.4		99	3029.4	435.6	1
33.8	4.4		99	3346.2	435.6	1
22.4	6.92		99	2217.6	685.08	1
25.6	6.92		99	2534.4	685.08	1
28.1	6.92		99	2781.9	685.08	1
30.6	6.92		99	3029.4	685.08	1
33.8	6.92		99	3346.2	685.08	1
22.4	9.52	NUEVO	76	1702.4	723.52	0
25.6	9.52		99	2534.4	942.48	1
28.1	9.52	NUEVO	76	2135.6	723.52	0
30.6	9.52		99	3029.4	942.48	1
33.8	9.52	NUEVO	76	2568.8	723.52	0
22.4	12.12		99	2217.6	1199.88	1
25.6	12.12	NO	0	0	0	0
28.1	12.12	NO	0	0	0	0
30.6	12.12	NO	0	0	0	0
33.8	12.12		99	3346.2	1199.88	1
22.4	14.72	NUEVO	76	1702.4	1118.72	0
25.6	14.72		99	2534.4	1457.28	1
28.1	14.72		99	2781.9	1457.28	1
30.6	14.72		99	3029.4	1457.28	1
33.8	14.72		99	3346.2	1457.28	1
22.4	17.24		99	2217.6	1706.76	1
25.6	17.24		99	2534.4	1706.76	1
28.1	17.24		99	2781.9	1706.76	1

X	Y	PILOTE	CARGA (ton)	My (t-m)	Mx (t-m)	
30.6	17.24		99	3029.4	1706.76	1
33.8	17.24		99	3346.2	1706.76	1
22.4	19.76		99	2217.6	1956.24	1
25.6	19.76		99	2534.4	1956.24	1
28.1	19.76		99	2781.9	1956.24	1
30.6	19.76		99	3029.4	1956.24	1
33.8	19.76		99	3346.2	1956.24	1
22.4	22.36	NUEVO	76	1702.4	1699.36	0
25.6	22.36	NO	0	0	0	0
28.1	22.36	NUEVO	76	2135.6	1699.36	0
30.6	22.36	NO	0	0	0	0
33.8	22.36		99	3346.2	2213.64	1
22.4	24.96		99	2217.6	2471.04	1
25.6	24.96		99	2534.4	2471.04	1
28.1	24.96	NUEVO	76	2135.6	1896.96	0
30.6	24.96		99	3029.4	2471.04	1
33.8	24.96	NUEVO	76	2568.8	1896.96	0
22.4	27.56		99	2217.6	2728.44	1
25.6	27.56		99	2534.4	2728.44	1
28.1	27.56		99	2781.9	2728.44	1
30.6	27.56		99	3029.4	2728.44	1
33.8	27.56		99	3346.2	2728.44	1
22.4	30.08	NUEVO	76	1702.4	2286.08	0
25.6	30.08		99	2534.4	2977.92	1
28.1	30.08		99	2781.9	2977.92	1
30.6	30.08		99	3029.4	2977.92	1
33.8	30.08		99	3346.2	2977.92	1
22.4	32.28		99	2217.6	3195.72	1
25.6	32.28		99	2534.4	3195.72	1
28.1	32.28	NUEVO	76	2135.6	2453.28	0
30.6	32.28		99	3029.4	3195.72	1
33.8	32.28	NUEVO	76	2568.8	2453.28	0
22.4	34.48		99	2217.6	3413.52	1
25.6	34.48		99	2534.4	3413.52	1
28.1	34.48		99	2781.9	3413.52	1
30.6	34.48		99	3029.4	3413.52	1
33.8	34.48		99	3346.2	3413.52	1
sumas ---->			6654	187108.5	114580.6	58

ZAPATA ROMBOIDAL NUEVA

X* = 10.1543 m
Y* = 17.24 m

X^= 10.1430818 m ex = -0.01121818 m
Y^= 17.249697 m ey = 0.00969697 m

X	Y	PILOTE	CARGA (ton)	My (t-m)	Mx (t-m)	
11.4385	0		99	1132.4115	0	1
16	0		99	1584	0	1
19.2	0		99	1900.8	0	1
10.7188	2.2	ELIMINAR	0	0	0	0
12.8	2.2		99	1267.2	217.8	1
16	2.2		99	1584	217.8	1
19.2	2.2		99	1900.8	217.8	1
		NO	0	0	0	0
9.9991	4.4	ELIMINAR	0	0	0	0
16	4.4		99	1584	435.6	1
9.1747	6.92	ELIMINAR	0	0	0	0
12.8	6.92		99	1267.2	685.08	1
16	6.92	ELIMINAR	0	0	0	0
8.3241	9.52		99	824.0859	942.48	1
12.8	9.52		99	1267.2	942.48	1
16	9.52		99	1584	942.48	1
7.4735	12.12	ELIMINAR	0	0	0	0
9.6	12.12		99	950.4	1199.88	1
12.8	12.12		99	1267.2	1199.88	1
16	12.12		99	1584	1199.88	1
		NO	0	0	0	0
6.623	14.72	ELIMINAR	0	0	0	0
		NO	0	0	0	0
9.6	14.72	ELIMINAR	0	0	0	0
		NO	0	0	0	0
12.8	14.72	ELIMINAR	0	0	0	0
5.7986	17.24		99	574.0614	1706.76	1
9.6	17.24		99	950.4	1706.76	1
12.8	17.24		99	1267.2	1706.76	1
4.9742	19.76	ELIMINAR	0	0	0	0
6.4	19.76	ELIMINAR	0	0	0	0
9.6	19.76		99	950.4	1956.24	1
12.8	19.76		99	1267.2	1956.24	1
4.1236	22.36		99	408.2364	2213.64	1
6.4	22.36		99	633.6	2213.64	1
9.6	22.36		99	950.4	2213.64	1
12.8	22.36		99	1267.2	2213.64	1
6.4	24.96		99	633.6	2471.04	1

X	Y	PILOTE	CARGA (ton)	My (t-m)	Mx (t-m)	
3.2	27.56		99	316.8	2728.44	1
6.4	27.56		99	633.6	2728.44	1
9.6	27.56		99	950.4	2728.44	1
3.2	30.08	ELIMINAR	0	0	0	0
6.4	30.08		99	633.6	2977.92	1
0.8783	32.28		99	86.9517	3195.72	1
3.2	32.28	ELIMINAR	0	0	0	0
6.4	32.28	ELIMINAR	0	0	0	0
9.6	32.28		99	950.4	3195.72	1
0.1586	34.48		99	15.7014	3413.52	1
3.2	34.48		99	316.8	3413.52	1
6.4	34.48		99	633.6	3413.52	1
22.4	24.96	NO	0	0	0	0
25.6	24.96	NO	0	0	0	0
28.1	24.96	NO	0	0	0	0
30.6	24.96	NO	0	0	0	0
33.8	24.96	NO	0	0	0	0
22.4	27.56	NO	0	0	0	0
25.6	27.56	NO	0	0	0	0
28.1	27.56	NO	0	0	0	0
30.6	27.56	NO	0	0	0	0
33.8	27.56	NO	0	0	0	0
22.4	30.08	NO	0	0	0	0
25.6	30.08	NO	0	0	0	0
28.1	30.08	NO	0	0	0	0
30.6	30.08	NO	0	0	0	0
33.8	30.08	NO	0	0	0	0
22.4	32.28	NO	0	0	0	0
25.6	32.28	NO	0	0	0	0
28.1	32.28	NO	0	0	0	0
30.6	32.28	NO	0	0	0	0
33.8	32.28	NO	0	0	0	0
22.4	34.48	NO	0	0	0	0
25.6	34.48	NO	0	0	0	0
28.1	34.48	NO	0	0	0	0
30.6	34.48	NO	0	0	0	0
33.8	34.48	NO	0	0	0	0
sumas ---->			3267	33137.4483	56354.76	33

Memoria de cálculo B.VI.4 Cálculo del incremento de esfuerzos verticales efectivos para la solución de la zapata trapezoidal. Zapata rectangular nueva y Zapata romboidal nueva.

• Zapata rectangular nueva

La fricción positiva se calculó de acuerdo a la secuencia 2 de la m.c.B.V.7 y el incremento del esfuerzo vertical efectivo debido a la fricción positiva según la ecuación VI.7. El σ_c^* es la suma algebraica entre el esfuerzo efectivo inicial y el incremento del esfuerzo vertical efectivo debido al contacto entre la zapata y el suelo y el efecto de los pilotes.

ZAPATA RECTANGULAR NUEVA

qa(cad) = 1.40 t/m² ood = 2.9 t/m² Δoed = 1.5 t/m²
 qa(cana) = 1.40 t/m² ood = 2.9 t/m² Δoed = 1.5 t/m²

estrato	PROFUNDIDAD (m)		Z* (m)	σo (t/m ²)	Iz	-Δσv (t/m ²)	σf (t/m ²)	d (m)	Al (m ²)	qu (t/m ²)	0.3qu (t/m ²)	Δ(FP)i (t)	(FP)i (t)	Aamp. (m ²)	+Δσc (t/m ²)	σc* (t/m ²)
	DE:	A:														
0	2.20	5.00	0	2.900	1.000	1.500	1.400	2.800	3.528	8.14	2.442	-	-	-	0.00	1.40
1	5.00	10.00	2.8	3.900	0.750	1.124	2.776	5.000	6.300	8.14	2.442	8.62	8.62	4.90	1.76	4.53
2	10.00	15.00	7.8	6.000	0.481	0.692	5.308	5.000	6.300	6.60	1.98	15.38	24.00	5.23	4.59	9.90
3	15.00	20.00	12.8	7.000	0.304	0.455	6.545	5.000	6.300	2.42	0.728	12.47	36.47	5.45	6.69	13.24
4	20.00	25.00	17.8	7.500	0.212	0.318	7.182	5.000	6.300	4.40	1.32	4.57	41.05	5.62	7.30	14.49
5	25.00	30.00	22.8	8.000	0.155	0.233	7.767	5.000	6.300	4.40	1.32	8.32	49.36	5.75	8.59	16.35
6	30.00	32.40	27.8	9.500	0.118	0.176	9.324	2.400	3.024	4.40	1.32	8.32	57.68	5.92	9.74	19.07
7	32.40	38.00	30.2	10.000	0.104	0.156	9.844	5.600	7.056	4.40	1.32	3.99	61.67	6.92	8.91	18.76
8	38.00	41.00	35.8	10.5	0.080	0.120	10.380	3.000	3.780	6.49	1.947	9.31	70.99	7.92	8.96	19.34
9	41.00	44.50	38.8	14.5	0.070	0.105	14.395	3.500	4.410	6.60	1.98	7.36	78.35	8.92	8.78	23.18
10	44.50	45.50	42.3	19.5	0.061	0.091	19.409	1.000	1.260	18.00	5.4	8.73	87.08	9.92	8.78	28.19
11	45.50	48.20	43.3	21	0.059	0.088	20.912	2.700	3.402	6.48	1.944	6.80	93.88	10.92	8.60	29.51
12	48.20	50.00	46	26.5	0.050	0.074	26.426	1.800	2.268	6.48	1.944	6.61	100.49	11.92	8.43	34.86

• Zapata romboidal nueva

La fricción positiva se calculó de acuerdo a la secuencia 2 de la m.c.B.V.7 y el incremento del esfuerzo vertical efectivo debido a la fricción positiva según la ecuación VI.7. El σ_c^* es la suma algebraica entre el esfuerzo efectivo inicial y el incremento del esfuerzo vertical efectivo debido al contacto entre la zapata y el suelo y el efecto de los pilotes.

ZAPATA ROMBOIDAL NUEVA

qa(cad) = 2.00 t/m² σ_{od} = 2.9 t/m² $\Delta\sigma_{od}$ = 0.9 t/m²
 qa(cana) = 2.00 t/m² σ_{od} = 2.9 t/m² $\Delta\sigma_{od}$ = 0.9 t/m²

estrato	PROFUNDIDAD (m)		Z* (m)	σ_o (t/m ²)	fz	- $\Delta\sigma_v$ (t/m ²)	σ_f (t/m ²)	d (m)	Al (m ²)	qu (t/m ²)	0.3qu (t/m ²)	$\Delta(FP)_i$ (t)	(FP) _i (t)	Aamp. (m ²)	+ $\Delta\sigma_c$ (t/m ²)	σ_c^* (t/m ²)
	DE:	A:														
			ro = ω =													
			0.30 m 1.26 m													
0	2.20	5.00	0	2.900	1.000	0.900	2.000	2.800	3.528	8.14	2.442	-	-	-	0.00	2.00
1	5.00	10.00	2.8	3.900	0.750	0.675	3.225	5.000	6.300	8.14	2.442	8.62	8.62	4.90	1.76	4.98
2	10.00	15.00	7.8	6.000	0.461	0.415	5.585	5.000	6.300	6.60	1.98	15.38	24.00	5.23	4.59	10.17
3	15.00	20.00	12.8	7.000	0.304	0.273	6.727	5.000	6.300	2.42	0.726	12.47	36.47	5.45	6.69	13.42
4	20.00	25.00	17.8	7.500	0.212	0.191	7.309	5.000	6.300	4.40	1.32	4.57	41.05	5.62	7.30	14.61
5	25.00	30.00	22.8	8.000	0.155	0.140	7.860	5.000	6.300	4.40	1.32	8.32	49.36	5.75	8.59	16.45
6	30.00	32.40	27.8	9.500	0.118	0.106	9.394	2.400	3.024	4.40	1.32	8.32	57.68	5.92	9.74	19.14
7	32.40	38.00	30.2	10.000	0.104	0.094	9.906	5.600	7.056	4.40	1.32	3.99	61.67	6.92	8.91	18.82
8	38.00	41.00	35.8	10.5	0.080	0.072	10.428	3.000	3.780	6.49	1.947	9.31	70.99	7.92	8.96	19.39
9	41.00	44.50	38.8	14.5	0.070	0.063	14.437	3.500	4.410	6.60	1.98	7.36	78.35	8.92	8.78	23.22
10	44.50	45.50	42.3	19.5	0.061	0.055	19.445	1.000	1.260	18.00	5.4	8.73	87.08	9.92	8.78	28.22
11	45.50	48.20	43.3	21	0.059	0.053	20.947	2.700	3.402	6.48	1.944	6.80	93.88	10.92	8.60	29.54
12	48.20	50.00	46	26.5	0.050	0.045	26.455	1.800	2.268	6.48	1.944	6.61	100.49	11.92	8.43	34.89

Memoria de cálculo B.VI.5 Cálculo de los asentamientos para la zapata rectangular nueva y zapata romboidal nueva.

Para calcular el asentamiento en las dos zapatas se tomaron los incrementos de esfuerzo vertical efectivo entre el estado existente y la distribución de esfuerzos calculados en la memoria anterior.

El estado de esfuerzos existentes es un promedio entre los dos casos analizados, pilote trabajando a fricción combinada y pilote trabajando a toda su capacidad más un incremento de carga por el contacto zapata – suelo (ver m.c.B.V.7.).

CALCULO DE HUNDIMIENTOS

Zapata rectangular nueva

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	σ_o (t/m^2)	σ_r (t/m^2)	$\Delta\sigma$ (t/m^2)	$\Delta\sigma_m$ (t/m^2)	mv (cm^2/kg)	ΔH (cm)
	de:	a:							
1	2.2	4.4	2.2	2.155	1.400	-0.755			
2	4.4	5	0.6	3.516	3.860	0.344	-0.205	0.0850	-0.31
3	5	10	5	4.140	4.534	0.394	0.369	0.0158	0.03
4	10	15	5	9.142	9.897	0.755	0.575	0.0367	0.84
5	15	20	5	12.003	13.237	1.234	0.994	0.0893	3.55
6	20	25	5	12.894	14.486	1.591	1.413	0.0282	1.59
7	25	30	5	14.301	16.353	2.052	1.822	0.1094	7.97
8	30	35	5	16.586	19.067	2.481	2.266	0.0296	2.68
9	35	38	3	16.826	18.756	1.930	2.205	0.0463	4.08
10	38	41	3	17.351	19.343	1.992	1.961	0.0696	3.28
11	41	44.5	3.5	21.344	23.178	1.833	1.913	0.0696	3.20
12	44.5	45.5	1	26.463	28.186	1.723	1.778	0.0373	1.86
13	45.5	48.2	2.7	27.909	29.509	1.600	1.662	0.0086	0.11
14	48.2	50	1.8	33.357	34.856	1.500	1.550	0.0086	0.29
								$\Sigma =$	29.18

Zapata romboidal nueva

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	σ_o (t/m^2)	σ_r (t/m^2)	$\Delta\sigma$ (t/m^2)	$\Delta\sigma_m$ (t/m^2)	mv (cm^2/kg)	ΔH (cm)
	de:	a:							
1	2.2	4.4	2.2	2.155	2.000	-0.155			
2	4.4	5	0.6	3.516	4.340	0.824	0.335	0.0850	0.50
3	5	10	5	4.140	4.984	0.844	0.834	0.0158	0.06
4	10	15	5	9.142	10.174	1.032	0.938	0.0367	1.38
5	15	20	5	12.003	13.419	1.416	1.224	0.0893	4.37
6	20	25	5	12.894	14.613	1.719	1.567	0.0282	1.77
7	25	30	5	14.301	16.446	2.145	1.932	0.1094	8.46
8	30	35	5	16.586	19.137	2.551	2.348	0.0296	2.78
9	35	38	3	16.826	18.818	1.992	2.272	0.0463	4.20
10	38	41	3	17.351	19.391	2.040	2.016	0.0696	3.37
11	41	44.5	3.5	21.344	23.220	1.875	1.958	0.0696	3.27
12	44.5	45.5	1	26.463	28.223	1.760	1.818	0.0373	1.90
13	45.5	48.2	2.7	27.909	29.544	1.635	1.698	0.0086	0.12
14	48.2	50	1.8	33.357	34.886	1.529	1.582	0.0086	0.29
								$\Sigma =$	32.46

CONTENIDO ARCHIVO ELECTRÓNICO

- C.I.1 Planta de Cimentación Línea 9**
- C.II.1 Planimetría del Conjunto Pantitlán**
- C.IV.1 Perfil SM-1**
- C.IV.2 Perfil SM-2**
- C.IV.3 Perfil SM-3**
- C.IV.4 Corte Longitudinal Línea 9**
- C.IV.5 Corte Perpendicular Línea 9**