



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

**DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PARA UN EDIFICIO DE 12 PISOS EN
UN SITIO CON PILOTES EXISTENTES**

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(GEOTECNIA)**

QUE PRESENTA:

JUAN PABLO OSORIO SALAS



DIRECTOR DE TESIS
ING. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

CIUDAD UNIVERSITARIA, 2006



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Secretario: DR. VENANCIO TRUEBA LÓPEZ

Vocal: ING. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

1^{er}. Suplente: M. en I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO

2^{do}. Suplente: DR. BORIS SIMPSE DUBOVOY

Lugares donde se realizó la tesis:

FACULTAD DE INGENIERÍA, SALA DE EXÁMENES.

TUTOR DE TESIS:

ING. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

FIRMA

*A mis padres
Rodrigo y Consuelo*

*A mi hermano
Santiago*

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por su amor y apoyo incondicional durante los momentos difíciles.

Al Ing. Germán López Rincón por su asesoría y paciencia en la dirección de este trabajo.

A cada uno de los sinodales: Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Venancio Trueba López, M. en I. Roberto Magaña del Toro y Dr. Boris Simpser Dubovoy, por sus valiosos aportes en la revisión de esta tesis.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Dirección General de Estudios de Posgrado, por su apoyo económico e institucional durante la maestría.

A la Universidad de Antioquia por el tiempo y el apoyo económico brindados.

A mis profesores por sus enseñanzas y contribuciones durante mi formación profesional.

A mis amigos por su amistad y colaboración.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	vii
ÍNDICE.....	ix
RESUMEN.....	xv
INTRODUCCIÓN.....	xvii
CAPÍTULO 1. GEOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA DE LA ZONA.....	1
1.1 Geología.....	1
1.2 Estratigrafía.....	4
1.2.1 Depósitos de lago.....	4
1.2.2 Depósitos de transición.....	4
1.2.3 Depósitos de Las Lomas.....	4
1.3 Depósitos de lago.....	5
1.3.1 Proceso de formación de los suelos.....	5
1.3.2 Características estratigráficas.....	6
1.3.3 Subzonificación de los depósitos de lago.....	8
1.3.4 Propiedades mecánicas.....	9
1.4 Sondeo.....	14

CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	21
2.1 Superestructura.....	21
2.2 Subestructura existente.....	22
2.3 Estudio de sismica de reflexión.....	22
2.3.1 Principios físicos.....	22
2.3.2 Metodología para los trabajos de campo.....	23
2.3.3 Nivelación del ensaye.....	24
2.3.4 Resultados.....	24
2.3.5 Conclusiones.....	25
2.4 Distribución de cargas.....	26
CAPÍTULO 3. CIMENTACIÓN SEMICOMPENSADA.....	27
3.1 Generalidades.....	27
3.2 Conceptos básicos.....	29
3.3 Losa de cimentación.....	32
3.4 Revisión por capacidad de carga.....	34
3.4.1 Elección de la teoría a utilizar.....	34
3.4.2 Teoría de Vesic.....	37
3.4.3 Superficie de falla.....	43
3.4.4 Cálculo de la capacidad de carga.....	45
3.5 Revisión por deformación.....	46
3.5.1 Conceptos básicos.....	46
3.5.2 Cálculo del factor de seguridad ante la deformación.....	49

CAPÍTULO 4. CIMENTACIÓN SEMICOMPENSADA CON PILOTES DE FRICCIÓN.....	51
4.1 Generalidades.....	51
4.2 Losa de cimentación y pilotes de fricción.....	55
4.3 Revisión por capacidad de carga.....	57
4.3.1 Elección de la teoría a utilizar.....	57
4.3.2 Teoría de Zeevaert.....	58
4.3.3 Cambio de esfuerzos en la masa de suelo.....	68
4.3.3.1 Etapa de excavación.....	68
4.3.3.2 Etapa de recarga.....	73
4.3.4 Áreas tributarias.....	75
4.3.5 Cálculo de la capacidad de carga.....	82
CAPÍTULO 5. DEFORMACIONES VERTICALES.....	85
5.1 Generalidades.....	85
5.2 Conceptos básicos.....	87
5.3 Teoría de la consolidación cuando la carga aumenta linealmente.....	90
5.4 Expansiones por excavación.....	97
5.5 Asentamientos por recompresión y por compresión neta.....	101
5.5.1 Asentamientos por recompresión.....	101
5.5.2 Asentamientos por compresión neta.....	103
5.5.3 Asentamientos totales.....	104
5.6 Hundimiento regional.....	106

CAPÍTULO 6. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	109
6.1 Generalidades.....	109
6.2 Interacción estática suelo-estructura.....	110
6.2.1 Conceptos básicos.....	110
6.2.2 Cálculo de la distribución de reacciones.....	114
6.3 Interacción dinámica suelo-estructura.....	117
6.3.1 Propiedades dinámicas del suelo.....	117
6.3.2 Propiedades sísmicas de la estructura.....	118
6.3.3 Vibración del terreno.....	121
6.3.4 Momento de volteo.....	132
6.3.5 Determinación del momento de volteo y del cortante basal.....	144
6.4 Interacción dinámica suelo-pilote.....	148
6.4.1 Ecuación matricial de interacción para desplazamientos horizontales sísmicos.....	148
6.4.2 Ecuación matricial de desplazamientos horizontales.....	153
6.4.3 Determinación de las reacciones en los pilotes.....	156
CAPÍTULO 7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN.....	159
7.1 Generalidades.....	159
7.2 Variación de los niveles piezométricos.....	160
7.3 Falla por subpresión en estratos permeables.....	164
7.4 Falla de fondo por flujo plástico.....	165
CAPÍTULO 8. RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	169
8.1 Resumen.....	169

8.2 Conclusiones.....	171
BIBLIOGRAFÍA.....	175
APÉNDICE A. PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y ENSAYES GEOTÉCNICOS.....	179
APÉNDICE B. PROYECTO ESTRUCTURAL.....	209
APÉNDICE C. CÁLCULOS: CIMENTACIÓN SEMICOMPENSADA.....	221
C.1 Cálculo de la capacidad de carga.....	222
C.2 Cálculo del factor de seguridad ante la deformación.....	235
APÉNDICE D. CÁLCULOS: CIMENTACIÓN SEMICOMPENSADA CON PILOTES DE FRICCIÓN.....	253
D.1 Áreas tributarias.....	254
D.2 Cálculo de la capacidad de carga.....	257
APÉNDICE E. CÁLCULOS: DEFORMACIONES VERTICALES.....	281
E.1 Expansiones por excavación.....	282
E.2 Asentamientos.....	286
E.3 Hundimiento regional.....	292
APÉNDICE F. CÁLCULOS: INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	299
F.1 Interacción estática suelo-estructura.....	300
F.2 Interacción dinámica suelo-estructura.....	309
F.3 Interacción dinámica suelo-pilote.....	333
APÉNDICE G. CÁLCULOS: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN.....	339

RESUMEN

Gran cantidad de estructuras ubicadas en el centro de la Ciudad de México colapsaron como consecuencia del sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985. Debido a esto, muchas edificaciones y parte de la infraestructura de la ciudad debieron ser reconstruidas.

En este trabajo se presenta el diseño de un edificio que se planea construir en un lote que antes albergaba una estructura que colapsó durante el sismo. Para esto se realizó un estudio de las condiciones geológicas y geotécnicas del lugar, y se hizo una revisión de la información estructural, tanto de la cimentación existente como la del nuevo edificio.

El edificio a construir consiste en una estructura de doce niveles, un semisótano y una azotea, para un total de 36.70 m de altura. El proyecto cuenta con plantas irregulares, de 829.90 m² en todos sus niveles, por lo cual van a generar ciertas excentricidades. El sistema de cimentación existente, consta de 159 pilotes de fricción con radio promedio de 15 cm.

Con esta información se hizo el análisis de dos posibles opciones de cimentación para el proyecto, una cimentación compensada y una cimentación compensada con pilotes de fricción, a partir del cual se seleccionó el segundo sistema como el apropiado para el proyecto.

Posteriormente se procedió a hacer el estudio de las deformaciones verticales que se pueden esperar, y la revisión de los efectos de interacción suelo-estructura, tanto para condiciones estáticas como dinámicas. Finalmente, se hizo un análisis de estabilidad para la excavación propuesta en el diseño.

INTRODUCCIÓN

Durante el sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 en las costas de Michoacán y Guerrero, se presentaron grandes daños en muchas edificaciones y obras de infraestructura en el Distrito Federal, en especial en la Zona del Lago, además de la pérdida de vidas humanas. Tal situación implicó una alta inversión del Gobierno de México y de la comunidad internacional.

Estos hechos pusieron en evidencia la vulnerabilidad de la infraestructura de la ciudad e impusieron un nuevo reto a la ingeniería geotécnica, y en especial al área de las cimentaciones. Es importante recordar que el 13% de los edificios con 5 a 15 pisos sufrieron daños severos atribuibles a la cimentación, lo cual generó desconfianza tanto en la sociedad como en los mismos ingenieros.

Uno de los tantos daños que se presentaron durante el sismo, fue el de un edificio de diez niveles ubicado en la calle de Marroquí en la zona del lago de la Ciudad de México, el cual colapsó durante el sismo quedando sólo dos niveles en pie, los cuales fue necesario demoler, conservando la cimentación en pilotes.

El uso de los pilotes de fricción en cimentaciones compensadas fue propuesto por Zeevaert en 1957 para reducir asentamientos. Esta filosofía de diseño fue desvirtuándose hasta el punto en que los pilotes pasaron a utilizarse como aportadores básicos de capacidad de carga para el sistema de cimentación, manteniendo consideraciones de diseño aplicables sólo al enfoque original (Mendoza, 2005).

El objetivo de este trabajo, consiste en presentar el estudio y diseño de la cimentación de un nuevo edificio, que se construirá en predios donde estaba ubicada la estructura que colapsó. Dicho diseño se realizó utilizando principalmente las teorías de Zeevaert, tratando de conservar la filosofía propuesta por él.

Se espera que el presente trabajo sea útil no sólo para la edificación que se planea construir, sino que sirva como un ejemplo para futuros diseños que se vayan a realizar, de modo que no se vuelvan a presentar los hechos del 19 de septiembre de 1985.

CAPÍTULO 1

GEOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA DE LA ZONA

1.1 Geología:

El Valle de México es una cuenca de 7160 km², de los cuales 3080 km² son áreas montañosas (con altitudes superiores a 200 m sobre el fondo del valle), 2030 km² son zonas de altitud intermedia (entre 50 m y 200 m) y los 2050 km² restantes, son partes bajas (con altitudes entre 0 y 50 m). El Valle tiene una altitud sobre el nivel del mar de 2240 m, en su zona más baja.

La cuenca del Valle de México asemeja una presa cerrada, en la cual la cortina serían los basaltos de la sierra de Chichinautzin, al sur de la misma. Dicha cuenca limita hacia el norte con las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca, al este por los llanos de Apan y la Sierra Nevada, al sur por las sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al oeste por las sierras de Las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

A continuación se presenta una corta reseña de la geología del Valle, a partir de los estudios de Mooser et al (1990) y Marsal y Mazari (1959).

En la década de los cincuenta, Mooser realizó unos estudios a partir de los cuales se presentó una subdivisión de volcanes y depósitos volcánicos en tres grupos diferentes, de acuerdo con el orden de aparición estratigráfica y el grado de erosión. Los grupos son: los depósitos del Terciario Medio, los del Plioceno y los del Pleistoceno.

A principios del Terciario se generaron grandes esfuerzos tectónicos, los cuales produjeron la aparición de grietas por las cuales fluyó lava, y a partir de éstas se formaron grandes aparatos volcánicos. Debido a estos acontecimientos, se encontraron una gran variedad de materiales petrográficos desplazados hacia la superficie, como son andesitas basálticas, andesitas francas con anfíboles y piroxenas, dacitas y latitas. Un ejemplo de dichos materiales se encuentra en la Sierra de Xochitepec, al oeste de Xochimilco y al pie del Ajusco. Otro afloramiento de este tipo se puede encontrar en el núcleo de la Sierra de Guadalupe. La actividad volcánica disminuyó a finales del Mioceno y fue seguida por un período de erosión intenso, que permitió la regularización del relieve.

En el Plioceno se inicia una nueva etapa de actividad volcánica en la región de Pachuca y en la Sierra de Guadalupe. Esta etapa está caracterizada por la emisión de grandes masas de lava ácida, dacítica y riolítica, localizadas hoy en la cima de las sierras, especialmente en el Cerro de Chiquihuite. Luego de esto, aparecen los derrames andesíticos de la Sierra Nevada y de las Cruces, que después fueron cubiertos por lavas andesíticas del Iztaccíhuatl y del Ajusco. A este grupo del Plioceno, también pertenecen los restos de volcanes de andesitas oscuras, como los cerros del Peñón de los Baños, El Tigre y las prominencias al sureste de la Sierra de Guadalupe. Al extinguirse estos volcanes, la actividad se trasladó a la parte septentrional de la cuenca, en donde se produjeron derrames de andesitas basálticas, en el Plioceno Superior. Posteriormente, un mecanismo, aparentemente ligado a la falla Clarión, rompe la corteza en grandes bloques a lo largo de fracturas dirigidas de NNW a SSE. Al mismo tiempo se producen fuertes emisiones de nubes ardientes, las cuales dejaron evidencia en los depósitos de piedra cantera que rodean al cerro de El Guajolote.

Ya en el Plioceno Superior, un clima semiárido y lluvias torrenciales erosionaron la topografía abrupta, depositando en los flancos poniente y oriente de la cuenca, extensos abanicos aluviales formados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos; producto de la destrucción de los complejos volcánicos del Terciario Medio y Superior. Esta es la llamada formación de Tarango cuya principal característica es la ausencia de lavas.

En el Pleistoceno se inició un último ciclo volcánico, del cual aún persisten manifestaciones. Las fracturas por las que surgieron las lavas tienen una orientación SW a NE. El clima húmedo y frío de este período y la formación de glaciares en el Iztaccíhuatl y el Popocatepetl, causaron la destrucción de gran parte de los depósitos de la formación de Tarango, labrando profundas barrancas y los dos valles principales que desaguan, por el sur, en el río Amacuzac. Uno de estos valles, el occidental, tenía sus cabeceras en Pachuca, pasaba por el lugar que ocupa hoy la Ciudad de México y llegaba a Cuernavaca, al oeste de la sierra de El Tepozteco; el segundo, recorría el pie de la Sierra Nevada, atravesaba Chalco y Amecameca para alcanzar la cuenca del Alto Amacuzac en Cuautla. Los cañones de Contreras y San Rafael son ejemplo de la erosión del Pleistoceno.

Al tiempo que se desarrollaban los Valles mencionados, se iniciaron las erupciones volcánicas del norte de la cuenca que cubrieron los valles con grandes capas de basalto y pómez. Poco a poco, la actividad se fue desplazando hacia el sur, se crearon los cerros de Chiconautla, Chimalhucán y la Estrella, hasta que sobrevinieron las grandes erupciones del Chichinautzin, de unos 2000 m de espesor, que taponaron el drenaje de la cuenca, convirtiéndola en una cuenca cerrada. Debido a esta obstrucción, los depósitos fluviales se acumularon en las barrancas y regularizaron rápidamente la topografía abrupta que se había generado por erosión. A estos depósitos se les denomina serie clástica fluvial y aluvial del Pleistoceno, y su principal característica es la gran cantidad de elementos redondeados dentro de una matriz arenosa. Luego de esto, viene una intensa deposición de cenizas volcánicas transportadas por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de las regiones bajas. Este período fue llamado Tacubaya. Más adelante, vino un período seco (Morales), del cual son típicos los suelos cementados con caliche. Luego sobrevino la formación Becerra constituida por estratos de aluvión y polvo volcánico con alto contenido de fósiles. Un nuevo período árido se manifiesta por la capas y vetas de caliche (Barrilaco), que precede a la formación Totolsingo, formada por tierras de color café y negro que tienen materia orgánica en cantidades apreciables, y a la época arqueológica, subdividida en Zacatecano y Azteca, en la que suelos arenosos encierran un gran número de Tepalcates.

1.2 Estratigrafía:

Como es bien sabido, la estratigrafía de una zona va a depender de la historia geológica en la misma. En el caso del Valle de México, vamos a encontrar 3 tipos de depósitos diferentes, los cuales son:

1.2.1 Depósitos de lago: Son los suelos que se encontraron en la planicie del Valle. Aunque han sido denominados depósitos de lago, esto es válido sólo para ciertos tiempos geológicos, en los cuales se propiciaba la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban la evapotranspiración, el cual desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Esto, obviamente, era regido por el clima, si éste era frío se formaba el lago, pero, si se calentaba, el lago disminuía y hasta podía desaparecer.

Lo anterior es lo que se denomina transgresiones lacustres, y su resultado práctico es la depositación de arcillas o formación de suelos. En la zona central de la cuenca, el lago subsistía durante las épocas de calor, continuando allí la depositación de las arcillas lacustres, mientras que en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario.

1.2.2 Depósitos de transición: Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de las lomas (entre el fondo del lago de Texcoco y las serranías del poniente), lo que ocurre es que entre las arcillas van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en las desembocaduras de los arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleas.

1.2.3 Depósitos de Las Lomas: Este tipo de depósitos se encuentran en la parte de la ciudad asentada en las faldas de la serranía de las Cruces. En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.

- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas.
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Esta zona presenta, generalmente, condiciones favorables para cimentar estructuras, la capacidad de carga del terreno es elevada y no existen capas de arcilla compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios están cruzados por galerías a diferentes profundidades, las cuales tienen un desarrollo irregular. La localización de dichas galerías puede resultar difícil, porque muchas de ellas, a causa de derrumbes, están rellenas de material arenoso suelto.

1.3 Depósitos de lago:

Debido a que el proyecto que se va a desarrollar se encuentra ubicado en la zona de los depósitos de lago, la cual es clasificada como ***zona III*** en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, a continuación se va a profundizar en las características de éstos.

1.3.1 Proceso de formación de los suelos: Como se vio en el numeral 1, este tipo de suelos son el resultado del proceso de depositación y alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existía una gran variedad de colonias de microorganismos y vegetación. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de sequía, por lo que se formaron costras endurecidas por deshidratación o secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas. Eventualmente, también ocurrían erupciones volcánicas en épocas

de sequía, formando costras duras cubiertas por arenas volcánicas. Este proceso formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda, separados por lentes limo arcillo-arenosos duros, por costras secas y por arenas basálticas o pumíticas.

Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzando su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia, llegando aun a desaparecer, en el centro del mismo. Esto último es especialmente cierto en el antiguo lago de Texcoco, región que sufrió escasos y breves períodos de sequía.

1.3.2 Características estratigráficas: Para esta zona de la Ciudad de México, Marsal y Mazari (1959), presentaron una clasificación estratigráfica, en la cual subdividieron en cinco estratos principales los depósitos del centro de la ciudad.

a) Manto superficial: Depósito areno-arcillolimoso o limoso con abundantes restos arqueológicos, o bien, rellenos artificiales que en algunos sitios de la ciudad llegan hasta 10 m de espesor. Esta zona corresponde a las formaciones de Barrilaco y Totolsingo. En general, se puede decir que este estrato está integrado por tres substratos:

Relleno Artificial: Restos de construcción y relleno arqueológico, el cual varía entre 1 y 7 m.

Suelo Blando: Es una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalado.

Costra seca: Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

b) Formación arcillosa superior: Suelos que corresponden a la formación Tacubaya, con un perfil muy uniforme, cuyo espesor varía entre 15 y 32 m. En esta formación se pueden identificar cuatro substratos principales, de acuerdo con su origen geológico y los efectos

de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo. Además, estos últimos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios.

Los estratos principales constan de arcillas preconsolidadas superficiales, arcillas normalmente consolidadas y arcillas preconsolidadas profundas; mientras que los secundarios, con capas de secado solar, lentes de arena volcánica y lentes de vidrio volcánico. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa:

Arcilla preconsolidada superficial: En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos ubicados bajo la costra superficial, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada: Localizada a una profundidad en la cual, todavía se ve afectada por las sobrecargas, y sobre los suelos preconsolidados por el bombeo profundo. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para su condición actual, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda: El bombeo que se ha realizado para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

c) Capa dura: Depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionalmente gravas, con una cementación muy heterogénea a base de carbonato de calcio. Esta capa se formó en una época geológica donde predominó la sequía y en condiciones tales que el Lago de Texcoco se encontraba a una elevación más o menos constante en la cuenca, excepto en la zona céntrica que se presume permanecía sumergida. Debido a esto, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en las orillas del mismo.

d) Formación arcillosa inferior: Son una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior. El espesor de ésta varía, de aproximadamente quince metros al centro del lago, a prácticamente cero en las orillas.

e) Depósitos profundos: Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. La parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros de espesor, está más endurecida, debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados e inclusive arcillas preconsolidadas.

Las tres últimas capas descritas corresponden a la formación de Tarango.

1.3.3 Subzonificación de los depósitos de lago: Como se mostró en el numeral anterior, los depósitos de lago se caracterizan por grandes espesores de arcilla blanda de alta compresibilidad, que subyacen a una costra superficial endurecida de espesor variable, dependiendo de la localización e historia de cargas. Debido a esto, dicha zona se ha dividido en tres subzonas, atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes:

- Espesor y propiedades de la costra superficial.
- La consolidación inducida en cada sitio.

a) Lago virgen: Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

b) Lago Centro I: Subzona asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios del siglo pasado y ha estado sujeto a sobrecargas generadas por

construcciones pequeñas y medianas. Las propiedades mecánicas del subsuelo representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y el Lago Centro II.

c) Lago Centro II: Esta subzona corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, situación que ha provocado que allí se encuentren las siguientes condiciones extremas:

- Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales.
- Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines por períodos de tiempo muy largos.
- Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla, por efecto de la consolidación inducida.

El proyecto analizado en este trabajo se encuentra ubicado en esta subzona, por lo que la consolidación que se ha tenido, ha hecho que en el perfil estratigráfico no se encuentre la capa de arcilla normalmente consolidada, de la formación arcillosa superior, sino que todo el perfil presenta una condición de preconsolidación.

1.3.4 Propiedades mecánicas: A continuación se presentará una corta explicación de las propiedades mecánicas que podemos encontrar en la zona del lago.

a) Consolidación natural: El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, a excepción de las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar, y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy

blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y muy similar en todos los puntos del lago. Es factible que en el lago de Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida: El desarrollo urbano de la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de la zona agrícola.
- La construcción de estructuras.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo creó un gradiente hidráulico en la dirección vertical, y el flujo de agua descendente a través de las arcillas incrementó los esfuerzos efectivos, consolidándolas progresivamente.

c) Resistencia al corte: Los depósitos arcillosos del Valle de México presentan un comportamiento altamente elástico, a pesar de su gran contenido de agua. La curva esfuerzo-deformación muestra una relación perfectamente elástica hasta aproximadamente el 75% de su resistencia última, alcanzada en niveles entre el 2% y 3% de la deformación unitaria. La resistencia no confinada de estos materiales, varía de blanda a dura para diferentes partes de la ciudad.

Un factor importante a tener en cuenta es, que si el material es remodelado, su resistencia disminuye de forma considerable, convirtiéndose en una masa que fluye fácilmente con presiones bajas. La sensibilidad, que por definición, es la relación entre la resistencia a la compresión no confinada del material, en estado inalterado, con respecto a dicha resistencia en estado remodelado, alcanza valores tan altos como de 20. Considerando el alto contenido de agua, se debe reconocer que la resistencia al esfuerzo cortante y la rigidez de estos materiales son únicas. Esto se observa más claramente cuando se compara con otras arcillas con contenidos de agua menores (Zeevaert, 1983). Como se ve en la figura 1.1, las arcillas del Valle de México pueden llegar a tener valores de resistencia muy altos en comparación con otras arcillas, como las de Boston y New Haven, a pesar de tener contenidos de agua mucho mayores, aunque estas últimas presentan sensibilidades de baja a muy baja, mientras que las de la Ciudad de México tienen sensibilidades de alta a muy alta.

A partir de ensayos realizados, se ha logrado establecer que el punto de quiebre obtenido en la curva de resistencia al esfuerzo cortante, corresponde al esfuerzo efectivo crítico obtenido a partir de la curva de compresibilidad en los ensayos de consolidación (Zeevaert, 1983). En la figura 1.2, se observan pendientes regulares planas, que varían entre el 4% y el 8% hasta el esfuerzo efectivo crítico, pasando luego a la zona inclinada que muestra pendientes del orden del 30%.

Después de que estos suelos llegan al punto de quiebre en la curva de compresibilidad, el material sufre una consolidación substancial, y se forma un nuevo arreglo estructural, con mayor resistencia. La ganancia en la resistencia de las arcillas se debe al fenómeno de tixotropía, el cual provoca una solidificación en el material. Dicha solidificación se explica debido a una orientación que ocurre en las moléculas de agua adsorbida, la cual ocasiona una adherencia de dichas moléculas a los granos de suelo en reposo, haciendo que se establezcan contactos firmes y, por lo tanto, que la masa adquiera consistencia y rigidez.

En el momento en que se puede verificar la orientación de las moléculas de agua, se dice que ésta se encuentra cristalizada, adquiriendo las propiedades de un sólido y el material en su conjunto se dice que está solidificado, porque se comporta como un sólido elástico

dentro de cierto rango de esfuerzos. Zeevaert realizó pruebas específicas para determinar el aumento de la resistencia adquirida con el tiempo en probetas a contenido de agua constante, a partir de las cuales concluyó que dicha resistencia varía en forma proporcional al logaritmo del tiempo.

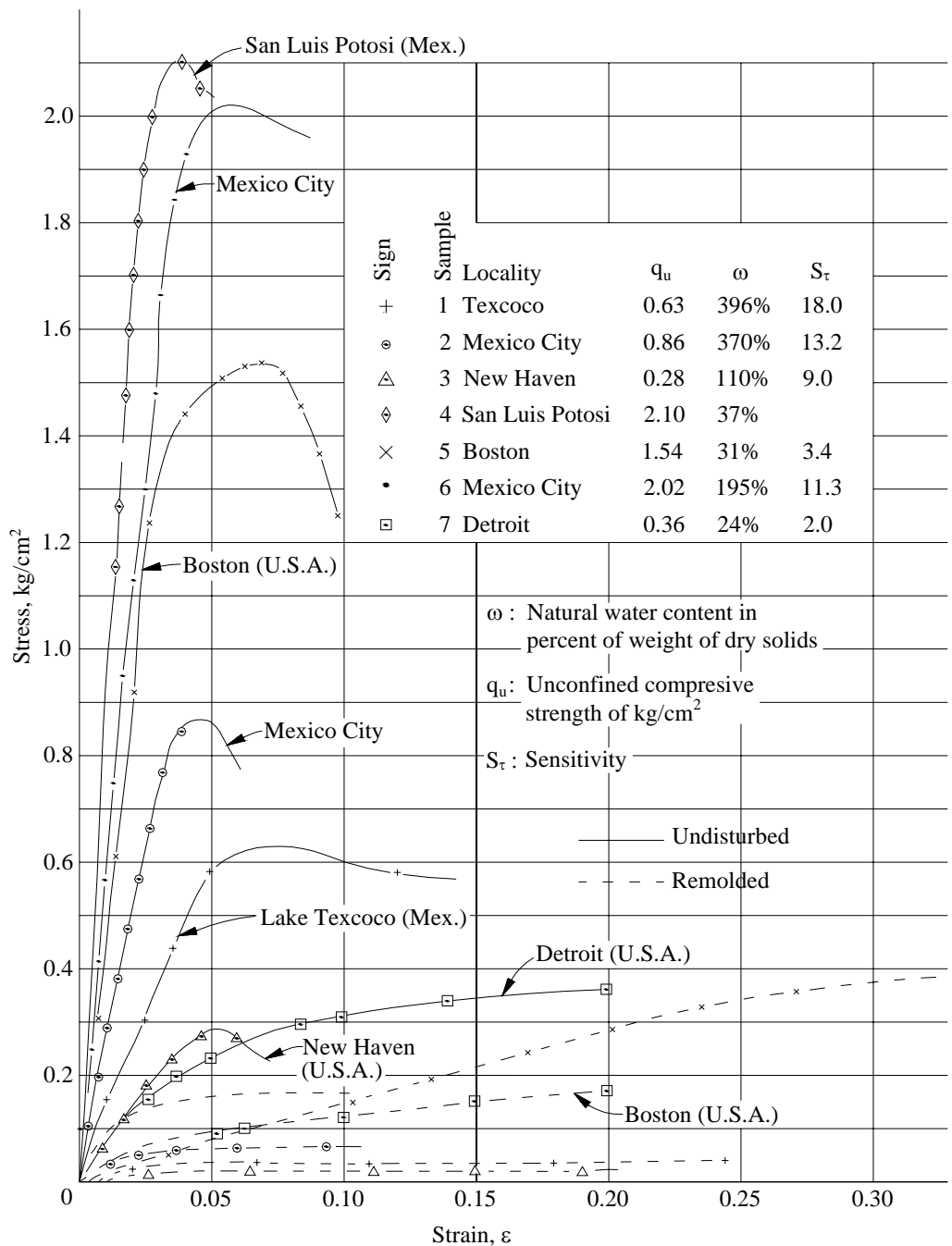


Figura 1.1: Características de consistencia para arcillas sensitivas (Zeevaert, 1983).

En la naturaleza, el endurecimiento de las arcillas no se debe únicamente a la tixotropía, sino que éste se encuentra adicionado al fenómeno de sinéresis que implica el aumento del esfuerzo octaédrico, debido al incremento en la sobrecarga del depósito, haciendo que los granos se acerquen entre sí, sin afectar la forma geométrica de la micro-estructura del suelo.

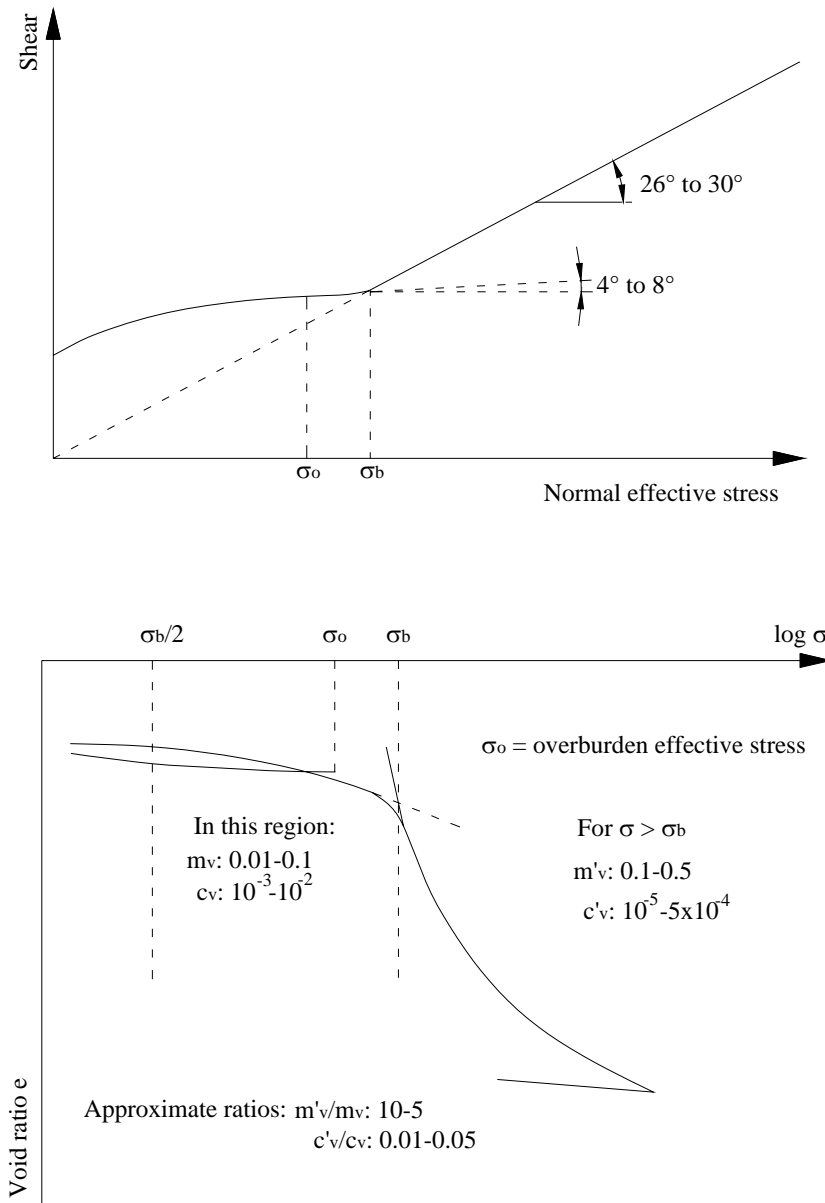


Figura 1.2: Resistencia al esfuerzo cortante drenado y curva de compresibilidad para arcillas de la Ciudad de México en condiciones inalteradas (Zeevaert, 1983).

1.4 Sondeo:

En el lote se llevó a cabo un sondeo, a partir del cual se determinaron las propiedades mecánicas e índice del sitio. En las figuras 1.3 y 1.4 se muestra la ubicación, tanto del lote como del sondeo.



Figura 1.3: Localización general.

A lo largo de todo el sondeo, el cual se llevó hasta una profundidad de 45 m, se realizaron varias pruebas de penetración estándar, se extrajeron doce tubos Shelby y se instalaron cuatro piezómetros.

A partir de las muestras obtenidas en el sondeo se realizaron ensayos de contenido de agua, límites líquido y plástico, densidad de sólidos, peso volumétrico, compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante y péndulo de torsión libre. Dichos ensayos, junto con el perfil estratigráfico, se presentan en el apéndice A.

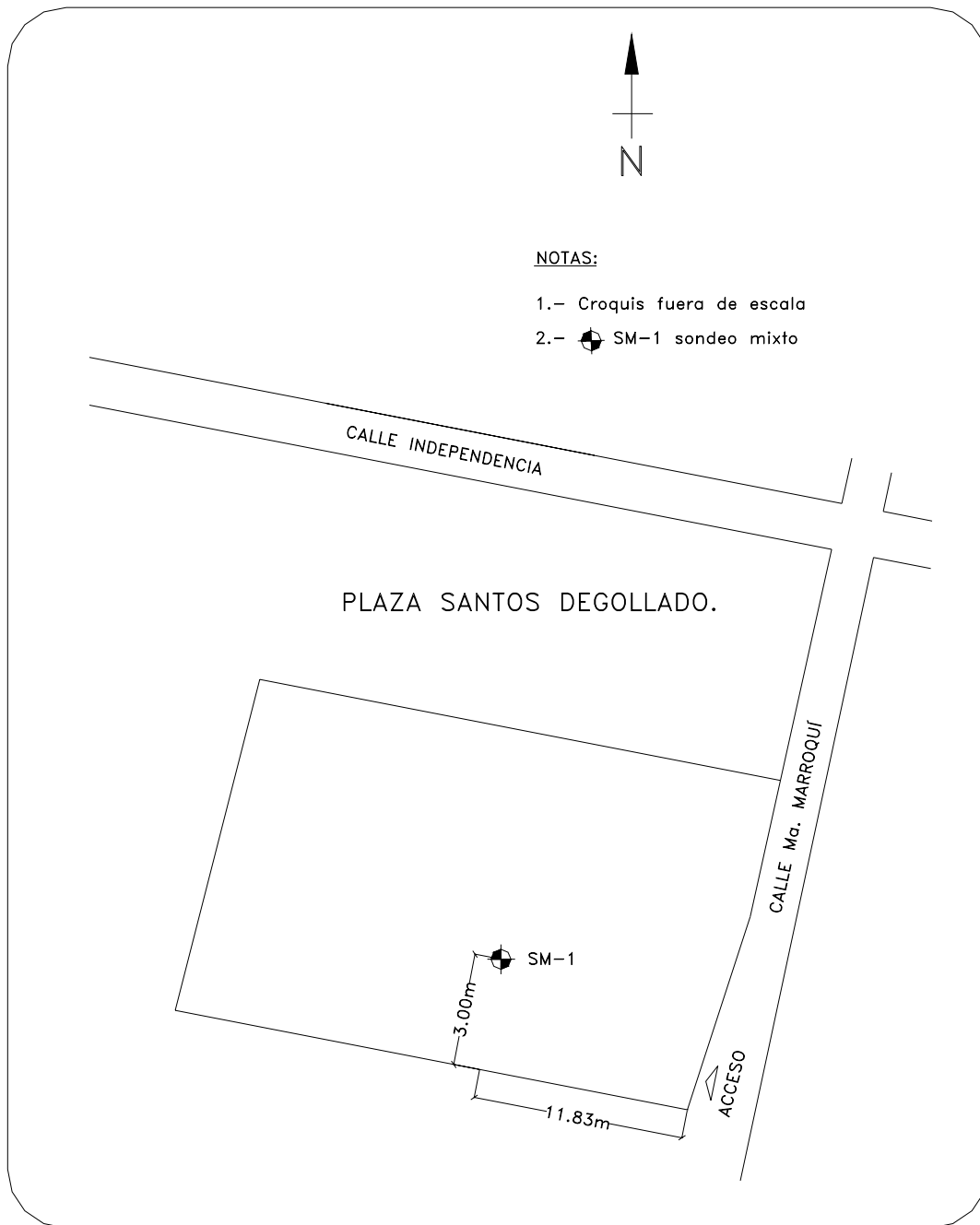


Figura 1.4: Localización del sondeo.

La resistencia al esfuerzo cortante, en este caso, fue medida a través de la prueba de compresión no confinada. Además de esto, en la costra seca del manto superficial también se realizó una prueba triaxial no consolidada no drenada.

Con respecto a la prueba del péndulo de torsión libre, todas las probetas presentaron una ley de comportamiento acorde con el comportamiento de las arcillas (Zeevaert, 1993), como era de esperarse en estos materiales.

$$\mu = \mu_o e^{n_c \sigma_c}$$

Donde:

μ : módulo de rigidez dinámica del suelo.

μ_o : módulo de rigidez dinámica del suelo, obtenido de la recta para un valor de $\sigma_c = 0$.

n_c : constante adimensional que representa la pendiente de la recta en escala semilogarítmica.

σ_c : esfuerzo de confinamiento de la muestra de suelo.

A continuación se presentará una descripción de cada uno de los estratos tipo en los que se agruparon los diferentes depósitos encontrados. En el apéndice A, en las tablas A.1, A.2 y A.3 podemos ver el resumen de los ensayos que se realizaron para cada estrato. En la tabla A.4, se encuentran detallados los parámetros de compresibilidad de cada uno de los estratos arcillosos, mientras que en la tabla A.5 y en la figura A.5 se observa la distribución de esfuerzos totales y efectivos a lo largo de todo el perfil.

Estrato tipo R: Materiales de rellenos, artificiales, que van hasta los 3 m de profundidad. En este estrato se encuentra el nivel de aguas freáticas a 2.63 m. Para esta capa no se realizó ningún tipo de ensayos, ya que estos materiales deben ser retirados debido a que el edificio tendrá un semisótano y, además, se debe tener en cuenta la profundidad de desplante de la cimentación compensada. Este estrato corresponde, en la descripción estratigráfica general, al relleno artificial del manto superficial.

Estrato tipo 1: Material arcillo limoso, de consistencia semirígida, con un contenido de agua que varía entre 57% y 148%. Su límite plástico es de 47% mientras que el límite líquido es igual a 159%, a partir de lo cual obtenemos un índice de plasticidad de 112%.

La resistencia a la compresión no confinada es de 1.62 kg/cm^2 , la cual corresponde a una cohesión de 0.81 kg/cm^2 , con un módulo de respuesta elástica de $0.00786 \text{ cm}^2/\text{kg}$. El valor de la densidad de sólidos para este material es de 2.44.

Como ya se mencionó, en esta capa se llevó a cabo una prueba triaxial no consolidada, no drenada, de la que se obtuvo un valor de la cohesión $c=0.506 \text{ kg/cm}^2$ y un ángulo de fricción $\phi=3^\circ$, con una deformación unitaria aproximada del 3%.

Con respecto a las propiedades de compresibilidad, se puede ver que este estrato se encuentra fuertemente preconsolidado, con un esfuerzo crítico de 3.38 kg/cm^2 , una sobrecarga de 0.47 kg/cm^2 y una relación de vacíos de 2.64.

En la prueba de penetración estándar, se obtuvieron entre 10 y 15 golpes para la parte superior del estrato, mientras que la inferior no presentó ninguna resistencia a la penetración.

De acuerdo a la descripción estratigráfica general, esta capa corresponde a la costra seca del manto superficial.

Estratos tipo 2: Arcilla muy blanda, gris verde olivo y café, cuyo contenido de agua se encuentra entre 238% y 427%. En estos estratos, el límite plástico se encuentra alrededor del 70% y el líquido es aproximadamente de 350%.

Con respecto a la resistencia al esfuerzo cortante, podemos ver que ésta varía entre 0.39 kg/cm^2 y 0.47 kg/cm^2 , aumentando ésta con la profundidad. Los módulos de respuesta elástica tienen valores entre $0.02611 \text{ cm}^2/\text{kg}$ y $0.0506 \text{ cm}^2/\text{kg}$, y la densidad de sólidos es igual a 2.19.

A partir de las pruebas de compresibilidad, vemos que estos estratos también se encuentran preconsolidados, teniendo un esfuerzo crítico de 0.83 kg/cm^2 , una sobrecarga de 0.56 kg/cm^2 y una relación de vacíos de 7.1.

En las pruebas de penetración estándar no se presentó resistencia alguna, mientras que en las pruebas dinámicas se reportó un valor de $\mu_o = 14 \text{ kg/cm}^2$ y valor de $n_c = 0.141$.

Con respecto a la descripción estratigráfica general, estos estratos hacen parte de la formación arcillosa superior.

Estratos tipo 3: Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso. Su contenido de agua varía de 116% a 362%. El límite plástico va de 62.5% a 70% y el límite líquido de 172% a 250%.

Los estratos tipo 3 son, en realidad, un sólo estrato de gran espesor, el cual se dividió en dos para facilitar el análisis.

La resistencia al esfuerzo cortante tiene valores que van desde 0.642 kg/cm^2 a 1.66 kg/cm^2 , siendo mayor ésta en el centro del estrato, y menor hacia los extremos. El módulo de respuesta elástica de $0.0287 \text{ cm}^2/\text{kg}$, y la densidad de sólidos de 2.2.

Al igual que los dos tipos de estratos anteriores, estos materiales se encuentran preconsolidados, con un esfuerzo crítico que varía de 1.05 kg/cm^2 a 1.5 kg/cm^2 y una sobrecarga que va de 0.92 kg/cm^2 a 1.16 kg/cm^2 . En esta capa, la oquedad se encuentra entre 5.78 y 6.8.

En el ensaye de penetración estándar se puede observar claramente un incremento de la resistencia del suelo con la profundidad, a diferencia de lo que se presenta en las pruebas de compresión no confinada. El número de golpes obtenido varía de 1 en la parte superior del estrato a 30 en la parte inferior del mismo.

Para esta capa se ensayaron dos probetas en el péndulo de torsión, las cuales arrojaron leyes de comportamiento muy semejantes, como era de esperarse. Los valores de μ_o son de 30 kg/cm^2 y 32.2 kg/cm^2 , y los de n_c son 0.4 y 0.221.

En la descripción estratigráfica general, esta capa aún corresponde a materiales de la formación arcillosa superior.

Estratos tipo 4: Arcilla gris verdoso, con un contenido de agua que va de 197% a 349%. Presenta un límite plástico de 67.5%, mientras que el límite líquido es de 212%.

Para las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante se obtuvieron valores de 0.719 kg/cm² y 0.841 kg/cm², con un módulo de respuesta elástica de 0.00917 cm²/kg. El valor de la densidad de sólidos es de 2.22.

De acuerdo con las pruebas de consolidación, este material también se encuentra preconsolidado, teniendo un esfuerzo crítico de 2.00 kg/cm², una sobrecarga de 1.45 kg/cm² y una relación de vacíos igual a 6.1.

El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar fue más o menos homogéneo a lo largo de los estratos. El valor de N se encuentra entre 2 y 4, a excepción de las partes superior del primero e inferior del segundo, que tienen valores de 7 y 0, respectivamente.

Estos materiales son la parte final de la formación arcillosa superior.

Estrato tipo 5: Limo arenoso gris verdoso, con un contenido de agua que varía de 29% a 52%. El valor de la densidad de sólidos es de 2.64.

Todas las pruebas de penetración estándar para este estrato fueron detenidas, ya que en ningún caso se logró pasar de los primeros 15 cm con menos de 50 golpes, de acuerdo a como se especifica en la norma ASTM D 1586 (Bowles, 1997).

Esta capa corresponde a la primera capa dura en la descripción estratigráfica general.

Estratos tipo 6: Arcilla de color gris verdoso. Su contenido de agua varía de 89% a 168%, mientras que los límites plástico y líquido son iguales a 58.5% y 136.5%, respectivamente.

La resistencia al esfuerzo cortante, obtenida para estos estratos, fue de 1.65 kg/cm², y su densidad de sólidos de 2.34.

Con respecto al grado de consolidación, encontramos que en este tipo de estratos se presentan, tanto depósitos en estado preconsolidado, con un esfuerzo crítico de 3.25 kg/cm² y una sobrecarga de 2.73 kg/cm², como depósitos normalmente consolidados con una sobrecarga de 3.75 kg/cm². Su relación de vacíos es igual a 3.18.

Como se ha podido observar en todos los ensayos anteriores, para estos estratos las propiedades mecánicas han mejorado considerablemente, y la prueba de penetración estándar no fue la excepción. El número de golpes obtenido varió de 18 a 45.

Con respecto a la descripción estratigráfica general, estas capas corresponden a la formación arcillosa inferior.

Estrato tipo 7: Limo arenoso gris verdoso, con un contenido de agua que varía de 29% a 39%. El valor de la densidad de sólidos es de 2.64.

De las pruebas de penetración estándar para este estrato, dos fueron detenidas, ya que no se logró avanzar más de 15 cm con menos de 50 golpes, y en una tercera, en la parte superior del mismo, se obtuvieron 50 golpes para los primeros 30 cm de avance.

Esta capa corresponde a la segunda capa dura en la descripción estratigráfica general.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1 Superestructura:

El proyecto a construir consiste en un edificio de once pisos, más planta baja, un semisótano y una azotea. Dicha construcción tiene una altura de 34.90 m a partir de la banqueta. El nivel de piso terminado de la planta baja se encuentra 1.80 m por encima de la banqueta, mientras que el nivel del semisótano está 1.80 m por debajo de la misma.

Cada uno de los once niveles, y la planta baja, tienen una altura de 2.70 m, siendo 2.30 m del piso al techo y 0.40 m de losa. Para obtener la altura de construcción del edificio, se deben tener en cuenta un murete de 0.70 m en la azotea, 1.80 m de desnivel de la planta baja y 1.80 m de semisótano, para un total de 36.70 m. En la figura B.1, del apéndice B, podemos ver un corte transversal del edificio.

El proyecto cuenta con plantas irregulares en todos sus niveles, por lo cual van a generar ciertas excentricidades. En la figura B.2, del apéndice B, se presenta una planta tipo del proyecto.

La planta anterior cubre un área de 829.20 m², mientras que el lote tiene un área de 1035.92 m², cumpliendo así con las normas establecidas para la iluminación y ventilación natural, indicadas en el inciso 3.4.2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Proyecto Arquitectónico.

De acuerdo con lo que se acaba de exponer, y tomando en cuenta el artículo 139 del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, la estructura está clasificada en el **grupo B, Subgrupo B1**.

2.2 Subestructura existente:

Debido a que el proyecto se va desarrollar en un lote donde existía antes una estructura de diez niveles, que colapsó en el sismo del 19 de septiembre de 1985, quedando sólo dos en pie, los cuales ya fueron demolidos, hay en el sitio un sistema de cimentación a base de pilotes de fricción, el cual va a trabajar en conjunto con la nueva cimentación que se va a diseñar.

El sistema de cimentación existente, consta de 159 pilotes de fricción con radio promedio de 15 cm, los cuales estaban distribuidos por grupos, estando cada uno bajo una columna del edificio. La distribución de estos pilotes se presenta en la figura B.3, mientras que la ubicación de los mismos, con respecto al eje 12-A, aparece en la tabla B.1.

2.3 Estudio de sísmica de reflexión:

Para conocer la longitud promedio, ubicación de las cabezas, diámetro e integridad de los pilotes se mandaron a hacer ensayos de reflexión sísmica en 15 de ellos.

2.3.1 Principios físicos: En su concepción general, este método consiste en generar una perturbación en la superficie del material y esperar a que éste se propague, para que cuando alcance un medio de densidad diferente, parte de la energía regrese a la superficie y pueda ser registrada mediante transductores.

La energía producida por la fuente de disturbio, conocida como punto de tiro, se propaga a través del medio en forma de ondas (principalmente ondas P). De la física se sabe que para ondas que son reflejadas en el mismo material, el ángulo de incidencia es igual al ángulo de reflexión, tanto para ondas P como para ondas S (Kramer, 1996).

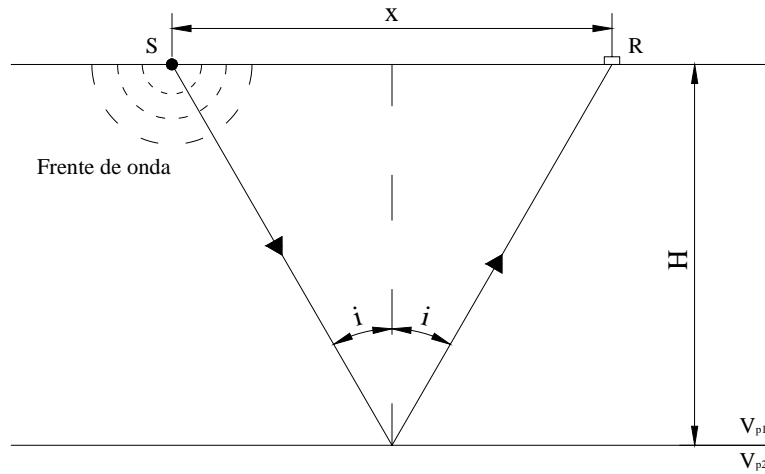


Figura 2.1: Trayectoria de incidencia y reflexión para ondas P (Kramer, 1996).

Entonces, a partir de la figura 2.1, se ve que, al medir la distancia x y el tiempo t_d que tarda la onda en viajar de la fuente S al receptor R , podemos calcular la velocidad de onda P en el material 1, de la siguiente forma:

$$v_{p1} = \frac{x}{t_d} \tag{2.1}$$

Ahora, para calcular el espesor H , del material 1, se toma el tiempo que tarda la onda reflejada en viajar nuevamente hacia la superficie del terreno.

$$t_r = \frac{2\sqrt{H^2 + (x/2)^2}}{v_{p1}} \tag{2.2}$$

$$H = \frac{1}{2}\sqrt{t_r^2 \cdot v_{p1}^2 - x^2}$$

A partir de lo anterior, el ángulo i de incidencia será:

$$i = \tan^{-1} \frac{x}{2H} \tag{2.3}$$

2.3.2 Metodología para los trabajos de campo: En esta aplicación del método sísmico de reflexión se generaron artificialmente, en lugares previamente definidos, ondas sísmicas, por medio de golpes con un martillo (cuatro) sobre una placa metálica en la mitad del

perímetro del pilote. Los transductores utilizados para registrar la señal de las ondas generadas fueron 6 geófonos distribuidos en la otra mitad del perímetro de la parte expuesta de cada pilote, con una separación de entre 10 y 12 cm.

De las diversas ondas que se generan, las que cobran importancia para este estudio, tal y como se mencionó antes, son las ondas P. Registrando los tiempos de arribo de dichas ondas, se puede obtener la velocidad de onda, para cada pilote, como se explicó en el numeral anterior; a partir de la cual, puede determinarse la integridad de los mismos.

2.3.3 Nivelación del ensaye: La ubicación para estos ensayos se realizó con respecto a la esquina noreste de la plaza Santos Degollado, la cual, de acuerdo con los datos proporcionados por la topografía, se encuentra en el nivel 100. A partir de esto, se tiene que la banqueta frente al SM-1 tiene el nivel 99.95, mientras que dicho sondeo presenta un desnivel de 30 cm con respecto a ésta, por lo que éste inicia en el nivel 100.25, y a partir de ahora, todo estará referenciado a este nivel.

Referencia	100
Banqueta	99.95
Desnivel SM-1	0.3
SM-1	100.25

Tabla 2.1: Nivelación para los ensayos de reflexión sísmica.

2.3.4 Resultados: De acuerdo con Leslie y Cheesman (1949), la velocidad de onda P tiene una relación directa con la calidad del concreto (tabla 2.2), por lo que los resultados obtenidos a partir de esta prueba dan una idea del estado en que se encuentran los pilotes existentes en el terreno.

Velocidad de onda P (m/s)	Calidad del concreto
Mayor a 4575	Excelente
3660 – 4575	Bueno
3050 – 3660	Regular
2135 – 3050	Pobre
Menor a 2135	Muy pobre

Tabla 2.2: Relación entre la velocidad de onda P y la calidad del concreto (Malhortra, 1978).

En las tablas B.2 a B.5, se presentan los resultados del ensaye, incluyendo la profundidad de la cabeza, longitud, diámetro e integridad de los pilotes.

A partir de dichos resultados y de la nivelación mencionada, se utilizó la expresión 2.4 para calcular el valor promedio, para la ubicación de la cabeza y longitud de los pilotes.

$$\mu_x = E[X] = \sum_{i=1}^n \frac{X \cdot P(X)}{FREC} \quad (2.4)$$

Donde:

μ_x : promedio para la variable X.

$E[X]$: valor esperado para la variable X.

X: valor de la variable estudiada.

$P(X)$: probabilidad de ocurrencia de dicha variable.

$FREC$: frecuencia de la misma.

Debido a que las medidas con respecto a los diámetros de los pilotes variaron en un rango tan pequeño (0.2864 m a 0.3087 m), el promedio calculado para este dato fue una media aritmética. En la tabla 2.3 se presentan los valores medios calculados para las propiedades mencionadas.

Cabeza	2.19 m
Longitud	21.02 m
Punta	23.21 m
Diámetro	0.3007 m

Tabla 2.3: Valores medios para los pilotes.

2.3.5 Conclusiones: Partiendo de los resultados presentados en los ensayos de sísmica de reflexión, se pueden extraer varias conclusiones.

- La longitud de los pilotes es variable, siendo la diferencia entre el más corto (pilote 95, de 15.20 m) y el más largo (pilote 23, de 25.30 m) de 10.10 m, lo cual indica que no existió una profundidad estándar de hincado, o bien, las discontinuidades que presentan en los primeros 8.0 m indican que están sumamente dañados debido

al sismo del 85, lo cual hace pensar que se pueden encontrar rotos o desprendidos un pedazo de otro, por lo cual no se puede obtener la longitud real del pilote.

- Otra posible explicación para las discontinuidades presentadas, podría ser que, debido a que los pilotes hincados son circulares, la fabricación de éstos pudo haber sido en tramos, los cuales luego fueron hincados a presión ligándolos por medio de un cable central, por lo que se pudo haber presentado el desplazamiento de un tramo con respecto a otro, mostrando así las discontinuidades mencionadas.
- Como se observa en la tabla B.5, las velocidades de onda obtenidas son de concreto pobre, en su mayoría, presentando todos los pilotes variaciones en la calidad, las cuales van desde los 3.8 m para el pilote 144, a los 12.2 m para el pilote 123. Estas variaciones en la calidad del concreto se pueden asociar a varios factores, tales como corrosión del concreto, producto de su inmersión en el nivel freático, ya que es una construcción de aproximadamente los años cuarenta, lo que nos da más de 60 años de antigüedad; o bien a que desde el inicio de la construcción, la calidad del concreto no haya sido buena.
- Debido a los resultados presentados, se decidió no utilizar estos pilotes como apoyo para la estructura nueva que se planea construir, y es imprescindible estudiar la interacción de éstos con el suelo, al igual que con la nueva estructura de cimentación.

2.4 Distribución de cargas:

En la tabla B.6 se presenta la distribución de cargas del edificio, calculada por el ingeniero estructurista. En dicha tabla se pueden ver desglosadas las acciones permanentes, las cuales incluyen el peso propio de la estructura (D0) y la carga muerta (DL), y las acciones variables, en la que se presentan la carga viva máxima (Wm) y la carga viva instantánea (Wa).

CAPÍTULO 3

CIMENTACIÓN SEMICOMPENSADA

3.1 Generalidades:

Un factor determinante para el buen funcionamiento de cualquier proyecto ingenieril, es la forma en que se llevarán las cargas a la profundidad de desplante definitiva. Para dicho propósito se utilizan las estructuras de cimentación, las cuales se pueden definir como *la parte del sistema estructural que trasmite las cargas al terreno*.

Dependiendo de las dimensiones de la cimentación y de su profundidad de desplante, se podrá clasificar como superficial o profunda, así:

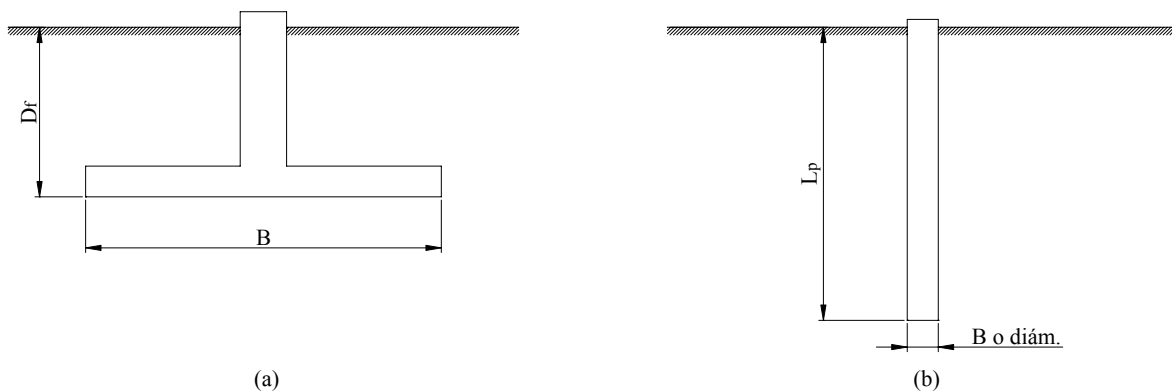


Figura 3.1: Clasificación de los grupos de cimentaciones: (a) Cimentaciones superficiales y (b) Cimentaciones profundas.

- *Cimentación superficial:* Se considera una cimentación como superficial, si la relación $D_f/B \leq 1$. Normalmente para este tipo de cimentación dicha relación varía entre 0.25 y 1.0. Entre las cimentaciones superficiales más comunes encontramos las zapatas, tanto aisladas como corridas, y las losas de cimentación.
- *Cimentación profunda:* A diferencia de las cimentaciones superficiales, una cimentación profunda tiene una relación $D_f/B \geq 5$ pudiendo alcanzar valores tan grandes como 20. Las cimentaciones profundas que se encuentran más comúnmente son las pilas pre-excavadas y los pilotes, tanto hincados como pre-excavados.

Tipo de cimentación	Uso	Condiciones de suelo a las que es aplicable
Cimentaciones superficiales		
Zapatas aisladas	Columnas individuales o muros	Cualquier condición donde la capacidad de carga y los asentamientos sean adecuados para la carga aplicada
Zapatas combinadas	Dos a cuatro columnas y/o espacio limitado	Igual que para zapatas aisladas
Losa de cimentación	Varias filas de columnas paralelas, altas cargas en columnas, usado para disminuir asentamientos diferenciales	La capacidad de carga generalmente es menor que para zapatas, y más de la mitad del área plana estaría cubierta por zapatas aisladas. Hay que revisar todo tipo de asentamientos
Cimentaciones profundas		
Pilotes de fricción	En grupos de dos o más pilotes soportando un cabezal que interactúa con la(s) columna(s)	Los suelos cercanos a la superficie tienen baja capacidad de carga y el suelo competente se encuentra a gran profundidad. Se puede desarrollar suficiente fricción entre el suelo y el pilote
Pilotes de punta	Igual que los pilotes de fricción	Los suelos cercanos a la superficie no desarrollan suficiente fricción con el pilote, y el estrato competente está a una profundidad práctica
Pilas pre-excavadas	Lo mismo que los pilotes, usando menos cantidad para grandes cargas	Pueden trabajar por fricción, por punta o por ambas, dependiendo de la profundidad del estrato competente

Tabla 3.1: Tipo de cimentaciones y usos típicos (Bowles, 1996).

En la tabla 3.1 se pueden ver varios tipos de cimentación, explicando su uso y aplicabilidad dependiendo de las condiciones del suelo. Para el caso de la Ciudad de México,

especialmente en las zonas II y III, es bueno hacer una aclaración con respecto a las condiciones de suelo en que son aplicables tanto los pilotes de fricción como los de punta. El uso de cabezales en grupos de pilotes, para suelos con tan alto grado de compresibilidad, pueden generar grandes asentamientos diferenciales, los cuales generarían sobre-esfuerzos en la superestructura, por lo que para este tipo de suelos es recomendable colocar todos los pilotes bajo una sola losa de cimentación, lo cual formaría un solo grupo de pilotes con un cabezal de gran rigidez, disminuyendo así los asentamientos diferenciales de manera considerable.

A partir de lo anterior, en este trabajo se analizarán dos posibles opciones para la cimentación del proyecto, una cimentación semicompensada y una cimentación semicompensada con pilotes de fricción. La primera se presenta en este capítulo, mientras que la segunda se estudia en el siguiente.

3.2 Conceptos básicos:

Una cimentación compensada es simplemente una losa de cimentación, la cual se empotra a cierta profundidad dentro del suelo, de modo que parte o todo el peso del edificio sea compensado con el peso de suelo excavado. Al hacer esto, se logra disminuir o eliminar el incremento de esfuerzos que se va a producir en el suelo, lo cual se va a traducir en un decremento del asentamiento.

Este tipo de cimentaciones son muy apropiadas para depósitos de suelos de media, alta o muy alta compresibilidad y baja capacidad de carga (Zeevaert, 1983). De acuerdo con lo anterior y con la descripción del sitio que se hizo en el capítulo 1, se ve que este tipo de cimentación será apropiada para el proyecto.

Conceptualmente, para el diseño de una cimentación compensada se debe considerar al suelo como un material bifásico, compuesto por las fases sólida y líquida, por lo cual al momento de hacer el análisis de compensación se deben tomar en cuenta los efectos de ambas partes, así:

- Substitución del peso sumergido del suelo.
- Efecto de flotación por el volumen de líquido desplazado por la cimentación.

Por esto, una cimentación compensada es regida por la siguiente ecuación:

$$q_d = \sigma_{od} + u_d \quad (3.1)$$

Donde:

q_d : peso unitario del edificio aplicado a la profundidad de desplante.

σ_{od} : esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante.

u_d : presión del agua bajo la cimentación.

El comportamiento mecánico de este tipo de cimentaciones es controlado por la fase sólida, debido a los cambios en los esfuerzos efectivos del terreno (Zeevaert, 1983). Debido a esto, es necesario conocer de forma precisa el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los diferentes materiales, para así poder evaluar el asentamiento que se va a tener debido a dichos cambios en los esfuerzos.

El éxito de una cimentación compensada radica principalmente en mantener la condición de preconsolidación del suelo durante las etapas de descarga y recarga. Para lograr esto, se debe llevar un estricto control durante la etapa de excavación y bombeo, para así garantizar que el esfuerzo efectivo original del suelo no cambia de forma considerable, para luego construir el edificio, y así obtener la compensación deseada. Si estas etapas se llevan a cabo de forma adecuada, se puede reducir al máximo el asentamiento provocado por el edificio, y se tendrá un buen comportamiento de la estructura.

Como se ha mencionado, la presión del agua juega un papel de vital importancia en el comportamiento de este tipo de cimentaciones, por lo que no está de más aclarar que, para lograr el efecto de flotación requerido, es importante que la losa de cimentación sea impermeable.

A partir de lo que se ha venido explicando, es fácil deducir que existen tres tipos de cimentaciones compensadas:

El primer tipo de cimentación compensada, es la *cimentación totalmente compensada*, en la que el edificio no ejerce ningún cambio de esfuerzos en el suelo. Este tipo de cimentación, está regida por la ecuación 3.1, a partir de la cual tenemos que en términos de esfuerzos efectivos:

$$q_d - u_d = q_a = \sigma_{od} \quad (3.2)$$

Donde:

q_a : peso efectivo unitario de la estructura, a la profundidad de desplante, descontando el efecto del agua.

σ_{od} : esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante.

La *cimentación semicompensada o subcompensada* es el segundo tipo de cimentación compensada, en la cual se va a producir un incremento de esfuerzos en la masa de suelo, ya que el peso del suelo excavado y el efecto de la subpresión no alcanzan a compensar el peso total del edificio, produciéndose entonces un incremento neto de esfuerzos. Aunque se produzca el mencionado incremento en los esfuerzos, éste será menor al que se produciría si no se hiciera compensación alguna. Para este caso, la ecuación 3.1 queda de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} q_d &> \sigma_{od} + u_d \\ q_a &> \sigma_{od} \end{aligned} \quad (3.3)$$

De 3.3, se obtiene que el incremento de esfuerzos en la masa de suelo será:

$$\Delta\sigma_d = q_a - \sigma_{od} \quad (3.4)$$

Por último, el tercer tipo de cimentación compensada, es la *cimentación sobrecompensada*, en la que el peso de suelo excavado y el efecto de la subpresión son mayores que el peso total del edificio, por lo que de 3.1:

$$\begin{aligned}q_d &< \sigma_{od} + u_d \\q_a &< \sigma_{od}\end{aligned}\tag{3.5}$$

De donde:

$$\Delta\sigma_d = q_a - \sigma_{od} < 0\tag{3.6}$$

3.3 Losa de cimentación:

Una losa de cimentación es simplemente una gran zapata, y como tal, debe satisfacer los requerimientos de que el factor de seguridad con respecto a una falla de base debe ser amplio, preferiblemente mayor de 3, y que el asentamiento no debe exceder una cantidad aceptable para el proyecto o las normas del lugar.

A partir de lo expresado en el párrafo anterior, se observa claramente la importancia que tienen los análisis de capacidad de carga y deformación, sobre todo en suelos de baja resistencia al esfuerzo cortante y muy alta compresibilidad, como es el caso del proyecto que se está analizando.

Para poder llevar a cabo dicho análisis, lo primero que se debe tomar en cuenta es que debido a la forma irregular de la cimentación se van a presentar algunos problemas de comportamiento, los cuales se deben tener presentes durante todo el proceso de cálculo, siendo los más importantes:

- Reducción del área efectiva de la cimentación, lo que conlleva a una disminución del factor de seguridad por capacidad de carga del suelo.
- Momentos estáticos alrededor de ambos ejes producidos por la excentricidad, los cuales se pueden traducir en desplomes de la estructura debido a mayores presiones de contacto en un lado de la cimentación.
- Momentos de volteo y torsión excesivos, provocados por sismo.

En la figura 3.2 se presenta la forma y dimensiones del cajón de cimentación seleccionado para el proyecto.

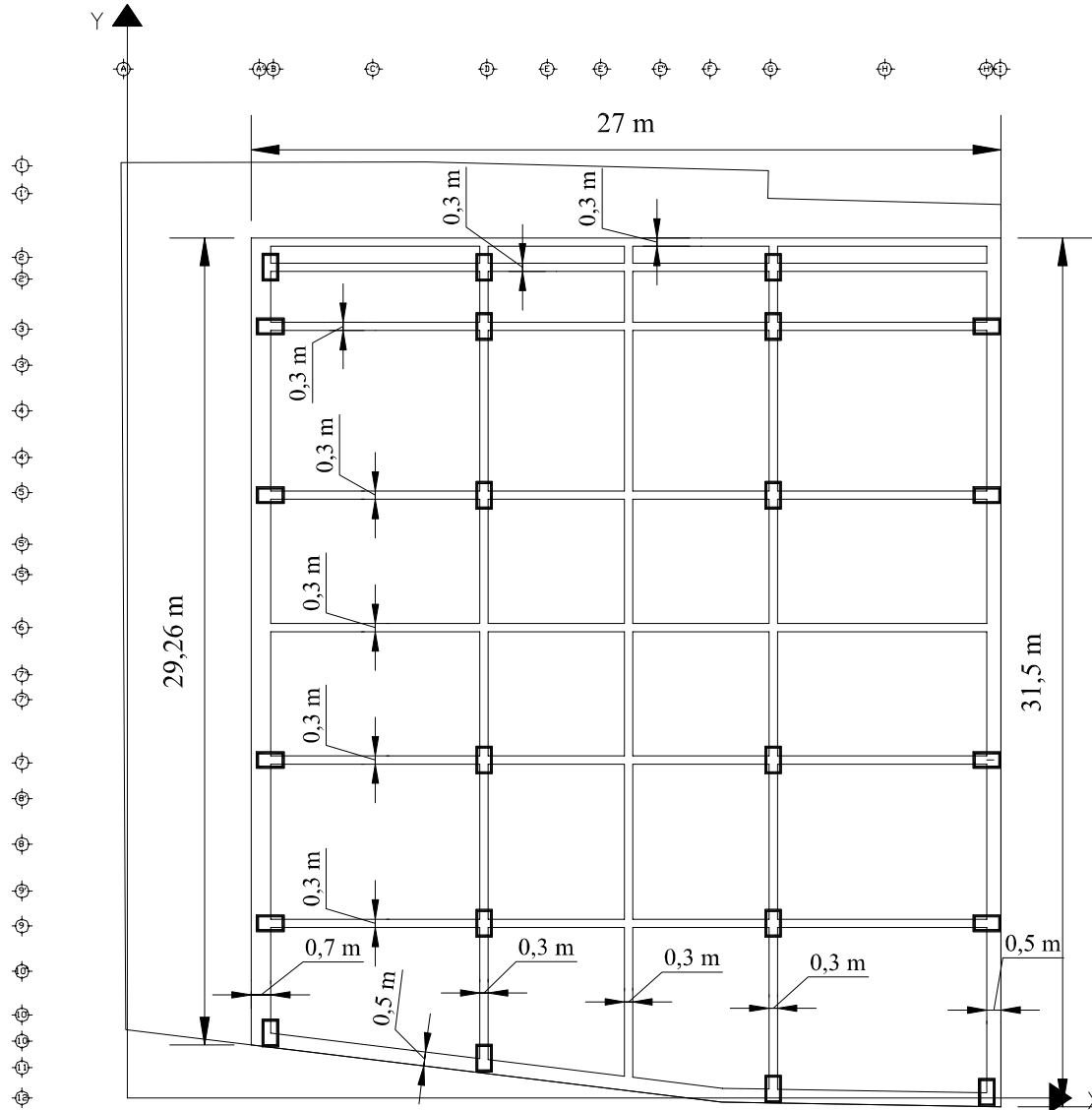


Figura 3.2: Cajón de cimentación.

Como se expresa en párrafos anteriores, para un cajón de cimentación es de suma importancia realizar análisis de capacidad de carga y deformación, de modo que se tenga certeza del buen comportamiento del sistema de cimentación, por lo que a continuación se presentan dichos análisis.

3.4 Revisión por capacidad de carga:

Para hacer análisis de capacidad de carga, se encuentran diferentes teorías en la bibliografía, siendo la más utilizada en la práctica, la ecuación dada por Terzaghi (1943).

3.4.1 Elección de la teoría a utilizar: La tabla 3.2 presenta un resumen de ocho ensayos de carga, donde las zapatas ensayadas fueron algo más grandes que los modelos normales y las propiedades del material fueron determinadas de la forma más precisa posible. Comparando la capacidad de carga última con los valores medidos, se observa que ninguna de las teorías tiene una ventaja significativa sobre las demás en términos de una buena predicción (Bowles, 1996).

Como se observa en la nota 1 de dicha tabla, para algunos valores del ángulo de fricción interna medido en la prueba triaxial se hizo una corrección para obtener el ángulo de fricción por deformación plana. Dicha corrección se llevó a cabo ya que se ha encontrado que el ángulo de fricción en la prueba triaxial (ϕ_{tr}) es de 1° a 5° menor que el que se obtiene para un ensaye de deformación plana, como por ejemplo una prueba de corte directo. En la práctica, las condiciones de falla plana se pueden presentar cuando un muro se inclina hacia adelante bajo presión lateral, desarrollándose las condiciones de falla a lo largo de todo el muro, a excepción de las esquinas. Análogamente, una zapata larga presenta la condición de deformación plana, a diferencia del caso triaxial para zapatas cuadradas (Bowles, 1996).

Como se observa en la tabla, el ajuste utilizado fue propuesto por Lee en 1976, pero esta ecuación se debe utilizar con cuidado, siguiendo algunas recomendaciones. En general no es recomendable ajustar ϕ_{tr} , a menos que sea mayor de 32 – 35°, y el ajuste se debe limitar a 5° como máximo. Si este resulta mayor, se debería realizar un ensaye de deformación plana (Bowles, 1996).

Tabla 3.2: Comparación de valores teóricos capacidad de carga y valores experimentales de Milović y Muh (Bowles, 1996).

Método de capacidad de Carga	Ensaye							
	1	2	3	4	5	6	7	8
$D = 0.0 \text{ m}$		0.5	0.5	0.5	0.4	0.5	0.0	0.3
$B = 0.5 \text{ m}$		0.5	0.5	1	0.71	0.71	0.71	0.71
$L = 2.0 \text{ m}$		2.0	2.0	1.0	0.71	0.71	0.71	0.71
$\gamma = 15.69 \text{ kN/m}^3$		16.38	17.06	17.06	17.65	17.65	17.06	17.06
$\phi = 37^\circ (38.5^\circ)$		35.5 (36.25)	38.5 (40.75)	38.5	22	25	20	20
$c = 6.37 \text{ kPa}$		3.92	7.8	7.8	12.75	14.7	9.8	9.8
Milović (ensayos)				$q_{ult}, \text{ kg/cm}^2 =$	4.1	5.5	2.2	2.6
Muhs (ensayos)	$q_{ult} = 10.8 \text{ kg/cm}^2$	12.2	24.2	33.0				
Terzaghi	$q_{ult} = 9.4^*$	9.2	22.9	19.7	4.3*	6.5*	2.5	2.9*
Meyerhof	8.2*	10.3	26.4	28.4	4.8	7.6	2.3	3.0
Hansen	7.2	9.8	23.7*	23.4	5.0	8.0	2.2*	3.1
Vesic	8.1	10.4*	25.1	24.7	5.1	8.2	2.3	3.2
Balla	14.0	15.3	35.8	33.0*	6.0	9.2	2.6	3.8

Notas:

- ϕ = Valor triaxial () = Valor ajustado para falla plana como $\phi_{ps} = 1.5 \phi_r - 17$ (Lee, 1976)
- * = Mejor aproximación → Terzaghi = 4; Hansen = 2; Vesic y Balla = 1 cada una.

En el caso de cimentaciones, se tiene que bajo bases cuadradas o circulares, la cuña de suelo se asemeja mucho más a estados de deformaciones triaxiales que a estados de deformación plana, por lo que el ajuste de ϕ_{tr} a ϕ_{ps} se recomienda sólo cuando $L/B > 2$.

A pesar de que se considere como válida la falla plana en un problema específico, se recomienda el uso del ensaye triaxial por encima del de corte directo, ya que se está del lado de la seguridad al tener un ángulo de fricción menor, además de que éste último presenta varios problemas.

Entre los principales problemas del ensaye de corte directo encontramos que el área del espécimen cambia a medida que progresa el ensaye; la distribución de la deformación a cortante en dicho espécimen no es uniforme; en las esquinas de la muestra se produce una condición de corte, la cual se traduce en una concentración de esfuerzos en dichos lugares produciendo éstos una falla progresiva a lo largo del plano de corte, por lo que la resistencia al cortante máxima no se moviliza simultáneamente en toda la longitud de dicho plano. Es más, la restricción de la deformación que obliga a que se genere un plano de falla en particular, introduce una condición desconocida dentro del espécimen de suelo. Esta restricción probablemente produce una línea de empuje que va desde la parte trasera de la caja superior a la parte frontal de la caja inferior atravesando el plano de corte, lo cual resulta en una fuerza oblicua de empuje, que genera una distribución no uniforme de esfuerzos y un cambio en la magnitud del esfuerzo normal aplicado a lo largo del plano de corte, en una cantidad desconocida (figura 3.3).

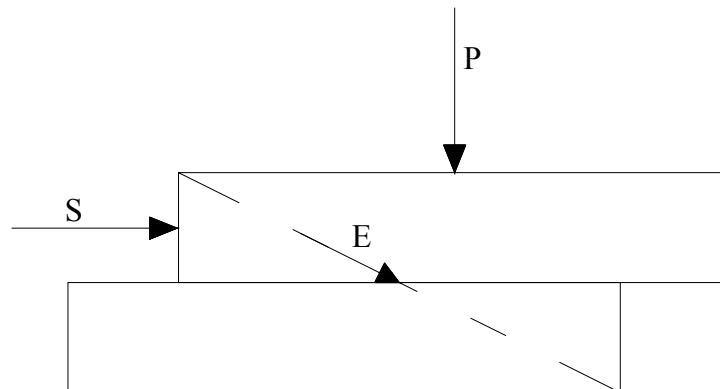


Figura 3.3: Línea oblicua de empuje en el ensaye de corte directo.

Para el problema acá tratado, la corrección indicada en la tabla 3.2 no aplica, debido a que el suelo se considera como un material puramente cohesivo, ya que el ángulo de fricción interna del estrato tipo 1 es muy bajo, y los demás estratos que presentan ángulo de fricción, tienen espesores muy pequeños.

Ahora, para elegir la teoría por medio de la cual se va a evaluar la capacidad de carga del suelo, se consideró la siguiente tabla propuesta por Bowles.

Teoría	Aplicable cuando
Terzaghi	Suelos muy cohesivos en los que $D_f/B \leq 1$ o para un estimado rápido de q_{ult} y compararlo con otras teorías. <i>No utilizarlo</i> para zapatas con momentos y/o fuerzas horizontales o con bases inclinadas y/o sobre taludes.
Hansen, Meyerhof, Vesić	En cualquier situación en la que aplique, dependiendo de las preferencias del usuario o su familiaridad con un método en particular.
Hansen, Vesić	Cuando la base está inclinada, cuando la zapata está ubicada en un talud o cuando $D_f/B > 1$.

Tabla 3.3: Aplicabilidad de diferentes teorías de capacidad de carga (Bowles, 1996).

A partir de esta tabla y de las condiciones establecidas en el capítulo 2, se puede observar que para este caso son aplicables las teorías de Hansen, Meyerhof y Vesić. Debido a preferencia y familiaridad, se utilizará la teoría de Vesić.

3.4.2 Teoría de Vesić: A continuación se presenta la teoría elegida y la forma en que ésta se evalúa. Para el cálculo de la capacidad de carga Vesić considera correcciones por:

- Forma de la cimentación.
- Profundidad de desplante.
- Carga Inclinada.
- Inclinación del terreno.
- Inclinación de la base de la cimentación.

A partir de esto, tenemos que la ecuación generalizada de capacidad de carga, por la teoría de Vesicé es:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + \sigma_{od} \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad (3.7)$$

Donde:

Factores de capacidad de carga:

$$\left. \begin{aligned} N_q &= e_N^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_c &= (N_q - 1) \cdot \cot \phi \\ N_\gamma &= 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi \end{aligned} \right\} \text{si } \phi = 0 \left\{ \begin{aligned} N_c &= 5.14 \\ N_q &= 1 \\ N_\gamma &= 0 \end{aligned} \right. \quad (3.8 \text{ a})$$

e_N : es la base de los logaritmos neperianos, normalmente simbolizada por e , pero en este caso se consideró prudente cambiar el símbolo para evitar confusiones con la relación de vacíos.

Factores de forma:

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} \\ s_q &= 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \\ s_\gamma &= 1 - 0.4 \frac{B}{L} \end{aligned} \quad (3.8 \text{ b})$$

Factores de profundidad:

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0.4 \cdot k \\ d_q &= 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot k \\ d_\gamma &= 1 \end{aligned} \quad \text{Donde:} \quad (3.8 \text{ c})$$

$$k = \frac{D_f}{B} \quad \text{para } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad \text{para } \frac{D_f}{B} > 1$$

Factores de inclinación de la carga:

$$i_c' = 1 - \frac{m \cdot H_i}{A_f \cdot C_a \cdot N_c} \quad (\phi = 0)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_i}{V + A_f \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_i}{V + A_f \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$
(3.8 d)

Donde:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

Factores de inclinación del terreno (figura 3.4):

$$g_c' = \frac{\beta}{5.14} \quad (\beta \text{ en radianes})$$

$$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \cdot \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$
(3.8 e)

Factores de base inclinada:

$$b_c' = g_c' \quad (\phi = 0)$$

$$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \beta}{5.14 \cdot \tan \phi} \quad (\phi > 0)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$
(3.8 f)

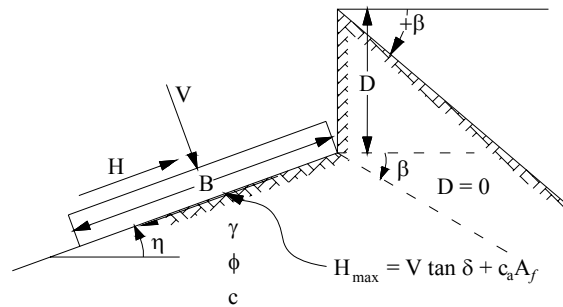
Algunas anotaciones importantes de este método son:

- Cuando $\phi = 0$ y $\beta \neq 0$, $N_\gamma = -2 \cdot \text{sen}(\pm\beta)$.
- $m = m_B$ cuando $H_i = H_B$ (H paralela a B) y $m = m_L$ cuando $H_i = H_L$ (H paralela a L).

Si se tienen H_B y H_L , entonces $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$.

- Vesic siempre utiliza B' en el término de N_γ , incluso cuando $H_i = H_L$.
- Para obtener i_q e i_γ , el término de H_i , siempre es menor que 1.0.

Notes: $\beta + \eta = 90^\circ$ (Both β and η have signs (+) shown.)
 $\beta < \phi$



For: $L/B \leq 2$ use ϕ_{tr}
 $L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5 \phi_{tr} - 17^\circ$
 $\phi_{tr} \leq 34^\circ$ use $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

δ = friction angle between base and soil ($.5\phi \leq \delta \leq \phi$)
 $A_f = B'L'$ (effective area)
 c_a = base adhesion (0.6 to 1.0c)

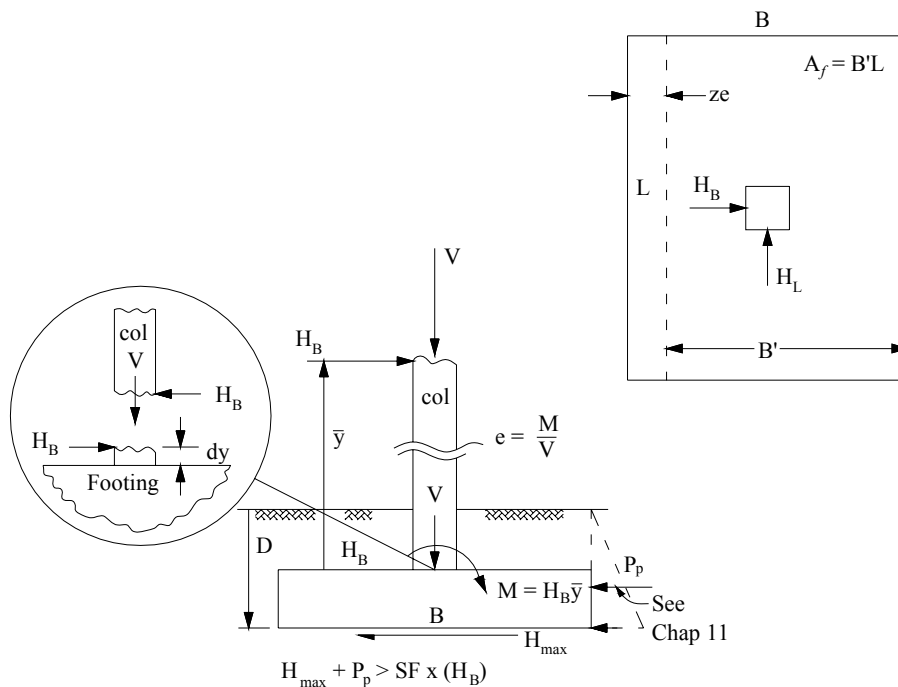


Figura 3.4: Capacidad de carga por la teoría de Vesic (Bowles, 1996).

Ahora, para las condiciones específicas del problema se tiene que no existe carga horizontal, inclinación de la base ni inclinación del terreno, además de que $\phi = 0$, por lo que de las ecuaciones 3.8 podemos decir que:

$$i_c = i_q = i_\gamma = g_c = g_q = g_\gamma = b_c = b_q = b_\gamma = 1$$

$$N_c = 5.14; N_q = 1; N_\gamma = 0$$

A partir de lo anterior la ecuación 3.7 queda de la siguiente forma:

$$q_u = 5.14 \cdot c_a \cdot s_c \cdot d_c + \sigma_{od} \cdot s_q \cdot d_q \quad (3.9)$$

Ahora reemplazando los factores de corrección tenemos que:

$$q_u = 5.14 \cdot c_a \cdot \left(1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot (1 + 0.4 \cdot k) + \sigma_{od} \cdot \left(1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi\right) \cdot (1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \cdot k)$$

Recordando que $\phi = 0$

$$q_u = 5.14 \cdot c_a \cdot \left(1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot (1 + 0.4 \cdot k) + \sigma_{od}$$

Como sabemos que $D_f < B$, entonces a partir de 3.8c:

$$q_u = 5.14 \cdot c_a \cdot \left(1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \left(1 + 0.4 \cdot \frac{D_f}{B}\right) + \sigma_{od}$$

Reemplazando:

$$q_u = 5.14 \cdot c_a \cdot \left(1 + 0.195 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \left(1 + 0.4 \cdot \frac{D_f}{B}\right) + \sigma_{od}$$

Vesicé en su teoría, sigue las recomendaciones dadas por Meyerhof (1963) para estructuras que se encuentren sometidas a excentricidades o momentos. En dichos casos, la capacidad de carga se puede reducir de forma substancial, por lo que Meyerhof propone el uso del ancho efectivo B' en la ecuación de capacidad de carga (figura 3.5).

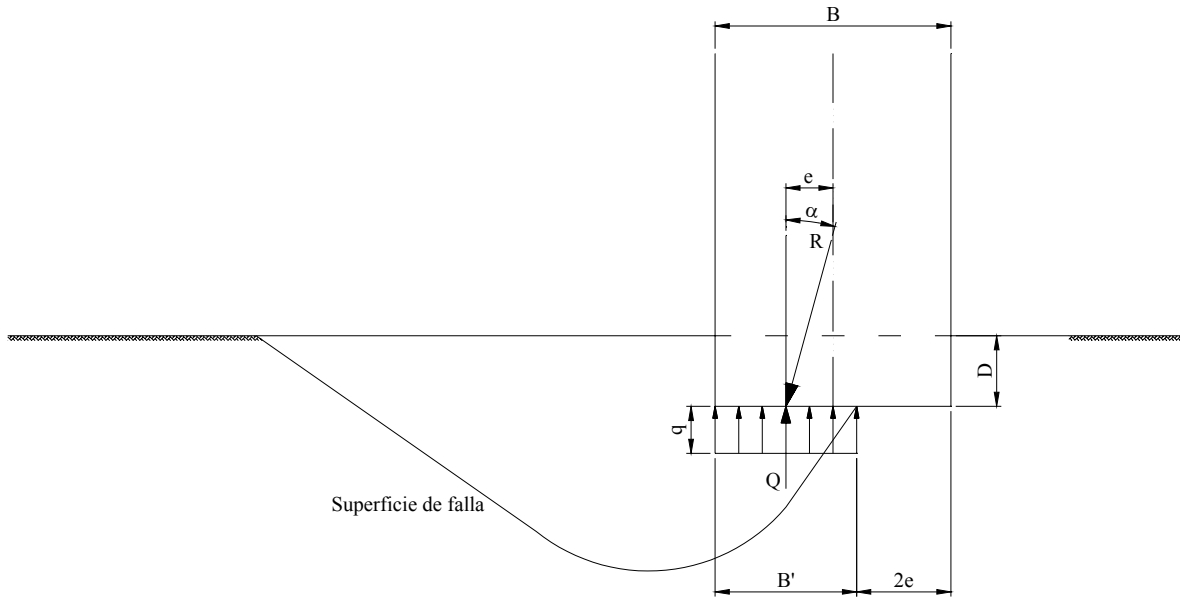


Figura 3.5: Base sometida a carga excéntrica e inclinada en la falla (Meyerhof, 1963).

De esta manera se tiene que:

$$B' = 2 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

Por lo que para el presente caso en el que se tienen excentricidades en ambos sentidos:

$$\begin{aligned} B' &= B - 2 \cdot e_x \\ L' &= L - 2 \cdot e_y \end{aligned} \tag{3.10}$$

Por lo que capacidad de carga última será igual a:

$$q_u = 5.14 \cdot c_a \cdot \left(1 + 0.195 \cdot \frac{B - 2 \cdot e_x}{L - 2 \cdot e_y} \right) \cdot \left(1 + 0.4 \cdot \frac{D_f}{B - 2 \cdot e_x} \right) + \sigma_{od} \tag{3.11}$$

Al dividir 3.11 por un factor de seguridad se tiene que la capacidad de carga admisible será igual:

$$q_a = \frac{5.14 \cdot c_a}{FS} \cdot \left(1 + 0.195 \cdot \frac{B - 2 \cdot e_x}{L - 2 \cdot e_y} \right) \cdot \left(1 + 0.4 \cdot \frac{D_f}{B - 2 \cdot e_x} \right) + \sigma_{od} \tag{3.12}$$

Llamando al incremento de esfuerzos en la masa de suelo $\Delta\sigma_{od}$, y sabiendo que éste es igual a:

$$\Delta\sigma_{od} = q_a - \sigma_{od} \quad (3.13)$$

Obtenemos que el factor de seguridad para el cajón de cimentación analizado es igual a:

$$FS = \frac{5.14 \cdot c_a}{\Delta\sigma_{od}} \cdot \left(1 + 0.195 \cdot \frac{B - 2 \cdot e_x}{L - 2 \cdot e_y} \right) \cdot \left(1 + 0.4 \cdot \frac{D_f}{B - 2 \cdot e_x} \right) \quad (3.14)$$

En esta ecuación el valor de c_a se obtiene como el promedio ponderado de la cohesión para los estratos que son afectados por la superficie de falla, con respecto al espesor de cada uno de dichos estratos.

El valor de q_a es igual al peso efectivo por unidad de área del edificio, el cual se obtiene de la siguiente forma:

$$q_a = q_t - u_{od} \quad (3.15)$$

Donde:

q_t : peso por unidad de área de la superestructura más peso de la cimentación.

u_{od} : presión de poro a la profundidad de desplante.

3.4.3 Superficie de falla: Un factor determinante en la capacidad de carga es la profundidad que alcanza el mecanismo de falla, ya que conociendo esta profundidad se puede saber qué estratos aportarán resistencia a la falla por corte. Para conocer dicha profundidad es necesario conocer la forma que tendrá la superficie de falla.

De acuerdo con Vesić (1973), el patrón de falla consiste de tres zonas (figura 3.6). La I es una zona activa de Rankine, que empuja una zona II radial de Prandtl, en sentido lateral, y una zona III pasiva de Rankine que se mueve hacia arriba. El límite inferior ACDE de la masa de suelo desplazada se compone de dos líneas rectas, AC y DE, con inclinación de

$45 + \phi/2$ y $45 - \phi/2$ con respecto a la horizontal, respectivamente. La forma de la curva CD, que las liga, depende del ángulo ϕ . En el caso general, la curva sigue una espiral logarítmica, pero para un suelo sin fricción ($\phi = 0$), la curva siempre tiene forma de círculo.

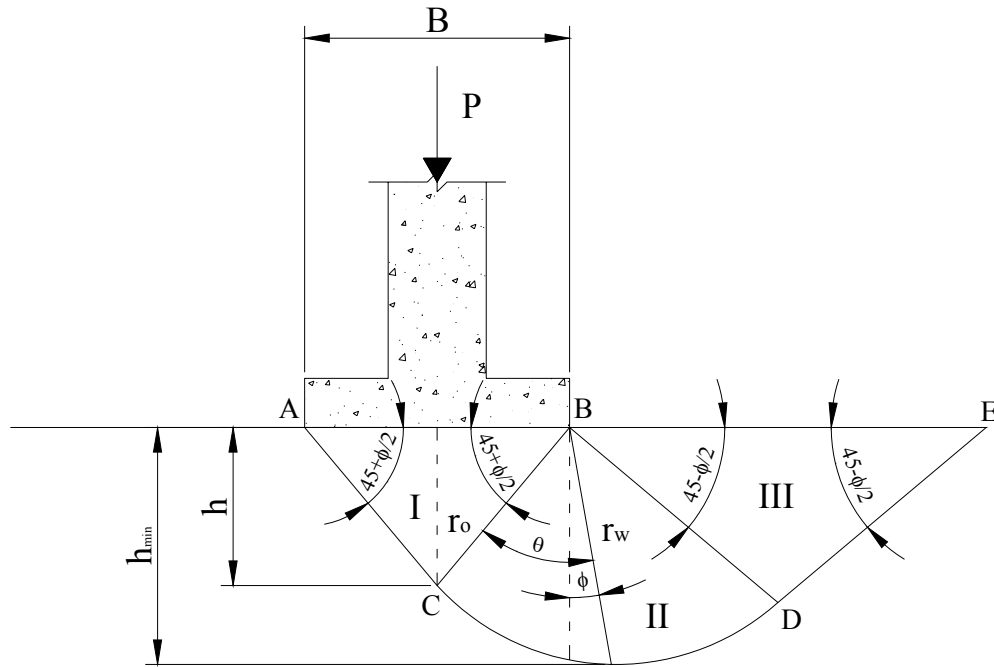


Figura 3.6: Patrón de falla.

Partiendo de la figura 3.6 y de la ecuación de la espiral logarítmica, se puede obtener una relación para calcular la profundidad máxima del mecanismo de falla h_{max} .

La ecuación que sigue la espiral logarítmica es:

$$r = r_o \cdot e^{N \cdot \theta \cdot \tan \phi} \tag{3.16}$$

Ahora, de la figura 3.6 podemos decir que:

$$\cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{B}{2 \cdot r_o}$$

De donde:

$$r_o = \frac{B}{2 \cdot \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3.17)$$

También de la figura 3.6 se deduce que:

$$\theta = 90 - \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + \phi = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (3.18)$$

Reemplazando 3.17 y 3.18 en 3.16:

$$r_w = \frac{B \cdot e_N^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cdot \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

De donde podemos decir que h_{max} es igual a:

$$h_{max} = \frac{B \cdot e_N^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cdot \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot \cos \phi \quad (3.19)$$

3.4.4 Cálculo de la capacidad de carga: De acuerdo con el procedimiento explicado en los numerales anteriores, se procedió a realizar el análisis de capacidad de carga para varias profundidades de desplante diferentes. El desplante se realizará en la costra superficial seca (estrato tipo 1, capítulo 1), para así aprovechar las buenas propiedades mecánicas de este estrato.

Las profundidades de desplante estudiadas son 4.0 m, 4.5 m, 5.0 m, 5.5 m y 6.0 m. Para cada una de éstas no sólo se estudió la capacidad de carga para la superficie de falla máxima, sino que también se tomaron en cuenta fallas locales, las cuales se pueden llegar a producir por los lentes de arena que se encuentran embebidos entre los diferentes depósitos arcillosos.

A continuación se presenta una tabla resumen con los factores de seguridad mínimos obtenidos para cada una de las profundidades analizadas. El cálculo detallado se presenta en el apéndice C.

PROF. (m)	FS
4.0	3.22
4.5	3.25
5.0	3.26
5.5	3.23
6.0	3.15

Tabla 3.4: Factores de seguridad mínimos para diferentes profundidades de desplante.

Es importante anotar que en todos los casos el factor de seguridad obtenido se encuentra por encima de 3.0, por lo que se considera que desde el punto de vista de resistencia al esfuerzo cortante, una cimentación semicompensada sería apropiada.

Sabiendo que la cimentación cumple el criterio de la capacidad de carga, se procede ahora a hacer la revisión por comportamiento ante la deformación.

3.5 Revisión por deformación:

Para edificaciones ubicadas en materiales de alta compresibilidad, como la diseñada en el presente trabajo, es necesario llevar a cabo una revisión por deformación.

3.5.1 Conceptos básicos: Materiales suaves y sensitivos, con compresibilidades de media a muy alta, normalmente presentan una estructura interna complicada, la cual puede ser fácilmente alterada como consecuencia de cambios en los esfuerzos. Debido a esto es importante conocer las características de compresibilidad del material, para lo cual lo primero es determinar si el material es de tipo preconsolidado o normalmente consolidado. A partir de la figura 3.7 se puede ilustrar fácilmente el fenómeno físico. En dicha figura, el punto “o” representa el esfuerzo efectivo vertical σ_o y la relación de vacíos e_o en el terreno a cierta profundidad. A partir de esta condición, si el material es cargado se pueden obtener

dos tipos de comportamiento diferentes, así: para materiales preconsolidados o para materiales normalmente consolidados.

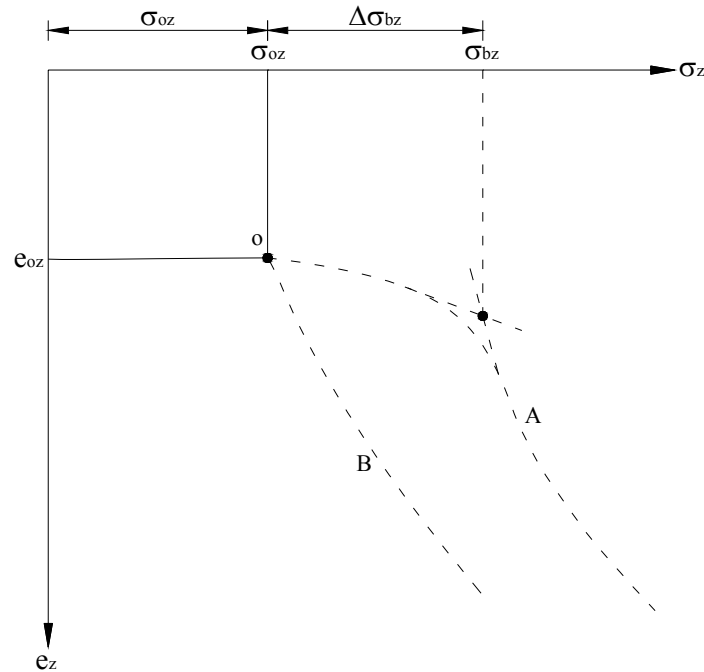


Figura 3.7: Suelos preconsolidados y normalmente consolidados (Zeevaert, 1983).

- En materiales preconsolidados, la compresión sigue la curva A hasta alcanzar el esfuerzo $\sigma_{bz} > \sigma_{oz}$, donde se produce el quiebre observado en la curva de compresibilidad, el cual significa que se produjo un colapso en la estructura interna del material. Después de dicho colapso un pequeño incremento de esfuerzos es seguido por grandes deformaciones. En este tipo de materiales σ_{bz} es conocido como el esfuerzo efectivo crítico o esfuerzo crítico.
- En materiales normalmente consolidados no existe punto de quiebre; pequeños incrementos de esfuerzos sobre σ_{oz} producen grandes cambios en la relación de vacíos.

A partir de los comportamientos mencionados, se llega a la conclusión de que ninguna de las dos ramas descritas se debe utilizar en el diseño de cimentaciones compensadas. El

valor de σ_{bz} , en el caso de materiales preconsolidados, mide una resistencia a la compresión confinada o esfuerzo crítico que representa la carga necesaria para producir, en la estructura del suelo bajo condiciones de confinamiento lateral, una falla interna, a partir de la cual la estructura del suelo sufre daños, por lo que presentará una compresibilidad considerablemente mayor. Sin embargo, en suelos normalmente consolidados, el proceso de consolidación se puede considerar continuo, por lo que el concepto de esfuerzo crítico no tiene significado. En el caso de los materiales preconsolidados, la resistencia extra que tiene su estructura, $\Delta\sigma_{bz} = \sigma_{bz} - \sigma_{oz}$, se debe a una o una combinación de las siguientes razones (sección 1.3.4, capítulo 1):

- Esfuerzos efectivos mayores en el pasado, inducidos por cargas.
- Esfuerzos efectivos en el pasado inducidos por fuerzas de capilaridad producidas por desecación.
- Desarrollo de contactos firmes por minerales de arcilla activos u otros materiales cementantes.

En este tipo de suelos después de alcanzar el esfuerzo crítico σ_b , correspondiente al quiebre en la curva de compresibilidad, los contactos entre las partículas de suelo se rompen y el material se comprime considerablemente para construir una estructura más compacta y estable.

El incremento de esfuerzos permitido $\Delta\sigma_{bz}$, en el esfuerzo de sobrecarga “in situ” en cualquier profundidad z se puede tomar como:

$$(\Delta\sigma_{ba})_z = \frac{1}{FS}(\sigma_b - \sigma_o)_z \quad (3.20)$$

Donde FS es un factor de seguridad que debe ser mayor o igual a 2.0.

3.5.2 Cálculo del factor de seguridad ante la deformación: El cálculo de los factores de seguridad para cada estrato, de acuerdo a lo explicado en el numeral anterior, se puede ver en detalle para cada profundidad de desplante, en el apéndice C.

Como se puede observar en dicho apéndice, ninguna de las profundidades de desplante propuestas cumple con un factor de seguridad de 2.0 en todos sus estratos, por lo que a partir de dicha información se puede deducir que, aunque se cumpla el criterio de capacidad de carga, la cimentación compensada no cumple el criterio del comportamiento ante la deformación, por lo que este tipo de cimentación no es apropiada para el proyecto.

CAPÍTULO 4

CIMENTACIÓN SEMICOMPENSADA CON PILOTES DE FRICCIÓN

4.1 Generalidades:

Los pilotes que aportan la mayor parte de su capacidad, y además transmiten las cargas al suelo, a lo largo de su fuste se denominan pilotes de fricción. Para realizar el diseño de estos pilotes es importante considerar el comportamiento que van a tener, el cual va a depender principalmente del proceso de instalación, ya que esto produce cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones alrededor de los mismos. Por lo tanto, se diferencian dos tipos principales de instalación:

- Pilotes desplazantes: Son aquellos pilotes que al ser hincados producen un desplazamiento lateral del suelo y una compresión bajo su punta.
- Pilotes preexcavados y vaciados “in situ”: Este tipo de pilotes se hacen realizando una excavación del diámetro y longitud especificados en el diseño, en la que se introduce la armadura de acero y finalmente se vacía el concreto.

El método de instalación tendrá influencia en la movilización de la resistencia por fricción. Así, los pilotes preexcavados, producen una relajación de esfuerzos. En estas condiciones, el coeficiente K será inferior al empuje de tierras en reposo K_0 . Por el contrario, los pilotes desplazantes, al ser hincados, tenderán a comprimir lateralmente al terreno circundante, de forma que el coeficiente K será superior al empuje de tierras en reposo K_0 .

Debido a lo blando del suelo, no es usual utilizar pilotes preexcavados en la zona lacustre del Valle de México, además que se reconoce la menor capacidad de carga en los pilotes de fricción, debido a lo antes explicado. Por estos motivos, en el presente proyecto se utilizarán pilotes desplazantes.

El comportamiento de los pilotes está entonces influenciado por la forma en que éstos se instalan, así como por los cambios que experimenta el suelo a través del tiempo. Debido a esto, es de vital importancia que la predicción del comportamiento tome en cuenta los diferentes fenómenos y situaciones que ocurren desde el hincado de los pilotes, pasando por la aplicación de cargas sostenidas, hasta tomar en cuenta las cargas dinámicas transitorias. Para modelar por completo el comportamiento de los pilotes desplazantes se debe involucrar en el análisis:

- El proceso en sí de la instalación que provoca desplazamientos de carácter primordialmente radial en el suelo, con grandes distorsiones y remoldeo, vencimiento del esfuerzo cortante y un fuerte incremento en la presión de poro.
- La ocurrencia de reconsolidación y el ajuste de los esfuerzos efectivos alrededor del pilote, como resultado de la disipación de la presión de poro inducida.
- El proceso de aplicación de carga sostenida hasta alcanzar eventualmente condiciones de fluencia en el suelo en contacto con el pilote, y la interacción del movimiento de éstos con los movimientos regionales del terreno.
- La posible degradación de la capacidad de carga por la disminución de resistencia cortante del suelo, debido a acciones sísmicas de amplitudes dinámicas significativas.
- Procesos tixotrópicos que determinan la recuperación de la resistencia y con ello de la capacidad de carga.

- Efectos del hundimiento regional, lo que puede traducirse en fricción negativa sobre los pilotes y con ello, en fuerzas de arrastre adicionales a la permanentes.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal, los pilotes de fricción se pueden diseñar de dos formas diferentes:

a. Diseño en términos de deformaciones: En suelos blandos este tipo de diseño se utiliza como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos. En este caso, en general los pilotes no están en capacidad de soportar el peso de la construcción por sí solos y trabajan al límite en condiciones estáticas, razón por la cual no pueden contribuir a tomar solicitaciones accidentales e inclusive pueden perder una parte importante de su capacidad de carga en condiciones sísmicas, por lo que resulta prudente ignorar su contribución a la capacidad de carga global. En resumen, bajo condiciones de operación, el sistema de cimentación debe cumplir con la ecuación de equilibrio (figura 4.1a):

$$W = QL + PF + CP + U \quad (4.1)$$

Donde, W es la carga permanente más la carga variable con intensidad media; PF es la fuerza de reacción por fricción positiva; QL es la fuerza resultante de la presión vertical efectiva en el contacto suelo-losa; CP es la reacción en la punta de los pilotes y U es la subpresión del agua sobre la losa de cimentación.

b. Diseño en términos de capacidad de carga: En este caso, los pilotes se utilizan para soportar el peso total de la estructura y aseguran su estabilidad. En suelos blandos en proceso de consolidación como los de las zonas II y III, para este tipo de diseño se debe tener en cuenta que la losa puede perder el sustento del suelo de apoyo por lo que resulta prudente considerar que no contribuye a la capacidad de carga global. Para este caso, la ecuación de equilibrio será (figura 4.1b):

$$W + NF = PF + CP + U \quad (4.2)$$

Donde, NF es la carga por fricción negativa que se puede desarrollar en la parte superior de los pilotes.

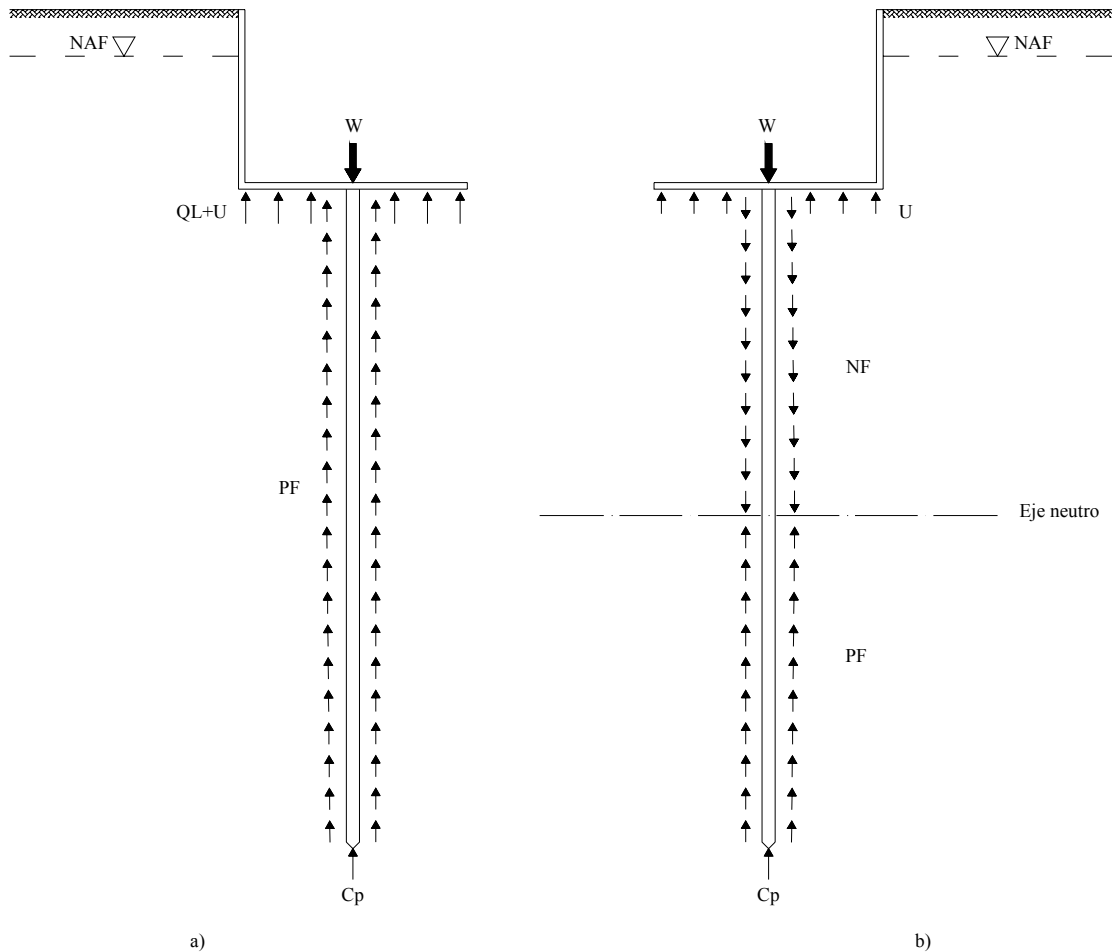


Figura 4.1: Criterios de diseño de sistemas a base de cajón o losa de cimentación y pilotes de fricción.

En ambos tipos de diseño se debe verificar que el espacio que se deja entre la punta de los pilotes y el estrato subyacente, sea suficiente para que éstos no se lleguen a apoyar en dicha capa, a consecuencia de la consolidación del estrato en el que se colocan.

Debido a las condiciones de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, que presenta el terreno del proyecto en estudio, y a partir de lo expresado en el numeral anterior, se considera más apropiado el diseño en términos de deformaciones.

Los principios básicos de este tipo de cimentaciones son en general los mismos explicados en el numeral 3.2 para las cimentaciones semicompensadas. Las diferencias para este caso radican en que la capacidad de carga se incrementa debido a la presencia de los pilotes, la expansión debida a la excavación se reduce considerablemente, por lo que el asentamiento posterior también disminuye.

4.2 Losa de cimentación y pilotes de fricción:

A partir de lo expresado en el numeral anterior, la solución propuesta consiste en una losa de cimentación desplantada a 5.5 m, con 90 pilotes de fricción hincados, de forma cuadrada con 45 cm de lado y con la punta a una profundidad de 27 m. Además, para que los pilotes circulares existentes no produzcan cargas puntuales en la losa de cimentación, se decidió cortar sus cabezas de modo que éstas quedarán a 6.5 m de profundidad. En la figura 4.2 se presenta el cajón de cimentación con la distribución de pilotes, tanto nuevos como existentes.

Debido a que en las Normas Técnicas Complementarias se recomienda ignorar la aportación de los pilotes en la capacidad de carga global, en el diseño en términos de deformaciones, y a que en el numeral 3.4.4 se encuentra calculada una losa con suficiente capacidad de carga para soportar al edificio por sí sola, se tomará el diseño de ésta como válido para la solución acá propuesta (tabla 4.1).

Es importante recordar que de acuerdo a lo expresado en el capítulo 2 (numeral 2.33), la profundidad de desplante en la mencionada tabla es con respecto al SM-1 (tabla 2.1 y figura 4.3).

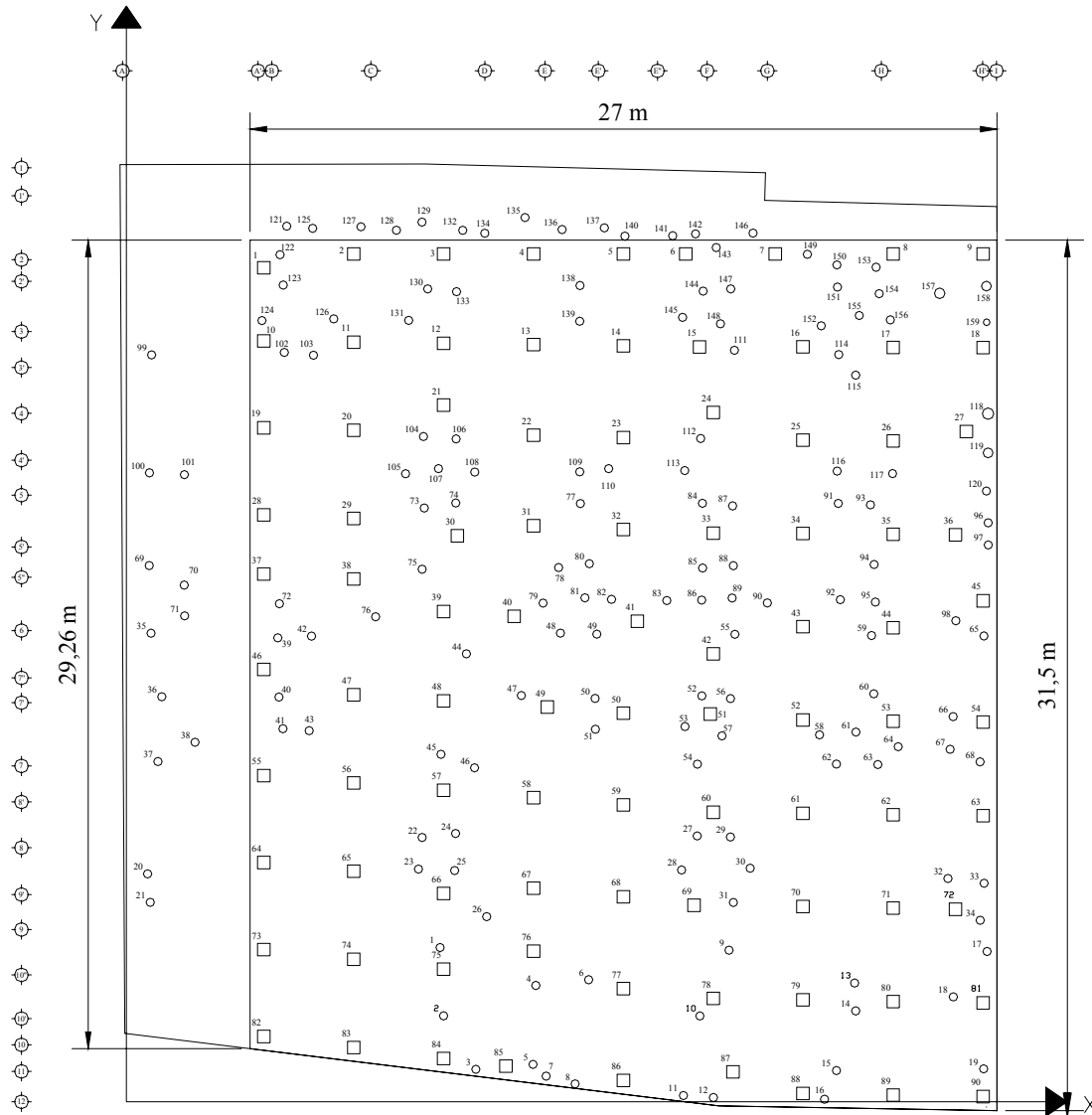


Figura 4.2: Cajón de cimentación con pilotes de fricción.

D_f	5.5 m
NAF	2.65 m
Sótano	2.1 m
$h_{cajón}$	3.4 m
$d_{losa superior}$	0.18 m
$d_{losa inferior}$	0.36 m
$h_{diafragma}$	2.86 m
q_{total}	12.555 t/m ²
$q_{efectivo}$	9.705 t/m ²

Tabla 4.1: Dimensiones y peso de la losa de cimentación.

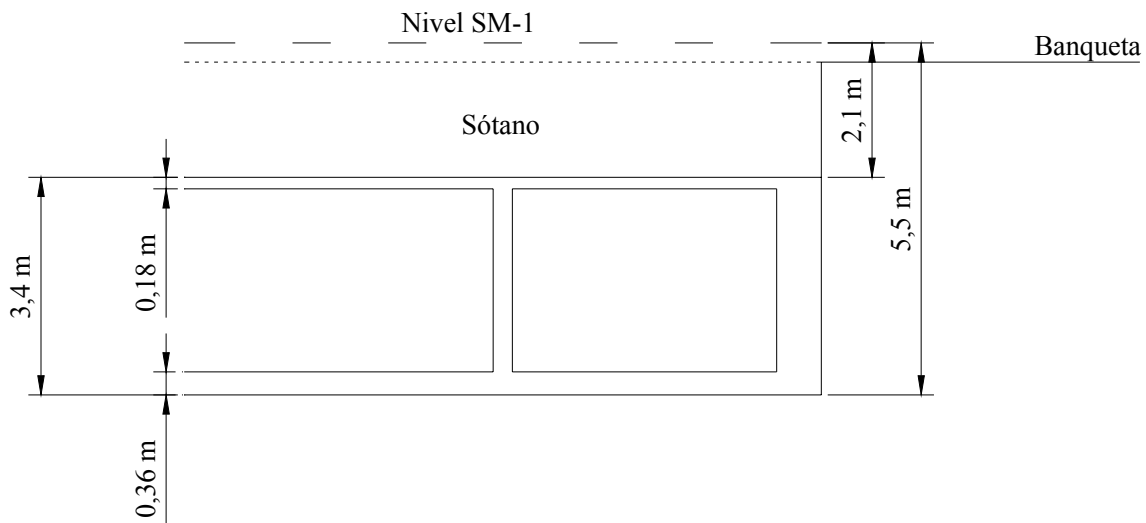


Figura 4.3: Nivel de la losa con respecto a SM-1.

4.3 Revisión por capacidad de carga:

4.3.1 *Elección de la teoría a utilizar:* En la literatura especializada, en el diseño de cimentaciones profundas, existen gran variedad de métodos para el cálculo de la capacidad de cimentaciones con pilotes de fricción. Dependiendo de la teoría seleccionada, se pueden encontrar métodos basados en esfuerzos totales (métodos α , tabla 4.2), en esfuerzos efectivos (métodos β , tabla 4.3) o en una combinación de ambos (método λ o una combinación de un método α y uno β).

En las tablas 4.2 y 4.3 se encuentran esbozados algunos de los métodos α y β más utilizados en la actualidad. De acuerdo con Bowles (1997), la preferencia por uno de estos métodos dependerá de la base de datos de éxito que se tenga en una locación específica.

En este proyecto se utilizarán las teorías propuestas por el doctor Leonardo Zeevaert, debido a que durante mucho tiempo éstas han demostrado predecir de forma muy aproximada el comportamiento de este tipo de cimentaciones en los suelos de la zona III en la Ciudad de México.

AUTORES	FORMULACIÓN
Tomlinson, 1957	$f_s = \alpha c_u$ De mediciones en campo, expresa la adherencia como una fracción de la resistencia no-drenada inalterada de la arcilla c_u ; tal fracción es el “factor de adherencia”, α . Los factores de α disminuyen conforme aumenta la rigidez en la arcilla, lo liso de la superficie, y para pilotes metálicos; éstos van de 1.0 en arcillas muy blandas (reporta valores extremos de 1.4 y 1.53) a 0.2 en arcillas muy duras.
Zeevaert, 1957 y 1973	$f_s = 0.3q_u$. q_u es la resistencia a la compresión no confinada en muestras inalteradas de arcilla en su condición original.
Hansbo y Jendebý, 1983	Sólo 70% de c_u . Suelo circundante en condición de fluencia.
Semple y Ridgen, 1984	$f_s = \alpha_1 L E c_u$ $\alpha_1 = 1$, para $\psi = \text{cociente de resistencia} = c_u/\sigma_v \leq 0.35$ $\alpha_1 = 0.365 - 1.392 \log \psi$, para $0.35 < \psi < 0.8$ $\alpha_1 = 0.5$, para $\psi \geq 0.8$ $LE = 1.0$, para $L/B \leq 50$; $L = \text{Largo de los pilotes}$ $LE = 2.34 - 0.789 \log(L/B)$, para $50 < L/B < 120$ $LE = 0.7$, para $L/B \geq 120$; $B = \text{Diámetro o ancho}$ $\sigma_v = \text{Esfuerzo efectivo vertical medio}$
Randolph y Murphy, 1979	$f_s = \alpha c_u$ $\alpha = 0.5[1/\psi]^{0.5}$, para $0 < \psi < 1$
API RP 2A, 2000	$f_s = \alpha L E c_u$ $\alpha = 0.5 \psi^{-0.5}$, para $\psi \leq 1$; $\alpha = 0.5 \psi^{-0.25}$, para $\psi > 1$ i) Arcillas de alta compresibilidad, CH NC: $\alpha = 1.0$ PC: $\alpha = 1.0$, pero $f_{m\acute{a}x} = \max[48 \text{ kPa}, c_u(\text{NC})]$ ii) Arcillas de mediana a baja compresibilidad, CL Para $c_u < 24 \text{ kPa}$, $\alpha = 1.0$ Si $24 < c_u < 72 \text{ kPa}$, $\alpha = 0.5 + (72 - c_u)(0.0104)$ Para $c_u > 72 \text{ kPa}$, $\alpha = 0.5$

Tabla 4.2: Métodos Alfa de diseño de pilotes de fricción en términos de esfuerzos totales (Mendoza, 2005).

4.3.2 *Teoría de Zeevaert:* Para determinar la capacidad de carga en pilotes de fricción desplazantes, como ya se dijo antes, se deben considerar varios factores que afectarán el comportamiento de éstos dentro de la masa de suelo. Zeevaert en sus teorías considera que la resistencia por fricción a lo largo del fuste del pilote depende de la pérdida en la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo provocada por el hincado del pilote, y la

posterior recuperación debida a la consolidación del material contra el fuste. También, se ha encontrado que el remoldeo total del material se produce a una distancia aproximada de $0.1r_o$ desde el fuste del pilote y dicho remoldeo continúa, en menor medida, hasta aproximadamente un diámetro (r_o es el radio del pilote).

AUTORES	FORMULACIÓN
	$\tau_s = K f(\delta) \sigma_v = \beta \sigma_v$ $K =$ cociente entre esfuerzos efectivos horizontal y vertical $\delta =$ ángulo de fricción en la interfaz suelo-pilote $\sigma_v =$ esfuerzo vertical efectivo
Zeevaert, 1973	$K = (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$ $f(\delta) = \tan \phi$ ϕ , obtenido en ensayos drenados con material remoldeado-reconsolidado
Burland, 1973	$K = 1 - \text{sen} \phi$ $f(\delta) = \tan \phi$ $\phi =$ ángulo efectivo de fricción interna
Kerisel, 1976	$K f(\delta) = (2 - \text{sen} \phi)(\text{sen} 2\phi) / 4 = \beta$
Meyerhof, 1976	Arcillas NC: $\beta = \text{Func}(L)$ Arcillas PC: $\beta = 1.5(1 - \text{sen} \phi) \tan \phi (CPC)^{0.5}$ $CPC =$ cociente de preconsolidación
Flaate y Selnes, 1977	$\tau_s = 0.4 (CPC)^{0.5} \mu_L \sigma_v$ $\mu_L = (L + 65.6) / (2L + 65.6)$, L en pies

Tabla 4.3: Métodos Beta de diseño de pilotes de fricción en términos de esfuerzos efectivos (Mendoza, 2005).

A partir de ensayos de carga se ha demostrado que, en pilotes con cargas inferiores a los valores últimos, el esfuerzo cortante asume un valor igual a una fracción de la resistencia última al esfuerzo cortante, proporcional a la rigidez del estrato de suelo. Por esto, es difícil, en suelos estratificados, determinar la distribución del esfuerzo cortante a lo largo del fuste del pilote para cargas inferiores a la última. Sin embargo, cuando el problema se considera como un problema de resistencia última al cortante, la distribución dada por dicha resistencia a lo largo del fuste puede ser estimada (Zeevaert, 1983).

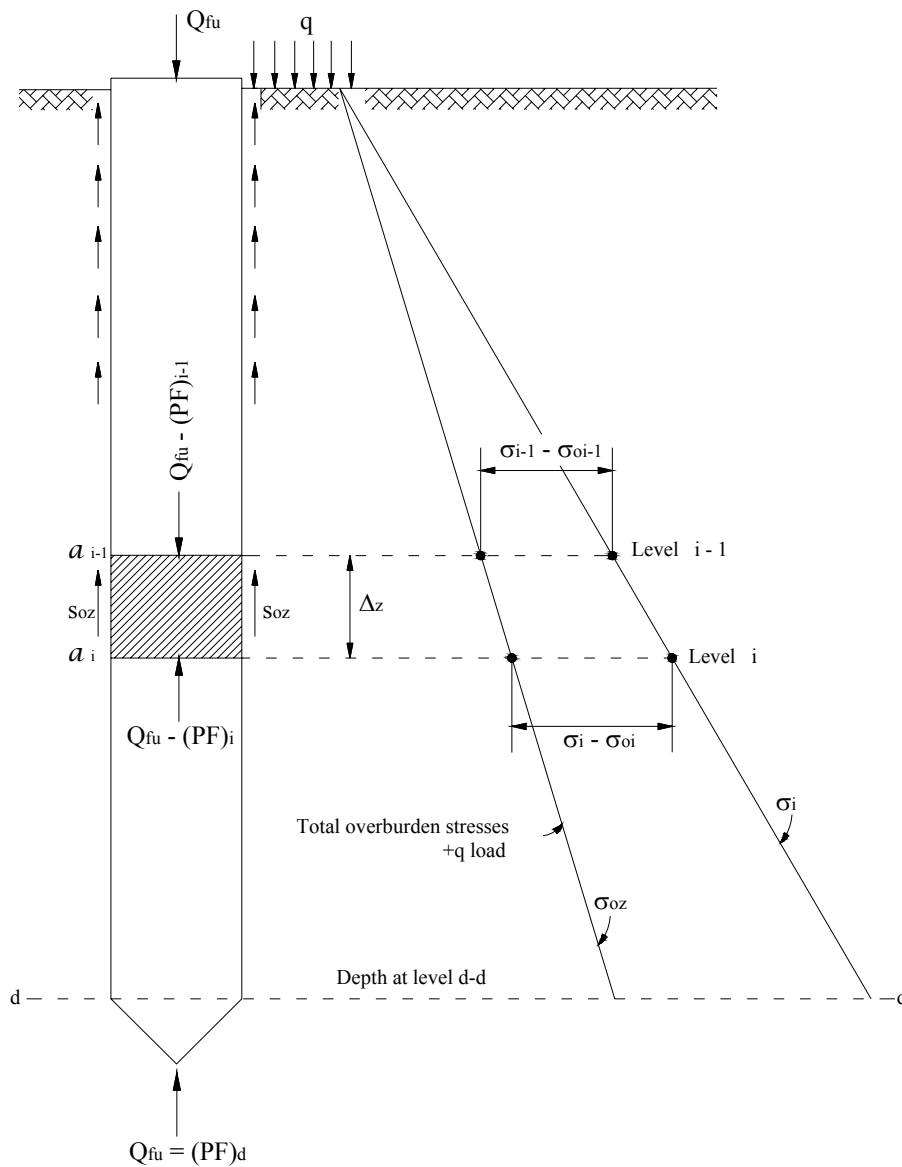


Figura 4.4: Incremento en el esfuerzo vertical debido a fricción positiva (Zeevaert, 1983).

Al momento de calcular la capacidad de carga en pilotes de fricción, se considera que dichos pilotes son sostenidos por el suelo por medio de la fricción que se desarrolla a lo largo de su fuste, la cual al mismo tiempo, generará un incremento en el esfuerzo vertical en el suelo circundante (Figura 4.4).

Durante el proceso de excavación, como ya se ha mencionado, el suelo pierde su resistencia natural y se desarrollan altos excesos de presión de poro, los cuales se disipan tan pronto el

agua fluye al suelo circundante. Un delgado anillo de suelo remodelado alrededor del pilote se consolida y el suelo ganará resistencia de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$s_{oz} = c_z + \sigma_{hz} \tan \phi_r \quad (4.3)$$

En donde c_z es la cohesión del material a la profundidad z ; σ_{hz} es el esfuerzo efectivo horizontal a la misma profundidad, el cual produce la consolidación; $\tan \phi_r$ es un factor de proporcionalidad que mide la tasa con que el suelo gana resistencia al esfuerzo cortante a medida que el suelo se consolida; y ϕ_r es el ángulo de fricción remodelado.

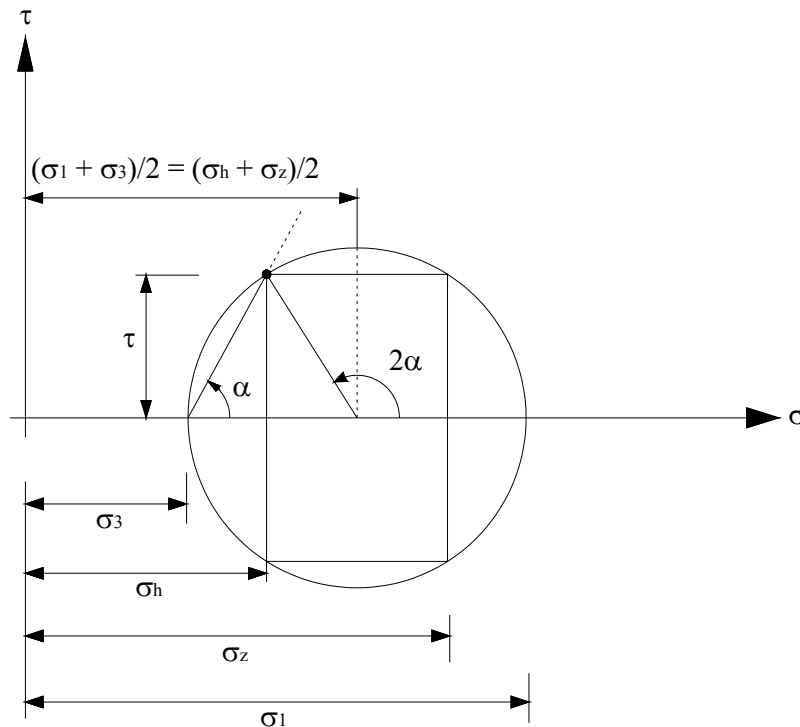


Figura 4.5: Círculo de esfuerzos de Mohr.

A partir de la condición última del estado de esfuerzos de Coulomb-Mohr (figura 4.5) se puede decir que:

$$\sigma_h = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(180^\circ - 2\alpha) \quad (4.4)$$

$$\sigma_z = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(2\alpha) \quad (4.5)$$

Relacionando 4.4 y 4.5 se obtiene que:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_z} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \cos(2\alpha)}{(\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos(2\alpha)} \quad (4.6)$$

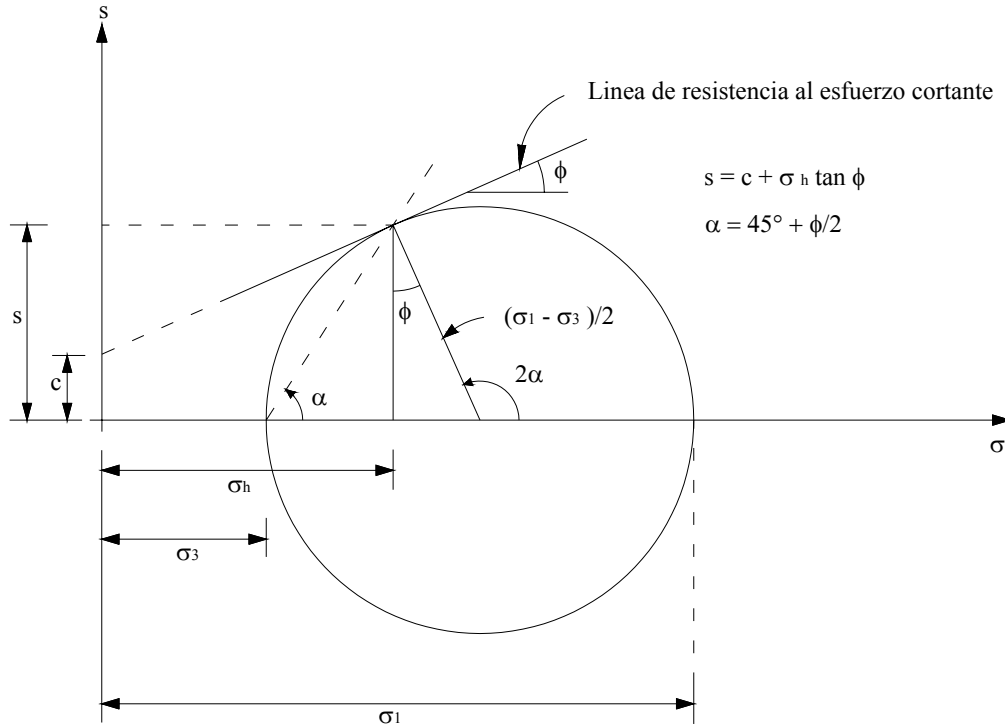


Figura 4.6: Criterio de falla de Coulomb-Mohr.

A partir del círculo de esfuerzos últimos (figura 4.6) se obtiene que $2\alpha = \phi_r + (\pi/2)$, $\text{sen}(\phi_r) = \cos(2\alpha)$ y sabiendo que $\text{sen}(\phi_r) = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)$, la ecuación 4.6 queda de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_z} = \frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} = \frac{1}{\bar{N}_\phi} \quad (4.7)$$

Reemplazando 4.7 en 4.3:

$$s_{oz} = c_z + \left(\frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} \tan \phi_r \right) \sigma_z$$

$$s_{oz} = c_z + K_{\phi_z} \sigma_z \quad (4.8)$$

Donde $K_\phi = \tan \phi_r / \bar{N}_\phi$. Este valor de K_ϕ equivale al valor de β en los métodos β (tabla 4.3). Al graficar β para diferentes valores de ϕ y en diferentes teorías (figura 4.7), se observa que los valores de β caen entre 0.25 y 0.35, aproximadamente. A partir de ensayos drenados, realizados en la cámara Holandesa en arcillas remoldeadas de la Ciudad de México, Zeevaert encontró que ϕ_r es aproximadamente igual a 26° , el cual equivale a un $K_\phi \approx 0.33$.

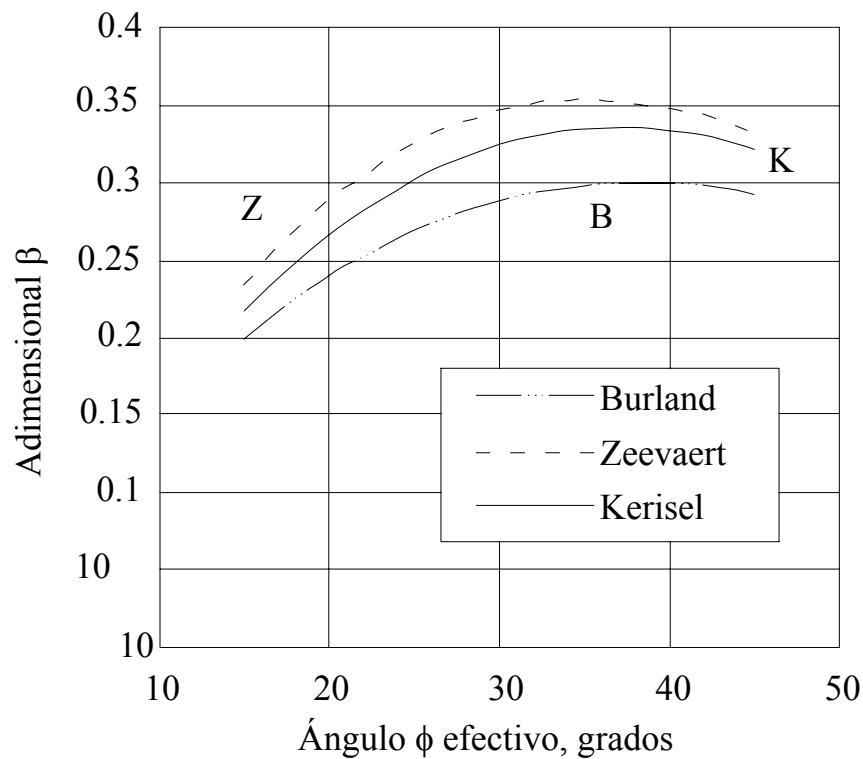


Figura 4.7: Término β , según tres diferentes teorías (Mendoza, 2005).

Partiendo entonces de la ecuación 4.8 y la figura 4.4, obtenemos que la resistencia al cortante media en el elemento Δz , a cualquier profundidad z , es igual a:

$$s_{oi} = c'_i + K_{\phi z} \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \tag{4.9}$$

La resistencia última transmitida a la masa de suelo es:

$$(\sigma_i - \sigma_{oi})\bar{a}_i - (\sigma_{i-1} - \sigma_{oi-1})\bar{a}_{i-1} = \bar{\omega}s_{oi}\Delta z_i \quad (4.10)$$

Y la fricción positiva y su interacción con los esfuerzos verticales esta dada por:

$$(PF)_{i-1} = (\sigma_{i-1} - \sigma_{oi-1})\bar{a}_{i-1} \quad (4.11)$$

y

$$(PF)_i = (\sigma_i - \sigma_{oi})\bar{a}_i \quad (4.12)$$

Para la ecuación 4.10, $\bar{\omega} = 2\pi\bar{r}_o$ es el perímetro del pilote; mientras que para las ecuaciones 4.10, 4.11 y 4.12, a_i es el área tributaria efectiva a la profundidad i , la cual se determina de acuerdo con lo explicado en el numeral 4.3.4. Ahora, definiendo a $\pi\bar{r}_oK_\phi = m_i$ para determinar σ_i , e iniciando la integración a una profundidad de $z = 0$, en donde las condiciones de frontera son $(PF)_{i-1} = 0$, $\sigma_{i-1} = \sigma_{oi-1} = q$ (figura 4.4), se obtiene la siguiente ecuación:

$$\sigma_i = \frac{(PF)_{i-1} + \sigma_{oi}\bar{a}_i + (\bar{\omega}c'_i + m_i\sigma_{i-1})\Delta z_i}{\bar{a}_i - m_i\Delta z_i} \quad (4.13)$$

A partir de esta ecuación se obtiene el valor de σ_i , se reemplaza en la ecuación 4.12 en donde se obtiene $(PF)_i$ el cual se substituye en 4.13 para determinar σ_{i+1} y $(PF)_{i+1}$, respectivamente. Este proceso se repite hasta alcanzar la integración numérica completa hasta la punta del pilote, donde $(PF)_d = Q_{fu}$. Es importante aclarar que el valor de \bar{r}_o utilizado para determinar m_i y $\bar{\omega}$, es un radio equivalente ya que los pilotes en este caso son de forma cuadrada, dicho radio se obtiene igualando el perímetro de un círculo con el de un cuadrado: $2\pi\bar{r}_{eq} = 4L$.

Cabe mencionar que para los pilotes de fricción positiva, la resistencia al esfuerzo cortante ganada por consolidación puede alcanzar un valor mayor que la resistencia inalterada del suelo, a cierta profundidad.

Debido a esto, Zeevaert realizó pruebas en muestras de arcilla inalteradas obtenidas por medio de pozos a cielo abierto, cerca del fuste de viejos pilotes hincados. De estas investigaciones se concluyó lo siguiente:

a) Se observó, cerca del fuste del pilote, una delgada capa perfectamente remoldeada y reconsolidada que no excedía una distancia de aproximadamente el 10% del radio del pilote, la cual incrementaba su resistencia de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$s_{oz} = K_{\phi} \sigma_{oz} \quad (4.14)$$

b) El contenido de agua a una distancia mayor a $1.05r_o$ permaneció prácticamente constante, mostrando que sólo hay un pequeño cambio volumétrico.

c) La resistencia al esfuerzo cortante natural de la arcilla se ve afectada por el hincado de los pilotes hasta una distancia de 1 diámetro a partir del fuste. Cerca de éste, dicha resistencia se ve reducida en un 60% aproximadamente, encontrándose su valor mínimo para $\bar{r}_o = 1.1r_o$ a partir del centro del pilote.

En consecuencia, se puede decir lo siguiente:

$$\begin{aligned} s_{oz} &= 0.6c_{uz} \\ &0 \\ s_{oz} &= 0.3q_{uz} \end{aligned} \quad (4.15)$$

Si se estudia con detenimiento la reducción del 60% que propone Zeevaert en la resistencia no-drenada de la arcilla aunado al aumento del 10% del radio del pilote, obtenemos un valor de $\alpha = 0.66$. Para todo fin práctico, esta reducción es casi la misma propuesta por Hansbo y Jendeby (tabla 4.2) que es del 70% (Mendoza, 2005).

El valor de $s_{oz} = c_z = 0.3q_u$, que representa la resistencia al cortante del estrato, cerca al fuste del pilote, se puede introducir en la ecuación 4.13, para realizar el cálculo de la

fricción positiva. En este caso, el valor de K_ϕ se puede considerar igual a cero y dicha ecuación quedará de la siguiente forma:

$$\sigma_i = \sigma_{oi} + \frac{(PF)_{i-1} + \bar{\omega}c_i\Delta z_i}{\bar{a}_i} \quad (4.16)$$

A partir de las ecuaciones 4.12 y 4.16:

$$(PF)_i = \bar{\omega}c_i\Delta z_i + (PF)_{i-1} \quad (4.17)$$

Y finalmente:

$$(PF)_i = \bar{\omega} \sum_0^d c_i \Delta z_i \quad (4.18)$$

Ahora, sabiendo que el incremento de la resistencia se da de acuerdo con la ecuación 4.14, en la ecuación 4.13 el término c'_i se puede asumir igual a cero, de donde:

$$\sigma_i = \frac{(PF)_{i-1} + \sigma_{oi}\bar{a}_i + m_i\sigma_{i-1}\Delta z_i}{\bar{a}_i - m_i\Delta z_i}$$

Al reacomodar términos obtenemos:

$$\sigma_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i\Delta z_i} \sigma_{oi} + \frac{m_i\Delta z_i}{\bar{a}_i - m_i\Delta z_i} \sigma_{i-1} + \frac{1}{\bar{a}_i - m_i\Delta z_i} (PF)_{i-1} \quad (4.19)$$

Definiendo como:

$$\bar{A}_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i\Delta z_i}, \quad \bar{B}_i = \frac{m_i\Delta z_i}{\bar{a}_i - m_i\Delta z_i}, \quad \bar{C}_i = \frac{1}{\bar{a}_i - m_i\Delta z_i} \quad (4.20)$$

Podemos decir que la fricción positiva y los esfuerzos generados por ésta en la masa de suelo se pueden obtener mediante el siguiente algoritmo:

$$\sigma_i = \bar{A}_i\sigma_{oi} + \bar{B}_i\sigma_{i-1} + \bar{C}_i(PF)_{i-1} \quad (4.21)$$

y

$$(PF)_i = (\sigma_i - \sigma_{oi})\bar{a}_i$$

Entonces, para determinar la carga por fricción última en la que un pilote de fricción empieza a ceder, es necesario investigar el valor mínimo de la resistencia al cortante cerca al fuste del pilote, por medio de las ecuaciones 4.14 y 4.15. Se tiene entonces, que la formula 4.17 se utiliza a partir de una profundidad z_o y hacia abajo cuando:

$$0.3q_{uz_o} \bar{\omega}_1 \leq K_\phi \sigma_{z_o} \bar{\omega}_2 \tag{4.22}$$

Cuando esto no ocurre, se utiliza el algoritmo paso a paso presentado en 4.21.

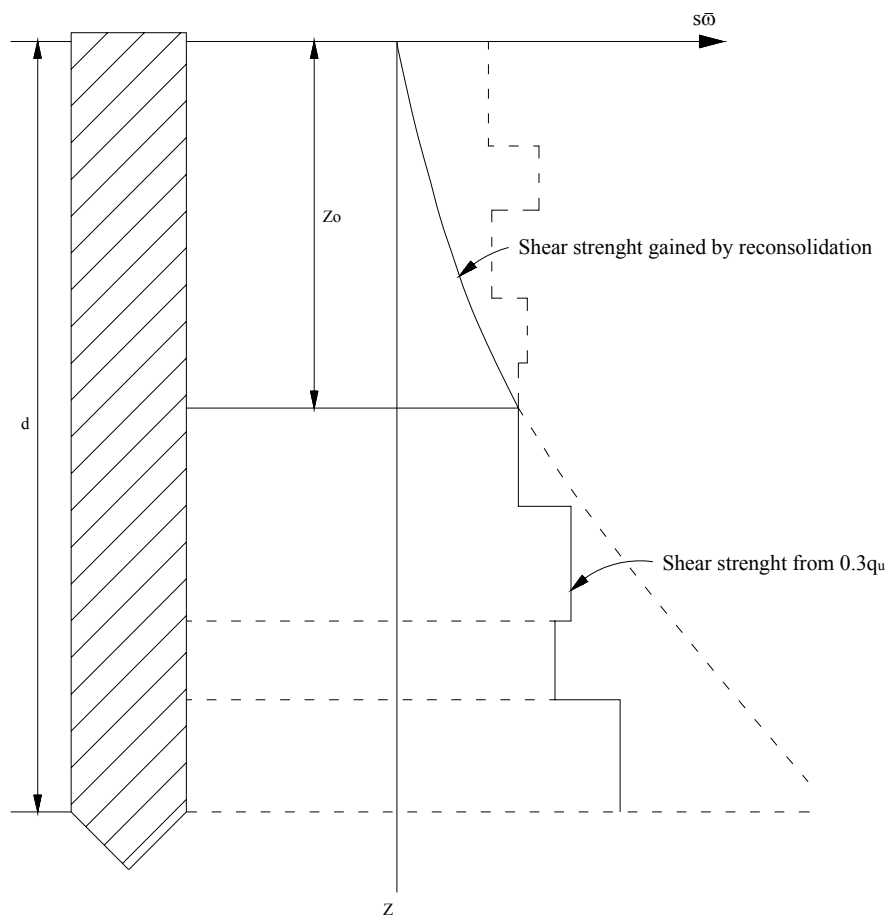


Figura 4.8: Distribución de la resistencia al esfuerzo cortante en arcillas a lo largo del fuste del pilote (Zeevaert, 1983).

La distribución de esfuerzos efectivos a lo largo del fuste del pilote, para pilotes que presentan las condiciones descritas antes, se puede ver en la figura 4.8. La parte superior corresponde a la resistencia ganada por reconsolidación del suelo luego del hincado del

pilote, de acuerdo con el concepto dado en 4.14; en la parte inferior del pilote, el suelo se considera con su resistencia al cortante natural parcialmente alterada, de acuerdo con el concepto presentado en 4.15.

Para determinar la capacidad de carga última de un pilote, en arcillas sensitivas de muy alta compresibilidad, la resistencia de punta es despreciable; sin embargo, ésta se puede estimar bajo condiciones de flujo plástico como:

$$Q_{pu} = a_p \cdot \sigma_b \quad (4.23)$$

Donde σ_b es el esfuerzo crítico del suelo al nivel de la punta del pilote, y a_p es el área de la sección transversal de la punta del pilote.

Finalmente, la capacidad de carga última del pilote se calcula como:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu} - W_p \quad (4.24)$$

Donde:

Q_{fu} : fricción positiva en la punta del pilote, $(PF)_d$.

Q_{pu} : capacidad de carga por punta.

W_p : peso del pilote.

4.3.3 Cambio de esfuerzos en la masa de suelo: Al igual que en las cimentaciones compensadas, el comportamiento de las cimentaciones compensadas con pilotes de fricción es controlado por los cambios de esfuerzos en la fase sólida. Dichos cambios se pueden dividir en dos etapas principales, los producidos durante la excavación y los debidos a la replicación de cargas.

4.3.3.1 Etapa de excavación: En los casos en los que se tienen que realizar excavaciones profundas para un edificio, la expansión que se presenta debido a ésta, podría llegar a ser un factor crítico si llegara a tomar un valor demasiado grande. Si se asume una cimentación

compensada con pilotes de fricción (figura 4.9), en la que se requiere una excavación profunda, la cual se realizará en una sola etapa (capítulo 7); el primer paso que se debe llevar a cabo es el hincado de los pilotes. Llamando a la liberación de esfuerzos $[\Delta\sigma_{ex}]$, se puede decir que en el suelo se presentará una expansión, la cual, sin embargo, estará restringida por los pilotes de fricción que trabajarán a tensión, lo cual ayuda a conservar gran parte de la condición de preesfuerzo de la masa de suelo, lo que produce una menor liberación de esfuerzos.

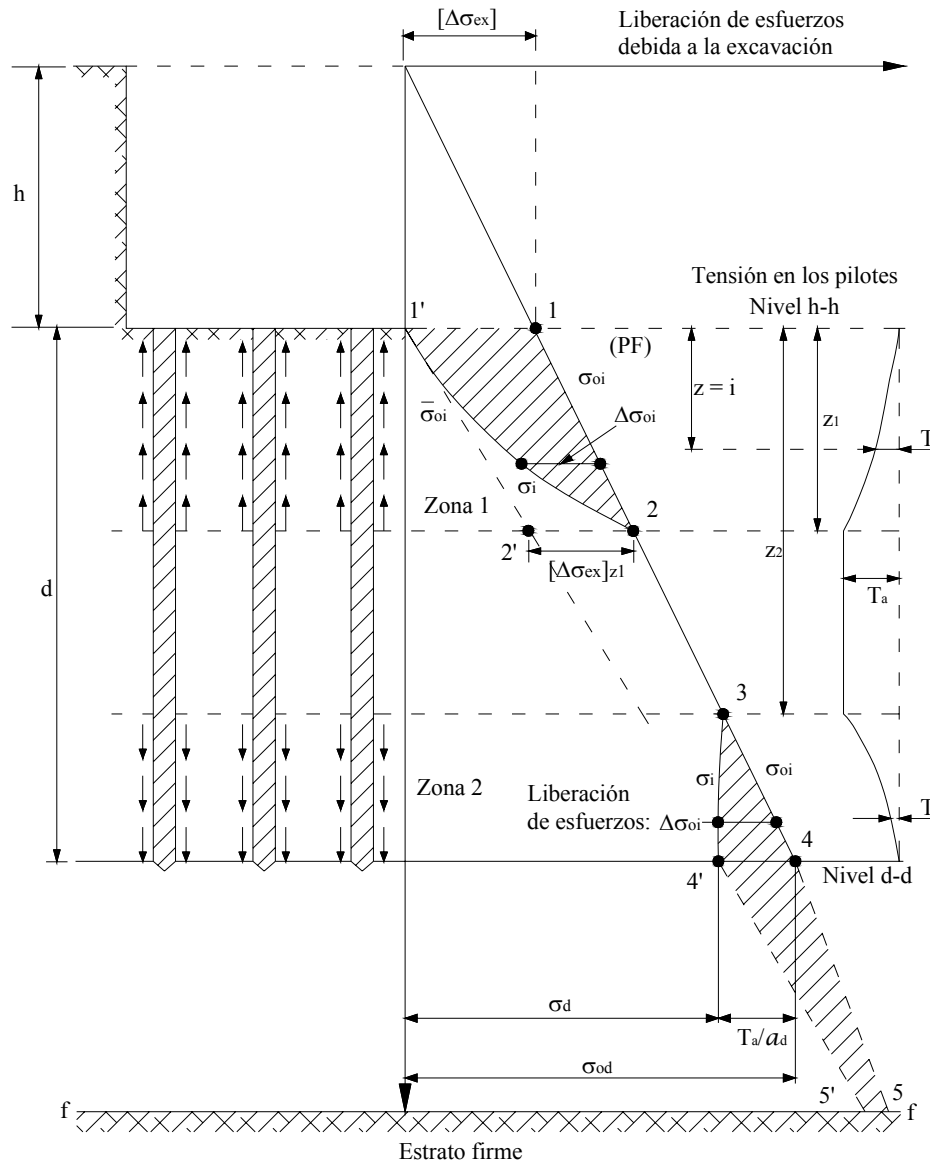


Figura 4.9: Liberación de esfuerzos en la masa de suelo dentro de un campo de pilotes.

Debido a la respuesta de las fuerzas producidas por la expansión del suelo, la parte superior de los pilotes es tirada hacia arriba movilizándose fricción en el fuste hasta que se alcanza equilibrio estático a la profundidad z_1 (figura 4.9). Para determinar los esfuerzos residuales en la masa de suelo se puede utilizar el algoritmo presentado en las ecuaciones 4.18, 4.21 y 4.22.

La liberación de esfuerzos a cualquier profundidad es $\Delta\sigma_{oi} = (\sigma_{oi} - \sigma_i)$. La integración, para los algoritmos mencionados, se realiza a partir del nivel de desplante $h-h$, donde, para $z = 0$, la fricción total en el campo de pilotes es $(PF)_{i-1} = 0$ y $\bar{\sigma}_{oi-1} = \sigma_{oi-1} - [\Delta\sigma_{ex}]_{i-1}$. El valor de $\bar{\sigma}_{oi-1}$ se determina tomando en cuenta el incremento de esfuerzos debido al bombeo, en los casos donde éste se aplique, y la liberación de esfuerzos, sin tomar en cuenta los pilotes, debida a la excavación. Dicha liberación se calcula a partir de las influencias obtenidas por medio de un método adecuado, por ejemplo el método de Damy explicado en el apéndice C.

La carga de tensión en los pilotes es igual a la fricción positiva generada en el nivel z_1 , de donde:

$$T_a = (PF)_2 = (\sigma_{o2} - \bar{\sigma}_{o2})\bar{a}_2 = [\Delta\sigma_{ex}]_{z_1} \cdot \bar{a}_2 \quad (4.25)$$

En la cabeza de los pilotes $T_{i-1} = 0$ y a $z = z_1$, $T_i = T_a$ (figura 4.9). Para cualquier otra profundidad, $0 < z < z_1$, $T_i = (PF)_i$.

La fuerza de tensión T_a tiene que ser balanceada en la parte inferior del pilote por fricción negativa en el fuste a partir de la profundidad z_2 y hasta el nivel $d-d$ (figura 4.9).

Para realizar el cálculo de la fricción negativa, al igual que en la fricción positiva, se puede decir que el suelo gana resistencia por reconsolidación alrededor del pilote, de acuerdo con la ecuación 4.14.

En la figura 4.10 se representan los esfuerzos efectivos inducidos por la fricción negativa en un elemento Δz_i en el sistema suelo-pilote a una profundidad z . A partir de ésta, podemos decir que la ecuación de equilibrio es:

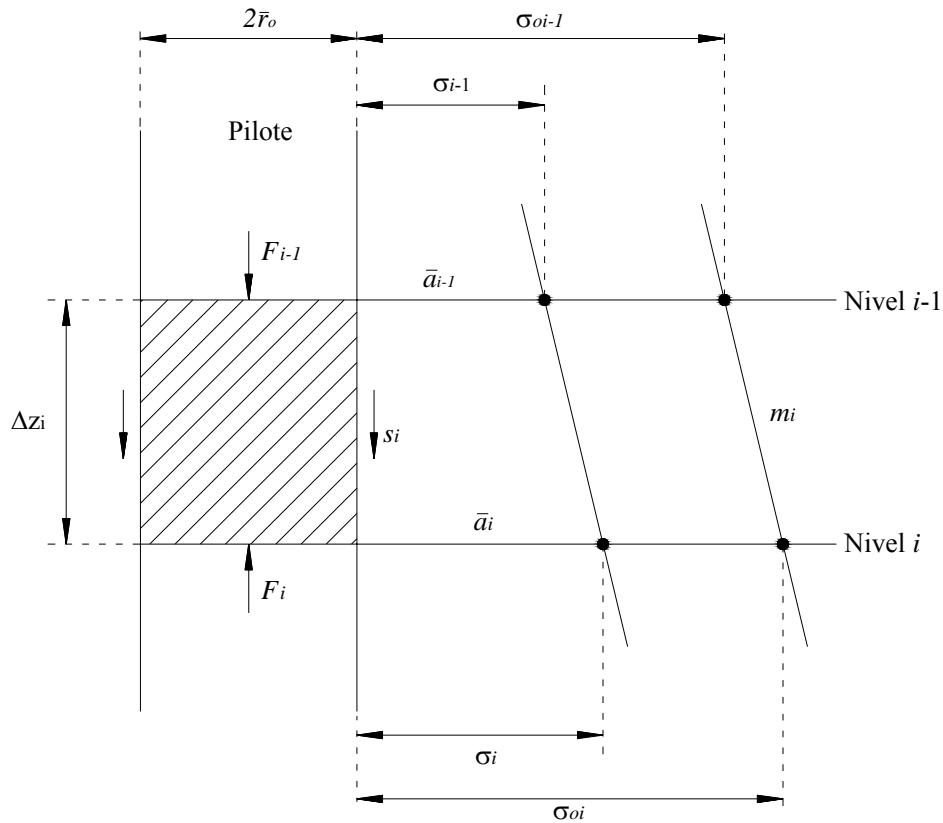


Figura 4.10: Esfuerzos efectivos en el fuste del pilote para determinar algoritmos de fricción negativa.

$$(\sigma_{oi} - \sigma_i) \bar{a}_i - (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1} = \bar{\omega} s_{oi} \Delta z_i \quad (4.26)$$

Sabiendo que el valor de la resistencia al cortante media en el fuste del pilote a cualquier profundidad $z = i$ es:

$$s_{oi} = K_{\phi i} \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \quad (4.27)$$

Que la fricción negativa y su interacción con los esfuerzos verticales está dada por:

$$(NF)_{i-1} = (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1} \quad (4.28)$$

y

$$(NF)_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \bar{a}_i \quad (4.29)$$

Y realizando la integración a partir de la punta del pilote hacia arriba, en donde las condiciones de frontera NF_i , σ_{oi} y σ_i son conocidas, y los valores de m_i y \bar{a}_i tienen el mismo significado que en el caso de fricción positiva tratado antes, se obtiene:

$$\sigma_{i-1} = \frac{\sigma_{oi-1} \bar{a}_{i-1} - [(NF)_i - m_i \sigma_i \Delta z_i]}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta z_i}$$

Al reacomodar términos obtenemos:

$$\sigma_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta z_i} \sigma_{oi-1} + \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta z_i} \sigma_i + \frac{1}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta z_i} (NF)_i \quad (4.30)$$

Definiendo como:

$$\bar{A}_{i-1} = \frac{\bar{a}_{i-1}}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta z_i}, \bar{B}_{i-1} = \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta z_i}, \bar{C}_{i-1} = \frac{1}{\bar{a}_{i-1} - m_i \Delta z_i} \quad (4.31)$$

Podemos entonces decir que la fricción negativa y los esfuerzos generados por ésta en la masa de suelo se pueden obtener mediante el siguiente algoritmo:

$$\begin{aligned} \sigma_{i-1} &= \bar{A}_{i-1} \sigma_{oi-1} + \bar{B}_{i-1} \sigma_i - \bar{C}_{i-1} (NF)_i \\ &\text{y} \\ (NF)_{i-1} &= (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1} \end{aligned} \quad (4.32)$$

Ahora, para el caso específico presentado en la figura 4.9, las condiciones de frontera son $(NF)_d = T_a$, $\sigma_d = \sigma_{od} - T_a/\bar{a}_d$. El proceso de integración se realiza de abajo hacia arriba hasta que se alcance el nivel z_2 , donde $(NF)_{i-1} = 0$ y $T_i = T_a$. La liberación de esfuerzos para cualquier profundidad, $z_2 < z < d$ en el suelo debida a esta acción es $\Delta \sigma_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i)$ y la tensión en el pilote es $T_i = T_a - (NF)_i$.

Por último, a partir de la figura 4.9, tenemos que la nueva distribución de esfuerzos debida al bombeo y la excavación es la curva 1'-2-3-4'-5', en la que la liberación de esfuerzos de 4' a 5', se calcula, como ya se ha dicho, a partir de las influencias obtenidas por medio de un método adecuado, por ejemplo el método de Damy explicado apéndice C.

4.3.3.2 Etapa de recarga: Luego de que se ha realizado la excavación, se da comienzo a la construcción de la estructura, etapa para la cual se obtendrá una nueva distribución de esfuerzos en la masa de suelo, por lo que, a los esfuerzos representados por 1'-2-3-4'-5' en la figura 4.9, de ahora en adelante se les llamará $\bar{\sigma}_{oi}$. A medida que se comienza la aplicación gradual de la carga de la edificación, los pilotes empiezan a tomar estas cargas por fricción positiva. La fricción negativa que actúa en la parte inferior de los pilotes y la tensión T_a , serán revertidas hasta que sean canceladas, cuando la carga en éstos alcanza el valor $[\Delta\sigma_{ex}] \cdot \bar{a}$. En este momento, la parte 3-4'-5' (figura 4.9) regresa a la distribución de esfuerzos original 3-4-5.

Ahora, al continuar con la aplicación gradual de la carga, los pilotes seguirán tomando ésta hasta que alcancen su resistencia última, momento en el que el cajón empezará a tomar la carga restante q_a (figura 4.11). Como se puede ver a partir de las figuras 4.9 y 4.11, en la parte superior de los pilotes (nivel $h-h$ a nivel z_1) no se presentarán esfuerzos de recompresión, ni de compresión neta, debido a que en el momento de excavar, dichos pilotes empiezan a trabajar bajo fricción positiva, por lo que cuando se realiza la recarga, esta zona no tomará más carga, sino que ésta será tomada a partir del nivel z_1 y hasta la punta de los pilotes. Para cimentaciones semicompensadas con pilotes de fricción, como el caso acá tratado, los esfuerzos de compresión neta que se presentarán estarán a partir de la profundidad z_1 , mientras que los de recompresión empezarán a partir de z_2 (figura 4.11).

Por lo anterior, los asentamientos debidos a recompresión y compresión neta de los estratos altamente compresibles de la parte superior del depósito de suelo, son eliminados con este método. Debido a que en la naturaleza, los depósitos menos compresibles se encuentran, generalmente, a mayor profundidad, se puede decir que las cimentaciones compensadas con

pilotes de fricción dan, para la misma carga, asentamientos considerablemente menores que las cimentaciones compensadas sin pilotes de fricción.

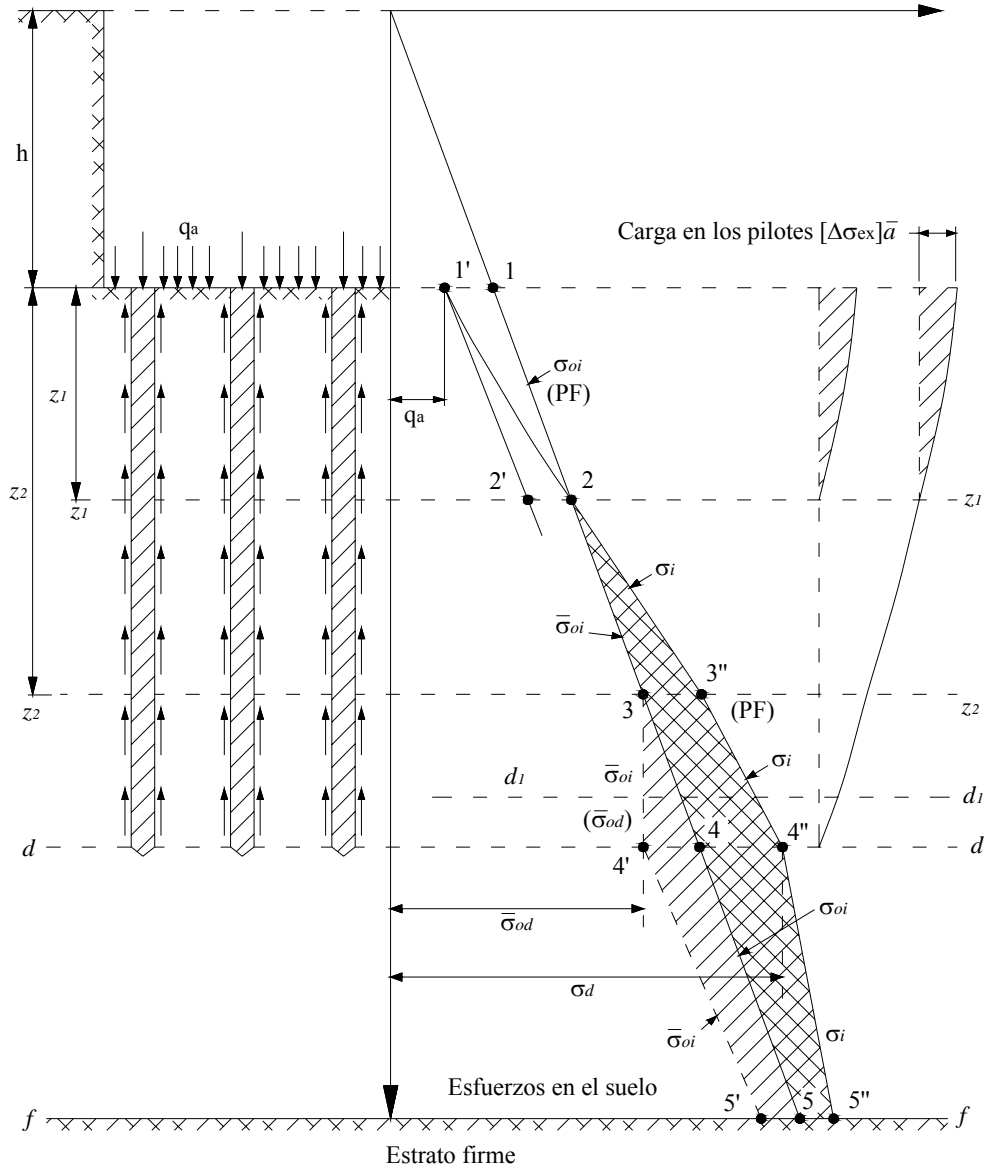


Figura 4.11: Esfuerzos en la masa de suelo para una cimentación compensada con pilotes de fricción.

Debido a que para este tipo de cimentaciones se permite que los pilotes tomen cierta parte de la carga, y el resto es tomado por el suelo a través del cajón de cimentación, es importante determinar qué parte de la carga toman los pilotes y qué parte el suelo; lo cual se hace mediante la relación de carga pilote-suelo R_q .

$$R_q = \frac{Q_u}{q_a \cdot A_{\text{cajón}}} \quad (4.33)$$

Donde Q_u es la carga en los pilotes, q_a la carga por unidad de área en el cajón y $A_{\text{cajón}}$ el área del cajón de cimentación. En la práctica, para cimentaciones compensadas con pilotes de fricción, los mejores resultados se han obtenido cuando $1 < R_q < 4$ (Zeevaert, 1983).

Por último, para determinar la capacidad de carga de los pilotes y los esfuerzos residuales en la masa de suelo se puede utilizar el algoritmo presentado en las ecuaciones 4.18, 4.21 y 4.22.

4.3.4 Áreas tributarias: Cuando se utilizan pilotes, ya sea en grupos pequeños o grandes, el problema involucra el área tributaria efectiva, la cual es función de la profundidad y la distribución de los pilotes. El área tributaria es utilizada en las ecuaciones anteriores para obtener mayor precisión al calcular, tanto la fricción positiva como la negativa, en pilotes interiores, de borde y de esquina. A continuación se presentan las ecuaciones obtenidas por Zeevaert para el cálculo del área tributaria, a partir de un análisis de fricción negativa, pero se debe tener presente que dichas ecuaciones también son validas para la fricción positiva.

La liberación en el esfuerzo efectivo de sobrecarga $\Delta\sigma_z$, debida a la fricción negativa, es mayor en el fuste del pilote que su valor promedio, y su magnitud es función de la profundidad y el espaciamiento entre los pilotes. Para un área tributaria constante $\bar{a}_o = \lambda \cdot \beta$, donde λ y β definen el espaciamiento del pilote, se puede obtener una liberación del esfuerzo vertical promedio $\Delta\sigma_{za} = \sigma_{oz} - \sigma_z$ definida como $\Delta\sigma_{za} = (NF)_d / \bar{a}_o$ (figura 4.12). Sin embargo, el esfuerzo en el fuste del pilote es función de la influencia de cada pilote del grupo y debe ser considerada en los cálculos. De la figura 4.12 se puede establecer que si $\sum_o^n [\Delta\sigma_{zo}] = \Delta\bar{\sigma}_{zo}$ representa el cambio del esfuerzo efectivo vertical total en el fuste del pilote O, debido al efecto de todos los pilotes del grupo, incluido el pilote en estudio, se puede escribir:

$$\Delta\bar{\sigma}_{oz} = \alpha_{zo} \cdot \Delta\sigma_{za} \quad (4.34)$$

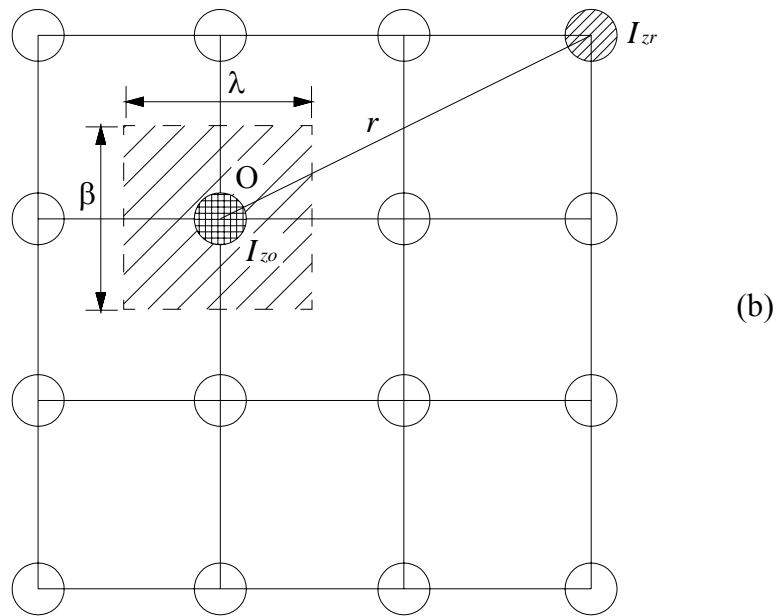
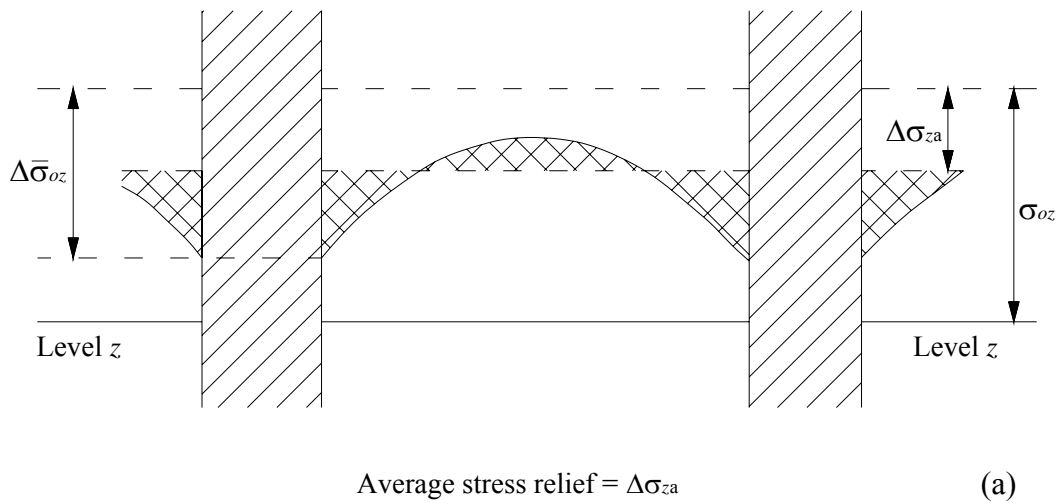


Figura 4.12: Influencia de un grupo de pilotes, en un pilote O dentro del grupo (Zeevaert, 1983).

Donde α_{zo} es un factor de corrección, función de la profundidad estudiada en el pilote O, el cual es usado para obtener, a partir de la liberación media de esfuerzos $\Delta\sigma_{za}$, la liberación de esfuerzos en el fuste del mismo. Si denominamos a \bar{a}_{ez} el área tributaria efectiva, se puede establecer la siguiente relación:

$$\bar{a}_{ez} \cdot \sum_1^n [\Delta\sigma_{oz}] = \Delta\sigma_{za} \cdot \bar{a}_o \tag{4.35}$$

De donde:

$$\alpha_{zo} = \frac{\bar{a}_o}{\bar{a}_{ez}} \tag{4.36}$$

Ahora, si se estima el valor $\Delta\sigma_{zo} / \Delta\sigma_{za}$, entonces se puede obtener un valor aproximado de \bar{a}_{ez} para cualquier profundidad z .

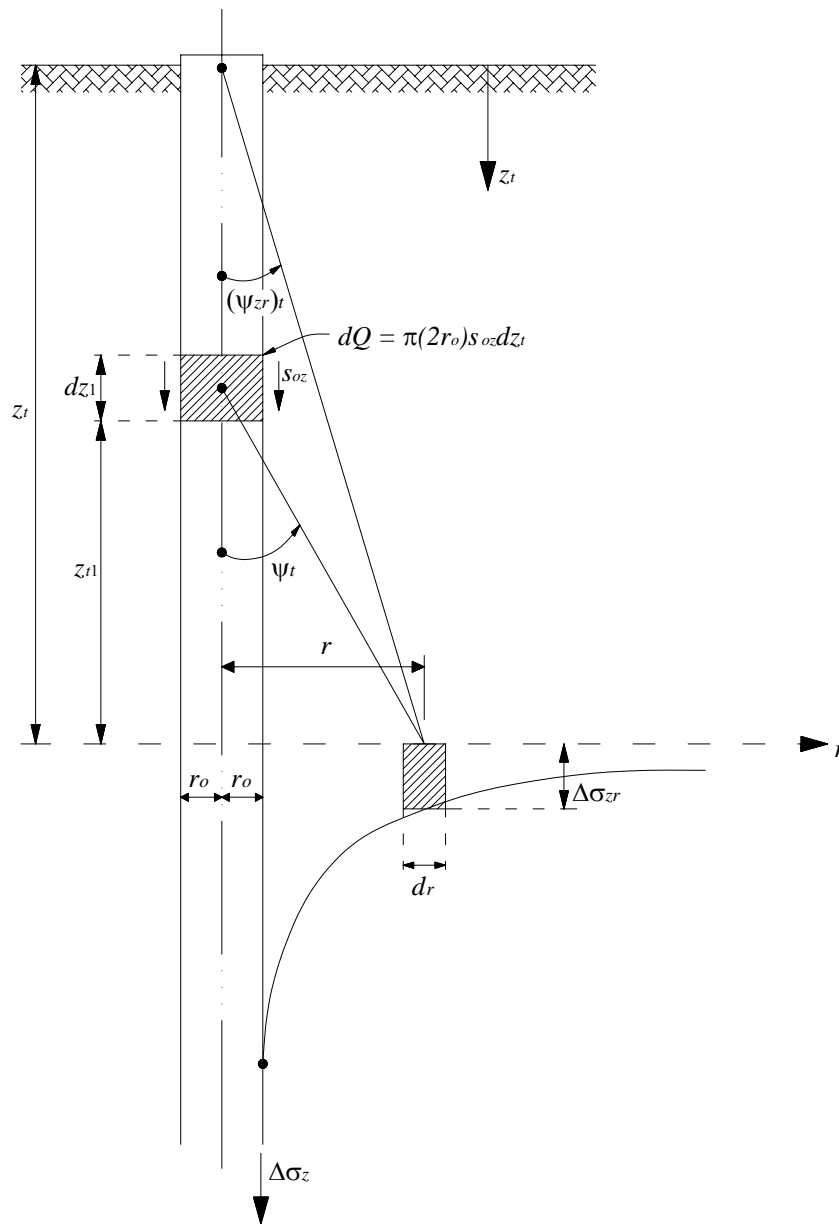


Figura 4.13: Reducción del esfuerzo vertical debido a fricción en el fuste del pilote (Zeevaert, 1983).

Entonces, a partir de este resultado, el primer paso será calcular un valor aproximado de $\Delta\sigma_{zo}$ en el fuste de un pilote aislado. Considérese una pila o pilote sometido a fricción negativa NF (figura 4.13). La reducción del esfuerzo efectivo $d(\Delta\sigma_{zr})$, a una distancia r , a partir del centro del pilote en un plano horizontal a una profundidad z debido a la carga elemental $Q = \bar{\omega}s_{oz} dz$, se puede calcular aproximadamente, si se asume la distribución de esfuerzos de Westergaard en el suelo:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{z_t^2} \left\{ \frac{1}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z_t}\right)^2} \right]^{3/2} \right\} = \frac{\chi Q}{2\pi z_t^2} \cos^{\chi+2} \psi, \quad \text{con } \chi = 1 \quad (4.37)$$

de donde se obtiene:

$$d(\Delta\sigma_{zr}) = -\frac{1}{2\pi} \frac{\bar{\omega}s_{oz} \cdot dz_t}{z_t^2} \cos^3 \psi_t \quad (4.38)$$

donde $z_t = k_w \cdot z$ y ψ_t corresponden a una transformación lineal de la coordenada vertical donde el factor es $k_w = 1/\sqrt{2}$. Por lo tanto, el esfuerzo a una profundidad z_t en el sistema de coordenadas transformado, a una distancia radial r a partir del centro del pilote es:

$$\Delta\sigma_{zr} = -r_o \int_0^z s_{oz} \frac{\cos^3 \psi_t}{z_t^2} dz_t \quad (4.39)$$

Para integrar la ecuación anterior, es necesario conocer la distribución de la fricción con la profundidad, el cual es el problema inicial, en el que las ecuaciones para obtener, tanto la fricción positiva como la negativa, están en función del área tributaria. Zeevaert ha encontrado que para propósitos prácticos en ingeniería el valor de \bar{a}_{ez} no es muy sensible a la distribución de la fricción real, si se asume como directamente proporcional con la profundidad. Sin embargo, es importante estudiar también el valor de \bar{a}_{ez} en el caso en el que la fricción se puede asumir constante a lo largo del fuste. En consecuencia, la integración de la ecuación 4.39 se logra estudiando los siguiente casos (figura 4.14): Caso I para $s_{oz} = kz$, caso II $s_{oz} = s_e$ y caso III $s_{oz} = s_e + kz$.

A continuación se presentan las ecuaciones para el cálculo de las áreas tributarias para cada uno de los tres casos anteriores. Si el lector desea conocer el proceso de integración para cada caso, Zeevaert (1983) lo presenta en el capítulo VIII .

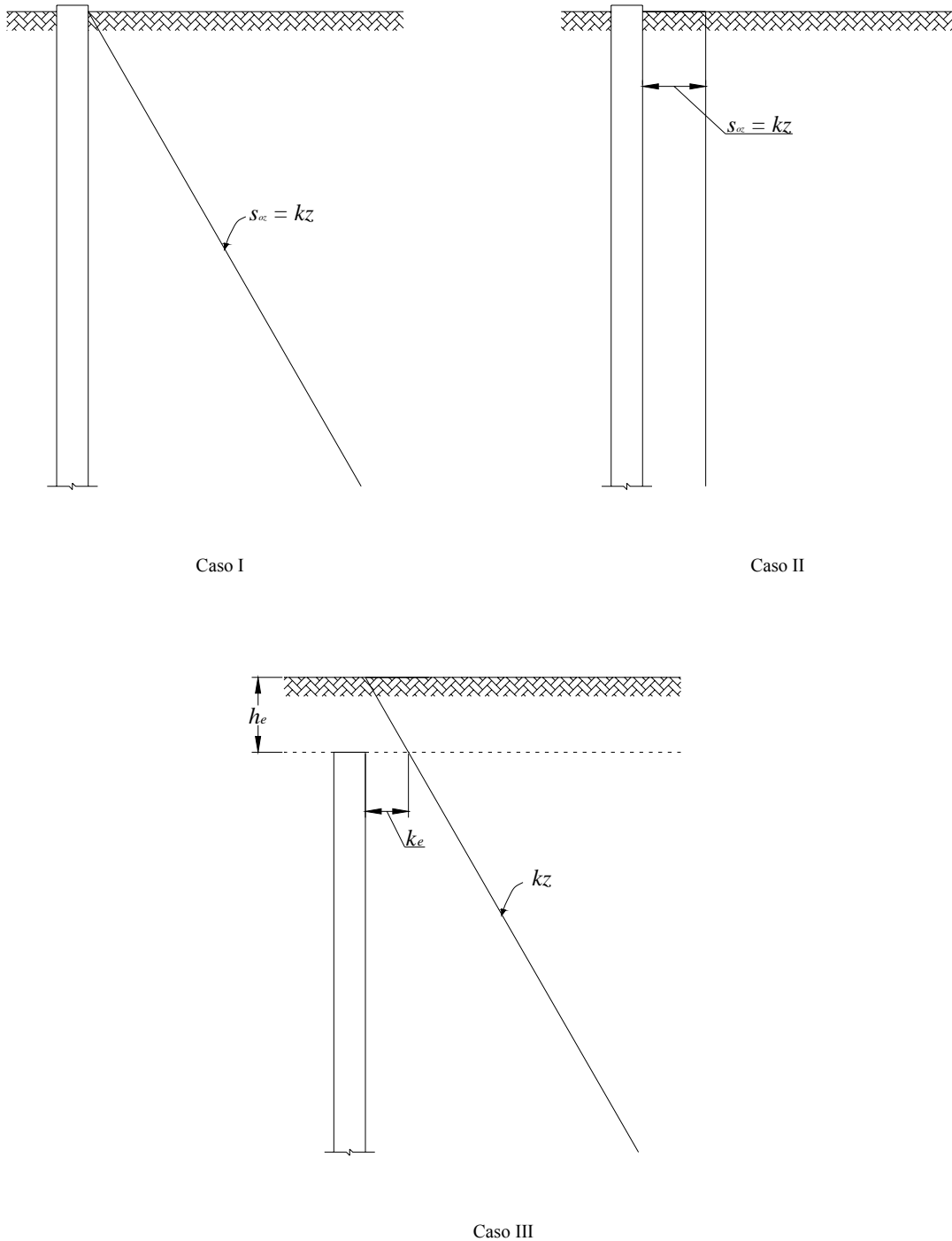


Figura 4.14: Casos de estudio para áreas tributarias.

CASO I: Como se puede ver en la figura 4.14, la resistencia aumenta con la profundidad.

$$\bar{a}_{ez} = \frac{\pi z^2}{\bar{I}_{zk}} \quad (4.40)$$

En donde:

$$\bar{I}_{zk} = \sum_0^n [I_{zr}]_k \quad (4.41)$$

Es la sumatoria de la influencia, sobre el pilote O, de todos los pilotes del grupo, incluido el pilote O.

Para la ecuación 4.41, tenemos que:

$$I_{zr} = \frac{z_t}{r} \left(1 - \text{sen}(\psi_{zr})_t \right) + \left[\cos(\psi_{zr})_t + \text{Log} \left(\tan \frac{1}{2}(\psi_{zr})_t \right) \right] \quad (4.42)$$

En la que:

$$\frac{z_t}{r} = \frac{z}{r\sqrt{2}}$$

$$\text{sen}(\psi_{zr})_t = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{z_t}{r}\right)^2 + 1}}, \quad \cos(\psi_{zr})_t = \frac{z_t}{r} \text{sen}(\psi_{zr})_t$$

$$\tan \frac{1}{2}(\psi_{zr})_t = \frac{\text{sen}(\psi_{zr})_t}{1 + \cos(\psi_{zr})_t}$$

Para las ecuaciones anteriores se tiene que r , en un grupo de pilotes, es igual a la distancia centro a centro del pilote O estudiado, a los demás pilotes; mientras que para sí mismo r es igual al radio.

Ahora, llamando R_{ez} al radio efectivo a cualquier profundidad z , y despreciando la sección transversal del pilote, podemos decir que $\bar{a}_{ez} = \pi R_{ez}^2$, de donde:

$$R_{ez} = \sqrt{\frac{\bar{a}_{ez}}{\pi}} \quad (4.43)$$

CASO II: Para este caso, se asume que la resistencia al cortante es constante con la profundidad (figura 4.14).

$$\bar{a}_{ez} = \frac{2\pi z^2}{\sqrt{2}\bar{I}_{zc}} \quad (4.44)$$

En donde:

$$\bar{I}_{zc} = \sum_0^n [I_{zr}]_{tc} \quad (4.45)$$

Siendo:

$$I_{zr} = \frac{z_t}{r} [1 - \text{sen}(\psi_{zr})_t] \quad (4.46)$$

CASO III: Este caso se presenta cuando se tiene una fricción inicial s_e en la cabeza del pilote localizada a una profundidad h_e a partir de la superficie del terreno (figura 4.14).

$$\bar{a}_{ez} = \frac{(2h_e + z)\pi z^2}{z\bar{I}_{zk} + h_e\bar{I}_{zc}\sqrt{2}} \quad (4.47)$$

Donde \bar{I}_{zk} e \bar{I}_{zc} se obtienen de las ecuaciones 4.41 y 4.45, respectivamente.

Debido al gran número de pilotes que se tienen en el proyecto (159 existentes y 81 nuevos), se preparó una macro en Excel para el cálculo de las áreas tributarias efectivas. Dicha macro se encuentra en el CD adjunto.

Debido a que esta metodología está pensada para pilotes circulares, para la determinación de las áreas tributarias se consideró un radio equivalente para los pilotes cuadrados, el cual se obtuvo igualando las áreas de las secciones cuadradas y circulares: $L^2 = \pi r_{eq}^2$.

Luego de tener el cálculo de las áreas tributarias efectivas, en las que se toma en cuenta la influencia de cada pilote del grupo con los demás, se debe obtener el área tributaria real de

cada uno de los pilotes para los que se vaya a calcular la capacidad de carga y la variación en los esfuerzos. Para hacer esto, Zeevaert (1983) presenta un procedimiento numérico para pilotes uniformemente distribuidos, el cual, obviamente, no puede ser utilizado en este caso. El lector puede consultar dicho procedimiento en el capítulo VIII de la mencionada publicación.

Para este proyecto en específico, fue necesario obtener el valor de las áreas tributarias reales, en forma gráfica, para cada pilote. El primer paso consistió en trazar una línea centro a centro entre el pilote estudiado y cada uno de los pilotes que lo rodean, para luego dibujar un área conformada por líneas trazadas a partir de los puntos medios de las líneas anteriores, y así se obtuvo el área de influencia máxima del pilote. En segunda instancia, se dibujó el radio efectivo del pilote estudiado. Si en alguna zona el círculo sobrepasaba el área de influencia máxima, dicha zona se eliminaba. Este procedimiento permitió obtener el área de influencia real para cada pilote estudiado.

Para ilustrar mejor el cálculo de las áreas tributarias reales, en el apéndice D se presentan algunos ejemplos de áreas tributarias en diferentes pilotes y a diferentes profundidades.

Es importante destacar que para el proyecto se decidió recortar la cabeza de los pilotes existentes a 6.5 m, mientras que los pilotes nuevos tendrán sus cabezas a 5.5 m. En este intervalo no se deben tomar en cuenta los pilotes existentes para calcular las áreas tributarias efectivas. Lo mismo ocurre entre 23.2 m, la ubicación de la punta de los pilotes existentes, y 27 m, la punta de los nuevos. Dicho efecto se tomó en cuenta en la macro antes mencionada, y se observa claramente en las figuras D.1 a D.3, del apéndice D.

4.3.5 Cálculo de la capacidad de carga: A partir de los conceptos que se han venido explicando, se procedió a realizar el cálculo de la capacidad de carga y la distribución de esfuerzos para la cimentación descrita en el numeral 4.2. Dicho cálculo se hizo para cuatro pilotes diferentes, uno de esquina (pilote 9), dos de borde (pilotes 55 y 86) y uno central (pilote 23). Cabe aclarar que estos pilotes son pilotes nuevos, ya que los existentes en el terreno no se toman en cuenta para la capacidad de carga; sólo se utilizan para determinar

su influencia en el área tributaria de los nuevos. En la tabla 4.4 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para cada pilote por separado.

	PILOTE 9	PILOTE 23	PILOTE 55	PILOTE 86
a_p	0.1624 m ²	0.1624 m ²	0.1624 m ²	0.1624 m ²
$\sigma_{b(punta)}$	20 t/m ²	20 t/m ²	20 t/m ²	20 t/m ²
Vol Pil.	4.35375 m ³	4.35375 m ³	4.35375 m ³	4.35375 m ³
Peso Pil.	10.449 t	10.449 t	10.449 t	10.449 t
Q_{fu}	75.031 t	75.365 t	75.006 t	74.958 t
Q_{pu}	3.248 t	3.248 t	3.248 t	3.248 t
Q_u	67.830 t	68.164 t	67.805 t	67.757 t
A_{cimen}	829.196 m ²	829.196 m ²	829.196 m ²	829.196 m ²
$q_{efectivo}$	9.7053 t/m ²	9.7053 t/m ²	9.7053 t/m ²	9.7053 t/m ²
NP	90	90	90	90
R_q	3.142	3.207	3.137	3.128
q_a	2.3431 t/m ²	2.3069 t/m ²	2.3458 t/m ²	2.351 t/m ²
q_p	7.3622 t/m ²	7.3984 t/m ²	7.3595 t/m ²	7.3543 t/m ²

Tabla 4.4: Capacidad de carga para cada pilote.

Ya conociendo la capacidad de carga de cada uno de los pilotes seleccionados, se puede obtener la capacidad de carga promedio de la estructura, multiplicando la Q_u de cada pilote por el número de pilotes de su tipo que hay en el grupo (central, de borde o de esquina), para luego obtener un R_q medio de la cimentación (tabla 4.5):

	Q_u (1 pilote)	NP
Centro (pil. 23)	68.164 t	56
Orilla 1 (pil. 55)	67.805 t	16
Orilla 2 (pil. 86)	67.757 t	14
esquina (pil. 9)	67.830 t	4

Q_u	6121.983 t
A_{cimen}	829.196 m ²
$q_{efectivo}$	9.705 t/m ²
R_q	3.18
q_a	2.322 t/m ²
q_p	7.383 t/m ²

Tabla 4.5: Capacidad de carga promedio de la cimentación.

Como ya se planteó, las cimentaciones compensadas con pilotes de fricción en las que R_q varía entre 1 y 4, han presentado los mejores resultados en cuanto a comportamiento, en la práctica. Como se puede ver en la tabla 4.5, la cimentación propuesta para el proyecto en el numeral 4.2, tiene un $R_q = 3.18$, por lo que dicha propuesta será aceptada como definitiva, a reserva que cumpla con los requisitos de asentamiento y comportamiento dinámico, los cuales son estudiados en los capítulos siguientes.

En el apéndice D se puede ver el cálculo detallado de la capacidad de carga para cada pilote analizado, de acuerdo con lo explicado en el presente capítulo.

CAPÍTULO 5

DEFORMACIONES VERTICALES

5.1 Generalidades:

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal, la verificación de la seguridad en Cimentaciones en condiciones de servicio debe tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- Inclinación media de la construcción, y
- Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se debe considerar el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de lo tres.

De acuerdo con las normas, la revisión de la cimentación ante estados límites de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 5.1.

Teniendo en cuenta estos aspectos, a continuación se presenta el cálculo de los asentamientos para la cimentación semicompensada con pilotes de fricción, expuesta en el capítulo anterior.

Tabla 5.1: Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹.

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto	Límite	
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	2.5 cm	
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	15 cm	
Emersión: Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾	
Construcciones colindantes	15 cm	
Velocidad del componente diferido	1cm/semana	
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	100 / (100 + 3hc) por ciento	hc= altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

¹ Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados al principio de este capítulo.

² En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

5.2 Conceptos básicos:

En 1925, Terzaghi presentó por primera vez, al mundo, la teoría de consolidación unidimensional de suelos. En dicha teoría, explica el proceso de disminución de volumen del suelo como un fenómeno de retardamiento hidrodinámico, en el que el agua gravitacional es expulsada de los poros del suelo. A partir de esta teoría lo que se busca es determinar aproximadamente el cambio en la relación de vacíos con el tiempo para suelos saturados, para un incremento de esfuerzos sostenidos, durante el proceso de deformación. Las hipótesis establecidas por Terzaghi en su teoría son:

- La masa de suelo es homogénea, isótropa y está saturada.
- El agua y las partículas de suelo son incompresibles.
- El agua gravitacional es la única expulsada de los poros del suelo, por lo que la ley de Darcy se considera como válida.
- El cambio en la relación de vacíos o la deformación volumétrica alcanza un valor finito, a medida que el proceso termina.
- Durante el proceso de consolidación, la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece igual, por lo que el movimiento de las partículas de suelo ocurre sólo en la dirección vertical (consolidación unidimensional).
- Las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación del material se relacionan únicamente con los efectos elásticos y plásticos.

A partir de estas hipótesis, Terzaghi desarrolló su teoría, y obtuvo que el porcentaje de consolidación para un estrato de suelo es:

$$U\% = 100 \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-N \left[\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} \right] T_v} \right\} \quad (5.1)$$

Donde:

e_N : es la base de los logaritmos neperianos, normalmente simbolizada por e , pero en este caso se consideró prudente cambiar el símbolo para evitar confusiones con la relación de vacíos.

T_v : factor tiempo, el cual se obtiene por medio de la siguiente expresión,

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (5.2)$$

Siendo:

H : espesor drenante efectivo.

c_v : coeficiente de consolidación.

t : tiempo estudiado.

Ahora, de este punto en adelante, el porcentaje de consolidación será llamado *la función teórica de consolidación de Terzaghi*, y se denominará como $F(T_v)$:

$$U = F(T_v)$$

A partir de lo que se ha explicado, se puede decir que la deformación volumétrica para cualquier tiempo de un estrato con espesor d , se obtiene de la siguiente forma:

$$\Delta \varepsilon_t = m_v F(T_v) \Delta \sigma \quad (5.3)$$

En donde:

m_v : coeficiente de compresibilidad volumétrica.

Una explicación detallada de la teoría de consolidación unidimensional de suelos de Terzaghi, se puede consultar en el capítulo X de Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2002).

En ingeniería de cimentaciones se encuentran muchos casos en donde la cimentación se tiene que construir sobre sedimentos de alta y muy alta compresibilidad. Estos sedimentos se pueden encontrar en lagunas marginales, depósitos de turba limosos, áreas lacustres y ambientes marinos. El comportamiento mecánico de estos suelos muestra alta *viscosidad*

intergranular, comúnmente conocida como consolidación secundaria. El suelo en estas áreas, normalmente, presenta una fuerte estratificación. Los sedimentos compresibles se encuentran intercalados con estratos de arena fina, permitiendo así una consolidación primaria rápida. Por esto, la llamada consolidación secundaria se convierte en un fenómeno primario que el ingeniero de cimentaciones no puede pasar por alto (Zeevaert, 1986).

Una parte importante de la deformación elástica y plástica ocurre durante el proceso hidrodinámico de consolidación, de acuerdo con la teoría de Terzaghi, y a medida que la estructura del suelo toma gradualmente los esfuerzos efectivos. Sin embargo, luego de que la compresión ha alcanzado un nivel avanzado, el cambio de volumen continúa. Este fenómeno de consolidación secundaria se puede interpretar como un fenómeno de viscosidad intergranular, donde la tasa de deformación volumétrica disminuye con el tiempo, y al final, provoca la solidificación del material bajo el incremento de esfuerzos aplicado.

Como se puede deducir de lo anterior, la consolidación de un depósito de arcilla se puede dividir en dos partes fundamentales. Primero, la compresión debida al retardamiento hidrodinámico tomado por el agua gravitacional, explicado por la teoría de consolidación de Terzaghi, la cual sólo toma en cuenta el retardamiento de la deformación elasto-plástica; y segundo, la compresión que se conoce como consolidación secundaria, debida a los efectos viscosos. En la mayor parte de los casos, y en un cierto rango de tiempo, se observa que la viscosidad intergranular es una función lineal del logaritmo del tiempo (Zeevaert, 1983).

Se puede entonces decir, que la teoría de Terzaghi no explica completamente el comportamiento de suelos que muestran viscosidad intergranular. Debido a esto, Zeevaert desarrolló una teoría de consolidación, en la que considera válida la teoría de Terzaghi para explicar el retardamiento hidrodinámico. A continuación se presentan las dos hipótesis fundamentales en las que se basó Zeevaert para explicar el comportamiento viscoso de estos materiales.

- El suelo está constituido por dos estructuras básicas; la primera de las cuales está formada por granos microscópicos carentes de cohesión, y la segunda formada por flóculos de granos submicroscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla,
- Ambas estructuras se encuentran saturadas con agua. La primera representa la compresión primaria (comportamiento elasto-plástico), y la segunda un comportamiento altamente viscoso intergranular o compresión secundaria debido a las fuerzas cortantes que se originan en los contactos intergranulares..

Aplicando las hipótesis expuestas, se concluye que la deformación volumétrica del material $\Delta\varepsilon_v$, es igual a la suma de la deformación volumétrica $\Delta\varepsilon_{ep}$ de la estructura primaria, más la deformación volumétrica $\Delta\varepsilon_{vp}$ de la estructura secundaria.

$$\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{ep} + \Delta\varepsilon_{vp} \quad (5.4)$$

Aplicando todo lo expuesto hasta ahora, Zeevaert presentó su ecuación general para la deformación volumétrica:

$$\Delta\varepsilon_v = \{m_v F(T_v) + m_t \log[1 + \xi T_v]\} \Delta\sigma \quad (5.5)$$

En donde:

m_v : coeficiente de compresibilidad volumétrica, que representa el fenómeno elasto-plástico.

m_t : coeficiente de compresibilidad volumétrica, que representa la viscosidad intergranular.

T_v : factor tiempo.

ξ : factor adimensional que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular.

Escribiendo la ecuación 5.5 de forma adimensional se obtiene:

$$\frac{\Delta\varepsilon_v}{m_v \Delta\sigma} = F(T_v) + Z(T_v, \beta) \quad (5.6)$$

Siendo:

$Z(T_v, \beta)$: función Z que representa el fenómeno viscoso intergranular.

$$Z(T_v, \beta) = \beta \log(1 + \xi T_v) \quad (5.7)$$

En la que:

$\beta = m_v/m_t$: factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular, es decir, el grado de importancia de la consolidación secundaria.

Para una explicación detallada de la teoría de consolidación de Zeevaert, se puede consultar en el capítulo VII de Zeevaert (1998).

5.3 Teoría de la consolidación cuando la carga aumenta linealmente:

En la práctica, durante la construcción de un edificio, el incremento de carga es aplicado de manera gradual en un estrato de suelo compresible. Zeevaert investigó el comportamiento teórico bajo estas condiciones, y a continuación se presenta su desarrollo. Desde el punto de vista práctico, se puede asumir que la aplicación de incremento de esfuerzos es lineal con el tiempo, por lo que:

$$\Delta\sigma_t = \frac{\Delta\sigma_c}{t_c} t \quad (5.8)$$

En donde $\Delta\sigma_c$ es el incremento total de carga por unidad de área en el tiempo de construcción t_c . A partir de lo anterior:

$$\Delta\sigma_t = \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t \quad (5.9)$$

Para la consolidación primaria, si se deriva la ecuación 5.3 con respecto al tiempo, se obtiene:

$$\frac{d\Delta\varepsilon_{ep}}{dt} = m_v \Delta\dot{\sigma}_c F(T_v) \quad (5.10)$$

De donde,

$$d\Delta\varepsilon_{ep} = m_v \Delta\dot{\sigma}_c \int_0^t F(T_v) dt + C \quad (5.11)$$

Al realizar la integración, la constante C se obtiene haciendo $\Delta\varepsilon = 0$, para $t = 0$, y la ecuación 5.10 queda de la siguiente forma:

$$\Delta\varepsilon_{ep} = m_v \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t \left\{ 1 - \frac{1}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} \left(1 - e_N \left[\frac{(2m+1)^2 \pi^2}{4} \right]_{T_v} \right) \right\} \quad (5.12)$$

Llamando $\phi(T_v)$ al término entre llaves,

$$\Delta\varepsilon_{ep} = m_v \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t \cdot \phi(T_v) \quad (5.13)$$

La ecuación 5.13 representa la compresión de un estrato cuando el incremento de esfuerzos es aplicado de forma lineal con el tiempo. En la práctica, sin embargo, se requiere aplicar el incremento de esfuerzos sólo hasta el tiempo t_c que corresponde al tiempo de construcción, para luego mantenerlo constante, por esto 5.13 se puede escribir como:

$$\Delta\varepsilon_{ep1} = m_v \Delta\sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} \phi(T_v) \quad (5.14)$$

Para valores de $T_v \geq T_{vc}$, después de que $\Delta\sigma_t$ se vuelve constante, se debe utilizar la función de Terzaghi $F(T_v)$ (figura 5.1). Entonces, para la segunda parte de la consolidación primaria:

$$\Delta\varepsilon_{ep2} - (\Delta\varepsilon_{ep2})_{t_c} = m_v \Delta\sigma_c [F(T_v - T_{01}) - F(T_{vc} - T_{01})] \quad (5.15)$$

Donde T_{01} se considera como un factor retardante del tiempo. Esta función es retardada debido a la aplicación lineal del incremento de esfuerzos, que, sin embargo, sufre una fuerte discontinuidad en el tiempo t_c , en donde $\Delta\varepsilon_1 = \Delta\varepsilon_2$. El valor de T_{01} se puede determinar para $t = t_c$, por medio de la siguiente condición (figura 5.1):

$$\phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01}) \quad (5.16)$$

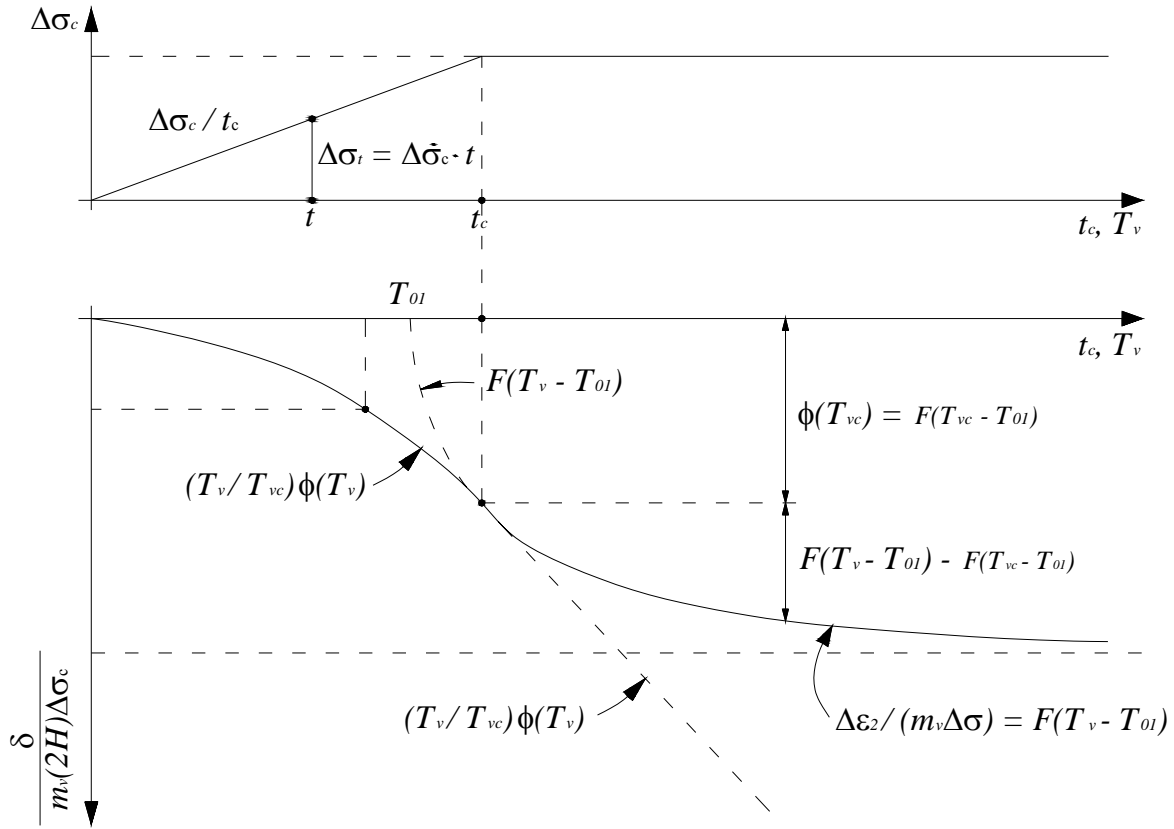


Figura 5.1: Consolidación de Terzaghi considerando un periodo de construcción t_c .

Entonces, para determinar la consolidación primaria de un estrato de espesor $2H$, cuando la carga es aplicada linealmente con el tiempo durante el periodo de construcción t_c y de ahí en adelante,

Para $0 < T_v < T_{vc}$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{ep1}}{m_v \Delta \sigma} = \frac{T_v}{T_{vc}} \phi(T_v) \quad (5.17)$$

Para $T_v > T_{vc}$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{ep2}}{m_v \Delta \sigma} = F(T_v - T_{01}) \quad (5.18)$$

El valor de T_{01} se puede determinar si se conoce T_{vc} para un caso específico, con el cual se calcula $\phi(T_{vc})$, y a partir de 5.16 y de la función de Terzaghi $F(T_{vc})$, se obtiene el valor de

$(T_{vc} - T_{01})$, y por ende también T_{01} . Para encontrar la ecuación que permita calcular este último, se igualan el primer término de $F(T_v)$ y $\phi(T_v)$,

$$1 - \frac{8}{\pi^2} e_N^{-\left(\frac{\pi^2}{4}\right)(T_{vc}-T_{01})} = 1 - \frac{1}{T_{vc}} \frac{32}{\pi^4} \left(1 - e_N^{-\left(\frac{\pi^2}{4}\right)T_{vc}} \right)$$

Y resolviendo para T_{01} , se obtiene:

$$T_{01} = \frac{4}{\pi^2} Ln \frac{4 \left(e_N^{\left(\frac{\pi^2}{4}\right)T_{vc}} - 1 \right)}{\pi^2 T_{vc}} \quad (5.19)$$

Para la consolidación secundaria, si se derivan las ecuaciones 5.6 y 5.7 con respecto al tiempo, sin tomar en cuenta el término de la consolidación primaria, se obtiene:

$$\Delta \dot{\epsilon}_{vp} = m_v \beta \Delta \sigma \left[\frac{0.43}{1 + \xi T_v} \right] \xi \frac{d}{dt} T_v \quad (5.20)$$

Substituyendo 5.2 y 5.9 en 5.20, e integrando:

$$\Delta \epsilon_{vp} = 0.43 m_v \beta \left(\xi \frac{c_v}{H^2} \right) \Delta \dot{\sigma}_c \int_0^t \frac{t dt}{1 + \xi \frac{c_v}{H^2} t} + C \quad (5.21)$$

Después de integrar se obtiene la siguiente ecuación para la deformación volumétrica:

$$\Delta \epsilon_{vp} = \frac{m_v \beta}{2.3} \frac{\Delta \dot{\sigma}_c}{\left(\xi \frac{c_v}{H^2} \right)} \left[\left(1 + \xi \frac{c_v}{H^2} t \right) - Ln \left(1 + \xi \frac{c_v}{H^2} t \right) \right] + C \quad (5.22)$$

Para $t = 0$, la deformación volumétrica $\Delta \epsilon_{vp} = 0$, por lo que:

$$C = - \frac{m_v \beta}{2.3} \left(\frac{\Delta \dot{\sigma}_c}{\xi \frac{c_v}{H^2}} \right) \quad (5.23)$$

Por lo tanto, para $0 < t < t_c$:

$$\Delta\varepsilon_{vp1} = \frac{m_v\beta}{2.3} \Delta\dot{\sigma}_c \cdot t \left[1 - \frac{\text{Ln}\left(1 + \xi \frac{c_v}{H^2} t\right)}{\xi \frac{c_v}{H^2} t} \right] \quad (5.24)$$

Como $\Delta\dot{\sigma}_c = \Delta\sigma_c / t_c$

$$\Delta\varepsilon_{vp1} = \frac{m_v\beta}{2.3} \Delta\sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} \left[1 - \frac{\text{Ln}(1 + \xi T_v)}{\xi T_v} \right] \quad (5.25)$$

A partir del tiempo t_c , el incremento de esfuerzos permanece constante; por lo tanto, para $t > t_c$ la siguiente ley se puede aplicar:

$$\Delta\varepsilon_{vp2} = \beta m_v \Delta\sigma_c \log \left[1 + \xi (T_v - T_{02}) \right] \quad (5.26)$$

Donde T_{02} se considera como un factor retardante del tiempo, que cumple la misma función que T_{01} para la consolidación primaria, y su valor se puede encontrar cuando $t = t_c$. Entonces, haciendo $\Delta\varepsilon_{vp1} = \Delta\varepsilon_{vp2}$:

$$\frac{1}{2.3} \left[1 - \frac{\text{Ln}(1 + \xi T_{vc})}{\xi T_{vc}} \right] = \log \left[1 + \xi (T_{vc} - T_{02}) \right] \quad (5.27)$$

Llamando al lado izquierdo de la ecuación:

$$A_{vc} = 0.43 - \frac{\log(1 + \xi T_{vc})}{\xi T_{vc}} \quad (5.28)$$

Tenemos que:

$$A_{vc} = \log \left[1 + \xi (T_{vc} - T_{02}) \right] \quad (5.29)$$

De donde:

$$10^{A_{vc}} = 1 + \xi (T_{vc} - T_{02}) \quad (5.30)$$

Resultando así que:

$$T_{02} = T_{vc} - \frac{10^{A_{vc}} - 1}{\xi} \quad (5.31)$$

Ahora, para $0 < t < t_c$, a partir de 5.25:

$$\Delta \varepsilon_{vp1} = \frac{m_v \beta}{2.3} \Delta \sigma_c \frac{T_v}{T_{vc}} A_1 \quad (5.32)$$

Donde:

$$A_1 = 1 - \frac{Ln(1 + \xi T_v)}{\xi T_v} \quad (5.33)$$

Para $t > t_c$, reemplazando 5.31 en 5.26:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{vp2} &= \beta m_v \Delta \sigma_c \log \left\{ 1 + \xi T_v - \xi \left[T_{vc} - (10^{A_{vc}} - 1) \frac{1}{\xi} \right] \right\} \\ \Delta \varepsilon_{vp2} &= \beta m_v \Delta \sigma_c \log \left\{ 1 + \xi T_v - \xi T_{vc} + (10^{A_{vc}} - 1) \right\} \\ \Delta \varepsilon_{vp2} &= \beta m_v \Delta \sigma_c \log \left[10^{A_{vc}} + \xi (T_v - T_{vc}) \right] \end{aligned} \quad (5.34)$$

Por último, la deformación volumétrica adimensional, incluyendo la consolidación primaria y la secundaria, tomando en cuenta una aplicación lineal de la carga, se determina como:

Para $0 < t < t_c$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{v1}}{m_v \Delta \sigma_c} = \frac{T_v}{T_{vc}} \left\{ \phi(T_v) + \frac{\beta A_1}{2.3} \right\} \quad (5.35)$$

Para $t > t_c$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{v2}}{m_v \Delta \sigma_c} = F(T_v - T_{01}) + \beta \log \left[10^{A_{vc}} + \xi (T_v - T_{vc}) \right] \quad (5.36)$$

Donde A_1 y A_{vc} se calculan por medio de las ecuaciones 5.33 y 5.28, respectivamente.

5.4 Expansiones por excavación:

Cuando a un material permeable, como el suelo, se le coloca una carga en un tiempo $t = 0$, va a sufrir ciertas deformaciones elásticas instantáneas. A medida que el tiempo pasa, se observa que dichas deformaciones continúan. Si en un tiempo t_1 se retira la carga rápidamente, se puede ver que cierta deformación se recupera de manera instantánea. Si en t_2 se vuelve a colocar la carga al suelo, se presentarán deformaciones instantáneas seguidas por un efecto en el tiempo, como ya se mencionó (figura 5.2).

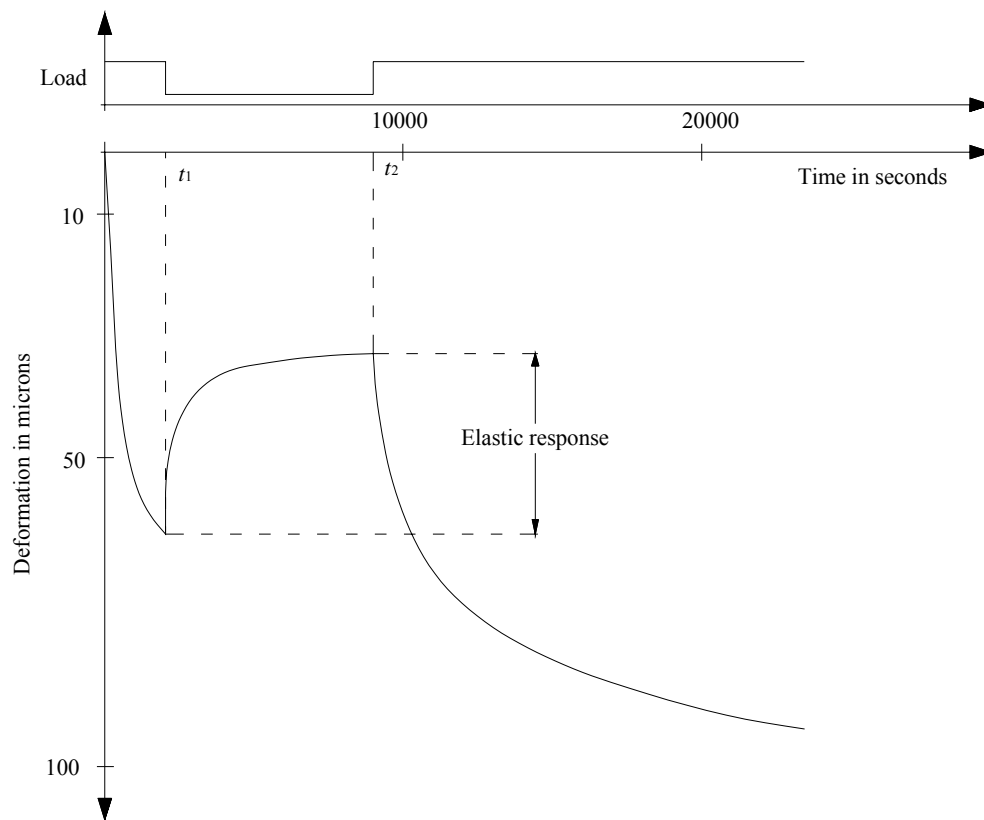


Figura 5.2: Deformación como una función del tiempo (Zeevaert, 1983).

A pesar de que el suelo presenta una expansión fundamentalmente elástica al retirar la carga, es importante aclarar que este fenómeno puede ir acompañado de un hinchamiento de los minerales de arcilla cuando se liberan los esfuerzos y moléculas de agua entran a la estructura de dichos minerales. Este hinchamiento adicional se puede reducir en gran parte si la carga se vuelve a colocar rápidamente y además no se permite que la excavación se

inunde por largos períodos de tiempo. Teniendo presente eso último, se puede asumir que la expansión que sufre el suelo, al realizar una excavación, es elástica.

Llamando M_{ei} al módulo de respuesta elástica para un alivio de esfuerzos medio $\Delta\sigma_{ei}$ en un estrato N con espesor d_i , la expansión δ_e en un punto i en el fondo de la excavación es (Zeevaert, 1983):

$$\delta_{ei} = \sum_A^N (M_{ei} d_i) \Delta\sigma_{ei} \quad (5.37)$$

La liberación de esfuerzos por excavación, para una cimentación con pilotes de fricción, se obtiene como se explicó en el numeral 4.3.3.1, del capítulo 4.

Para entender completamente el comportamiento que tiene el suelo bajo ciclos de carga y descarga, en la figura 5.3 se presenta esquemáticamente dicho comportamiento para probetas de laboratorio. En esta figura se puede observar que las deformaciones parciales de expansión y recompresión del suelo, son menores que las del mismo material para descarga y recarga total. Es más, también se puede ver que para recompresión, el material sufre una deformación mayor ε_{oc} , si ésta se compara con la deformación de expansión ε_o , debida a la liberación total de esfuerzos. De acuerdo con Zeevaert (1983), la relación de estas deformaciones se puede expresar de la siguiente forma:

Para liberación total de esfuerzos,

$$\alpha_o = \frac{\varepsilon_{oc}}{\varepsilon_o} \quad (5.38)$$

Para liberación parcial de esfuerzos,

$$\alpha_r = \frac{\varepsilon_{rc}}{\varepsilon_r} \quad (5.39)$$

La relación α_r es función de la magnitud de la liberación de esfuerzos. Para una liberación total, $\alpha_r = \alpha_o$; mientras que para un valor muy pequeño $\alpha_r \rightarrow 1$.

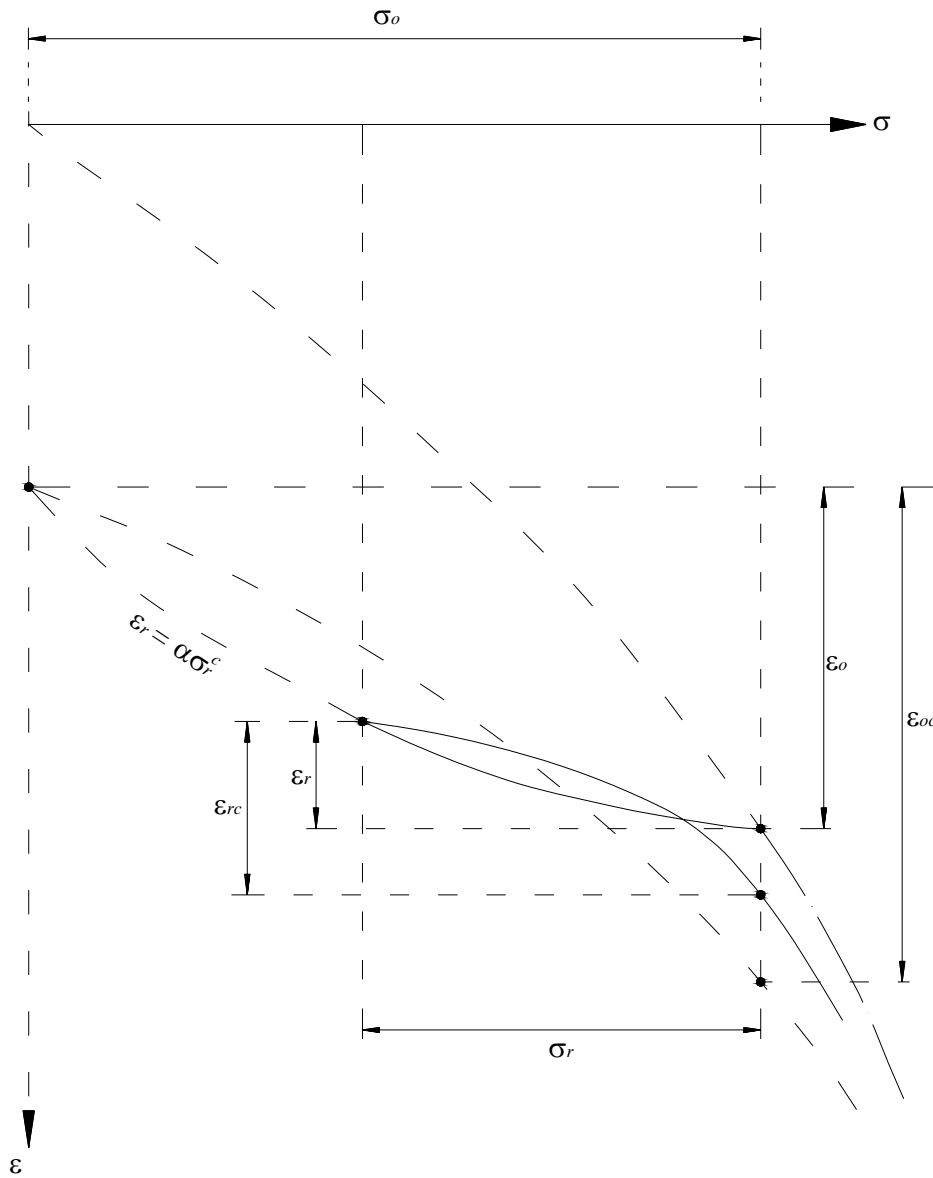


Figura 5.3: Característica de expansión y recompresión (Zeevaert, 1983).

A partir de ensayos, Zeevaert (1983) demostró que la ley fenomenológica que gobierna la relación entre la deformación de expansión con la liberación de esfuerzos se puede representar por una línea recta en escala logarítmica:

$$\epsilon_r = \alpha \sigma_r^c \tag{5.40}$$

En donde α y c son función de las características del suelo. Para las arcillas de la Ciudad de México, c se puede tomar igual a 1.5 (Zeevaert, 1983).

La pendiente ε_r / σ_r representa el módulo de respuesta elástica para un alivio parcial de esfuerzos $\sigma_r = \Delta\sigma_{exc}$, por lo tanto:

$$M_{er} = \frac{\varepsilon_r}{\sigma_r} \quad \text{o} \quad M_{er} = \alpha \sigma_r^{c-1} \quad (5.40)$$

Llamando M_{eo} al módulo de respuesta elástica para un alivio total de esfuerzos, como el determinado en el laboratorio para probetas inalteradas sin confinamiento, la relación de módulos queda de la siguiente forma:

$$\rho_e = \frac{M_{er}}{M_{eo}} = \frac{\varepsilon_r / \sigma_r}{\varepsilon_{eo} / \sigma_o} = \frac{\varepsilon_r \cdot \sigma_o}{\varepsilon_{eo} \cdot \sigma_r} = \frac{\alpha \sigma_r^c \cdot \sigma_o}{\alpha \sigma_o^c \cdot \sigma_r}$$

$$\rho_e = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_o} \right)^{c-1} \quad (5.41)$$

Donde ρ_e es el factor de expansión para la liberación de esfuerzos, o simplemente el factor de expansión.

Entonces, determinado M_{eo} a partir de ensayos de laboratorio, es posible obtener el módulo de respuesta elástica para una liberación parcial de esfuerzos:

$$M_{er} = \rho_e M_{eo} \quad (5.42)$$

Reemplazando esto en 5.37, se obtiene que la expansión por excavación es:

$$\delta_e = \sum_{i=1}^N (\rho_e M_{eo} \cdot d \cdot \Delta\sigma_{exc})_i \quad (5.43)$$

Donde:

ρ_e : factor de expansión.

M_{eo} : módulo de respuesta elástica para un alivio total de esfuerzos.

d : espesor del estrato.

$\Delta\sigma_{exc}$: liberación de esfuerzos por excavación.

En la tabla 5.2 se presenta un resumen de los resultados obtenidos para cada uno de los pilotes que se analizaron, y el valor medio de expansión por excavación.

Pilote	No. Pilotes	Expansión (cm)	Exp. Media (cm)
9N	4	5.68	5.41
23N	56	5.23	
55N	16	5.60	
86N	14	5.86	

Tabla 5.2: Expansiones debidas a la excavación.

En el apéndice E se presenta el cálculo detallado de la expansión para cada pilote.

5.5 Asentamientos por recompresión y por compresión neta:

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, en este tipo de cimentaciones se presentarán asentamientos por recompresión y por compresión neta. Los primeros se dan debido a que al cargar nuevamente el suelo, después de realizar la excavación, la distribución de esfuerzos vuelve a incrementarse hasta alcanzar su valor original; mientras que los segundos son aquellos que superan la distribución original de esfuerzos que tenía el depósito, antes de excavar (figura 4.11, capítulo 4).

5.5.1 Asentamientos por recompresión: La determinación de los asentamientos por recompresión se hace a partir de las ecuaciones 5.35 y 5.36, las cuales se multiplican por el respectivo factor de recompresión de cada estrato, ρ_c .

De manera similar que para la expansión, en la recompresión M_{rc} es el módulo de recompresión para un alivio parcial de esfuerzos, y M_{oc} es el módulo de recompresión para un alivio total de esfuerzos:

$$M_{rc} = \frac{\varepsilon_{rc}}{\sigma_r}; \quad \varepsilon_{rc} = \varepsilon_{er} + \varepsilon_{vpr} = \varepsilon_{er} (1 + K_{vpr}) \quad (5.44)$$

$$M_{oc} = \frac{\varepsilon_{oc}}{\sigma_o}; \quad \varepsilon_{oc} = \varepsilon_{eo} + \varepsilon_{vpo} = \varepsilon_{eo} (1 + K_{vpo}) \quad (5.45)$$

Como se puede ver a partir de las relaciones anteriores, en este caso, además de la recompresión elástica (ε_{er} y ε_{eo}); también se debe tomar en cuenta el efecto de la deformación viscoplástica (ε_{vpr} y ε_{vpo}).

Para 5.44 y 5.45, K_{vpr} y K_{vpo} , son la relación entre la deformación elástica y la viscoplástica para un alivio parcial de esfuerzos y un alivio total de esfuerzos, respectivamente.

Entonces, la relación de módulos para la recompresión queda de la siguiente forma:

$$\rho_c = \frac{M_{rc}}{M_{oc}} = \frac{\varepsilon_{er} (1 + K_{vpr}) / \sigma_r}{\varepsilon_{eo} (1 + K_{vpo}) / \sigma_o} = \frac{\varepsilon_{er} \cdot \sigma_o}{\varepsilon_{eo} \cdot \sigma_r} \left(\frac{1 + K_{vpr}}{1 + K_{vpo}} \right)$$

$$\rho_c = \rho_e \frac{1 + K_{vpr}}{1 + K_{vpo}}$$

Si se hace la hipótesis de que:

$$\frac{K_{vpr}}{K_{vpo}} \approx \frac{\sigma_r}{\sigma_o}$$

Se obtiene que:

$$\rho_c = \rho_e \frac{1 + K_{vpo} \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_o} \right)}{1 + K_{vpo}} \quad (5.46)$$

Al multiplicar el factor de recompresión por las expresiones 5.35 y 5.36, se obtiene que el asentamiento por recompresión para un estrato arcilloso es:

$$(\delta_{rc})_i = (\alpha_{rc} \cdot \Delta\sigma_{exc})_i \quad (5.47)$$

Donde:

Para $0 < t < t_c$

$$\alpha_{rc} = \rho_c \cdot m_v \frac{T_v}{T_{vc}} \left\{ \phi(T_v) + \frac{\beta A_1}{2.3} \right\} \cdot d \quad (5.48a)$$

Para $t > t_c$

$$\alpha_{rc} = \rho_c \cdot m_v \cdot \left\{ F(T_v - T_{01}) + \beta \log [10^{A_{vc}} + \xi(T_v - T_{vc})] \right\} \cdot d \quad (5.48b)$$

siendo d el espesor del estrato.

Para determinar el factor de recompresión, el valor de K_{vop} se puede obtener de las recomendaciones dadas por Zeevaert (1983), de donde, a partir de la experiencia de los ingenieros en la práctica profesional, se han obtenido los siguientes valores:

Material	K_{vop}
Arcilla	0.35
Arcilla Limosa	0.35
Limo arcilloso	0.3
Limo	0.3
Arena Limosa	0.25

Tabla 5.3: Valores de K_{vop} para diferentes materiales.

5.5.2 Asentamientos por compresión neta: Para calcular los asentamientos por compresión neta, es necesario aplicar directamente las ecuaciones 5.35 y 5.36, de modo que para este caso:

$$(\delta_c)_i = (\alpha_c \cdot \Delta\sigma_z)_i \quad (5.49)$$

Donde:

Para $0 < t < t_c$

$$\alpha_c = m_v \frac{T_v}{T_{vc}} \left\{ \phi(T_v) + \frac{\beta A_1}{2.3} \right\} \cdot d \quad (5.50a)$$

Para $t > t_c$

$$\alpha_c = m_v \cdot \left\{ F(T_v - T_{01}) + \beta \log \left[10^{A_{vc}} + \xi(T_v - T_{vc}) \right] \right\} \cdot d \quad (5.50b)$$

Donde d es el espesor del estrato y $\Delta\sigma_z$ es el incremento neto de esfuerzos en el centro del estrato.

5.5.3 Asentamientos totales: La determinación de los asentamientos totales por consolidación, se hace por medio de la suma algebraica de los asentamientos debidos a recompresión, más los debidos a compresión neta.

$$(\delta_t)_i = (\delta_{rc})_i + (\delta_c)_i \quad (5.51)$$

Los cálculos que se han descrito durante este capítulo se realizaron para diez tiempos diferentes (tabla 5.4).

Número	t (años)
1	0.5
2	1
3	1.125
4	2
5	5
6	10
7	15
8	20
9	30
10	50

Tabla 5.4: Tiempos analizados para los asentamientos.

El tiempo $t = 1.125$ años, es el tiempo de construcción estimado para el proyecto, tomando en cuenta que cada piso se construirá en 1 mes, mientras que el semisótano y la

cimentación tomarán 1.5 meses. Debido al gran número de estratos que se tiene que analizar para los cuatro pilotes, se preparó una macro en Excel para el cálculo de los asentamientos. Dicha macro se encuentra en el CD adjunto.

t (años)	Asent. Pilote 9N (cm)	Asent. Pilote 23N (cm)	Asent. Pilote 55N (cm)	Asent. Pilote 86N (cm)	Asent. Medio (cm)
0.5	4.28	5.64	4.57	3.76	5.10
1	10.35	13.77	11.10	9.08	12.41
1.125	12.00	16.00	12.89	10.52	14.42
2	16.19	21.74	17.43	14.16	19.55
5	19.34	26.12	20.86	16.87	23.44
10	21.32	28.82	22.99	18.57	25.86
15	22.47	30.41	24.23	19.57	27.27
20	23.28	31.53	25.12	20.27	28.27
30	24.44	33.13	26.37	21.27	29.69
50	25.89	35.14	27.95	22.52	31.49

Tabla 5.5: Asentamientos totales en cada pilote y asentamiento medio de la cimentación.

t (años)	Vel. asent. Pilote 9N (cm/semana)	Vel. asent. Pilote 23N (cm/semana)	Vel. asent. Pilote 55N (cm/semana)	Vel. asent. Pilote 86N (cm/semana)	Vel. asent. Media (cm/semana)
0.5	0.164	0.217	0.176	0.145	0.196
1	0.234	0.313	0.251	0.205	0.281
1.125	0.254	0.343	0.275	0.222	0.308
2	0.092	0.126	0.100	0.080	0.113
5	0.020	0.028	0.022	0.017	0.025
10	0.008	0.010	0.008	0.007	0.009
15	0.004	0.006	0.005	0.004	0.005
20	0.003	0.004	0.003	0.003	0.004
30	0.002	0.003	0.002	0.002	0.003
50	0.001	0.002	0.002	0.001	0.002

Tabla 5.6: Velocidad de asentamiento en cada pilote y velocidad de asentamiento media para la cimentación.

En las tablas 5.5 y 5.6 se presenta un resumen de los asentamientos totales y la velocidad de asentamiento para cada uno de los pilotes analizados, además del valor medio de éstos, para los diferentes años que aparecen en la tabla 5.4. En el apéndice E se presentan los

parámetros de compresibilidad, mientras que el cálculo detallado para cada pilote se puede ver en la macro mencionada.

Como se puede observar en la tabla 5.1, el asentamiento máximo permitido para cimentaciones colindantes, como el caso acá presentado, es de 15 cm para el corto plazo, mientras que la velocidad del componente diferido es de 1 cm/semana. En las tablas 5.5 y 5.6 se ve que para el final de la construcción se tiene un valor medio de asentamiento de 14.42 cm y una velocidad de asentamiento máxima de 0.308 cm/semana, siendo ambos valores menores que los máximos permitidos por la norma, por lo que se considera que la cimentación propuesta es aceptable, a reserva que su comportamiento bajo carga sísmica este dentro de lo permitido.

Por último, en las tablas anteriores se puede observar que, aunque después de terminada la construcción se siguen presentando asentamientos, éstos son mucho más lentos que los que se presentan durante la etapa de construcción, del orden de 17 cm durante los 49 años siguientes.

5.6 Hundimiento regional:

Como ya se dijo en el capítulo 1 (numeral 1.3.3), el hundimiento regional de los depósitos de lago (*Zona III*) del Valle de México, se debe a varios factores, entre los cuales se puede decir que el más importante es la extracción de agua del subsuelo, la cual creó un gradiente hidráulico en la dirección vertical, y el flujo de agua descendente a través de las arcillas, incrementó los esfuerzos efectivos, consolidándolas progresivamente.

Para el diseño de una cimentación semicompensada con pilotes de fricción, es importante determinar la velocidad de hundimiento regional que se presenta en el lugar donde se llevará a cabo el proyecto, con el fin de prever que por lo menos en el tiempo de vida útil de la estructura, dichos pilotes siempre estén trabajando a fricción y no lleguen a apoyarse por punta en la capa dura o algún estrato arenoso.

Para conocer la velocidad de hundimiento regional que se presenta en el lugar de desplante de la cimentación a diseñar, se cuenta dos perfiles estratigráficos, uno del año 1946 y otro del año 2003 (apéndice E), de un sitio cercano, ubicado en la calle Revillagigedo, entre la avenida Juárez y la calle Independencia (figura 1.3, capítulo 1). Comparando ambos perfiles se determinó la variación en espesor que han sufrido los diferentes estratos, y teniendo en cuenta el tiempo transcurrido, se calculó la velocidad promedio con la que éstos se han venido asentando. Posteriormente, se compararon los estratos de estos perfiles con el perfil de sitio en estudio, y en los estratos similares se asignaron las velocidades obtenidas para los primeros.

Con base en lo anterior, se realizó una estimación del hundimiento regional que puede presentarse en el lugar de desplante de la cimentación para los diferentes años estudiados (apéndice E). En la tabla 5.7 se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

t (años)	Hundimiento Regional (cm)
0.5	4.17
1	8.33
1.125	9.38
2	16.67
5	41.67
10	83.33
15	125.00
20	166.67
30	250.00
50	416.67

Tabla 5.7: Hundimiento regional para diferentes años.

Para garantizar que la punta de los pilotes no se apoye en la capa dura durante los tiempos analizados, se calculó la distancia a la que quedan éstos de dicha capa, al cabo de 50 años (tabla 5.8).

Profundidad punta del pilote (m)	27.00
Profundidad capa dura (m)	31.20
Distancia punta-capas dura (m), $t = 0$ años	4.20
Hundimiento regional punta del pilote (m)	2.40
Hundimiento regional capa dura (m)	1.80
Diferencia hundimiento regional (m)	0.60
Asentamiento medio cimentación (m)	0.31
Distancia punta-capas dura (m), $t = 50$ años	3.28

Tabla 5.8: Revisión de distancia entre la punta de los pilotes y la capa dura.

En la tabla anterior se observa que la punta de los pilotes, al término de 50 años, aún se encuentra a una distancia segura de la primera capa dura.

CAPÍTULO 6

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

6.1 Generalidades:

Cuando se realiza el diseño de la cimentación para un edificio, como el caso acá tratado, es importante hacer los análisis de interacción suelo-estructura, tanto estático como dinámico. El principal objetivo de estos análisis es determinar las reacciones en la cimentación, producidas por las cargas de la estructura y por los momentos sísmicos.

Conocer esta distribución de reacciones es de suma importancia para el proyecto, pues a partir de dichos valores, el ingeniero encargado del diseño estructural, podrá obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flector, necesarios para diseñar estructuralmente el cajón de cimentación.

Para adelantar dicho análisis, Zeevaert (1980), presentó una metodología paso a paso que permite determinar las reacciones en losas de cimentación rectangulares. Zea (1998), desarrolló una generalización a este método, con la cual se pueden analizar “casos especiales de interacción”, entre los cuales se tienen:

- Excentricidad de cargas.
- Planta irregular de la cimentación.
- Juntas de cortante.
- Otros casos de interés.

Como se puede ver, la metodología presentada por Zea es apropiada para realizar el análisis de interacción de la estructura estudiada. A continuación se presenta una descripción del método.

6.2 Interacción estática suelo-estructura:

6.2.1 *Conceptos básicos:* El problema de interacción, de acuerdo con Zeevaert, consiste en establecer la compatibilidad de deformaciones entre el suelo y la estructura de cimentación. Esto puede lograrse matemáticamente, a través de un procedimiento iterativo (Zea, 1998).

Para resolver dicho problema, se idealiza el suelo de apoyo de la cimentación mediante resortes (figura 6.1), cuya constante elástica no se conoce, pero se supone para iniciar el análisis (Zea, 1998).

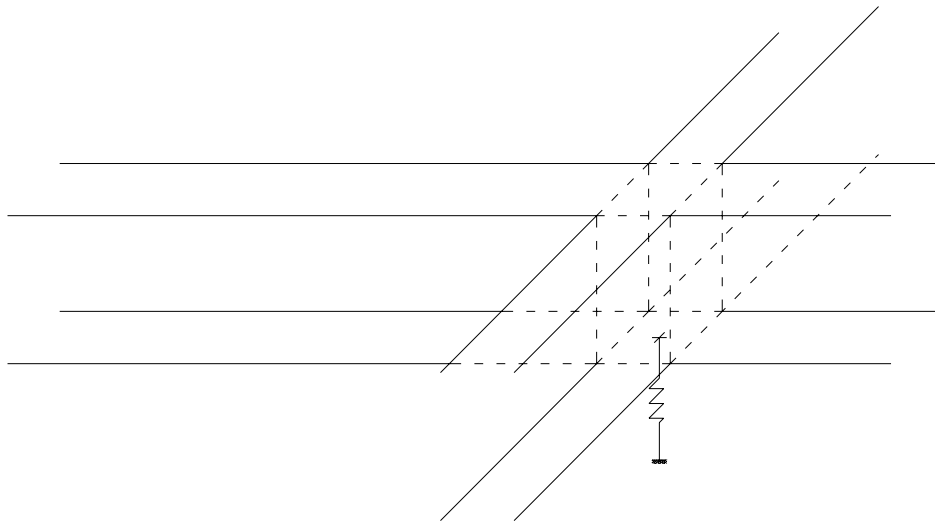


Figura 6.1: Modelo físico para representar el suelo (Zea, 1998).

Sin embargo, los resortes equivalentes no pueden tener una rigidez constante, ya que al transmitirse las cargas al suelo se presenta la influencia de unas zonas cargadas sobre otras, incrementándose el hundimiento aunque se mantenga constante la carga sobre alguna zona.

De esta manera se hace variar la relación carga-asentamiento, la cual está ligada con la rigidez de los resortes (Zea, 1998).

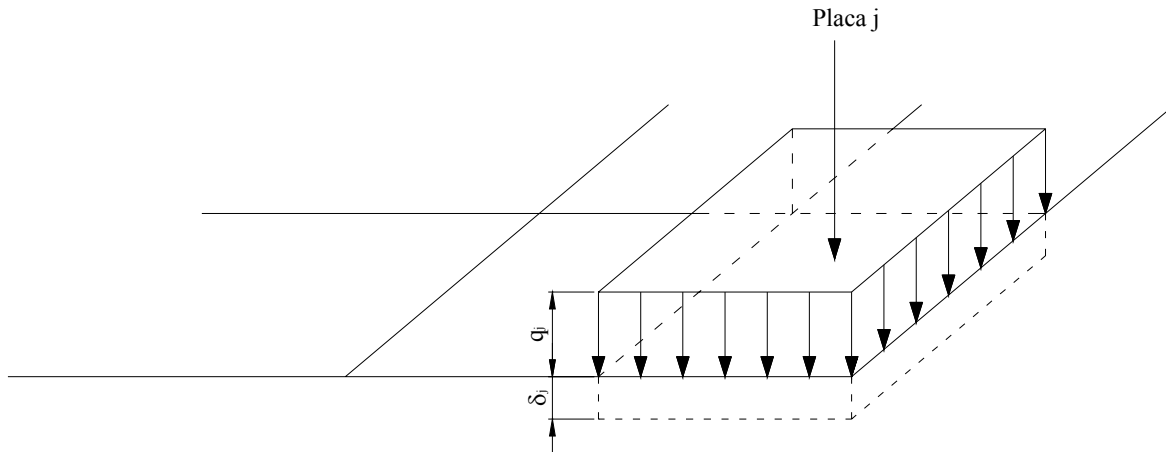


Figura 6.2: Discretización de los esfuerzos de contacto y hundimientos, por medio de “losetas” (Zea, 1998).

Para estimar la dependencia entre resortes, se divide el área de la planta de cimentación en pequeñas áreas denominadas elementos placa o dovelas. Así, el análisis se transforma en un problema discreto; del que se obtienen esfuerzos de contacto y hundimientos medios para cada placa (figura 6.2).

El cálculo de los hundimientos del suelo requiere del conocimiento de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo, de los diferentes estratos de suelo (capítulo 5). Llamando α^N a la deformación volumétrica de un estrato N para un tiempo t , y $\Delta\sigma_{ji}^N$ al incremento medio de esfuerzo en un punto j , para el mismo estrato N , debido a la carga aplicada en la dovela con área tributaria \bar{a}_i , la deformación de dicho estrato es:

$$\Delta\delta_{ji}^N = \alpha^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N \tag{6.1}$$

Se debe aclarar que para el análisis de interacción suelo-estructura de la cimentación propuesta, sólo se tiene en cuenta la carga que toma el cajón de cimentación, pues los pilotes se diseñaron para trabajar a su máxima capacidad (capítulo 4). Por esto, en este cálculo, sólo es de interés encontrar el valor de las reacciones que se presentan para el cajón

de cimentación, ya que los desplazamientos que se obtendrán de esta manera no incluirán el peso total del edificio.

El desplazamiento vertical de la superficie en el punto j será la suma de las deformaciones de todos los estratos, así:

$$\delta_{ji} = \sum_A^N \alpha^N \cdot \Delta\sigma_{ji}^N \quad (6.2)$$

El valor de $\Delta\sigma_{ji}^N$ en cualquier punto de la masa de suelo se puede expresar en función de la carga vertical superficial q_i aplicada en una dovela i .

$$\Delta\sigma_{ji}^N = I_{ji}^N \cdot q_i \quad (6.3)$$

Reemplazando 6.3 en 6.2, se obtiene:

$$\delta_{ji} = \sum_A^N \alpha^N I_{ji}^N \cdot q_i \quad (6.4)$$

Ahora, si en 6.4 se asume $q_i = +1$ se obtendrá el desplazamiento unitario vertical en el punto j debido a la carga en i :

$$\bar{\delta}_{ji} = \sum_A^N \alpha^N \cdot I_{ji}^N \quad (6.5)$$

Empleando la metodología de Damy (apéndice C), se calcula el incremento de esfuerzos que esta carga unitaria ficticia produce bajo los centroides de cada una de las dovelas, al centro de cada estrato definido. Con esto se forma una matriz de influencias de esfuerzo, así:

$$I_{ji}^N = \begin{bmatrix} I_{11}^A & I_{11}^B & I_{11}^C & \cdot & \cdot & I_{11}^M \\ I_{21}^A & I_{21}^B & I_{21}^C & \cdot & \cdot & I_{21}^M \\ I_{31}^A & I_{31}^B & I_{31}^C & \cdot & \cdot & I_{31}^M \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ I_{N1}^A & I_{N1}^B & I_{N1}^C & \cdot & \cdot & I_{N1}^M \end{bmatrix} \quad (6.6)$$

En la matriz anterior, el primer subíndice indica bajo qué dovela se calcula la influencia de esfuerzos, mientras el segundo la dovela donde está aplicada la carga uniforme unitaria. El superíndice, el estrato donde se calcula la influencia.

Ahora, conociendo las influencias en los diferentes puntos en la masa de suelo, se procede a calcular los hundimientos de cada estrato, de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} \\ \bar{\delta}_{21} \\ \bar{\delta}_{31} \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{N1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_{11}^A & I_{11}^B & I_{11}^C & \cdot & \cdot & I_{11}^M \\ I_{21}^A & I_{21}^B & I_{21}^C & \cdot & \cdot & I_{21}^M \\ I_{31}^A & I_{31}^B & I_{31}^C & \cdot & \cdot & I_{31}^M \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ I_{N1}^A & I_{N1}^B & I_{N1}^C & \cdot & \cdot & I_{N1}^M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \alpha^C \\ \cdot \\ \cdot \\ \alpha^N \end{bmatrix} \quad (6.7)$$

Llevando a cabo el mismo procedimiento se calculan los vectores de hundimiento cuando la carga unitaria se aplica en las diferentes dovelas, y se obtiene así la matriz de flexibilidades del suelo:

$$\begin{bmatrix} \bar{\delta}_{j1} \\ \bar{\delta}_{j2} \\ \bar{\delta}_{ji} \\ \cdot \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{jN} \end{bmatrix}^T = \begin{bmatrix} \bar{\delta}_{11} & \bar{\delta}_{21} & \bar{\delta}_{31} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{K1} \\ \bar{\delta}_{12} & \bar{\delta}_{22} & \bar{\delta}_{32} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{K2} \\ \bar{\delta}_{13} & \bar{\delta}_{23} & \bar{\delta}_{33} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{K3} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \bar{\delta}_{1N} & \bar{\delta}_{2N} & \bar{\delta}_{3N} & \cdot & \cdot & \bar{\delta}_{KN} \end{bmatrix} \quad (6.8)$$

A partir de 6.4 y 6.8, se obtiene que el hundimiento medio de las placas se puede calcular con la siguiente expresión:

$$|\bar{\delta}| = [\bar{\delta}_{ji}]^T \cdot |\bar{q}| \quad (6.9)$$

Siendo:

$\bar{\delta}$: vector de asentamientos de las placas.

\bar{q} : vector de esfuerzos de contacto.

La expresión anterior se conoce como *ecuación matricial de asentamientos* (EMA). Para ver el desarrollo completo de dicha ecuación, se puede consultar la parte I de Zeevaert (1980).

6.2.2 Cálculo de la distribución de reacciones: A partir de los conceptos que se explicaron anteriormente, se procedió a realizar el cálculo de la distribución de reacciones en la losa para dos tiempos diferentes, uno a corto plazo y otro a largo plazo, así: 1.125 años y 50 años.

Para determinar las reacciones de contacto entre el cajón de cimentación y el suelo, el primero se asumió como infinitamente rígido hipótesis aceptable dadas las dimensiones del cajón, 3.4 m de peralte por 27.0 m de longitud del lado más corto.

Ahora, como se planteó anteriormente, el primer paso a seguir es dividir el área de la planta de cimentación en dovelas. En este caso, la losa se dividió en 64 placas con 81 nodos (figura 6.3).

Luego de tener la discretización del cajón de cimentación, se procede a determinar la carga que la losa transmite al suelo de apoyo (tabla 6.1). De acuerdo a lo expresado en el numeral 6.2.1, dicha reacción se obtiene como la carga que resiste el cajón (q_a), sin tomar en cuenta los pilotes, por el área del mismo. Además de esta carga, la losa soportará momentos alrededor de los ejes X y Y, debido a las excentricidades que presenta el edificio (capítulo 3).

El paso siguiente, consiste en determinar las propiedades de compresibilidad del suelo, de acuerdo a lo explicado en el capítulo 5, pero tomando en cuenta sólo la carga del cajón de cimentación. Dicho cálculo se presenta en el apéndice F.

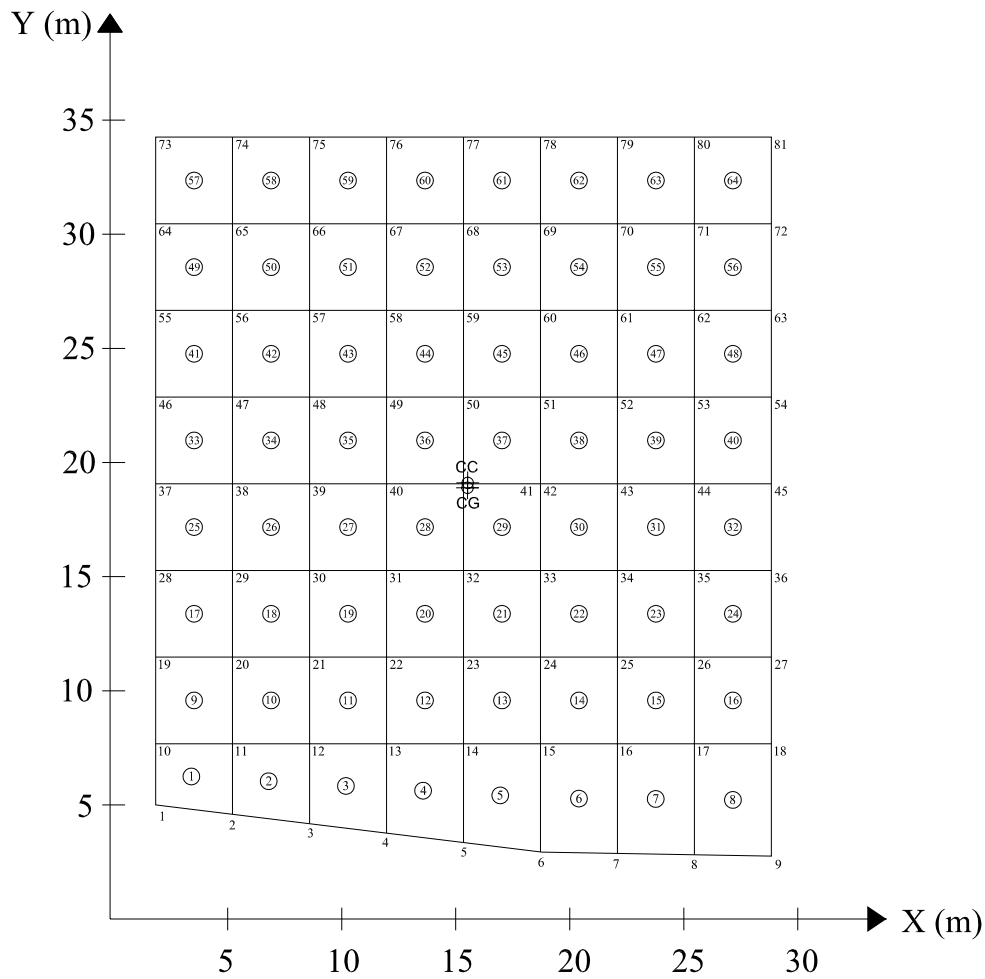


Figura 6.3: División del cajón en una retícula de barras.

	X	Y
CARGA EN LA LOSA	1925.607 t	
CG	15.6769 m	18.8920 m
EXCENTRICIDAD	-0.0064 m	-0.1705 m
MOMENTOS	-12.352 t-m	-328.320 t-m

Tabla 6.1: Fuerza y momentos actuantes, para la interacción estática.

Enseguida se obtiene la matriz de influencias, con la metodología de Damy. Con ésta y las propiedades de compresibilidad antes determinadas, se procede a construir la matriz de flexibilidades del suelo (ecuación 6.8).

Luego de esto, para la carga vertical, se asume un hundimiento uniforme, cercano al esperado, para el cajón de cimentación rígido. Con el hundimiento asumido y la matriz de flexibilidades, se obtiene un valor inicial para las reacciones de cada dovela a partir de la ecuación 6.9. Posteriormente, se hace la sumatoria de dichas reacciones por su respectiva área ($\sum q_i \cdot a_i$); si este valor es igual al peso que transmite la losa al suelo, las reacciones son correctas, si no, se obtiene un factor de corrección para éstas como: $f_{corr} = W_e / (\sum q_i \cdot a_i)$. Se procede entonces, a multiplicar cada reacción por el factor de corrección, obteniendo así la distribución de reacciones definitiva para carga vertical.

Para obtener las distribución de reacciones producida por los momentos generados por las excentricidades, se sigue un procedimiento similar al utilizado para la carga vertical. Inicialmente se asume un giro uniforme para la cimentación rígida, ya sea en X o en Y, a partir del cual se obtienen los desplazamientos del suelo. Con estos desplazamientos y la matriz de flexibilidades, se obtienen las reacciones iniciales (ecuación 6.9), las cuales se corrigen de igual forma que las calculadas para la carga vertical, para así obtener la distribución de reacciones definitiva para el momento estudiado. Este procedimiento se repite para el momento en el otro sentido. Ya conociendo las reacciones producidas por los momentos, se obtuvieron que los giros máximos esperados para la estructura: $\theta_x = 3.07 \times 10^{-5}$ en la dovela 57 y $\theta_y = 0.00061$ en la dovela 8, los cuales son valores aceptables, para el buen funcionamiento de ésta.

Zea (1998) desarrolló varios programas (ISRET, PRISRET, CHECAMIS, PARSEV y ALFAS) que permiten llevar a cabo los cálculos antes descritos, de una forma rápida y sencilla. En el presente trabajo se utilizaron dichas herramientas de cálculo. Para obtener mayor información sobre estos programas, se recomienda consultar la tesis de maestría de Zea (1998).

Aplicando el principio de superposición de causas y efectos, se sumaron las reacciones determinadas para la carga vertical y los momentos, para así obtener la reacción total en el contacto suelo-cajón de cimentación. En el apéndice F se puede ver este procedimiento.

6.3 Interacción dinámica suelo-estructura:

6.3.1 *Propiedades dinámicas del suelo:* El primer paso para realizar un análisis de interacción dinámica suelo-estructura, es determinar las propiedades dinámicas del suelo. De acuerdo con las pruebas de péndulo de torsión libre realizadas (capítulo 1 y apéndice A), todas las probetas presentaron una ley de comportamiento acorde con el comportamiento de las arcillas (Zeevaert, 1993), como era de esperarse en estos materiales:

$$\mu = \mu_o e_N^{n_c \sigma_c} \quad (6.10)$$

Donde:

e_N : es la base de los logaritmos neperianos, normalmente simbolizada por e , pero en este caso se consideró prudente cambiar el símbolo para evitar confusiones con la relación de vacíos.

μ : módulo de rigidez dinámica del suelo.

μ_o : módulo de rigidez dinámica del suelo, obtenido de la recta para un valor de $\sigma_c = 0$.

n_c : constante adimensional que representa la pendiente de la recta en escala semilogarítmica.

σ_c : esfuerzo de confinamiento al centro del estrato estudiado:

$$\sigma_c = \frac{1}{3} \left(\frac{1+\nu}{1-\nu} \right) \sigma_z \quad (6.11)$$

Siendo ν la relación de Poisson y σ_z el esfuerzo efectivo vertical.

A partir del módulo de rigidez dinámica del suelo, se puede determinar el valor de las deformaciones volumétricas para los diferentes estratos, en condiciones dinámicas, de la siguiente forma:

$$\alpha_d = \frac{d}{2(1+\nu)\mu} \quad (6.12)$$

Dichas propiedades dinámicas, se presentan en la tabla F.8 del apéndice F.

6.3.2 *Propiedades sísmicas de la estructura:* Para poder determinar las reacciones dinámicas de interacción suelo-estructura, no sólo se necesita conocer las propiedades del suelo, sino que también es necesario determinar las propiedades dinámicas de la estructura, siendo éstas, la altura del centro de masa y el período de la misma.

En la tabla 6.2, se presenta la determinación de la altura del centro de masa de la estructura.

Para determinar el período de vibración de la estructura, se utilizó el Método de Newmark (1943), el cual es aplicable al cálculo del modo fundamental de vibración de estructuras sencillas. En estas estructuras, la masa de los pisos intermedios está ligada sólo a los pisos superior e inferior, mediante resortes que representan las rigideces de entrepiso correspondientes.

Piso	h_i (m)	w_i (t/m ²)	$h_i w_i$ (t/m)
11	36	0.83	29.83
10	33.3	0.83	27.59
9	30.6	0.83	25.35
8	27.9	0.83	23.12
7	25.2	0.83	20.88
6	22.5	0.83	18.64
5	19.8	0.83	16.41
4	17.1	0.83	14.17
3	14.4	0.83	11.93
2	11.7	0.83	9.69
1	9	0.83	7.46
PB	6.3	0.83	5.22
Semisotano	3.6	2.61	9.40
		12.56	219.70

h_{cm}	17.50 m
----------	---------

Tabla 6.2: Altura del centro de masa de la estructura.

Lo primero que se debe hacer para aplicar esta metodología, es determinar las rigideces de entrepiso mencionadas. Para dicho propósito, se consideró que las columnas de cada nivel

se encuentran empotradas en la losa, a partir de lo cual se puede decir que, para una columna, la rigidez lineal al corte es (Tremani, 1971):

$$r_c = \frac{12EI}{h^3} \tag{6.13}$$

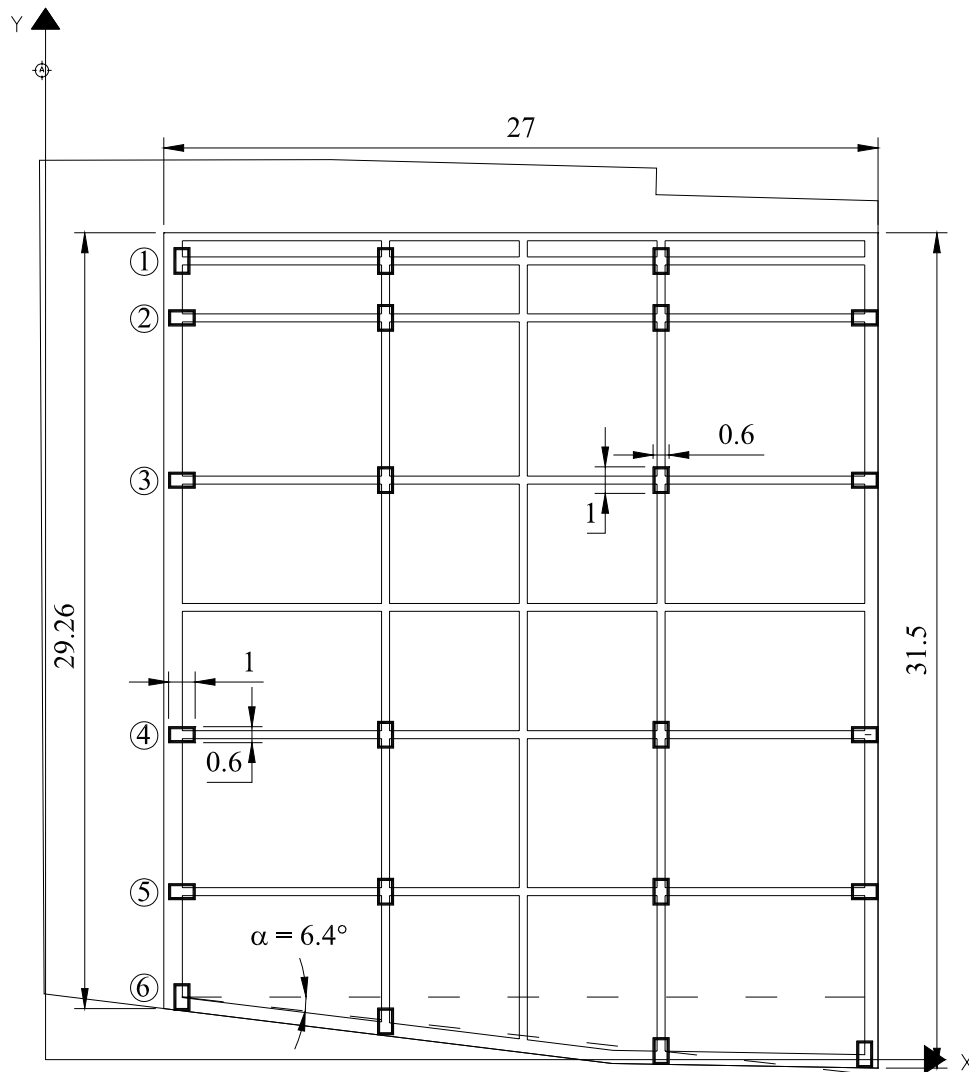


Figura 6.4: Marcos en el sentido corto (longitudes en metros).

Ahora, como se puede observar en la figura 6.4, en el sentido del análisis (lado corto), se tienen 6 marcos para los cuales se calculó la rigidez de cada columna. Enseguida, para cada marco, se sumó la rigidez de las columnas que componen el mismo y así se obtuvo la rigidez de éste.

Conociendo el valor de la rigidez de cada marco, se procedió luego a determinar el valor promedio de la rigidez de entrepiso. En la figura anterior, se ve que el marco 6 presenta una inclinación media de 6.4° , por lo que para el cálculo de la rigidez media de la estructura, se utiliza el valor de la rigidez en la proyección horizontal. A partir de lo anterior, se obtuvo que la rigidez media de entrepiso, para todos los niveles es de:

$$K = 1667.504 \text{ t/cm}$$

El cálculo detallado de esto, se presenta en el apéndice F.

Siguiendo con el Método de Newmark, a continuación se describen los pasos, para determinar el período fundamental de la estructura (Bazán y Meli, 2002):

- Se supone un desplazamiento inicial X . Para comenzar, es usualmente apropiado suponer valores iguales al número de orden del piso (piso 1 = 1 cm, piso 2 = 2 cm, piso 3 = 3 cm y así sucesivamente).
- Se obtiene la fuerza de inercia en cada masa correspondiente a la configuración supuesta. Estas fuerzas serían $MX\omega^2$ (donde M es la masa del piso y ω la frecuencia circular). Como se desconoce ω^2 , se calculan los productos $MX = F/\omega^2$, para cada nivel.
- A partir de las fuerzas de inercia, se calculan las fuerzas cortantes en los entrepisos, también divididas por ω^2 ; esto es, se obtiene V/ω^2 .
- Dividiendo las fuerzas cortantes entre las rigideces de entrepiso, se obtienen las deformaciones de cada nivel divididas entre ω^2 , es decir, se obtiene $\Delta Y/\omega^2$.
- Al sumar los valores de $\Delta Y/\omega^2$, de cada nivel, se obtiene el valor del desplazamiento acumulado de las masa Y/ω^2 , para cada piso.
- Por último, se determina el valor de ω^2 para cada masa, como los cocientes $X_i/(Y_i/\omega^2)$, donde i es el nivel estudiado. Si los desplazamientos X supuestos son los correctos, se obtendrá el mismo valor ω^2 para todas las masas; en caso contrario, es necesario repetir todos los pasos anteriores. A partir de la segunda iteración en

adelante, el valor de X se puede hacer igual a $(Y_i/\omega^2)/(Y_1/\omega^2)$, normalizando todos los niveles con respecto al primero.

Para calcular la frecuencia promedio de la estructura, se pueden promediar los valores de la última iteración.

Aplicando esta metodología, se obtuvo que la frecuencia, y por ende el período de la estructura, son:

$$\omega = 6.128 \text{ rad/s}$$

$$T = 1.025 \text{ s}$$

En la tabla F.11 del apéndice F, se presenta una hoja de cálculo con la última iteración aplicando esta metodología.

6.3.3 Vibración del terreno: Luego de conocer las propiedades dinámicas del material, el siguiente paso consiste en determinar la forma de vibración del suelo. Para que dicha forma de vibrar quede definida, es necesario determinar el período fundamental de vibración, las distorsiones relativas y los esfuerzos cortantes, producidos por cierta aceleración sísmica en la superficie. A continuación se explica la metodología desarrollada por Zeevaert, para este propósito.

Lo primero que se debe hacer, es obtener una aproximación inicial del período del suelo, por medio del método de las celeridades. Para esto, se debe determinar el módulo dinámico de rigidez de cada estrato, de acuerdo a lo explicado en el numeral 6.3.1. Enseguida, se calcula la celeridad de la onda de corte (C_s) en cada estrato del suelo, de la siguiente forma:

$$C_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (6.14)$$

Siendo ρ la masa unitaria del estrato estudiado.

Conociendo la celeridad de cada estrato, el período se obtiene como:

$$T_s = 4 \sum_{i=1}^N \frac{d_i}{C_{si}} \quad (6.15)$$

En donde C_{si} es la celeridad de onda de corte para un estrato de espesor d_i . d_i/C_{si} representa el tiempo que toma la onda de cortante para atravesar el estrato i . La suma de los tiempos para los N estratos, desde la superficie del suelo hasta la base firme, será $1/4$ del período dominante del depósito de suelo.

A partir del cálculo anterior, se obtuvo que el período del suelo es igual a:

$$T_s = 2.697 \text{ s}$$

El cálculo detallado se puede ver en la tabla F.12 del apéndice F.

Conociendo esta aproximación inicial del período, se procede ahora a determinar las distorsiones relativas, los esfuerzos cortantes y a refinar el valor del período del suelo, para cierta aceleración sísmica, asignada a la superficie del terreno. Se utiliza, entonces, el método de las distorsiones, el cual establece las expresiones paramétricas de movimiento sísmico para el caso de ondas de corte que viajan desde el estrato firme hacia la superficie. En la figura 6.5, se establece el equilibrio dinámico de un elemento de suelo a la profundidad z_i , como sigue:

- Equilibrio dinámico del elemento:

$$(\tau_{i+1} - \tau_i) = (\rho_i d_i) \frac{1}{2} (\delta_i + \delta_{i+1}) p_n^2 \quad (6.16)$$

- Distorsión del elemento:

$$\frac{\delta_i - \delta_{i+1}}{d_i} = \frac{\tau_i + \tau_{i+1}}{2\mu} \quad (6.17)$$

En donde:

p_n : frecuencia circular.

μ : rigidez dinámica.

ρ_i : masa unitaria.

d_i : espesor del estrato i .

δ_i : distorsión del punto i .

τ_i : esfuerzo cortante en el punto i .

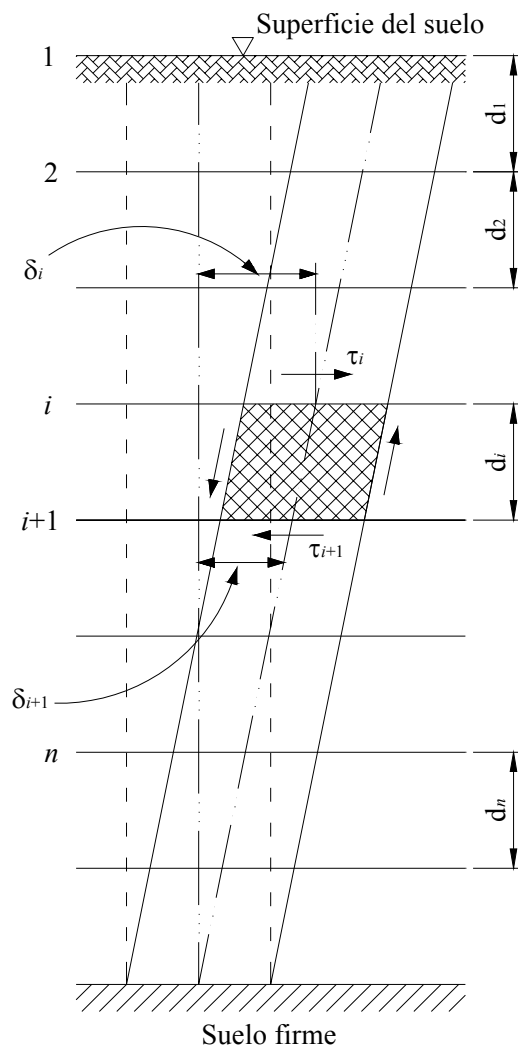


Figura 6.5: Columna de suelo sujeta a movimiento sísmico (Zeevaert, 1988).

De las expresiones 6.16 y 6.17, se encuentran los algoritmos para el cálculo de δ , τ y p_n , a saber:

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad (6.18)$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i \quad (6.19)$$

En donde A_i , B_i , y C_i tienen los siguientes valores:

$$A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i} \quad (6.20a)$$

$$B_i = \frac{1}{1 + N_i} \left(\frac{d_i}{\mu_i} \right) \quad (6.20b)$$

$$C_i = \frac{1}{2} \rho_i d_i p_n^2 \quad (6.20c)$$

$$N_i = \frac{\rho_i d_i^2}{4 \mu_i} p_n^2 \quad (6.20d)$$

Conociendo la aceleración máxima (a_o) asignada a la superficie del suelo, se calcula la amplitud de desplazamiento horizontal correspondiente: $\delta_s = a_o / p_n^2$. En la superficie del suelo, el esfuerzo cortante es $\tau_i = 0$. Con el valor de la frecuencia, obtenido a partir de 6.14, se determinan A_i , B_i , y C_i , y se calcula, con 6.17, el valor siguiente del desplazamiento δ_{i+1} y luego de 6.19 el valor de τ_{i+1} . Con estos valores, se entra nuevamente a la ecuación 6.17 y se calcula el próximo valor de δ_{i+2} , y con la 6.18 el valor de τ_{i+2} . En esta forma, paso a paso, se integran las expresiones 6.17 y 6.18 hasta llegar a la base firme donde $\delta_{sb} = 0$ y τ_{sb} es máxima. Si $\delta_{sb} = 0$ no se cumple al llegar a la base firme, se rectifica el valor de p_n y se repite el cálculo hasta satisfacer la frontera (Zeevaert, 1988).

Además de determinar las distorsiones relativas y los esfuerzos cortantes producidos por la onda de corte en el suelo, también es de suma importancia evaluar las deformaciones volumétricas, las variaciones en los esfuerzos efectivos y las presiones de poros, inducidas por las ondas sísmicas de compresión y dilatación (también conocidas como ondas planas u

ondas P) en la superficie de la masa de suelo, donde se alojan las cimentaciones de los edificios.

Es importante destacar que el estudio de las dos ondas anteriores (onda de corte y onda P), para obras de ingeniería, se realiza para la componente horizontal de la onda, debido a que en la práctica se ha encontrado que el efecto sísmico de la componente vertical es menos importante.

Una solución particular para el comportamiento horizontal de la onda P, en el semiespacio isótropo y homogéneo, puede ser representada en el sentido x de traslación por la siguiente ecuación (Zeevaert, 1995):

$$\delta_{xz} = \pm \delta_{x0} e^{-rz} \operatorname{sen} \left[p_R \left(t - \frac{x}{C_R} \right) \right] \quad (6.21)$$

Donde:

δ_{xz} : desplazamiento horizontal de la onda a la profundidad z .

δ_{x0} : desplazamiento máximo para $z = 0$.

x : coordenada de referencia.

C_R : celeridad de la onda de superficie.

p_R : frecuencia circular.

t : tiempo.

r : factor de atenuación con la profundidad.

La onda P se origina a lo largo del plano xz en el sentido de propagación x . Las deformaciones unitarias y las presiones, para esta onda, son las siguientes:

$$\varepsilon_x \neq 0, \varepsilon_y = 0 \text{ y } \varepsilon_z \neq 0; \sigma_x \neq 0, \sigma_y \neq 0 \text{ y } \sigma_z \neq 0.$$

La ecuación 6.21 debe satisfacer la ecuación de movimiento para una onda de compresión y dilatación (Zeevaert, 1995):

$$C_d^2 \left(\frac{\partial^2 \delta_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \delta_x}{\partial z^2} \right) = \frac{\partial^2 \delta_x}{\partial t^2} \quad (6.22)$$

Donde C_d es la celeridad de la onda de compresión y dilatación. Sustituyendo 6.21 en 6.22, se obtiene:

$$-\frac{p_R^2}{C_R^2} C_d^2 + C_d^2 r^2 = -p_R^2$$

De donde:

$$r^2 = \frac{p_R^2}{C_R^2} \left(1 + \frac{C_R^2}{C_d^2} \right) \quad (6.23)$$

De la teoría general de la onda plana superficial (Zeevaert, 1988), se obtiene que las relaciones de las velocidades de las ondas:

$$\left(\frac{C_R}{C_d} \right)^2 = \alpha^2 \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}, \quad \frac{C_R}{C_s} = \alpha \quad (6.24)$$

En donde α es un factor función de la relación de Poisson (ν), el cual varía de acuerdo a lo expuesto en la tabla 6.3.

ν	α
0.25	0.919
0.30	0.927
0.35	0.934
0.40	0.941
0.45	0.948
0.50	0.955

Tabla 6.3: Valores de α , para diferentes relaciones de Poisson (Zeevaert, 1988).

Sustituyendo 6.24 en 6.23, se obtiene que el factor de atenuación es:

$$r = \frac{p_R}{C_R} \sqrt{1 - \alpha^2 \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \quad (6.25)$$

Llamando al radical a_ν , y siendo éste función de la relación de poisson, sus valores se pueden obtener asignándole al suelo un valor determinado de ν . a_ν varía en el siguiente rango: $\nu = 0.25$, $a_\nu = 0.85$ y cuando $\nu \rightarrow 0.50$, $a_\nu \rightarrow 1.00$. Para fines prácticos, también se puede considerar que (Zeevaert, 1995):

$$\frac{p_R}{C_R} = \frac{p_s}{C_s} \quad (6.26)$$

Donde p_s y C_s son la frecuencia circular y la celeridad de la onda de cortante para el caso de un suelo que muestre propiedades casi isotrópicas. Para un espacio plano isotrópico se puede obtener, a partir de la ecuación 6.21, los incrementos de deformación unitaria y presiones inducidas en el subsuelo por este tipo de onda sísmica. Las presiones así obtenidas se adicionan a las condiciones estáticas (Zeevaert, 1995).

El incremento de la deformación unitaria ($\partial\delta_{xz}/\partial x$), en la dirección de la propagación de la onda, para una profundidad z determinada es:

$$\Delta\varepsilon_{xz} \approx \pm \frac{\delta_{xo} p_s}{C_s} e^{-r_z} \cos \left[p_s \left(t - \frac{x}{C_s} \right) \right] \quad (6.27)$$

Pero $(\delta_{xo} p_s) = V_{xo}$, se designa como la velocidad orbital de la onda en la superficie del suelo, por consiguiente:

$$\Delta\varepsilon_{xz} \approx \pm \frac{V_{xo}}{C_s} e^{-r_z} \cos \left[p_s \left(t - \frac{x}{C_s} \right) \right] \quad (6.28)$$

Llamando M_{xz} al módulo de deformación unitaria en la dirección x , para una profundidad z , el incremento de la presión que origina la onda por definición es (Zeevaert, 1995):

$$\Delta p_{xz} = \frac{\Delta\varepsilon_{xz}}{M_{xz}} \quad (6.29)$$

De acuerdo con Zeevaert (1988 y 1995), para la deformación plana se obtiene que $\Delta\varepsilon_{xz} = (1-\nu^2) \cdot M_{xz} \cdot \Delta p_{xz}$, siendo $M_{xz} = 1/(2\mu(1-\nu))$; por consiguiente:

$$\Delta p_{xz} = \frac{2\mu}{1-\nu} \Delta \varepsilon_{xz} \quad (6.30)$$

Expresando al módulo dinámico de rigidez en función de la celeridad de la onda de corte y la masa unitaria del suelo:

$$\mu = \rho C_s^2 \quad (6.31)$$

Así pues, el módulo dinámico de deformación unitaria de 6.29, a partir de 6.30 y 6.31 queda definido como:

$$M_{xz} = \frac{1-\nu}{2\rho C_{sz}^2} \quad (6.32)$$

Por lo tanto, a partir de 6.28, 6.29 y 6.32, la presión que genera la onda es:

$$\Delta p_{xz} = \left\{ \frac{2\rho}{1-\nu} C_s^2 \right\}_n \frac{V_{xo}}{C_{so}} e^{-r'z} \cos \left[p_s \left(t - \frac{x}{C_s} \right) \right] \quad (6.33)$$

De la ecuación 6.33, se reconoce que cuando se considera al suelo isótropo, la configuración de la velocidad orbital de la onda con la profundidad queda expresada como:

$$V_{xz} = V_{xo} e^{-r'z} \quad (6.34)$$

Así también $C_{sz} = C_{so} = \text{constante}$, y se puede escribir:

$$\Delta p_{xz} = \frac{2\rho}{1-\nu} C_{so} V_{xz} \cos \left[p_s \left(t - \frac{x}{C_s} \right) \right] \quad (6.35)$$

Para el incremento máximo de la presión, a una profundidad z :

$$\cos \left[p_s \left(t - \frac{x}{C_s} \right) \right] = 1$$

Por lo que:

$$(\Delta p_{xz})_{\max} = \frac{2\rho}{1-\nu} (C_{so} V_{xo}) e^{-r'z} \quad (6.36)$$

La discusión hasta ahora presentada para la onda de compresión y dilatación, ha sido para un semiespacio isótropo y homogéneo. Sin embargo, en la naturaleza, el subsuelo no es un medio que presente dichas características. Para encontrar una solución para un medio estratificado, se supone conocer la estratigrafía y propiedades dinámicas medias de cada uno de los estratos que configuran al subsuelo (figura 6.6).

ESTRATO	PARÁMETROS						DEFORMACIÓN UNITARIA MÁXIMA	COMPATIBILIDAD
	ρ	ν	a_v	C_s	r	d		
SUPERFICIE DEL SUELO								
1	ρ_1	ν_1	A_1	C_1	r_1	d_1	$\Delta \bar{\epsilon}_1 = V_1/C_1$ $\Delta \epsilon_1 = (V_1/C_1) e_n^{-r_1 d_1}$	$\Delta \bar{\epsilon}_1$
2	ρ_2	ν_2	a_2	C_2	r_2	D_2	$\Delta \bar{\epsilon}_2 = V_2/C_2$ $\Delta \epsilon_2 = (V_2/C_2) e_n^{-r_2 d_2}$	$\Delta \epsilon_1 = \Delta \bar{\epsilon}_2$
3	ρ_3	ν_3	a_3	C_3	r_3	d_3	$\Delta \bar{\epsilon}_3 = V_3/C_3$ $\Delta \epsilon_3 = (V_3/C_3) e_n^{-r_3 d_3}$	$\Delta \epsilon_2 = \Delta \bar{\epsilon}_3$
.	$\Delta \bar{\epsilon}_4 = V_4/C_4$	$\Delta \epsilon_4 = \Delta \bar{\epsilon}_4$
$n-1$	ρ_{n-1}	ν_{n-1}	a_{n-1}	C_{n-1}	r_{n-1}	d_{n-1}	$\Delta \epsilon_{n-1} = (V/C)_{n-1} e_n^{-(rd)_{n-1}}$	$\Delta \epsilon_{n-1} = \Delta \bar{\epsilon}_n$
n	ρ_n	ν_n	a_n	C_n	r_n	d_n	$\Delta \bar{\epsilon}_n = V_n/C_n$ $\Delta \epsilon_{n-1} = (V/C)_n e_n^{-(rd)_n}$	$\Delta \epsilon_n = \Delta \bar{\epsilon}_{n+1}$
$n+1$	ρ_{n+1}	ν_{n+1}	a_{n+1}	C_{n+1}	r_{n+1}	d_{n+1}	$\Delta \bar{\epsilon}_{n+1} = (V/C)_{n+1}$	

Figura 6.6: Compatibilidad de deformaciones unitarias entre interfase de estratos (Zeevaert, 1995).

De las condiciones de compatibilidad de deformación unitaria en la interfase de los estratos, se pueden establecer las condiciones que aparecen en la tabla 6.4, y de las expresiones

expuestas en dicha tabla, se puede calcular la deformación unitaria máxima en cualquier interfase de los estratos de suelo:

$$\Delta\varepsilon_{xn} = \frac{V_n}{C_n} e^{-r_n d_n} \tag{6.37}$$

Interfase de los estratos	$(\Delta\varepsilon_{n-1} = \Delta\varepsilon_n)$
Superficie	$\frac{V_1}{C_1}$
1 – 2	$\frac{V_1}{C_1} e^{-r_1 d_1} = \frac{V_2}{C_2}$
2 – 3	$\frac{V_2}{C_2} e^{-r_2 d_2} = \frac{V_3}{C_3}$
3 – 4	$\frac{V_3}{C_3} e^{-r_3 d_3} = \frac{V_4}{C_4}$
...
...
$(n-1) - n$	$\frac{V_{n-1}}{C_{n-1}} e^{-r_{n-1} d_{n-1}} = \frac{V_n}{C_n}$

Tabla 6.4: Compatibilidad de deformaciones unitarias entre interfase de estratos (Zeevaert, 1995).

Substituyendo las relaciones entre cada estrato, se obtiene:

$$\Delta\varepsilon_{xn} = \frac{V_1}{C_1} \cdot e^{-r_1 d_1} \cdot e^{-r_2 d_2} \cdot e^{-r_3 d_3} \dots e^{-r_n d_n}$$

o bien (6.38)

$$\Delta\varepsilon_{xn} = \left(\frac{V_1}{C_1} \right) e^{-\sum_{i=1}^n r_i d_i}$$

La ecuación 6.38 proporciona la configuración unitaria, con la profundidad, en la interfase de los estratos. En ésta, V_1 y C_1 representan la velocidad orbital y la celeridad de la onda en superficie del suelo, respectivamente (Zeevaert, 1995).

Para obtener la distribución de presiones en los estratos, la ecuación 6.38 deberá dividirse por el módulo dinámico de deformación unitaria (ecuación 6.32). Por consiguiente:

$$(\Delta p_x)_n = \pm \left(\frac{2\rho}{1-\nu} C_s^2 \right)_n \left(\frac{V_1}{C_1} \right) e_N^{-\sum_{i=1}^n r_i d_i} \quad (6.39)$$

Con la ecuación 6.39 se pueden calcular las presiones en cada estrato, así:

- En la parte inferior del estrato $n-1$:

$$(\Delta p_x)_{n-1} = \left(\frac{2\rho}{1-\nu} C_s^2 \right)_{n-1} \left(\frac{V_1}{C_1} \right) e_N^{-\sum_{i=1}^{n-1} r_i d_i} \quad (6.40a)$$

- En la parte superior del estrato n :

$$(\Delta p_x)_n = \left(\frac{2\rho}{1-\nu} C_s^2 \right)_n \left(\frac{V_1}{C_1} \right) e_N^{-\sum_{i=1}^{n-1} r_i d_i} \quad (6.40b)$$

En la interfase de los estratos se obtiene la configuración de la velocidad orbital, como:

$$(V_x)_n = V_1 e_N^{-\sum_{i=1}^n r_i d_i} \quad (6.41)$$

Y la aceleración:

$$(a_x)_n = a_{x1} e_N^{-\sum_{i=1}^n r_i d_i} \quad (6.42)$$

En donde $a_{x1} = a_o$, es la aceleración horizontal asignada a la superficie del suelo. Así, también se obtiene:

$$\frac{\Delta \varepsilon_{xn}}{\Delta \varepsilon_{x1}} = \frac{a_{xn}}{a_{x1}} \quad (6.43)$$

Para el cálculo de los esfuerzos efectivos es necesario conocer el incremento de la presión sísmica en el agua de poro. Para el caso de suelos saturados, como el acá presentado, el cálculo se efectúa por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta \omega_z = \frac{1}{1 + \beta_{cx}} \Delta p_{xz} \quad (6.44)$$

En donde:

$\beta_{cx} = M_{ez}/M_{cx}$: factor de respuesta debido a la compresión horizontal.

M_{ez} : módulo de deformación unitaria de expansión o respuesta en sentido vertical.

M_{cx} : módulo dinámico de deformación unitaria de compresión horizontal.

El valor de β_{cx} varía de acuerdo con el nivel del esfuerzo inducido por la onda sísmica con relación a la resistencia del suelo. Para niveles de esfuerzos bajos, el valor de β_{cx} es del orden de 0.95 y para niveles muy altos tiende a 0.5 (Zeevaert, 1995). Para niveles medios, en la arcilla típica de la Ciudad de México, se puede considerar que $0.85 < \beta_{cx} < 0.95$.

Así pues, el esfuerzo efectivo es:

$$\Delta\sigma_{xz} = (\Delta p_{xz} - \Delta\omega_z) \text{ o bien } \Delta\sigma_{xz} = \left(1 - \frac{1}{1 + \beta_{cx}}\right) \Delta p_{xz} \quad (6.45)$$

De acuerdo a lo que se ha venido explicando, para realizar el análisis de vibración del terreno, con ambas ondas (onda de corte y onda de superficie), es necesario asignar un valor de aceleración a la superficie del terreno. Tomando en cuenta la historia de aceleraciones del sitio, se tomaron dos criterios diferentes de este valor.

- En el primer caso, se tomó $a_o = 1 \text{ m/s}^2$, de acuerdo a lo que Zeevaert (1988) determinó a partir de los registros que los acelerogramas arrojaron durante el sismo del 85, para el centro de la Ciudad de México.
- En segunda instancia, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$. Dicho valor se obtuvo a partir del cortante basal que se calculó, de acuerdo con lo que especifican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal, en el numeral 8.1. El cálculo de esta aceleración se presenta en el inciso 6.3.5.

El análisis de vibración del terreno, de acuerdo a lo que se acaba de explicar para las ondas de corte y de superficie, se presenta, en forma detallada, en el apéndice F (tablas F.13 a F.16 y figuras F.3 a F.6).

6.3.4 Momento de volteo: La respuesta sísmica de una cimentación se analiza principalmente por el fenómeno de rotación, el cual es ocasionado por el momento de

volteo sísmico de la estructura. Durante este fenómeno, se incrementan los esfuerzos de contacto entre la estructura de cimentación y suelo. Dichos esfuerzos es necesario analizarlos para verificar el comportamiento y, consecuentemente, la estabilidad de la cimentación (Zeevaert, 1980).

Es importante recordar que el análisis de interacción suelo-estructura de la cimentación propuesta, se hace considerando una cimentación rígida sin pilotes (numeral 6.2.4), pues los pilotes se diseñaron para trabajar a su máxima capacidad (capítulo 4), por lo que no intervienen en la interacción suelo-estructura, ya sea estática o dinámica.

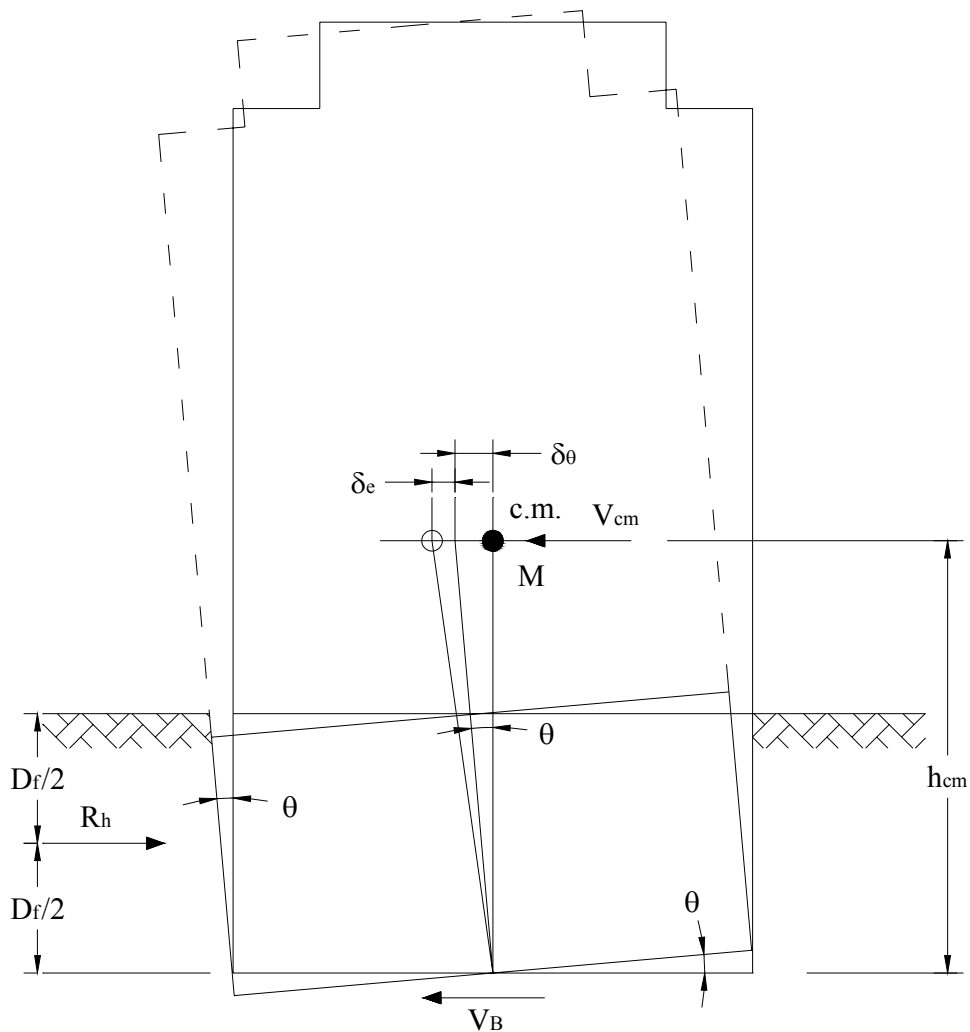


Figura 6.7: Rotación de un edificio (Zeevaert, 1980).

Supóngase que para la estructura representada en la figura 6.7, se conoce el período de vibración de la estructura (T_e) y el período de rotación de la cimentación (T_θ), con los cuales es posible obtener el período acoplado de vibración cimentación – edificio (T_o), el período de vibración de la masa de suelo (T_s) y el amortiguamiento del edificio (ζ_e) y de la cimentación (ζ_θ), con los cuales es posible calcular el amortiguamiento equivalente del sistema cimentación – edificio (ζ_o).

A partir de T_o y de ζ_o , se puede usar el espectro de diseño (figura A.29, apéndice A) para encontrar el factor de amplificación ($f_a = R_a/a_o$), de donde la fuerza de inercia en el centro de masa del edificio será (Zeevaert, 1995):

$$V_{cm} = f_a a_D M \quad (6.46)$$

Siendo:

f_a : factor de amplificación.

R_a : respuesta de pseudo-aceleración.

a_o : aceleración máxima en la superficie del terreno.

a_D : aceleración correspondiente a la profundidad de desplante.

M : masa del edificio incluyendo la cimentación.

En la amplitud máxima del balanceo (θ), se puede establecer el equilibrio dinámico de la cimentación del edificio. De la figura 6.7 se obtiene que el momento dinámico máximo de volteo, el cual es tomado por los momentos de reacción que se ejercen en la base y muros del cajón de cimentación:

$$O_T = V_{cm} \cdot h_{cm} \quad (6.47)$$

Siendo h_{cm} el centro de masa de la estructura. La fuerza de inercia máxima durante el movimiento sísmico en el centro equivalente de masa es:

$$V_{cm} = (\delta_e + \delta_\theta) \omega_o^2 M \quad (6.48)$$

Donde:

δ_e : es deflexión elástica de la superestructura.

δ_θ : es el desplazamiento del centro de masa debido al giro de la cimentación.

ω_o : frecuencia circular acoplada del sistema.

Por otro lado la fuerza de restitución en el centro de masa es:

$$V_{cm} = K_e \delta_e \quad (6.49)$$

Siendo K_e la constante de resorte que representa el marco del edificio.

Al igualar 6.48 y 6.49, se obtiene:

$$\frac{1}{\omega_o^2} = \frac{M}{K_e} \left(\frac{\delta_e}{\delta_e} + \frac{\delta_\theta}{\delta_e} \right) \quad (6.50)$$

La cimentación tiene otra fuerza de restitución, la cual será por rotación de la cimentación y es $K_\theta \theta$. La amplitud del equilibrio dinámico requiere que $K_\theta \theta = K_e \delta_e h_{cm}$, de donde se obtiene que la relación de las deflexiones es:

$$\frac{\delta_\theta}{\delta_e} = \frac{K_e}{K_\theta} h_{cm}^2 \quad (6.51)$$

Substituyendo 6.51 en 6.50, se tiene:

$$\frac{1}{\omega_o^2} = \frac{h_{cm}^2 M}{K_\theta} + \frac{M}{K_e} \quad (6.52)$$

Los términos en el segundo miembro de 6.52, representan los valores inversos de las frecuencias circulares independientes del sistema, así (Zeevaert, 1983):

- El marco estructural, sin efecto de rotación:

$$\frac{1}{\omega_e^2} = \frac{M}{K_e} \quad (6.53a)$$

- El efecto de rotación, como si el marco estructural fuera infinitamente rígido:

$$\frac{1}{\omega_\theta^2} = \frac{h_{cm}^2 M}{K_\theta} \quad (6.53b)$$

Reemplazando las expresiones 6.53 en 6.52:

$$\frac{1}{\omega_o^2} = \frac{1}{\omega_\theta^2} + \frac{1}{\omega_e^2} \quad (6.54)$$

Partiendo de $\omega = 2\pi/T$, se obtiene que el período acoplado de la estructura es:

$$T_o^2 = T_\theta^2 + T_e^2 \quad (6.55)$$

Donde T_e es el período de la estructura, y a partir de 6.53b, se obtiene el valor del período de rotación de la cimentación, T_θ :

$$T_\theta = 2\pi h_{cm} \sqrt{\frac{M}{K_\theta}} \quad (6.56)$$

Considerando que la expresión 6.55 también es válida para periodos amortiguados, cuando $\zeta_o < 20\%$, se puede escribir (Zeevaert, 1995):

$$T_{od}^2 = T_{\theta d}^2 + T_{ed}^2 \quad (6.57)$$

Donde T_{od} es el período acoplado amortiguado, $T_{\theta d}$ es el período de rotación de la cimentación amortiguado y T_{ed} es el período de la estructura amortiguado.

Siendo ζ_o el amortiguamiento equivalente del sistema estructura-cimentación, ζ_θ el amortiguamiento del suelo y ζ_e el de la superestructura, se puede decir que (Zeevaert, 1995):

$$T_o^2 = T_{od}^2 (1 - \zeta_o^2) \tag{6.58a}$$

$$T_\theta^2 = T_{\theta d}^2 (1 - \zeta_\theta^2) \tag{6.58b}$$

$$T_e^2 = T_{ed}^2 (1 - \zeta_e^2) \tag{6.58c}$$

Substituyendo 6.58 en 6.57:

$$\zeta_o^2 = \frac{(1 - \zeta_\theta^2) \zeta_e^2 T_e^2 + (1 - \zeta_e^2) \zeta_\theta^2 T_\theta^2}{(1 - \zeta_\theta^2) T_e^2 + (1 - \zeta_e^2) T_\theta^2} \tag{6.59}$$

Entonces, con la relación de T_o y ζ_o , se puede usar el espectro de diseño (figura A.29, apéndice A) para encontrar el factor de amplificación ($f_a = R_d/a_o$), con lo cual se calcula la fuerza de inercia en el centro de masa (ecuación 6.46) y el momento de volteo (ecuación 6.47) del edificio.

De acuerdo con Zeevaert (1995), los amortiguamientos de las estructuras se encuentran en un rango del orden del 2% al 5%, y para cimentaciones:

En sedimentos	ζ_θ
Muy suaves	20% a 15%
Suaves	15% a 12%
Rígidos	12% a 8%
Muy rígidos	8% a 6%
Duros	5% o menor

Tabla 6.5: Valores para el amortiguamiento de la cimentación (Zeevaert, 1995).

A partir de lo anterior, para el proyecto acá analizado, se asumió lo siguiente:

$$\zeta_e = 5\% \text{ y } \zeta_\theta = 12\%$$

Para el cálculo de K_θ , se supone que se tiene un cajón de cimentación rígido capaz de tomar el momento de volteo y trabajar de forma monolítica a la flexión. El momento de volteo O_T , inducido por la fuerza de inercia en el centro de masa, se puede dividir en dos: el momento que toman los muros de retención O_{TW} y la fracción del momento que toma la base de la cimentación O_{TB} , de tal manera que (Zeevaert, 1995):

$$O_T = O_{TW} + O_{TB} \quad (6.60)$$

Por definición, la fuerza de restitución por rotación de la cimentación:

$$O_T = \theta K_\theta \quad (6.61a)$$

De manera similar:

$$O_{TW} = \theta K_{\theta W} \quad (6.61b)$$

$$O_{TB} = \theta K_{\theta B} \quad (6.61c)$$

En donde θ es la amplitud sísmica por rotación o cabeceo de la caja rígida de la cimentación, por consiguiente:

$$K_\theta = K_{\theta W} + K_{\theta B} \quad (6.62)$$

El problema consistirá en evaluar los módulos de cimentación $K_{\theta W}$ y $K_{\theta B}$, para calcular así el valor de K_θ . Consideremos al cajón de cimentación en el giro máximo θ (figura 6.8).

El muro del cajón de cimentación gira en un plano presionando sobre el suelo en el sentido horizontal. El giro origina un empuje en el suelo en contacto con el muro. Suponiendo un módulo dinámico medio M_e en sentido horizontal, se obtiene que el desplazamiento horizontal δ_{xz} a una altura z de la base es aproximadamente (Zeevaert, 1995):

$$\delta_{xz} = (M_e p) z \quad (6.63)$$

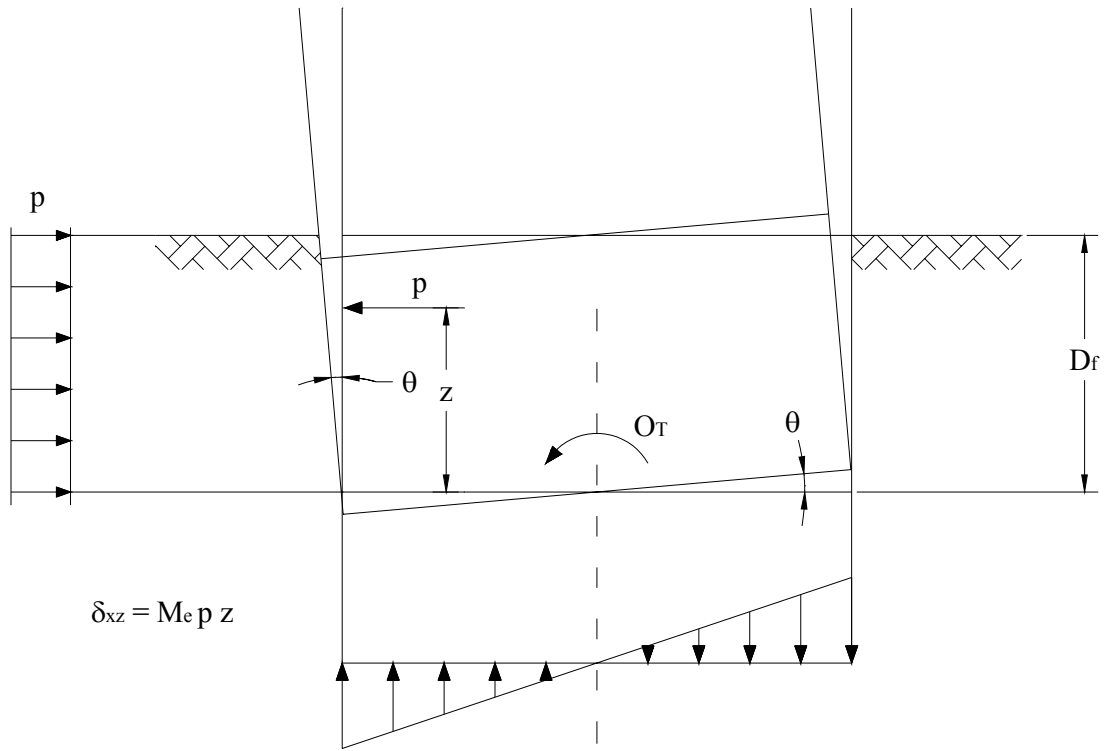


Figura 6.8: Empuje sísmico sobre los muros del cajón de cimentación (Zeevaert, 1995).

De donde $\theta = M_e p$, pero por definición $K_{\theta W} = O_{TW}/\theta$, entonces:

$$K_{\theta W} = \frac{O_{TW}}{M_e p} \tag{6.64}$$

Además de la figura 6.8, se obtiene aproximadamente que $O_{TW} = pD_f^2/2$, y se tiene que la rigidez del suelo $M_e = 1/[2(1+\nu)\mu]$. Substituyendo estos valores en 6.64, se obtiene que:

$$K_{\theta W} \approx (1+\nu)\mu D_f^2 \tag{6.65}$$

De 6.65 se puede ver que el valor de $K_{\theta W}$ es una función importante de la profundidad del cajón de cimentación en el suelo.

Para el cálculo del módulo de la base de la cimentación $K_{\theta B}$, se procede como sigue: se divide la superficie de apoyo en dovelas de igual área (\bar{a}), tantas como sea necesario para

obtener la precisión deseada. Se carga una dovela con una carga unitaria $\Delta q = 1$ y se calcula la influencia que dicha carga unitaria induce en el subsuelo al centro de los estratos considerados. A partir de las influencias y las compresiones volumétricas de cada estrato (α_d), se encuentran los desplazamientos $\bar{\delta}$ al centro de cada dovela, que dicha carga unitaria produce. Luego este procedimiento se repite aplicando la carga unitaria en cada dovela considerada (Zeevaert, 1995).

Por consiguiente, los desplazamientos verticales en los puntos elegidos por un área tributaria \bar{a} cargada con un esfuerzo unitario $\Delta q = +1$, es:

$$|\bar{\delta}_{ji}| = [I_{ji}^N]^T \cdot |\alpha_d^N| \quad (6.66)$$

Donde:

$[I_{ji}^N]^T$: matriz transpuesta de influencias en j debido a la carga unitaria aplicada en i .

$|\alpha_d^N|$: vector con las compresiones de los N estratos en condiciones dinámicas.

$|\bar{\delta}_{ji}|$: vector de desplazamiento vertical en j debido a la carga unitaria aplicada en i .

El vector de desplazamientos se calcula multiplicando la matriz transpuesta de los coeficientes, formada por los desplazamientos unitarios $\bar{\delta}_{ji}$, por el vector de reacciones en las áreas tributarias 1 a n ; obteniéndose, como en el numeral 6.2.2, la *ecuación matricial de asentamientos para el caso de movimiento sísmico* (EMAS).

$$|\delta_i| = [\bar{\delta}_{ji}^N]^T \cdot |\Delta q_i| \quad (6.67)$$

Para el caso de rotación, cuando la superficie de contacto gira en un plano un ángulo θ (figura 6.9):

$$\begin{aligned} \Delta q_1 &= -\Delta q_6 & \delta_1 &= -\delta_6 = \theta x_1 \\ \Delta q_2 &= -\Delta q_5 & \delta_2 &= -\delta_5 = \theta x_2 \\ \Delta q_3 &= -\Delta q_4 & \delta_3 &= -\delta_4 = \theta x_3 \end{aligned}$$

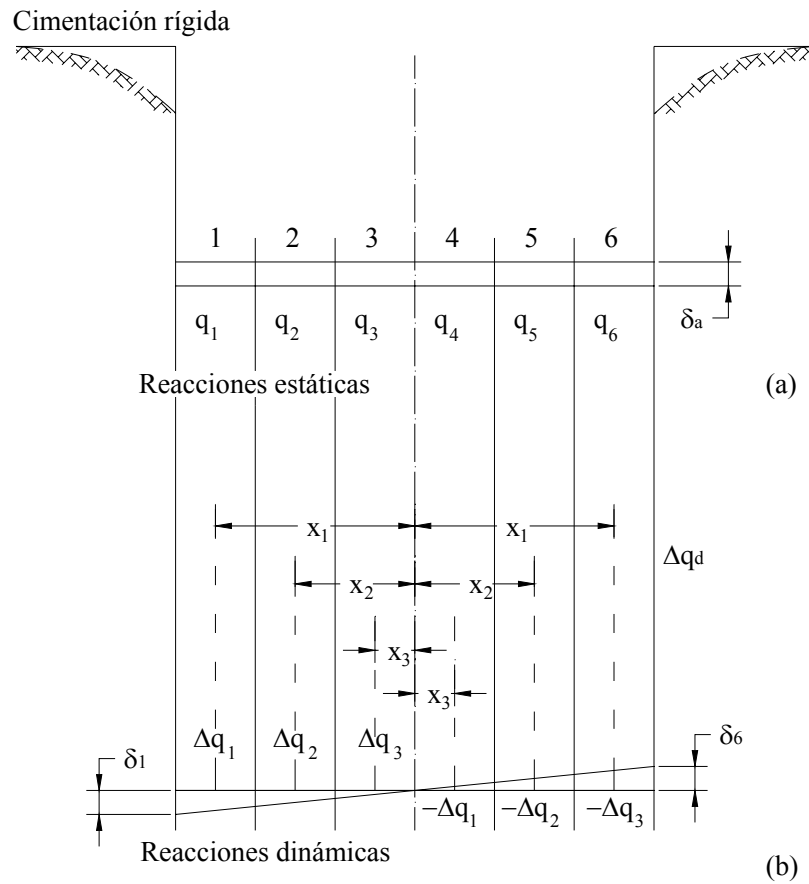


Figura 6.9: Reacciones dinámicas (Zeevaert, 1995).

Entonces, a partir de lo anterior, la ecuación matricial se puede escribir como:

$$|x_i| = \left[\bar{\delta}_{ji}^N \right]^T \cdot \left| \frac{\Delta q_i}{\theta} \right| \quad (6.68)$$

Solucionando el sistema de ecuaciones simultáneas que representa 6.68, se determinan los valores \$\Delta q_i/\theta\$, de donde el momento de vuelco será (Zeevaert, 1995):

$$O_{TB} = \theta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i}{\theta} \bar{a} \cdot x_i \quad (6.69)$$

Partiendo de 6.61c y 6.69, se obtiene que el módulo de la base de la cimentación \$K_{\theta B}\$ es:

$$K_{\theta B} = \bar{a} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i}{\theta} \cdot x_i \quad (6.70)$$

Ya conociendo el módulo de la base de la cimentación, el momento de volteo y la fuerza cortante se determinan como:

Momento de volteo:

$$O_T = f_a a_D M h_{cm} - \frac{1}{2} p D_f^2 \quad (6.71)$$

Cortante basal:

$$V_B = f_a a_D M - p D_f \quad (6.72)$$

Debido a que para muros no demasiado profundos, como el caso acá tratado, la fuerza de empuje en éste no es muy alta, el segundo término de las ecuaciones 6.71 y 6.72 se puede despreciar, quedando del lado de la seguridad, obteniéndose entonces que:

- *Momento de volteo:*

$$O_T = f_a a_D M h_{cm} \quad (6.73)$$

- *Cortante basal:*

$$V_B = f_a a_D M \quad (6.74)$$

La amplitud del giro del cajón de cimentación se determina a partir de 6.61a:

$$\theta = \frac{O_T}{K_\theta} \quad (6.61a)$$

El incremento de reacciones por la acción sísmica en la interfase de la estructura de cimentación con el suelo, se calcula por:

$$|\Delta q_i| = \left| \frac{\Delta q_i}{\theta} \right| \theta \quad (6.75)$$

Las reacciones obtenidas con 6.75 se suman a las reacciones estáticas, encontradas de acuerdo con lo explicado en 6.2.3 (figura 6.10).

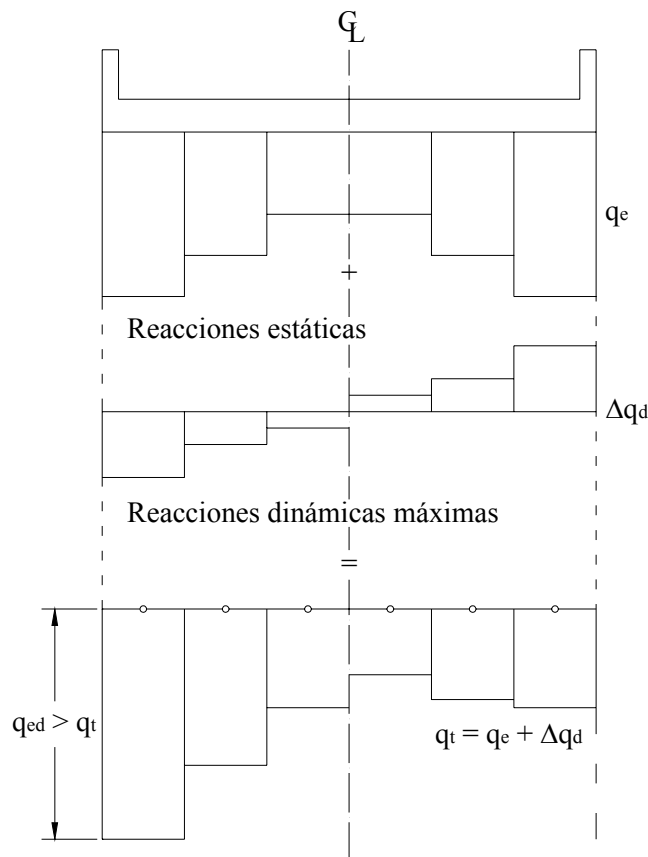


Figura 6.10: Distribución de esfuerzos de contacto al nivel de desplante de la cimentación (Zeevaert, 1995).

Los esfuerzos en la orilla de la cimentación deben examinarse para constatar la capacidad de carga total con un factor de seguridad adecuado. Para el caso dinámico, en materiales finos impermeables y semi-impermeable, deberá suponerse $\phi_d = 0$ y utilizar la capacidad última de falla (Zeevaert, 1980):

$$q_{ed} = 5.7c + \sigma_{od} \tag{6.76}$$

En donde c es la cohesión y puede obtenerse de la consistencia natural del suelo, $c = q_u/2$. σ_{od} es el esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante.

Para evitar deformaciones plásticas importantes en las orillas de la cimentación, el factor de seguridad no debe ser menor de 1.5 (Zeevaert, 1980):

$$FS = \frac{q_{ed}}{q_t} = \frac{q_{ed}}{q_e + \Delta q_d} \quad (6.77)$$

Siendo q_e la reacción estática en la orilla y Δq_d el incremento en la reacción, debido a las acciones dinámicas.

6.3.5 Determinación del momento de volteo y del cortante basal: De acuerdo con el numeral 6.3.3, para realizar el análisis de vibración de terreno se tomaron 2 criterios diferentes para asignar la aceleración en la superficie del mismo:

- En el primer caso, se tomó $a_o = 1 \text{ m/s}^2$, de acuerdo a lo que Zeevaert (1988) determinó a partir de los registros que los acelerogramas arrojaron durante el sismo del 85, para el centro de la Ciudad de México.
- En segunda instancia, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$. Dicho valor se obtuvo a partir de la fuerza sísmica en el centro de masa del edificio, que se calculó de acuerdo con lo que especifican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal, en el numeral 8.1.

De acuerdo con la mencionada norma, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel es:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (6.78)$$

Donde:

W_i : peso de la i -ésima masa.

h_i : altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

c : coeficiente sísmico, el cual depende de la zona donde se ubique la estructura.

Q' : factor de reducción de fuerzas sísmicas.

De acuerdo con el numeral 1.5 de las NTC para Diseño por Sismo, la edificación acá estudiada se encuentra ubicada en la **zona III_b**, en la cual, el coeficiente sísmico es igual a 0.45.

El factor de reducción de fuerzas sísmicas es igual a:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a$$
(6.79)

T es el período fundamental de vibración de la estructura, T_a es un período característico del espectro de diseño, el cual depende de la zona donde se ubique la estructura. Para este caso, $T_a = 0.85$ s. Q es el factor de comportamiento sísmico, el cual depende de las propiedades de la estructura. Para este caso, de acuerdo a lo expresado en el numeral 5 de las NTC para Diseño por Sismo, $Q = 3$.

Al factor de reducción se le debe hacer una reducción por irregularidad, dependiendo de la forma que presente la estructura. De acuerdo con el numeral 6.4 de la NTC para Diseño por Sismo, para la estructura acá estudiada, Q' se debe multiplicar por 0.8.

Se procede enseguida, a determinar la aceleración del centro de masa de la estructura como:

$$F_i = M \cdot a_{cm}$$
(6.80)

Donde M , es la masa de la estructura.

Por último, de acuerdo con 6.63, la aceleración al nivel de desplante es igual a:

$$a_D = \frac{a_{cm}}{f_a}$$
(6.81)

Donde f_a es el factor de amplificación.

A partir de esto, se obtuvo que $a_D = 0.76$ m/s². Utilizando las ecuaciones para la onda superficial, se tiene que, para una aceleración de 0.76 m/s² a 5.5 m de profundidad (en el desplante del edificio), la aceleración de la superficie es igual a $a_o = 0.9$ m/s² (figura F.6).

En el apéndice F (tabla F.17), se presenta el cálculo detallado de este procedimiento.

Con respecto a $K_{\theta B}$, de acuerdo a lo explicado en el numeral anterior, se observa que la forma de cálculo a partir de EMAS es muy similar a lo expuesto para el análisis de interacción estática. Debido a esto, es posible utilizar las herramientas de cálculo desarrolladas por Zea (1998) para la interacción estática.

De esta forma, para determinar $K_{\theta B}$, el procedimiento fue el siguiente: se tomó la misma división de la retícula de cimentación que la descrita en el numeral 6.2.4 (figura 6.3). Ya conociendo las compresibilidades volumétricas del suelo (tabla F.8, apéndice F), se procedió a inducir un giro unitario al cajón de cimentación ($\theta = 1^\circ = 0.0175 \text{ rad}$), alrededor del eje Y, con lo cual el programa ISRET determina el momento necesario para inducir este giro. Conociendo el giro y el momento, se puede calcular $K_{\theta B}$ con la ecuación 6.61c.

Luego se procedió a determinar el resto de las variables de acuerdo a lo explicado en el numeral anterior, lo cual presenta en el apéndice F (tablas F.18 a F.21 y figuras F.7 a F.10).

Por último, se revisó el factor de seguridad para los esfuerzos generados en la orilla de la cimentación, para ambas aceleraciones asignadas a la superficie del terreno (ecuación 6.77). Para esto, se tomaron las 64 dovelas y se formaron 8 bandas para el lado corto de la cimentación, es decir, la banda 1 está formada por las dovelas 1, 9, 17, 25, 33, 41, 49 y 57; y así para las 7 bandas restantes.

Para obtener la reacción media en cada banda, se hizo el promedio ponderado de las reacciones, con respecto al área, de las dovelas que componen una banda, tanto para el caso estático como para el dinámico. Ya conociendo la reacción total de cada banda, se procedió a calcular el factor de seguridad para la orilla de la cimentación.

	A_{ave} (m^2)	$\Delta q_{din-ave}$ (t/m^2)	ISE 1.125 AÑOS		ISE 50 AÑOS	
			$q_{est-ave}$ (t/m^2)	$q_{total-ave}$ (t/m^2)	$q_{est-ave}$ (t/m^2)	$q_{total-ave}$ (t/m^2)
BANDA 1	99.436	9.563	3.336	12.899	3.336	12.900
BANDA 2	100.831	3.485	1.911	5.396	1.923	5.409
BANDA 3	102.225	2.216	1.985	4.201	1.976	4.192
BANDA 4	103.620	0.755	1.949	2.704	1.944	2.699
BANDA 5	105.014	-0.588	1.959	1.370	1.954	1.365
BANDA 6	105.820	-2.038	2.013	-0.025	2.004	-0.034
BANDA 7	106.024	-3.273	1.946	-1.327	1.960	-1.314
BANDA 8	106.217	-9.227	3.495	-5.733	3.496	-5.731

c (t/m^2)	σ_{od} (t/m^2)	q_{ed} (t/m^2)	FS
2.995	4.515	21.586	1.673

Tabla 6.6: Cálculo del factor de seguridad para la orilla de la cimentación, $a_o = 1 \text{ m/s}^2$.

	A_{ave} (m^2)	$\Delta q_{din-ave}$ (t/m^2)	ISE 1.125 AÑOS		ISE 50 AÑOS	
			$q_{est-ave}$ (t/m^2)	$q_{total-ave}$ (t/m^2)	$q_{est-ave}$ (t/m^2)	$q_{total-ave}$ (t/m^2)
BANDA 1	99.436	8.578	3.336	11.914	3.336	11.915
BANDA 2	100.831	3.126	1.911	5.037	1.924	5.050
BANDA 3	102.225	1.988	1.985	3.973	1.976	3.964
BANDA 4	103.620	0.677	1.949	2.627	1.944	2.622
BANDA 5	105.014	-0.528	1.959	1.431	1.954	1.426
BANDA 6	105.820	-1.828	2.013	0.185	2.004	0.176
BANDA 7	106.024	-2.936	1.946	-0.990	1.960	-0.977
BANDA 8	106.217	-8.277	3.495	-4.782	3.496	-4.781

c (t/m^2)	σ_{od} (t/m^2)	q_{ed} (t/m^2)	FS
2.995	4.515	21.586	1.812

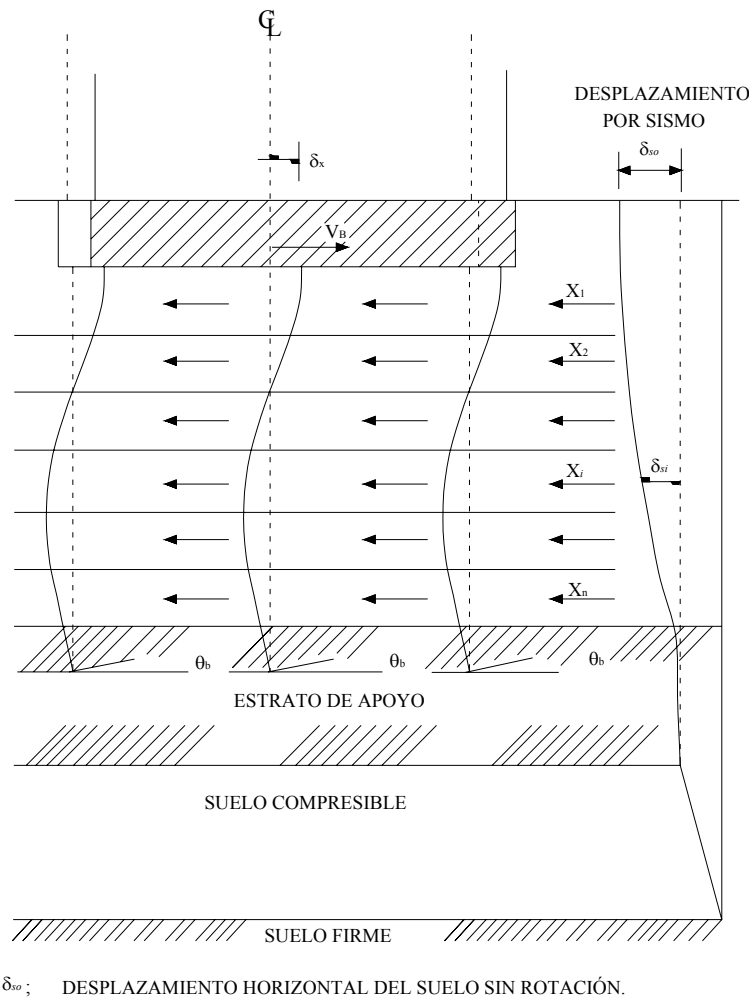
Tabla 6.6: Cálculo del factor de seguridad para la orilla de la cimentación, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis dinámico que se acaba de plantear, se puede considerar que la cimentación propuesta será aceptada como definitiva para el proyecto. Es importante recordar que, la cimentación compensada con pilotes de fricción, también pasó las revisiones por capacidad de carga y deformaciones verticales.

6.4 Interacción dinámica suelo-pilote:

6.4.1 Ecuación matricial de interacción para desplazamientos horizontales sísmicos:

Durante movimientos fuertes en la masa del suelo debido a terremotos, se ocasionan reacciones laterales a lo largo del vástago del pilote. Las fuerzas involucradas en el movimiento del suelo se traducen en reacciones desconocidas que llamaremos X_1 , a X_i y X_n (figura 6.11).



δ_{so} ; DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL SUELO SIN ROTACIÓN.

Figura 6.11: Arrastre del suelo los pilotes (Zeevaert, 1995).

Estas se consideran como fuerzas concentradas interactuantes, representativas de las reacciones lineales unitarias desarrolladas en cada una de las secciones consideradas sobre el vástago del pilote. Las fuerzas exteriores sobre la pila y las reacciones laterales

desconocidas actúan en el vástago del pilote y el suelo haciendo que el sistema de la cimentación de pilotes se encuentre en equilibrio. Sin embargo, la compatibilidad de deformaciones deberá lograrse en la interfase del suelo con el vástago del pilote en su longitud total (Zeevaert, 1980).

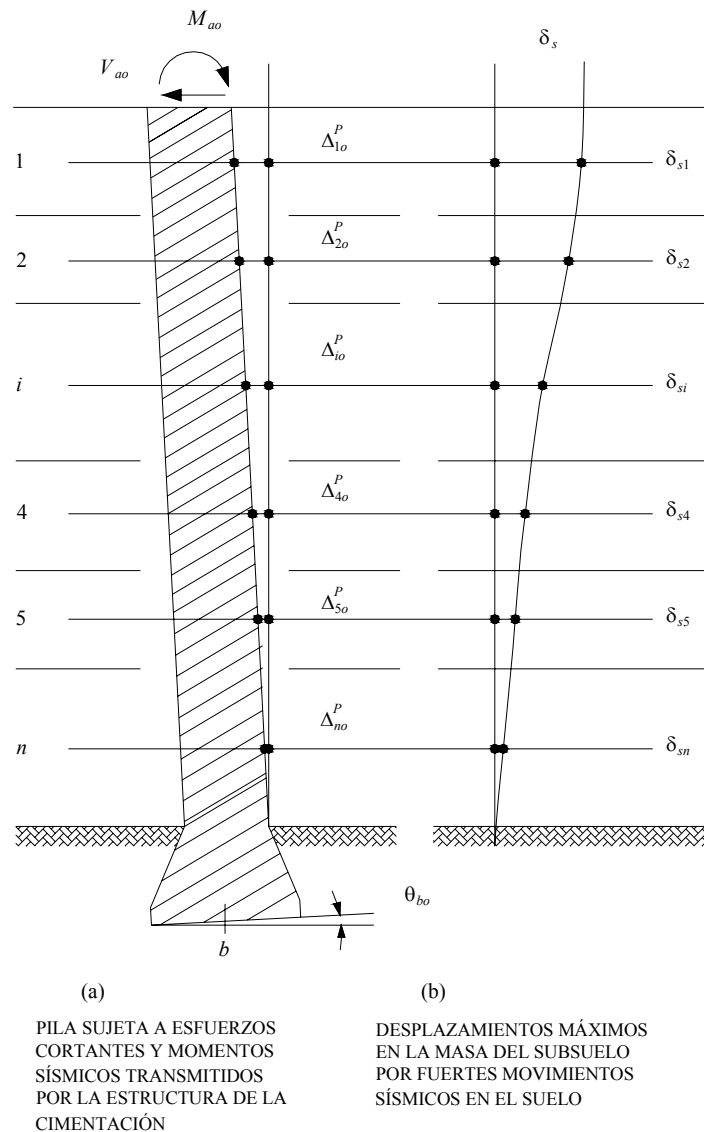


Figura 6.12: Desplazamientos horizontales del pilote y del suelo para la Condición $X_i = 0, X_b = 0$ (Zeevaert, 1980).

Para resolver el problema se debe establecer la compatibilidad de deformaciones en cada punto o sección del suelo Δz_i sobre el vástago del pilote, con las propiedades dinámicas del

suelo que corresponden a la sección considerada. Esto puede lograrse utilizando el Teorema de Maxwell de las deformaciones recíprocas.

Si las reacciones X_1 , a X_i y X_n se suponen nulas, se obtiene un sistema estructural estáticamente determinado en donde los desplazamientos horizontales pueden calcularse. Esta condición se designa como la *Condición* $X_i = 0$. Los desplazamientos horizontales del vástago, son únicamente debidos a la fuerza conocida aplicada a la cabeza del pilote, bajo ciertas condiciones de restricción en sus extremos. Las deflexiones del pilote en esta condición se llamarán Δ_{io}^P a Δ_{no}^P y θ_{bo} , (figura 6.12). Para la misma condición, los desplazamientos horizontales máximos debidos al movimiento sísmico del subsuelo, se muestran en la misma figura, y se designan por δ_{s1} a δ_{sn} , en donde los índices 1 a n representan la acción en el punto medio del estrato de suelo considerado (Zeevaert, 1980).

El desplazamiento horizontal total ($\Delta_{io}^P + \delta_{si}$) en cualquier punto, obtenido de la *Condición* $X_i = 0$, deberá ser igual a la suma de los desplazamientos en el mismo punto i debido a cada una de las reacciones X_1 , a X_n y X_b aplicadas en todos los puntos considerados, respectivamente. Los coeficientes unitarios de influencia para calcular esta acción deberán determinarse como muestra la figura 6.13, estableciendo las *Condiciones* $X_i = +1$. Esto es, se supone una carga unitaria aplicada en un punto i actuando sobre el suelo y al mismo tiempo sobre el vástago del pilote con las mismas condiciones de apoyo como se supusieron para la *Condición* $X_i = 0$. La pila será desplazada por esta fuerza unitaria en una dirección y el suelo en la dirección opuesta. La variable \bar{S}_{ij} representa el desplazamiento en un punto j del pilote debido a la carga unitaria aplicada en i , y se calcula suponiendo que el pilote es una viga con rigidez EI . También se calculan los desplazamientos horizontales en los puntos i del pilote, debidos a un momento $X_b = +1$, aplicado en la base del mismo. Los desplazamientos horizontales en la masa de suelo, se calculan aplicando la misma reacción unitaria en el punto i en cuestión, y considerando la masa de suelo como un medio continuo semi-infinito (figura 6.13). De los valores de los desplazamientos del suelo $\bar{\delta}_{ii}$ para cada condición en particular, se obtiene el módulo de cimentación K_i , para la sección

considerada (Zeevaert, 1980).

$$\bar{\delta}_{ii} = \frac{1}{K_i}, \quad \text{en la base} \quad \bar{\theta}_{bb} = \frac{1}{K_{\theta b}} \quad (6.82)$$

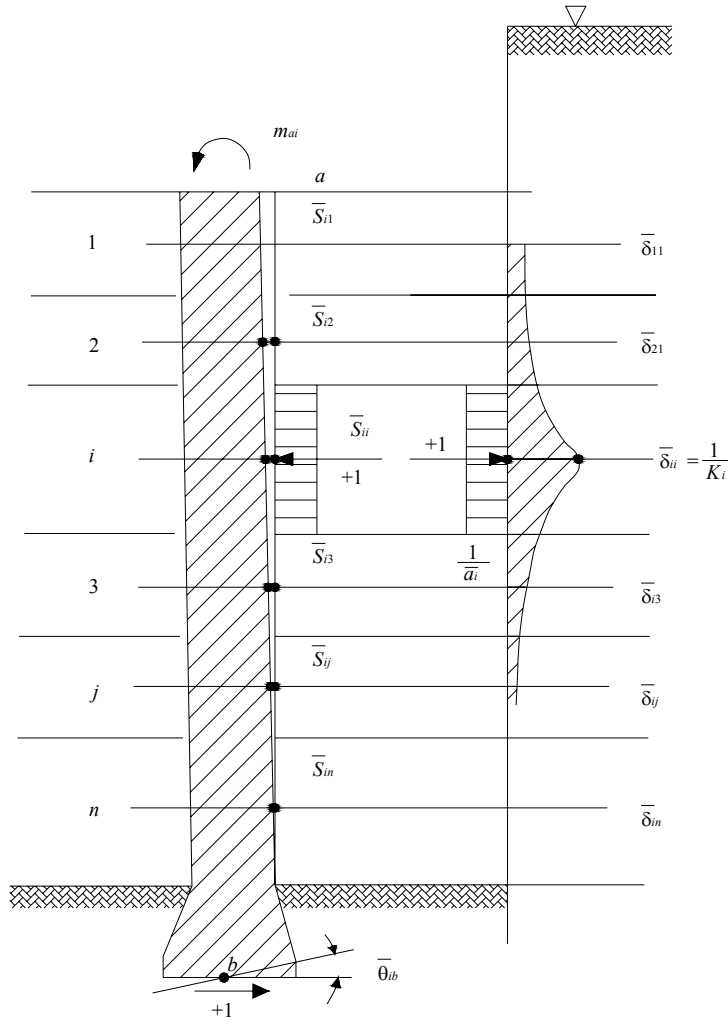


Figura 6.13: Desplazamientos horizontales del pilote y del suelo para la Condición $X_1 = +1$ (Zeevaert, 1980).

De igual forma, la ecuación 6.82 se aplica a los demás puntos considerados, de donde la compatibilidad de deformación en los puntos i y b , puede establecerse en términos de las deflexiones unitarias y las reacciones desconocidas, como sigue:

$$\Delta_{io}^p + \Delta \delta_{si} = \bar{S}_{i1} X_1 + \bar{S}_{i2} X_2 + \dots + (\bar{S}_{ii} + \bar{\delta}_{ii}) X_i + \dots + \bar{S}_{ib} X_b \quad (6.83)$$

$$\theta_{bo} - \psi_o^\delta = \bar{\theta}_{b1} X_1 + \bar{\theta}_{b2} X_2 + \dots + \bar{\theta}_{bi} X_i + \dots + \left(\bar{\theta}_{bb} + \frac{1}{K_{\theta b}} \right) X_b \quad (6.84)$$

En donde:

$\Delta\delta_{si}$: incremento de desplazamiento por el movimiento sísmico del subsuelo.

ψ_o^δ : giro producido en la masa del suelo por el movimiento sísmico.

Se construyen ecuaciones similares a 6.83, para otras secciones, las cuales adicionadas a 6.84, forman un sistema de ecuaciones simultáneas que en forma matricial se leen como sigue (Zeevaert, 1980):

$$\left[\bar{S}_{ij}, \bar{\theta}_{b1} \right] \cdot |X_i, X_b| = \left| \left(\Delta_{io}^p + \Delta\delta_{si} \right), \left(\theta_{bo} - \psi_o^\delta \right) \right| \quad (6.85)$$

La ecuación 6.85, se conoce como la *ecuación matricial de interacción para desplazamientos horizontales sísmicos* (HEMIS). De este sistema de ecuaciones se determinan las incógnitas X_i y X_b .

Una vez encontrados los valores de X_i se calculan las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en los extremos de la pila (Zeevaert, 1980):

$$V_a = P_{ao}, \quad M_{ao} = P_{ao} \cdot h \quad (6.86a)$$

$$V_b = V_a - \sum X_i \quad (6.86b)$$

$$M_a = M_{ao} - M_b - \sum m_{ai} X_i \quad (6.86c)$$

Donde:

V_a : fuerza cortante en la cabeza del pilote.

$P_{ao} = V_B/NP$.

h : longitud efectiva del pilote.

M_a : momento en la cabeza del pilote.

M_{ao} : momento en la cabeza del pilote inducido por la fuerza cortante.

m_{ai} : momentos inducidos en las *Condiciones* $X_i = +1$.

V_B : fuerza cortante en la base de la cimentación.

NP : Número de pilotes.

6.4.2 *Ecuación matricial de desplazamientos horizontales*: La ecuación matricial de interacción para desplazamientos horizontales sísmicos no es suficiente para resolver el problema de interacción suelo pilote, a menos que se haga la hipótesis de que los valores de K_i son independientes entre sí. Para obtener resultados más precisos y reales, es necesario establecer una ecuación de desplazamientos horizontales basada en que la masa de suelo es continua. Por consiguiente, se aplica una carga unitaria en un punto i cualquiera y se investigan los esfuerzos y desplazamientos horizontales inducidos en la masa de suelo en otros puntos, figura 6.14 (Zeevaert, 1980).

ESTRATO	1	2	3	n	$\sum_{j=1}^n I_{ji}$	α_i	$\bar{\delta}_{ji}$
	Δx	Δx	Δx	Δx			
1	I'_{1i}	I''_{1i}	I'''_{1i}	I^n_{1i}	\bar{I}_{1i}	α_1	$\bar{\delta}_{1i}$
2	I'_{2i}	I''_{2i}	I'''_{2i}	I^n_{2i}	\bar{I}_{2i}	α_2	$\bar{\delta}_{2i}$
i	I'_{ii}	I''_{ii}	I'''_{ii}	I^n_{ii}	\bar{I}_{ii}	α_i	$\bar{\delta}_{ii}$
4	I'_{4i}	I''_{4i}	I'''_{4i}	I^n_{4i}	\bar{I}_{4i}	α_4	$\bar{\delta}_{4i}$
5	I'_{5i}	I''_{5i}	I'''_{5i}	I^n_{5i}	\bar{I}_{5i}	α_5	$\bar{\delta}_{5i}$
n	I'_{ni}	I''_{ni}	I'''_{ni}	I^n_{ni}	\bar{I}_{ni}	α_n	$\bar{\delta}_{ni}$

Figura 6.14: Formación de la matriz de desplazamientos horizontales para una carga unitaria (Zeevaert, 1980).

Los desplazamientos horizontales totales en cualquier punto debido a la carga unitaria aplicada al centro de la sección i son:

$$\bar{\delta}_{ji} = (I'_{ji} + I''_{ji} + I'''_{ji} + I^{IV}_{ji} + \dots + I^n_{ji}) M_{ej} \Delta x \quad (6.87)$$

En donde I_{ji} son los valores de los coeficientes de influencia debidos a la carga unitaria aplicada en i , el valor de $M_{ej} = 1/(3\mu)$ es el módulo dinámico medio de deformación unitaria para el estrato de suelo estudiado (considerando $\nu = 0.5$), y Δx es el incremento de distancia en dirección horizontal para cada dovela considerada.

Por consiguiente, llamando $\alpha_j = M_{ej} \Delta x$ y $\sum_1^n I_{ji} = \bar{I}_{ji}$, los desplazamientos $\bar{\delta}_{ji}$ influenciados por la carga unitaria +1 en i pueden calcularse como:

$$\begin{vmatrix} \bar{\delta}_{1i} \\ \bar{\delta}_{2i} \\ \cdot \\ \bar{\delta}_{ni} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \bar{I}_{1i} \alpha_1 \\ \bar{I}_{2i} \alpha_2 \\ \cdot \\ \bar{I}_{ni} \alpha_n \end{vmatrix} \quad (6.88)$$

De donde, aplicando la carga unitaria en los puntos 1 a n:

$$\begin{aligned} |\bar{\delta}_{j1}| &= |\bar{I}_{j1} \alpha_j| \\ |\bar{\delta}_{j2}| &= |\bar{I}_{j2} \alpha_j| \\ |\bar{\delta}_{j3}| &= |\bar{I}_{j3} \alpha_j| \\ &\dots\dots \\ |\bar{\delta}_{jn}| &= |\bar{I}_{jn} \alpha_j| \end{aligned} \quad (6.89)$$

De 105 y 106, se encuentra la *ecuación matricial de desplazamientos horizontales* (HEMAS):

$$|\delta_i| = [\bar{\delta}_{ji}] \cdot \left| \frac{X_i}{\bar{a}_i} \right| \quad (6.90)$$

Zeevaert (1980) obtuvo la siguiente expresión aproximada, para determinar los coeficientes de influencias para las ecuaciones 6.87 a 6.89:

$$I_{ji} = \frac{3}{2\pi} \left[\left(\text{sen}\alpha_o - \frac{\text{sen}^3\alpha_o}{3} \right) \left\{ (\psi_1 - \psi_2) + \text{sen}(\psi_1 - \psi_2) \cos(\psi_1 + \psi_2) \right\} \right. \\ \left. \left(\text{sen}\alpha'_o - \frac{\text{sen}^3\alpha'_o}{3} \right) \left\{ (\psi'_1 - \psi'_2) + \text{sen}(\psi'_1 - \psi'_2) \cos(\psi'_1 + \psi'_2) \right\} \right] \quad (6.91)$$

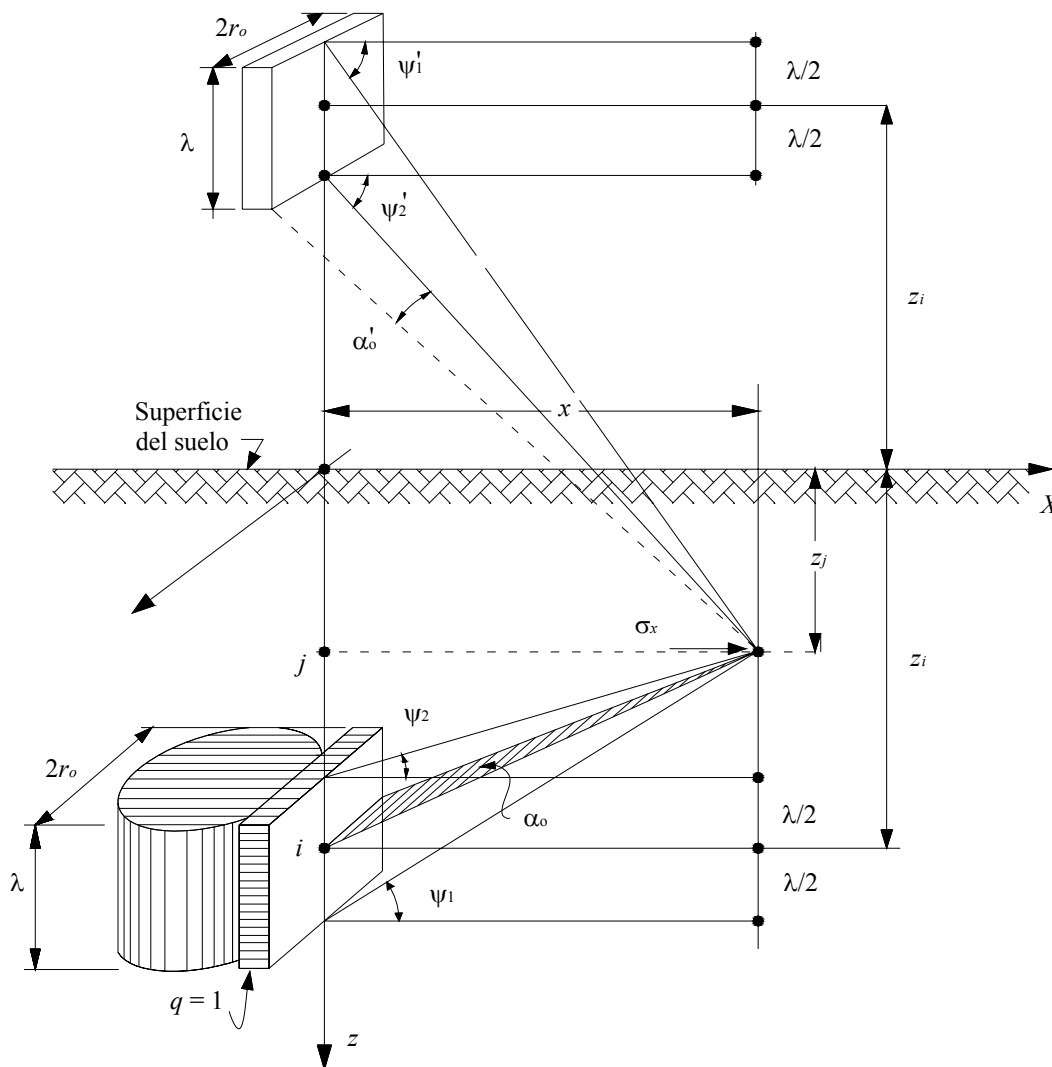


Figura 6.15: Influencias horizontales debidas a un área rectangular uniformemente cargada actuando en un plano vertical (Zeevaert, 1980).

Donde los argumentos angulares son (figura 6.15):

$$\alpha_o = \tan^{-1} \frac{r_o}{\sqrt{(z_i - z_j)^2 + x^2}}, \quad \alpha'_o = \tan^{-1} \frac{r_o}{\sqrt{(z_i + z_j)^2 + x^2}} \quad (6.92a)$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{(z_i - z_j) + \lambda/2}{x}, \quad \psi'_1 = \tan^{-1} \frac{(z_i + z_j) + \lambda/2}{x} \quad (6.92b)$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{(z_i - z_j) - \lambda/2}{x}, \quad \psi'_2 = \tan^{-1} \frac{(z_i + z_j) - \lambda/2}{x} \quad (6.92c)$$

Donde λ es el tramo de pilote que ocupa la carga sobre el suelo, usualmente cada tramo de estos corresponde a un estrato. r_o es el radio del pilote, z_i es la profundidad donde esta ubicada la carga, z_j es la profundidad donde se busca la influencia y x es la distancia horizontal, desde donde se aplica la carga hasta el punto donde se quiere calcular la influencia (figura 6.15).

6.4.3 Determinación de las reacciones en los pilotes: Parta establecer la compatibilidad entre las ecuaciones HEMIS y HEMAS, se considera el valor de K_i como la liga entre ambas, definido como:

$$K_i = \frac{X_i}{\delta_i} \quad (6.93)$$

Para resolver el problema, se asignan valores aproximados de K_i para cada estrato. Con la rigidez EI del vástago de la pila se usa la ecuación HEMIS (6.85), obteniéndose un primer juego de valores para las reacciones desconocidas X_i y X_b . Con las reacciones así obtenidas, se entra a HEMAS (6.90) de desplazamientos horizontales δ_i , calculando éstos para cada una de las secciones. Con los nuevos valores de $K_i = X_i/\delta_i$ se entra nuevamente en la ecuación HEMIS encontrando reacciones mejoradas. El proceso se repite hasta que los valores de K_i ya no cambien sustancialmente y se encuentra una configuración final (Zeevaert, 1980).

Una vez obtenidas las reacciones desconocidas, las fuerzas en los extremos del pilote se calculan por estática, y se procede a obtener los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

Dependiendo de las restricciones que tenga el pilote en sus extremos, se pueden presentar cuatro casos de respuesta del pilote (Zeevaert, 1980):

CASO I: elemento libre de girar en sus extremos.

CASO II: elemento empotrado en la estructura de cimentación y libre de girar en su extremo inferior.

CASO III: elemento libre de girar en el extremo donde se apoya la estructura de cimentación y fijo en su base sobre el estrato firme.

CASO IV: elemento empotrado firmemente en la estructura y con giro en la base de acuerdo con la rigidez del suelo donde se apoya.

Para decidir la condición de apoyo de los pilotes, se debe considerar lo siguiente:

Los casos I y II se aplican generalmente en pilotes de fricción donde la punta no alcanza un estrato resistente y, por lo tanto, ésta puede girar libremente. La cabeza del pilote podrá diseñarse articulada o rígidamente empotrada en la cimentación. Los casos III y IV se aplican en pilotes que se apoyan firmemente en un estrato resistente, el cual restringe el giro en la base. En el apoyo con la estructura de cimentación, estos elementos podrán quedar articulados o parcialmente empotrados, respectivamente.

Partiendo de lo anterior, se puede decir que para el proyecto acá tratado se debe usar el caso II. Para esta condición se debe aclarar que, debido a la libertad de giro en la punta del pilotes, no se presenta momento en ésta. En el apéndice F, se presenta la determinación de las reacciones en el pilote, de acuerdo a lo que se acaba de exponer. Dichas reacciones se obtuvieron para la aceleración de 0.9 m/s^2 en la superficie del terreno, debido a que éste es el cortante especificado por las NTC para Diseño por Sismo. Para asignar los valores de K_i , en la primera iteración, se asumió que $X_i/a_i = 1 \text{ t/m}^2$.

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN

7.1 Generalidades:

En el numeral 4.3.3.1, del capítulo 4, se estableció que para la construcción del sistema de cimentación elegido para el proyecto, se realizaría una excavación a 5.5 m de profundidad, en una sola etapa. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal, la estabilidad de dicha excavación se debe revisar para falla de fondo y para falla por subpresión en estratos permeables. Es importante tener en cuenta que, en la misma norma, se exige que para la construcción de la cimentación se realice un diseño adecuado del sistema de bombeo y del sistema de ademado para la excavación.

Debido a que el objetivo del presente trabajo se centra en el diseño geotécnico de la cimentación, y no en el diseño de la construcción de la misma; en este capítulo se incluye únicamente la revisión de los aspectos de la excavación, que afectan directamente el diseño de ésta. Por ende, a continuación, se presenta la revisión de falla de fondo y de falla por subpresión de la excavación; los diseños de los sistemas de bombeo y ademado quedan fuera del alcance del presente trabajo.

7.2 Variación de los niveles piezométricos:

El primer paso para determinar si se produce levantamiento del fondo de la excavación, es calcular la variación piezométrica que se presenta, debido al bombeo, durante la excavación. Para esto, Zeevaert (1983), desarrolló un método que permite predecir los cambios en los niveles piezométricos, cuando ocurre una caída en los piezómetros que se encuentran en las fronteras.

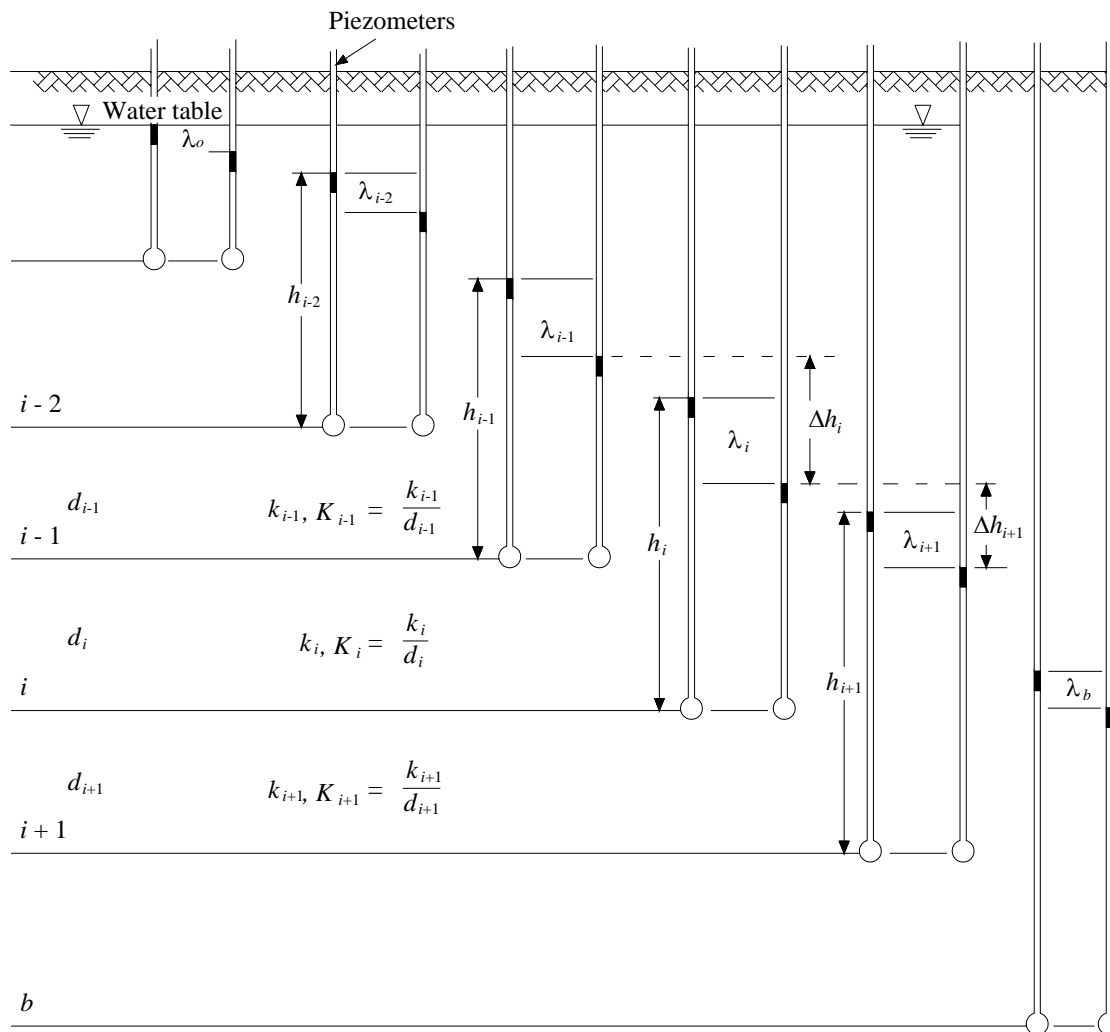


Figura 7.1: Cambio en la elevación del agua piezométrica, en la componente vertical del suelo (Zeevaert, 1983).

Partiendo de las condiciones de continuidad, la descarga por unidad de superficie es:

$$q = k_1 i_1 = k_2 i_2 = \dots \text{constante} \quad (7.1)$$

$$q = k_1 \frac{\Delta h_1}{d_1} = k_2 \frac{\Delta h_2}{d_2} = \dots \text{constante}$$

Donde i_i es el gradiente hidráulico, d_i es el espesor y k_i el coeficiente de permeabilidad, para un estrato i . De la figura 7.1, se puede establecer que:

$$\Delta h_i = (h_{i-1} + d_i - \lambda_{i-1}) - (h_i - \lambda_i)$$

$$\Delta h_{i+1} = (h_i + d_{i+1} - \lambda_i) - (h_{i+1} - \lambda_{i+1})$$

Siendo λ_i la caída de presión en el piezómetro i . Arreglando los términos:

$$\Delta h_i = (h_{i-1} - h_i + d_i) - (\lambda_{i-1} - \lambda_i) \quad (7.2)$$

$$\Delta h_{i+1} = (h_i - h_{i+1} + d_{i+1}) - (\lambda_i - \lambda_{i+1})$$

Tomando en consideración la ecuación 7.1:

$$k_i \frac{\Delta h_i}{d_i} = k_{i+1} \frac{\Delta h_{i+1}}{d_{i+1}}$$

Se obtiene:

$$\frac{k_i}{d_i} (h_{i-1} - h_i + d_i) - \frac{k_i}{d_i} (\lambda_{i-1} - \lambda_i) = \frac{k_{i+1}}{d_{i+1}} (h_i - h_{i+1} + d_{i+1}) - \frac{k_{i+1}}{d_{i+1}} (\lambda_i - \lambda_{i+1}) \quad (7.3)$$

Llamando:

$$\Delta_i = (h_{i-1} - h_i + d_i), \quad K_i = \frac{k_i}{d_i} \quad (7.4)$$

y

$$\Delta_{i+1} = (h_i - h_{i+1} + d_{i+1}), \quad K_{i+1} = \frac{k_{i+1}}{d_{i+1}}$$

Arreglando términos:

$$K_i \lambda_{i-1} - (K_i + K_{i+1}) \lambda_i + K_{i+1} \lambda_{i+1} = K_i \Delta_i - K_{i+1} \Delta_{i+1} \quad (7.5)$$

Utilizando la ecuación 7.5, se obtienen los valores de λ , de la siguiente forma: se escribe una ecuación para cada caída piezométrica desconocida, en las fronteras se conocen los valores de λ_o y λ_b . De esta manera se forma una ecuación matricial, con la cual se pueden determinar los valores de $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_i, \dots, \lambda_n$.

$$\begin{aligned} [K_i] \cdot |\lambda_i| &= |T_i| \\ & o \\ |\lambda_i| &= [K_i]^{-1} \cdot |T_i| \end{aligned} \quad (7.6)$$

Partiendo de lo anterior, para el proyecto acá tratado, se consideraron 6 niveles piezométricos, los cuales están ubicados a 9.5 m, 13.9 m, 18.0 m, 22.3 m, 25.9 m y 32.0 m de profundidad. De estas profundidades, 9.5 m, 22.3 m y 32 m tienen piezómetro instalado, mientras que para las otras tres se asumió que la presión varía linealmente entre piezómetro y piezómetro. Es decir, para determinar las alturas piezométricas de 13.9 m y 18.0 m, se asumió una variación lineal de la presión entre 9.5 m y 22.3 m, y lo mismo se hizo para la presión a 25.9 m (figura A.1, apéndice A).

Se forman entonces cuatro ecuaciones con 7.5, para los cuatro valores desconocidos de λ , a saber:

$$\begin{aligned} K_1 \lambda_o - (K_1 + K_2) \lambda_1 + K_2 \lambda_2 &= K_1 \Delta_1 - K_2 \Delta_2 \\ K_2 \lambda_1 - (K_2 + K_3) \lambda_2 + K_3 \lambda_3 &= K_2 \Delta_2 - K_3 \Delta_3 \\ K_3 \lambda_2 - (K_3 + K_4) \lambda_3 + K_4 \lambda_4 &= K_3 \Delta_3 - K_4 \Delta_4 \\ K_4 \lambda_3 - (K_4 + K_5) \lambda_4 + K_5 \lambda_5 &= K_4 \Delta_4 - K_5 \Delta_5 \end{aligned}$$

En el sistema de ecuaciones anterior, los valores de λ_o y λ_5 son conocidos. λ_o es la caída piezométrica que se produce en el estrato arenoso superior (9.5 m, figura A.1), por medio del bombeo. Debido a que en este proyecto se consideró un desplante a 5.5 m, el bombeo

se hará de modo que el nivel piezométrico de este estrato arenoso se reduzca hasta dicha profundidad ($\lambda_o = 2.809$ m). Tomando en cuenta que la excavación siempre debe permanecer seca, el exceso de agua que fluya a ésta se extraerá por medio de bombeo de achique. λ_5 es la caída piezométrica que se tiene en la capa dura (32 m, figura A.1) y es igual a λ_b . Debido a que esta capa se encuentra muy profunda, se consideró que $\lambda_5 = \lambda_b = 0$.

Resolviendo el sistema de ecuaciones anterior, se obtuvieron las caídas piezométricas en los puntos considerados (tabla 7.1), y con éstas, se calculó el incremento en los esfuerzos efectivos, el cual se utilizó para determinar la fricción negativa de acuerdo con lo explicado en el capítulo 4 y el apéndice D.

Nivel	λ_i (m)
<i>o</i>	2.81
1	3.40
2	2.17
3	1.03
4	0.68
<i>b</i>	0.00

Tabla 7.1: Caídas piezométricas.

Teniendo en cuenta lo explicado hasta ahora, es de suma importancia conocer el coeficiente de permeabilidad de los materiales arcillosos que se tienen. En este caso, no se realizaron pruebas de permeabilidad en dichos materiales, por lo que el coeficiente de permeabilidad se determinó a partir de las pruebas de consolidación efectuadas:

$$k_i = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (7.7)$$

Donde C_v es el coeficiente de consolidación, m_v el coeficiente de compresibilidad volumétrica y γ_w el peso volumétrico del agua.

En el apéndice G se presenta el cálculo detallado de las caídas piezométricas y del incremento en los esfuerzos efectivos.

7.3 Falla por subpresión en estratos permeables:

De acuerdo con el numeral 5.1.2, de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal, cuando una excavación se realice en una capa impermeable, la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, deberá considerarse que la presión del agua en este estrato puede levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h_i del estrato impermeable que se debe tener para evitar inestabilidad de fondo se considera igual a:

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_m} \right) h_w \tag{7.8}$$

Donde h_w es la altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable, γ_w es el peso volumétrico del agua y γ_m es el peso volumétrico total del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

FALLA POR SUBPRESIÓN, ARENA A 9.3 M DE PROF.				
Estrato Tipo	De (m)	A (m)	Espesor (m)	γ_m (t/m³)
1	5.5	6.7	1.20	1.35
2	6.7	9.3	2.60	1.16

γ_w	1.00	t/m ³
γ_m	1.22	t/m ³
Piezom sup.	5.50	m
Piezom inf.	9.50	m
h_w	4.00	m
h_i	3.28	m
h	3.80	m
$h > h_i$	SI	

Tabla 7.2: Revisión de falla por subpresión, 9.3 m de profundidad.

FALLA POR SUBPRESIÓN, ARENA A 13.9 M DE PROF.				
Estrato Tipo	De (m)	A (m)	Espesor (m)	γ_m (t/m³)
1	5.5	6.7	1.20	1.35
2	6.7	9.3	2.60	1.16
3	9.3	9.5	0.20	1.64
4	9.5	13.7	4.20	1.16

γ_w	1.00	t/m ³
γ_m	1.20	t/m ³
Piezom sup.	6.05	m
Piezom inf.	13.90	m
h_w	7.85	m
h_i	6.54	m
h	8.20	m
$h > h_i$	SI	

Tabla 7.3: Revisión de falla por subpresión, 13.7 m de profundidad.

El anterior análisis, se realizó para los dos estratos arenosos que se encuentran inmediatamente debajo de la excavación, a 9.5 m y 13.7 m; y se detalla en las tablas 7.2 y 7.3.

7.4 Falla de fondo por flujo plástico:

La revisión de la de falla por flujo plástico, de acuerdo con Zeevaert (1983), en depósitos de suelo estratificados, se debe llevar a cabo realizando un análisis de capacidad de carga, para las diferentes superficies de falla que se pueden presentar (figura 7.2).

En el capítulo 3 y el apéndice C, se mencionó que para el proyecto en estudio, el mecanismo de falla alcanza un valor máximo de 19.09 m, y que se pueden presentar cuatro superficies de falla potenciales, las cuales también se analizarán a continuación.

El factor de seguridad contra la falla de fondo se obtiene como (Zeevaert, 1983):

$$FS = \frac{5.7c_a}{\sigma_{od} + q} \tag{7.9}$$

Donde c_a se obtiene como el promedio ponderado de la cohesión para los estratos que son afectados por la superficie de falla, con respecto al espesor de cada uno de ellos, σ_{od} es el esfuerzo efectivo a la profundidad de excavación, después de bombear, y q es la sobrecarga superficial.

Bowles (1997), propone para una ecuación similar, un factor de seguridad que varía entre 1.2 y 1.5. Siguiendo esta recomendación, para este caso se tomará un $FS = 1.5$.

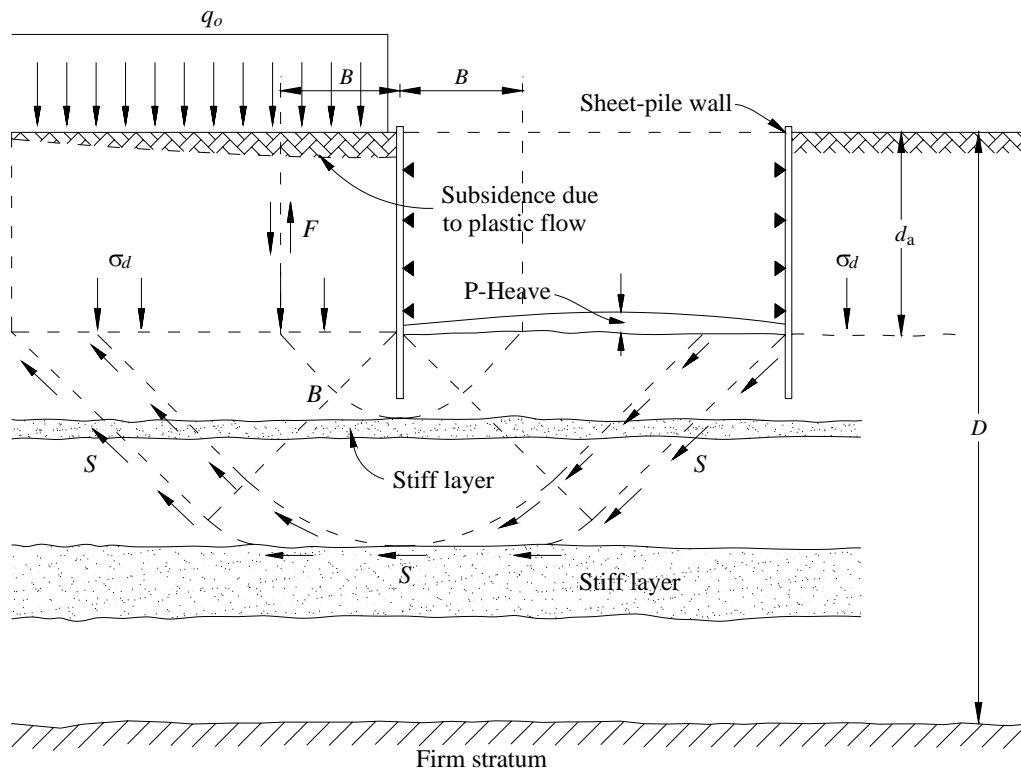


Figura 7.2: Superficies de falla potenciales, en un depósito de suelo cohesivo estratificado (Zeevaert, 1983).

En el numeral 5.1.3, de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal, se especifica que la posibilidad de falla de fondo por cortante, en arcillas blandas a firmes, se analizará verificando que:

$$p_v + \sum qF_C < c_u N_c F_R \quad (7.10)$$

Donde:

c_u : es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU). Este valor es igual a c_a en la ecuación 7.8.

p_v : es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación.

$\sum qF_C$: son las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga.

Para este caso, $F_C = 1.1$.

F_R : se tomará igual a 0.7.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (7.11)$$

Siendo:

B : el ancho de la excavación.

L : longitud de la excavación, que para este caso se tomará como el promedio de ambas longitudes (figura 3.2).

D_f : profundidad de la excavación.

Para las ecuaciones 7.9 y 7.10, el valor de la sobrecarga q en el terreno, se tomó igual a 3 t/m^2 , debido a que la excavación proyectada se encuentra en colindancia con dos edificaciones. Una de éstas es un edificio de oficinas que se encuentra cimentado sobre pilotes de punta, por lo cual no transmite sobrecarga al terreno, mientras el segundo es un edificio de estacionamientos de dos niveles.

A continuación, se presenta el resultado de los análisis realizados para la revisión de la falla de fondo por flujo plástico:

<i>D_f = 5.5 m</i>				
Sup. de falla	1	2	3	4
<i>c_a</i> (t/m ²)	3.55	3.58	2.99	3.90
<i>σ_{od}</i> (t/m ²)	7.36			
<i>q</i> (t/m ²)	3.00			
<i>FS</i>	1.96	1.97	1.65	2.14
PASA	SI	SI	SI	SI

Tabla 7.4: Revisión de falla de fondo, criterio Zeevaert (1983).

<i>D_f = 5.5 m</i>				
Sup. de falla	1	2	3	4
<i>c_u</i> (t/m ²)	3.55	3.58	2.99	3.90
<i>B</i> (m)	27.00			
<i>L</i> (m)	30.38			
<i>N_c</i>	6.54			
<i>p_v</i> (t/m ²)	7.36			
<i>Σq</i> (t/m ²)	3.00			
<i>F_c</i>	1.1			
PASA	SI	SI	SI	SI

Tabla 7.5: Revisión de falla de fondo, criterio NTC.

A partir de lo anterior, se puede concluir que la excavación en una sola etapa hasta los 5.5 m de profundidad, propuesta en el capítulo 4, sí cumple con las condiciones de seguridad indicadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal.

CAPÍTULO 8

RESUMEN Y CONCLUSIONES

8.1 Resumen:

A lo largo de los capítulos anteriores, se trataron separadamente cada uno de los conceptos que intervienen durante el diseño de una cimentación ubicada en un depósito de suelo altamente compresible, como los que se encuentran ubicados en el centro de la Ciudad de México. Dichos conceptos son:

- Estudio de las condiciones geológicas y geotécnicas del lugar, incluyendo estratigrafía, propiedades hidráulicas y mecánicas de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante, en condiciones estáticas y dinámicas.
- Revisión de la información estructural, tanto de la cimentación existente en el lugar, como de la proporcionada por el ingeniero estructurista para el proyecto en estudio.
- Análisis de dos diferentes opciones de cimentación para el proyecto, una cimentación compensada y una cimentación compensada con pilotes de fricción. Dentro de este análisis, inicialmente se hizo la revisión por capacidad de carga para ambos sistemas, siguiendo la revisión por asentamientos, lo que mostró como mejor opción el segundo sistema propuesto.

- Estudio detallado de las deformaciones verticales que se pueden esperar para la estructura, como son: expansiones debidas a la excavación, asentamientos provocados por el edificio y el efecto del hundimiento regional en el mismo.
- Revisión de los efectos de interacción suelo-estructura, tanto para condiciones estáticas como dinámicas; incluyendo en esta última, la interacción suelo-pilote.
- Análisis de estabilidad de la excavación propuesta anteriormente, para el diseño del sistema de cimentación seleccionado.

Los resultados más relevantes, obtenidos durante los capítulos anteriores, se presentan resumidos en la siguiente tabla.

CONCEPTO	SÍMBOLO	VALOR
A. Condiciones estáticas		
Altura del edificio	h	36.70 m
Área	A	829.29 m ²
Profundidad de desplante	D_f	5.50 m
Esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante	σ_{od}	4.52 t/m ²
Presión de poros a la profundidad de desplante	u_{od}	2.84 t/m ²
Esfuerzo total a la profundidad de desplante	p_{od}	7.36 t/m ²
Peso total (Intensidad Máxima)	$W_{T(IM)}$	11090.42 t
Peso total (Intensidad Instantánea)	$W_{T(II)}$	10410.80 t
Esfuerzo total de contacto a la profundidad de desplante	q_t	12.55 t/m ²
Esfuerzo efectivo de contacto a la profundidad de desplante	$q_{efectivo}$	9.71 t/m ²
Factor de seguridad para el cajón de cimentación	FS	3.24
Carga equivalente que toman los pilotes	q_p	7.38 t/m ²
Esfuerzo de contacto losa-suelo	q_a	2.32 t/m ²
Relación media de carga pilote-suelo	R_q	3.18
Expansión media por excavación	δ_e	5.41 cm
Asentamiento medio de la cimentación ($t = 1.125$ años)	δ_t	14.42 cm

Tabla 8.1: Resumen de resultados.

CONCEPTO	SÍMBOLO	VALOR
Asentamiento medio de la cimentación ($t = 50$ años)	δ_i	31.49 cm
Hundimiento regional ($t = 1.125$ años)	---	9.38 cm
Hundimiento regional ($t = 50$ años)	---	416.67 cm
B. Condiciones dinámicas		
Altura del centro de masa	h_{cm}	17.50 m
Masa del edificio	M	34.56 t*s ² /m/ml
Aceleración de diseño en la superficie del suelo	a_o	0.9 m/s ²
Factor de amplificación	f_a	2.43
Período acoplado de vibración cimentación – edificio	T_o	1.86 s
amortiguamiento del sistema edificio – cimentación	ζ_o	10.43 %
Cortante en la base	V_B	1997.76 t
Momento de volteo	O_T	34957.51 t-m
Giro del cajón de cimentación	θ	0.0066 rad
Esfuerzo medio total máximo en la orilla	$q_{max-ave}$	12.90 t/m ²
Factor de seguridad contra falla por sismo	FS	1.67

Continuación tabla 8.1: Resumen de resultados.

8.2 Conclusiones:

A partir de los resultados presentados en la tabla 8.1 y de la discusión presentada a lo largo de todo el trabajo, se puede concluir lo siguiente:

- El sistema de cimentación que se encuentra en el terreno, no presenta condiciones apropiadas para utilizarlo como parte de la nueva cimentación diseñada para la edificación. Sin embargo, la presencia de estos pilotes influirá el comportamiento de los nuevos pilotes a hincar, por lo que el efecto de interacción entre éstos se tomó en cuenta por medio del análisis de las áreas tributarias. Por lo tanto, es importante comentar que, debido a los pilotes existentes, las áreas tributarias de los nuevos serán menores, generando así una reducción en la fricción positiva de éstos, lo cual implica una reducción de la capacidad de carga, si ésta se compara con la que se

tendría si no existieran pilotes antiguos en el terreno. A pesar de lo anterior, una fricción positiva menor, implica un incremento menor de los esfuerzos efectivos en la masa de suelo, lo que se traduce en asentamientos de menor magnitud, algo que es recomendable para el tipo de suelo en el que se está trabajando.

- El cajón de cimentación propuesto es adecuado para soportar por sí solo el edificio con respecto a la resistencia al esfuerzo cortante, presentando un factor de seguridad superior a 3.0, pero debido a las altas cargas en la estructura, esta cimentación generaría fuertes incrementos de esfuerzos en la masa de suelo, los cuales superarían por mucho el esfuerzo crítico de varios estratos. Lo anterior se puede observar en los factores de seguridad con respecto a la deformación, los cuales son inferiores a la unidad.
- Las cimentaciones compensadas con pilotes de fricción, como el sistema diseñado, son una buena opción de cimentación para estructuras pesadas en las que el cajón está en capacidad de soportar las cargas de la estructura, pero el incremento de esfuerzos es muy alto en la parte superior del depósito, donde por lo general se encuentran los estratos de mayor compresibilidad. Las cimentaciones compensadas con pilotes de fricción tienen la ventaja de eliminar los incrementos de esfuerzos en los estratos superiores de alta compresibilidad, y transmitir estas cargas a una mayor profundidad donde se encuentran depósitos menos compresibles.
- Algunos autores como Mendoza (2005), critican la solución que propone Zeevaert para cuantificar la capacidad de carga por fricción en pilote, debido a que utiliza la combinación de un método α (en esfuerzos totales) y uno β (en esfuerzos efectivos). Mirando con detenimiento esta metodología, se puede concluir que debido al remoldeo que sufre el suelo, no se puede considerar que el pilote va a ganar resistencia por reconsolidación indefinidamente, y tampoco parece correcto considerar que el pilote tendrá la resistencia máxima por reconsolidación a lo largo de todo el vástago. Partiendo de esto, parece lógico considerar una zona en la que el

pilote irá ganando resistencia por reconsolidación con la profundidad, hasta que llegue un punto en el que se alcance el valor máximo de resistencia, a partir del cual se considera una segunda zona para la que se logra desarrollar la resistencia máxima por reconsolidación.

- Una variable de suma importancia para el correcto funcionamiento de una cimentación compensada con pilotes de fricción, es la relación de carga pilote-suelo Rq . En la práctica profesional, dicho valor se toma en un rango entre uno y cuatro, debido a que con éste se han obtenido los mejores resultados para estas cimentaciones. Sin embargo, dichos valores se han obtenido de manera empírica, y se considera importante realizar investigaciones a fondo para corroborar la validez de este rango.
- Con respecto a las expansiones y los asentamientos, se puede observar que debido a la presencia de los pilotes, se lograron reducir hasta valores aceptables por las Normas Técnicas Complementarias, lo cual confirma las ventajas de este sistema de cimentación para estructuras pesadas apoyadas en suelos de alta compresibilidad.
- Del análisis de interacción suelo – estructura que se realizó, se puede concluir que para las fuerzas sísmicas establecidas en las Normas Técnicas Complementarias se garantiza la estabilidad de la estructura.
- Con respecto al uso de una cimentación con pilotes de punta, se puede decir que ésta estaría en capacidad de soportar la estructura, al igual que la cimentación seleccionada para el proyecto, pero para el largo plazo tendría problemas de comportamiento, debido a la separación del cajón de cimentación y el suelo. Se iría perdiendo confinamiento de los pilotes paulatinamente, además que sería necesario ir construyendo escalinatas para permitir el acceso al edificio, debido a la emersión aparente que se produciría. De acuerdo a observaciones en la zona, el hundimiento regional es del orden de 8.33 cm/año, lo que para 10 años daría una emersión de

83.33 cm (ver inciso 5.6, capítulo 5). Estos efectos se podrían minimizar, si para la cimentación con pilotes de punta, se diseña un sistema de control para la emersión, pero dicho sistema incrementaría sustancialmente el costo del proyecto. Además de lo anterior, se puede decir que el edificio es muy pesado para usar una cimentación compensada, pero lo suficientemente ligero para no requerir el uso de una cimentación con pilotes de punta.

- Por último, se puede concluir que es factible utilizar una cimentación compensada con pilotes fricción para apoyar el edificio propuesto, localizado en la zona de alta compresibilidad de la Ciudad de México. El comportamiento de esta cimentación será satisfactorio, tanto para condiciones estáticas como dinámicas, lo que justifica su elección para el proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

Bazán, Enrique y Meli, Roberto. Diseño Sísmico de Edificios. Limusa: México, D.F., 2002.

Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and Design. 5ª ed. Mc Graw-Hill: New York, 1997.

Damy Ríos, Julio. Integración de las superficies de Boussinesq, Westergard y Fröhlich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas. En: Revista Ingeniería, Vol. 40, No. 1. UNAM: México D.F., 1985.

Das, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 4ª ed. Thomson: México D.F., 2001.

Del Castillo, R. Ciudad de México. En: El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México. Simposio. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos: México, D.F., 1978.

Jacobson, Reed. Programación con Microsoft Excel 2002. Macros y Visual Basic para aplicaciones. McGraw-Hill: Madrid, 2002.

Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de suelos, Tomo 1. 3ª ed. Limusa: México, 2002

Kramer, Steven L. Geotechnical earthquake engineering. Prentice-Hall: New Jersey, 1996.

Lambe, T. William y Whitman, Robert V. Mecánica de Suelos. Limusa: México, 1991.

Larson, Harold J. Introducción a la Teoría de Probabilidades e Inferencia Estadística. Limusa: México D.F., 1986.

Malhotra, V.M. Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods. ACI: Detroit, 1976.

Marsal, Raúl J. y Mazari, Marcos. El Subsuelo de la Ciudad de México. Facultad de Ingeniería, UNAM: México, D.F., 1959.

Mendoza López, Manuel J. Visión retrospectiva del uso de pilotes de fricción en la ciudad de México, 20 años después de los sismos de 1985. En: Coloquio Conmemorativo: La Ingeniería Geotécnica a 20 años de “El Sismo”. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos: México, D.F., 2005.

Mooser, F.; et al. Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano: México, D.F., 1990.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DISTRITO FEDERAL, 29 de enero de 2004.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL DISTRITO FEDERAL. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, 6 de octubre de 2004.

Saada, A. S. y Townsend F. C. "State of the Art: Laboratory Strength Testing of Soils", Laboratory Shear Strength of Soil. ASTM SPT 740. R. N Yong y F. C. Townsend, Eds. American Society for Testing Materials, 1981. pp. 7-77.

Terzaghi, Karl y Peck, Ralph B. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2ª ed. John Wiley & Sons: New York, 1967.

Tremari, R.G. Estructuras –Cursos de Actualización-. Asociación de Ingenieros Civiles y Arquitectos de Ensenada: Ensenada. 1971.

Vesić, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 99, SM1. American Society of Civil Engineers (ASCE), 1973. pp. 45 - 73.

Zea Constantino, Carmelino. Metodología para el Análisis de Casos Especiales de Interacción Suelo-Retícula de Cimentación en Suelos Finos Saturados con Ayuda de un Programa de Computadora. Tesis de Maestría. DEPI-UNAM: México, D.F., 1998.

Zeevaert, Leonardo. Compendio Elemental de Mecánica de Suelos. UNAM: México, D.F., 1998.

Zeevaert, Leonardo. Diseño Sismo-Geodinámico de Cimentación. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM: México, D.F., 1995.

Zeevaert, Leonardo. Teoría y Práctica del Péndulo de Torsión, (FTP). División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM: México, D.F., 1993.

Zeevaert, Leonardo. Sismo-Geodinámica de la Superficie del Suelo y Cimentación de Edificios en la Ciudad de México. E.I.I: México, D.F., 1988.

Zeevaert, Leonardo. "Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils," Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892, R.N. Yong and F.C. Townsend, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1986, pp. 257-281.

Zeevaert, Leonardo. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. 2^a ed. Van Nostrand Reinhold: New York, 1983.

Zeevaert, Leonardo. Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas, Sujetas a Cargas Estáticas y Sísmicas. Limusa: México D.F., 1980.

APÉNDICE A

PERFIL ESTRATIGRÁFICO Y ENSAYES GEOTÉCNICOS

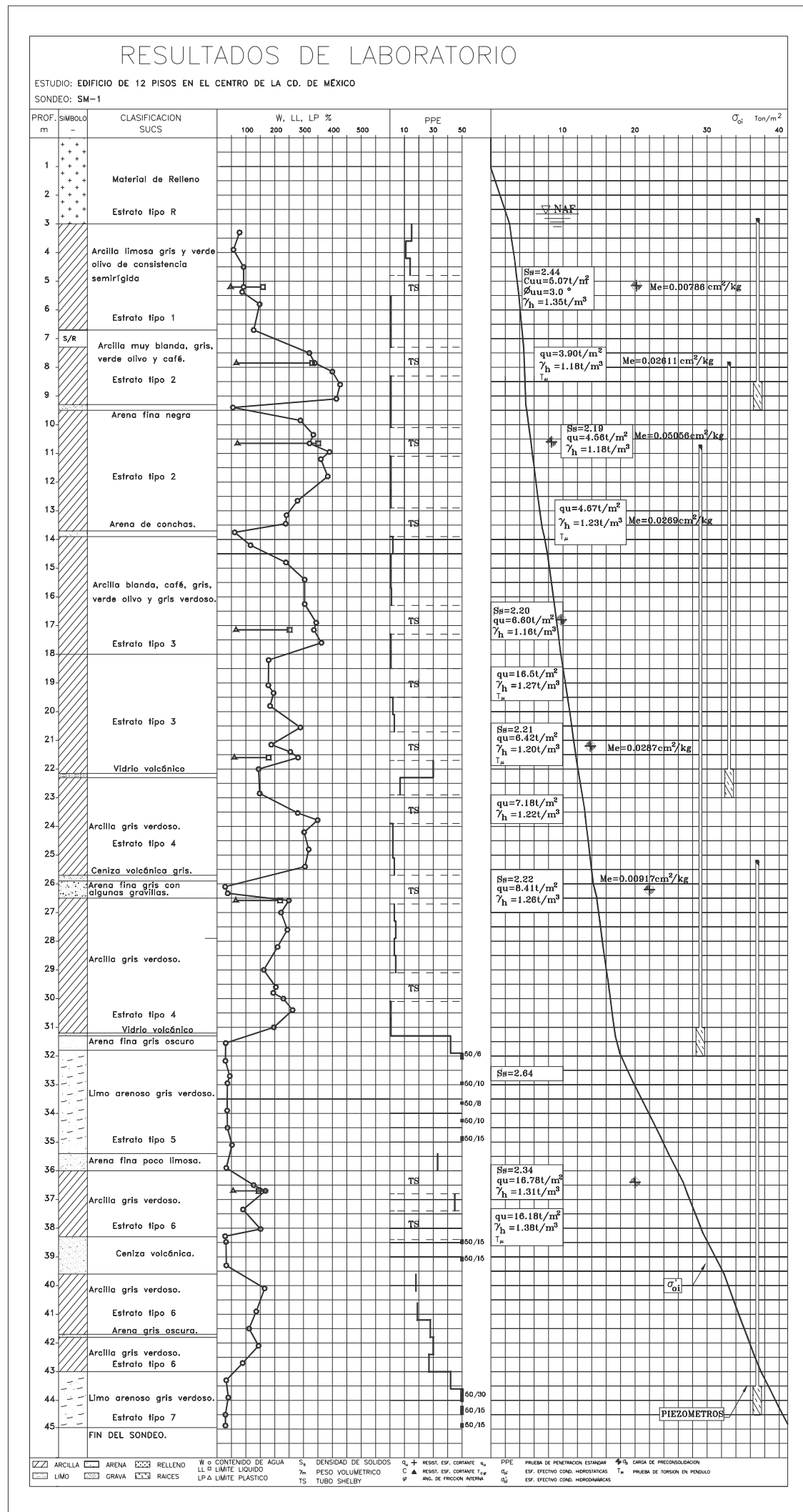


Figura A.1: Perfil estratigráfico.

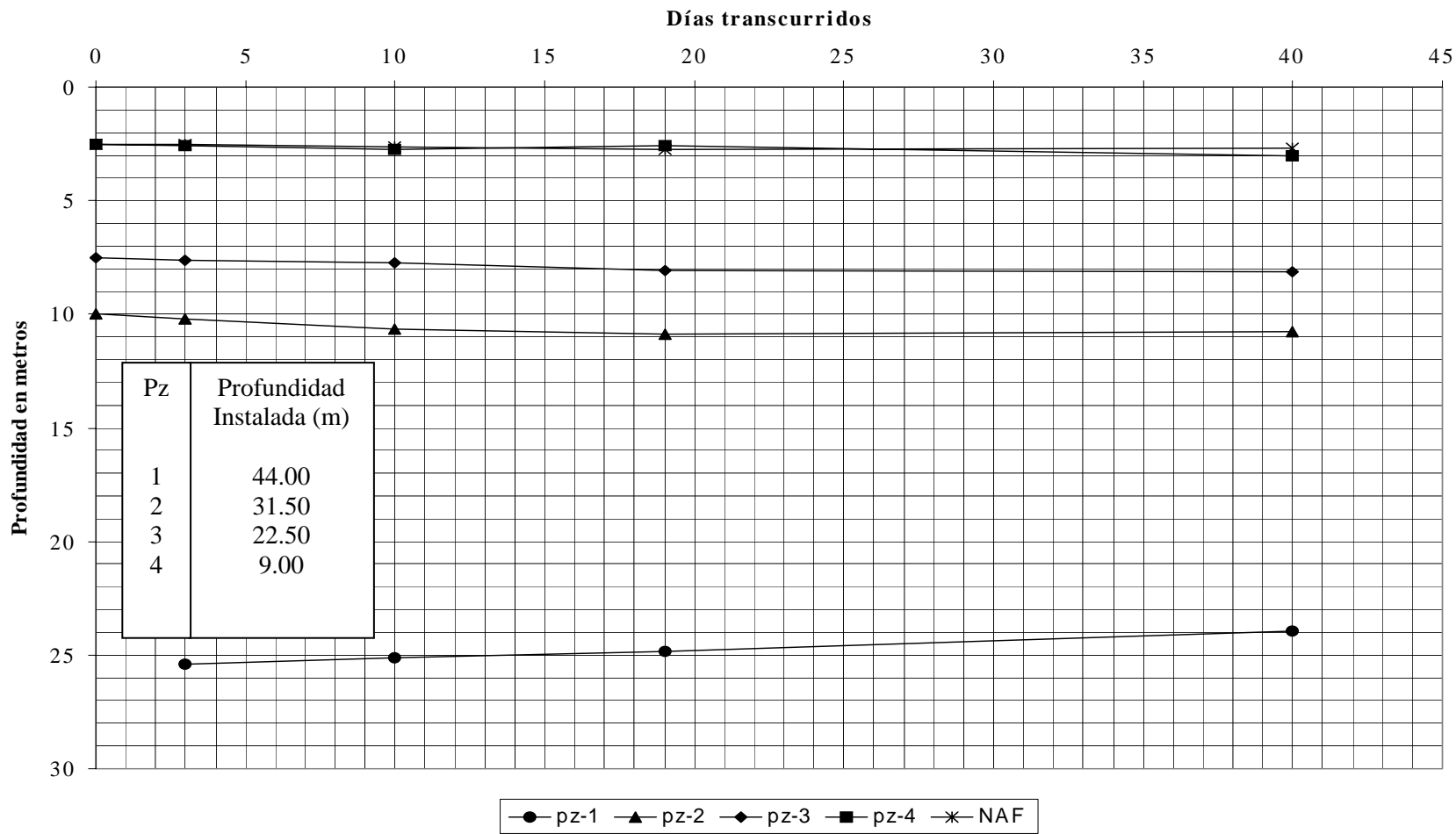


Figura A.2: Lecturas piezométricas.

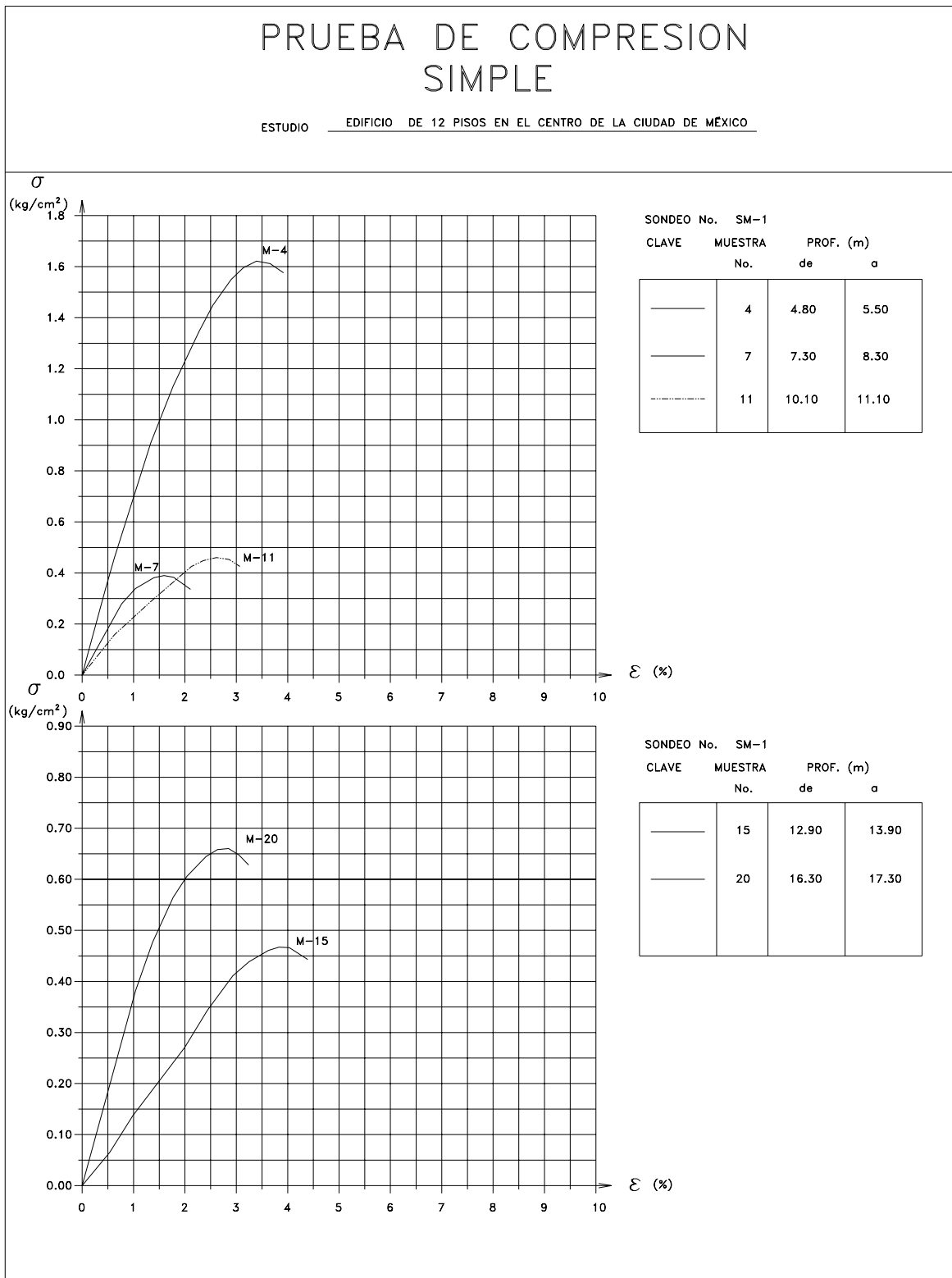


Figura A.3: Pruebas de compresión simple; muestras 4, 7, 11, 15 y 20.

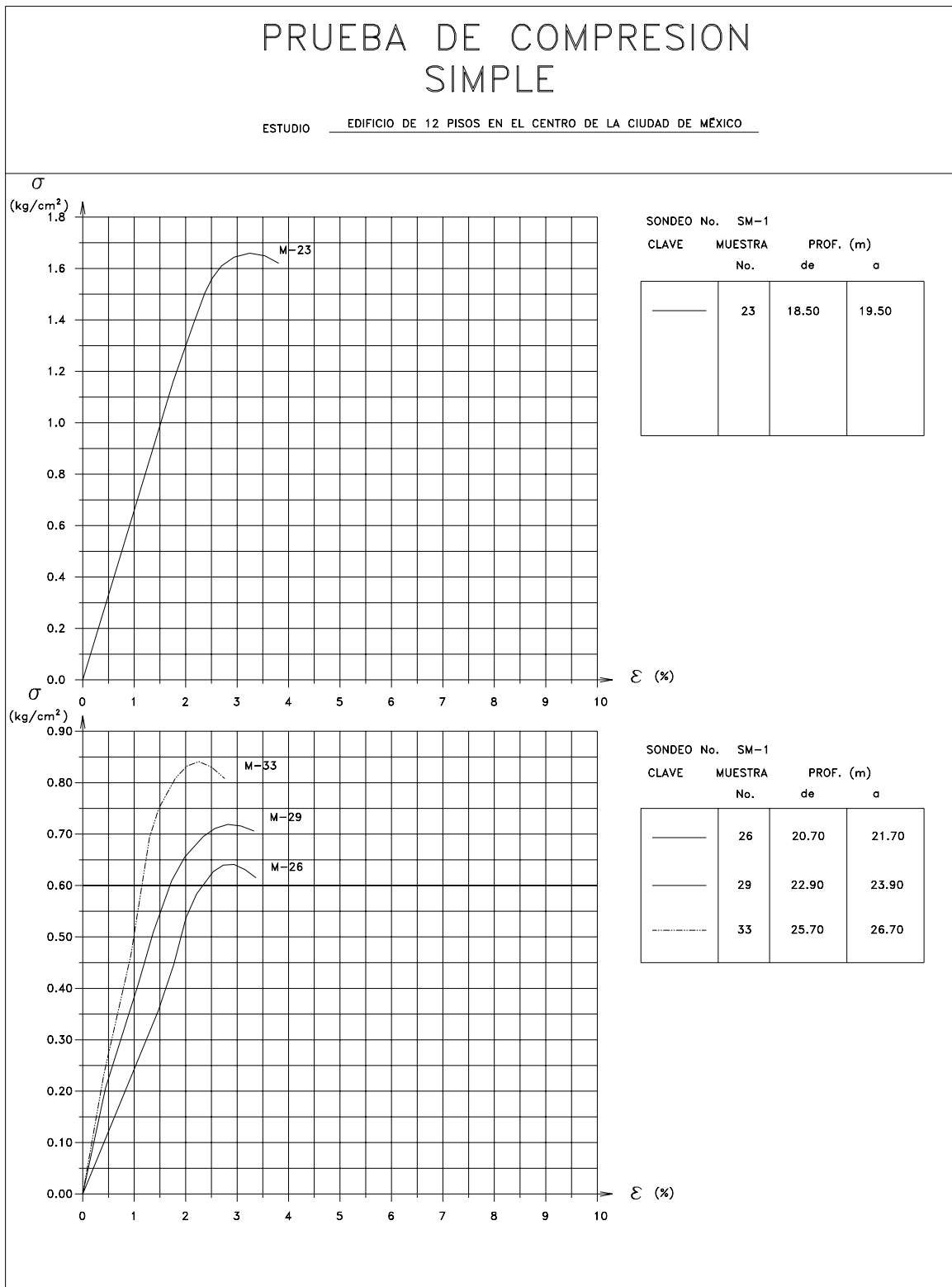


Figura A.4: Pruebas de compresión simple; muestras 23, 26, 29 y 33.

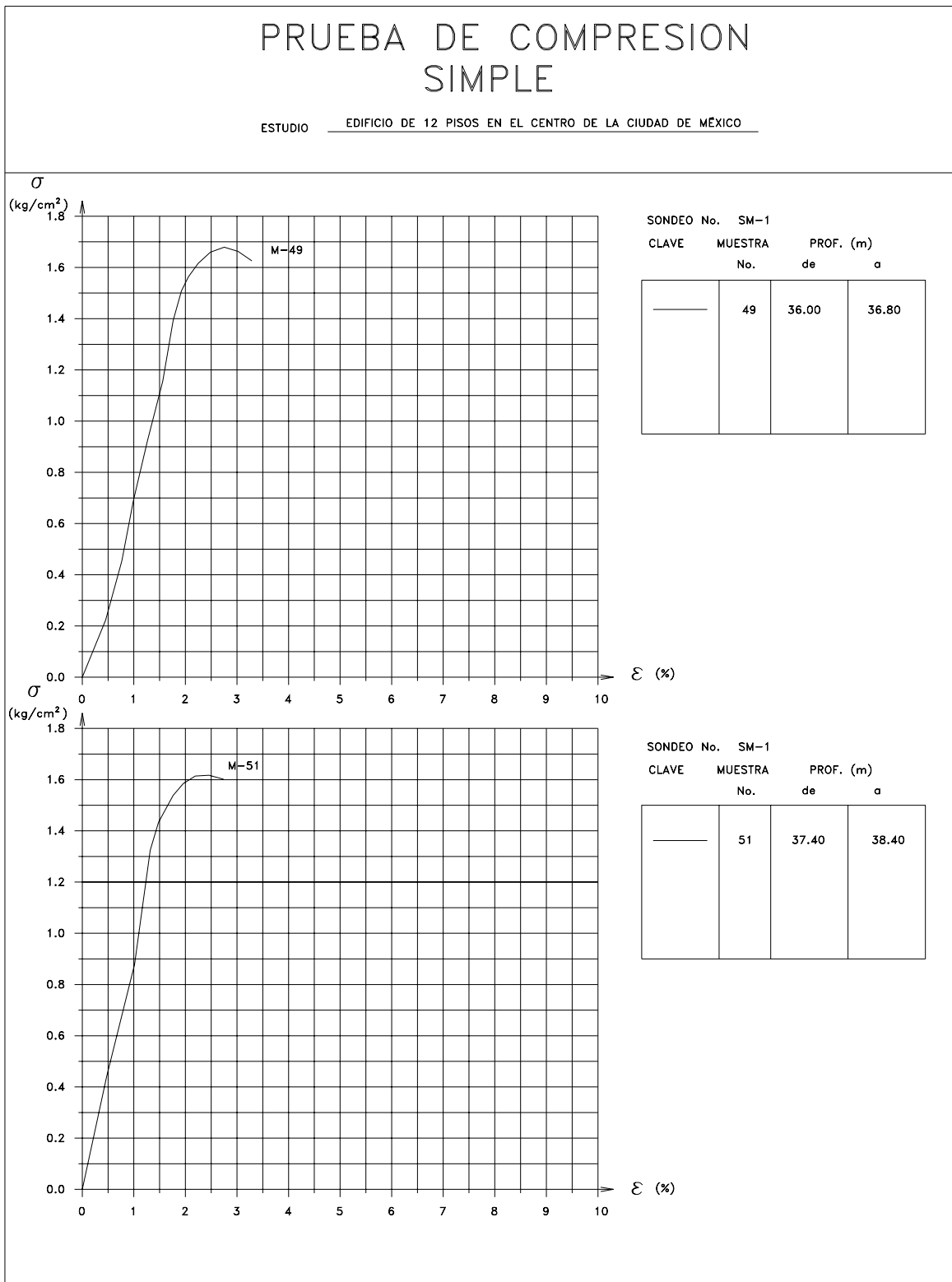


Figura A.5: Pruebas de compresión simple; muestras 49 y 51.

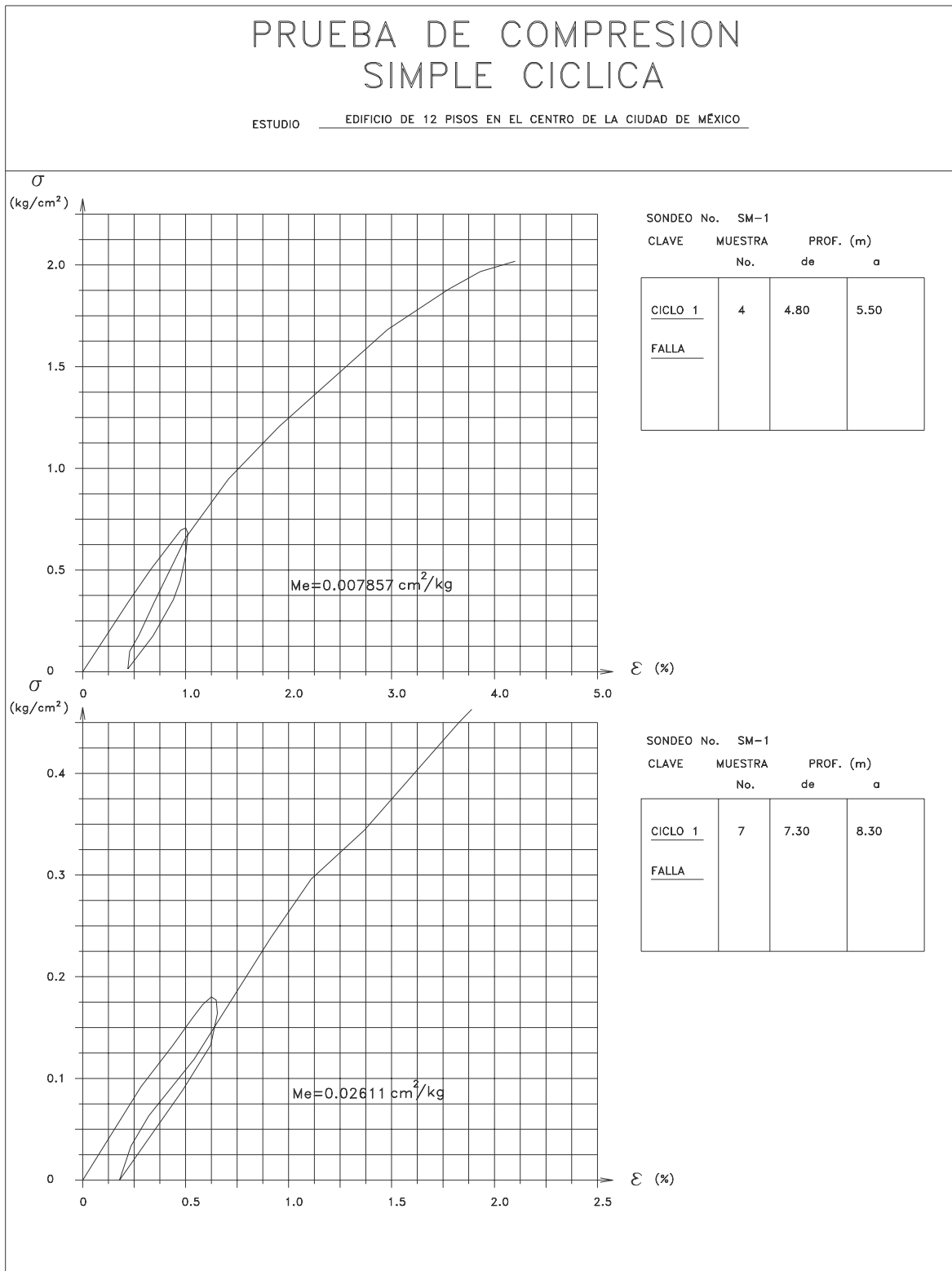


Figura A.6: Pruebas de compresión simple cíclicas; muestras 4 y 7.

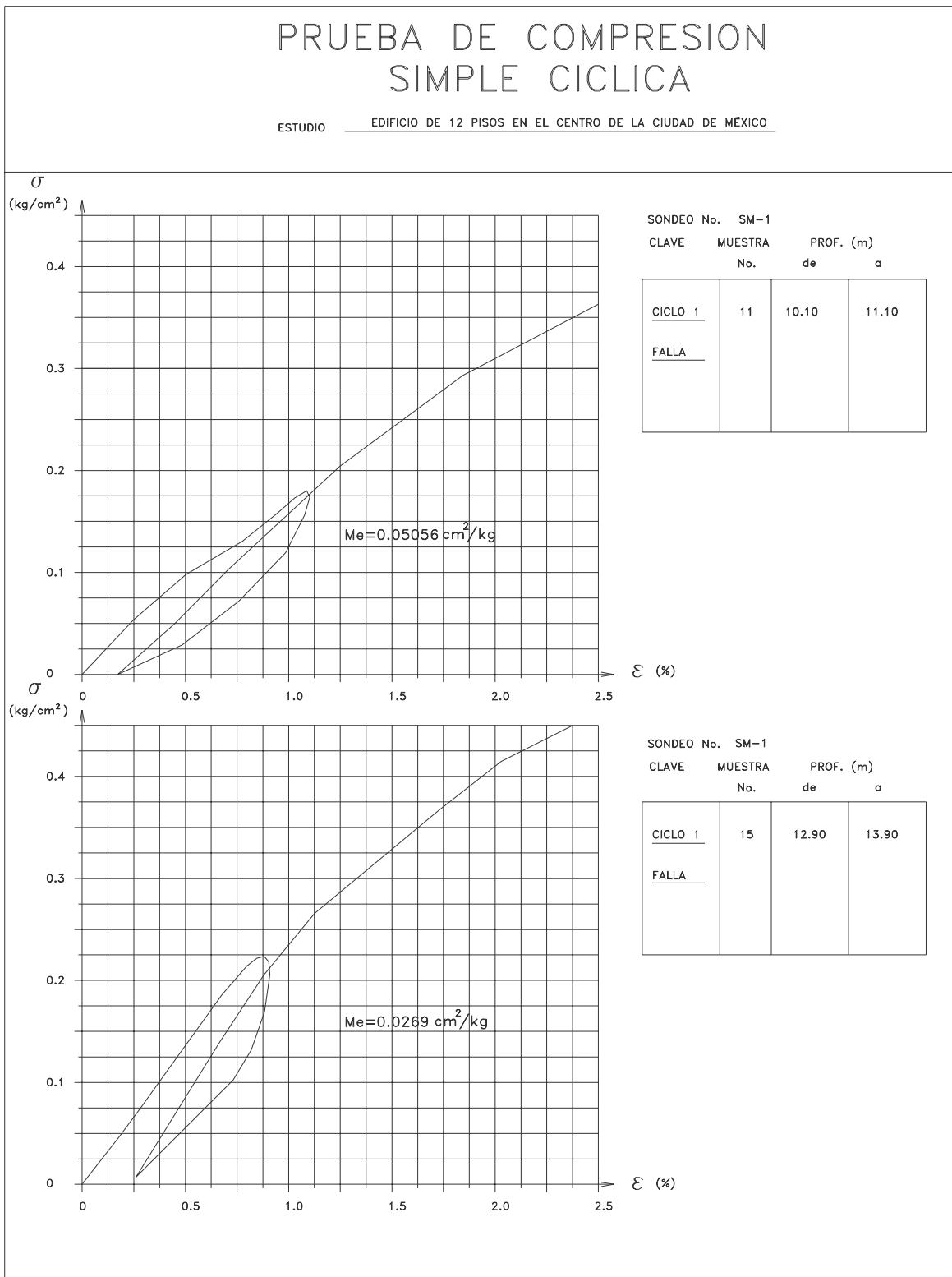


Figura A.7: Pruebas de compresión simple cíclicas; muestras 11 y 15.

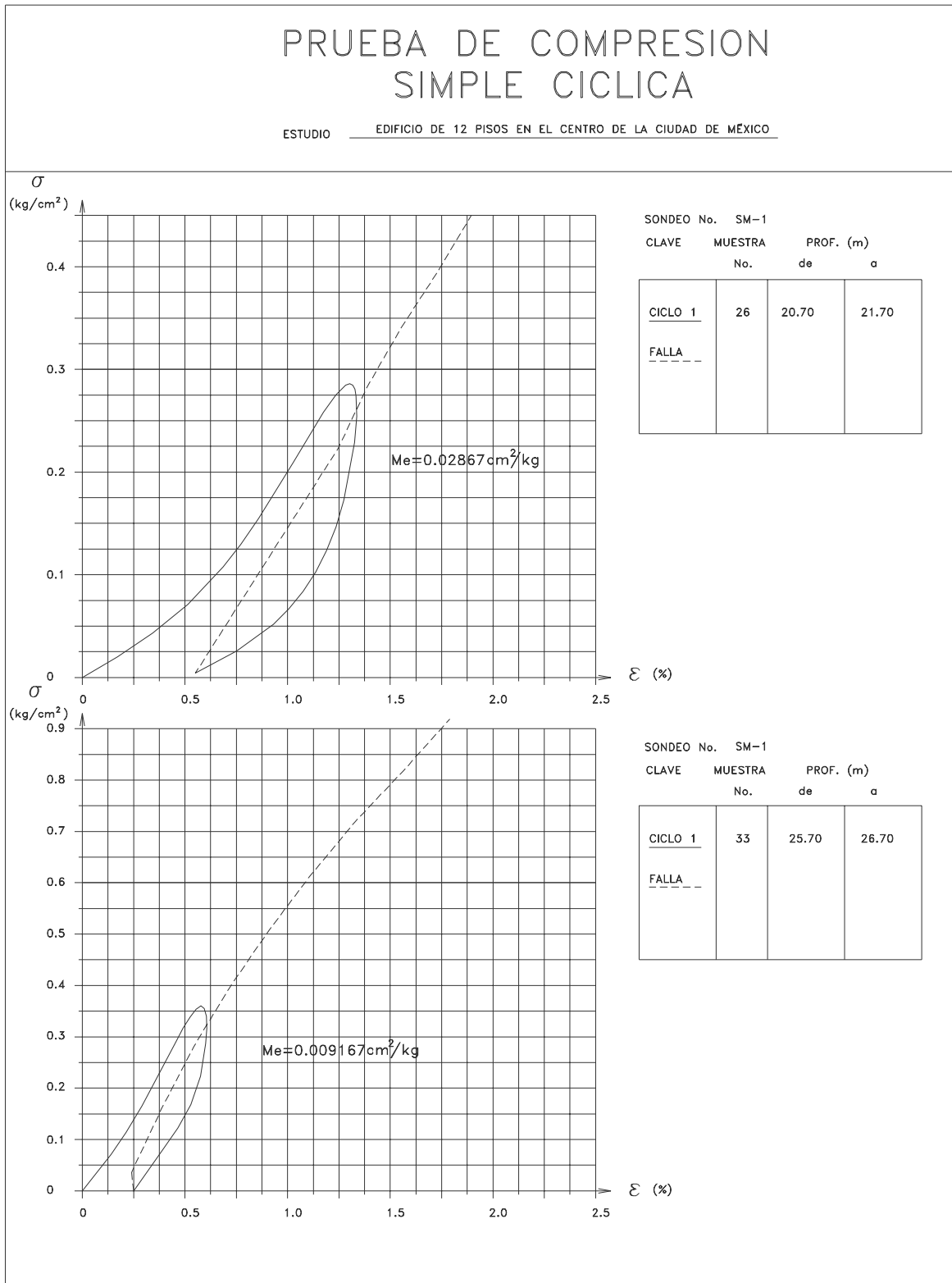


Figura A.8: Pruebas de compresión simple cíclicas; muestras 26 y 33.

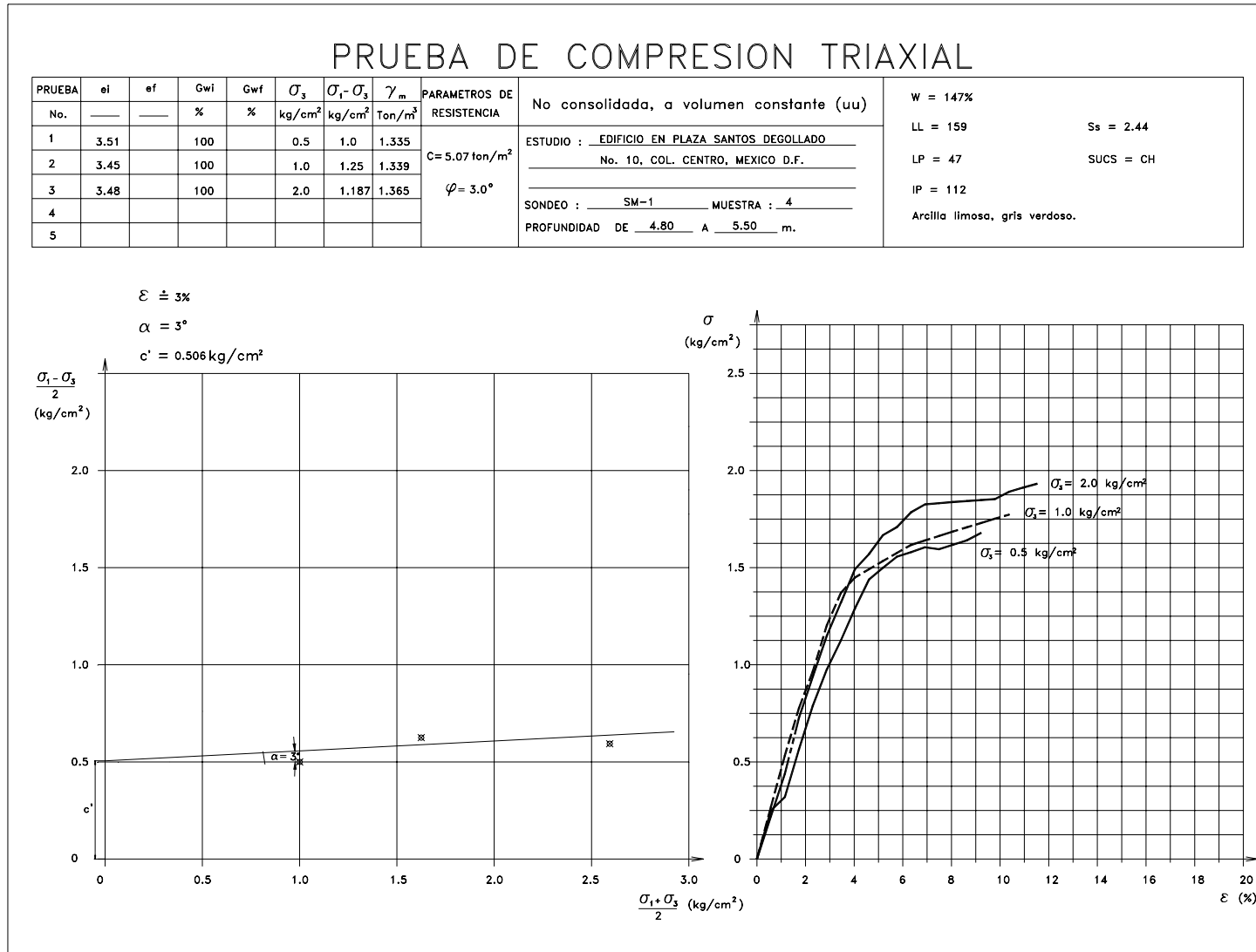


Figura A.9: Prueba triaxial UU, en el manto superficial.

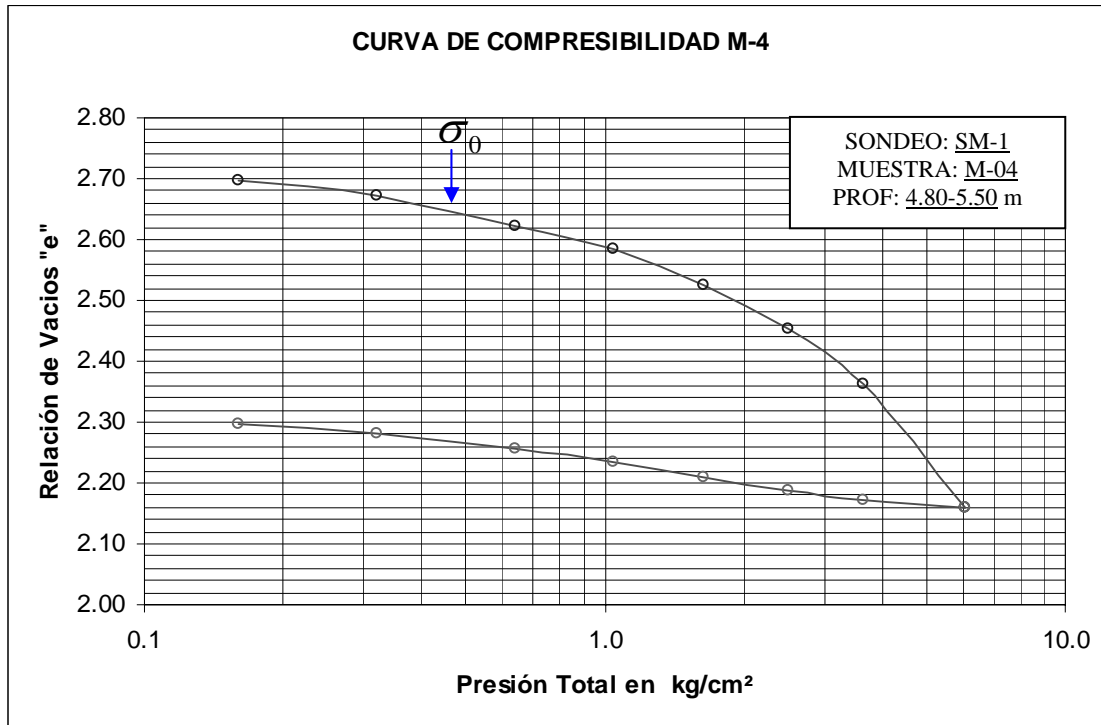


Figura A.10: Curva de compresibilidad, muestra 4.

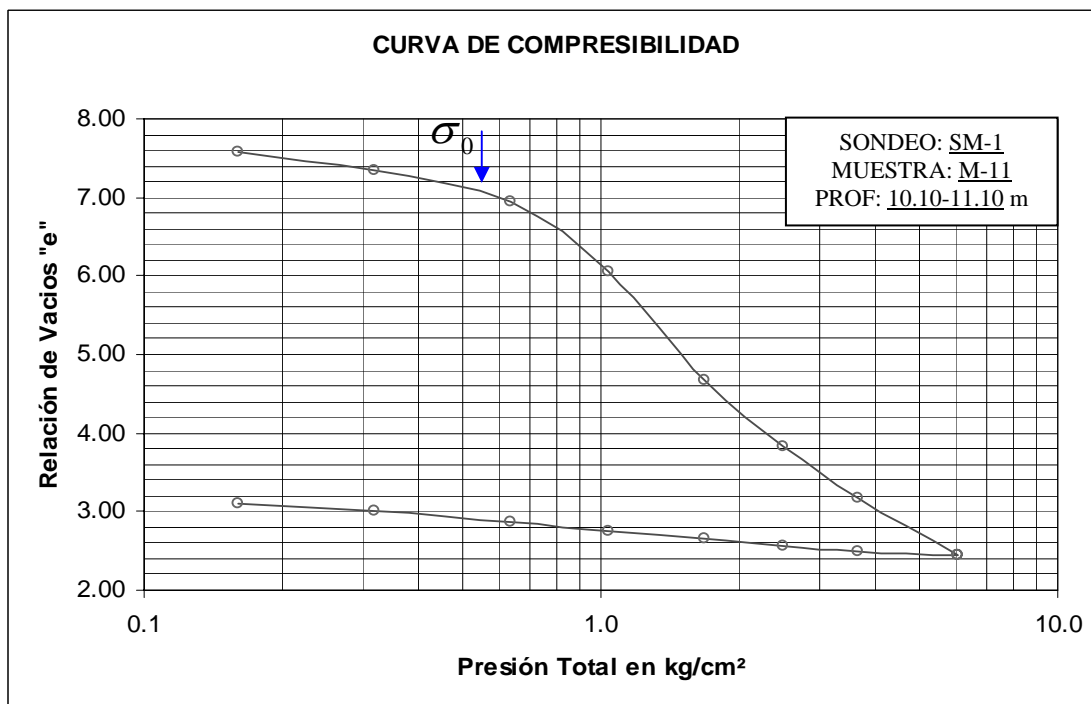


Figura A.11: Curva de compresibilidad, muestra 11.

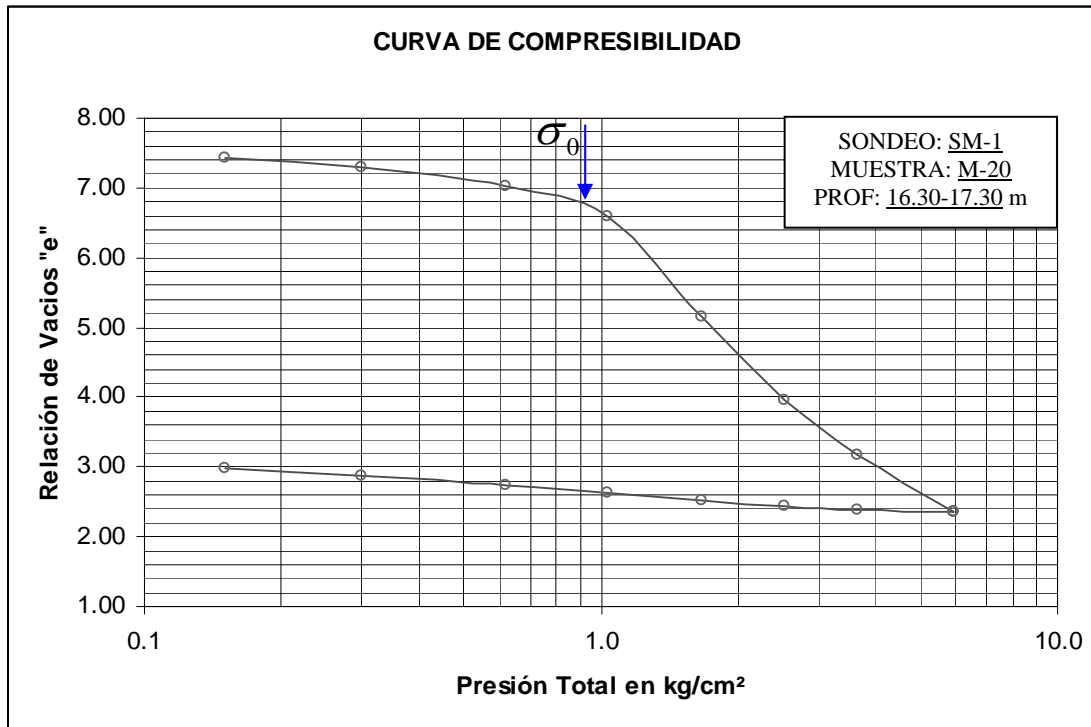


Figura A.12: Curva de compresibilidad, muestra 20.

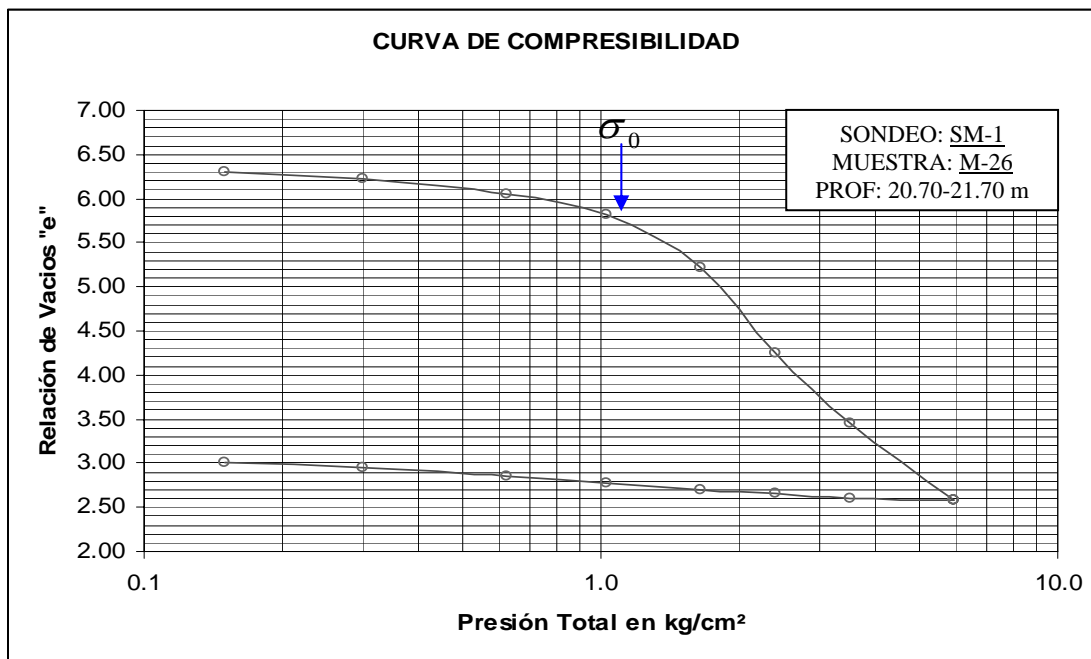


Figura A.13: Curva de compresibilidad, muestra 26.

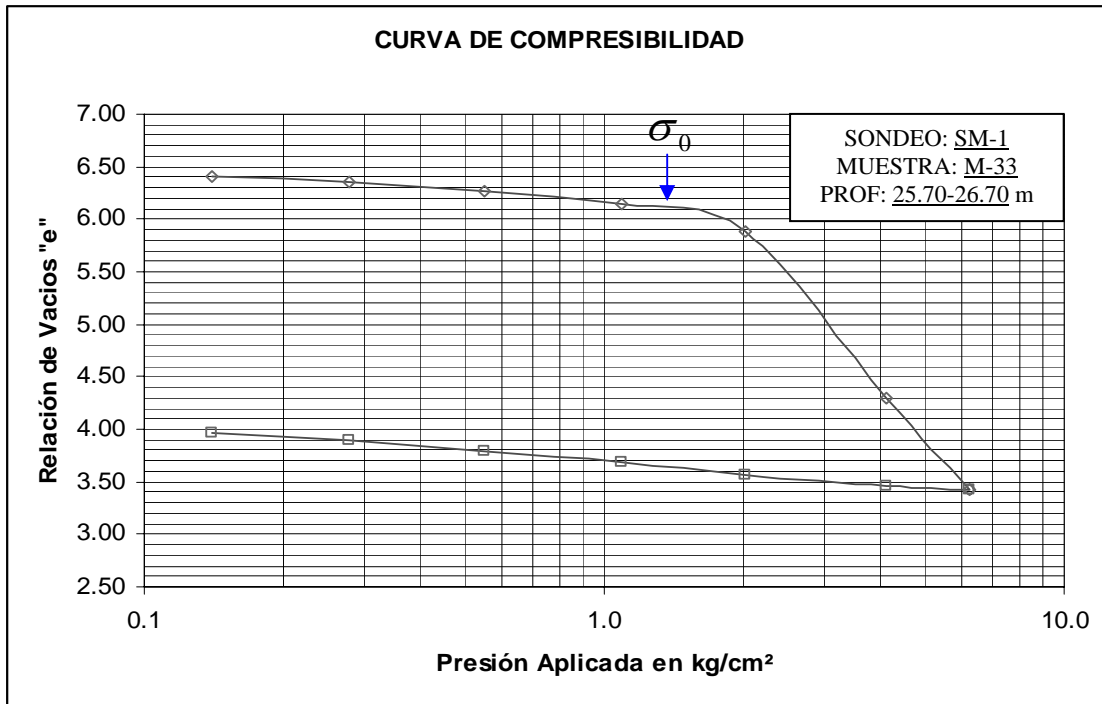


Figura A.14: Curva de compresibilidad, muestra 33.

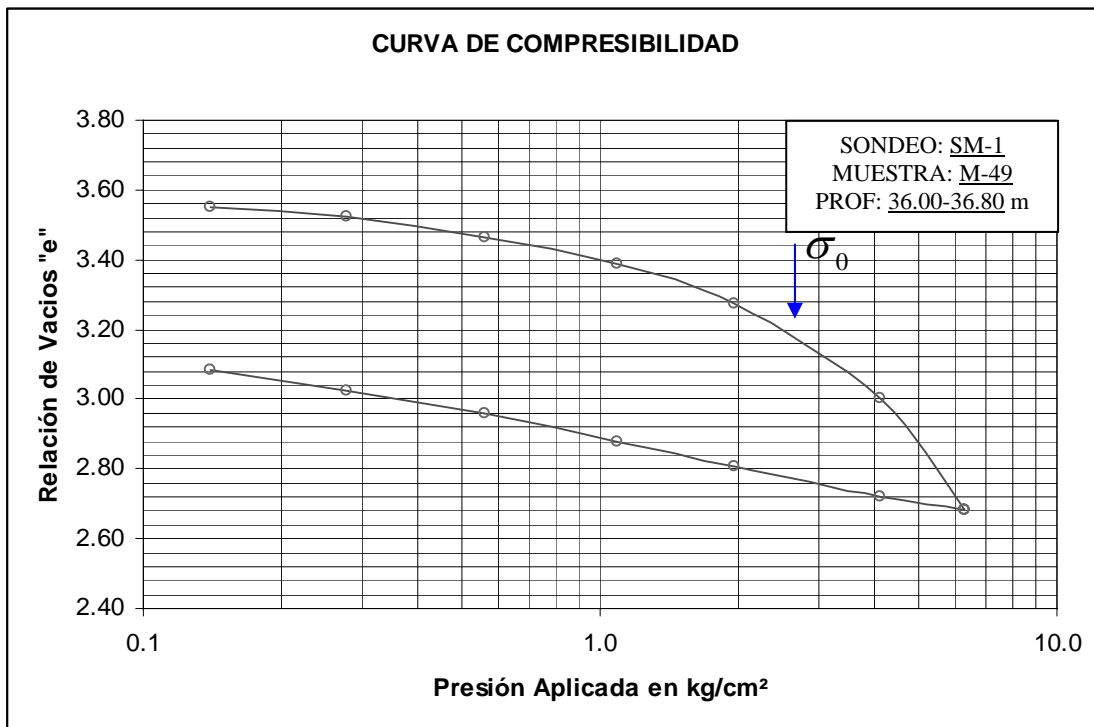


Figura A.15: Curva de compresibilidad, muestra 49.

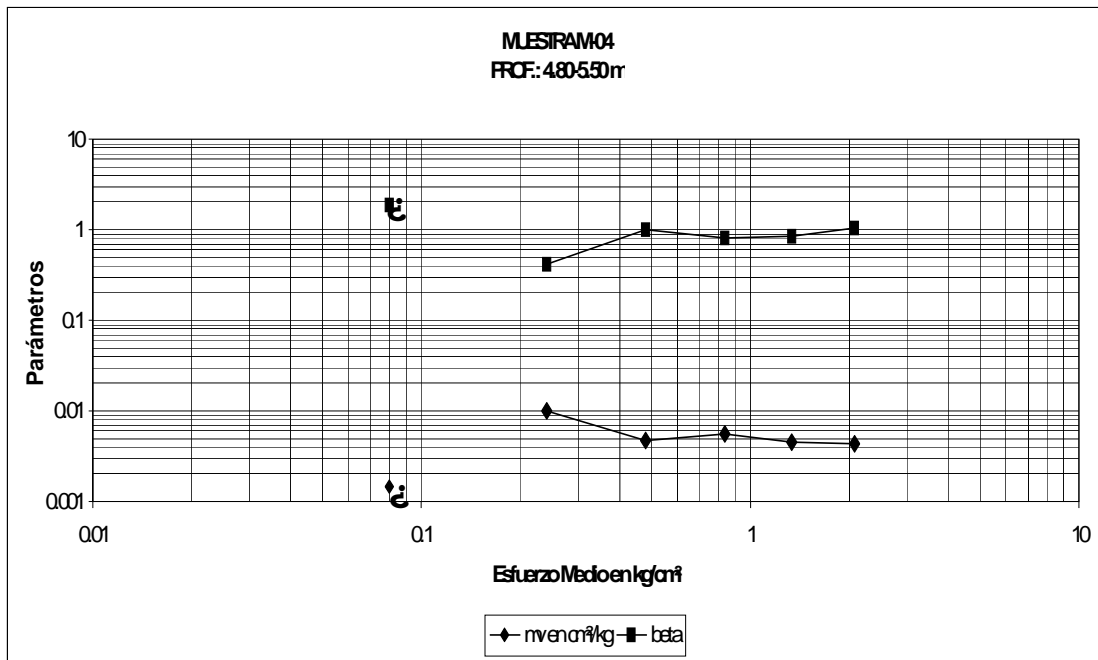


Figura A.16: Parámetros de compresibilidad, m_v y β , muestra 4.

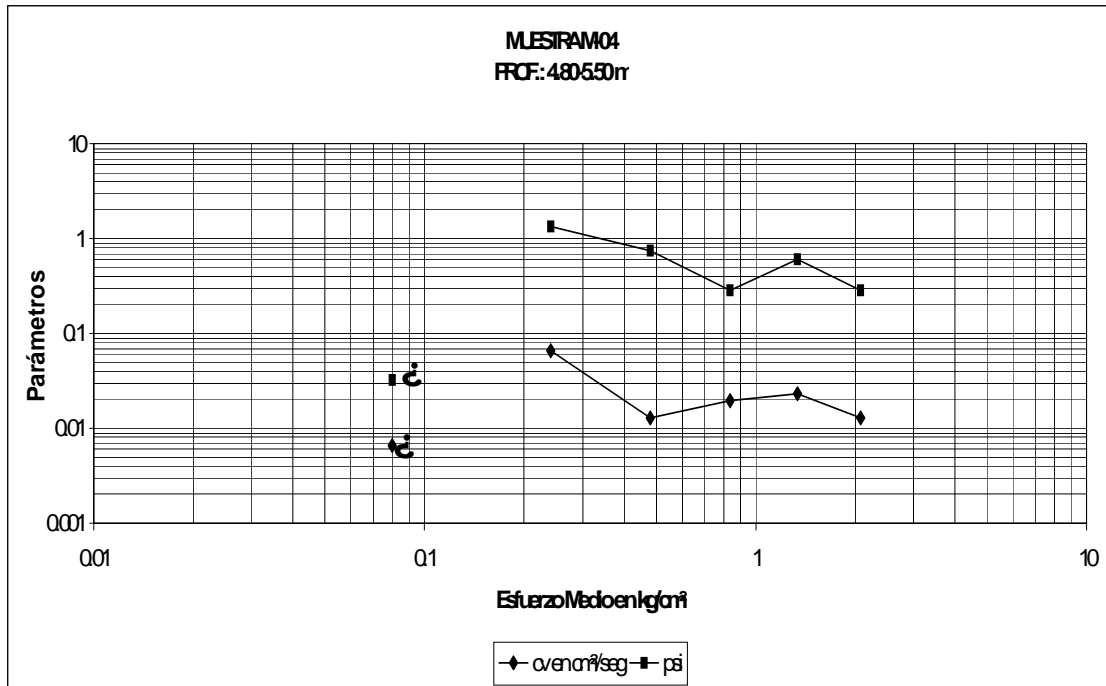


Figura A.17: Parámetros de compresibilidad, C_v y ξ , muestra 4.

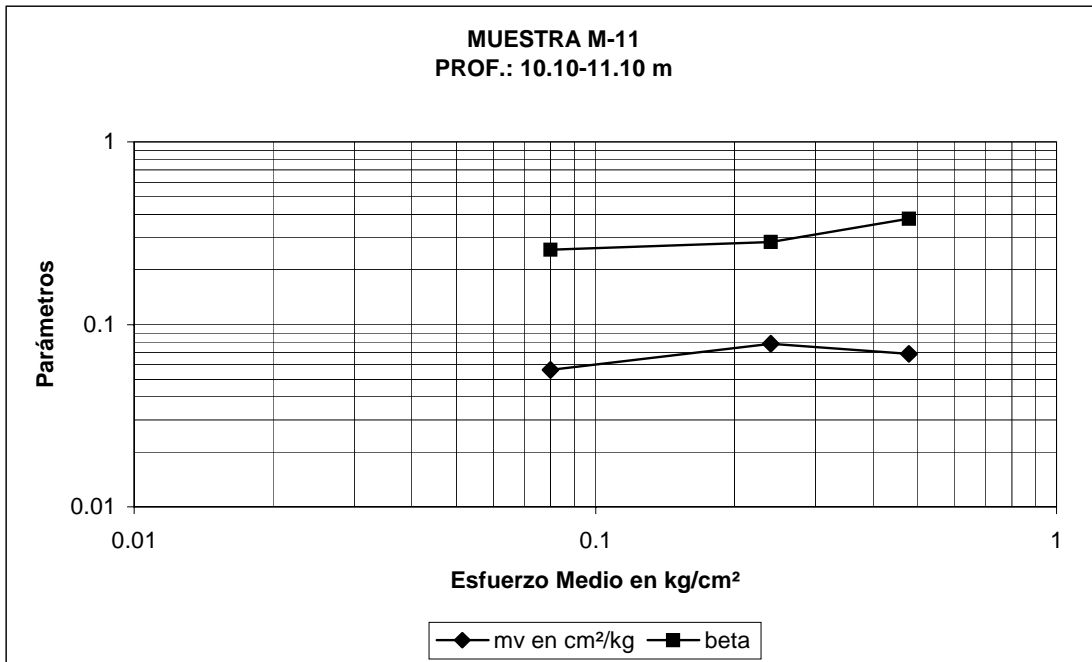


Figura A.18: Parámetros de compresibilidad, m_v y β , muestra 11.

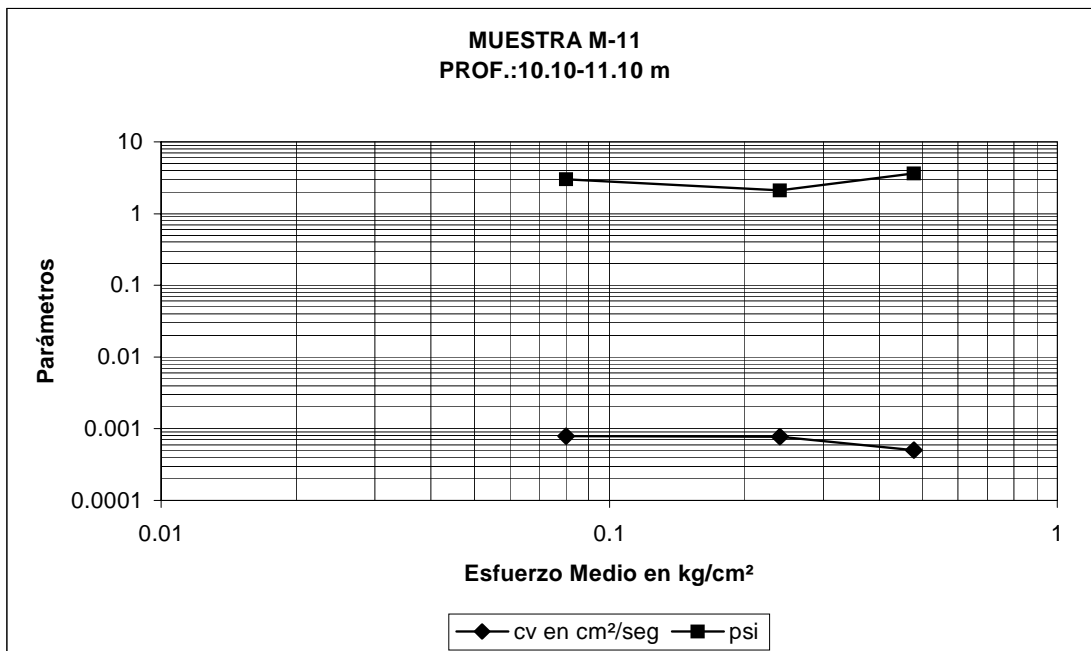


Figura A.19: Parámetros de compresibilidad, C_v y ξ , muestra 11.

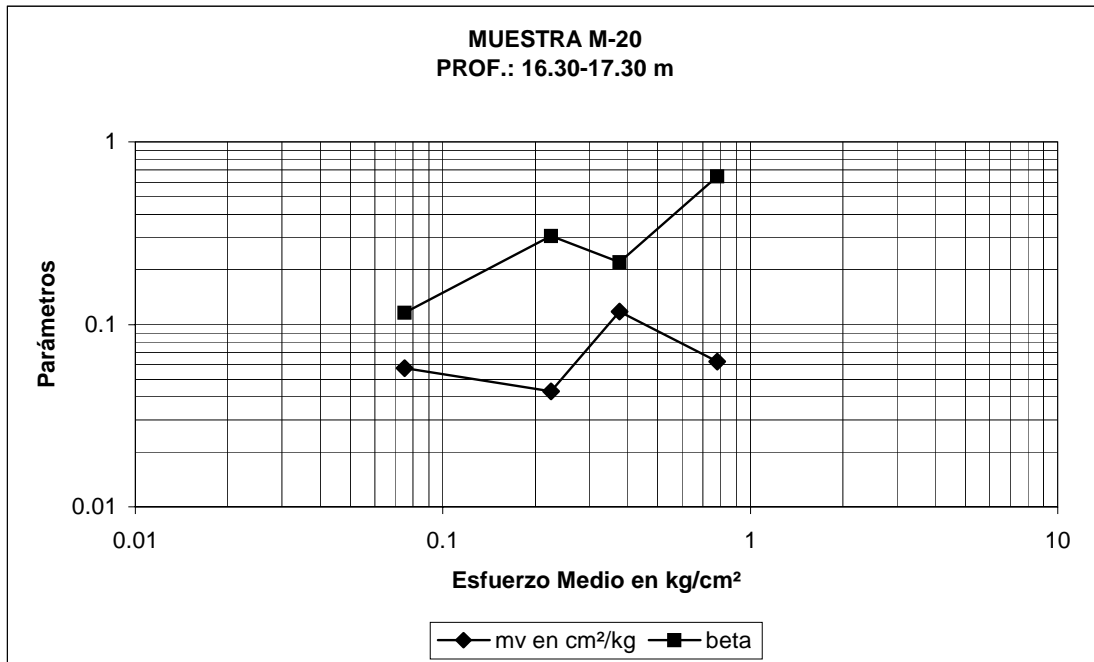


Figura A.20: Parámetros de compresibilidad, m_v y β , muestra 20.

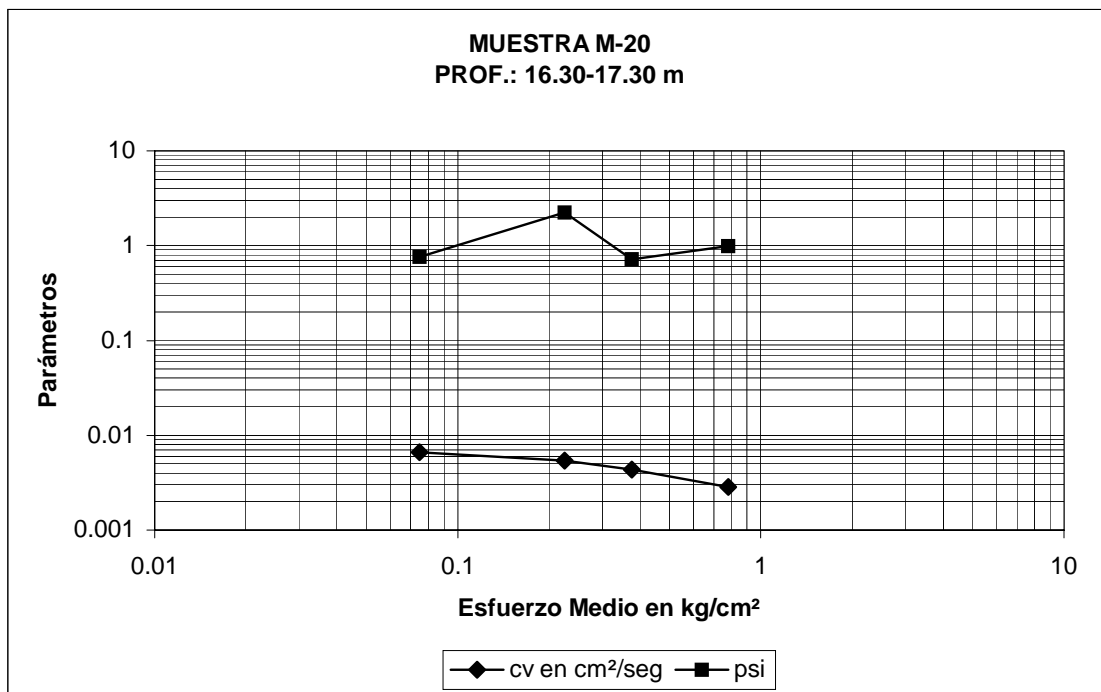


Figura A.21: Parámetros de compresibilidad, C_v y ξ , muestra 20.

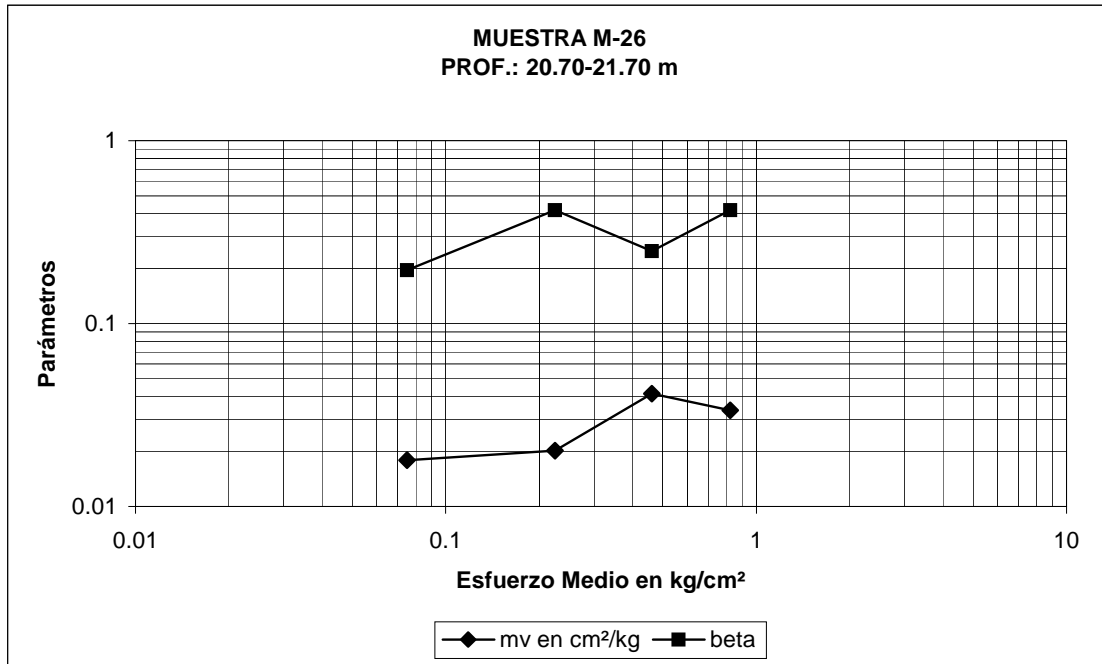


Figura A.22: Parámetros de compresibilidad, m_v y β , muestra 26.

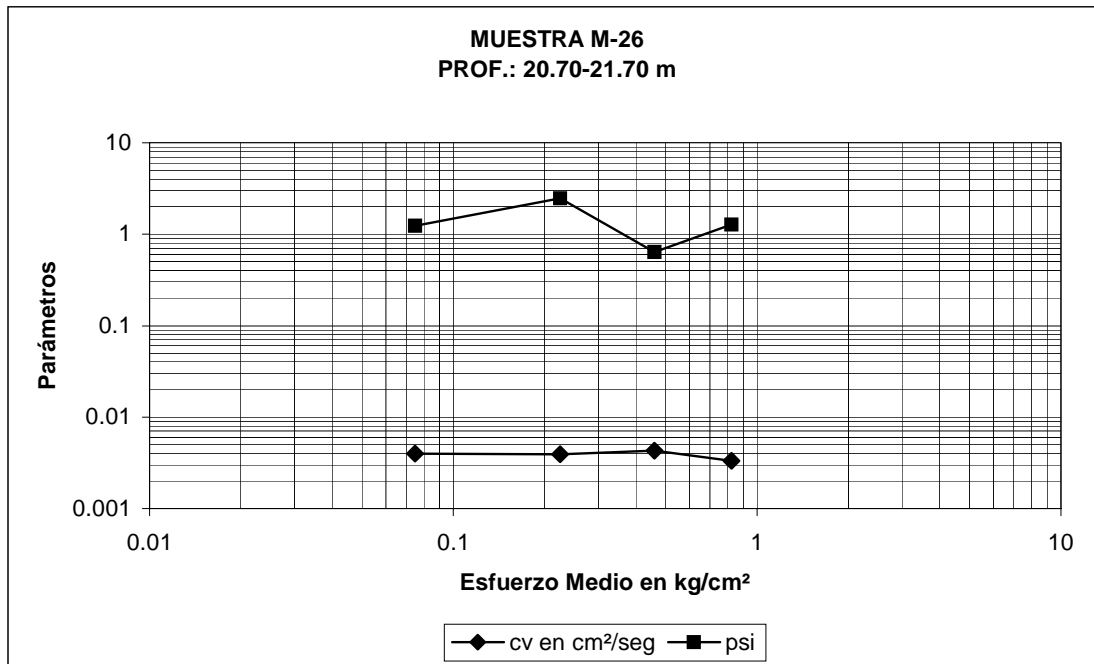


Figura A.23: Parámetros de compresibilidad, C_v y ξ , muestra 26.

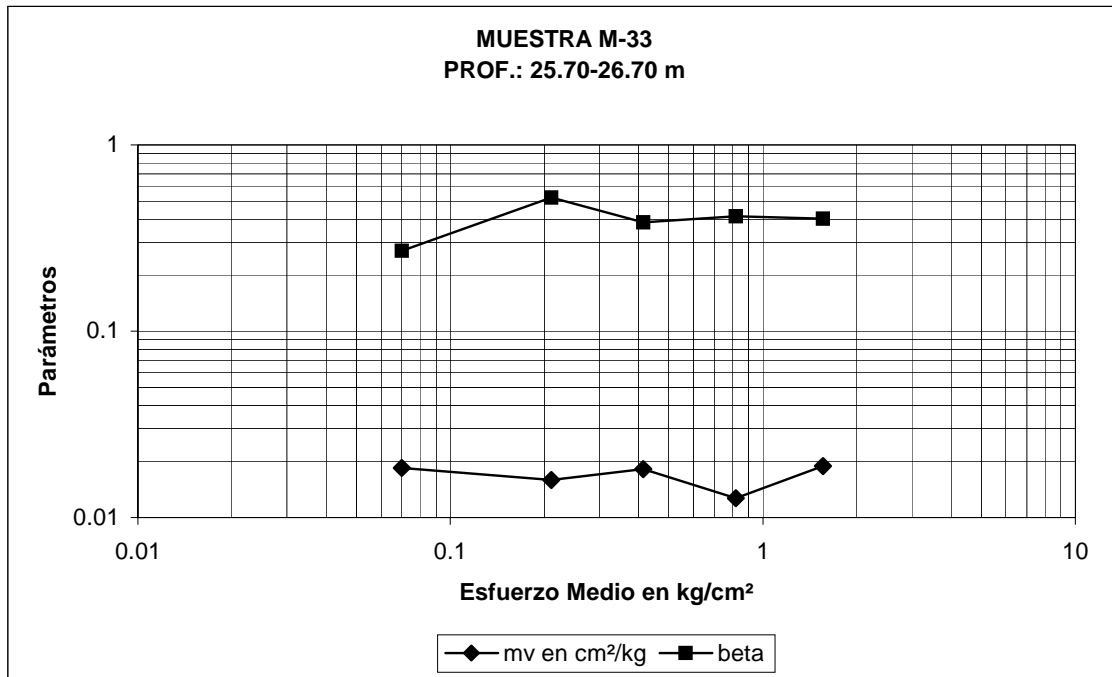


Figura A.24: Parámetros de compresibilidad, m_v y β , muestra 33.

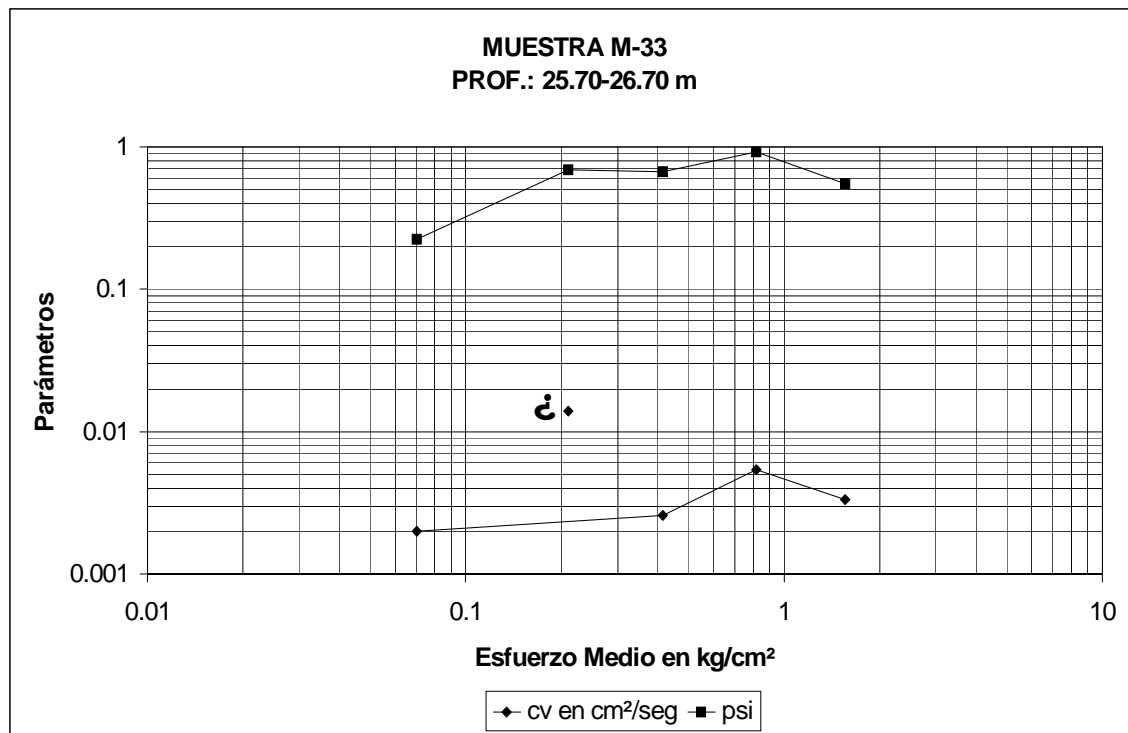


Figura A.25: Parámetros de compresibilidad, C_v y ξ , muestra 33.

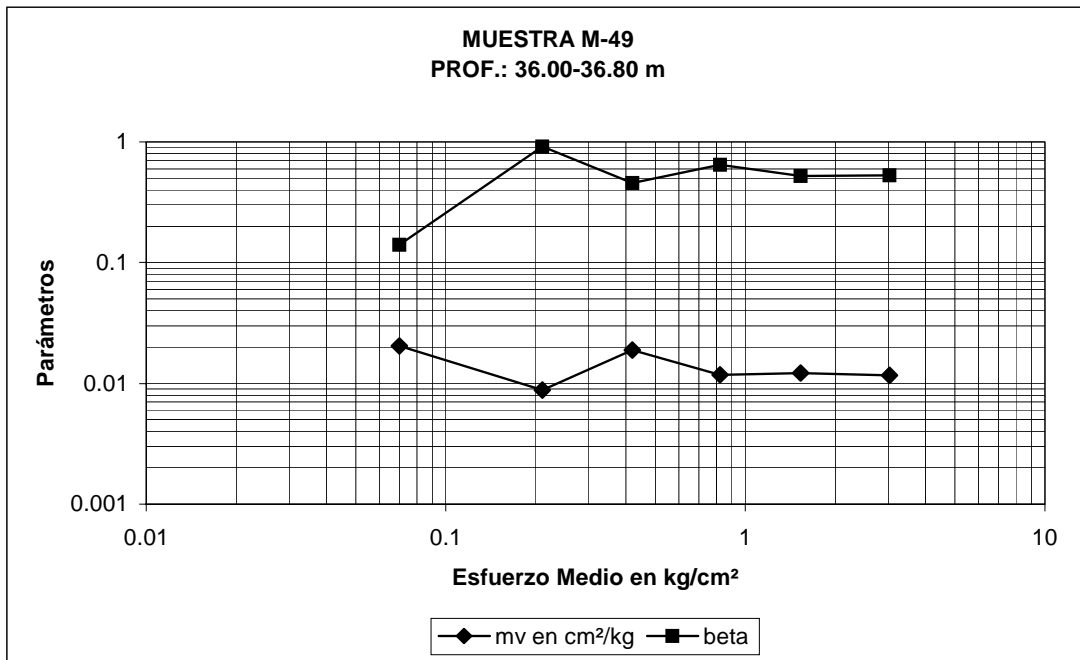


Figura A.26: Parámetros de compresibilidad, m_v y β , muestra 49.

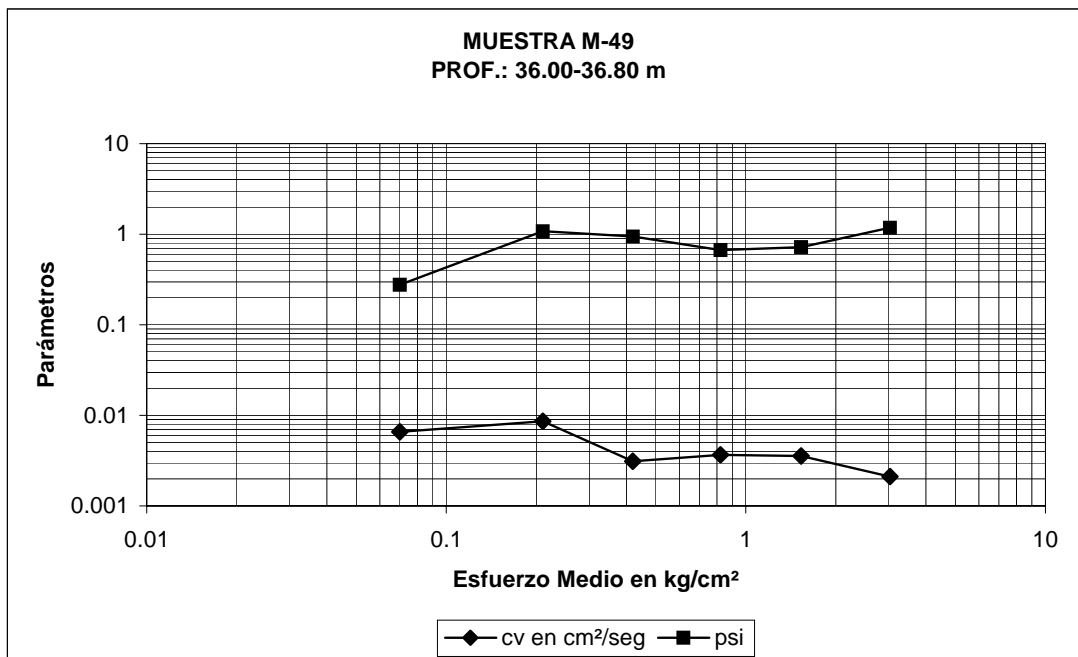


Figura A.27: Parámetros de compresibilidad, C_v y ξ , muestra 49.

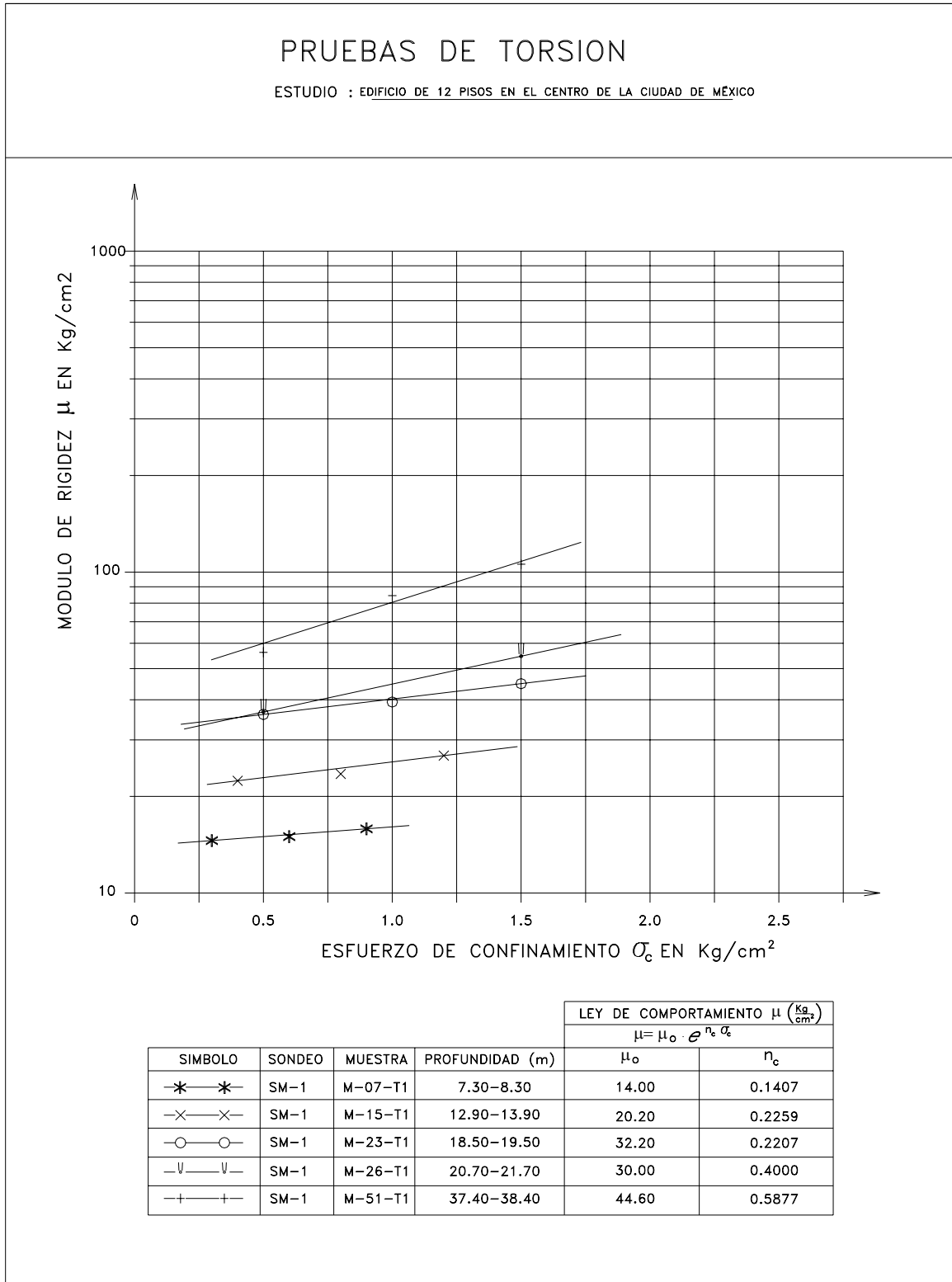


Figura A.28: Pruebas de péndulo de torsión libre.

ESPECTRO DE RESPUESTA

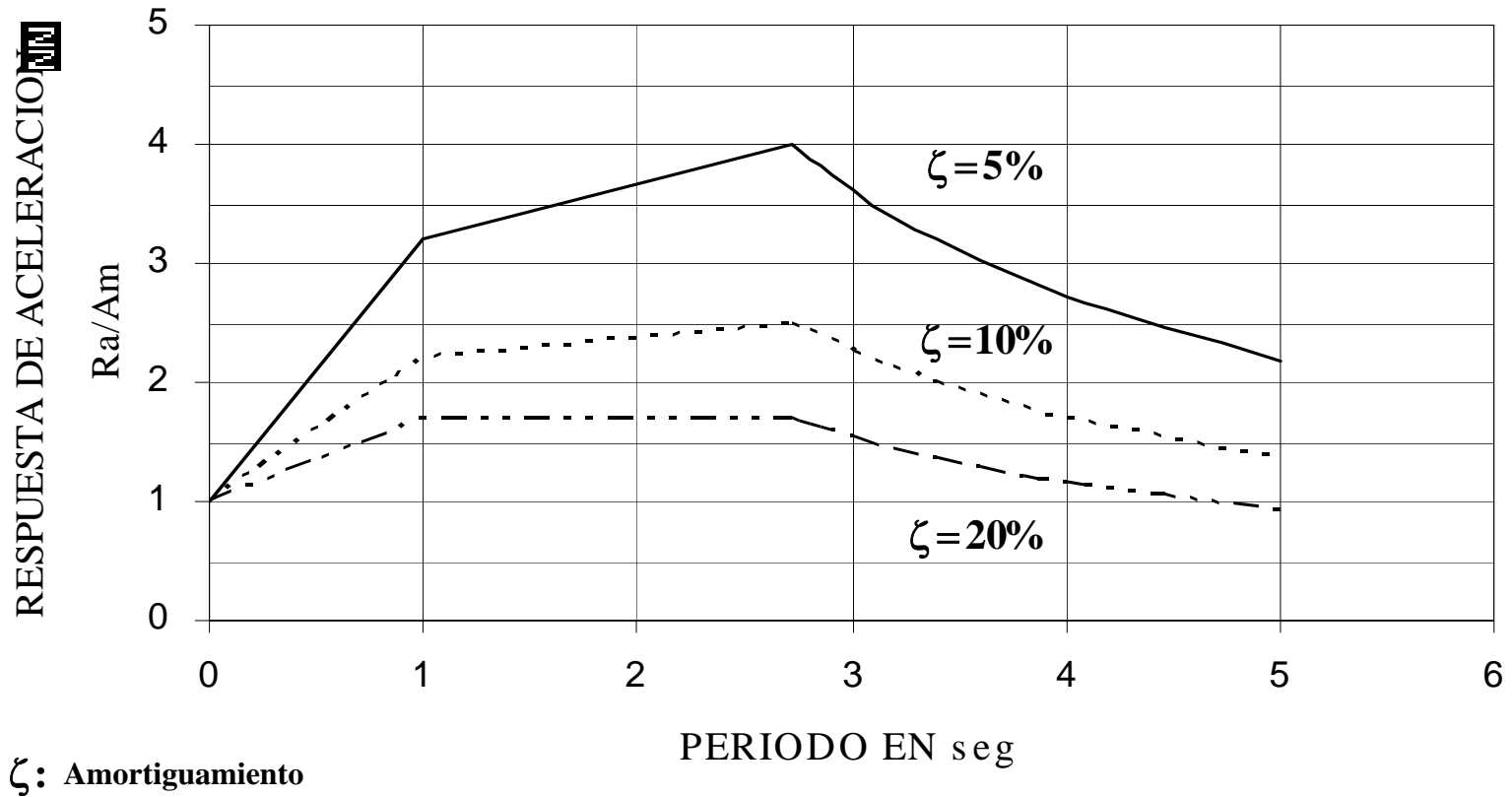


Figura A.29: Espectro de respuesta.

Estrato	Profundidad		DESCRIPCIÓN	Prof. Media (m)	LP (%)	LL (%)	IP (%)	Condición de drenaje	Estrato tipo
	De (m)	A (m)							
1	0.00	3.00	Material de relleno	1.5					R
2	3.00	6.70	Arcilla limosa gris y verde olivo de consistencia semirígida	4.85	47	159	112	Simple	1
3	6.70	9.30	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	8	69.5	325	255.5	Simple	2
4	9.30	9.50	Arena fina negra	9.4					
5	9.50	13.70	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	11.6	70	350	280	Doble	2
6	13.70	13.90	Arena de conchas	13.8					
7	13.90	18.00	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	15.95	70	250	180	Simple	3
8	18.00	22.15	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	20.075	62.5	172	109.5	Simple	3
9	22.15	22.30	Vidrio volcánico	22.225					
10	22.30	25.7	Arcilla gris verdoso	24				Doble	4
11	25.70	25.9	Ceniza volcánica gris	25.8					
12	25.90	26.5	Arena fina gris con algunas gravillas	26.2					
13	26.50	31.2	Arcilla gris verdoso	28.85	67.5	211.5	144	Doble	4
14	31.20	31.3	Vidrio volcánico	31.25					
15	31.30	31.8	Arena fina gris oscuro	31.55					
16	31.80	35.4	Limo arenoso gris verdoso (Ss = 2.64)	33.6					5
17	35.40	36	Arena fina poco limosa	35.7					
18	36.00	38.3	Arcilla gris verdoso	37.15	58.5	136.5	78	Doble	6
19	38.30	39.6	Ceniza volcánica	38.95					
20	39.60	41.7	Arcilla gris verdoso	40.65				Doble	6
21	41.70	41.8	Arena gris oscura	41.75					
22	41.80	43	Arcilla gris verdoso	42.4				Doble	6
23	43.00	45	Limo arenoso gris verdoso	44					7

Tabla A.1: Resumen de los ensayes.

Muestra No.	Profundidad		e	σ_o (kg/cm ²)	σ_b (kg/cm ²)	Estado	q_u (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	c_{uu} (t/m ²)	ϕ_{uu} (°)	γ_h (t/m ²)	S_s	M_e (cm ² /kg)	μ_o	n_c
	De (m)	A (m)													
4	4.80	5.50	2.64	0.47	3.38	Preconsol	1.623	0.812	5.07	3	1.35	2.44	0.007857		
7	7.30	8.30					0.390	0.195			1.16		0.02611	14	0.1407
11	10.10	11.10	7.10	0.56	0.83	Preconsol	0.461	0.230			1.16	2.19	0.05056		
15	12.90	13.90					0.467	0.234			1.23		0.0269	20.2	0.2259
20	16.30	17.30	6.80	0.92	1.05	Preconsol	0.661	0.331			1.16	2.2			
23	18.50	19.50					1.660	0.830			1.27			32.2	0.2207
26	20.70	21.70	5.78	1.16	1.5	Preconsol	0.642	0.321			1.2	2.21	0.02867	30	0.4
29	22.90	23.90					0.719	0.360			1.22				
33	25.70	26.70	6.10	1.45	2.00	Preconsol	0.841	0.420			1.26	2.22	0.009167		
49	36.00	36.80	3.18	2.73	3.25	Preconsol	1.679	0.840			1.31	2.34			
51	37.40	38.40					1.619	0.810			1.38			44.6	0.5877

Tabla A.2: Resumen de los ensayos.

FECHA	Días transcurridos	Pz-1 (m)	Pz-2 (m)	Pz-3 (m)	Pz-4 (m)	NAF (m)
24/01/2004	0		9.97	7.535	2.5	2.5
27/01/2004	3	25.38	10.2	7.615	2.6	2.55
03/02/2004	10	25.114	10.633	7.735	2.724	2.654
12/02/2004	19	24.824	10.853	8.065	2.583	2.738
04/03/2004	40	23.92	10.749	8.145	3.048	2.71
	Promedio	24.8095	10.481	7.819	2.691	2.6304

Tabla A.3: Lecturas de piezómetros y nivel de aguas freáticas.

Estrato	Profundidad		DESCRIPCIÓN	Profundidad (m)	σ_o (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ζ	Estrato tipo
	De (m)	A (m)								
1	0.00	3.00	Material de relleno	1.50	1.50	1.99				R
2	3.00	6.70	Arcilla limosa gris y verde olivo de consistencia semirígida	4.85	4.85	4.28	0.005	0.9	0.0175	1
3	6.70	9.30	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	8.00	8.00	5.17	0.07	0.4	0.0005	2
4	9.30	9.50	Arena fina negra	9.40	9.40	5.45				
5	9.50	13.70	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	11.60	11.60	6.69	0.0575	0.45	0.0004	2
6	13.70	13.90	Arena de conchas	13.80	13.80	8.05				
7	13.90	18.00	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	15.95	15.95	9.30	0.053	0.85	0.0023	3
8	18.00	22.15	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	20.08	20.08	11.82	0.03	0.55	0.003	3
9	22.15	22.30	Vidrio volcánico	22.23	22.23	13.11				
10	22.30	25.7	Arcilla gris verdoso	24.00	24.00	14.01	0.0171	0.4	0.0039	4
11	25.70	25.9	Ceniza volcánica gris	25.80	25.80	14.91				
12	25.90	26.5	Arena fina gris con algunas gravillas	26.20	26.20	15.23				
13	26.50	31.2	Arcilla gris verdoso	28.85	28.85	16.78	0.0194	0.4	0.0033	4
14	31.20	31.3	Vidrio volcánico	31.25	31.25	18.08				
15	31.30	31.8	Arena fina gris oscuro	31.55	31.55	18.37				
16	31.80	35.4	Limo arenoso gris verdoso (Ss = 2.64)	33.60	33.60	22.15				5
17	35.40	36	Arena fina poco limosa	35.70	35.70	26.28				
18	36.00	38.3	Arcilla gris verdoso	37.15	37.15	28.59	0.0125	0.52	0.0022	6
19	38.30	39.6	Ceniza volcánica	38.95	38.95	31.61				
20	39.60	41.7	Arcilla gris verdoso	40.65	40.65	34.53	0.0117	0.52	0.0019	6
21	41.70	41.8	Arena gris oscura	41.75	41.75	36.19				
22	41.80	43	Arcilla gris verdoso	42.40	42.40	37.24	0.0117	0.52	0.0018	6
23	43.00	45	Limo arenoso gris verdoso	44.00	44.00	40.32				7

Tabla A.4: Parámetros de compresibilidad.

Estrato	DESCRIPCIÓN	Prof. (m)	γ_h (t/m ³)	P_o (t/m ²)	u_o (t/m ²)	σ_o (t/m ²)	Estrato tipo
1	Material de relleno	0.00	1.33	0.00	0.00	0.00	R
		1.50		1.99	0.00	1.99	
		2.63		3.49	0.00	3.49	
		3.00		3.98	0.37	3.62	
2	Arcilla limosa gris y verde olivo de consistencia semirígida	4.85	1.35	6.48	2.20	4.28	1
		6.70		8.98	4.03	4.95	
3	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	8.00	1.16	10.49	5.32	5.17	2
		9.30		12.00	6.61	5.38	
4	Arena fina negra	9.40	1.64	12.16	6.71	5.45	
		9.50		12.32	6.81	5.51	
5	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	11.60	1.16	14.76	8.07	6.69	2
		13.70	1.20	17.28	9.33	7.95	
6	Arena de conchas	13.80	1.57	17.44	9.39	8.05	
		13.90		17.59	9.45	8.15	
7	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	15.95	1.16	19.97	10.67	9.30	3
		18.00		22.35	11.90	10.45	
8	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	18.20	1.27	22.60	12.02	10.58	3
		19.80		24.64	12.98	11.65	
		20.08	1.20	24.97	13.15	11.82	
		22.15		27.46	14.39	13.06	
9	Vidrio volcánico	22.23	1.27	27.55	14.44	13.11	
		22.30		27.65	14.48	13.16	
10	Arcilla gris verdoso	24.00	1.22	29.72	15.70	14.01	4
		25.70		31.79	16.93	14.87	
11	Ceniza volcánica gris	25.80	1.20	31.91	17.00	14.91	
		25.90		32.03	17.07	14.96	
12	Arena fina gris con algunas gravillas	26.20	1.63	32.52	17.29	15.23	
		26.50		33.01	17.50	15.51	
13	Arcilla gris verdoso	28.85	1.26	35.97	19.20	16.78	4
		31.20		38.93	20.89	18.05	
14	Vidrio volcánico	31.25	1.27	39.00	20.92	18.08	
		31.30		39.06	20.96	18.10	
15	Arena fina gris oscuro	31.55	1.77	39.50	21.14	18.37	
		31.80		39.95	21.32	18.63	
16	Limo arenoso gris verdoso (S _s = 2.64)	33.60	1.83	43.24	21.09	22.15	5
		35.40		46.52	20.86	25.67	

Tabla A.5: Distribución de esfuerzos.

Estrato	DESCRIPCIÓN	Prof. (m)	γ_h (t/m ³)	P_o (t/m ²)	u_o (t/m ²)	σ_o (t/m ²)	Estrato tipo
17	Arena fina poco limosa	35.70	1.91	47.10	20.82	26.28	
		36.00		47.67	20.78	26.89	
18	Arcilla gris verdoso	37.15	1.35	49.22	20.63	28.59	6
		38.30		50.77	20.49	30.28	
19	Ceniza volcánica	38.95	1.92	52.01	20.40	31.61	
		39.60		53.26	20.32	32.94	
20	Arcilla gris verdoso	40.65	1.38	54.71	20.18	34.53	6
		41.70		56.16	20.05	36.11	
21	Arena gris oscura	41.75	1.41	56.23	20.04	36.19	
		41.80		56.30	20.04	36.26	
22	Arcilla gris verdoso	42.40	1.50	57.20	19.96	37.24	6
		43.00		58.10	19.88	38.22	
23	Limo arenoso gris verdoso	44.00	1.98	60.08	19.75	40.32	7
		44.83		61.72	19.65	42.07	
		45.00		62.05	19.63	42.43	

Continuación tabla A.5: Distribución de esfuerzos.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS

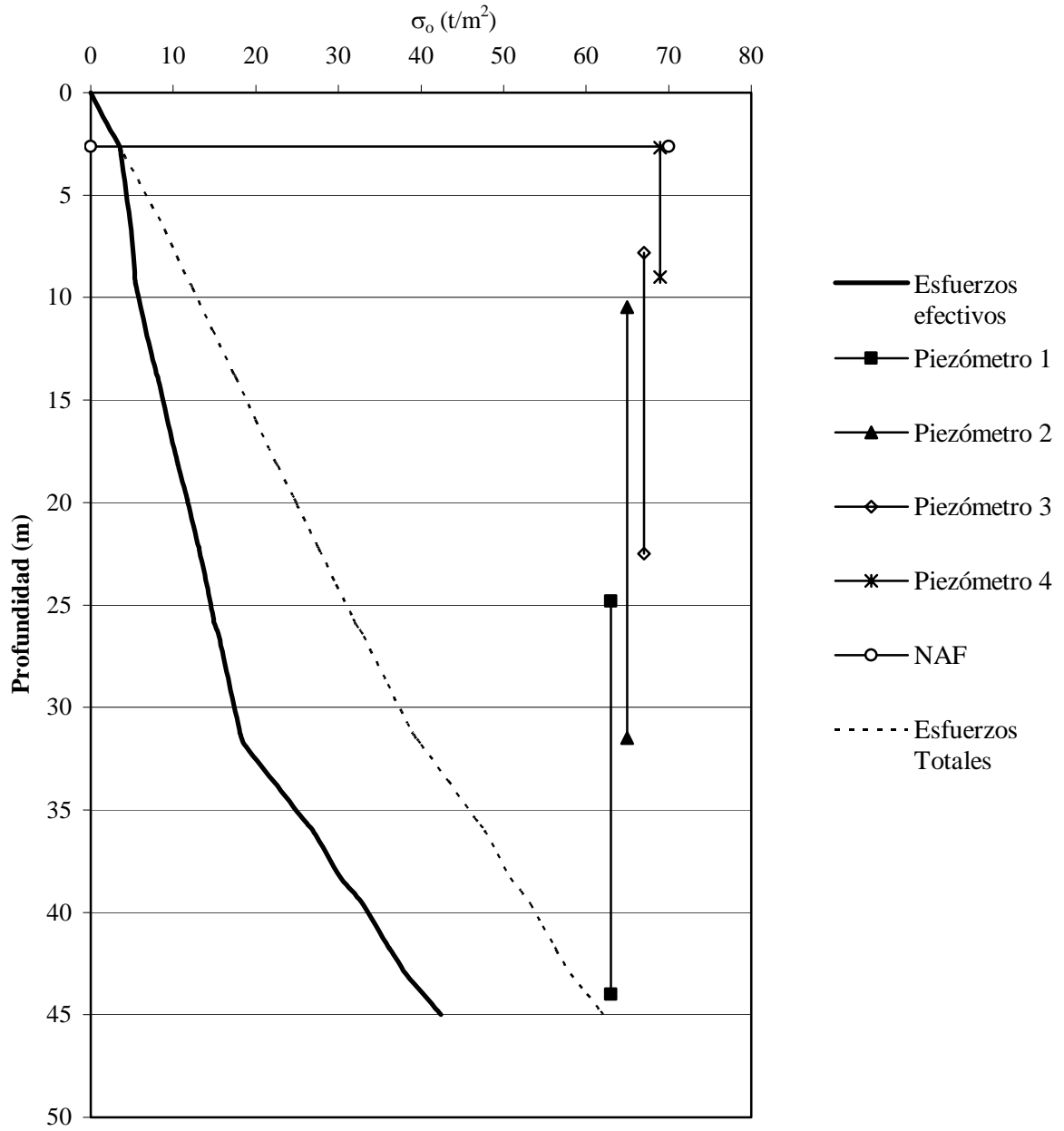


Figura A.30: Distribución de esfuerzos.

APÉNDICE B

PROYECTO ESTRUCTURAL

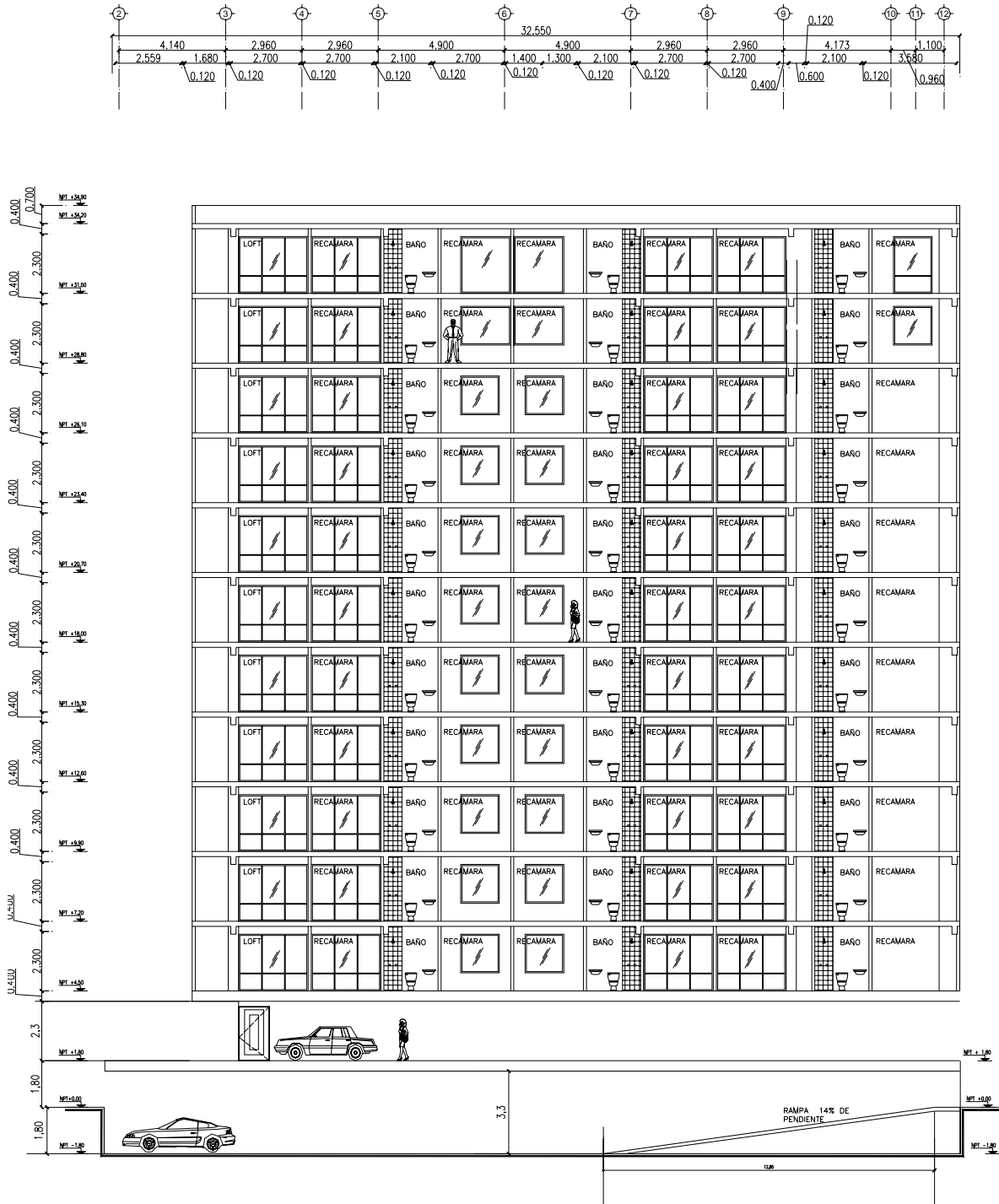


Figura B.1: Corte transversal del edificio.

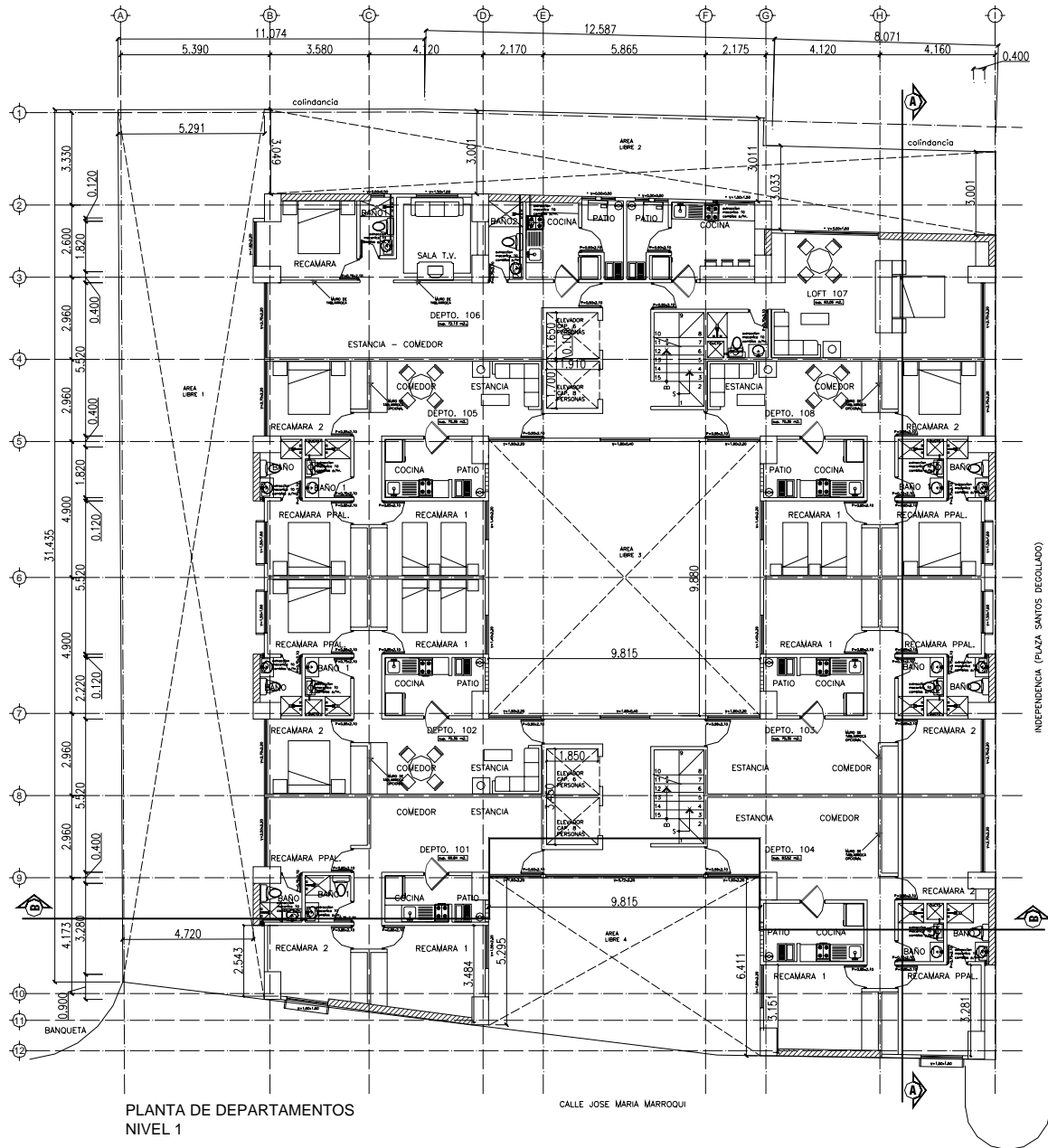


Figura B.2: Planta tipo.

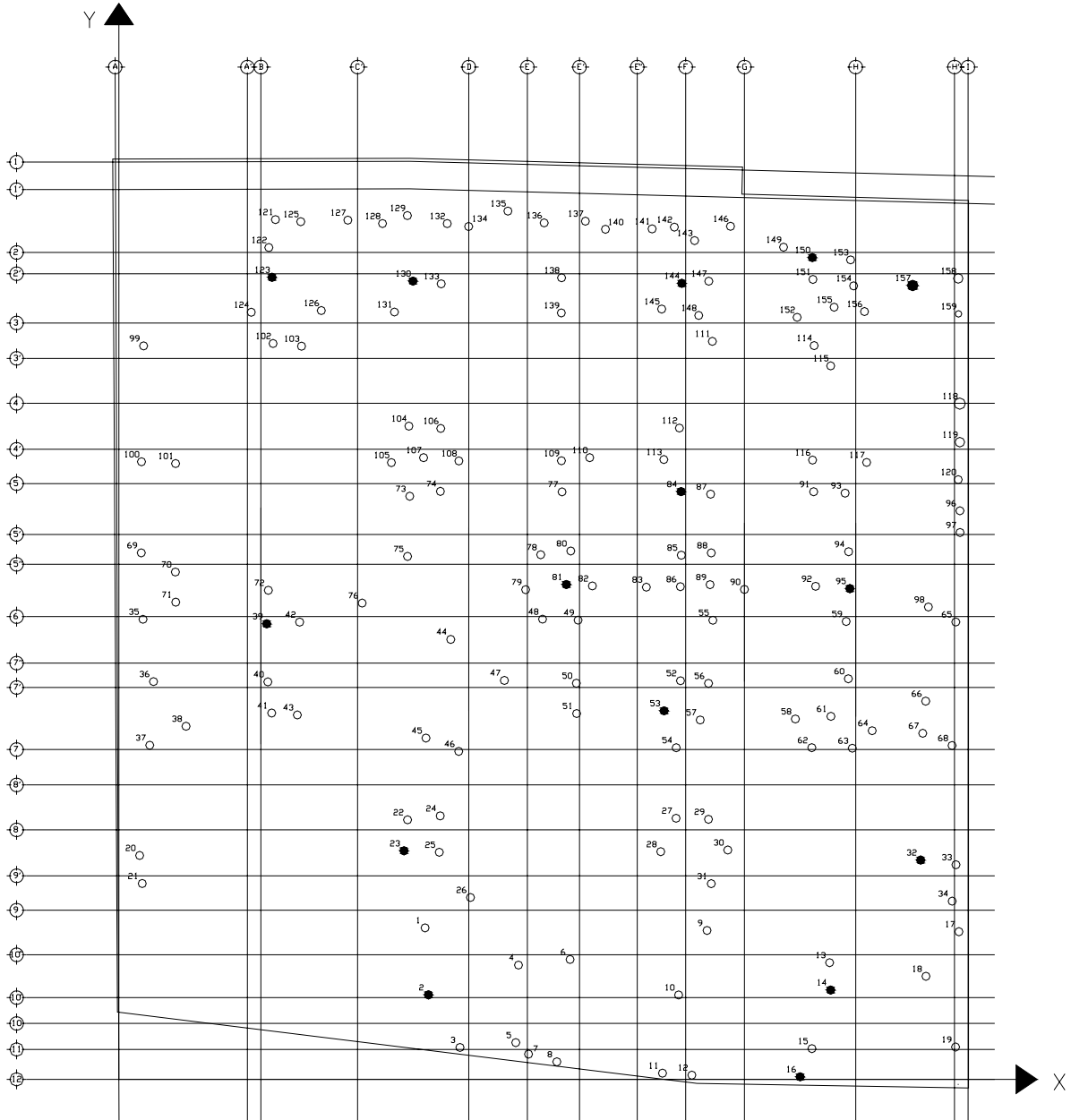


Figura B.3: Distribución de pilotes existentes.

Pilote	X (m)	Y (m)	Pilote	X (m)	Y (m)
1	11.3405	5.5820	44	12.2902	16.2118
2	11.4662	3.1115	45	11.3720	12.5749
3	12.6307	1.1746	46	12.5853	12.0848
4	14.7999	4.2104	47	14.2761	14.7022
5	14.6984	1.3527	48	15.6897	16.9594
6	16.7106	4.4169	49	17.0056	16.9230
7	15.1709	0.9281	50	16.9418	14.5982
8	16.2200	0.6456	51	16.9530	13.4812
9	21.7843	5.4849	52	20.8001	14.6893
10	20.7293	3.1075	53	20.1924	13.5803
11	20.1336	0.2264	54	20.6408	12.2188
12	21.2194	0.1548	55	21.9966	16.9183
13	26.3213	4.2987	56	21.8368	14.5918
14	26.3619	3.2896	57	21.5293	13.2428
15	25.6667	1.1309	58	25.0534	13.2800
16	25.2322	0.0923	59	26.9345	16.8737
17	31.1102	5.4397	60	27.0164	14.7624
18	29.8906	3.7977	61	26.3698	13.3776
19	30.9869	1.1910	62	25.6629	12.2220
20	0.7684	8.2494	63	27.1618	12.2029
21	0.8629	7.2161	64	27.8980	12.8485
22	10.6899	9.5652	65	30.9954	16.8561
23	10.5590	8.4216	66	29.8827	13.9378
24	11.8994	9.7091	67	29.7717	12.7542
25	11.8649	8.3682	68	30.8582	12.3015
26	13.0223	6.7013	69	0.8278	19.4033
27	20.6341	9.6208	70	2.0915	18.6971
28	20.0680	8.3897	71	2.1057	17.5860
29	21.8350	9.5838	72	5.5342	18.0225
30	22.5492	8.4514	73	10.7699	21.4890
31	21.9390	7.2104	74	11.9075	21.6682
32	29.6960	8.0814	75	10.6904	19.2712
33	31.0004	7.9080	76	9.0107	17.5529
34	30.8609	6.5675	77	16.4104	21.6501
35	0.8906	16.9551	78	15.6227	19.3337
36	1.2809	14.6588	79	15.0624	18.0466
37	1.1430	12.3132	80	16.7351	19.4720
38	2.4844	13.0117	81	16.5730	18.2355
39	5.4741	16.7887	82	17.5348	18.1833
40	5.5159	14.6486	83	19.5347	18.1386
41	5.6580	13.4991	84	20.8215	21.6583
42	6.6933	16.8506	85	20.8296	19.3162
43	6.6088	13.4289	86	20.7968	18.1563

Tabla B.1: Ubicación de lo pilotes existentes.

Pilote	X (m)	Y (m)	Pilote	X (m)	Y (m)
87	21.9142	21.5656	124	4.9016	28.2707
88	21.9389	19.4015	125	6.7348	31.6076
89	21.8950	18.2316	126	7.4948	28.3330
90	23.1664	18.0544	127	8.4800	31.6657
91	25.7315	21.6558	128	9.7626	31.5394
92	25.8058	18.1695	129	10.6836	31.8333
93	26.8954	21.6039	130	10.8905	29.4176
94	27.0271	19.4444	131	10.2056	28.2779
95	27.0735	18.0843	132	12.1596	31.5374
96	31.1502	20.9536	133	11.9361	29.3171
97	31.1545	20.1506	134	12.9542	31.4297
98	29.9803	17.4065	135	14.4082	31.9988
99	0.9144	27.0291	136	15.7497	31.5633
100	0.8350	22.7593	137	17.2769	31.6262
101	2.0988	22.6951	138	16.3949	29.5391
102	5.7087	27.1190	139	16.3856	28.2452
103	6.7624	27.0184	140	18.0199	31.3277
104	10.7395	24.0731	141	19.7470	31.3419
105	10.0920	22.7283	142	20.5712	31.4072
106	11.9193	23.9881	143	21.3215	30.9116
107	11.2826	22.9103	144	20.8483	29.3362
108	12.5913	22.7899	145	20.1031	28.3877
109	16.3883	22.7971	146	22.6513	31.4372
110	17.4357	22.9106	147	21.8465	29.4149
111	21.9801	27.1964	148	21.4733	28.1521
112	20.7584	24.0025	149	24.6147	30.6686
113	20.1825	22.8424	150	25.6825	30.2850
114	25.7496	27.0408	151	25.7038	29.4809
115	26.3611	26.2937	152	25.1181	28.0829
116	25.6904	22.8219	153	27.0972	30.2003
117	27.6942	22.7352	154	27.2110	29.2419
118	31.1444	24.9022	155	26.4893	28.4553
119	31.1444	23.4825	156	27.6128	28.2955
120	31.0848	22.1022	157	29.3974	29.2561
121	5.7971	31.6847	158	31.0852	29.5162
122	5.5536	30.6545	159	31.0952	28.2091
123	5.6699	29.5561			

Continuación tabla B.1: Ubicación de lo pilotes existentes.

Ensayo	Pilote	Elev. Cabeza (m)	Prof. Con respecto a SM-1	FREC	$P(\text{prof})$	$\text{Prof} * P(\text{prof}) / \text{FREC}$
1	23	98.28	1.97	7	0.4667	0.13
2	53	98.02	2.23	5	0.3333	0.15
3	81	98.33	1.93	7	0.4667	0.13
4	39	98.18	2.07	5	0.3333	0.14
5	123	97.61	2.64	3	0.2000	0.18
6	157	97.91	2.34	5	0.3333	0.16
7	144	97.78	2.47	5	0.3333	0.17
8	84	98.11	2.14	5	0.3333	0.14
9	150	97.43	2.82	3	0.2000	0.19
10	130	97.64	2.61	3	0.2000	0.17
11	95	98.28	1.97	7	0.4667	0.13
12	32	98.30	1.95	7	0.4667	0.13
13	14	98.43	1.82	7	0.4667	0.12
14	16	98.39	1.86	7	0.4667	0.12
15	2	98.28	1.97	7	0.4667	0.13
						2.19 m

Tabla B.2: Cálculo de la profundidad media de la cabeza con respecto al SM-1.

Ensaye	Pilote	L (m)	FREC	$P(L)$	$L * P(L) / \text{FREC}$
1	23	25.30	2	0.13	1.69
2	53	19.40	3	0.20	1.29
3	81	20.80	2	0.13	1.39
4	39	23.80	1	0.07	1.59
5	123	25.30	2	0.13	1.69
6	157	22.40	3	0.20	1.49
7	144	18.60	2	0.13	1.24
8	84	22.00	3	0.20	1.47
9	150	19.90	3	0.20	1.33
10	130	19.60	3	0.20	1.31
11	95	15.20	1	0.07	1.01
12	32	18.40	2	0.13	1.23
13	14	22.10	3	0.20	1.47
14	16	22.15	3	0.20	1.48
15	2	20.40	2	0.13	1.36
					21.02 m

Tabla B.3: Cálculo de la profundidad media de los pilotes.

Ensaye	Pilote	Diámetro (m)	Puntos de tiro
1	23	0.3023	3
2	53	0.2976	4
3	81	0.3023	4
4	39	0.2992	4
5	123	0.3087	4
6	157	0.2928	4
7	144	0.2992	4
8	84	0.3023	4
9	150	0.2864	4
10	130	0.3087	4
11	95	0.3055	4
12	32	0.2992	4
13	14	0.2992	4
14	16	0.3023	4
15	2	0.3055	4
		0.3007	

Tabla B.4: Cálculo del diámetro medio de los pilotes.

Ensaye	Pilote	V_p (m/s)	Calidad del concreto	OBSERVACIONES
1	23	2845	POBRE	Existe una discontinuidad a los 5.8 m, con un concreto que presenta una velocidad de 1400 m/s
2	53	2070	MUY POBRE	Se observa una discontinuidad entre 0 y 7.4 m, con un concreto que presenta una velocidad de 790 m/s
3	81	2400	POBRE	Se presenta una discontinuidad a los 8.7 m, con un concreto que presenta una velocidad de 1010 m/s
4	39	3090	REGULAR	Se observa una discontinuidad entre 0 y 6.7 m, con un concreto que presenta una velocidad de 920 m/s
5	123	2105	MUY POBRE	Se presenta una discontinuidad a los 12.2 m, con un concreto que presenta una velocidad de 1010 m/s
6	157	1915	MUY POBRE	Se observa una discontinuidad entre 0 y 11.8 m, con un concreto que presenta una velocidad de 1015 m/s

Tabla B.5: Integridad de los pilotes.

Ensaye	Pilote	V_p (m/s)	Calidad del concreto	OBSERVACIONES
7	144	2270	POBRE	Existe una discontinuidad a los 3.8 m, con un concreto que presenta una velocidad de 455 m/s
8	84	1940	MUY POBRE	Se observa una discontinuidad entre 0 y 11.1 m, con un concreto que presenta una velocidad de 980 m/s
9	150	2915	POBRE	Existe una discontinuidad a los 8.1 m, con un concreto que presenta una velocidad de 910 m/s
10	130	2285	POBRE	Se observa una discontinuidad entre 0 y 5.9 m, con un concreto que presenta una velocidad de 690 m/s
11	95	1845	POBRE	Existe una discontinuidad a los 5.5 m, con un concreto que presenta una velocidad de 620 m/s
12	32	3200	REGULAR	Se observa una discontinuidad entre 0 y 4.9 m, con un concreto que presenta una velocidad de 880 m/s
13	14	3085	REGULAR	Existe una discontinuidad a los 7.4 m, con un concreto que presenta una velocidad de 1020 m/s
14	16	3500	REGULAR	Se observa una discontinuidad entre 0 y 8.4 m, con un concreto que presenta una velocidad de 1020 m/s
15	2	2150	POBRE	Se observa una discontinuidad entre 0 y 4.9 m, con un concreto que presenta una velocidad de 530 m/s

Continuación tabla B.5: Integridad de los pilotes.

EJE	D0 (t)	DL (t)	Wm (t)	Wa (t)
10"-A'	26.22	26.26	7.84	4.11
9-A'	19.85	19.97	5.93	3.11
7-A'	28.09	40.69	12.06	6.28
7'-A'	32.03	49.48	14.88	7.69
5'-A'	30.19	48.62	14.37	7.51
5-A'	24.15	39.1	11.45	6.01
10-B	130.76	122.71	36.52	19.13
10"-B	33.85	32.04	9.61	5.02
9-B	40.55	80.91	25.95	13.05
7-B	43.96	114.11	35.21	17.98
7'-B	22.78	35.22	11.07	5.61
7"-B	11.1	16.62	4.69	2.5
5"-B	15.37	23.39	6.73	3.56
5'-B	24.96	41.07	12.8	6.52
5-B	44.96	113.62	35.35	17.99
3-B	42.35	82.32	26.92	13.43
2-B	87.5	92.95	26.61	14.23
2-C	35.45	36.03	10.27	5.5
11-D	121.51	118.07	36.73	18.82
9-D	63.9	191.89	58.73	30.25
7-D	84.12	327.71	98.76	51.12
5-D	85.21	347.44	104.46	54.15
3-D	79.45	104.53	31.72	16.41
2-D	126.16	155.76	45.59	24.02
9'-E	40.85	7.57	2.61	1.31
8'-E	40.86	9.55	3.11	1.6
4'-E	41.22	8.86	2.98	1.51
3'-E	41.23	10.9	3.49	1.81
9'-E'	19.04	3.22	1.14	0.56
8'-E'	19.39	4.95	1.57	0.82
4'-E'	18.67	3.7	1.26	0.63
3'-E'	19.02	5.48	1.71	0.89
2-E'	42.13	47.57	13.62	7.26
12-G	80.88	80.89	25.16	12.88
11-G	12.07	9.72	2.49	1.4
10"-G	24.53	62.39	19.03	9.82
9-G	67.73	173.66	53.2	27.41
7-G	83.57	324.03	97.91	50.62
5-G	84.64	350.4	105.46	54.63

Tabla B.6: Distribución de cargas en el edificio.

EJE	D0 (t)	DL (t)	Wm (t)	Wa (t)
3-G	56.83	89.34	27.17	14.03
2'-G	28.63	45.13	13.6	7.05
2-G	77.21	117.1	34.55	18.12
12-H	50.11	45.08	13.09	6.92
2'-H	35.3	23.85	7.06	3.71
12-H'	94.43	74.49	21.72	11.49
10'-H'	32.27	26.55	7.82	4.12
9-H'	50.09	141	41.8	21.82
7-H'	50.31	105.32	30.74	16.14
7'-H'	11.91	18.19	5.21	2.76
7''-H'	31.39	51.29	15.36	7.97
5''-H'	33.2	56.91	16.99	8.84
5'-H'	14.31	24.16	6.95	3.69
5-H'	51.1	122.44	36.37	18.94
3-H'	50.52	115.25	34.14	17.86
12-I	8.1	0.54	0.25	0.11
10'-I	35.38	14.34	4.08	2.19
9-I	35.59	14.78	4.21	2.26
7-I	30.05	58.91	17.38	9.08
7'-I	27.02	44.22	12.96	6.79
5'-I	26.04	45.79	13.24	7
5-I	21.86	37.7	10.76	5.73
3-I	16.11	11.27	3.81	1.88
2'-I	63.14	43.58	14.13	7.11

Continuación tabla B.6: Distribución de cargas en el edificio.

APÉNDICE C

CÁLCULOS: CIMENTACIÓN

SEMICOMPENSADA

C.1 Cálculo de la capacidad de carga:

Como se dijo en el capítulo 3, el primer paso a seguir para determinar la capacidad de carga, es conocer la profundidad hasta la que afectará el mecanismo de falla, para lo cual se utiliza la ecuación 3.19. Como se puede ver, esta expresión depende únicamente del ángulo de fricción del suelo, y como en el caso estudiado se tiene un material puramente cohesivo, para cualquier profundidad de desplante analizada la profundidad del mecanismo de falla va a ser igual (figura 3.2).

$$h_{\max} = \frac{B \cdot e_N^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}}{2 \cdot \cos\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot \cos \phi = \frac{(27 \text{ m}) \cdot e_N^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{0}{2}\right) \cdot \tan 0}}{2 \cdot \cos\left(45 + \frac{0}{2}\right)} \cdot \cos 0$$

$$h_{\max} = 19.09 \text{ m}$$

En la figura C.1 se presenta gráficamente la forma y profundidad máxima de la superficie de falla.

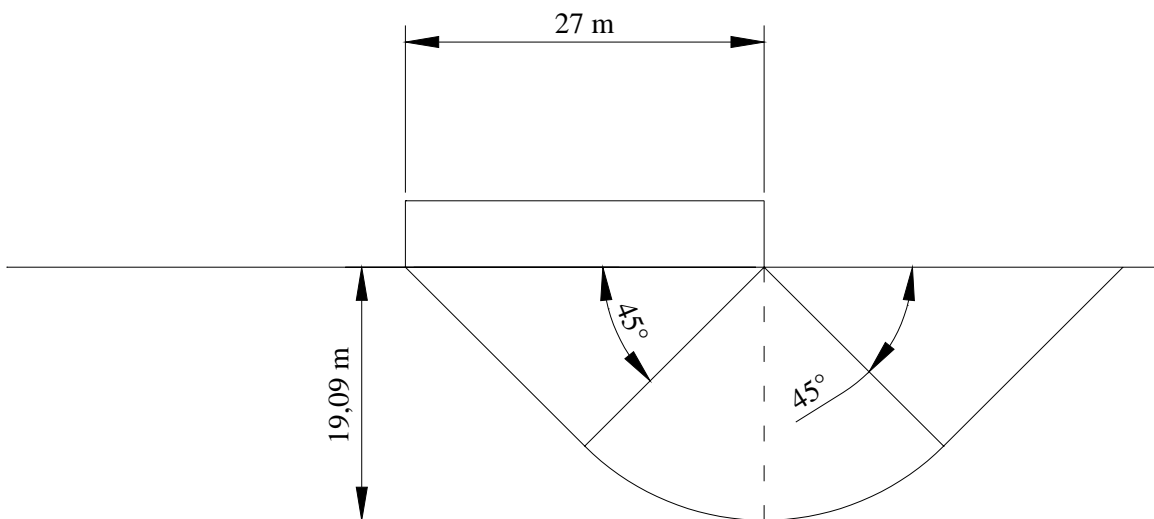


Figura C.1: Profundidad máxima de la superficie de falla.

Luego de conocer la profundidad del mecanismo de falla, se procede a determinar el peso de la estructura, para cada una de las profundidades de desplante, incluyendo el peso de la superestructura y la cimentación.

El peso de la superestructura es igual para cualquier profundidad de desplante, y para determinarlo únicamente se toman en cuenta las cargas que gravitan sobre los ejes que están dentro del cajón de cimentación, por lo que a partir de la figura 3.2 y la tabla B.6, se obtiene la tabla C.1, en la que aparecen cada una de las cargas que serán soportadas por el cajón de cimentación y el peso total de la superestructura. Es importante aclarar, que en dicha tabla las cargas que aparecen son la suma del peso de la superestructura, la carga muerta y la carga viva máxima, ya que de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal, el estado límite de falla se debe revisar con esta combinación.

EJE	CARGA (t)	EJE	CARGA (t)	EJE	CARGA (t)
10"-A'	60.32	5-D	537.11	12-H	108.28
9-A'	45.75	3-D	215.7	2'-H	66.21
7-A'	80.84	2-D	327.51	12-H'	190.64
7'-A'	96.39	9'-E	51.03	10'-H'	66.64
5'-A'	93.18	8'-E	53.52	9-H'	232.89
5-A'	74.7	4'-E	53.06	7-H'	186.37
10-B	289.99	3'-E	55.62	7'-H'	35.31
10"-B	75.5	9'-E'	23.4	7"-H'	98.04
9-B	147.41	8'-E'	25.91	5"-H'	107.1
7-B	193.28	4'-E'	23.63	5'-H'	45.42
7'-B	69.07	3'-E'	26.21	5-H'	209.91
7"-B	32.41	2-E'	103.32	3-H'	199.91
5"-B	45.49	12-G	186.93	12-I	8.89
5'-B	78.83	11-G	24.28	10'-I	53.8
5-B	193.93	10"-G	105.95	9-I	54.58
3-B	151.59	9-G	294.59	7-I	106.34
2-B	207.06	7-G	505.51	7'-I	84.2
2-C	81.75	5-G	540.5	5'-I	85.07
11-D	276.31	3-G	173.34	5-I	70.32
9-D	314.52	2'-G	87.36	3-I	31.19
7-D	510.59	2-G	228.86	2'-I	120.85

Total	8924.21 t
-------	-----------

Tabla C.1: Peso de la superestructura, para el cálculo de la capacidad de carga.

Ahora, para el cálculo del peso de la subestructura se deben tomar en cuenta cada una de las diferentes opciones para el desplante. El primer paso para el cálculo de este peso es determinar la forma del cajón de cimentación. A partir de las figuras 3.2 y C.2 se puede observar que el cajón de cimentación constará de diafragmas y dos losas, de modo que éste tenga la mayor rigidez posible.

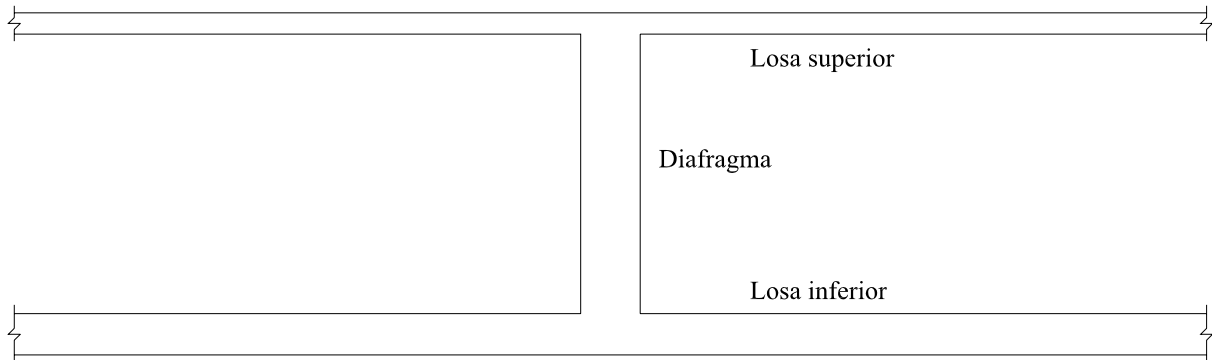


Figura C.2: Corte transversal del cajón de cimentación.

Se procede ahora a determinar el espesor de las losas superior e inferior, el cual a su vez dará la altura de los diafragmas y a continuación se puede obtener el peso de la cimentación.

Para obtener el espesor de estas losas, se va a seguir lo especificado en el numeral 6.3.3.5, de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Distrito Federal. De acuerdo con este inciso, el espesor mínimo de la losa será igual al perímetro del tablero entre 250. Para el cálculo del perímetro se deben incrementar en un 25% los lados discontinuos para las losas monolíticas, como la del presente caso. De acuerdo con esto y con la figura 3.2, se puede observar que el tablero que va a dar un mayor espesor es el de la esquina inferior derecha. Es importante aclarar que esta limitación, de acuerdo con la Norma, es aplicable a losas en que:

$$f_s \leq 2520 \frac{kg}{cm^2} \quad y \quad w \leq 380 \frac{kg}{cm^2}$$

Cuando se tengan otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por:

$$0.032^4 \sqrt{f_s \cdot w} \tag{C.1}$$

A partir de lo explicado, en las tablas C.2 y C.3 se presenta el cálculo del peralte y del peso de la losa superior.

TABLERO			
	Long. (m)	Factor	Long. Mod. (m)
L1	6.65	1.25	8.31
L2	8.20	1.25	10.25
L3	6.51	1.00	6.51
L4	8.20	1.00	8.20
		Perim.	33.27 m
		d_{\min}	13.31 cm

Tabla C.2: Espesor mínimo de la losa superior.

LOSA SUPERIOR	
f_y	4200 kg/cm ²
f_s	2520 kg/cm ²
Área	829.1961 m ²
d	0.135 m
q_D	324 kg/m ²
q_L	250 kg/m ²
q_t	574 kg/m ²
$d_{\text{correg.}}$	0.1498 m
$d_{\text{selec.}}$	0.18 m
$q_{D\text{-corr}}$	432 kg/m ²
$q_{t\text{-corr}}$	682 kg/m ²

Tabla C.3: Corrección del espesor de la losa superior.

Conociendo el espesor mínimo de la losa, se calculan f_s y w , para determinar si se debe aplicar o no la corrección especificada en la Norma.

En la tabla C.3 se puede observar que el peso total de la losa supera el peso máximo especificado, por lo que el espesor mínimo fue corregido. El peso muerto (W_D) se obtuvo multiplicando el volumen de la losa por el peso volumétrico del concreto ($\gamma_{conc} = 2.4 \text{ t/m}^3$), mientras la carga viva (W_L) se encuentra especificada en la tabla 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Acciones de Diseño. En esta tabla también se observa que el peralte mínimo corregido es de 15 cm, por lo que al adicionar 3 cm de recubrimiento mínimo, se obtiene un peralte de losa definitivo de 18 cm, a partir de lo cual se deduce que el peso total de la losa superior es de 682 kg/m^2 .

Se procede ahora a determinar el peralte, tanto de la losa inferior como el de los diafragmas, para lo cual el primer paso es determinar la altura del cajón de cimentación. Dicha altura se calcula como la diferencia entre la profundidad de desplante y la profundidad del semisótano, medida desde el inicio del sondeo (ver numeral 2.3.3, capítulo 2).

Debido a que la losa superior y la losa inferior son iguales en área, el peralte mínimo de la losa inferior es igual al de la primera; por lo que a partir de este dato, el espesor de la losa superior y la altura total del cajón se puede determinar el peralte de los diafragmas. Al tener las alturas de cada una de las partes de dicho cajón, y conociendo el área de éstas (figura 3.2), se obtiene el volumen del mismo, con el cual se calcula el peso total del éste. Con este peso se procede a hacer la corrección del peralte, para obtener las dimensiones definitivas del cajón de cimentación (tabla C.4).

Conocido el peso de la estructura, el esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante (figura 1.5, capítulo 1) y la subpresión a la profundidad de desplante, se calcula el incremento de esfuerzos a dicha profundidad (tabla C.5).

Se procede ahora a determinar la excentricidad para cada una de las diferentes profundidades de desplante. Para esto, se calcula la ubicación del centro cargas para la superestructura, a partir de las cargas de la tabla C.1 y de la ubicación de cada una de estas cargas con respecto al eje coordenado de la figura 3.2. Luego de esto se calcula el centro

geométrico del cajón de cimentación y se puede obtener la excentricidad que presenta la superestructura (tabla C.6).

LOSA INFERIOR					
	$D_f = 4.0 \text{ m}$	$D_f = 4.5 \text{ m}$	$D_f = 5.0 \text{ m}$	$D_f = 5.5 \text{ m}$	$D_f = 6.0 \text{ m}$
D_f	4 m	4.5 m	5 m	5.5 m	6 m
h	1.9 m	2.4 m	2.9 m	3.4 m	3.9 m
d	0.135 m	0.135 m	0.135 m	0.135 m	0.135 m
$h_{\text{diafragma}}$	1.585 m	2.085 m	2.585 m	3.085 m	3.585 m
$V_{\text{diafragmas}}$	204.1917 m ³	268.6055 m ³	333.0192 m ³	397.433 m ³	461.8468 m ³
$q_t \text{ edificio}$	10.762 t/m ²	10.762 t/m ²	10.762 t/m ²	10.762 t/m ²	10.762 t/m ²
$q_t \text{ losa sup}$	0.682 t/m ²	0.682 t/m ²	0.682 t/m ²	0.682 t/m ²	0.682 t/m ²
$q_t \text{ diafragmas}$	0.591 t/m ³	0.7774 t/m ³	0.9639 t/m ³	1.1503 t/m ³	1.3368 t/m ³
$q_t \text{ losa inf}$	0.324 t/m ²	0.324 t/m ²	0.324 t/m ²	0.324 t/m ²	0.324 t/m ²
q_t	12.359 t/m ²	12.546 t/m ²	12.732 t/m ²	12.919 t/m ²	13.105 t/m ²
$d_{\text{correg.}}$	0.322726 m	0.323936 m	0.325133 m	0.326317 m	0.327488 m
$d_{\text{selec.}}$	0.35 m	0.35 m	0.35 m	0.36 m	0.36 m
$h_{\text{diaf. correg.}}$	1.37 m	1.87 m	2.37 m	2.86 m	3.36 m
$V_{\text{diaf. correg.}}$	176.4938 m ³	240.9075 m ³	305.3213 m ³	368.4468 m ³	432.8606 m ³
$q_t \text{ diaf. Corr.}$	0.5108 t/m ³	0.6973 t/m ³	0.8837 t/m ³	1.0664 t/m ³	1.2529 t/m ³
$q_t \text{ losa inf}$	0.84 t/m ²	0.84 t/m ²	0.84 t/m ²	0.864 t/m ²	0.864 t/m ²
$q_t \text{ corr.}$	12.795 t/m ²	12.982 t/m ²	13.168 t/m ²	13.375 t/m ²	13.561 t/m ²

Tabla C.4: Cálculo del espesor de la losa inferior.

NAF	2.65 m				
	$D_f = 4.0 \text{ m}$	$D_f = 4.5 \text{ m}$	$D_f = 5.0 \text{ m}$	$D_f = 5.5 \text{ m}$	$D_f = 6.0 \text{ m}$
D_f	4 m	4.5 m	5 m	5.5 m	6 m
h	1.9 m	2.4 m	2.9 m	3.4 m	3.9 m
$D_{\text{respecto al andén}}$	3.7 m	4.2 m	4.7 m	5.2 m	5.7 m
q_t	12.795 t/m ²	12.9818 t/m ²	13.1682 t/m ²	13.375 t/m ²	13.561 t/m ²
Subpresión	1.35 t/m ²	1.85 t/m ²	2.35 t/m ²	2.85 t/m ²	3.35 t/m ²
q_a	11.445 t/m ²	11.1318 t/m ²	10.8182 t/m ²	10.525 t/m ²	10.211 t/m ²
σ_{od}	3.9771 t/m ²	4.15653 t/m ²	4.33594 t/m ²	4.5154 t/m ²	4.6948 t/m ²
$\Delta\sigma_{od}$	7.4682 t/m ²	6.97523 t/m ²	6.48225 t/m ²	6.0096 t/m ²	5.5166 t/m ²

Tabla C.5: Incremento de esfuerzos a la profundidad de desplante, para el cálculo de la capacidad de carga.

Sabiendo que el peso de la cimentación está ubicado en su centro geométrico, y conociendo el centro de cargas de la superestructura, se obtiene el centro de cargas y la excentricidad de la subestructura. Este proceso se repite para cada una de las profundidades de desplante estudiadas.

SUPERESTRUCTURA		
	X (m)	Y (m)
CC	18.1533	16.0317
CG	18.1452	15.8164
excent.	0.0081	0.2153

Tabla C.6: Excentricidad superestructura.

Ahora, por último, para determinar la capacidad de carga se debe hacer el promedio ponderado de la cohesión con respecto al espesor de los estratos, en los depósitos que son afectados por la superficie de falla. Para poder hacer este promedio, se hizo una tabla resumen con las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante de cada estrato (tabla C.7).

Para cada profundidad de desplante se estudiaron varias superficies de falla, las cuales se presentan en las figuras C.3 a C.7, mientras que las tablas C.8 a C.12 se presenta el factor de seguridad para cada una de ellas.

Estrato	Profundidad		DESCRIPCIÓN	Espesor (m)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Estrato tipo
	De (m)	A (m)					
1	0.00	3.00	Material de relleno	3.00			R
2	3.00	6.70	Arcilla limosa gris y verde olivo de consistencia semirígida	3.7	0.812	0	1
3	6.70	9.30	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	2.6	0.195	0	2
4	9.30	9.50	Arena fina negra	0.2			
5	9.50	13.70	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	4.2	0.232	0	2
6	13.70	13.90	Arena de conchas	0.2			
7	13.90	18.20	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	4.3	0.331	0	3
7.5	18.20	19.80	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	1.6	0.83	0	3
8	19.80	22.15	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	2.35	0.321	0	3
9	22.15	22.30	Vidrio volcánico	0.15			
10	22.30	25.7	Arcilla gris verdoso	3.4	0.36	0	4
11	25.70	25.9	Ceniza volcánica gris	0.2			
12	25.90	26.5	Arena fina gris con algunas gravillas	0.6			
13	26.50	31.2	Arcilla gris verdoso	4.7	0.42	0	4
14	31.20	31.3	Vidrio volcánico	0.1			
15	31.30	31.8	Arena fina gris oscuro	0.5			
16	31.80	35.4	Limo arenoso gris verdoso	3.6			5
17	35.40	36	Arena fina poco limosa	0.6			
18	36.00	38.3	Arcilla gris verdoso	2.3	0.825	0	6
19	38.30	39.6	Ceniza volcánica	1.3			
20	39.60	41.7	Arcilla gris verdoso	2.1			6
21	41.70	41.8	Arena gris oscura	0.1			
22	41.80	43	Arcilla gris verdoso	1.2			6
23	43.00	45	Limo arenoso gris verdoso	2			7

Tabla C.7: Propiedades de resistencia al esfuerzo cortante.

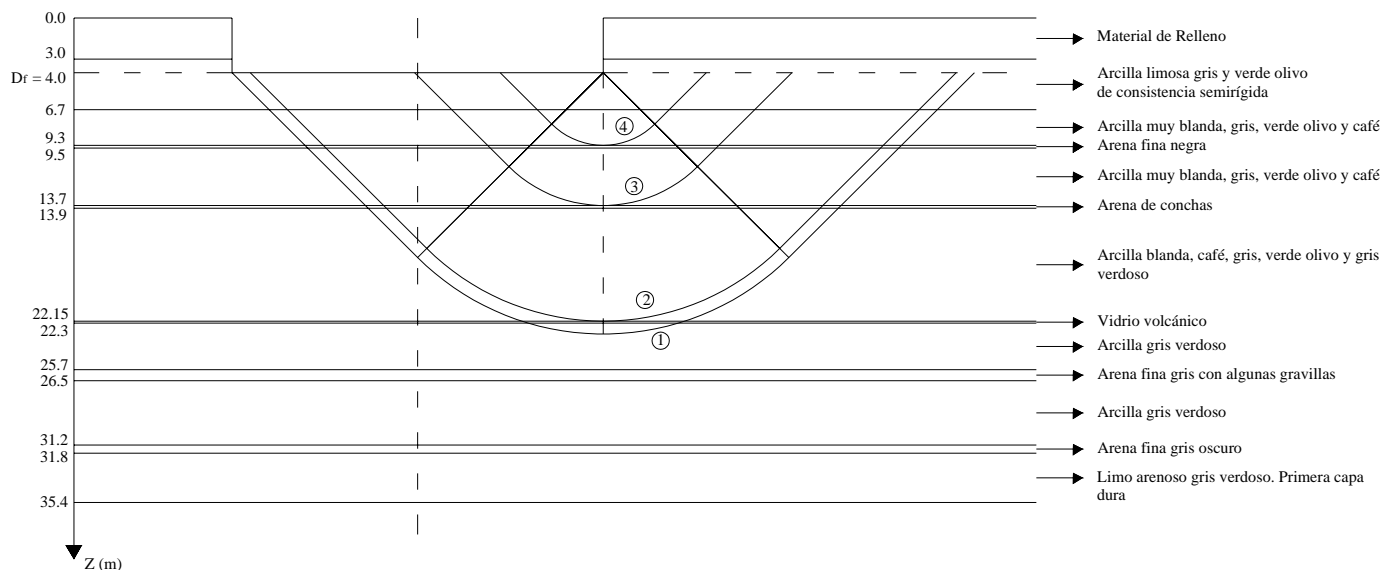


Figura C.3: Superficies de falla para 4.0 m de profundidad de desplante.

<i>D_f</i> = 4.0 m				
	1	2	3	4
<i>c_a</i> (t/m ²)	3.91	3.96	3.79	5.09
$\Delta\sigma_{od}$ (t/m ²)	7.47	7.47	7.47	7.47
<i>B</i> (m)	27.00	27.00	27.00	27.00
<i>L</i> (m)	31.50	31.50	31.50	31.50
<i>e_x</i> (m)	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
<i>e_y</i> (m)	-0.18	-0.18	-0.18	-0.18
<i>FS</i>	3.32	3.36	3.22	4.33

Tabla C.8: Factores de seguridad para 4.0 m de profundidad de desplante.

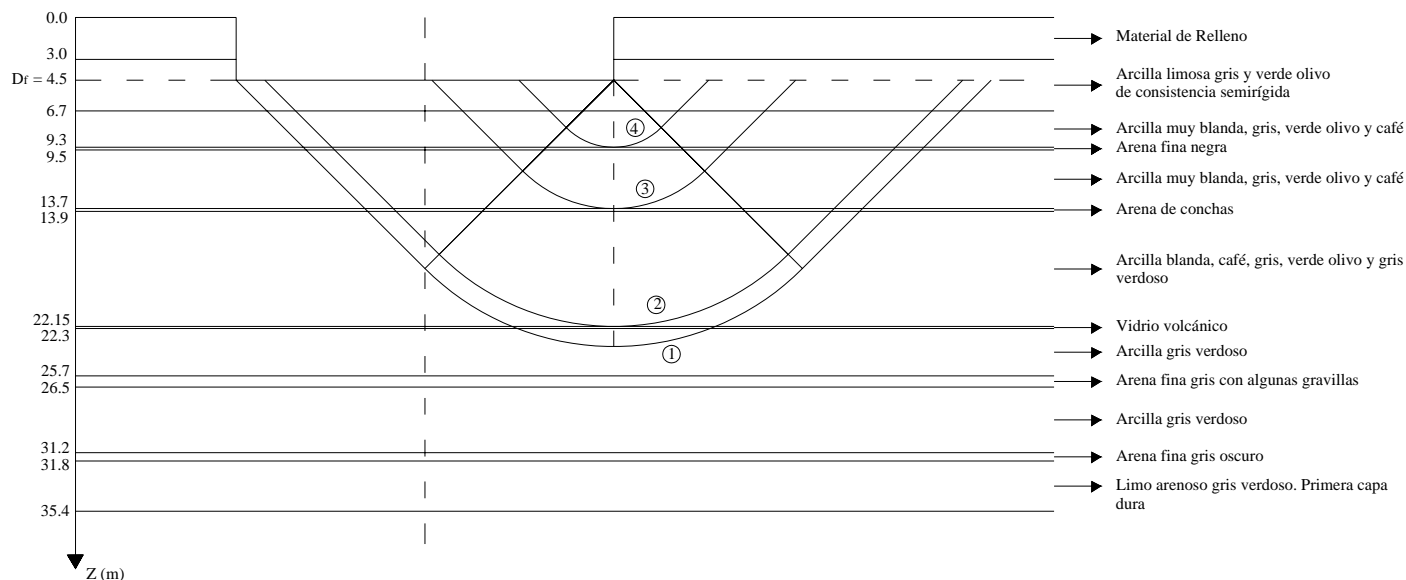


Figura C.4: Superficies de falla para 4.5 m de profundidad de desplante.

$D_f = 4.5 \text{ m}$				
	1	2	3	4
$c_a \text{ (t/m}^2\text{)}$	3.79	3.84	3.55	4.78
$\Delta\sigma_{od} \text{ (t/m}^2\text{)}$	6.98	6.98	6.98	6.98
$B \text{ (m)}$	27.00	27.00	27.00	27.00
$L \text{ (m)}$	31.50	31.50	31.50	31.50
$e_x \text{ (m)}$	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
$e_y \text{ (m)}$	-0.18	-0.18	-0.18	-0.18
FS	3.47	3.52	3.25	4.38

Tabla C.9: Factores de seguridad para 4.5 m de profundidad de desplante.

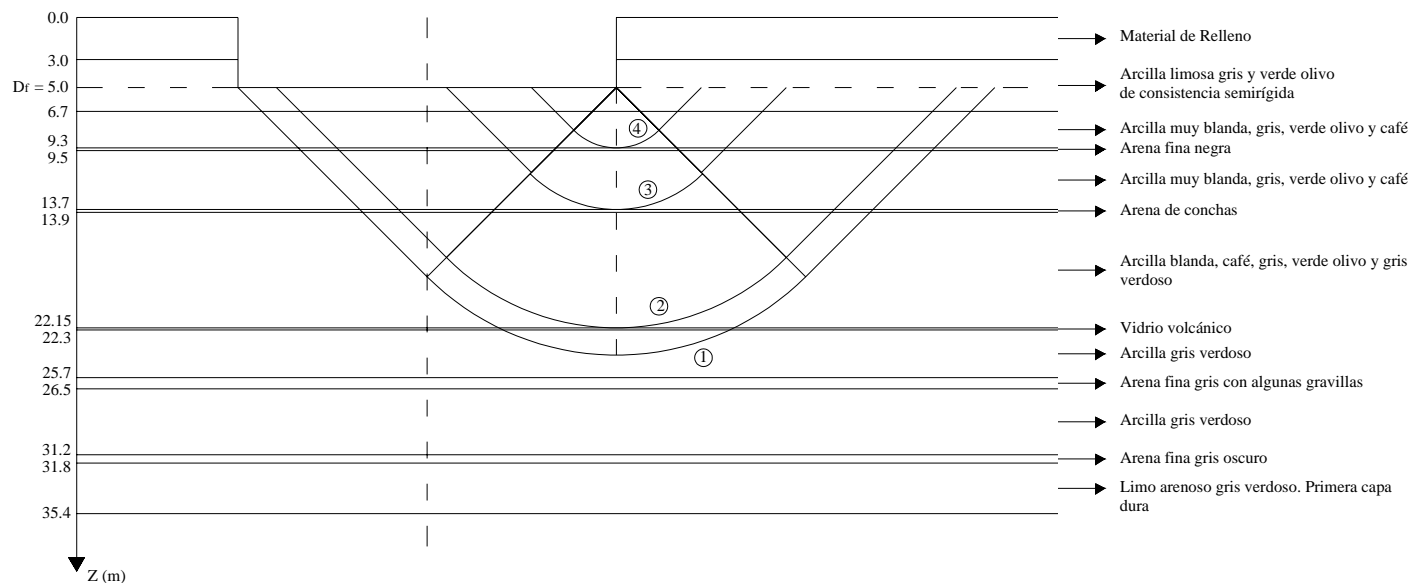


Figura C.5: Superficies de falla para 5.0 m de profundidad de desplante.

$D_f = 5.0 \text{ m}$				
	1	2	3	4
$c_a \text{ (t/m}^2\text{)}$	3.67	3.71	3.29	4.39
$\Delta\sigma_{od} \text{ (t/m}^2\text{)}$	6.48	6.48	6.48	6.48
$B \text{ (m)}$	27.00	27.00	27.00	27.00
$L \text{ (m)}$	31.50	31.50	31.50	31.50
$e_x \text{ (m)}$	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
$e_y \text{ (m)}$	-0.18	-0.18	-0.18	-0.18
FS	3.65	3.68	3.26	4.36

Tabla C.10: Factores de seguridad para 5.0 m de profundidad de desplante.

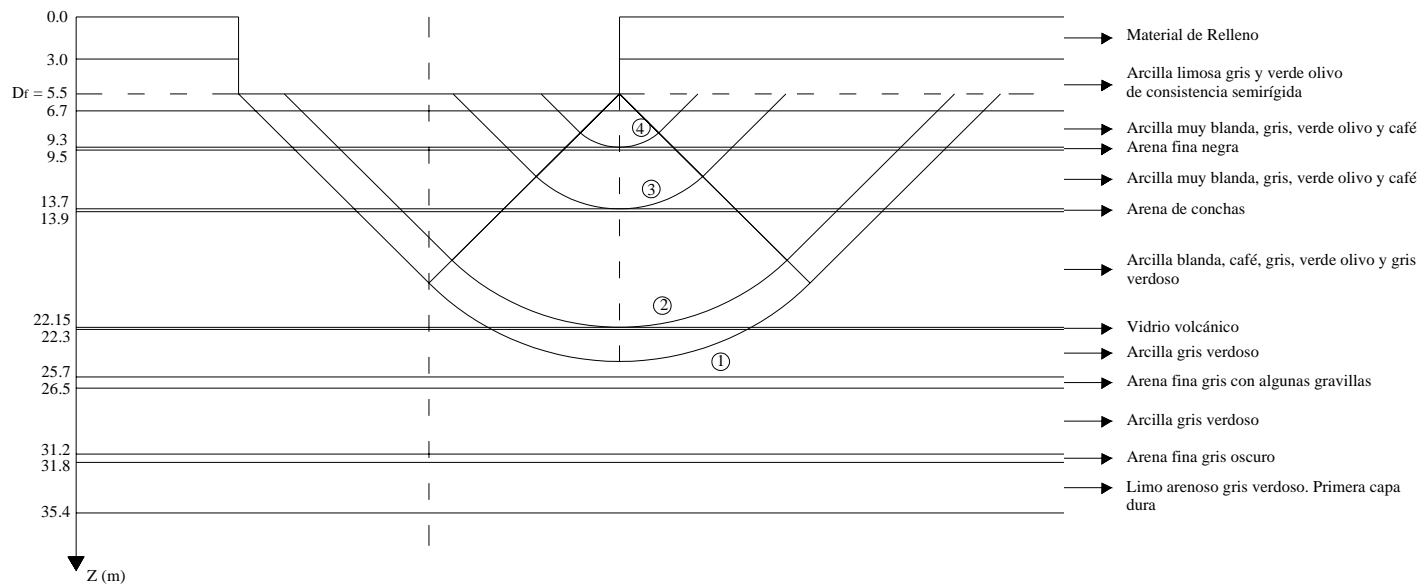


Figura C.6: Superficies de falla para 5.5 m de profundidad de desplante.

$D_f = 5.5 \text{ m}$				
	1	2	3	4
$c_a \text{ (t/m}^2\text{)}$	3.55	3.58	2.99	3.90
$\Delta\sigma_{od} \text{ (t/m}^2\text{)}$	6.01	6.01	6.01	6.01
$B \text{ (m)}$	27.00	27.00	27.00	27.00
$L \text{ (m)}$	31.50	31.50	31.50	31.50
$e_x \text{ (m)}$	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
$e_y \text{ (m)}$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17
FS	3.83	3.86	3.23	4.20

Tabla C.11: Factores de seguridad para 5.5 m de profundidad de desplante.

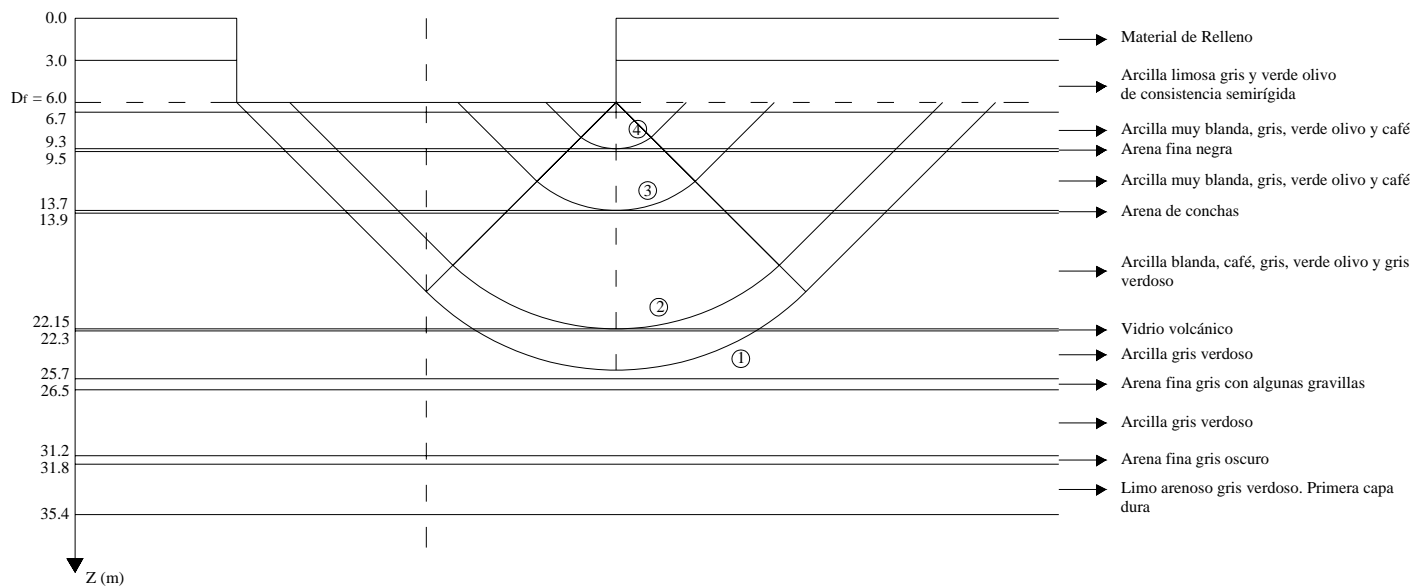


Figura C.7: Superficies de falla para 6.0 m de profundidad de desplante.

$D_f = 6.0 \text{ m}$				
	1	2	3	4
$c_a \text{ (t/m}^2\text{)}$	3.44	3.44	2.66	3.26
$\Delta\sigma_{od} \text{ (t/m}^2\text{)}$	5.52	5.52	5.52	5.52
$B \text{ (m)}$	27.00	27.00	27.00	27.00
$L \text{ (m)}$	31.50	31.50	31.50	31.50
$e_x \text{ (m)}$	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
$e_y \text{ (m)}$	-0.17	-0.17	-0.17	-0.17
FS	4.06	4.07	3.15	3.85

Tabla C.12: Factores de seguridad para 6.0 m de profundidad de desplante.

C.2 Cálculo del factor de seguridad ante la deformación:

El primer paso para determinar el factor de seguridad ante la deformación, es calcular el incremento máximo de esfuerzos que se puede hacer en cada uno de los estratos compresibles $\Delta\sigma_{bz}$ (tabla C.13).

Estrato	Profundidad		DESCRIPCIÓN	Profundidad (m)	σ_o (t/m ²)	σ_b (t/m ²)	$\Delta\sigma_{bz}$ (t/m ²)	Estrato tipo
	De (m)	A (m)						
1	0.00	3.00	Material de relleno	1.50	1.99	---	---	R
2	3.00	6.70	Arcilla limosa gris y verde olivo de consistencia semirígida	4.85	4.28	33.8	29.52	1
3	6.70	9.30	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	8.00	5.17	8.23	3.06	2
4	9.30	9.50	Arena fina negra	9.40	5.45	---	---	
5	9.50	13.70	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	11.60	6.69	8.23	1.54	2
6	13.70	13.90	Arena de conchas	13.80	8.05	---	---	
7	13.90	18.00	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	15.95	9.30	10.5	1.20	3
8	18.00	22.15	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	20.08	11.82	15	3.18	3
9	22.15	22.30	Vidrio volcánico	22.23	13.11	---	---	
10	22.30	25.7	Arcilla gris verdoso	24.00	14.01	20	5.99	4
11	25.70	25.9	Ceniza volcánica gris	25.80	14.91	---	---	
12	25.90	26.5	Arena fina gris con algunas gravillas	26.20	15.23	---	---	
13	26.50	31.2	Arcilla gris verdoso	28.85	16.78	20	3.22	4
14	31.20	31.3	Vidrio volcánico	31.25	18.08	---	---	
15	31.30	31.8	Arena fina gris oscuro	31.55	18.37	---	---	
16	31.80	35.4	Limo arenoso gris verdoso	33.60	22.15	---	---	5
17	35.40	36	Arena fina poco limosa	35.70	26.28	---	---	
18	36.00	38.3	Arcilla gris verdoso	37.15	28.59	32.5	3.91	6
19	38.30	39.6	Ceniza volcánica	38.95	31.61	---	---	
20	39.60	41.7	Arcilla gris verdoso	40.65	34.53	32.5	N/A	6
21	41.70	41.8	Arena gris oscura	41.75	36.19	---	---	
22	41.80	43	Arcilla gris verdoso	42.40	37.24	32.5	N/A	6
23	43.00	45	Limo arenoso gris verdoso	44.00	40.32	---	---	7

Tabla C.13: Cálculo del incremento máximo de esfuerzos para los estratos compresibles.

Como se puede ver en la tabla anterior, en los estratos números 20 y 22 no aplica el concepto de incremento máximo de esfuerzos, dado que estos materiales actualmente se

encuentran sometidos a una fuerte caída piezométrica por el bombeo, que actualmente se está llevando a cabo en la segunda capa dura, lo cual produce un incremento en los esfuerzos efectivos. A pesar de esto, la influencia de estos estratos puede llegar a ser despreciable, debido a que se encuentran ubicados a gran profundidad (mayor de 40 m) y bajo la primera capa dura.

Ahora, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del Distrito Federal, para fines de cálculos de asentamientos, se debe utilizar una combinación de cargas que incluya el peso de la superestructura, la carga muerta y las acciones variables con intensidad media.

EJE	CARGA (t)	EJE	CARGA (t)	EJE	CARGA (t)
10"-A'	56.59	5-D	486.8	12-H	102.11
9-A'	42.93	3-D	200.39	2'-H	62.86
7-A'	75.06	2-D	305.94	12-H'	180.41
7'-A'	89.2	9'-E	49.73	10'-H'	62.94
5'-A'	86.32	8'-E	52.01	9'-H'	212.91
5-A'	69.26	4'-E	51.59	7'-H'	171.77
10-B	272.6	3'-E	53.94	7''-H'	32.86
10''-B	70.91	9'-E'	22.82	7'''-H'	90.65
9-B	134.51	8'-E'	25.16	5''-H'	98.95
7-B	176.05	4'-E'	23	5'-H'	42.16
7'-B	63.61	3'-E'	25.39	5-H'	192.48
7''-B	30.22	2-E'	96.96	3-H'	183.63
5''-B	42.32	12-G	174.65	12-I	8.75
5'-B	72.55	11-G	23.19	10'-I	51.91
5-B	176.57	10''-G	96.74	9-I	52.63
3-B	138.1	9-G	268.8	7-I	98.04
2-B	194.68	7-G	458.22	7'-I	78.03
2-C	76.98	5-G	489.67	5'-I	78.83
11-D	258.4	3-G	160.2	5-I	65.29
9-D	286.04	2'-G	80.81	3-I	29.26
7-D	462.95	2-G	212.43	2'-I	113.83

Total	8244.59 t
-------	-----------

Tabla C.14: Peso de la superestructura, para el cálculo de los asentamientos.

A partir de los datos proporcionados por el ingeniero estructurista (tabla B.6), las cargas para asentamientos se consideraron tomando en cuenta la carga viva instantánea y no la media. A pesar de esto, el cálculo estará del lado de la seguridad, ya que las cargas con intensidad instantánea son mayores que las de intensidad media. En la tabla C.14 se presenta el cálculo de dicho peso.

Finalmente, en la tabla C.15 se presenta el peso total, por unidad de área, del edificio incluyendo la cimentación; mientras que en la tabla C.16 se presenta el incremento de esfuerzos a la profundidad de desplante, para las diferentes profundidades analizadas.

PESO TOTAL EDIFICIO					
	$D_f = 4.0 \text{ m}$	$D_f = 4.5 \text{ m}$	$D_f = 5.0 \text{ m}$	$D_f = 5.5 \text{ m}$	$D_f = 6.0 \text{ m}$
$q_t \text{ edificio}$	9.9429 t/m ²	9.9429 t/m ²	9.9429 t/m ²	9.9429 t/m ²	9.9429 t/m ²
$q_t \text{ losa sup}$	0.682 t/m ²	0.682 t/m ²	0.682 t/m ²	0.682 t/m ²	0.682 t/m ²
$q_t \text{ diafrag.}$	0.5108 t/m ³	0.6973 t/m ³	0.8837 t/m ³	1.0664 t/m ³	1.2529 t/m ³
$q_t \text{ losa inf}$	0.84 t/m ²	0.84 t/m ²	0.84 t/m ²	0.864 t/m ²	0.864 t/m ²
$q_t \text{ corr.}$	11.976 t/m ²	12.162 t/m ²	12.349 t/m ²	12.555 t/m ²	12.742 t/m ²

Tabla C.15: Peso total del edificio, para el cálculo de los asentamientos.

NAF	2.65 m				
	$D_f = 4.0 \text{ m}$	$D_f = 4.5 \text{ m}$	$D_f = 5.0 \text{ m}$	$D_f = 5.5 \text{ m}$	$D_f = 6.0 \text{ m}$
D_f	4 m	4.5 m	5 m	5.5 m	6 m
h	1.9 m	2.4 m	2.9 m	3.4 m	3.9 m
$D_{\text{respecto al andén}}$	3.7 m	4.2 m	4.7 m	5.2 m	5.7 m
q_t	11.976 t/m ²	12.1621 t/m ²	12.3486 t/m ²	12.555 t/m ²	12.742 t/m ²
Subpresión	1.35 t/m ²	1.85 t/m ²	2.35 t/m ²	2.85 t/m ²	3.35 t/m ²
q_a	10.626 t/m ²	10.3121 t/m ²	9.99858 t/m ²	9.7053 t/m ²	9.3917 t/m ²
σ_{od}	3.9771 t/m ²	4.15653 t/m ²	4.33594 t/m ²	4.5154 t/m ²	4.6948 t/m ²
$\Delta\sigma_{od}$	6.6486 t/m ²	6.15561 t/m ²	5.66264 t/m ²	5.1899 t/m ²	4.697 t/m ²

Tabla C.16: Incremento de esfuerzos a la profundidad de desplante, para el cálculo de asentamientos.

Conociendo el incremento de esfuerzos máximo que se puede aplicar a cada estrato compresible, se procede a calcular el incremento que producirá el edificio para cada estrato debido a los esfuerzos en cada una de las profundidades de desplante estudiadas. Para

obtener dichos incrementos, lo primero que se hace es determinar la distribución de influencias en la masa de suelo, para lo cual se siguió la metodología propuesta por Damy (1985), en la que presenta una solución exacta para un polígono de forma cualquiera, con carga uniforme vertical.

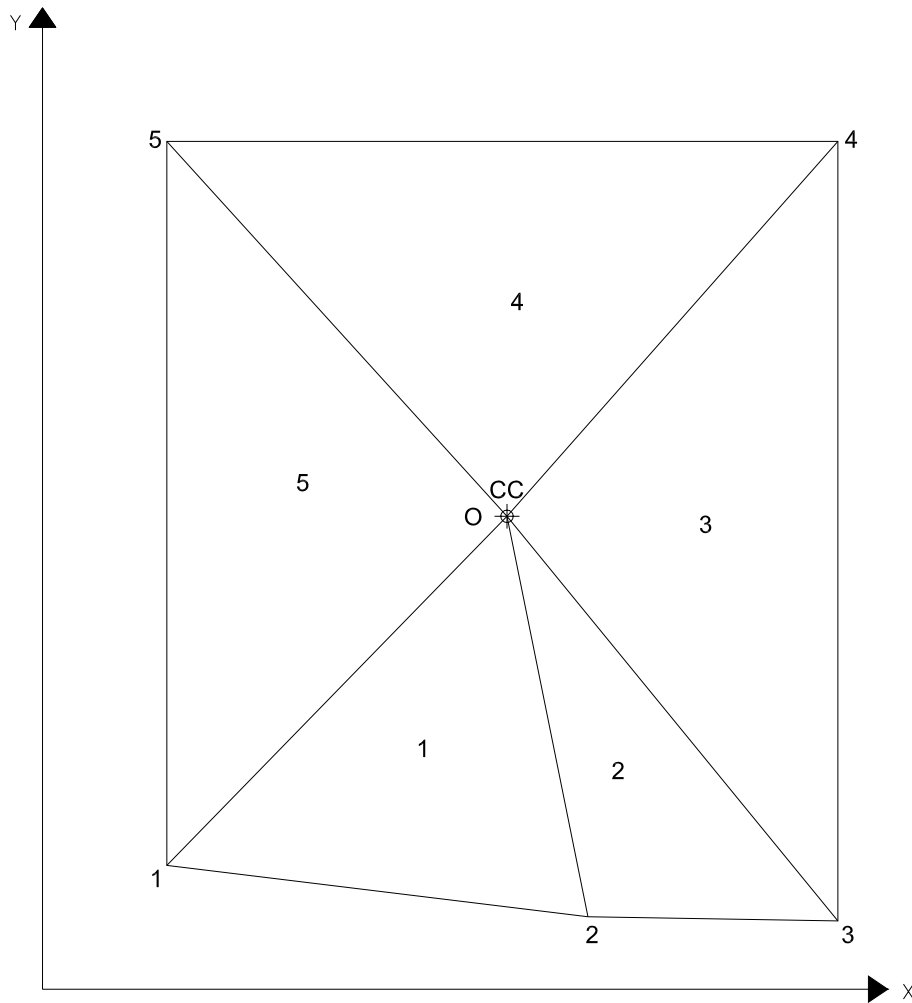


Figura C.8: División del polígono en triángulos para determinar la distribución de esfuerzos.

De acuerdo con esta metodología, para determinar el esfuerzo σ_z de un polígono en el punto “o” a cualquier profundidad z , dicho polígono se divide en varios triángulos de cualquier forma, cada uno de los cuales tendrá uno de sus vértices ubicado en el punto “o”. Luego, conociendo la integral de cada triángulo para el punto deseado, podemos conocer la integral sobre el polígono, la cual será la suma algebraica de las contribuciones de cada uno de los

triángulos (figura C.8). Es importante destacar que la numeración de los nudos debe seguir el sentido antihorario. Como se puede observar en la figura, el punto “o”, en este caso, es el centro de cargas del edificio.

A continuación se hace una descripción de las etapas previas de cálculo para obtener la contribución de cada triángulo.

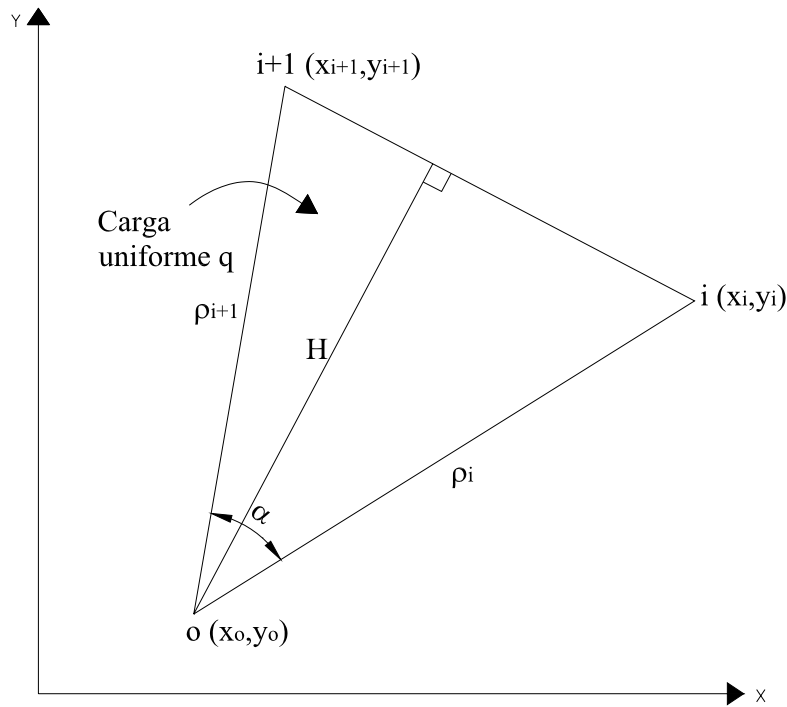


Figura C.9: Triángulo para la integración por la metodología propuesta por Damy.

$$X'_j = X_j - X_o; Y'_j = Y_j - Y_o, (j = i, i+1) \tag{C.2a}$$

$$F = X'_i \cdot Y'_{i+1} - X'_{i+1} \cdot Y'_i \tag{C.2b}$$

El valor absoluto de F es el doble del área.

- a. Si $F = 0$, triángulo que no contribuye a la integración.
- b. Si $F > 0$, $S = +1$
- c. Si $F < 0$, $S = -1$

$$C = X'_i \cdot X'_{i+1} - Y'_i \cdot Y'_{i+1} \quad (\text{C.2c})$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{|F|}{C} \right) \quad (\text{C.2d})$$

$$\rho_j = \sqrt{X_j'^2 + Y_j'^2}; (j = i; i+1) \quad (\text{C.2e})$$

$$L = \sqrt{(X'_{i+1} - X'_i)^2 + (Y'_{i+1} - Y'_i)^2} \quad (\text{C.2f})$$

$$H = \frac{\rho_i \cdot \rho_{i+1} \cdot \text{sen}(\alpha)}{L} \quad (\text{C.2g})$$

$$A = \frac{Z}{H} \quad (\text{C.2h})$$

$$R1 = \text{Menor entre } \rho_i \text{ y } \rho_{i+1} \quad (\text{C.2i})$$

$$R2 = \text{Mayor entre } \rho_i \text{ y } \rho_{i+1}$$

$$D = R1 - R2 \cdot \cos(\alpha) \quad (\text{C.2j})$$

a. Si $D = 0$, $S' = 0$ ($R_1 = H$)

b. Si $D > 0$, $S' = +1$

c. Si $D < 0$, $S' = -1$

Después de haber ejecutado las diez etapas previas, se aplican las siguientes ecuaciones:

$$r_i = \frac{R_i}{z}, \quad (i = 1, 2) \quad (\text{C.3})$$

$$q_i = \frac{R_i}{H}, \quad (i = 1, 2) \quad (\text{C.4})$$

Ahora, para hacer la integración sobre un triángulo cualquiera, se siguen las ecuaciones presentadas a continuación:

Para $\chi = 2$

$$I_z = \frac{S}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{A^2 + 1}} \right) \left[S' \tan^{-1} \left(\frac{E_1}{\sqrt{A^2 + 1}} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{E_2}{\sqrt{A^2 + 1}} \right) \right] \quad (C.5)$$

Donde

$$E_i = \sqrt{q_i^2 - 1} \quad (i = 1, 2)$$

Para Westergaard

$$I_z = \frac{S}{2\pi} \left[\alpha - S' \tan^{-1}(W_1) - \tan^{-1}(W_2) \right] \quad (C.6)$$

Donde:

$$W_i = K \sqrt{\frac{q_i^2 - 1}{K^2 + r_i^2}} \quad (i = 1, 2)$$

$$K = \sqrt{\frac{1 - 2 \cdot \nu}{2 \cdot (1 - \nu)}}$$

ν : *Módulo de Poisson*

Como en este caso no se está tratando con un material homogéneo e isótropo, sino que por el contrario, se tiene un estrato rígido sobreyaciendo depósitos arcillosos blandos, la distribución de esfuerzos no se puede determinar utilizando una sola teoría. De acuerdo con Zeevaert (1983), en este tipo de casos, el estrato rígido tiende a producir un efecto de puenteo en el depósito blando, por lo que los esfuerzos en la interfase serán menores que los que habría si no existiera este estrato rígido. Debido a esto, Zeevaert propone una corrección en la distribución de esfuerzos para los estratos inferiores, mientras que para el estrato rígido propone el uso de la solución de Westergaard. Para este caso en particular, los estratos inferiores se pueden representar con una distribución de Fröhlich con $\chi = 2$. En la interfase las influencias serán I_{West} e $I_{\chi=2}$, por lo que después de la interfase la distribución será corregida en la siguiente cantidad:

$$\frac{I_{West.}}{I_{\chi=2}} \tag{C.7}$$

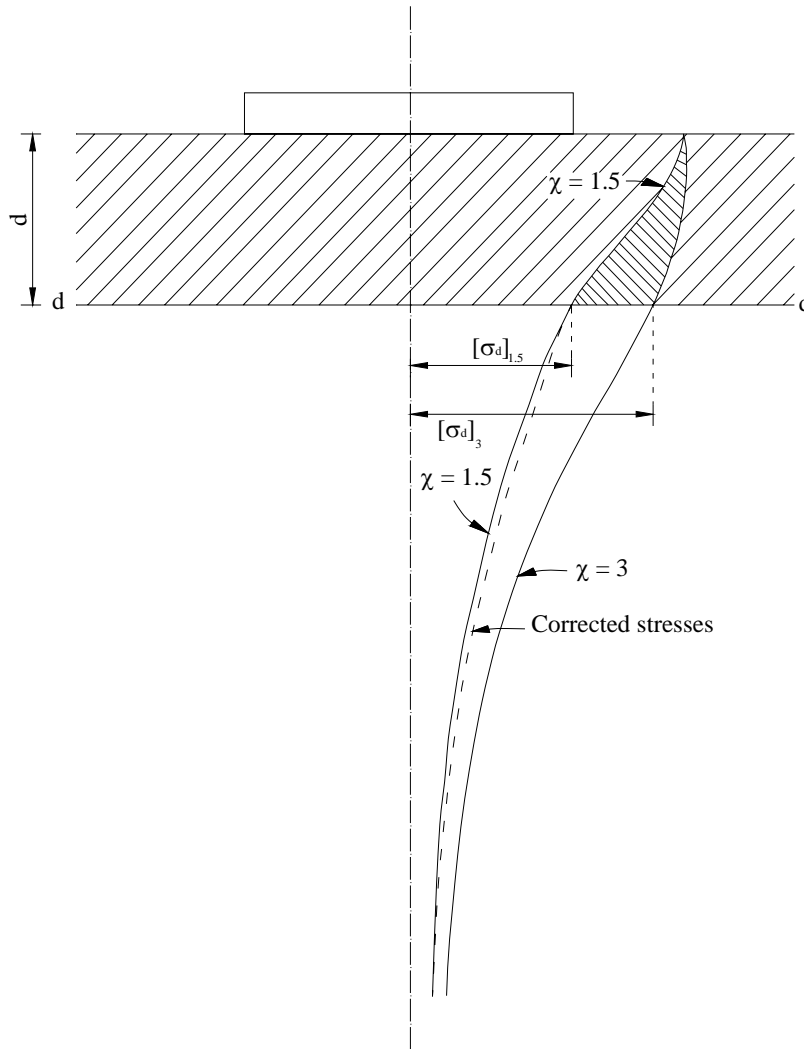


Figura C.10: Estrato rígido sobre una masa de suelo compresible (Zeevaert, 1983).

En la figura C.10 se puede observar un esquema general para la distribución de esfuerzos en estos casos.

Una vez obtenida la distribución de influencias en la masa de suelo, para cada profundidad de desplante estudiada, se procede a multiplicar por el incremento de esfuerzos que le corresponde a cada caso, para así obtener el incremento de esfuerzos de cada estrato compresible.

Con estos incrementos de esfuerzos en cada estrato y el incremento máximo por estrato que se tiene en la tabla C.13, se entra en la ecuación 3.20 (capítulo 3) para obtener el factor de seguridad, el cual, de acuerdo a lo mencionado, debe ser mayor o igual a 2.0.

En las tablas C.17 a C.33 se presentan los cálculos acá descritos.

COORDENADAS DE LOS PUNTOS		
PUNTO	X (m)	Y (m)
O	18.685	19.1073
1	5	5
2	21.9423	2.9259
3	32	2.7559
4	32	34.2559
5	5	34.2559

Poisson	0.25
K	0.57735027

Tabla C.17: Coordenadas de los vértices de la losa para el calculo de las influencias y constante K para Westergaard.

TRIANGULO	X_i'	X_{i+1}'	Y_i'	Y_{i+1}'	F	S	C
1	-13.685	3.2573	-14.1073	-16.1814	267.394	1.000	183.700
2	3.2573	13.315	-16.1814	-16.3514	162.194	1.000	307.959
3	13.315	13.315	-16.3514	15.1486	419.423	1.000	-70.412
4	13.315	-13.685	15.1486	15.1486	409.012	1.000	47.264
5	-13.685	-13.685	15.1486	-14.1073	400.367	1.000	-26.427

Tabla C.18: Etapas previas a la determinación de las influencias por el método de Damy.

TRIANGULO	α (rad)	ρ_i	ρ_{i+1}	L	H	R_1	R_2
1	0.969	19.654	16.506	17.069	15.666	16.506	19.654
2	0.485	16.506	21.087	10.059	16.124	16.506	21.087
3	1.737	21.087	20.169	31.500	13.315	20.169	21.087
4	1.456	20.169	20.415	27.000	15.149	20.169	20.415
5	1.637	20.415	19.654	29.256	13.685	19.654	20.415

Continuación tabla C.18: Etapas previas a la determinación de las influencias por el método de Damy.

TRIANGULO	D	S'	q_1	q_2	E_1	E_2
1	5.377	1.000	1.054	1.255	0.332	0.758
2	-2.151	-1.000	1.024	1.308	0.219	0.843
3	23.660	1.000	1.515	1.584	1.138	1.228
4	17.825	1.000	1.331	1.348	0.879	0.903
5	20.999	1.000	1.436	1.492	1.031	1.107

Continuación tabla C.18: Etapas previas a la determinación de las influencias por el método de Damy.

DATOS	
$Z_{desplante} =$	4 m
$\Delta\sigma_{od} =$	6.648 t/m ²

z (m)	Westergaard					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z \text{ westergaard}}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.000	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
4.850	0.151	0.076	0.271	0.227	0.255	0.980
6.700	0.144	0.073	0.259	0.217	0.244	0.937

Tabla C.19: Influencias para el estrato rígido con Westergaard, $D_f = 4.0$ m.

z (m)	$\chi=2$					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z \chi=2}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.000	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
4.850	0.154	0.077	0.276	0.231	0.260	0.997
6.700	0.150	0.075	0.268	0.226	0.253	0.972
8.000	0.146	0.074	0.258	0.219	0.244	0.940
11.600	0.127	0.066	0.221	0.191	0.209	0.814
15.950	0.101	0.054	0.171	0.153	0.162	0.641
20.080	0.079	0.043	0.131	0.120	0.125	0.498
24.000	0.063	0.035	0.102	0.095	0.098	0.392
28.850	0.047	0.027	0.077	0.072	0.073	0.296
37.150	0.031	0.018	0.049	0.047	0.047	0.192
40.650	0.026	0.015	0.042	0.040	0.040	0.163
42.400	0.024	0.014	0.039	0.037	0.037	0.151

Tabla C.20: Influencias para los depósitos blandos con $\chi=2$, $D_f = 4.0$ m.

z (m)	$I_{z-total}$	$\Delta\sigma_z$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{bz}$ (t/m ²)	FS	CUMPLE
0.000	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---
4.000	1.000	6.649	29.518	4.440	SI
4.850	0.997	6.629	29.518	4.453	SI
6.700	0.972	6.461	29.518	4.569	SI
8.000	0.907	6.029	3.065	0.508	NO
11.600	0.785	5.220	1.538	0.295	NO
15.950	0.618	4.111	1.203	0.293	NO
20.080	0.481	3.196	3.182	0.996	NO
24.000	0.379	2.517	5.985	2.378	SI
28.850	0.286	1.898	3.222	1.697	NO
37.150	0.185	1.231	3.914	3.179	SI
40.650	0.157	1.045	-2.027	-1.939	NO
42.400	0.145	0.967	-4.739	-4.902	NO

Tabla C.21: Corrección de las influencias y cálculo del factor de seguridad, $D_f = 4.0$ m.

DATOS	
$Z_{desplante} =$	4.5 m
$\Delta\sigma_{od} =$	6.1556 t/m ²

z (m)	Westergaard					$I_{z, westergaard}$
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.500	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
4.850	0.153	0.077	0.274	0.230	0.258	0.992
6.700	0.146	0.074	0.262	0.220	0.247	0.949

Tabla C.22: Influencias para el estrato rígido con Westergaard, $D_f = 4.5$ m.

z (m)	$\chi=2$					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z\chi=2}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.500	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
4.850	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
6.700	0.152	0.076	0.271	0.228	0.255	0.981
8.000	0.148	0.074	0.262	0.222	0.247	0.953
11.600	0.130	0.067	0.227	0.196	0.214	0.834
15.950	0.104	0.055	0.176	0.157	0.168	0.660
20.080	0.082	0.044	0.135	0.123	0.129	0.514
24.000	0.065	0.036	0.106	0.098	0.101	0.404
28.850	0.049	0.028	0.079	0.074	0.075	0.305
37.150	0.032	0.018	0.050	0.048	0.048	0.197
40.650	0.027	0.016	0.043	0.041	0.041	0.167
42.400	0.025	0.015	0.039	0.038	0.038	0.154

Tabla C.23: Influencias para los depósitos blandos con $\chi=2$, $D_f = 4.5$ m.

z (m)	$I_{z-total}$	$\Delta\sigma_z$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{bz}$ (t/m ²)	FS	CUMPLE
0.000	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---
4.500	1.000	6.156	29.518	4.795	SI
4.850	1.000	6.153	29.518	4.798	SI
6.700	0.981	6.039	29.518	4.888	SI
8.000	0.922	5.676	3.065	0.540	NO
11.600	0.806	4.963	1.538	0.310	NO
15.950	0.639	3.931	1.203	0.306	NO
20.080	0.497	3.060	3.182	1.040	NO
24.000	0.391	2.408	5.985	2.486	SI
28.850	0.294	1.813	3.222	1.777	NO
37.150	0.190	1.171	3.914	3.342	SI
40.650	0.161	0.993	-2.027	-2.042	NO
42.400	0.149	0.918	-4.739	-5.165	NO

Tabla C.24: Corrección de las influencias y cálculo del factor de seguridad, $D_f = 4.5$ m.

DATOS	
$Z_{\text{desplante}} =$	5 m
$\Delta\sigma_{\text{od}} =$	5.6626 t/m ²

z (m)	Westergaard					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z \text{ westergaard}}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---	---
5.000	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
6.700	0.148	0.075	0.265	0.223	0.250	0.960

Tabla C.25: Influencias para el estrato rígido con Westergaard, $D_f = 5.0$ m.

z (m)	$\chi=2$					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z \chi=2}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---	---
5.000	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
6.700	0.153	0.076	0.273	0.229	0.257	0.989
8.000	0.149	0.075	0.266	0.224	0.251	0.965
11.600	0.133	0.068	0.232	0.200	0.220	0.853
15.950	0.107	0.057	0.182	0.161	0.173	0.680
20.080	0.084	0.046	0.140	0.127	0.133	0.530
24.000	0.067	0.037	0.109	0.101	0.104	0.417
28.850	0.050	0.028	0.081	0.076	0.077	0.313
37.150	0.032	0.019	0.052	0.049	0.049	0.202
40.650	0.027	0.016	0.044	0.042	0.042	0.171
42.400	0.025	0.015	0.040	0.039	0.038	0.158

Tabla C.26: Influencias para los depósitos blandos con $\chi=2$, $D_f = 5.0$ m.

z (m)	$I_{z-total}$	$\Delta\sigma_z$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{bz}$ (t/m ²)	FS	CUMPLE
0.000	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---
5.000	1.000	5.663	29.518	5.213	SI
6.700	0.989	5.598	29.518	5.273	SI
8.000	0.917	5.190	3.065	0.590	NO
11.600	0.810	4.585	1.538	0.335	NO
15.950	0.645	3.655	1.203	0.329	NO
20.080	0.503	2.850	3.182	1.116	NO
24.000	0.396	2.241	5.985	2.671	SI
28.850	0.297	1.684	3.222	1.913	NO
37.150	0.191	1.084	3.914	3.611	SI
40.650	0.162	0.917	-2.027	-2.210	NO
42.400	0.150	0.847	-4.739	-5.593	NO

Tabla C.27: Corrección de las influencias y cálculo del factor de seguridad, $D_f = 5.0$ m.

DATOS	
$Z_{desplante} =$	5.5 m
$\Delta\sigma_{od} =$	5.1899 t/m ²

z (m)	Westergaard					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z, westergaard}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---	---
5.500	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
6.700	0.150	0.075	0.269	0.225	0.253	0.972

Tabla C.28: Influencias para el estrato rígido con Westergaard, $D_f = 5.5$ m.

z (m)	$\chi=2$					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z \chi=2}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---	---
5.500	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
6.700	0.153	0.077	0.275	0.230	0.259	0.994
8.000	0.151	0.076	0.269	0.227	0.254	0.976
11.600	0.136	0.069	0.238	0.204	0.225	0.871
15.950	0.110	0.058	0.188	0.166	0.178	0.700
20.080	0.087	0.047	0.144	0.131	0.138	0.547
24.000	0.069	0.038	0.112	0.104	0.107	0.430
28.850	0.052	0.029	0.084	0.078	0.080	0.322
37.150	0.033	0.019	0.053	0.050	0.051	0.207
40.650	0.028	0.016	0.045	0.043	0.043	0.175
42.400	0.026	0.015	0.041	0.039	0.039	0.161

Tabla C.29: Influencias para los depósitos blandos con $\chi=2$, $D_f = 5.5$ m.

z (m)	$I_{z-total}$	$\Delta\sigma_z$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{bz}$ (t/m ²)	FS	CUMPLE
0.000	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---
5.500	1.000	5.190	29.518	5.688	SI
6.700	0.994	5.160	29.518	5.720	SI
8.000	0.954	4.950	3.065	0.619	NO
11.600	0.852	4.421	1.538	0.348	NO
15.950	0.684	3.549	1.203	0.339	NO
20.080	0.534	2.773	3.182	1.147	NO
24.000	0.420	2.180	5.985	2.745	SI
28.850	0.315	1.635	3.222	1.970	NO
37.150	0.202	1.049	3.914	3.733	SI
40.650	0.171	0.886	-2.027	-2.288	NO
42.400	0.158	0.818	-4.739	-5.795	NO

Tabla C.30: Corrección de las influencias y cálculo del factor de seguridad, $D_f = 5.5$ m.

DATOS	
$Z_{desplante} =$	6 m
$\Delta\sigma_{od} =$	4.697 t/m ²

z (m)	Westergaard					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z \text{ westergaard}}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---	---
5.000	---	---	---	---	---	---
6.000	0.154	0.077	0.276	0.232	0.257	0.997
6.700	0.152	0.076	0.272	0.228	0.253	0.981

Tabla C.31: Influencias para el estrato rígido con Westergaard, $D_f = 6.0$ m.

z (m)	$\chi=2$					
	I_{z1}	I_{z2}	I_{z3}	I_{z4}	I_{z5}	$I_{z \chi=2}$
0.000	---	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---	---
5.000	---	---	---	---	---	---
6.000	0.154	0.077	0.276	0.232	0.260	1.000
6.700	0.154	0.077	0.276	0.231	0.260	0.998
8.000	0.152	0.076	0.272	0.228	0.256	0.984
11.600	0.138	0.070	0.243	0.208	0.230	0.889
15.950	0.113	0.059	0.193	0.170	0.183	0.720
20.080	0.089	0.048	0.149	0.135	0.142	0.564
24.000	0.071	0.039	0.116	0.107	0.111	0.443
28.850	0.053	0.030	0.086	0.080	0.082	0.332
37.150	0.034	0.020	0.054	0.052	0.052	0.212
40.650	0.029	0.017	0.046	0.044	0.044	0.179
42.400	0.027	0.016	0.042	0.040	0.040	0.165

Tabla C.32: Influencias para los depósitos blandos con $\chi=2$, $D_f = 6.0$ m.

z (m)	$I_{z-total}$	$\Delta\sigma_z$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{bz}$ (t/m ²)	FS	CUMPLE
0.000	---	---	---	---	---
1.000	---	---	---	---	---
2.000	---	---	---	---	---
3.000	---	---	---	---	---
4.000	---	---	---	---	---
5.000	---	---	---	---	---
6.000	1.000	5.190	29.518	5.688	SI
6.700	0.998	5.180	29.518	5.699	SI
8.000	0.967	5.019	3.065	0.611	NO
11.600	0.874	4.535	1.538	0.339	NO
15.950	0.707	3.669	1.203	0.328	NO
20.080	0.554	2.874	3.182	1.107	NO
24.000	0.435	2.259	5.985	2.650	SI
28.850	0.326	1.692	3.222	1.904	NO
37.150	0.208	1.081	3.914	3.622	SI
40.650	0.176	0.912	-2.027	-2.224	NO
42.400	0.162	0.841	-4.739	-5.637	NO

Tabla C.33: Corrección de las influencias y cálculo del factor de seguridad, $D_f = 6.0$ m.

APÉNDICE D

CÁLCULOS: CIMENTACIÓN SEMICOMPENSADA CON PILOTES DE FRICCIÓN

D.1 Áreas tributarias:

A continuación, en las figuras D.1 a D.3, se presentan ejemplos gráficos de cómo se obtuvieron las áreas tributarias en los pilotes 9, 23, 55 y 86, a diferentes profundidades. Dichas profundidades son: a 5.5 m en la cabeza de los pilotes nuevos, a 11.6 m y en la punta de los pilotes nuevos a 27.0 m, que además es la profundidad del área tributaria nominal, con la que se calculan los cambios de esfuerzo medios en la masa de suelo.

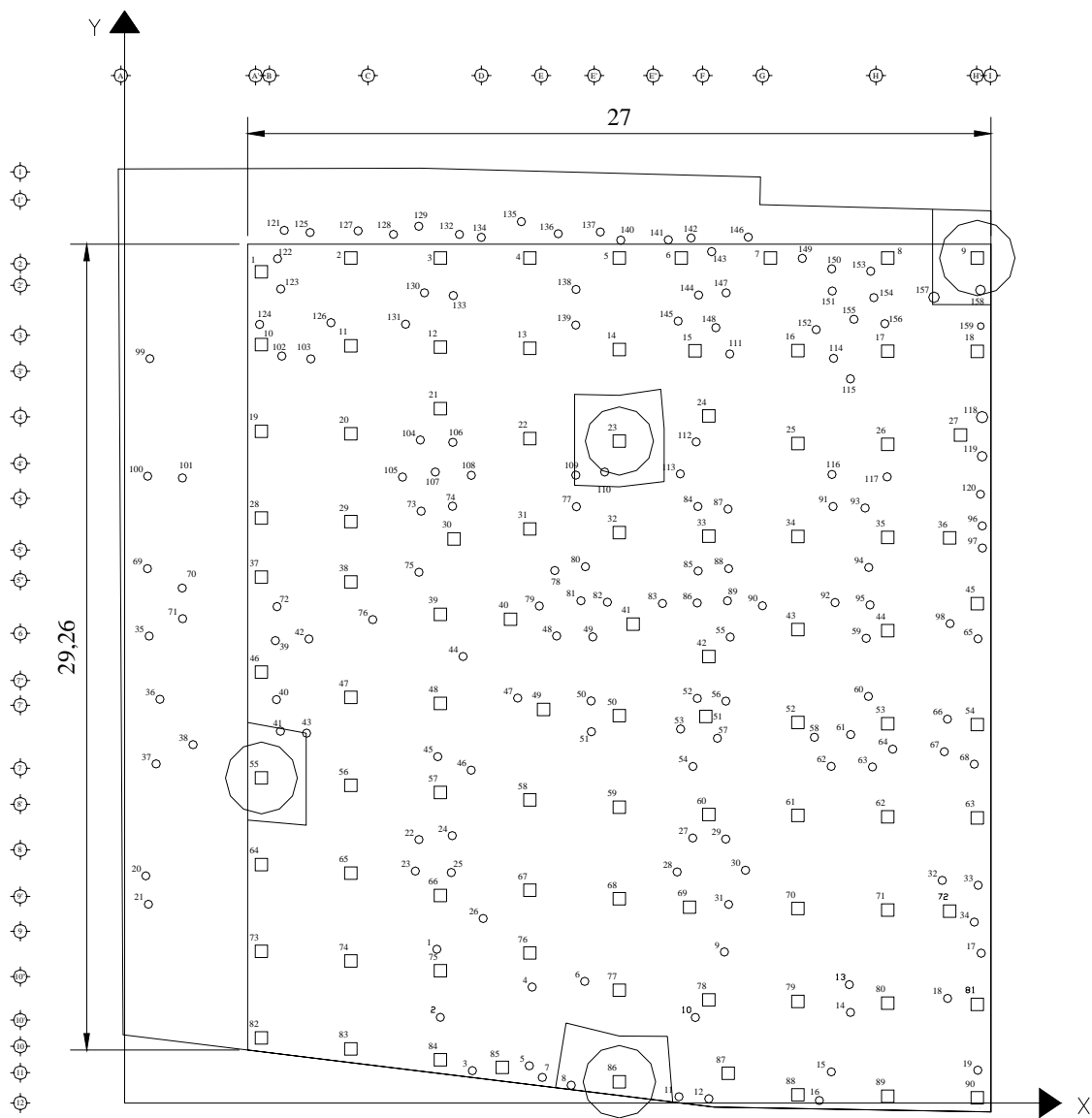


Figura D.1: Determinación de las áreas tributarias reales, Prof = 5.5 m.

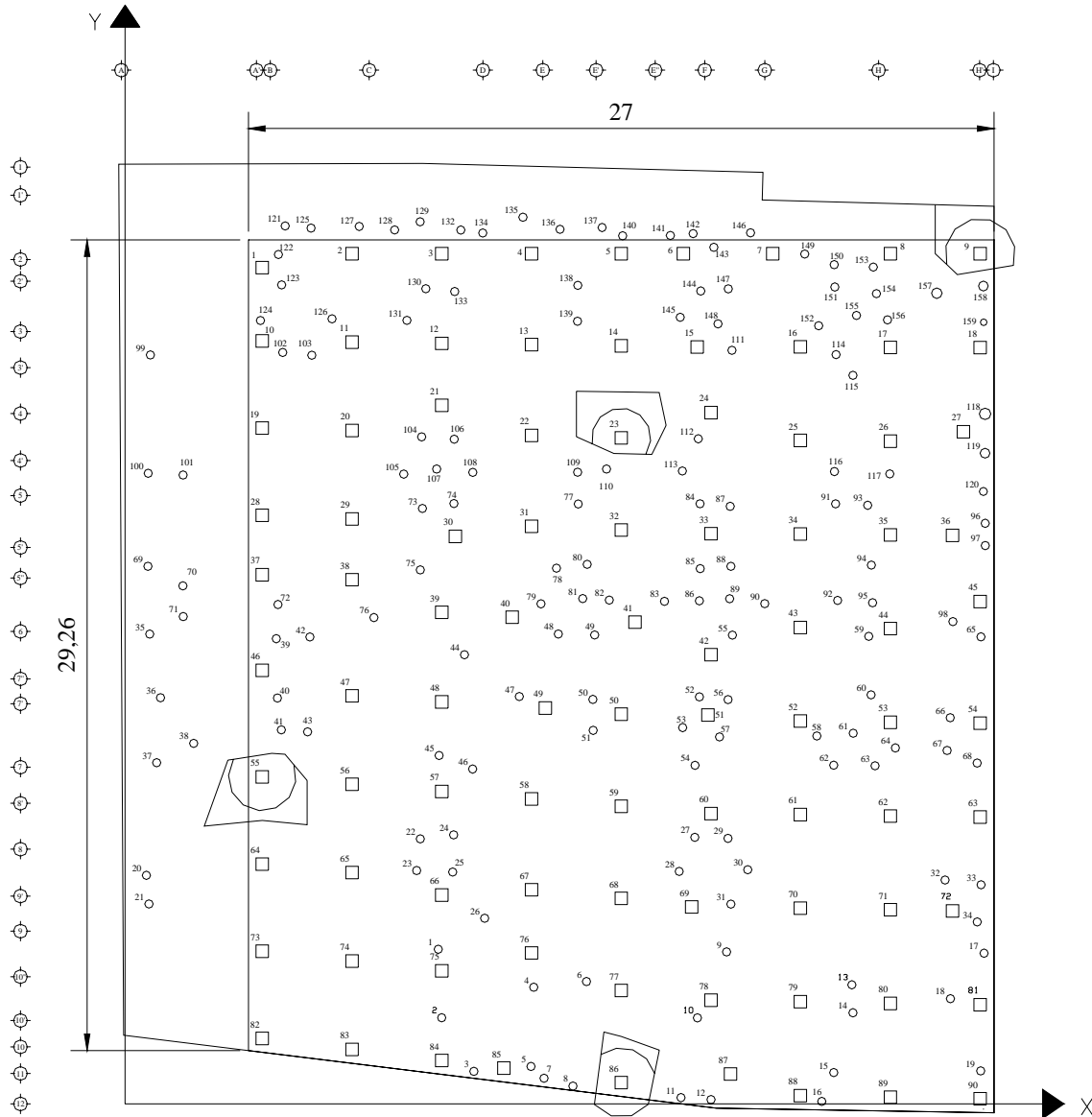


Figura D.2: Determinación de las áreas tributarias reales, Prof = 11.6 m.

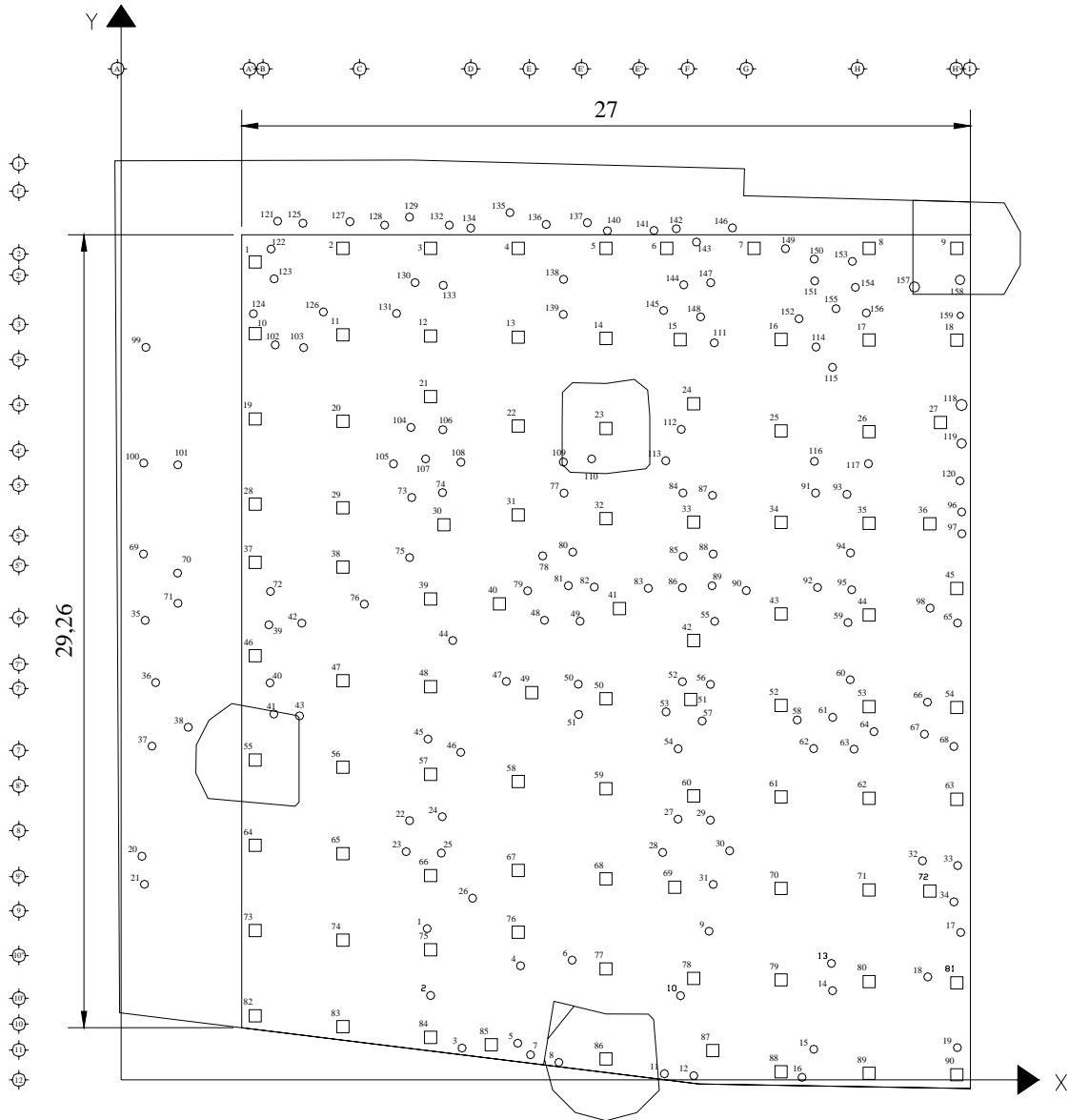


Figura D.3: Determinación de las áreas tributarias reales, Prof = 27 m.

D.2 Cálculo de la capacidad de carga:

A continuación se presenta el cálculo detallado de la capacidad de carga, de acuerdo con lo expuesto en el capítulo 4, en cada uno de los cuatro pilotes seleccionados (9, 23, 55 y 86).

Para determinar la capacidad de carga por fricción en cada uno de los pilotes analizados, además de tomar en cuenta el valor q_u en los estratos arcillosos, también se calculó el valor del ángulo de fricción de los estratos arenosos para tomar la fricción que estos producen. Para esto, se tomó el registro del número de golpes de cada estrato arenoso y se obtuvo el valor de ϕ por medio de la siguiente correlación (Bowles, 1997):

$$\phi = \sqrt{18N'_{70}} + 15 \quad (D.1)$$

En donde:

N'_{70} : Es el número de golpes para una relación de energía estándar de 70.

$$N'_{70} = C_N \cdot N \quad (D.2)$$

Siendo N el número de golpes del registro y C_N el factor de ajuste del esfuerzo efectivo en kPa.

$$C_N = \left(\frac{95.76}{\sigma_{oi}} \right)^{1/2} \quad (D.3)$$

Conociendo el valor de ϕ y σ_{oi} , al centro de cada estrato arenoso, se obtiene el valor de la resistencia al esfuerzo cortante:

$$\tau = K_o \cdot \sigma_{oi} \cdot \tan \phi \quad (D.4)$$

Donde K_o es el valor del empuje de tierras en reposo. De acuerdo con Zeevaert (1983) para arenas de muy baja compresibilidad $K_o = 0.33$.

A partir de esto, se puede decir que para el algoritmo del cálculo de la fricción positiva (ecuaciones 4.18, 4.21 y 4.22, capítulo 4), el valor de $0.3q_{iu}$, se puede cambiar por 0.3τ , en donde τ será el valor de la resistencia no-drenada en arcillas y el valor obtenido a partir de D.4 en arenas.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	σ_o (t/m ²)	N	N' ₇₀	K _o	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
	De (m)	A (m)							
1	0.00	5.50	5.50	4.52					
2	5.50	6.70	1.2	4.95				0.812	0
3	6.70	9.30	2.6	5.38				0.195	0
4	9.30	9.50	0.2	5.51	1	1	0.33	0	19.9
5	9.50	13.70	4.2	7.95				0.232	0.0
6	13.70	13.90	0.2	8.15	2	2	0.33	0	21.3
7	13.90	18.20	4.3	10.58				0.331	0.0
7.5	18.20	19.80	1.6	11.65				0.83	0.0
8	19.80	22.15	2.35	13.06				0.321	0.0
9	22.15	22.30	0.15	13.16	3	3	0.33	0	21.8
10	22.30	25.7	3.4	14.87				0.36	0.0
11	25.70	25.9	0.2	14.96	2	2	0.33	0	20.4
12	25.90	26.5	0.6	15.51	2	2	0.33	0	20.3
13	26.50	27	0.5	15.78				0.42	0

Tabla D.1: Cálculo del ángulo de fricción para los estratos arenosos.

En las tablas y figuras siguientes se presentan los cálculos descritos durante el capítulo 4.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	σ_{oi} (t/m ²)	σ_{oi}' (t/m ²)	I_z	ΔP_{oz} (t/m ²)	$\bar{\sigma}_{oi}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc)}$ (t/m ²)	q_u (kg/cm ²)	ϕ (°)	τ (kg/cm ²)
	De (m)	A (m)										
1		0.00		0.00	0.00							
	0.00	2.63	2.63	3.49	3.49							
	2.63	3.00	0.37	3.62	3.98							
2	3.00	5.50	2.50	4.52	7.36	1.00	7.36	0.00	4.52	1.624	0	1.624
	5.50	6.10	0.60	4.73	7.57	0.99	7.26	0.31	4.42	1.624	0	1.624
	6.10	6.70	0.60	4.95	7.78	0.97	7.15	0.63	4.32	1.624	0	1.624
3	6.70	8.00	1.30	5.17	7.99	0.95	7.02	0.97	4.20	0.39	0	0.390
	8.00	9.30	1.30	5.38	8.20	0.92	6.80	1.39	3.99	0.39	0	0.390
4	9.30	9.50	0.20	5.51	8.32	0.92	6.76	1.56	3.96	0	19.9	0.019
5	9.50	11.60	2.10	6.69	9.78	0.85	6.27	3.51	3.18	0.464	0.0	0.464
	11.60	12.70	1.10	7.35	10.59	0.81	5.97	4.62	2.73	0.464	0.0	0.464
	12.70	13.70	1.00	7.95	11.32	0.77	5.68	5.64	2.32	0.464	0.0	0.464
6	13.70	13.90	0.20	8.15	11.54	0.76	5.63	5.92	2.23	0	21.3	0.076
7	13.90	15.95	2.05	9.30	12.08	0.68	5.03	7.04	2.25	0.662	0.0	0.662
	15.95	18.00	2.05	10.45	12.61	0.61	4.46	8.15	2.30	0.662	0.0	0.662
8	18.00	19.80	1.80	11.65	13.34	0.54	4.00	9.34	2.31	1.66	0.0	1.660
	19.80	20.08	0.27	11.82	13.44	0.53	3.93	9.50	2.32	0.642	0.0	0.642
	20.08	22.15	2.08	13.06	14.13	0.47	3.46	10.67	2.39	0.642	0.0	0.642
9	22.15	22.30	0.15	13.16	14.19	0.47	3.43	10.76	2.40	0	21.8	0.142
10	22.30	24.00	1.70	14.01	14.88	0.42	3.09	11.79	2.23	0.72	0.0	0.720
	24.00	25.70	1.70	14.87	15.57	0.38	2.79	12.78	2.09	0.72	0.0	0.720
11	25.70	25.90	0.20	14.96	15.64	0.37	2.76	12.89	2.07	0	20.4	0.158
12	25.90	26.50	0.60	15.51	16.12	0.36	2.66	13.46	2.05	0	20.3	0.165

Tabla D.2: Cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante y del cambio de esfuerzos debido a la excavación sin considerar los pilotes.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	σ_{oi} (t/m ²)	σ_{oi}' (t/m ²)	I_z	ΔP_{oz} (t/m ²)	$\bar{\sigma}_{oi}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc)}$ (t/m ²)	q_u (kg/cm ²)	ϕ (°)	τ (kg/cm ²)
	De (m)	A (m)										
13	26.50	27.00	0.50	15.78	16.33	0.35	2.58	13.75	2.03	0.84	0	0.840
	27.00	28.85	1.85	16.78	17.12	0.32	2.32	14.80	1.98	0.84	0	0.840
	28.85	31.20	2.35	18.05	18.12	0.28	2.03	16.09	1.96	0.84	0	0.840
14	31.20	31.30	0.10	18.10	18.16	0.27	2.02	16.14	1.96			
15	31.30	31.80	0.50	18.63	18.63	0.27	1.97	16.66	1.97			
16	31.80	35.40	3.60	25.67	25.67	0.22	1.62	24.04	1.62			
17	35.40	36.00	0.60	26.89	26.89	0.21	1.58	25.32	1.58			
18	36.00	37.15	1.15	28.59	28.59	0.20	1.49	27.10	1.49	0.825		1.650
	37.15	38.30	1.15	30.28	30.28	0.19	1.41	28.87	1.41	0.825		1.650
19	38.30	39.60	1.30	32.94	32.94	0.18	1.32	31.62	1.32			
20	39.60	40.65	1.05	34.53	34.53	0.17	1.26	33.27	1.26			
	40.65	41.70	1.05	36.11	36.11	0.16	1.20	34.91	1.20			
21	41.70	41.80	0.10	36.26	36.26	0.16	1.19	35.07	1.19			
22	41.80	42.40	0.60	37.24	37.24	0.16	1.16	36.08	1.16			
	42.40	43.00	0.60	38.22	38.22	0.15	1.13	37.09	1.13			
23	43.00	45.00	2.00	42.43	42.43	0.14	1.03	41.39	1.03			

Continuación tabla D.2: Cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante y del cambio de esfuerzos debido a la excavación sin considerar los pilotes.

Estrato	Profundidad		τ (kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	\bar{A}_i	\bar{B}_i	\bar{C}_i	$\sigma_{i(PF)}$ (t/m ²)	PF (t)	S_z (t/m ²)	0.3τ (t/m ²)	ΔPF (t)	PF _(corr) (t)	$\sigma_{i(pil)}$ (t/m ²)
	De (m)	A (m)												
1		0.00												
	0.00	2.63												
	2.63	3.00												
2	3.00	5.50	1.624	5.8879	1.161	0.161	0.197	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	5.50	6.10	1.624	6.3139	1.032	0.032	0.163	0.323	0.063	0.107	4.872	5.788	0.063	0.32
	6.10	6.70	1.624	3.1103	1.067	0.067	0.343	0.712	0.267	0.235	4.872	5.788	0.267	0.71
3	6.70	8.00	0.390	3.3667	1.145	0.145	0.340	1.301	1.123	0.430	1.170	3.012	1.123	1.30
	8.00	9.30	0.390	3.5979	1.134	0.134	0.315	2.107	2.572	0.696	1.170	3.012	2.572	2.11
4	9.30	9.50	0.019	3.6357	1.018	0.018	0.280	2.347	2.864	0.776	0.056	0.022	2.594	2.27
5	9.50	11.60	0.464	3.9843	1.208	0.208	0.303	5.601	8.325	1.851	1.392	5.788	8.382	5.62
	11.60	12.70	0.464	4.1588	1.095	0.095	0.263	7.778	13.140	2.571	1.392	3.032	11.414	7.36
	12.70	13.70	0.464	4.3108	1.082	0.082	0.251	10.038	18.969	3.317	1.392	2.756	14.170	8.92
6	13.70	13.90	0.076	4.3453	1.015	0.015	0.234	10.592	20.319	3.500	0.228	0.090	14.261	9.20
7	13.90	15.95	0.662	4.6498	1.169	0.169	0.251	15.123	37.567	4.998	1.986	8.061	22.322	11.84
	15.95	18.00	0.662	4.9404	1.157	0.157	0.234	20.602	61.529	6.809	1.986	8.061	30.383	14.30
8	18.00	19.80	1.660	5.1951	1.128	0.128	0.217	26.528	89.286	8.767	4.980	17.749	48.132	18.61
	19.80	20.08	0.642	5.2319	1.017	0.017	0.194	27.496	94.147	9.087	1.926	1.049	49.180	18.90
	20.08	22.15	0.642	5.5134	1.140	0.140	0.207	35.505	136.920	11.734	1.926	7.913	57.093	21.03
9	22.15	22.30	0.142	5.5348	1.009	0.009	0.182	36.136	140.436	11.943	0.427	0.127	57.220	21.10
10	22.30	24.00	0.720	12.7000	1.046	0.046	0.082	25.549	174.746	8.444	2.160	7.271	64.491	16.87
	24.00	25.70	0.720	12.9434	1.045	0.045	0.081	28.606	204.868	9.454	2.160	7.271	71.761	18.32
11	25.70	25.90	0.158	12.9840	1.005	0.005	0.077	28.956	208.635	9.570	0.474	0.188	71.949	18.43
12	25.90	26.50	0.165	13.0528	1.015	0.015	0.078	30.338	220.275	10.027	0.494	0.587	72.536	19.02
13	26.50	27.00	0.840	13.1200	1.013	0.013	0.077	31.310	230.361	10.348	2.520	2.495	75.031	19.47
	27.00	28.85	0.840											
	28.85	31.20	0.840											

Tabla D.3: Cálculo de la fricción positiva en el pilote 9.

Estrato	Profundidad		τ (kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	\bar{A}_i	\bar{B}_i	\bar{C}_i	$\sigma_{i(NF)}$ (t/m ²)	NF (t)
	De (m)	A (m)							
1		0.00							
	0.00	2.63							
	2.63	3.00							
2	3.00	5.50	1.624	5.8879	1.153	0.153	0.20	188.35	-1082.400
	5.50	6.10	1.624	6.3139	1.031	0.031	0.16	136.05	-829.113
	6.10	6.70	1.624	3.1103	1.064	0.064	0.34	248.36	-757.080
3	6.70	8.00	0.390	3.3667	1.137	0.137	0.34	204.81	-672.160
	8.00	9.30	0.390	3.5979	1.127	0.127	0.31	151.95	-527.311
4	9.30	9.50	0.019	3.6357	1.017	0.017	0.28	120.16	-416.831
5	9.50	11.60	0.464	3.9843	1.197	0.197	0.30	107.74	-402.595
	11.60	12.70	0.464	4.1588	1.090	0.090	0.26	75.29	-282.551
	12.70	13.70	0.464	4.3108	1.078	0.078	0.25	62.52	-235.207
6	13.70	13.90	0.076	4.3453	1.015	0.015	0.23	53.91	-198.846
7	13.90	15.95	0.662	4.6498	1.160	0.160	0.25	50.66	-192.314
	15.95	18.00	0.662	4.9404	1.149	0.149	0.23	37.90	-135.618
8	18.00	19.80	1.660	5.1951	1.121	0.121	0.22	29.46	-92.495
	19.80	20.08	0.642	5.2319	1.017	0.017	0.19	23.78	-62.568
	20.08	22.15	0.642	5.5134	1.133	0.133	0.21	23.67	-58.493
9	22.15	22.30	0.142	5.5348	1.009	0.009	0.18	18.76	-30.991
10	22.30	24.00	0.720	12.7000	1.044	0.044	0.08	16.33	-29.347
	24.00	25.70	0.720	12.9434	1.043	0.043	0.08	15.81	-12.283
11	25.70	25.90	0.158	12.9840	1.005	0.005	0.08	14.66	3.897
12	25.90	26.50	0.165	13.0528	1.015	0.015	0.08	15.07	5.754
13	26.50	27.00	0.840	13.1200	1.012	0.012	0.08	14.91	11.372
	27.00	28.85	0.840						
	28.85	31.20	0.840						

Tabla D.4: Cálculo de la fricción negativa en el pilote 9.

Estrato	Profundidad		Área tribut. (m ²)	PF _(corr) (t)	NF (t)	Δσ _{i(exc-ave)} (t/m ²)	I _{z(bajo pilote)}	σ _{i(exc-ave)} (t/m ²)	σ̄ _{i-recar} (t/m ²)	Δσ _{i(ave)} (t/m ²)	σ _{i(ave)} (t/m ²)
	De (m)	A (m)									
1		0.00									
	0.00	2.63									
	2.63	3.00									
2	3.00	5.50	5.8879	0.000	-1082.40	0.00	---	0.00	2.34	0.00	2.34
	5.50	6.10	6.3139	0.063	-829.11	0.00	---	0.32	2.59	0.00	2.59
	6.10	6.70	3.1103	0.267	-757.08	0.02	---	0.65	2.83	0.02	2.85
3	6.70	8.00	3.3667	1.123	-672.16	0.09	---	1.05	3.09	0.09	3.18
	8.00	9.30	3.5979	2.572	-527.31	0.20	---	1.59	3.38	0.20	3.57
4	9.30	9.50	3.6357	2.594	-416.83	0.20	---	1.76	3.52	0.20	3.72
5	9.50	11.60	3.9843	8.382	-402.59	0.64	---	4.15	4.84	0.64	5.48
	11.60	12.70	4.1588	11.414	-282.55	0.87	---	5.49	5.59	0.87	6.46
	12.70	13.70	4.3108	14.170	-235.20	1.08	---	6.72	6.28	1.08	7.36
6	13.70	13.90	4.3453	14.261	-198.84	1.09	---	7.00	6.49	1.09	7.57
7	13.90	15.95	4.6498	22.322	-192.31	1.70	---	8.74	7.81	1.70	9.51
	15.95	18.00	4.9404	30.383	-135.61	2.32	---	10.46	9.13	2.32	11.44
8	18.00	19.80	5.1951	48.132	-92.495	0.00	---	11.65	10.47	3.67	14.14
	19.80	20.08	5.2319	49.180	-62.568	0.00	---	11.82	10.66	3.75	14.41
	20.08	22.15	5.5134	57.093	-58.493	0.00	---	13.06	12.04	4.35	16.39
9	22.15	22.30	5.5348	57.220	-30.991	0.00	---	13.16	12.15	4.36	16.51
10	22.30	24.00	12.7000	64.491	-29.347	0.00	---	14.01	13.10	4.92	18.02
	24.00	25.70	12.9434	71.761	-12.283	0.00	---	14.87	14.04	5.47	19.51
11	25.70	25.90	12.9840	71.949	3.897	0.30	---	15.26	14.15	5.48	19.63
12	25.90	26.50	13.0528	72.536	5.754	0.44	---	15.07	14.72	5.53	20.25
13	26.50	27.00	13.1200	75.031	11.372	0.87	1.000	14.91	15.02	5.72	20.74
	27.00	28.85				0.86	0.989	15.92	16.09	4.97	21.75
	28.85	31.20				0.82	0.948	17.23	17.45	4.82	22.87
14	31.20	31.30				0.82	0.945	17.28	17.51	4.81	22.91
15	31.30	31.80				0.81	0.933	17.82	18.05	4.75	23.38
16	31.80	35.40				0.71	0.820	24.96	25.19	4.21	29.88
17	35.40	36.00				0.69	0.799	26.20	26.43	4.10	30.99
18	36.00	37.15				0.66	0.757	27.93	28.15	3.89	32.48
	37.15	38.30				0.62	0.716	29.66	29.87	3.68	33.96
19	38.30	39.60				0.58	0.671	32.36	32.56	3.45	36.39
20	39.60	40.65				0.55	0.635	33.98	34.16	3.26	37.79
	40.65	41.70				0.52	0.600	35.59	35.76	3.08	39.19
21	41.70	41.80				0.52	0.597	35.75	35.91	3.06	39.33
22	41.80	42.40				0.50	0.578	36.74	36.90	2.96	40.20
	42.40	43.00				0.48	0.559	37.73	37.88	2.87	41.08
23	43.00	45.00				0.43	0.502	41.99	42.12	2.56	44.99

Tabla D.5: Cálculo de los esfuerzos medios de excavación y recarga, pilote 9.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR EXCAVACIÓN

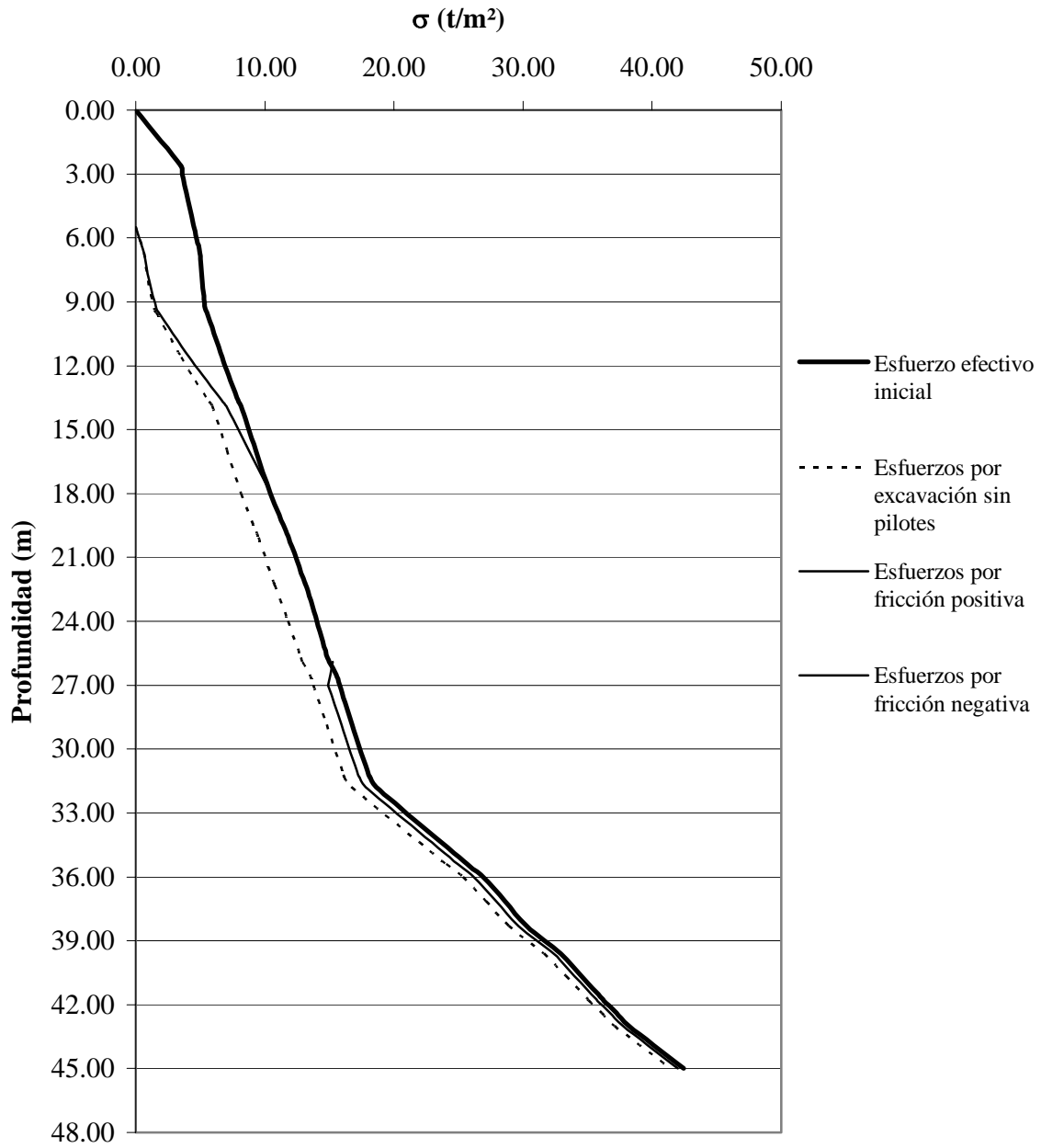


Figura D.4: Cambio de esfuerzos por excavación, pilote 9.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR RECARGA

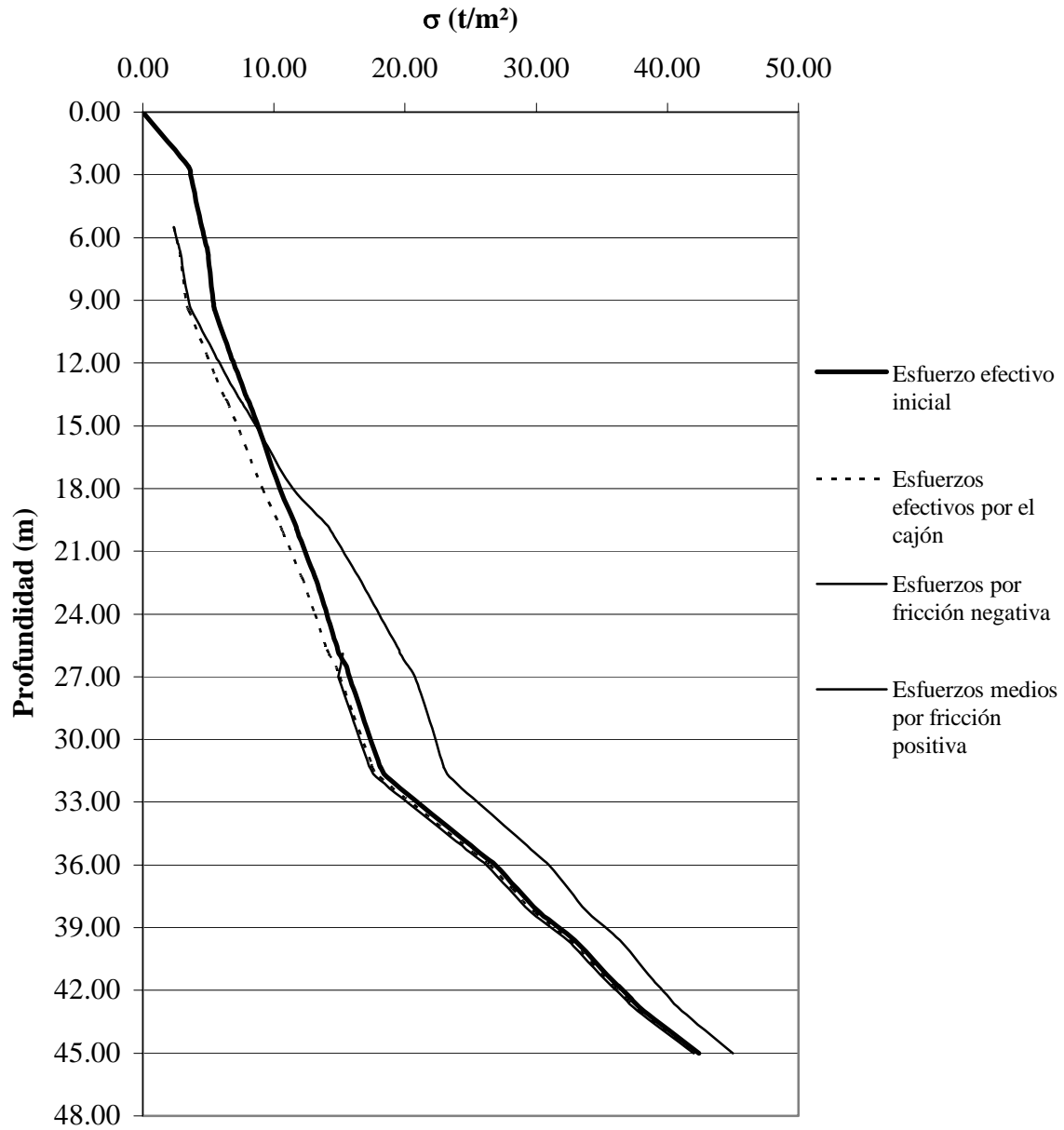


Figura D.5: Cambio de esfuerzos por recarga, pilote 9.

Estrato	Profundidad		τ (kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	\bar{A}_i	\bar{B}_i	\bar{C}_i	$\sigma_{i(PF)}$ (t/m ²)	PF (t)	S_z (t/m ²)	0.3 τ (t/m ²)	ΔPF (t)	PF _(corr) (t)	$\sigma_{i(pil)}$ (t/m ²)
	De (m)	A (m)												
1		0.00												
	0.00	2.63												
	2.63	3.00												
2	0.00	5.50	1.624	4.8149	1.597	0.597	0.332	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	5.50	6.10	1.624	5.1151	1.040	0.040	0.203	0.325	0.064	0.108	4.872	5.788	0.064	0.33
	6.10	6.70	1.624	2.2914	1.094	0.094	0.477	0.746	0.274	0.246	4.872	5.788	0.274	0.75
3	6.70	8.00	0.390	2.4436	1.211	0.211	0.495	1.465	1.214	0.484	1.170	3.012	1.214	1.46
	8.00	9.30	0.390	2.5915	1.196	0.196	0.462	2.513	2.906	0.831	1.170	3.012	2.906	2.51
4	9.30	9.50	0.019	2.6118	1.026	0.026	0.393	2.806	3.254	0.927	0.056	0.022	2.928	2.68
5	9.50	11.00	0.464	2.7761	1.215	0.215	0.438	5.600	7.380	1.851	1.392	4.134	7.063	5.49
	11.00	11.60	0.464	2.8388	1.074	0.074	0.378	6.981	9.849	2.307	1.392	1.654	8.716	6.58
	11.60	12.30	0.464	2.9283	1.085	0.085	0.370	8.843	13.474	2.923	1.392	1.929	10.646	7.88
	12.30	13.70	0.464	3.0606	1.176	0.176	0.384	13.363	23.645	4.416	1.392	3.859	14.504	10.38
6	13.70	13.90	0.076	3.0823	1.022	0.022	0.331	14.171	25.447	4.684	0.228	0.090	14.595	10.65
7	13.90	15.95	0.662	3.2940	1.256	0.256	0.381	22.168	49.822	7.327	1.986	8.061	22.656	13.92
	15.95	18.00	0.662	3.5025	1.237	0.237	0.353	32.923	86.773	10.881	1.986	8.061	30.717	16.92
8	18.00	19.80	1.660	3.6789	1.191	0.191	0.324	45.480	132.948	15.031	4.980	17.749	48.466	22.52
	19.80	20.08	0.642	3.7063	1.025	0.025	0.277	47.632	141.326	15.742	1.926	1.049	49.514	22.86
	20.08	22.15	0.642	3.8986	1.211	0.211	0.311	66.859	219.056	22.097	1.926	7.913	57.427	25.40
9	22.15	22.30	0.142	3.9120	1.013	0.013	0.259	68.457	225.697	22.625	0.427	0.127	57.554	25.48
10	22.30	24.00	0.720	10.3106	1.057	0.057	0.103	39.503	285.747	13.056	2.160	7.271	64.825	18.08
	24.00	25.70	0.720	10.4368	1.056	0.056	0.101	44.641	332.549	14.754	2.160	7.271	72.095	19.69
11	25.70	25.90	0.158	10.4497	1.006	0.006	0.096	45.274	338.433	14.963	0.474	0.188	72.283	19.80
12	25.90	26.50	0.165	10.4862	1.019	0.019	0.097	47.473	356.641	15.690	0.494	0.587	72.870	20.41
13	26.50	27.00	0.840	10.5088	1.016	0.016	0.097	49.194	372.455	16.258	2.520	2.495	75.365	20.92
	27.00	28.85	0.840											
	28.85	31.20	0.840											

Tabla D.6: Cálculo de la fricción positiva en el pilote 23.

Estrato	Profundidad		τ (kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	\bar{A}_i	\bar{B}_i	\bar{C}_i	$\sigma_{i(NF)}$ (t/m ²)	NF (t)
	De (m)	A (m)							
1		0.00							
	0.00	2.63							
	2.63	3.00							
2	0.00	5.50	1.624	4.8149	1.555	0.555	0.323	888.87	-4258.070
	5.50	6.10	1.624	5.1151	1.038	0.038	0.203	403.26	-2038.522
	6.10	6.70	1.624	2.2914	1.089	0.089	0.475	796.47	-1813.703
3	6.70	8.00	0.390	2.4436	1.199	0.199	0.491	637.43	-1545.004
	8.00	9.30	0.390	2.5915	1.186	0.186	0.458	433.74	-1110.093
4	9.30	9.50	0.019	2.6118	1.025	0.025	0.392	314.26	-806.392
5	9.50	11.00	0.464	2.7761	1.203	0.203	0.433	283.39	-769.061
	11.00	11.60	0.464	2.8388	1.071	0.071	0.377	198.14	-543.479
	11.60	12.30	0.464	2.9283	1.081	0.081	0.369	169.23	-474.638
	12.30	13.70	0.464	3.0606	1.167	0.167	0.381	140.88	-406.841
6	13.70	13.90	0.076	3.0823	1.021	0.021	0.331	105.23	-299.231
7	13.90	15.95	0.662	3.2940	1.241	0.241	0.377	96.32	-286.642
	15.95	18.00	0.662	3.5025	1.224	0.224	0.349	63.14	-184.552
8	18.00	19.80	1.660	3.6789	1.180	0.180	0.321	43.30	-116.408
	19.80	20.08	0.642	3.7063	1.024	0.024	0.276	31.83	-74.175
	20.08	22.15	0.642	3.8986	1.199	0.199	0.308	30.71	-68.803
9	22.15	22.30	0.142	3.9120	1.012	0.012	0.259	22.02	-34.631
10	22.30	24.00	0.720	10.3106	1.054	0.054	0.102	17.20	-32.794
	24.00	25.70	0.720	10.4368	1.054	0.054	0.101	16.30	-15.008
11	25.70	25.90	0.158	10.4497	1.006	0.006	0.096	14.82	1.514
12	25.90	26.50	0.165	10.4862	1.018	0.018	0.097	15.19	3.388
13	26.50	27.00	0.840	10.5088	1.015	0.015	0.097	14.92	9.029
	27.00	28.85	0.840						
	28.85	31.20	0.840						

Tabla D.7: Cálculo de la fricción negativa en el pilote 23.

Estrato	Profundidad		Área tribut. (m ²)	PF _(corr) (t)	NF (t)	Δσ _{i(exc-ave)} (t/m ²)	I _{z(bajo pilote)}	σ _{i(exc-ave)} (t/m ²)	σ̄ _{i-recar} (t/m ²)	Δσ _{i(ave)} (t/m ²)	σ _{i(ave)} (t/m ²)
	De (m)	A (m)									
1		0.00									
	0.00	2.63									
	2.63	3.00									
2	0.00	5.50	4.8149	0.000	-4258.07	0.000	---	0.00	2.31	0.00	2.31
	5.50	6.10	5.1151	0.064	-2038.52	0.006	---	0.32	2.55	0.01	2.56
	6.10	6.70	2.2914	0.274	-1813.70	0.026	---	0.65	2.80	0.03	2.83
3	6.70	8.00	2.4436	1.214	-1545.00	0.116	---	1.08	3.06	0.12	3.17
	8.00	9.30	2.5915	2.906	-1110.09	0.277	---	1.67	3.34	0.28	3.62
4	9.30	9.50	2.6118	2.928	-806.39	0.279	---	1.84	3.49	0.28	3.76
5	9.50	11.00	2.7761	7.063	-769.06	0.672	---	3.61	4.43	0.67	5.10
	11.00	11.60	2.8388	8.716	-543.48	0.829	---	4.34	4.81	0.83	5.64
	11.60	12.30	2.9283	10.646	-474.64	1.013	---	5.25	5.32	1.01	6.33
	12.30	13.70	3.0606	14.504	-406.84	1.380	---	7.02	6.25	1.38	7.63
6	13.70	13.90	3.0823	14.595	-299.23	1.389	---	7.30	6.46	1.39	7.85
7	13.90	15.95	3.2940	22.656	-286.64	2.156	---	9.20	7.79	2.16	9.94
	15.95	18.00	3.5025	30.717	-184.55	0	---	10.45	9.11	2.92	12.03
8	18.00	19.80	3.6789	48.466	-116.40	0	---	11.65	10.45	4.61	15.06
	19.80	20.08	3.7063	49.514	-74.18	0	---	11.82	10.64	4.71	15.35
	20.08	22.15	3.8986	57.427	-68.80	0	---	13.06	12.03	5.46	17.49
9	22.15	22.30	3.9120	57.554	-34.63	0	---	13.16	12.13	5.48	17.61
10	22.30	24.00	10.3106	64.825	-32.79	0	---	14.01	13.09	6.17	19.26
	24.00	25.70	10.4368	72.095	-15.01	0	---	14.87	14.03	6.86	20.89
11	25.70	25.90	10.4497	72.283	1.51	0.144	---	15.10	14.13	6.88	21.01
12	25.90	26.50	10.4862	72.870	3.39	0.322	---	15.19	14.71	6.93	21.64
13	26.50	27.00	10.5088	75.365	9.03	0.859	1.000	14.92	15.00	7.17	22.18
	27.00	28.85				0.850	0.989	15.93	16.08	6.40	23.18
	28.85	31.20				0.814	0.948	17.23	17.44	6.19	24.23
14	31.20	31.30				0.812	0.945	17.29	17.50	6.17	24.27
15	31.30	31.80				0.801	0.933	17.83	18.04	6.10	24.73
16	31.80	35.40				0.704	0.820	24.96	25.18	5.39	31.06
18	35.40	36.00				0.686	0.799	26.21	26.42	5.25	32.15
	36.00	37.15				0.651	0.757	27.94	28.14	4.99	33.57
	37.15	38.30				0.615	0.716	29.66	29.86	4.72	35.00
19	38.30	39.60				0.576	0.671	32.37	32.55	4.41	37.36
20	39.60	40.65				0.545	0.635	33.98	34.15	4.17	38.70
	40.65	41.70				0.516	0.600	35.59	35.75	3.94	40.05
21	41.70	41.80				0.513	0.597	35.75	35.91	3.92	40.19
22	41.80	42.40				0.497	0.578	36.74	36.89	3.80	41.04
	42.40	43.00				0.481	0.559	37.73	37.88	3.67	41.89
23	43.00	45.00				0.431	0.502	42.00	42.12	3.29	45.71

Tabla D.8: Cálculo de los esfuerzos medios de excavación y recarga, pilote 23.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR EXCAVACIÓN

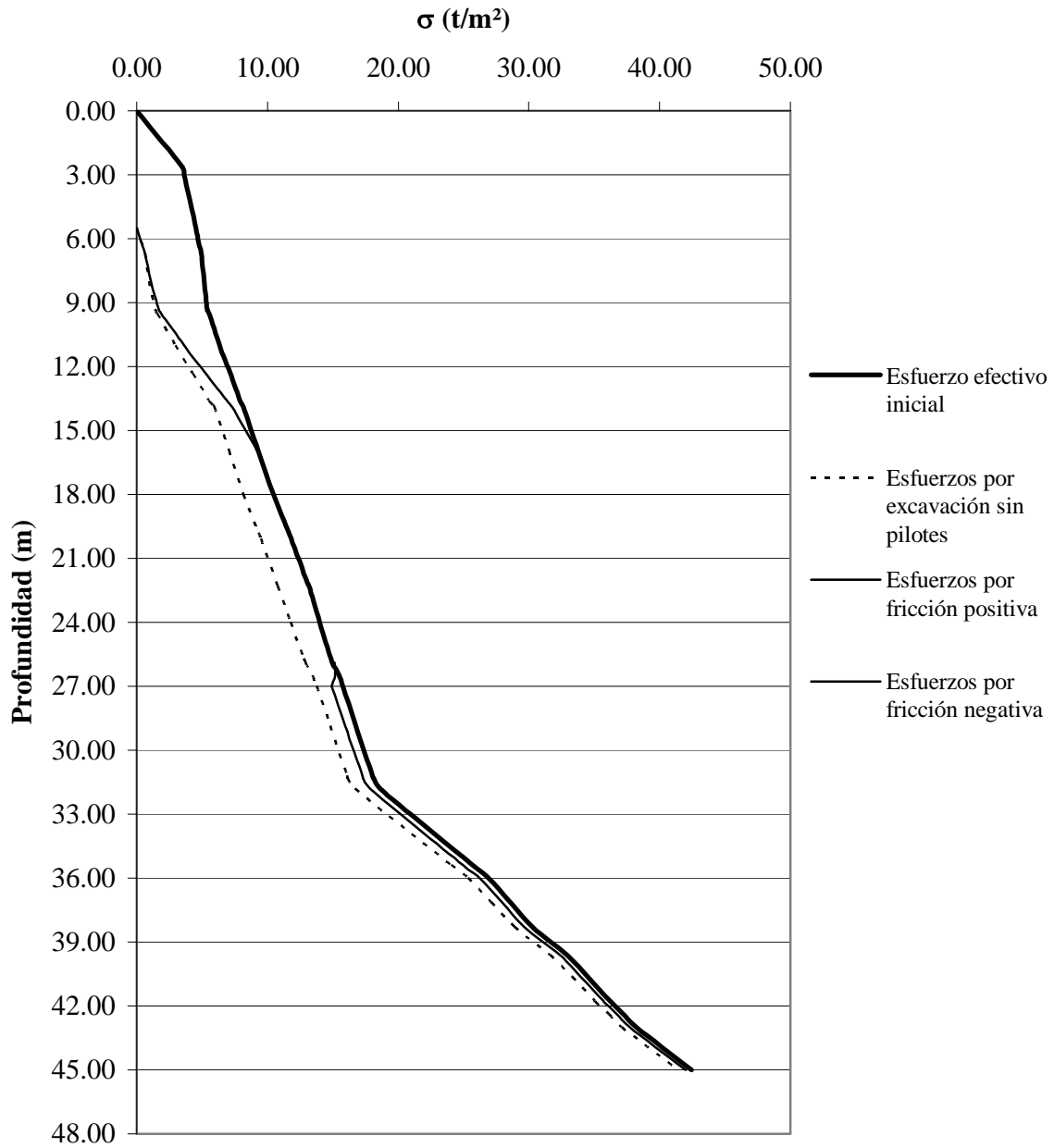


Figura D.6: Cambio de esfuerzos por excavación, pilote 23.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR RECARGA

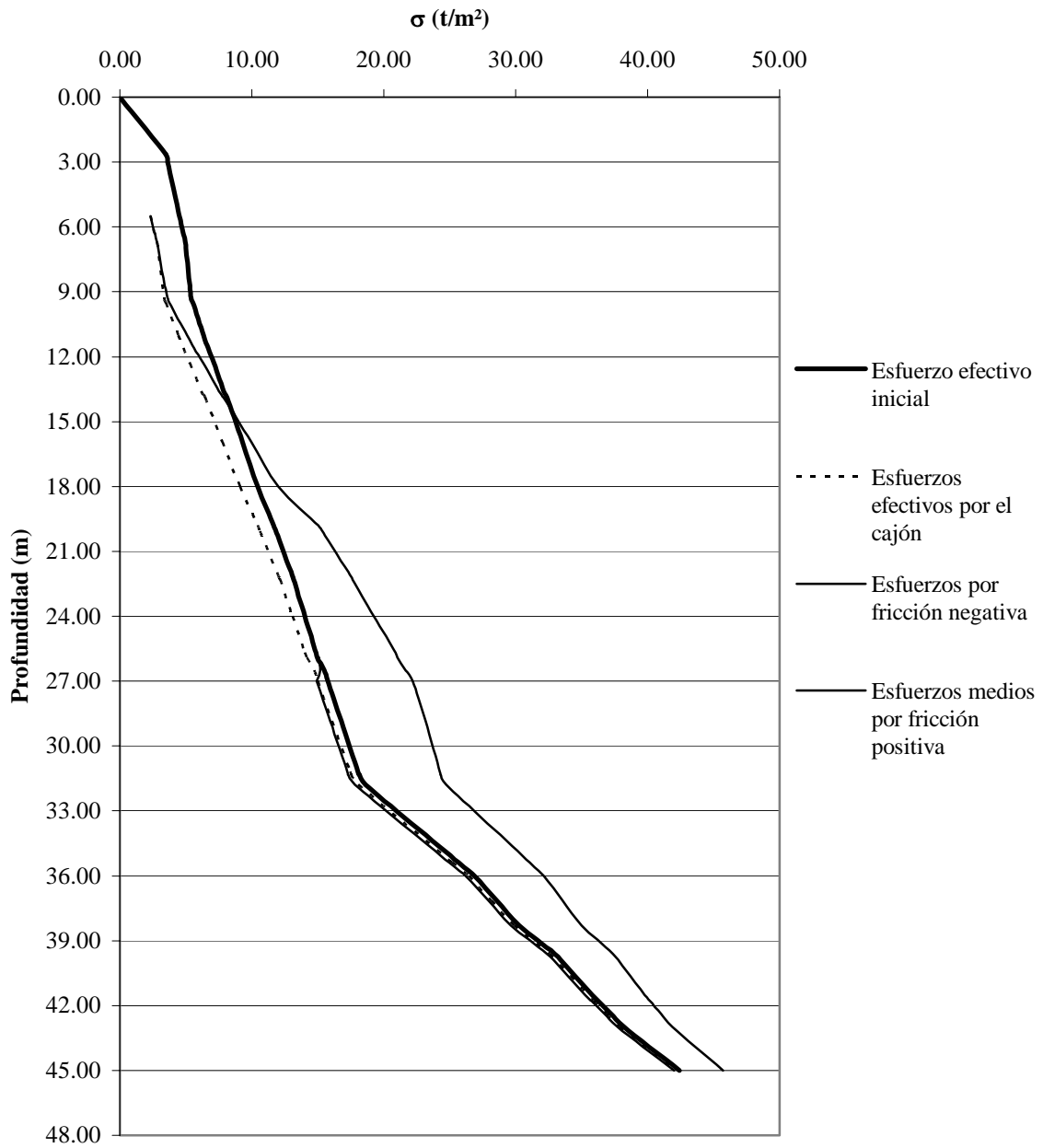


Figura D.7: Cambio de esfuerzos por recarga, pilote 23.

Estrato	Profundidad		τ (kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	\bar{A}_i	\bar{B}_i	\bar{C}_i	$\sigma_{i(PF)}$ (t/m ²)	PF (t)	S_z (t/m ²)	0.3τ (t/m ²)	ΔPF (t)	PF _(corr) (t)	$\sigma_{i(pil)}$ (t/m ²)
	De (m)	A (m)												
1		0.00												
	0.00	2.63												
	2.63	3.00												
2	0.00	5.50	1.624	5.3420	1.508	0.508	0.282	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	5.50	6.10	1.624	5.7001	1.036	0.036	0.182	0.324	0.064	0.107	4.872	5.788	0.064	0.32
	6.10	6.70	1.624	3.2341	1.065	0.065	0.329	0.708	0.266	0.234	4.872	5.788	0.266	0.71
3	6.70	8.00	0.390	3.4762	1.139	0.139	0.328	1.289	1.116	0.426	1.170	3.012	1.116	1.29
	8.00	9.30	0.390	3.7132	1.129	0.129	0.304	2.078	2.548	0.687	1.170	3.012	2.548	2.08
4	9.30	9.50	0.019	3.7439	1.018	0.018	0.272	2.317	2.835	0.766	0.056	0.022	2.570	2.25
5	9.50	11.60	0.464	4.0765	1.203	0.203	0.295	5.530	8.227	1.828	1.392	5.788	8.358	5.56
	11.60	12.70	0.464	4.2224	1.093	0.093	0.259	7.694	12.986	2.543	1.392	3.032	11.390	7.32
	12.70	13.70	0.464	4.3899	1.081	0.081	0.246	9.907	18.745	3.274	1.392	2.756	14.146	8.86
6	13.70	13.90	0.076	4.4150	1.015	0.015	0.230	10.463	20.078	3.458	0.228	0.090	14.236	9.14
7	13.90	15.95	0.662	4.7025	1.166	0.166	0.248	14.936	37.114	4.936	1.986	8.061	22.297	11.79
	15.95	18.00	0.662	4.9700	1.156	0.156	0.233	20.382	60.803	6.736	1.986	8.061	30.358	14.26
8	18.00	19.80	1.660	5.1814	1.128	0.128	0.218	26.393	88.351	8.723	4.980	17.749	48.107	18.63
	19.80	20.08	0.642	5.2140	1.018	0.018	0.195	27.374	93.189	9.047	1.926	1.049	49.156	18.93
	20.08	22.15	0.642	5.4412	1.143	0.143	0.210	35.663	135.986	11.786	1.926	7.913	57.069	21.16
9	22.15	22.30	0.142	5.4597	1.009	0.009	0.185	36.317	139.518	12.003	0.427	0.127	57.195	21.24
10	22.30	24.00	0.720	11.9947	1.049	0.049	0.087	26.326	174.362	8.700	2.160	7.271	64.466	17.16
	24.00	25.70	0.720	12.2779	1.047	0.047	0.085	29.508	205.418	9.752	2.160	7.271	71.737	18.62
11	25.70	25.90	0.158	12.3062	1.005	0.005	0.082	29.895	209.305	9.880	0.474	0.188	71.924	18.73
12	25.90	26.50	0.165	12.3989	1.016	0.016	0.082	31.313	221.321	10.349	0.494	0.587	72.512	19.31
13	26.50	27.00	0.840	12.4717	1.013	0.013	0.081	32.333	231.733	10.686	2.520	2.495	75.006	19.77
	27.00	28.85	0.840											
	28.85	31.20	0.840											

Tabla D.9: Cálculo de la fricción positiva en el pilote 55.

Estrato	Profundidad		τ (kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	\bar{A}_i	\bar{B}_i	\bar{C}_i	$\sigma_{i(NF)}$ (t/m ²)	NF (t)
	De (m)	A (m)							
1		0.00							
	0.00	2.63							
	2.63	3.00							
2	0.00	5.50	1.624	5.4491	1.460	0.460	0.268	257.16	-1376.683
	5.50	6.10	1.624	5.8192	1.033	0.033	0.178	127.70	-715.591
	6.10	6.70	1.624	3.4523	1.057	0.057	0.306	194.72	-655.171
3	6.70	8.00	0.390	3.7249	1.122	0.122	0.301	163.06	-588.127
	8.00	9.30	0.390	3.9594	1.114	0.114	0.281	124.44	-471.398
4	9.30	9.50	0.019	3.9933	1.016	0.016	0.254	100.67	-379.998
5	9.50	11.60	0.464	4.3246	1.179	0.179	0.273	91.78	-367.977
	11.60	12.70	0.464	4.4814	1.083	0.083	0.242	66.33	-264.280
	12.70	13.70	0.464	4.6226	1.072	0.072	0.232	56.03	-222.244
6	13.70	13.90	0.076	4.6475	1.014	0.014	0.218	48.91	-189.468
7	13.90	15.95	0.662	4.9099	1.150	0.150	0.234	46.67	-183.497
	15.95	18.00	0.662	5.1576	1.142	0.142	0.221	35.79	-130.704
8	18.00	19.80	1.660	5.3632	1.117	0.117	0.208	28.36	-89.630
	19.80	20.08	0.642	5.3936	1.016	0.016	0.188	23.07	-60.712
	20.08	22.15	0.642	5.6146	1.130	0.130	0.201	23.17	-56.740
9	22.15	22.30	0.142	5.6319	1.008	0.008	0.179	18.45	-29.768
10	22.30	24.00	0.720	13.6483	1.040	0.040	0.076	16.08	-28.151
	24.00	25.70	0.720	14.1513	1.039	0.039	0.073	15.66	-11.298
11	25.70	25.90	0.158	14.2116	1.004	0.004	0.071	14.62	4.783
12	25.90	26.50	0.165	14.3781	1.013	0.013	0.070	15.05	6.636
13	26.50	27.00	0.840	14.5050	1.011	0.011	0.070	14.93	12.254
	27.00	28.85	0.840						
	28.85	31.20	0.840						

Tabla D.10: Cálculo de la fricción negativa en el pilote 55.

Estrato	Profundidad		Área tribut. (m ²)	PF _(corr) (t)	NF (t)	Δσ _{i(exc-ave)} (t/m ²)	I _{z(bajo pilote)}	σ _{i(exc-ave)} (t/m ²)	σ̄ _{i-recar} (t/m ²)	Δσ _{i(ave)} (t/m ²)	σ _{i(ave)} (t/m ²)
	De (m)	A (m)									
1		0.00									
	0.00	2.63									
	2.63	3.00									
2	0.00	5.50	5.3420	0.000	-1564.97	0.000	---	0.00	2.35	0.00	2.35
	5.50	6.10	5.7001	0.064	-803.68	0.005	---	0.32	2.59	0.01	2.60
	6.10	6.70	3.2341	0.266	-732.97	0.021	---	0.65	2.84	0.02	2.86
3	6.70	8.00	3.4762	1.116	-653.39	0.089	---	1.06	3.10	0.09	3.19
	8.00	9.30	3.7132	2.548	-516.33	0.204	---	1.60	3.38	0.20	3.58
4	9.30	9.50	3.7439	2.570	-410.89	0.206	---	1.77	3.52	0.21	3.73
5	9.50	11.60	4.0765	8.358	-397.19	0.670	---	4.18	4.84	0.67	5.51
	11.60	12.70	4.2224	11.390	-280.50	0.913	---	5.53	5.59	0.91	6.51
	12.70	13.70	4.3899	14.146	-234.10	1.134	---	6.77	6.28	1.13	7.41
6	13.70	13.90	4.4150	14.236	-198.38	1.141	---	7.06	6.49	1.14	7.63
7	13.90	15.95	4.7025	22.297	-191.94	1.788	---	8.83	7.81	1.79	9.60
	15.95	18.00	4.9700	30.358	-135.68	2.434	---	10.58	9.13	2.43	11.56
8	18.00	19.80	5.1814	48.107	-92.61	0	---	11.65	10.47	3.86	14.33
	19.80	20.08	5.2140	49.156	-62.62	0	---	11.82	10.66	3.94	14.60
	20.08	22.15	5.4412	57.069	-58.53	0	---	13.06	12.04	4.58	16.62
9	22.15	22.30	5.4597	57.195	-30.89	0	---	13.16	12.15	4.59	16.74
10	22.30	24.00	11.9947	64.466	-29.24	0	---	14.01	13.10	5.17	18.27
	24.00	25.70	12.2779	71.737	-12.09	0	---	14.87	14.04	5.75	19.79
11	25.70	25.90	12.3062	71.924	4.09	0.328	---	15.29	14.15	5.77	19.92
12	25.90	26.50	12.3989	72.512	5.95	0.477	---	15.03	14.72	5.81	20.54
13	26.50	27.00	12.4717	75.006	11.55	0.926	1.000	14.85	15.02	6.01	21.03
	27.00	28.85				0.916	0.989	15.86	16.09	5.27	22.04
	28.85	31.20				0.877	0.948	17.17	17.45	5.10	23.15
14	31.20	31.30				0.875	0.945	17.23	17.51	5.09	23.19
15	31.30	31.80				0.863	0.933	17.76	18.05	5.03	23.66
16	31.80	35.40				0.759	0.820	24.91	25.19	4.45	30.12
17	35.40	36.00				0.739	0.799	26.15	26.43	4.34	31.23
18	36.00	37.15				0.701	0.757	27.88	28.15	4.12	32.70
	37.15	38.30				0.663	0.716	29.62	29.87	3.89	34.17
19	38.30	39.60				0.621	0.671	32.32	32.56	3.64	36.59
20	39.60	40.65				0.588	0.635	33.94	34.16	3.45	37.97
	40.65	41.70				0.556	0.600	35.55	35.76	3.26	39.37
21	41.70	41.80				0.553	0.597	35.71	35.91	3.24	39.50
22	41.80	42.40				0.535	0.578	36.70	36.90	3.13	40.37
	42.40	43.00				0.518	0.559	37.70	37.88	3.03	41.25
23	43.00	45.00				0.464	0.502	41.96	42.12	2.71	45.14

Tabla D.11: Cálculo de los esfuerzos medios de excavación y recarga, pilote 55.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR EXCAVACIÓN

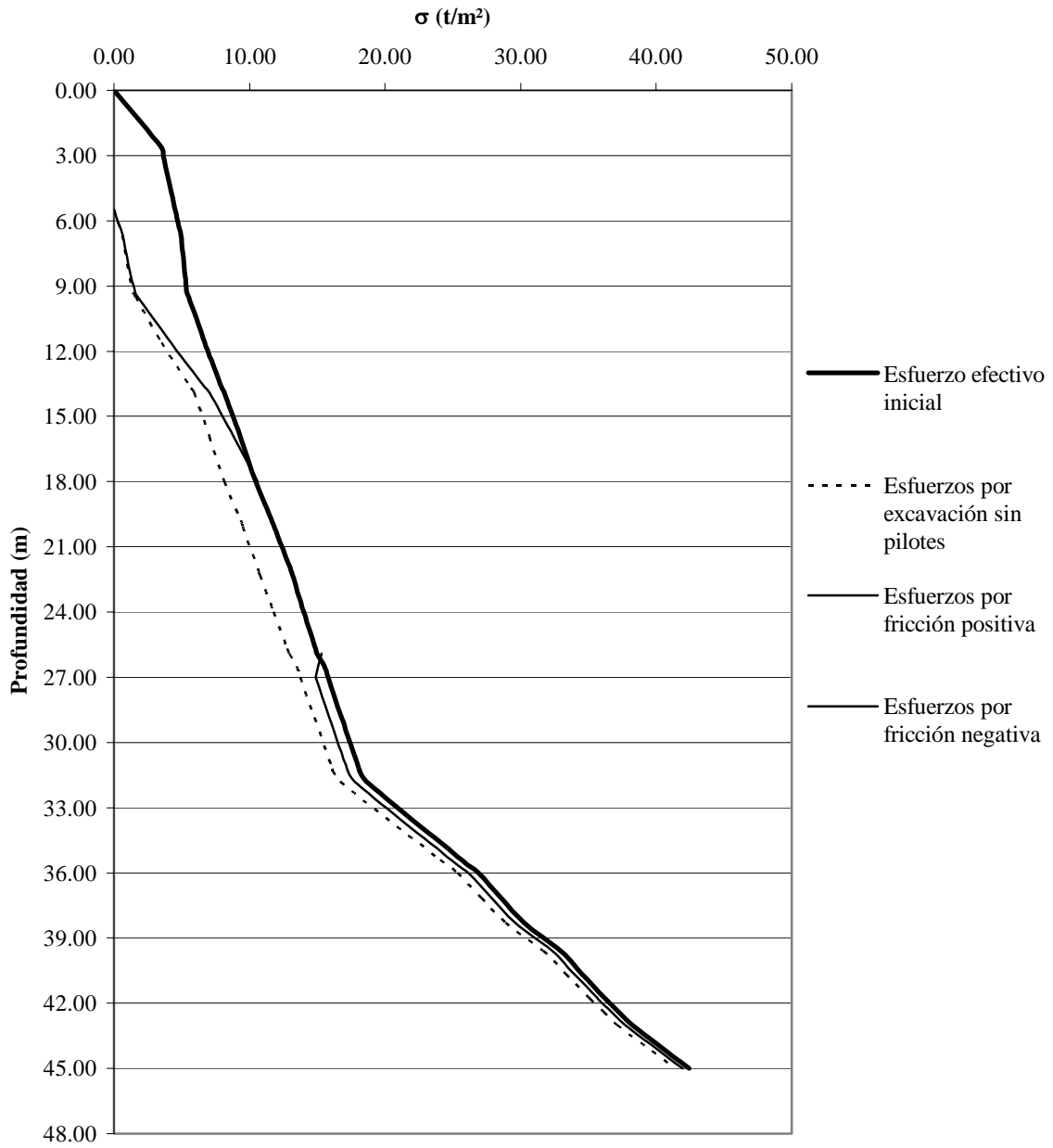


Figura D.8: Cambio de esfuerzos por excavación, pilote 55.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR RECARGA

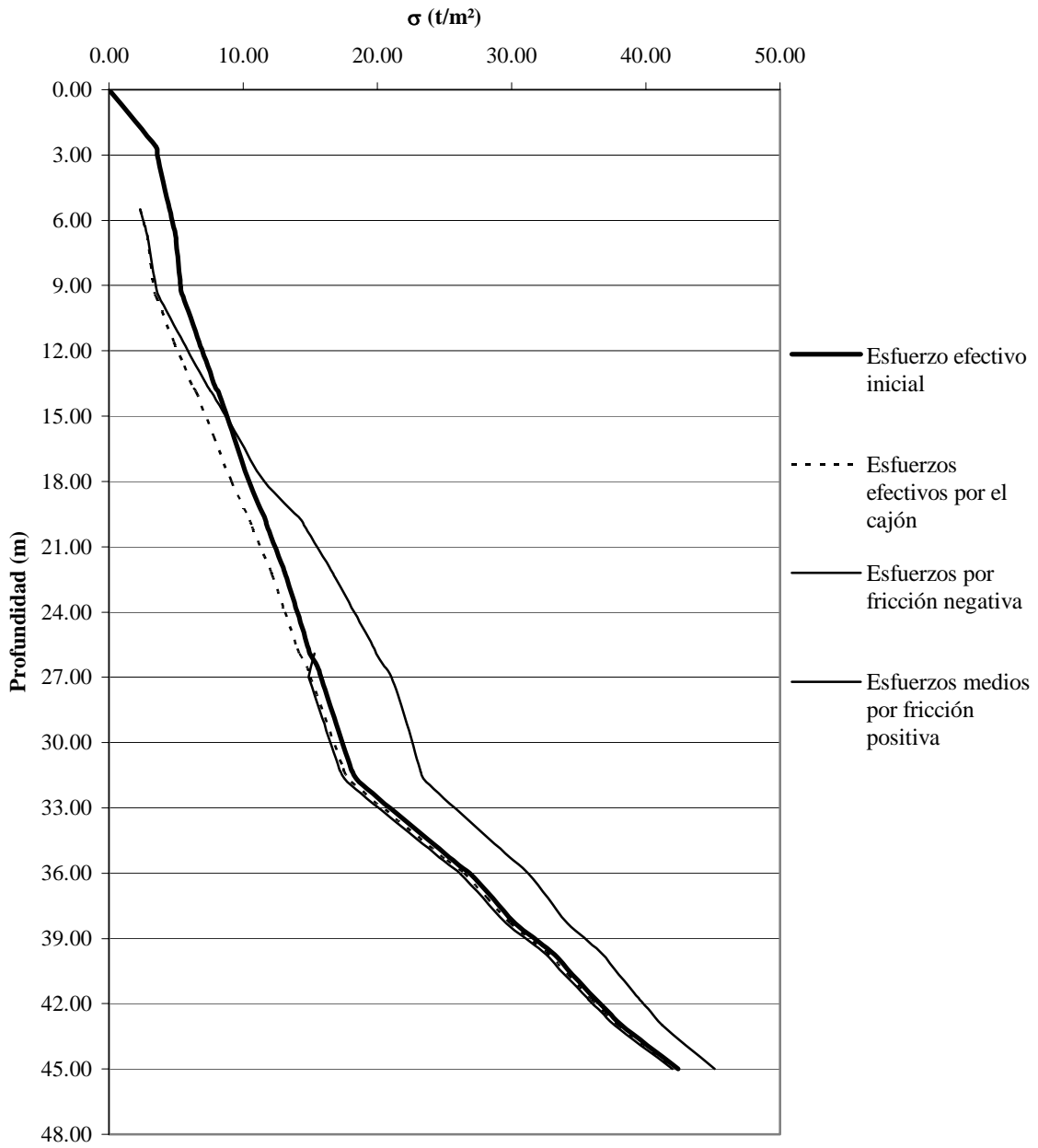


Figura D.9: Cambio de esfuerzos por recarga, pilote 55.

Estrato	Profundidad		τ (kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	\bar{A}_i	\bar{B}_i	\bar{C}_i	$\sigma_{i(PF)}$ (t/m ²)	PF (t)	S_z (t/m ²)	0.3τ (t/m ²)	ΔPF (t)	PF _(corr) (t)	$\sigma_{i(pil)}$ (t/m ²)
	De (m)	A (m)												
1		0.00												
	0.00	2.63												
	2.63	3.00												
2	0.00	5.50	1.624	5.4491	1.493	0.493	0.274	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
	5.50	6.10	1.624	5.8192	1.035	0.035	0.178	0.324	0.064	0.107	4.872	5.788	0.064	0.32
	6.10	6.70	1.624	3.4523	1.060	0.060	0.307	0.703	0.265	0.232	4.872	5.788	0.265	0.70
3	6.70	8.00	0.390	3.7249	1.129	0.129	0.303	1.263	1.101	0.418	1.170	3.012	1.101	1.26
	8.00	9.30	0.390	3.9594	1.120	0.120	0.283	2.023	2.499	0.669	1.170	3.012	2.499	2.02
4	9.30	9.50	0.019	3.9933	1.017	0.017	0.255	2.256	2.779	0.746	0.056	0.022	2.521	2.19
5	9.50	11.60	0.464	4.3246	1.189	0.189	0.275	5.365	8.016	1.773	1.392	5.788	8.309	5.43
	11.60	12.70	0.464	4.4814	1.087	0.087	0.243	7.435	12.622	2.457	1.392	3.032	11.341	7.15
	12.70	13.70	0.464	4.6226	1.076	0.076	0.233	9.572	18.187	3.163	1.392	2.756	14.097	8.69
6	13.70	13.90	0.076	4.6475	1.014	0.014	0.218	10.106	19.474	3.340	0.228	0.090	14.188	8.97
7	13.90	15.95	0.662	4.9099	1.158	0.158	0.236	14.351	35.878	4.743	1.986	8.061	22.249	11.57
	15.95	18.00	0.662	5.1576	1.149	0.149	0.223	19.508	58.589	6.447	1.986	8.061	30.310	14.02
8	18.00	19.80	1.660	5.3632	1.123	0.123	0.209	25.172	84.902	8.319	4.980	17.749	48.059	18.30
	19.80	20.08	0.642	5.3936	1.017	0.017	0.189	26.098	89.515	8.625	1.926	1.049	49.107	18.61
	20.08	22.15	0.642	5.6146	1.138	0.138	0.203	33.865	130.225	11.192	1.926	7.913	57.020	20.83
9	22.15	22.30	0.142	5.6319	1.009	0.009	0.179	34.482	133.580	11.396	0.427	0.127	57.147	20.91
10	22.30	24.00	0.720	13.6483	1.042	0.042	0.076	23.958	166.085	7.918	2.160	7.271	64.418	16.51
	24.00	25.70	0.720	14.1513	1.041	0.041	0.074	26.497	194.149	8.757	2.160	7.271	71.688	17.84
11	25.70	25.90	0.158	14.2116	1.005	0.005	0.071	26.794	197.637	8.855	0.474	0.188	71.876	17.94
12	25.90	26.50	0.165	14.3781	1.014	0.014	0.071	27.956	208.385	9.239	0.494	0.587	72.463	18.50
13	26.50	27.00	0.840	14.5050	1.011	0.011	0.070	28.758	217.663	9.504	2.520	2.495	74.958	18.92
	27.00	28.85	0.840											
	28.85	31.20	0.840											

Tabla D.12: Cálculo de la fricción positiva en el pilote 86.

Estrato	Profundidad		τ (kg/cm ²)	Área tributaria (m ²)	\bar{A}_i	\bar{B}_i	\bar{C}_i	$\sigma_{i(NF)}$ (t/m ²)	NF (t)
	De (m)	A (m)							
1		0.00							
	0.00	2.63							
	2.63	3.00							
2	0.00	5.50	1.624	5.4491	1.460	0.460	0.268	257.16	-1376.683
	5.50	6.10	1.624	5.8192	1.033	0.033	0.178	127.70	-715.591
	6.10	6.70	1.624	3.4523	1.057	0.057	0.306	194.72	-655.171
3	6.70	8.00	0.390	3.7249	1.122	0.122	0.301	163.06	-588.127
	8.00	9.30	0.390	3.9594	1.114	0.114	0.281	124.44	-471.398
4	9.30	9.50	0.019	3.9933	1.016	0.016	0.254	100.67	-379.998
5	9.50	11.60	0.464	4.3246	1.179	0.179	0.273	91.78	-367.977
	11.60	12.70	0.464	4.4814	1.083	0.083	0.242	66.33	-264.280
	12.70	13.70	0.464	4.6226	1.072	0.072	0.232	56.03	-222.244
6	13.70	13.90	0.076	4.6475	1.014	0.014	0.218	48.91	-189.468
7	13.90	15.95	0.662	4.9099	1.150	0.150	0.234	46.67	-183.497
	15.95	18.00	0.662	5.1576	1.142	0.142	0.221	35.79	-130.704
8	18.00	19.80	1.660	5.3632	1.117	0.117	0.208	28.36	-89.630
	19.80	20.08	0.642	5.3936	1.016	0.016	0.188	23.07	-60.712
	20.08	22.15	0.642	5.6146	1.130	0.130	0.201	23.17	-56.740
9	22.15	22.30	0.142	5.6319	1.008	0.008	0.179	18.45	-29.768
10	22.30	24.00	0.720	13.6483	1.040	0.040	0.076	16.08	-28.151
	24.00	25.70	0.720	14.1513	1.039	0.039	0.073	15.66	-11.298
11	25.70	25.90	0.158	14.2116	1.004	0.004	0.071	14.62	4.783
12	25.90	26.50	0.165	14.3781	1.013	0.013	0.070	15.05	6.636
13	26.50	27.00	0.840	14.5050	1.011	0.011	0.070	14.93	12.254
	27.00	28.85	0.840						
	28.85	31.20	0.840						

Tabla D.13: Cálculo de la fricción negativa en el pilote 86.

Estrato	Profundidad		Area tribut. (m ²)	PF _(corr) (t)	NF (t)	Δσ _{i(exc-ave)} (t/m ²)	I _{z(bajo pilote)}	σ _{i(exc-ave)} (t/m ²)	σ̄ _{i-recar} (t/m ²)	Δσ _{i(ave)} (t/m ²)	σ _{i(ave)} (t/m ²)
	De (m)	A (m)									
1		0.00									
	0.00	2.63									
	2.63	3.00									
2	0.00	5.50	5.4491	0.000	-1376.68	0.000	---	0.00	2.35	0.00	2.35
	5.50	6.10	5.8192	0.064	-715.59	0.004	---	0.32	2.60	0.00	2.60
	6.10	6.70	3.4523	0.265	-655.17	0.018	---	0.64	2.84	0.02	2.86
3	6.70	8.00	3.7249	1.101	-588.13	0.076	---	1.04	3.10	0.08	3.18
	8.00	9.30	3.9594	2.499	-471.40	0.172	---	1.56	3.38	0.17	3.56
4	9.30	9.50	3.9933	2.521	-379.10	0.174	---	1.73	3.53	0.17	3.70
5	9.50	11.60	4.3246	8.309	-367.98	0.573	---	4.08	4.85	0.57	5.42
	11.60	12.70	4.4814	11.341	-264.28	0.782	---	5.40	5.60	0.78	6.38
	12.70	13.70	4.6226	14.097	-222.24	0.972	---	6.61	6.28	0.97	7.25
6	13.70	13.90	4.6475	14.188	-189.47	0.978	---	6.89	6.49	0.98	7.47
7	13.90	15.95	4.9099	22.249	-183.50	1.534	---	8.58	7.82	1.53	9.35
	15.95	18.00	5.1576	30.310	-130.70	2.090	---	10.24	9.13	2.09	11.22
8	18.00	19.80	5.3632	48.059	-89.63	0	---	11.65	10.48	3.31	13.79
	19.80	20.08	5.3936	49.107	-60.71	0	---	11.82	10.66	3.39	14.05
	20.08	22.15	5.6146	57.020	-56.74	0	---	13.06	12.05	3.93	15.98
9	22.15	22.30	5.6319	57.147	-29.77	0	---	13.16	12.16	3.94	16.10
10	22.30	24.00	13.6483	64.418	-28.15	0	---	14.01	13.11	4.44	17.55
	24.00	25.70	14.1513	71.688	-11.30	0	---	14.87	14.04	4.94	18.99
11	25.70	25.90	14.2116	71.876	4.78	0.330	---	15.29	14.15	4.96	19.11
12	25.90	26.50	14.3781	72.463	6.64	0.458	---	15.05	14.73	5.00	19.72
13	26.50	27.00	14.5050	74.958	12.25	0.845	1.000	14.93	15.02	5.17	20.19
	27.00	28.85				0.836	0.989	15.94	16.10	4.43	21.21
	28.85	31.20				0.801	0.948	17.25	17.45	4.30	22.35
14	31.20	31.30				0.799	0.945	17.30	17.51	4.29	22.39
15	31.30	31.80				0.788	0.933	17.84	18.05	4.24	22.87
16	31.80	35.40				0.693	0.820	24.98	25.19	3.76	29.43
17	35.40	36.00				0.675	0.799	26.22	26.43	3.66	30.56
18	36.00	37.15				0.640	0.757	27.95	28.15	3.48	32.06
	37.15	38.30				0.605	0.716	29.67	29.87	3.29	33.57
19	38.30	39.60				0.567	0.671	32.38	32.56	3.08	36.02
20	39.60	40.65				0.536	0.635	33.99	34.16	2.91	37.44
	40.65	41.70				0.507	0.600	35.60	35.76	2.75	38.86
21	41.70	41.80				0.504	0.597	35.76	35.91	2.73	39.00
22	41.80	42.40				0.488	0.578	36.75	36.90	2.65	39.88
	42.40	43.00				0.473	0.559	37.74	37.88	2.56	40.77
23	43.00	45.00				0.424	0.502	42.00	42.12	2.29	44.71

Tabla D.14: Cálculo de los esfuerzos medios de excavación y recarga, pilote 86.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR EXCAVACIÓN

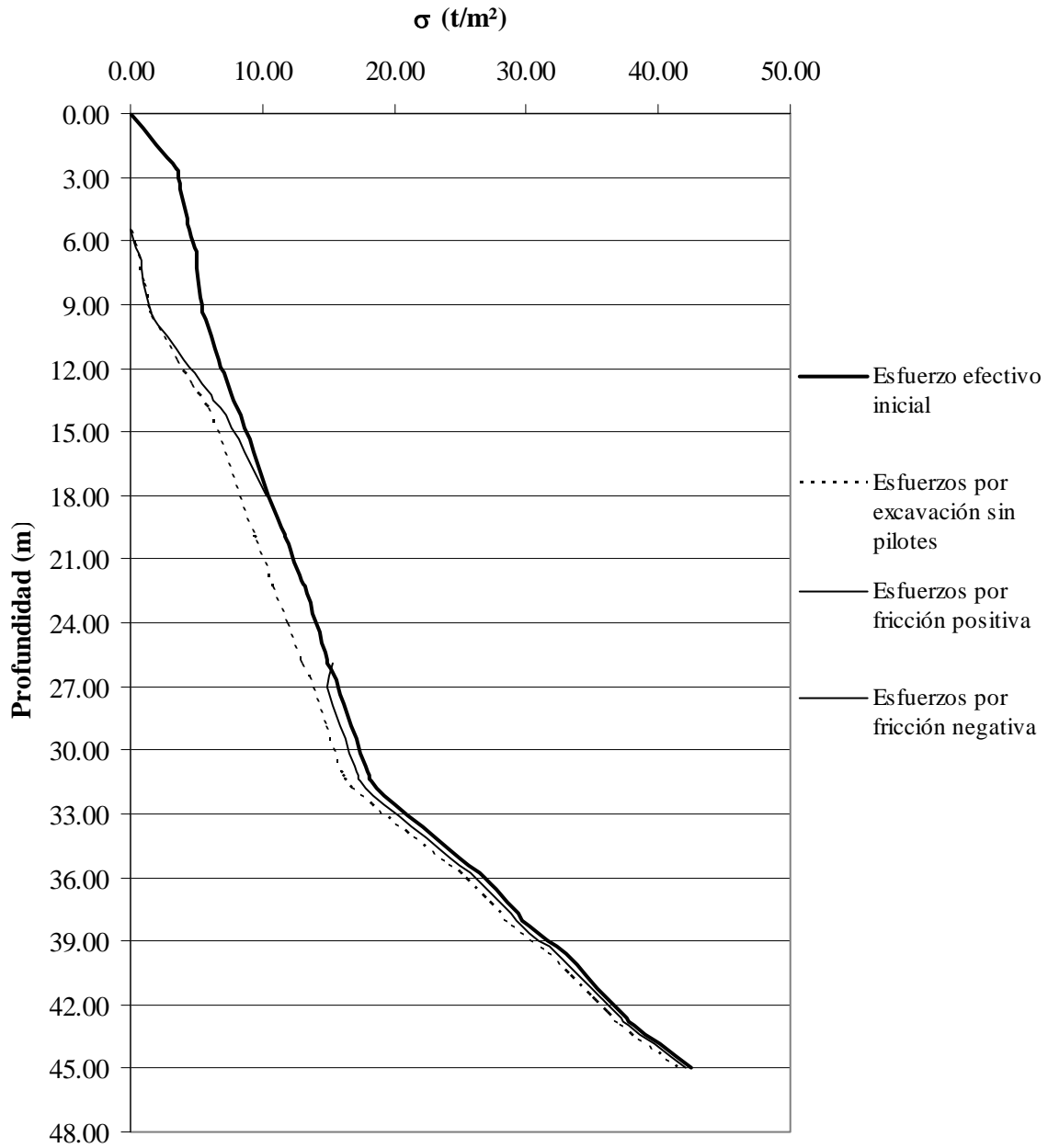


Figura D.10: Cambio de esfuerzos por excavación, pilote 86.

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POR RECARGA

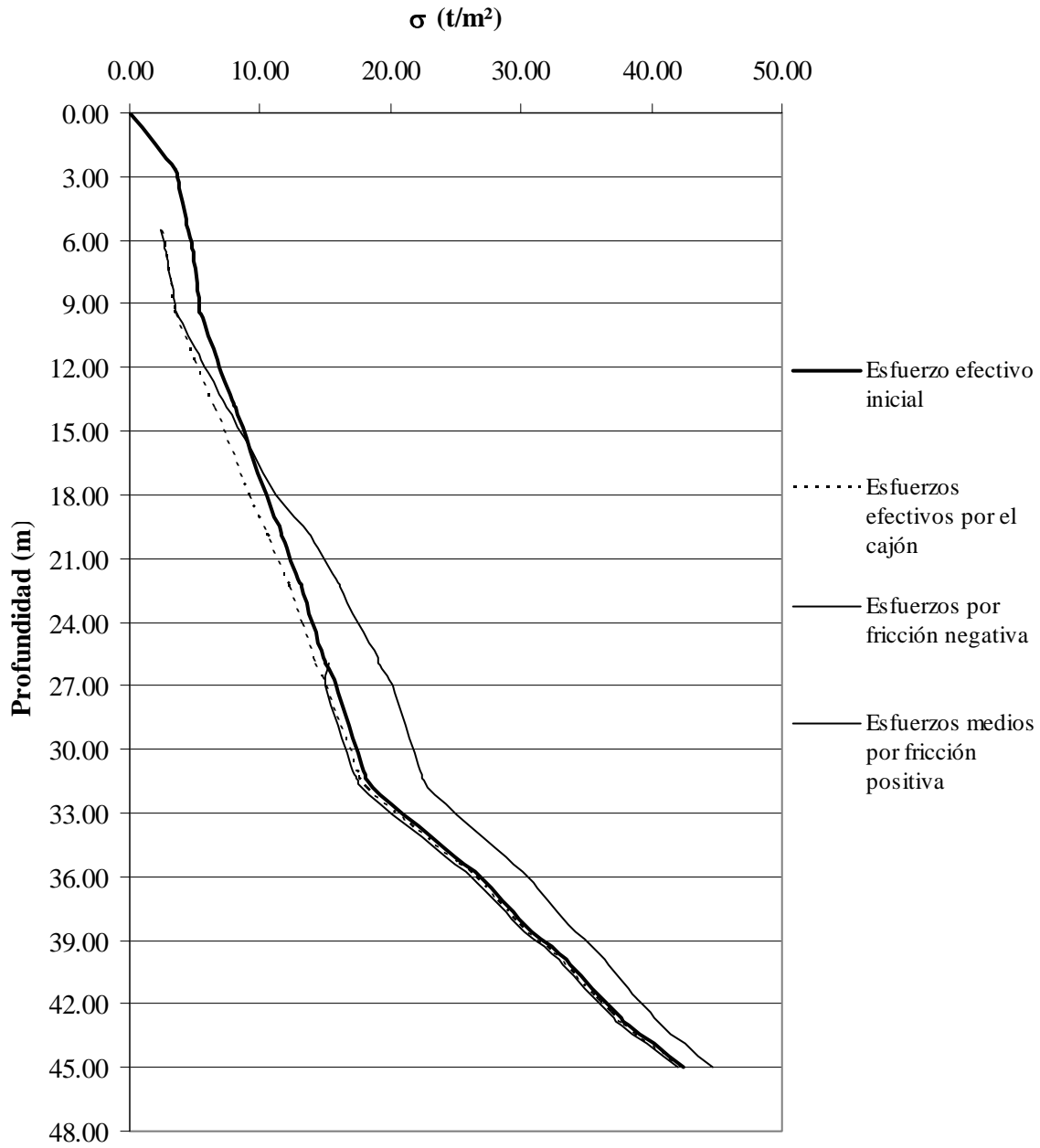


Figura D.11: Cambio de esfuerzos por recarga, pilote 86.

APÉNDICE E

CÁLCULOS: DEFORMACIONES VERTICALES

E.1 Expansiones por excavación:

A continuación, en las tablas E.1 a E.4, se presenta la determinación detallada de la expansión producida por la excavación, explicada en el capítulo 5; para los pilotes 9, 23, 55 y 86.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	$\sigma_{i(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	ρ_e	M_e (cm ² /kg)	$\Delta\delta_e$ (cm)
	De (m)	A (m)								
1	0.00	5.50	5.50	2.75	3.53	---	---	---	---	---
2	5.50	6.70	1.20	6.10	4.73	0.32	4.41	0.97	0.007857	0.402
3	6.70	9.30	2.60	8.00	5.17	1.05	4.11	0.89	0.02611	2.491
4	9.30	9.50	0.20	9.40	5.45	---	---	---	---	---
5	9.50	13.70	4.20	11.60	6.69	4.15	2.54	0.62	0.03873	2.548
6	13.70	13.90	0.20	13.80	8.05	---	---	---	---	---
7	13.90	18.00	4.10	15.95	9.30	8.74	0.55	0.24	0.02867	0.158
8	18.00	22.15	4.15	20.08	11.82	11.82	0.00	0.00	0.02867	0.000
9	22.15	22.30	0.15	22.23	13.11	---	---	---	---	---
10	22.30	25.70	3.40	24.00	14.01	14.01	0.00	0.00	0.009167	0.000
11	25.70	25.90	0.20	25.80	14.91	---	---	---	---	---
12	25.90	26.50	0.60	26.20	15.23	---	---	---	---	---
13	26.50	31.20	4.70	28.85	16.78	15.92	0.86	0.23	0.009167	0.084
14	31.20	31.30	0.10	31.25	18.08	---	---	---	---	---
15	31.30	31.80	0.50	31.55	18.37	---	---	---	---	---
16	31.80	35.40	3.60	33.60	22.15	---	---	---	---	---
17	35.40	36.00	0.60	35.70	26.28	---	---	---	---	---
18	36.00	38.30	2.30	37.15	28.59	27.93	0.66	0.15	---	---
19	38.30	39.60	1.30	38.95	31.61	---	---	---	---	---
20	39.60	41.70	2.10	40.65	34.53	33.98	0.55	0.13	---	---
21	41.70	41.80	0.10	41.75	36.19	---	---	---	---	---
22	41.80	43.00	1.20	42.40	37.24	36.74	0.50	0.12	---	---
23	43.00	45.00	2.00	44.00	40.32	---	---	---	---	---
										5.68

Tabla E.1: Expansión por excavación, pilote 9.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	$\sigma_{i(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	ρ_e	M_e (cm ² /kg)	$\Delta\delta_e$ (cm)
	De (m)	A (m)								
1	0.00	5.50	5.50	2.75	3.53	---	---	---	---	---
2	5.50	6.70	1.20	6.10	4.73	0.32	4.41	0.97	0.007857	0.402
3	6.70	9.30	2.60	8.00	5.17	1.08	4.08	0.89	0.02611	2.464
4	9.30	9.50	0.20	9.40	5.45	---	---	---	---	---
5	9.50	13.70	4.20	11.60	6.69	4.34	2.35	0.59	0.03873	2.267
6	13.70	13.90	0.20	13.80	8.05	---	---	---	---	---
7	13.90	18.00	4.10	15.95	9.30	9.20	0.10	0.10	0.02867	0.012
8	18.00	22.15	4.15	20.08	11.82	11.82	0.00	0.00	0.02867	0.000
9	22.15	22.30	0.15	22.23	13.11	---	---	---	---	---
10	22.30	25.70	3.40	24.00	14.01	14.01	0.00	0.00	0.009167	0.000
11	25.70	25.90	0.20	25.80	14.91	---	---	---	---	---
12	25.90	26.50	0.60	26.20	15.23	---	---	---	---	---
13	26.50	31.20	4.70	28.85	16.78	15.93	0.85	0.23	0.009167	0.082
14	31.20	31.30	0.10	31.25	18.08	---	---	---	---	---
15	31.30	31.80	0.50	31.55	18.37	---	---	---	---	---
16	31.80	35.40	3.60	33.60	22.15	---	---	---	---	---
17	35.40	36.00	0.60	35.70	26.28	---	---	---	---	---
18	36.00	38.30	2.30	37.15	28.59	27.94	0.65	0.15	---	---
19	38.30	39.60	1.30	38.95	31.61	---	---	---	---	---
20	39.60	41.70	2.10	40.65	34.53	33.98	0.55	0.13	---	---
21	41.70	41.80	0.10	41.75	36.19	---	---	---	---	---
22	41.80	43.00	1.20	42.40	37.24	36.74	0.50	0.12	---	---
23	43.00	45.00	2.00	44.00	40.32	---	---	---	---	---
										5.23

Tabla E.2: Expansión por excavación, pilote 23.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	$\sigma_{i(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	ρ_e	M_e (cm ² /kg)	$\Delta\delta_e$ (cm)
	De (m)	A (m)								
1	0.00	5.50	5.50	2.75	3.53	---	---	---	---	---
2	5.50	6.70	1.20	6.10	4.73	0.32	4.41	0.97	0.007857	0.402
3	6.70	9.30	2.60	8.00	5.17	1.06	4.11	0.89	0.02611	2.487
4	9.30	9.50	0.20	9.40	5.45	---	---	---	---	---
5	9.50	13.70	4.20	11.60	6.69	4.18	2.51	0.61	0.03873	2.501
6	13.70	13.90	0.20	13.80	8.05	---	---	---	---	---
7	13.90	18.00	4.10	15.95	9.30	8.83	0.47	0.22	0.02867	0.122
8	18.00	22.15	4.15	20.08	11.82	11.82	0.00	0.00	0.02867	0.000
9	22.15	22.30	0.15	22.23	13.11	---	---	---	---	---
10	22.30	25.70	3.40	24.00	14.01	14.01	0.00	0.00	0.009167	0.000
11	25.70	25.90	0.20	25.80	14.91	---	---	---	---	---
12	25.90	26.50	0.60	26.20	15.23	---	---	---	---	---
13	26.50	31.20	4.70	28.85	16.78	15.86	0.92	0.23	0.009167	0.092
14	31.20	31.30	0.10	31.25	18.08	---	---	---	---	---
15	31.30	31.80	0.50	31.55	18.37	---	---	---	---	---
16	31.80	35.40	3.60	33.60	22.15	---	---	---	---	---
17	35.40	36.00	0.60	35.70	26.28	---	---	---	---	---
18	36.00	38.30	2.30	37.15	28.59	27.88	0.70	0.16	---	---
19	38.30	39.60	1.30	38.95	31.61	---	---	---	---	---
20	39.60	41.70	2.10	40.65	34.53	33.94	0.59	0.13	---	---
21	41.70	41.80	0.10	41.75	36.19	---	---	---	---	---
22	41.80	43.00	1.20	42.40	37.24	36.70	0.54	0.12	---	---
23	43.00	45.00	2.00	44.00	40.32	---	---	---	---	---
										5.60

Tabla E.3: Expansión por excavación, pilote 55.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	$\sigma_{i(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	ρ_e	M_e (cm ² /kg)	$\Delta\delta_e$ (cm)
	De (m)	A (m)								
1	0.00	5.50	5.50	2.75	3.53	---	---	---	---	---
2	5.50	6.70	1.20	6.10	4.73	0.32	4.41	0.97	0.007857	0.402
3	6.70	9.30	2.60	8.00	5.17	1.04	4.12	0.89	0.02611	2.499
4	9.30	9.50	0.20	9.40	5.45	---	---	---	---	---
5	9.50	13.70	4.20	11.60	6.69	4.08	2.61	0.62	0.03873	2.648
6	13.70	13.90	0.20	13.80	8.05	---	---	---	---	---
7	13.90	18.00	4.10	15.95	9.30	8.58	0.72	0.28	0.02867	0.235
8	18.00	22.15	4.15	20.08	11.82	11.82	0.00	0.00	0.02867	0.000
9	22.15	22.30	0.15	22.23	13.11	---	---	---	---	---
10	22.30	25.70	3.40	24.00	14.01	14.01	0.00	0.00	0.009167	0.000
11	25.70	25.90	0.20	25.80	14.91	---	---	---	---	---
12	25.90	26.50	0.60	26.20	15.23	---	---	---	---	---
13	26.50	31.20	4.70	28.85	16.78	15.94	0.84	0.22	0.009167	0.080
14	31.20	31.30	0.10	31.25	18.08	---	---	---	---	---
15	31.30	31.80	0.50	31.55	18.37	---	---	---	---	---
16	31.80	35.40	3.60	33.60	22.15	---	---	---	---	---
17	35.40	36.00	0.60	35.70	26.28	---	---	---	---	---
18	36.00	38.30	2.30	37.15	28.59	27.95	0.64	0.15	---	---
19	38.30	39.60	1.30	38.95	31.61	---	---	---	---	---
20	39.60	41.70	2.10	40.65	34.53	33.99	0.54	0.12	---	---
21	41.70	41.80	0.10	41.75	36.19	---	---	---	---	---
22	41.80	43.00	1.20	42.40	37.24	36.75	0.49	0.11	---	---
23	43.00	45.00	2.00	44.00	40.32	---	---	---	---	---
										5.86

Tabla E.4: Expansión por excavación, pilote 86.

E.2 Asentamientos:

A continuación se presentan los parámetros de compresibilidad utilizados para el cálculo de los asentamientos en cada uno de los cuatro pilotes seleccionados (9, 23, 55 y 86), de acuerdo a lo expuesto en el capítulo 5.

Estrato	Profundidad		Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	K_{vpo}	PILOTE 9			PILOTE 23		
	De (m)	A (m)				$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	ρ_e	ρ_c	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	ρ_e	ρ_c
1	0.00	5.50	2.75	3.53	---	---	---	---	---	---	---
2	5.50	6.70	6.10	4.73	0.35	4.41	0.97	0.95	4.41	0.97	0.95
3	6.70	9.30	8.00	5.17	0.35	4.11	0.89	0.85	4.08	0.89	0.84
4	9.30	9.50	9.40	5.45	---	---	---	---	---	---	---
5	9.50	13.70	11.60	6.69	0.35	2.54	0.62	0.52	2.35	0.59	0.49
6	13.70	13.90	13.80	8.05	---	---	---	---	---	---	---
7	13.90	18.00	15.95	9.30	0.35	0.55	0.24	0.18	0.10	0.10	0.08
8	18.00	22.15	20.08	11.82	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	22.15	22.30	22.23	13.11	---	---	---	---	---	---	---
10	22.30	25.70	24.00	14.01	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	25.70	25.90	25.80	14.91	---	---	---	---	---	---	---
12	25.90	26.50	26.20	15.23	---	---	---	---	---	---	---
13	26.50	31.20	28.85	16.78	0.35	0.86	0.23	0.17	0.85	0.23	0.17
14	31.20	31.30	31.25	18.08	---	---	---	---	---	---	---
15	31.30	31.80	31.55	18.37	---	---	---	---	---	---	---
16	31.80	35.40	33.60	22.15	---	---	---	---	---	---	---
17	35.40	36.00	35.70	26.28	---	---	---	---	---	---	---
18	36.00	38.30	37.15	28.59	0.35	0.66	0.15	0.11	0.65	0.15	0.11
19	38.30	39.60	38.95	31.61	---	---	---	---	---	---	---
20	39.60	41.70	40.65	34.53	0.35	0.55	0.13	0.09	0.55	0.13	0.09
21	41.70	41.80	41.75	36.19	---	---	---	---	---	---	---
22	41.80	43.00	42.40	37.24	0.35	0.50	0.12	0.09	0.50	0.12	0.09
23	43.00	45.00	44.00	40.32	---	---	---	---	---	---	---

Tabla E.5: Cálculo del factor de recompresión ρ_c , pilotes 9 y 23.

Estrato	Profundidad		Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	K_{ypo}	PILOTE 55			PILOTE 86		
	De (m)	A (m)				$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	ρ_e	ρ_c	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	ρ_e	ρ_c
1	0.00	5.50	2.75	3.53	---	---	---	---	---	---	---
2	5.50	6.70	6.10	4.73	0.35	4.41	0.97	0.95	4.41	0.97	0.95
3	6.70	9.30	8.00	5.17	0.35	4.11	0.89	0.84	4.12	0.89	0.85
4	9.30	9.50	9.40	5.45	---	---	---	---	---	---	---
5	9.50	13.70	11.60	6.69	0.35	2.51	0.61	0.51	2.61	0.62	0.53
6	13.70	13.90	13.80	8.05	---	---	---	---	---	---	---
7	13.90	18.00	15.95	9.30	0.35	0.47	0.22	0.17	0.72	0.28	0.21
8	18.00	22.15	20.08	11.82	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	22.15	22.30	22.23	13.11	---	---	---	---	---	---	---
10	22.30	25.70	24.00	14.01	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	25.70	25.90	25.80	14.91	---	---	---	---	---	---	---
12	25.90	26.50	26.20	15.23	---	---	---	---	---	---	---
13	26.50	31.20	28.85	16.78	0.35	0.92	0.23	0.18	0.84	0.22	0.17
14	31.20	31.30	31.25	18.08	---	---	---	---	---	---	---
15	31.30	31.80	31.55	18.37	---	---	---	---	---	---	---
16	31.80	35.40	33.60	22.15	---	---	---	---	---	---	---
17	35.40	36.00	35.70	26.28	---	---	---	---	---	---	---
18	36.00	38.30	37.15	28.59	0.35	0.70	0.16	0.12	0.64	0.15	0.11
19	38.30	39.60	38.95	31.61	---	---	---	---	---	---	---
20	39.60	41.70	40.65	34.53	0.35	0.59	0.13	0.10	0.54	0.12	0.09
21	41.70	41.80	41.75	36.19	---	---	---	---	---	---	---
22	41.80	43.00	42.40	37.24	0.35	0.54	0.12	0.09	0.49	0.11	0.09
23	43.00	45.00	44.00	40.32	---	---	---	---	---	---	---

Tabla E.6: Cálculo del factor de recompresión ρ_c , pilotes 55 y 86.

Estrato	Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	RECOMPRESIÓN								COMPRESIÓN NETA							
			$\sigma_{i(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\sigma_{i(med-recom)}$ (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ	$\sigma_{i(ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{z(ave)}$ (t/m ²)	$\sigma_{i(med-com)}$ (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ
1	2.75	3.53	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	6.10	4.73	0.32	4.41	2.52	---	---	---	---	---	2.59	---	---	---	---	---	---	---
3	8.00	5.17	1.05	4.11	3.11	---	---	---	---	---	3.18	---	---	---	---	---	---	---
4	9.40	5.45	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5	11.60	6.69	4.15	2.54	5.42	---	---	---	---	---	5.48	---	---	---	---	---	---	---
6	13.80	8.05	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7	15.95	9.30	8.74	0.55	9.02	0.0510	0.0434	0.8500	0.0025	1.1000	9.51	0.22	9.40	0.0510	0.0434	0.8500	0.0025	1.1000
8	20.08	11.82	11.82	0.00	11.82	0.0300	0.0165	0.5500	0.0030	2.0000	14.41	2.59	13.11	0.0280	0.0168	0.6000	0.0030	2.2000
9	22.23	13.11	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10	24.00	14.01	14.01	0.00	14.01	0.0176	0.0070	0.4000	0.0039	0.6500	18.02	4.00	16.02	0.0190	0.0076	0.4000	0.0035	0.5600
11	25.80	14.91	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12	26.20	15.23	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13	28.85	16.78	15.92	0.86	16.35	0.0190	0.0076	0.4000	0.0035	0.5600	21.75	4.97	19.27	0.0210	0.0084	0.4000	0.0029	0.4500
14	31.25	18.08	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
15	31.55	18.37	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
16	33.60	22.15	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
17	35.70	26.28	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
18	37.15	28.59	27.93	0.66	28.26	0.0116	0.0059	0.5100	0.0022	1.2000	32.48	3.89	30.53	0.0116	0.0059	0.5100	0.0020	1.3000
19	38.95	31.61	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
20	40.65	34.53	33.98	0.55	34.25	0.0116	0.0059	0.5100	0.0019	1.3800	37.79	3.26	36.16	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.4500
21	41.75	36.19	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
22	42.40	37.24	36.74	0.50	36.99	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.5500	40.20	2.96	38.72	0.0114	0.0058	0.5100	0.0017	1.5500
23	44.00	40.32	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Tabla E.7: Incremento de esfuerzos y parámetros de compresibilidad, pilote 9.

Estrato	Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	RECOMPRESIÓN								COMPRESIÓN NETA							
			$\sigma_{i(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\sigma_{i(med-recom)}$ (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ	$\sigma_{i(ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{z(ave)}$ (t/m ²)	$\sigma_{i(med-com)}$ (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ
1	2.75	3.53	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	6.10	4.73	0.32	4.41	2.52	---	---	---	---	---	2.56	---	---	---	---	---	---	---
3	8.00	5.17	1.08	4.08	3.12	---	---	---	---	---	3.17	---	---	---	---	---	---	---
4	9.40	5.45	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5	11.60	6.69	4.34	2.35	5.52	---	---	---	---	---	5.64	---	---	---	---	---	---	---
6	13.80	8.05	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7	15.95	9.30	9.20	0.10	9.25	0.0510	0.0434	0.8500	0.0025	1.1000	9.94	0.64	9.62	0.0510	0.0434	0.8500	0.0025	1.1000
8	20.08	11.82	11.82	0.00	11.82	0.0300	0.0165	0.5500	0.0030	2.0000	15.35	3.53	13.58	0.0275	0.0165	0.6000	0.0028	2.4000
9	22.23	13.11	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10	24.00	14.01	14.01	0.00	14.01	0.0176	0.0070	0.4000	0.0039	0.6500	19.26	5.24	16.64	0.0192	0.0077	0.4000	0.0032	0.5100
11	25.80	14.91	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12	26.20	15.23	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13	28.85	16.78	15.93	0.85	16.35	0.0190	0.0076	0.4000	0.0035	0.5600	23.18	6.40	19.98	0.0220	0.0088	0.4000	0.0028	0.4300
14	31.25	18.08	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
15	31.55	18.37	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
16	33.60	22.15	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
17	35.70	26.28	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
18	37.15	28.59	27.94	0.65	28.26	0.0116	0.0059	0.5100	0.0022	1.2000	33.57	4.99	31.08	0.0116	0.0059	0.5100	0.0020	1.3000
19	38.95	31.61	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
20	40.65	34.53	33.98	0.55	34.25	0.0116	0.0059	0.5100	0.0019	1.3800	38.70	4.18	36.61	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.4500
21	41.75	36.19	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
22	42.40	37.24	36.74	0.50	36.99	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.5500	41.04	3.80	39.14	0.0114	0.0058	0.5100	0.0017	1.5500
23	44.00	40.32	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Tabla E.8: Incremento de esfuerzos y parámetros de compresibilidad, pilote 23.

Estrato	Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	RECOMPRESIÓN								COMPRESIÓN NETA							
			$\sigma_{i(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\sigma_{i(med-recom)}$ (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ	$\sigma_{i(ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{z(ave)}$ (t/m ²)	$\sigma_{i(med-com)}$ (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ
1	2.75	3.53	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	6.10	4.73	0.32	4.41	2.52	---	---	---	---	---	2.60	---	---	---	---	---	---	---
3	8.00	5.17	1.06	4.11	3.11	---	---	---	---	---	3.19	---	---	---	---	---	---	---
4	9.40	5.45	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5	11.60	6.69	4.18	2.51	5.44	---	---	---	---	---	5.51	---	---	---	---	---	---	---
6	13.80	8.05	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7	15.95	9.30	8.83	0.47	9.06	0.0510	0.0434	0.8500	0.0025	1.1000	9.60	0.30	9.45	0.0510	0.0434	0.8500	0.0025	1.1000
8	20.08	11.82	11.82	0.00	11.82	0.0300	0.0165	0.5500	0.0030	2.0000	14.60	2.78	13.21	0.0275	0.0165	0.6000	0.0028	2.4000
9	22.23	13.11	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10	24.00	14.01	14.01	0.00	14.01	0.0176	0.0070	0.4000	0.0039	0.6500	18.27	4.26	16.14	0.0192	0.0077	0.4000	0.0032	0.5100
11	25.80	14.91	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12	26.20	15.23	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13	28.85	16.78	15.86	0.92	16.32	0.0190	0.0076	0.4000	0.0035	0.5600	22.04	5.27	19.41	0.0220	0.0088	0.4000	0.0028	0.4300
14	31.25	18.08	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
15	31.55	18.37	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
16	33.60	22.15	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
17	35.70	26.28	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
18	37.15	28.59	27.88	0.70	28.24	0.0116	0.0059	0.5100	0.0022	1.2000	32.70	4.12	30.64	0.0116	0.0059	0.5100	0.0020	1.3000
19	38.95	31.61	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
20	40.65	34.53	33.94	0.59	34.23	0.0116	0.0059	0.5100	0.0019	1.3800	37.97	3.45	36.25	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.4500
21	41.75	36.19	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
22	42.40	37.24	36.70	0.54	36.97	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.5500	40.37	3.13	38.81	0.0114	0.0058	0.5100	0.0017	1.5500
23	44.00	40.32	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Tabla E.9: Incremento de esfuerzos y parámetros de compresibilidad, pilote 55.

Estrato	Prof. media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	RECOMPRESIÓN								COMPRESIÓN NETA							
			$\sigma_{i(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{(exc-ave)}$ (t/m ²)	$\sigma_{i(med-recom)}$ (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ	$\sigma_{i(ave)}$ (t/m ²)	$\Delta\sigma_{z(ave)}$ (t/m ²)	$\sigma_{i(med-com)}$ (t/m ²)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ
1	2.75	3.53	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	6.10	4.73	0.32	4.41	2.52	---	---	---	---	---	2.60	---	---	---	---	---	---	---
3	8.00	5.17	1.04	4.12	3.10	---	---	---	---	---	3.18	---	---	---	---	---	---	---
4	9.40	5.45	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5	11.60	6.69	4.08	2.61	5.39	---	---	---	---	---	5.42	---	---	---	---	---	---	---
6	13.80	8.05	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
7	15.95	9.30	8.58	0.72	8.94	0.0510	0.0434	0.8500	0.0025	1.1000	9.35	0.05	9.32	0.0510	0.0434	0.8500	0.0025	1.1000
8	20.08	11.82	11.82	0.00	11.82	0.0300	0.0165	0.5500	0.0030	2.0000	14.05	2.23	12.93	0.0280	0.0168	0.6000	0.0030	2.2000
9	22.23	13.11	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10	24.00	14.01	14.01	0.00	14.01	0.0176	0.0070	0.4000	0.0039	0.6500	17.55	3.53	15.78	0.0190	0.0076	0.4000	0.0035	0.5600
11	25.80	14.91	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
12	26.20	15.23	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
13	28.85	16.78	15.94	0.84	16.36	0.0190	0.0076	0.4000	0.0035	0.5600	21.21	4.43	18.99	0.0210	0.0084	0.4000	0.0029	0.4500
14	31.25	18.08	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
15	31.55	18.37	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
16	33.60	22.15	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
17	35.70	26.28	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
18	37.15	28.59	27.95	0.64	28.27	0.0116	0.0059	0.5100	0.0022	1.2000	32.06	3.48	30.32	0.0116	0.0059	0.5100	0.0020	1.3000
19	38.95	31.61	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
20	40.65	34.53	33.99	0.54	34.26	0.0116	0.0059	0.5100	0.0019	1.3800	37.44	2.91	35.98	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.4500
21	41.75	36.19	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
22	42.40	37.24	36.75	0.49	36.99	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.5500	39.88	2.65	38.56	0.0114	0.0058	0.5100	0.0017	1.5500
23	44.00	40.32	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Tabla E.10: Incremento de esfuerzos y parámetros de compresibilidad, pilote 86.

E.3 Hundimiento regional:

A continuación, en las tablas E.11 a E.16, se presenta el cálculo detallado del hundimiento regional en la zona estudiada, mientras que en la figura E.2 se presentan los perfiles del sitio utilizado para calcular la velocidad del fenómeno.

Estrato tipo	Estratos año 2003			Estratos año 1946			t	57 años
	De (m)	A (m)	Espesor (m)	De (m)	A (m)	Espesor (m)	$\Delta\delta$ (cm)	V (cm/año)
1	3.10	5.15	2.05	3.05	5.20	2.15	10.00	0.18
2	5.15	9.65	4.50	5.20	9.85	4.65	15.00	0.26
2	9.65	13.85	4.20	9.85	14.20	4.35	14.97	0.26
3	13.85	19.05	5.20	14.20	20.25	6.05	85.00	1.49
4	19.05	31.00	11.95	20.25	33.65	13.40	145.00	2.54
5	31.00	35.10	4.10	33.65	38.30	4.65	55.00	0.96
6	35.10	41.50	6.40	38.30	46.20	7.90	150.03	2.63
								8.33

Tabla E.11: Determinación de la velocidad del hundimiento regional.

Profundidad (m)	$V_{acumulada}$ (cm/año)
0.00	8.33
3.00	8.33
6.70	8.16
9.50	7.89
13.90	7.63
22.30	6.14
27.00	4.80
31.20	3.60
36.00	2.63
43.00	0.00

Tabla E.12: Velocidad acumulada del hundimiento regional.

Velocidad Acumulada del Hundimiento Regional

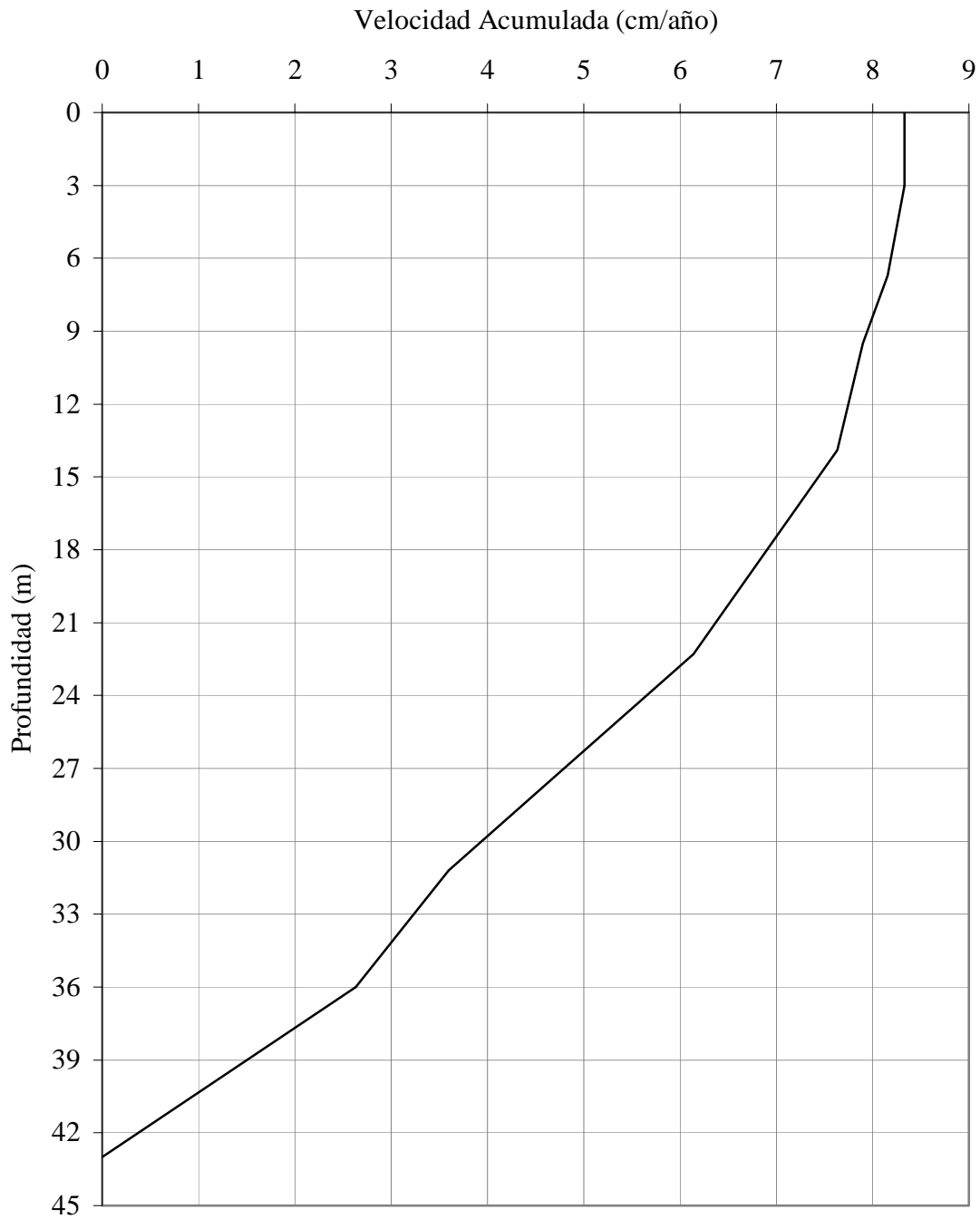


Figura E.1: Velocidad acumulada del hundimiento regional.

Estrato tipo	De (m)	A (m)	Hundim. (cm) <i>t</i> = 0.5 años	ΔHund. (cm)	Hundim. (cm) <i>t</i> = 1 año	ΔHund. (cm)	Hundim. (cm) <i>t</i> = 1.125 años	ΔHund. (cm)
R	0.00	3.00		4.17		8.33		9.38
1	3.00	6.70	0.09	4.08	0.18	8.16	0.20	9.18
2	6.70	9.50	0.13	3.95	0.26	7.89	0.30	8.88
2	9.50	13.90	0.13	3.82	0.26	7.63	0.30	8.59
3	13.90	22.30	0.75	3.07	1.49	6.14	1.68	6.91
4	22.30	31.20	1.27	1.80	2.54	3.60	2.86	4.05
5	31.20	36.00	0.48	1.32	0.96	2.63	1.09	2.96
6	36.00	43.00	1.32	0.00	2.63	0.00	2.96	0.00
			4.17		8.33		9.38	

Tabla E.13: Hundimiento regional para *t* = 0.5 años a *t* = 1.125 años.

Estrato tipo	De (m)	A (m)	Hundim. (cm) <i>t</i> = 2 años	ΔHund. (cm)	Hundim. (cm) <i>t</i> = 5 años	ΔHund. (cm)	Hundim. (cm) <i>t</i> = 10 años	ΔHund. (cm)
R	0.00	3.00		16.67		41.67		83.33
1	3.00	6.70	0.35	16.32	0.88	40.79	1.75	81.58
2	6.70	9.50	0.53	15.79	1.32	39.47	2.63	78.95
2	9.50	13.90	0.53	15.26	1.31	38.16	2.63	76.32
3	13.90	22.30	2.98	12.28	7.46	30.70	14.91	61.41
4	22.30	31.20	5.09	7.19	12.72	17.99	25.44	35.97
5	31.20	36.00	1.93	5.26	4.82	13.16	9.65	26.32
6	36.00	43.00	5.26	0.00	13.16	0.00	26.32	0.00
			16.67		41.67		83.33	

Tabla E.14: Hundimiento regional para *t* = 2 años a *t* = 10 años.

Estrato tipo	De (m)	A (m)	Hundim. (cm) $t = 15$ años	Δ Hund. (cm)	Hundim. (cm) $t = 20$ años	Δ Hund. (cm)	Hundim. (cm) $t = 30$ años	Δ Hund. (cm)
R	0.00	3.00		125.00		166.67		250.00
1	3.00	6.70	2.63	122.37	3.51	163.16	5.26	244.74
2	6.70	9.50	3.95	118.42	5.26	157.89	7.89	236.84
2	9.50	13.90	3.94	114.48	5.25	152.64	7.88	228.96
3	13.90	22.30	22.37	92.11	29.82	122.82	44.74	184.23
4	22.30	31.20	38.16	53.96	50.88	71.94	76.32	107.91
5	31.20	36.00	14.47	39.48	19.30	52.64	28.95	78.96
6	36.00	43.00	39.48	0.00	52.64	0.00	78.96	0.00
			125.00		166.67		250.00	

Tabla E.15: Hundimiento regional para $t = 15$ años a $t = 30$ años.

Estrato tipo	De (m)	A (m)	V (cm/año)	Para la Punta	
				Hundim. (cm) $t = 50$ años	Δ Hundim. (cm)
R	0.00	3.00			416.67
1	3.00	6.70	0.18	8.77	407.89
2	6.70	9.50	0.26	13.16	394.74
2	9.50	13.90	0.26	13.13	381.61
3	13.90	22.30	1.49	74.56	307.04
4	22.30	27.00	1.34	67.17	239.87
4	27.00	31.20	1.20	60.02	179.85
5	31.20	36.00	0.96	48.25	131.61
6	36.00	43.00	2.63	131.61	0.00
				416.67	

Tabla E.16: Hundimiento regional para $t = 50$ años.

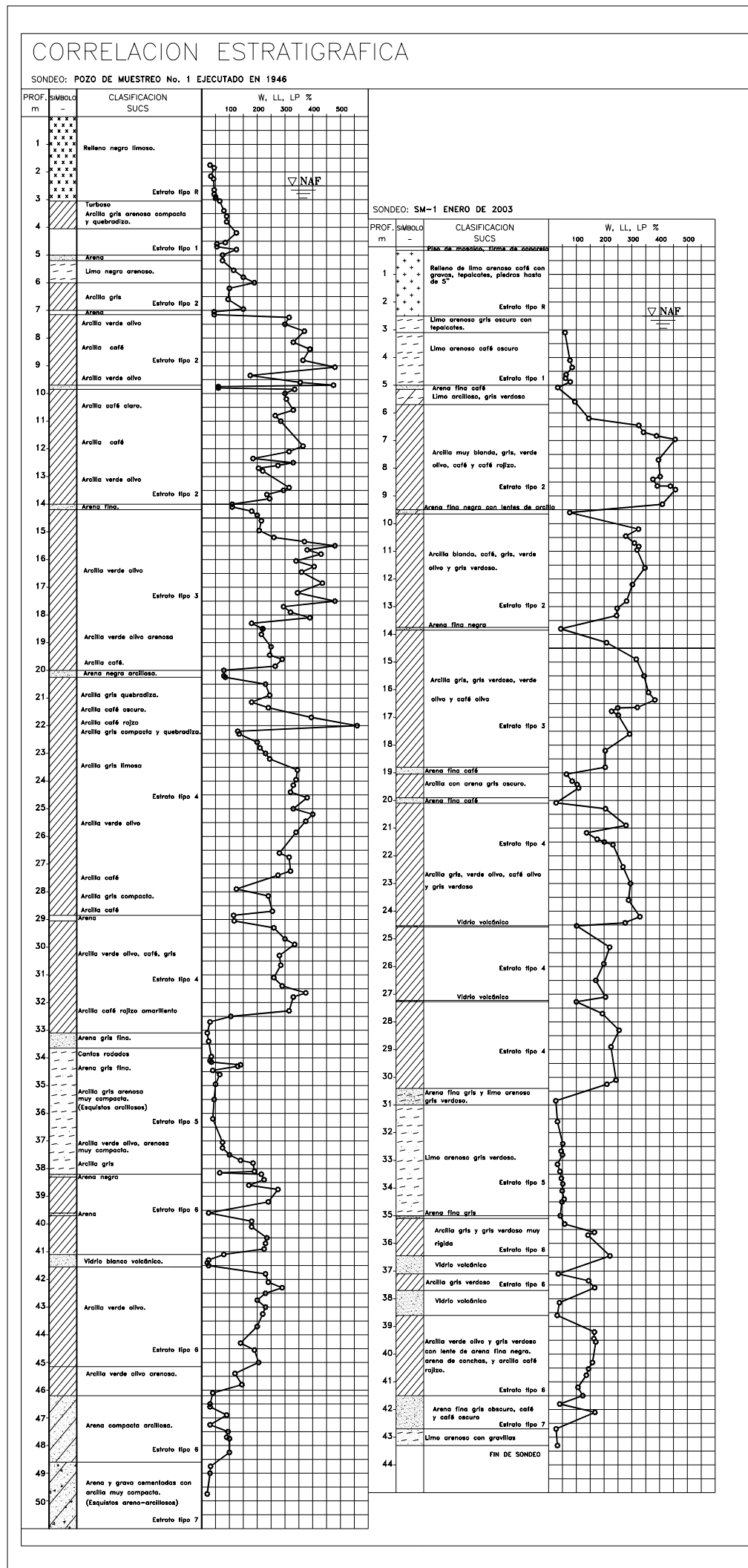


Figura E.2: Perfiles sitio cercano

APÉNDICE F

CÁLCULOS: INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

F.1 Interacción estática suelo-estructura:

A continuación, en las tablas F.1 a F.6 y las figuras F.1 y F.2, se presenta la determinación de las reacciones de contacto suelo-cajón de cimentación, de acuerdo a lo explicado en el capítulo 6.

σ_{od}	4.515 t/m ²	$q_{efectivo}$	9.705 t/m ²
t_c	1.125 años	Rq	3.18
Q_u	6121.983 t	q_a	2.322 t/m ²
A_{cimen}	829.196 m ²	q_p	7.383 t/m ²

Tabla F.1: Esfuerzo de contacto cajón-suelo.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	Prof. media (m)	H ó 2H	σ_{oi} (t/m ²)	I_z	$\bar{\sigma}_{oi}$ (t/m ²)	$\bar{\sigma}_{i(recarga)}$ (t/m ²)	$\bar{\sigma}_{i(ave)}$ (t/m ²)
	De (m)	A (m)								
1	0.00	5.50	5.50	2.75	---	3.53	---	---	---	---
2	5.50	6.70	1.20	6.10	1	4.73	0.99	0.28	2.57	1.42
3	6.70	9.30	2.60	8.00	1	5.17	0.95	0.86	3.07	1.97
4	9.30	9.50	0.20	9.40	---	5.45	0.92	1.29	3.43	2.36
5	9.50	13.70	4.20	11.60	2	6.69	0.85	2.85	4.82	3.83
6	13.70	13.90	0.20	13.80	---	8.05	0.77	4.58	6.37	5.47
7	13.90	18.00	4.10	15.95	1	9.30	0.68	6.21	7.80	7.00
8	18.00	22.15	4.15	20.08	1	11.82	0.53	9.40	10.65	10.03
9	22.15	22.30	0.15	22.23	---	13.11	0.47	11.00	12.09	11.54
10	22.30	25.70	3.40	24.00	2	14.01	0.42	12.12	13.09	12.61
11	25.70	25.90	0.20	25.80	---	14.91	0.38	13.21	14.09	13.65
12	25.90	26.50	0.60	26.20	---	15.23	0.37	13.57	14.43	14.00
13	26.50	31.20	4.70	28.85	2	16.78	0.32	15.36	16.09	15.72
14	31.20	31.30	0.10	31.25	---	18.08	0.28	16.83	17.47	17.15
15	31.30	31.80	0.50	31.55	---	18.37	0.27	17.14	17.77	17.46
16	31.80	35.40	3.60	33.60	---	22.15	0.24	21.05	21.62	21.33
17	35.40	36.00	0.60	35.70	---	26.28	0.22	25.30	25.80	25.55
18	36.00	38.30	2.30	37.15	2	28.59	0.20	27.67	28.14	27.91
19	38.30	39.60	1.30	38.95	---	31.61	0.19	30.78	31.21	30.99
20	39.60	41.70	2.10	40.65	2	34.53	0.17	33.76	34.15	33.95
21	41.70	41.80	0.10	41.75	---	36.19	0.16	35.45	35.83	35.64
22	41.80	43.00	1.20	42.40	2	37.24	0.16	36.53	36.89	36.71
23	43.00	45.00	2.00	44.00	---	40.32	0.15	39.66	40.00	39.83

Tabla F.2: Esfuerzo medio para la interacción estática.

Estrato	Prof. media (m)	m_v (cm ² /kg)	m_t (cm ² /kg)	β	c_v (cm ² /s)	ξ	ρ_e	K_{vpo}	ρ_c
1	2.75	---	---	---	---	---	---	---	---
2	6.10	0.0188	0.0041	0.2200	0.2750	2.4000	0.9701	0.35	0.9553
3	8.00	0.0750	0.0210	0.2800	0.0008	2.2500	0.9131	0.35	0.8738
4	9.40	---	---	---	---	---	---	---	---
5	11.60	0.0740	0.0259	0.3500	0.0006	3.0000	0.7581	0.35	0.6746
6	13.80	---	---	---	---	---	---	---	---
7	15.95	0.0700	0.0403	0.5750	0.0030	0.9500	0.5763	0.35	0.4766
8	20.08	0.0323	0.0155	0.4800	0.0011	1.7000	0.4519	0.35	0.3587
9	22.23	---	---	---	---	---	---	---	---
10	24.00	0.0171	0.0068	0.4000	0.0040	0.7000	0.3679	0.35	0.2854
11	25.80	---	---	---	---	---	---	---	---
12	26.20	---	---	---	---	---	---	---	---
13	28.85	0.0190	0.0076	0.4000	0.0035	0.5600	0.2912	0.35	0.2221
14	31.25	---	---	---	---	---	---	---	---
15	31.55	---	---	---	---	---	---	---	---
16	33.60	---	---	---	---	---	---	---	---
17	35.70	---	---	---	---	---	---	---	---
18	37.15	0.0116	0.0059	0.5100	0.0022	1.2000	0.1786	0.35	0.1338
19	38.95	---	---	---	---	---	---	---	---
20	40.65	0.0116	0.0059	0.5100	0.0019	1.3800	0.1494	0.35	0.1115
21	41.75	---	---	---	---	---	---	---	---
22	42.40	0.0115	0.0059	0.5100	0.0018	1.5500	0.1382	0.35	0.1031
23	44.00	---	---	---	---	---	---	---	---

Tabla F.3: Parámetros de compresibilidad.

t	1.125 años						
Estrato	Prof. media (m)	T_{vc}	T_v	T_{01}	$F(T_v-T_{01})$	A_{vc}	α_{rc} (m ³ /t)
1	2.75	---	---	---	---	---	---
2	6.10	677.9808	677.9808	108.3541	1.0000	0.4328	0.00236
3	8.00	0.4201	0.4201	-0.6971	0.9485	0.1287	0.01678
4	9.40	---	---	---	---	---	---
5	11.60	0.4830	0.4830	-0.6918	0.9553	0.1660	0.02125
6	13.80	---	---	---	---	---	---
7	15.95	0.6336	0.6336	-0.6789	0.9682	0.0944	0.01398
8	20.08	0.2267	0.2267	-0.7133	0.9203	0.0670	0.00458
9	22.23	---	---	---	---	---	---
10	24.00	4.9137	4.9137	-0.2636	1.0000	0.2464	0.00182
11	25.80	---	---	---	---	---	---
12	26.20	---	---	---	---	---	---
13	28.85	2.2500	2.2500	-0.5333	0.9992	0.1534	0.00210
14	31.25	---	---	---	---	---	---
15	31.55	---	---	---	---	---	---
16	33.60	---	---	---	---	---	---
17	35.70	---	---	---	---	---	---
18	37.15	5.9057	5.9057	-0.1545	1.0000	0.3065	0.00041
19	38.95	---	---	---	---	---	---
20	40.65	6.1182	6.1182	-0.1306	1.0000	0.3192	0.00032
21	41.75	---	---	---	---	---	---
22	42.40	17.7508	17.7508	1.3835	1.0000	0.3818	0.00017
23	44.00	---	---	---	---	---	---

Tabla F.4: Cálculo de la compresibilidad, $t = 1.125$ años.

<i>t</i>	50 años						
Estrato	Prof. media (m)	T_{vc}	T_v	T_{01}	$F(T_v-T_{01})$	A_{vc}	α_{rc} (m ³ /t)
1	2.75	---	---	---	---	---	---
2	6.10	677.9808	18079.4888	108.3541	1.0000	0.4328	0.00435
3	8.00	0.4201	11.2036	-0.6971	1.0000	0.1287	0.02376
4	9.40	---	---	---	---	---	---
5	11.60	0.4830	12.8804	-0.6918	1.0000	0.1660	0.03261
6	13.80	---	---	---	---	---	---
7	15.95	0.6336	16.8954	-0.6789	1.0000	0.0944	0.02329
8	20.08	0.2267	6.0466	-0.7133	1.0000	0.0670	0.00722
9	22.23	---	---	---	---	---	---
10	24.00	4.9137	131.0322	-0.2636	1.0000	0.2464	0.00296
11	25.80	---	---	---	---	---	---
12	26.20	---	---	---	---	---	---
13	28.85	2.2500	59.9996	-0.5333	1.0000	0.1534	0.00320
14	31.25	---	---	---	---	---	---
15	31.55	---	---	---	---	---	---
16	33.60	---	---	---	---	---	---
17	35.70	---	---	---	---	---	---
18	37.15	5.9057	157.4864	-0.1545	1.0000	0.3065	0.00077
19	38.95	---	---	---	---	---	---
20	40.65	6.1182	163.1515	-0.1306	1.0000	0.3192	0.00060
21	41.75	---	---	---	---	---	---
22	42.40	17.7508	473.3539	1.3835	1.0000	0.3818	0.00035
23	44.00	---	---	---	---	---	---

Tabla F.5: Cálculo de la compresibilidad, $t = 50$ años.

DOVELA	ÁREA (m ²)	Xc (m)	Yc (m)	q_{CV} (t/m ²)	q_{MX} (t/m ²)	q_{MY} (t/m ²)	q (t/m ²)
1	9.732	3.728	6.233	4.911	-0.005	-0.140	4.767
2	11.126	7.098	6.026	3.113	-0.003	-0.057	3.053
3	12.521	10.469	5.820	2.967	-0.003	-0.035	2.929
4	13.915	13.841	5.614	2.784	-0.003	-0.012	2.769
5	15.310	17.213	5.407	2.688	-0.003	0.008	2.693
6	16.115	20.566	5.289	2.674	-0.003	0.028	2.699
7	16.320	23.941	5.259	2.568	-0.003	0.043	2.609
8	16.512	27.316	5.231	4.114	-0.004	0.115	4.226
9	12.815	3.688	9.575	3.103	-0.002	-0.094	3.008
10	12.815	7.063	9.575	1.597	-0.001	-0.028	1.568
11	12.815	10.438	9.575	1.674	-0.001	-0.020	1.654
12	12.815	13.813	9.575	1.622	-0.001	-0.007	1.615
13	12.815	17.188	9.575	1.612	-0.001	0.005	1.617
14	12.815	20.563	9.575	1.649	-0.001	0.018	1.666
15	12.815	23.938	9.575	1.564	-0.001	0.026	1.590
16	12.815	27.313	9.575	3.034	-0.002	0.090	3.122
17	12.815	3.688	13.372	3.098	-0.001	-0.094	3.003
18	12.815	7.063	13.372	1.654	-0.001	-0.029	1.624
19	12.815	10.438	13.372	1.727	-0.001	-0.020	1.706
20	12.815	13.813	13.372	1.681	-0.001	-0.007	1.674
21	12.815	17.188	13.372	1.679	-0.001	0.005	1.684
22	12.815	20.563	13.372	1.721	-0.001	0.019	1.739
23	12.815	23.938	13.372	1.646	-0.001	0.028	1.674
24	12.815	27.313	13.372	3.080	-0.001	0.091	3.171
25	12.815	3.688	17.169	3.054	0.000	-0.093	2.960
26	12.815	7.063	17.169	1.620	0.000	-0.029	1.591
27	12.815	10.438	17.169	1.692	0.000	-0.020	1.672
28	12.815	13.813	17.169	1.648	0.000	-0.007	1.641
29	12.815	17.188	17.169	1.647	0.000	0.005	1.652
30	12.815	20.563	17.169	1.690	0.000	0.019	1.708
31	12.815	23.938	17.169	1.617	0.000	0.028	1.645
32	12.815	27.313	17.169	3.046	0.000	0.091	3.137
33	12.815	3.688	20.966	3.052	0.000	-0.093	2.960
34	12.815	7.063	20.966	1.620	0.000	-0.029	1.591

Tabla F.6: Cálculo de la reacción estática, $t = 1.125$ años.

DOVELA	ÁREA (m ²)	Xc (m)	Yc (m)	q_{CV} (t/m ²)	q_{MX} (t/m ²)	q_{MY} (t/m ²)	q (t/m ²)
35	12.815	10.438	20.966	1.692	0.000	-0.020	1.672
36	12.815	13.813	20.966	1.648	0.000	-0.007	1.642
37	12.815	17.188	20.966	1.648	0.000	0.005	1.653
38	12.815	20.563	20.966	1.691	0.000	0.019	1.710
39	12.815	23.938	20.966	1.619	0.000	0.028	1.646
40	12.815	27.313	20.966	3.049	0.000	0.091	3.140
41	12.815	3.688	24.763	3.092	0.001	-0.094	3.000
42	12.815	7.063	24.763	1.653	0.001	-0.029	1.624
43	12.815	10.438	24.763	1.727	0.001	-0.020	1.707
44	12.815	13.813	24.763	1.683	0.001	-0.007	1.677
45	12.815	17.188	24.763	1.683	0.001	0.006	1.689
46	12.815	20.563	24.763	1.726	0.001	0.019	1.746
47	12.815	23.938	24.763	1.652	0.001	0.028	1.681
48	12.815	27.313	24.763	3.091	0.001	0.092	3.183
49	12.815	3.688	28.560	3.065	0.002	-0.093	2.975
50	12.815	7.063	28.560	1.586	0.001	-0.028	1.559
51	12.815	10.438	28.560	1.673	0.001	-0.019	1.655
52	12.815	13.813	28.560	1.631	0.001	-0.006	1.626
53	12.815	17.188	28.560	1.631	0.001	0.005	1.638
54	12.815	20.563	28.560	1.673	0.001	0.018	1.692
55	12.815	23.938	28.560	1.586	0.001	0.027	1.613
56	12.815	27.313	28.560	3.065	0.002	0.090	3.157
57	12.815	3.688	32.357	4.485	0.004	-0.128	4.362
58	12.815	7.063	32.357	2.878	0.003	-0.051	2.830
59	12.815	10.438	32.357	2.935	0.003	-0.033	2.905
60	12.815	13.813	32.357	2.887	0.003	-0.011	2.879
61	12.815	17.188	32.357	2.887	0.003	0.009	2.899
62	12.815	20.563	32.357	2.935	0.003	0.031	2.969
63	12.815	23.938	32.357	2.878	0.003	0.049	2.930
64	12.815	27.313	32.357	4.485	0.004	0.125	4.614

Continuación tabla F.6: Cálculo de la reacción estática, $t = 1.125$ años.

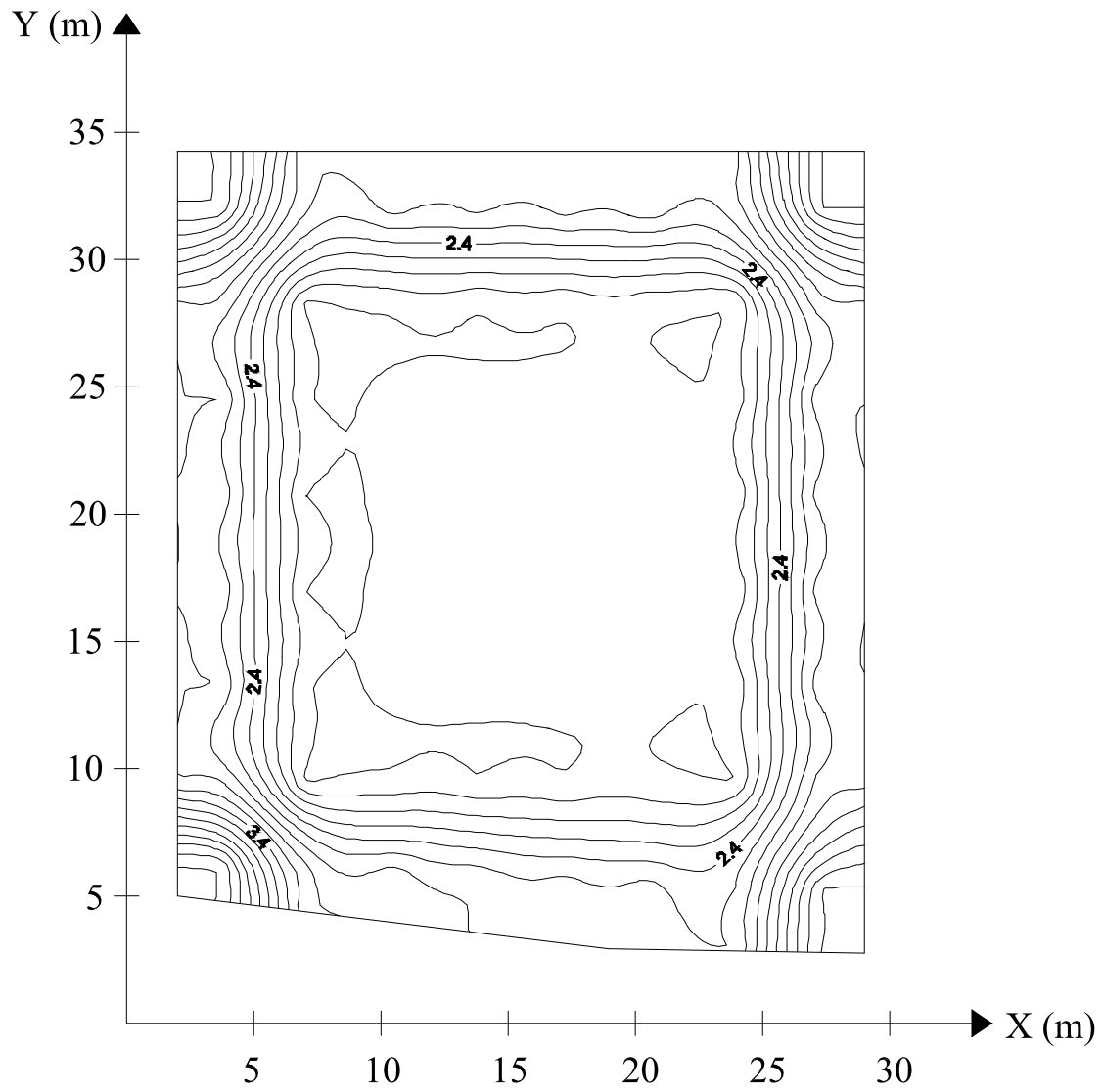


Figura F.1: Reacciones estáticas de contacto suelo-cajón de cimentación, $t = 1.125$ años.

DOVELA	ÁREA (m ²)	Xc (m)	Yc (m)	q_{CV} (t/m ²)	q_{MX} (t/m ²)	q_{MY} (t/m ²)	q (t/m ²)
1	9.732	3.728	6.233	4.888	-0.005	-0.139	4.7449
2	11.126	7.098	6.026	3.132	-0.003	-0.058	3.0711
3	12.521	10.469	5.820	2.966	-0.003	-0.035	2.9288
4	13.915	13.841	5.614	2.789	-0.003	-0.012	2.7736
5	15.310	17.213	5.407	2.694	-0.003	0.008	2.6994
6	16.115	20.566	5.289	2.677	-0.003	0.028	2.7019
7	16.320	23.941	5.259	2.595	-0.003	0.044	2.6360
8	16.512	27.316	5.231	4.123	-0.004	0.115	4.2340
9	12.815	3.688	9.575	3.123	-0.002	-0.094	3.0271
10	12.815	7.063	9.575	1.619	-0.001	-0.029	1.5897
11	12.815	10.438	9.575	1.671	-0.001	-0.019	1.6509
12	12.815	13.813	9.575	1.620	-0.001	-0.007	1.6130
13	12.815	17.188	9.575	1.609	-0.001	0.005	1.6129
14	12.815	20.563	9.575	1.640	-0.001	0.018	1.6570
15	12.815	23.938	9.575	1.577	-0.001	0.027	1.6022
16	12.815	27.313	9.575	3.040	-0.002	0.090	3.1283
17	12.815	3.688	13.372	3.094	-0.001	-0.094	2.9990
18	12.815	7.063	13.372	1.658	-0.001	-0.030	1.6277
19	12.815	10.438	13.372	1.710	-0.001	-0.020	1.6897
20	12.815	13.813	13.372	1.669	-0.001	-0.007	1.6613
21	12.815	17.188	13.372	1.667	-0.001	0.005	1.6715
22	12.815	20.563	13.372	1.705	-0.001	0.019	1.7226
23	12.815	23.938	13.372	1.651	-0.001	0.028	1.6781
24	12.815	27.313	13.372	3.076	-0.001	0.091	3.1658
25	12.815	3.688	17.169	3.051	0.000	-0.093	2.9579
26	12.815	7.063	17.169	1.626	0.000	-0.029	1.5971
27	12.815	10.438	17.169	1.678	0.000	-0.020	1.6580
28	12.815	13.813	17.169	1.637	0.000	-0.007	1.6305
29	12.815	17.188	17.169	1.636	0.000	0.005	1.6414
30	12.815	20.563	17.169	1.675	0.000	0.018	1.6933
31	12.815	23.938	17.169	1.623	0.000	0.028	1.6510
32	12.815	27.313	17.169	3.043	0.000	0.091	3.1336
33	12.815	3.688	20.966	3.049	0.000	-0.093	2.9570
34	12.815	7.063	20.966	1.626	0.000	-0.029	1.5973

Tabla F.7: Cálculo de la reacción estática, $t = 50$ años.

DOVELA	ÁREA (m ²)	Xc (m)	Yc (m)	q_{CV} (t/m ²)	q_{MX} (t/m ²)	q_{MY} (t/m ²)	q (t/m ²)
35	12.815	10.438	20.966	1.678	0.000	-0.020	1.658
36	12.815	13.813	20.966	1.638	0.000	-0.007	1.631
37	12.815	17.188	20.966	1.637	0.000	0.005	1.643
38	12.815	20.563	20.966	1.677	0.000	0.018	1.695
39	12.815	23.938	20.966	1.625	0.000	0.028	1.653
40	12.815	27.313	20.966	3.046	0.000	0.091	3.137
41	12.815	3.688	24.763	3.088	0.001	-0.094	2.995
42	12.815	7.063	24.763	1.657	0.001	-0.030	1.628
43	12.815	10.438	24.763	1.710	0.001	-0.020	1.691
44	12.815	13.813	24.763	1.671	0.001	-0.007	1.665
45	12.815	17.188	24.763	1.670	0.001	0.005	1.676
46	12.815	20.563	24.763	1.710	0.001	0.019	1.729
47	12.815	23.938	24.763	1.656	0.001	0.028	1.685
48	12.815	27.313	24.763	3.086	0.001	0.091	3.178
49	12.815	3.688	28.560	3.078	0.002	-0.093	2.987
50	12.815	7.063	28.560	1.604	0.001	-0.028	1.577
51	12.815	10.438	28.560	1.669	0.001	-0.019	1.651
52	12.815	13.813	28.560	1.632	0.001	-0.006	1.626
53	12.815	17.188	28.560	1.631	0.001	0.005	1.638
54	12.815	20.563	28.560	1.669	0.001	0.018	1.688
55	12.815	23.938	28.560	1.604	0.001	0.027	1.632
56	12.815	27.313	28.560	3.077	0.002	0.091	3.170
57	12.815	3.688	32.357	4.485	0.004	-0.128	4.362
58	12.815	7.063	32.357	2.902	0.003	-0.052	2.853
59	12.815	10.438	32.357	2.935	0.003	-0.033	2.905
60	12.815	13.813	32.357	2.889	0.003	-0.011	2.881
61	12.815	17.188	32.357	2.889	0.003	0.009	2.901
62	12.815	20.563	32.357	2.934	0.003	0.031	2.968
63	12.815	23.938	32.357	2.902	0.003	0.050	2.954
64	12.815	27.313	32.357	4.484	0.004	0.124	4.613

Continuación tabla F.7: Cálculo de la reacción estática, $t = 50$ años.

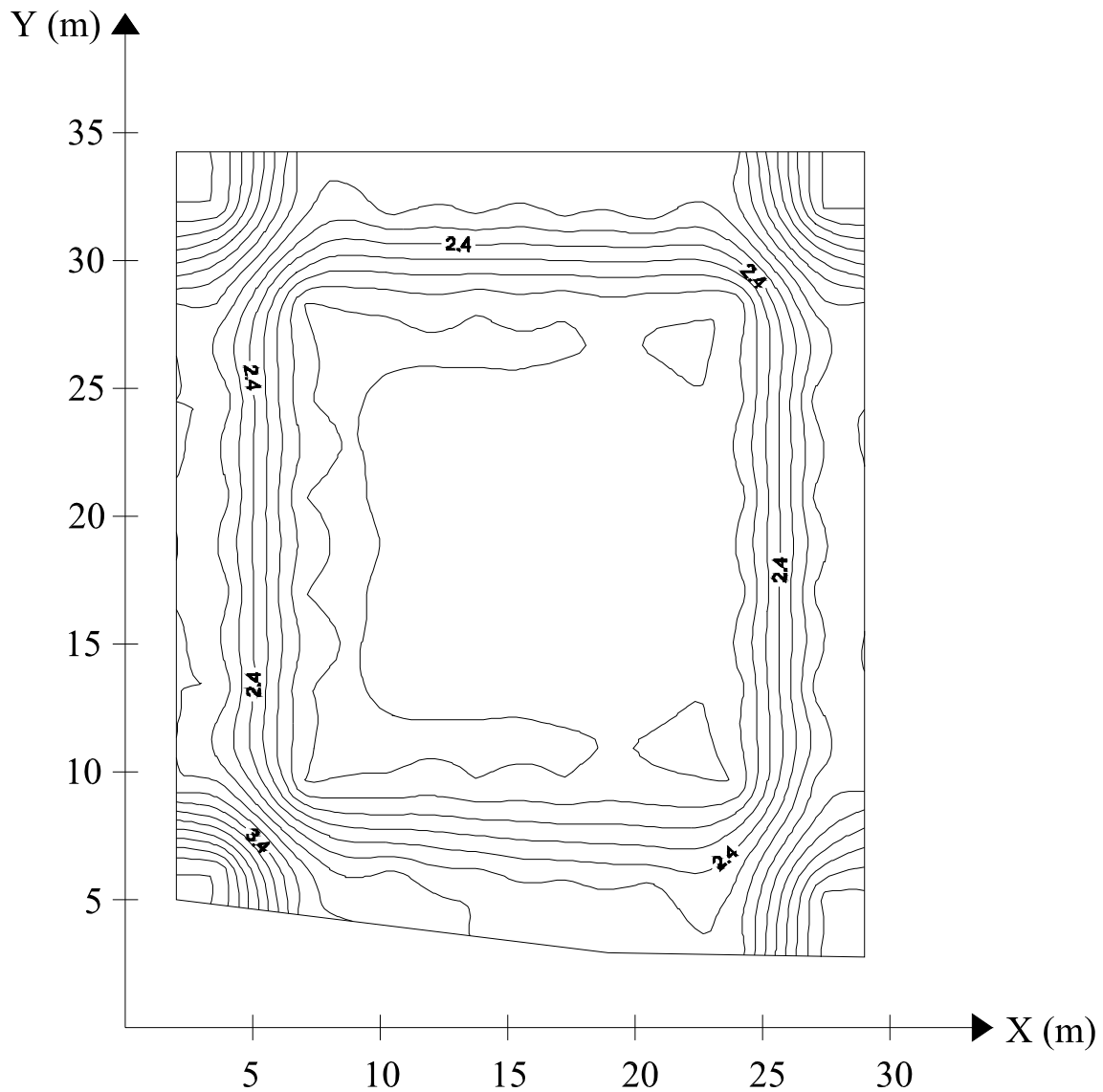


Figura F.2: Reacciones estáticas de contacto suelo-cajón de cimentación, $t = 50$ años.

F.2 Interacción dinámica suelo-estructura:

En las tablas F.8 a F.21 y las figuras F.3 a F.10, se presenta el cálculo de la vibración del terreno, la interacción dinámica suelo estructura y el factor de seguridad dinámico, de acuerdo a lo expresado en el capítulo 6.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	Prof. Media (m)	σ_{oi} (t/m ²)	ν	σ_c (kg/cm ²)	μ_0 (kg/cm ²)	n_c	μ (t/m ²)
	De (m)	A (m)								
1	0.00	3.00	3.00	1.50	1.99	0.25	0.111	---	---	800.00
2	3.00	6.70	3.70	4.85	4.28	0.30	0.265	---	---	1000.00
3	6.70	9.40	2.70	8.05	5.17	0.30	0.320	14.00	0.141	146.45
4	9.40	13.80	4.40	11.60	6.69	0.30	0.414	20.20	0.226	221.82
5	13.80	18.00	4.20	15.90	9.27	0.35	0.642	32.20	0.221	370.99
6	18.00	22.23	4.23	20.11	11.84	0.35	0.820	30.00	0.400	416.41
7	22.23	26.10	3.88	24.16	14.10	0.30	0.873	30.00	0.400	425.31
8	26.10	31.25	5.15	28.68	16.68	0.30	1.033	30.00	0.400	453.46
9	31.25	35.70	4.45	33.48	21.92	0.25	1.218	187.00	0.216	2432.57
10	35.70	38.95	3.25	37.33	28.84	0.30	1.786	44.60	0.588	1273.72
11	38.95	41.75	2.80	40.35	34.08	0.30	2.109	44.60	0.588	1540.74
12	41.75	43.00	1.25	42.38	37.20	0.30	2.303	44.60	0.588	1726.15

Tabla F.8: Propiedades dinámicas del suelo.

Estrato	Profundidad		Espesor (m)	γ (t/m ³)	ρ (t*s ² /m ⁴)	α_d (m ³ /t)
	De (m)	A (m)				
1	0.00	3.00	3.00	1.33	0.136	---
2	3.00	6.70	3.70	1.35	0.138	0.0014
3	6.70	9.40	2.70	1.16	0.118	0.0071
4	9.40	13.80	4.40	1.18	0.120	0.0076
5	13.80	18.00	4.20	1.16	0.118	0.0042
6	18.00	22.23	4.23	1.24	0.126	0.0038
7	22.23	26.10	3.88	1.22	0.124	0.0035
8	26.10	31.25	5.15	1.26	0.128	0.0044
9	31.25	35.70	4.45	1.83	0.187	0.0007
10	35.70	38.95	3.25	1.35	0.138	0.0010
11	38.95	41.75	2.80	1.38	0.141	0.0007
12	41.75	43.00	1.25	1.5	0.153	0.0003

Continuación tabla F.8: Propiedades dinámicas del suelo.

f'_c	250	kg/cm ²
E	2213594.36	t/m ²

Columna tipo 1		Columna tipo 2	
b (m)	1	b (m)	0.6
h (m)	0.6	h (m)	1
I (m ⁴)	0.018	I (m ⁴)	0.05

MARCO 1		MARCO 2		MARCO 3	
Col. Tipo 1	3	Col. Tipo 1	2	Col. Tipo 1	2
Col. Tipo 2	0	Col. Tipo 2	2	Col. Tipo 2	2
EI (t*m ²)	119534.096	EI (t*m ²)	301048.833	EI (t*m ²)	301048.833
A _{trib} (m ²)	57.6587	A _{trib} (m ²)	111.5625	A _{trib} (m ²)	212.22
MARCO 4		MARCO 5		MARCO 6	
Col. Tipo 1	2	Col. Tipo 1	2	Col. Tipo 1	4
Col. Tipo 2	2	Col. Tipo 2	2	Col. Tipo 2	0
EI (t*m ²)	301048.833	EI (t*m ²)	301048.833	EI (t/m ²)	159378.794
A _{trib} (m ²)	209.5208	A _{trib} (m ²)	151.5461	α	6.4
				EI*cos α	158385.533
				A _{trib} (m ²)	86.688

EI _{ave} (t*m ²)	273512.404
---------------------------------------	------------

Tabla F.9: Cálculo de EI promedio para todos los niveles de la edificación.

Piso	Δh_i (m)	K (t/cm)	w_i (t)
11	2.7	1667.504	687.05
10	2.7	1667.504	687.05
9	2.7	1667.504	687.05
8	2.7	1667.504	687.05
7	2.7	1667.504	687.05
6	2.7	1667.504	687.05
5	2.7	1667.504	687.05
4	2.7	1667.504	687.05
3	2.7	1667.504	687.05
2	2.7	1667.504	687.05
1	2.7	1667.504	687.05
PB	2.7	1667.504	687.05

Tabla F.10: Determinación de la rigidez de entre piso para cada nivel.

**METODO DE NEWMARK
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE UN EDIFICIO**

NIVEL		1		2		3		4		5		6
PESO (t)		687.049		687.049		687.049		687.049		687.049		687.049
RIGIDEZ, k (t/cm)		1667.504		1667.504		1667.504		1667.504		1667.504		1667.504
MASA ($t*s^2/m$)	70.036		70.036		70.036		70.036		70.036		70.036	
X (cm)		1.000		1.984		2.937		3.844		4.690		5.462
F/ω^2 ($t*s^2/rad^2$)		0.700		1.390		2.057		2.692		3.285		3.825
V/ω^2 ($t*s^2/rad^2$)	44.409		43.709		42.319		40.262		37.570		34.285	
$\Delta Y/\omega^2$ ($cm*s^2/rad^2$)	0.027		0.026		0.025		0.024		0.023		0.021	
Y/ω^2 ($cm*s^2/rad^2$)		0.027		0.053		0.078		0.102		0.125		0.145
ω^2 (rad/s) ²		37.549		37.549		37.549		37.549		37.549		37.549
Nuevos valores X		1.000		1.984		2.937		3.844		4.690		5.462
$\omega_{(ave)}^2$	6.128	rad/seg										
T	1.025	seg										

Tabla F.11: Determinación del período de vibración del edificio.

NIVEL		7		8		9		10		11		12
PESO (t)		687.049		687.049		687.049		687.049		687.049		687.049
RIGIDEZ, k (t/cm)		1667.504		1667.504		1667.504		1667.504		1667.504		1667.504
MASA ($t*s^2/m$)	70.036		70.036		70.036		70.036		70.036		70.036	
X (cm)		6.148		6.737		7.219		7.588		7.837		7.963
F/ω^2 ($t*s^2/rad^2$)		4.306		4.718		5.056		5.314		5.489		5.577
V/ω^2 ($t*s^2/rad^2$)	30.460		26.155		21.436		16.380		11.066		5.577	
$\Delta Y/\omega^2$ ($cm*s^2/rad^2$)	0.018		0.016		0.013		0.010		0.007		0.003	
Y/ω^2 ($cm*s^2/rad^2$)		0.164		0.179		0.192		0.202		0.209		0.212
ω^2 (rad/s) ²		37.549		37.549		37.549		37.549		37.549		37.549
Nuevos valores X		6.148		6.737		7.219		7.588		7.837		7.963

Continuación tabla F.11: Determinación del período de vibración del edificio.

Estrato	Z (m)	d (m)	μ (ton/m ²)	ρ (t*s ² /m ⁴)	C_z (m/s)	$4*(d/C_z)$ (s)
Superficie	0.00	0	---	---	---	---
1	3.00	3.00	800.00	0.136	76.816	0.156
2	6.70	3.70	1000.00	0.138	85.245	0.174
3	9.40	2.70	146.45	0.118	35.193	0.307
4	13.80	4.40	221.82	0.120	42.943	0.410
5	18.00	4.20	370.99	0.118	56.012	0.300
6	22.23	4.23	416.41	0.126	57.513	0.294
7	26.10	3.88	425.31	0.124	58.480	0.265
8	31.25	5.15	453.46	0.128	59.418	0.347
9	35.70	4.45	2432.57	0.187	114.194	0.156
10	38.95	3.25	1273.72	0.138	96.206	0.135
11	41.75	2.80	1540.74	0.141	104.655	0.107
12	43.00	1.25	1726.15	0.153	106.250	0.047
$T_s = 2.697$						

Tabla F.12: Determinación del período por el método de las celeridades.

$a_o =$	1.00	m/s ²
$C_s =$	63.771	m/s

$V_o =$	0.396	m/s
$\delta_{superf} =$	0.157	m

$T_{inic} =$	2.697	s
$p_s =$	2.5258	rad/s
$T_{final} =$	2.4876	s

Estrato	z (m)	d (m)	μ (t/m ²)	ρ (t*s ² /m ⁴)	C_s (m/s)	C_s*d (m ² /s)	N_i	A_i	B_i	C_i	δ (m)	τ_{yz} (t/m ²)	a_z (m/s ²)	δ (cm)
Superf.	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0.157	0.000	1.000	15.675
1	3.00	3.00	800.000	0.136	76.816	230.449	0.002	0.995	0.004	1.297	0.156	0.406	0.995	15.599
2	6.70	3.70	1000.000	0.138	85.245	315.406	0.003	0.994	0.004	1.624	0.154	0.908	0.980	15.356
3	9.40	2.70	146.453	0.118	35.193	95.021	0.009	0.981	0.018	1.018	0.134	1.201	0.856	13.411
4	13.80	4.40	221.817	0.120	42.943	188.949	0.017	0.967	0.020	1.688	0.106	1.607	0.678	10.625
5	18.00	4.20	370.987	0.118	56.012	235.252	0.009	0.982	0.011	1.584	0.086	1.912	0.551	8.633
6	22.23	4.23	416.413	0.126	57.513	242.991	0.009	0.983	0.010	1.697	0.066	2.170	0.419	6.562
7	26.10	3.88	425.314	0.124	58.480	226.611	0.007	0.986	0.009	1.537	0.045	2.340	0.288	4.507
8	31.25	5.15	453.458	0.128	59.418	306.002	0.012	0.976	0.011	2.110	0.018	2.473	0.113	1.774
9	35.70	4.45	2432.573	0.187	114.194	508.162	0.002	0.995	0.002	2.648	0.013	2.555	0.084	1.314
10	38.95	3.25	1273.717	0.138	96.206	312.671	0.002	0.996	0.003	1.427	0.007	2.583	0.042	0.659
11	41.75	2.80	1540.742	0.141	104.655	293.034	0.001	0.998	0.002	1.256	0.002	2.593	0.012	0.188
12	43.00	1.25	1726.153	0.153	106.250	132.812	0.000	1.000	0.001	0.610	0.000	2.594	0.000	0.000

Tabla F.13: Método de las distorsiones para la onda de corte, $a_o = 1 \text{ m/s}^2$.

ONDA DE CORTE EN SUELO ESTRATIFICADO

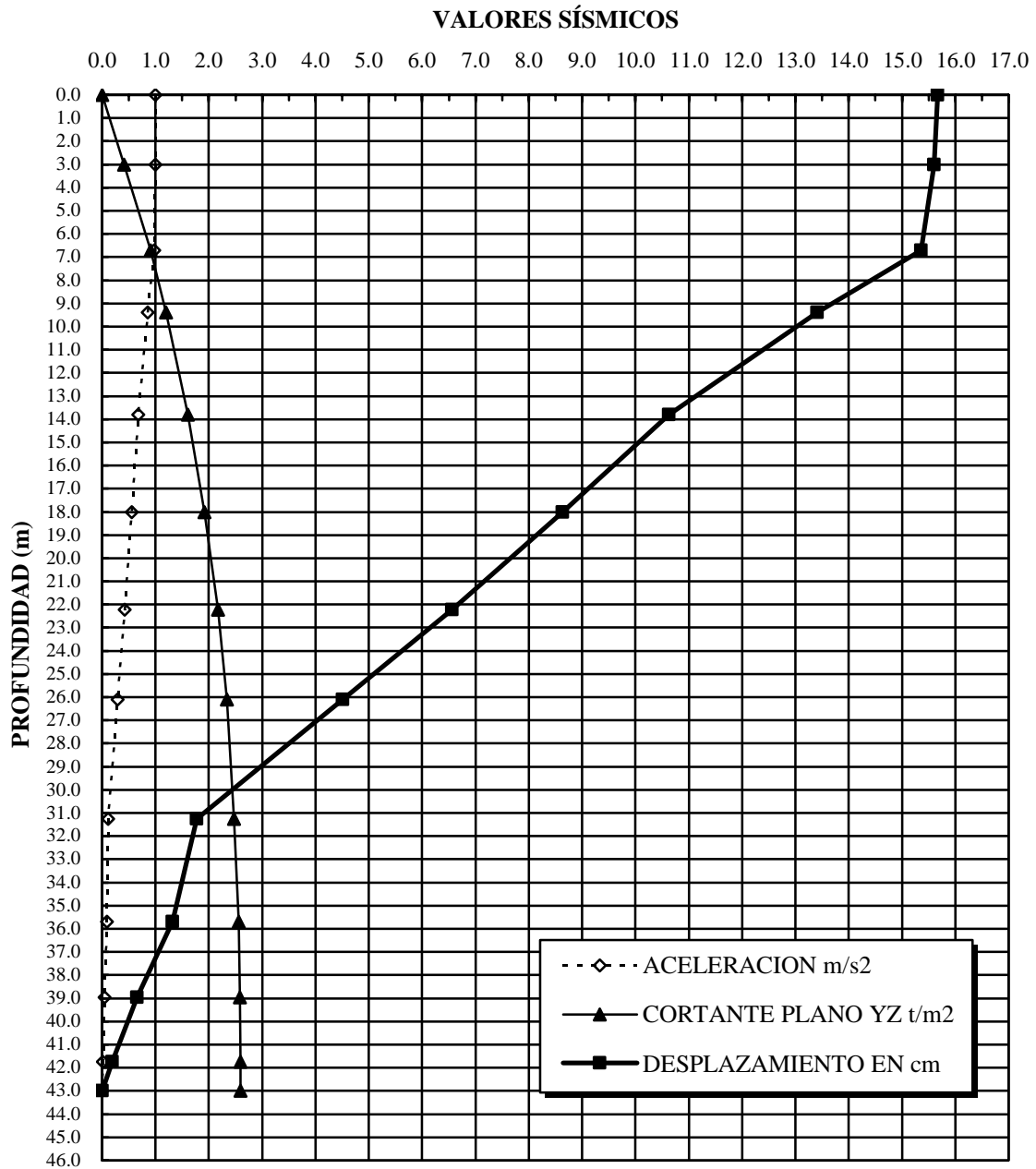


Figura F.3: Aceleración, cortante y desplazamientos, para la onda de corte, $a_0 = 1 \text{ m/s}^2$.

$T = T_s / \alpha$		
NAF	2.63	m
$a_o =$	1.00	m/s ²
$C_o =$	72.207	m/s

ARCILLA LIMOSA $\alpha = 0.94$

$T =$	2.646	s
$\varepsilon =$	0.00583	Deformación Orbital

$p_r =$	2.374	rad/s
$V_o =$	0.421	m/s

Estrato	z (m)	d (m)	μ (t/m ²)	ρ (t*s ² /m ⁴)	ν	C_R (m/s)	a_ν	β_{ex}	1/M (t/m ²)	r (1/m)	$\Sigma r*d$	ε_x	p_{xz} (t/m ²)	ω_z (t/m ²)	σ_z (t/m ²)	a_z*10 (m/s ²)	δ (cm)
Superf.	0.00	0.00	0.00	---	---	72.207	0.840	---	1885.01	0.028	0.000	0.0058	10.995	---	10.995	10.000	17.740
1	3.00	3.00	800.00	0.136	0.25	72.207	0.840	0.85	1885.01	0.028	0.083	0.0054	10.121	5.471	4.650	9.205	16.329
2	6.70	3.70	1000.00	0.138	0.30	80.130	0.865	0.90	2524.57	0.026	0.178	0.0049	12.329	6.489	5.840	8.372	14.852
3	9.40	2.70	146.45	0.118	0.30	33.081	0.865	0.80	369.73	0.062	0.345	0.0041	1.527	0.848	0.679	7.081	12.561
4	13.80	4.40	221.82	0.120	0.30	40.366	0.865	0.80	559.99	0.051	0.569	0.0033	1.849	1.027	0.822	5.661	10.043
5	18.00	4.20	370.99	0.118	0.35	52.652	0.892	0.80	1008.63	0.040	0.738	0.0028	2.813	1.563	1.250	4.781	8.481
6	22.23	4.23	416.41	0.126	0.35	54.062	0.892	0.80	1132.13	0.039	0.903	0.0024	2.676	1.486	1.189	4.052	7.187
7	26.10	3.88	425.31	0.124	0.30	54.971	0.865	0.85	1073.74	0.037	1.048	0.0020	2.196	1.187	1.009	3.506	6.219
8	31.25	5.15	453.46	0.128	0.30	55.853	0.865	0.85	1144.79	0.037	1.237	0.0017	1.937	1.047	0.890	2.901	5.147
9	35.70	4.45	2432.57	0.187	0.25	107.342	0.840	1.00	5731.79	0.019	1.320	0.0016	8.930	4.465	4.465	2.671	4.738
10	38.95	3.25	1273.72	0.138	0.30	90.434	0.865	0.90	3215.59	0.023	1.394	0.0014	4.654	2.449	2.204	2.481	4.401
11	41.75	2.80	1540.74	0.141	0.30	98.376	0.865	0.90	3889.71	0.021	1.452	0.0014	5.310	2.795	2.515	2.340	4.151
12	43.00	1.25	1726.15	0.153	0.30	99.875	0.865	0.90	4357.80	0.021	1.478	0.0013	5.798	3.051	2.746	2.281	4.046

Tabla F.14: Onda superficial, $a_o = 1 \text{ m/s}^2$.

ONDA SUPERFICIAL EN SUELO ESTRATIFICADO

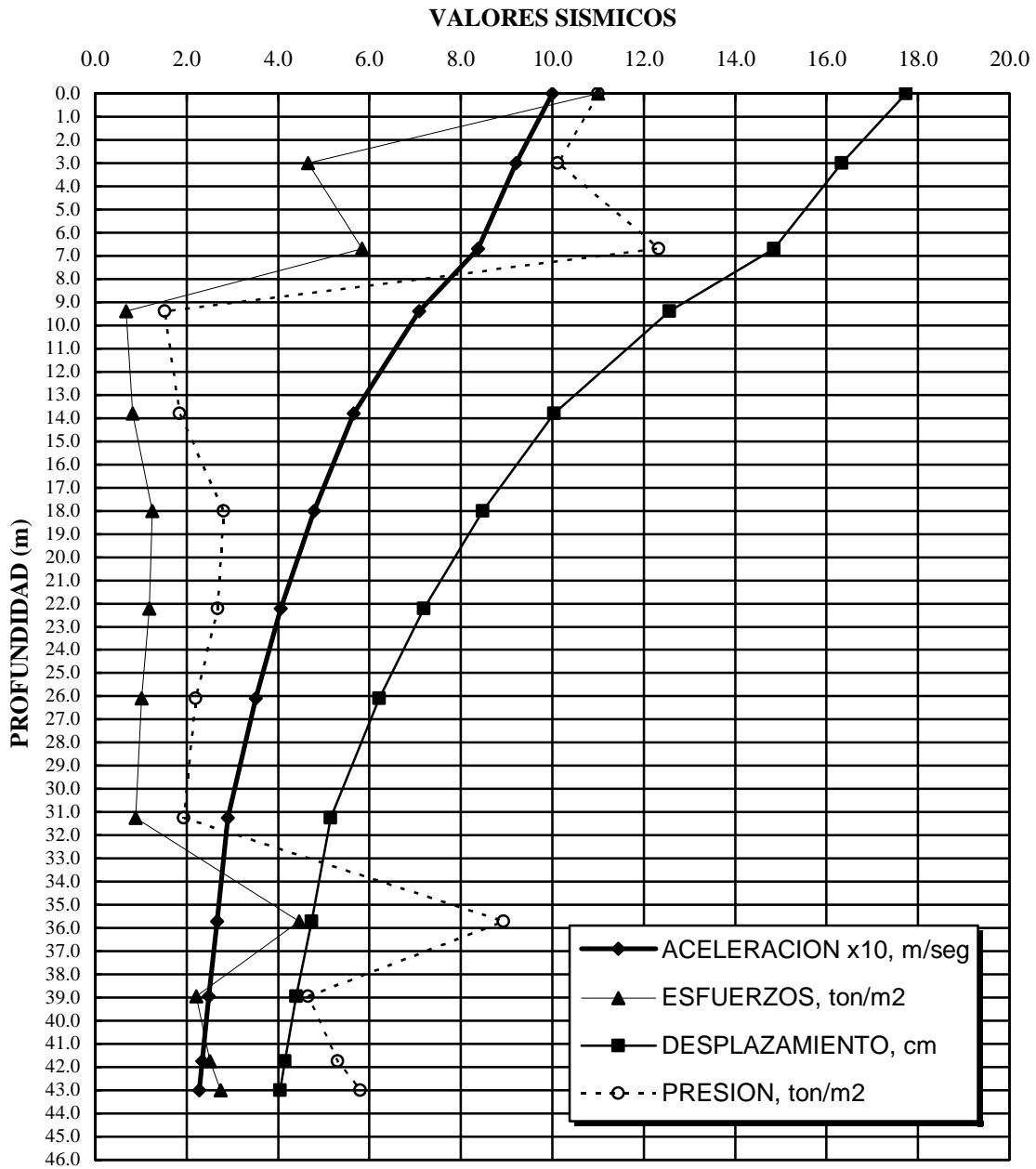


Figura F.4: Aceleración, esfuerzos, desplazamientos y presiones, para la onda superficial, $a_0 = 1 \text{ m/s}^2$.

$a_o =$	0.90	m/s ²
$C_s =$	63.771	m/s

$V_o =$	0.356	m/s
$\delta_{superf} =$	0.141	m

$T_{inic} =$	2.697	s
$p_s =$	2.5258	rad/s
$T_{final} =$	2.4876	s

Estrato	z (m)	d (m)	μ (t/m ²)	ρ (t*s ² /m ⁴)	C_s (m/s)	C_s*d (m ² /s)	N_i	A_i	B_i	C_i	δ (m)	τ_{vz} (t/m ²)	a_z (m/s ²)	δ (cm)
Superf.	0.00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0.141	0.000	0.900	14.107
1	3.00	3.00	800.000	0.136	76.816	230.449	0.002	0.995	0.004	1.297	0.140	0.365	0.896	14.039
2	6.70	3.70	1000.000	0.138	85.245	315.406	0.003	0.994	0.004	1.624	0.138	0.818	0.882	13.820
3	9.40	2.70	146.453	0.118	35.193	95.021	0.009	0.981	0.018	1.018	0.121	1.081	0.770	12.070
4	13.80	4.40	221.817	0.120	42.943	188.949	0.017	0.967	0.020	1.688	0.096	1.447	0.610	9.562
5	18.00	4.20	370.987	0.118	56.012	235.252	0.009	0.982	0.011	1.584	0.078	1.721	0.496	7.769
6	22.23	4.23	416.413	0.126	57.513	242.991	0.009	0.983	0.010	1.697	0.059	1.953	0.377	5.906
7	26.10	3.88	425.314	0.124	58.480	226.611	0.007	0.986	0.009	1.537	0.041	2.106	0.259	4.056
8	31.25	5.15	453.458	0.128	59.418	306.002	0.012	0.976	0.011	2.110	0.016	2.225	0.102	1.596
9	35.70	4.45	2432.573	0.187	114.194	508.162	0.002	0.995	0.002	2.648	0.012	2.299	0.075	1.183
10	38.95	3.25	1273.717	0.138	96.206	312.671	0.002	0.996	0.003	1.427	0.006	2.324	0.038	0.593
11	41.75	2.80	1540.742	0.141	104.655	293.034	0.001	0.998	0.002	1.256	0.002	2.334	0.011	0.169
12	43.00	1.25	1726.153	0.153	106.250	132.812	0.000	1.000	0.001	0.610	0.000	2.335	0.000	0.000

Tabla F.15: Método de las distorsiones para la onda de corte, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$.

ONDA DE CORTE EN SUELO ESTRATIFICADO

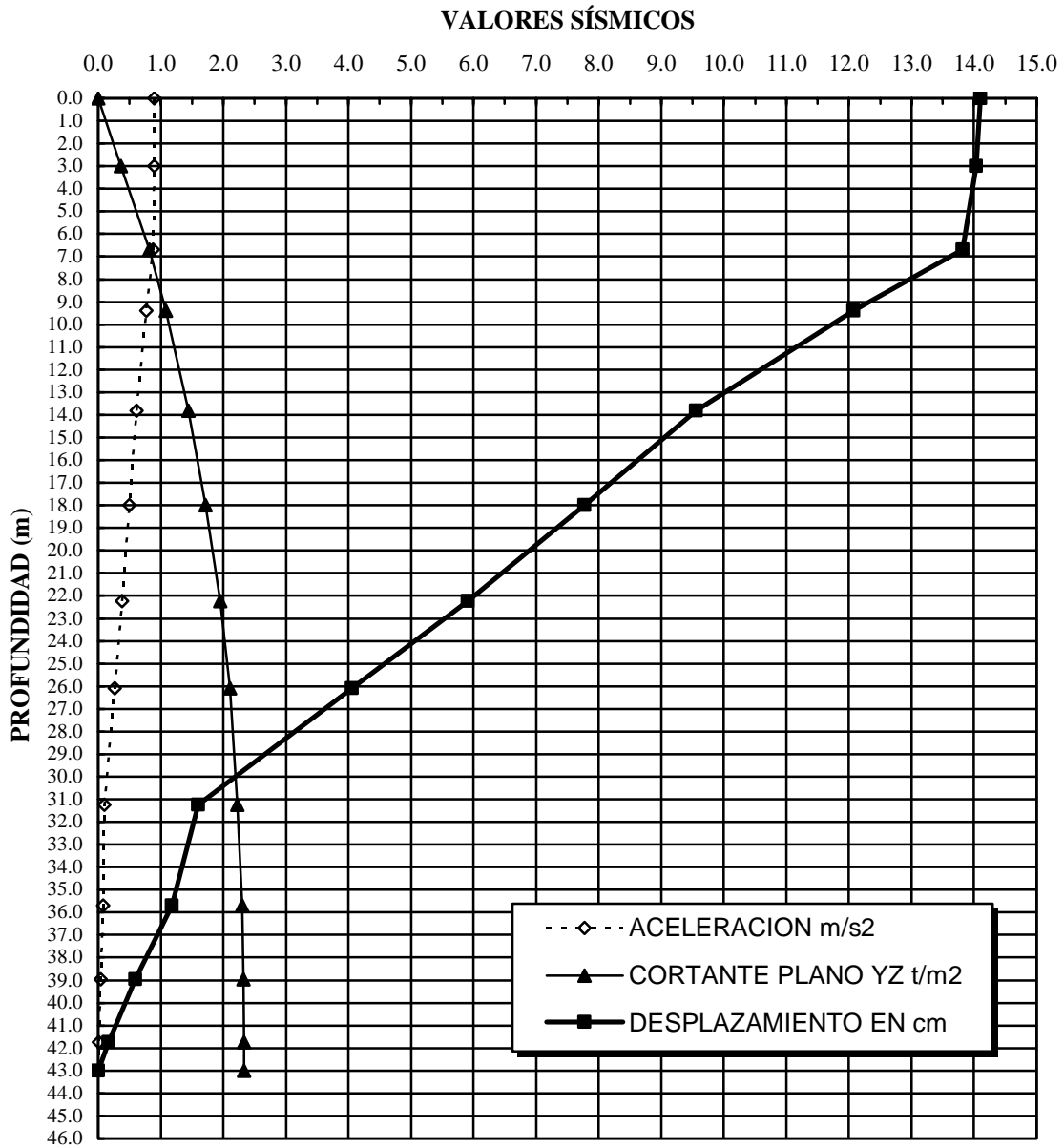


Figura F.5: Aceleración, cortante y desplazamientos, para la onda de corte, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$.

$T =$	T_s / α	
NAF	2.63	m
$a_o =$	0.90	m/s ²
$C_o =$	72.207	m/s

ARCILLA LIMOSA $\alpha = 0.94$

$T =$	2.646	s
$\varepsilon =$	0.00525	Deformación Orbital

$p_r =$	2.374	rad/s
$V_o =$	0.379	m/s

Estrato	z (m)	d (m)	μ (t/m ²)	ρ (t*s ² /m ⁴)	ν	C_R (m/s)	a_ν	β_{ex}	1/M (t/m ²)	r (1/m)	$\Sigma r*d$	ε_x	p_{xz} (t/m ²)	ω_z (t/m ²)	σ_z (t/m ²)	a_z*10 (m/s ²)	δ (cm)
Superf.	0.00	0.00	0.00	---	---	72.207	0.840	---	1885.01	0.028	0.000	0.0052	9.896	---	9.896	9.000	15.966
1	3.00	3.00	800.00	0.136	0.25	72.207	0.840	0.85	1885.01	0.028	0.083	0.0048	9.109	4.924	4.185	8.284	14.696
2	6.70	3.70	1000.00	0.138	0.30	80.130	0.865	0.90	2524.57	0.026	0.178	0.0044	11.096	5.840	5.256	7.535	13.367
3	9.40	2.70	146.45	0.118	0.30	33.081	0.865	0.80	369.73	0.062	0.345	0.0037	1.374	0.764	0.611	6.373	11.305
4	13.80	4.40	221.82	0.120	0.30	40.366	0.865	0.80	559.99	0.051	0.569	0.0030	1.664	0.925	0.740	5.095	9.039
5	18.00	4.20	370.99	0.118	0.35	52.652	0.892	0.80	1008.63	0.040	0.738	0.0025	2.532	1.406	1.125	4.303	7.633
6	22.23	4.23	416.41	0.126	0.35	54.062	0.892	0.80	1132.13	0.039	0.903	0.0021	2.408	1.338	1.070	3.646	6.469
7	26.10	3.88	425.31	0.124	0.30	54.971	0.865	0.85	1073.74	0.037	1.048	0.0018	1.976	1.068	0.908	3.155	5.597
8	31.25	5.15	453.46	0.128	0.30	55.853	0.865	0.85	1144.79	0.037	1.237	0.0015	1.744	0.942	0.801	2.611	4.632
9	35.70	4.45	2432.57	0.187	0.25	107.342	0.840	1.00	5731.79	0.019	1.320	0.0014	8.037	4.019	4.019	2.404	4.264
10	38.95	3.25	1273.72	0.138	0.30	90.434	0.865	0.90	3215.59	0.023	1.394	0.0013	4.188	2.204	1.984	2.233	3.961
11	41.75	2.80	1540.74	0.141	0.30	98.376	0.865	0.90	3889.71	0.021	1.452	0.0012	4.779	2.515	2.264	2.106	3.736
12	43.00	1.25	1726.15	0.153	0.30	99.875	0.865	0.90	4357.80	0.021	1.478	0.0012	5.218	2.746	2.472	2.053	3.642

Tabla F.16: Onda superficial, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$.

ONDA SUPERFICIAL EN SUELO ESTRATIFICADO

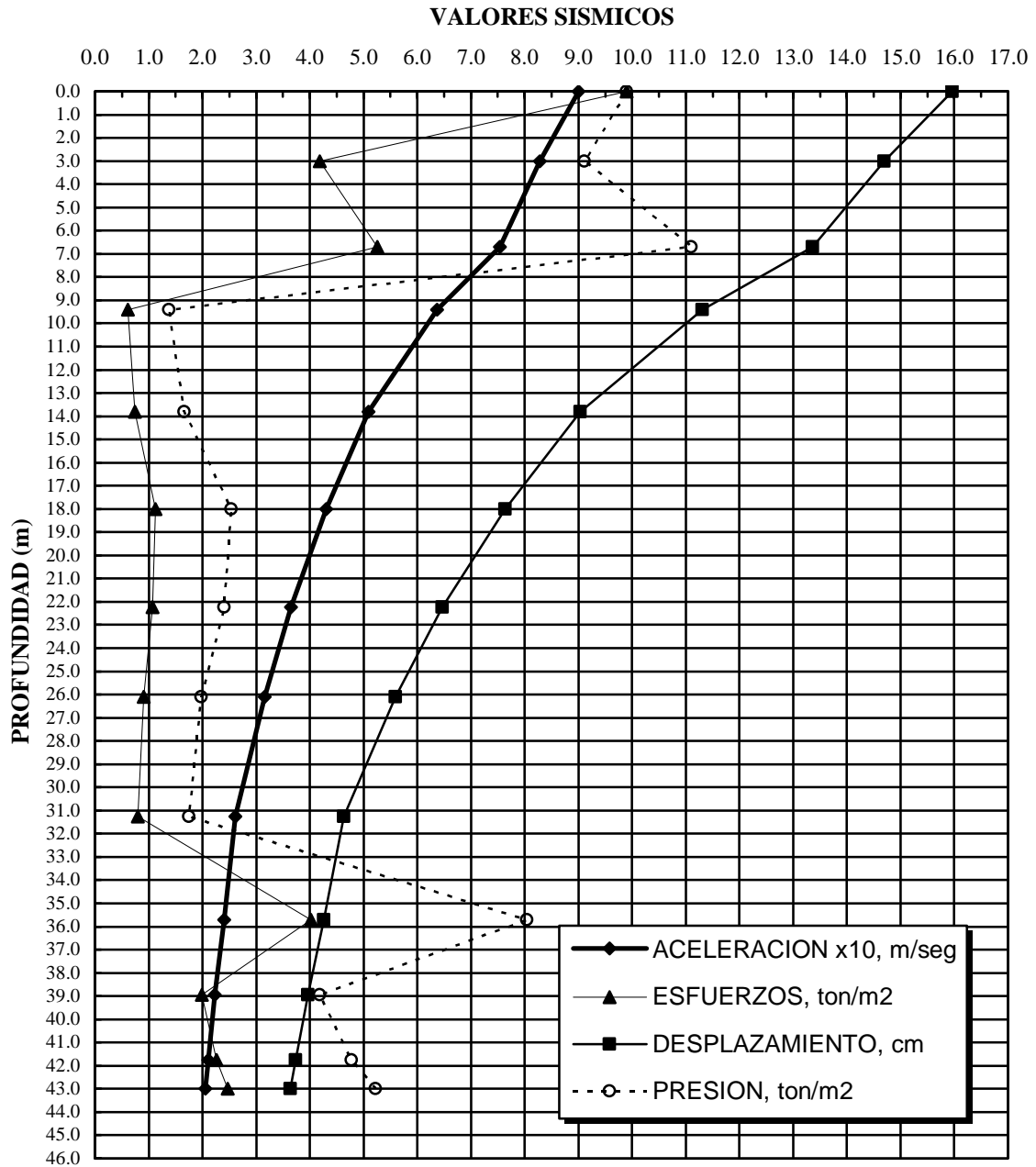


Figura F.6: Aceleración, esfuerzos, desplazamientos y presiones, para la onda superficial, $a_0 = 0.9 \text{ m/s}^2$.

Piso	h_i (m)	W_i (t/m ²)	$h_i W_i$ (t*m/m ²)	W_i (t)
11	36	0.83	29.83	687.05
10	33.3	0.83	27.59	687.05
9	30.6	0.83	25.35	687.05
8	27.9	0.83	23.12	687.05
7	25.2	0.83	20.88	687.05
6	22.5	0.83	18.64	687.05
5	19.8	0.83	16.41	687.05
4	17.1	0.83	14.17	687.05
3	14.4	0.83	11.93	687.05
2	11.7	0.83	9.69	687.05
1	9	0.83	7.46	687.05
PB	6.3	0.83	5.22	687.05
Semisotano	3.6	2.61	9.40	2166.21
	Σ	12.56	219.70	10410.80

h_{cm}	17.50 m
c	0.45
T_a	0.85 s
T	1.025 s
Q	3
Q'	2.4
F_i	1952.025 t
M	1061.2 t*s ² /m
a_{cm}	1.84 m/s ²
f_a	2.429
a_D	0.76 m/s ²
a_o	0.9 m/s ²

Tabla F.17: Determinación de la aceleración de la superficie, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$.

θ	1°	0.0175 rad
M_Y	73473.06	t-m
M_Y	2392.40	t-m/m
$K_{\theta B}$	137075	t/rad

VALORES MEDIOS HASTA 5.5 m		
D_f	5.50	M
μ	890.91	t/m ²
ν	0.27	
$K_{\theta W}$	34300	t/rad

K_{θ}	171375	t/rad
h_{cm}	17.50	m
M	34.56	t*s ² /m/ml
T_{θ}	1.56	s
T_e	1.03	s
T_o	1.87	s
ζ_{θ}	12.00	%
ζ_e	5.00	%
ζ_o	10.43	%
f_a	2.43	
a_o	1.00	m/s ²
a_D	0.86	m/s ²
a_{cm}	2.10	m/s ²

O_T	1268.99	t-m/m
-------	---------	-------

V_B	72.52	t/m
-------	-------	-----

θ	0.0074	rad
O_{TB}	1015.01	t-m/m
O_{TW}	253.98	t-m/m

Tabla F.18: Determinación del momento de volteo y el cortante basal, $a_o = 1 \text{ m/s}^2$.

θ	1°	0.0175 rad
M_Y	73473.06	t-m
M_Y	2392.40	t-m/m
$K_{\theta B}$	137075	t/rad

VALORES MEDIOS HASTA 5.5 m		
D_f	5.50	M
μ	890.91	t/m ²
ν	0.27	
$K_{\theta W}$	34300	t/rad

K_{θ}	171375	t/rad
h_{cm}	17.50	m
M	34.56	t*s ² /m/ml
T_{θ}	1.56	s
T_e	1.03	s
T_o	1.87	s
ζ_{θ}	12.00	%
ζ_e	5.00	%
ζ_o	10.43	%
f_a	2.43	
a_o	0.90	m/s ²
a_D	0.76	m/s ²
a_{cm}	1.88	m/s ²

O_T	1138.27	t-m/m
-------	---------	-------

V_B	65.05	t/m
-------	-------	-----

θ	0.0066	rad
O_{TB}	910.45	t-m/m
O_{TW}	227.82	t-m/m

Tabla F.19: Determinación del momento de volteo y el cortante basal, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$.

DOVELA	ÁREA (m ²)	Xc (m)	Yc (m)	Δq (t/m ²)
1	9.732	3.728	6.233	12.8503
2	11.126	7.098	6.026	5.5462
3	12.521	10.469	5.820	3.2794
4	13.915	13.841	5.614	1.1533
5	15.310	17.213	5.407	-0.7245
6	16.115	20.566	5.289	-2.633
7	16.320	23.941	5.259	-4.2862
8	16.512	27.316	5.231	-10.7143
9	12.815	3.688	9.575	8.8906
10	12.815	7.063	9.575	2.9418
11	12.815	10.438	9.575	1.9082
12	12.815	13.813	9.575	0.6434
13	12.815	17.188	9.575	-0.4968
14	12.815	20.563	9.575	-1.7343
15	12.815	23.938	9.575	-2.7413
16	12.815	27.313	9.575	-8.4954
17	12.815	3.688	13.372	8.7967
18	12.815	7.063	13.372	2.9747
19	12.815	10.438	13.372	1.9159
20	12.815	13.813	13.372	0.644
21	12.815	17.188	13.372	-0.5114
22	12.815	20.563	13.372	-1.7759
23	12.815	23.938	13.372	-2.8319
24	12.815	27.313	13.372	-8.5377
25	12.815	3.688	17.169	8.6918
26	12.815	7.063	17.169	2.9121
27	12.815	10.438	17.169	1.8714
28	12.815	13.813	17.169	0.6238
29	12.815	17.188	17.169	-0.5086
30	12.815	20.563	17.169	-1.7511
31	12.815	23.938	17.169	-2.7916
32	12.815	27.313	17.169	-8.4708
33	12.815	3.688	20.966	8.6845
34	12.815	7.063	20.966	2.9084

Tabla F.20: Cálculo de la reacción dinámica, $a_0 = 1 \text{ m/s}^2$.

DOVELA	ÁREA (m ²)	Xc (m)	Yc (m)	Δq (t/m ²)
35	12.815	10.438	20.966	1.8678
36	12.815	13.813	20.966	0.6204
37	12.815	17.188	20.966	-0.5118
38	12.815	20.563	20.966	-1.7553
39	12.815	23.938	20.966	-2.7959
40	12.815	27.313	20.966	-8.4786
41	12.815	3.688	24.763	8.7699
42	12.815	7.063	24.763	2.9602
43	12.815	10.438	24.763	1.9026
44	12.815	13.813	24.763	0.632
45	12.815	17.188	24.763	-0.5242
46	12.815	20.563	24.763	-1.7913
47	12.815	23.938	24.763	-2.8491
48	12.815	27.313	24.763	-8.5681
49	12.815	3.688	28.560	8.7756
50	12.815	7.063	28.560	2.9
51	12.815	10.438	28.560	1.8853
52	12.815	13.813	28.560	0.6272
53	12.815	17.188	28.560	-0.5209
54	12.815	20.563	28.560	-1.7757
55	12.815	23.938	28.560	-2.7916
56	12.815	27.313	28.560	-8.5756
57	12.815	3.688	32.357	11.8372
58	12.815	7.063	32.357	5.0086
59	12.815	10.438	32.357	3.1219
60	12.815	13.813	32.357	1.0642
61	12.815	17.188	32.357	-0.8823
62	12.815	20.563	32.357	-2.9362
63	12.815	23.938	32.357	-4.822
64	12.815	27.313	32.357	-11.5541

Continuación tabla F.20: Cálculo de la reacción dinámica, $a_o = 1 \text{ m/s}^2$.

DOVELA	ÁREA (m ²)	Xc (m)	Yc (m)	Δq (t/m ²)
1	9.732	3.728	6.233	11.5266
2	11.126	7.098	6.026	4.9749
3	12.521	10.469	5.820	2.9416
4	13.915	13.841	5.614	1.0345
5	15.310	17.213	5.407	-0.6499
6	16.115	20.566	5.289	-2.3618
7	16.320	23.941	5.259	-3.8447
8	16.512	27.316	5.231	-9.6106
9	12.815	3.688	9.575	7.9748
10	12.815	7.063	9.575	2.6388
11	12.815	10.438	9.575	1.7117
12	12.815	13.813	9.575	0.5771
13	12.815	17.188	9.575	-0.4456
14	12.815	20.563	9.575	-1.5557
15	12.815	23.938	9.575	-2.459
16	12.815	27.313	9.575	-7.6203
17	12.815	3.688	13.372	7.8905
18	12.815	7.063	13.372	2.6683
19	12.815	10.438	13.372	1.7185
20	12.815	13.813	13.372	0.5776
21	12.815	17.188	13.372	-0.4587
22	12.815	20.563	13.372	-1.593
23	12.815	23.938	13.372	-2.5402
24	12.815	27.313	13.372	-7.6582
25	12.815	3.688	17.169	7.7965
26	12.815	7.063	17.169	2.6121
27	12.815	10.438	17.169	1.6786
28	12.815	13.813	17.169	0.5595
29	12.815	17.188	17.169	-0.4562
30	12.815	20.563	17.169	-1.5708
31	12.815	23.938	17.169	-2.504
32	12.815	27.313	17.169	-7.5982
33	12.815	3.688	20.966	7.7899
34	12.815	7.063	20.966	2.6088

Tabla F.21: Cálculo de la reacción dinámica, $a_0 = 0.9 \text{ m/s}^2$.

DOVELA	ÁREA (m ²)	Xc (m)	Yc (m)	Δq (t/m ²)
35	12.815	10.438	20.966	1.6754
36	12.815	13.813	20.966	0.5565
37	12.815	17.188	20.966	-0.4591
38	12.815	20.563	20.966	-1.5745
39	12.815	23.938	20.966	-2.5079
40	12.815	27.313	20.966	-7.6052
41	12.815	3.688	24.763	7.8666
42	12.815	7.063	24.763	2.6553
43	12.815	10.438	24.763	1.7066
44	12.815	13.813	24.763	0.5669
45	12.815	17.188	24.763	-0.4702
46	12.815	20.563	24.763	-1.6067
47	12.815	23.938	24.763	-2.5557
48	12.815	27.313	24.763	-7.6855
49	12.815	3.688	28.560	7.8717
50	12.815	7.063	28.560	2.6013
51	12.815	10.438	28.560	1.6911
52	12.815	13.813	28.560	0.5626
53	12.815	17.188	28.560	-0.4672
54	12.815	20.563	28.560	-1.5928
55	12.815	23.938	28.560	-2.5041
56	12.815	27.313	28.560	-7.6923
57	12.815	3.688	32.357	10.6179
58	12.815	7.063	32.357	4.4926
59	12.815	10.438	32.357	2.8003
60	12.815	13.813	32.357	0.9546
61	12.815	17.188	32.357	-0.7914
62	12.815	20.563	32.357	-2.6337
63	12.815	23.938	32.357	-4.3253
64	12.815	27.313	32.357	-10.3639

Continuación tabla F.21: Cálculo de la reacción dinámica, $a_o = 0.9 \text{ m/s}^2$.

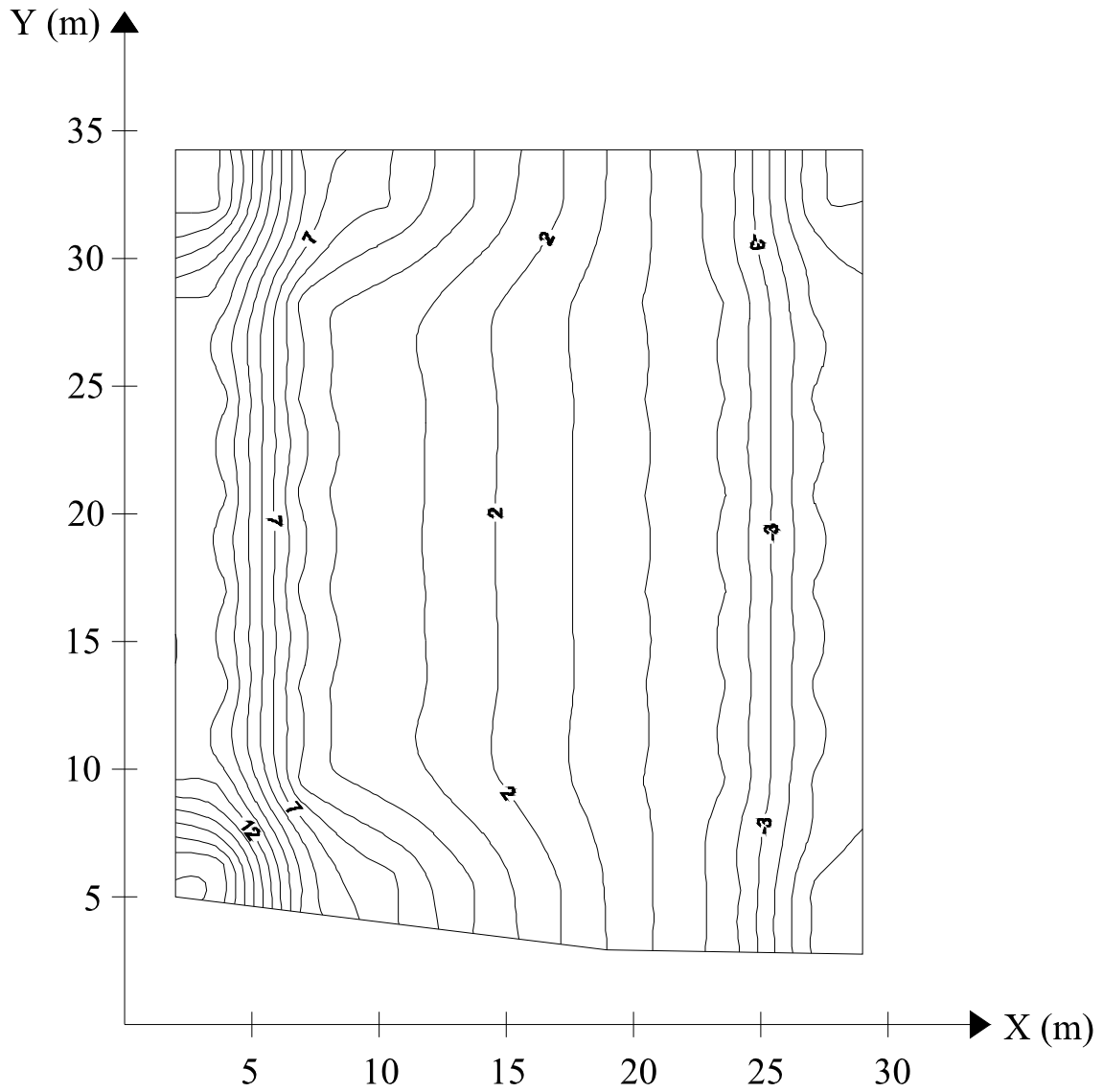


Figura F.7: Reacciones de contacto suelo-cajón de cimentación (estáticas + dinámicas)
 $a_0 = 1 \text{ m/s}^2$ y $t = 1.125$ años.

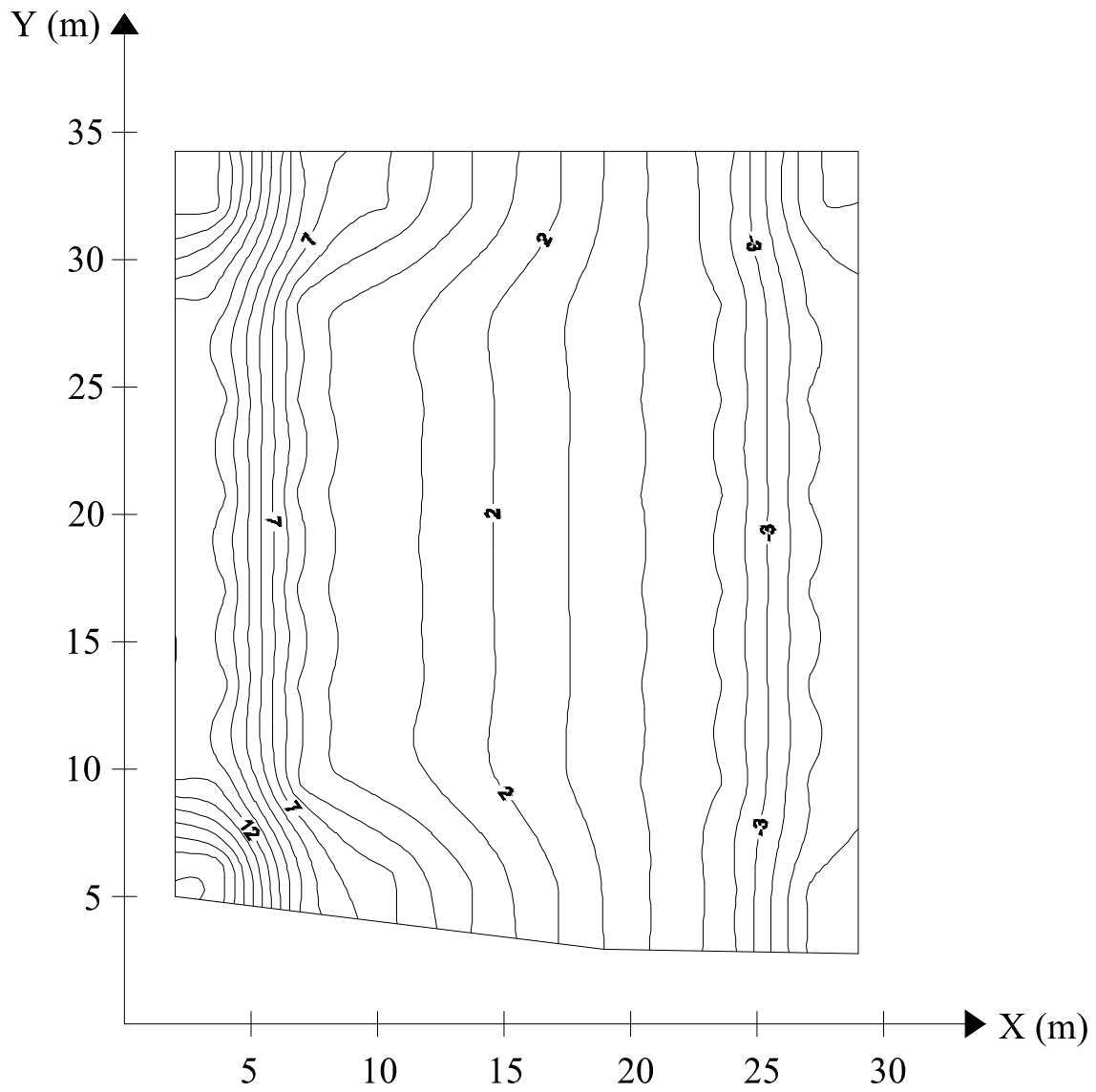


Figura F.8: Reacciones de contacto suelo-cajón de cimentación (estáticas + dinámicas)
 $a_0 = 1 \text{ m/s}^2$ y $t = 50$ años.

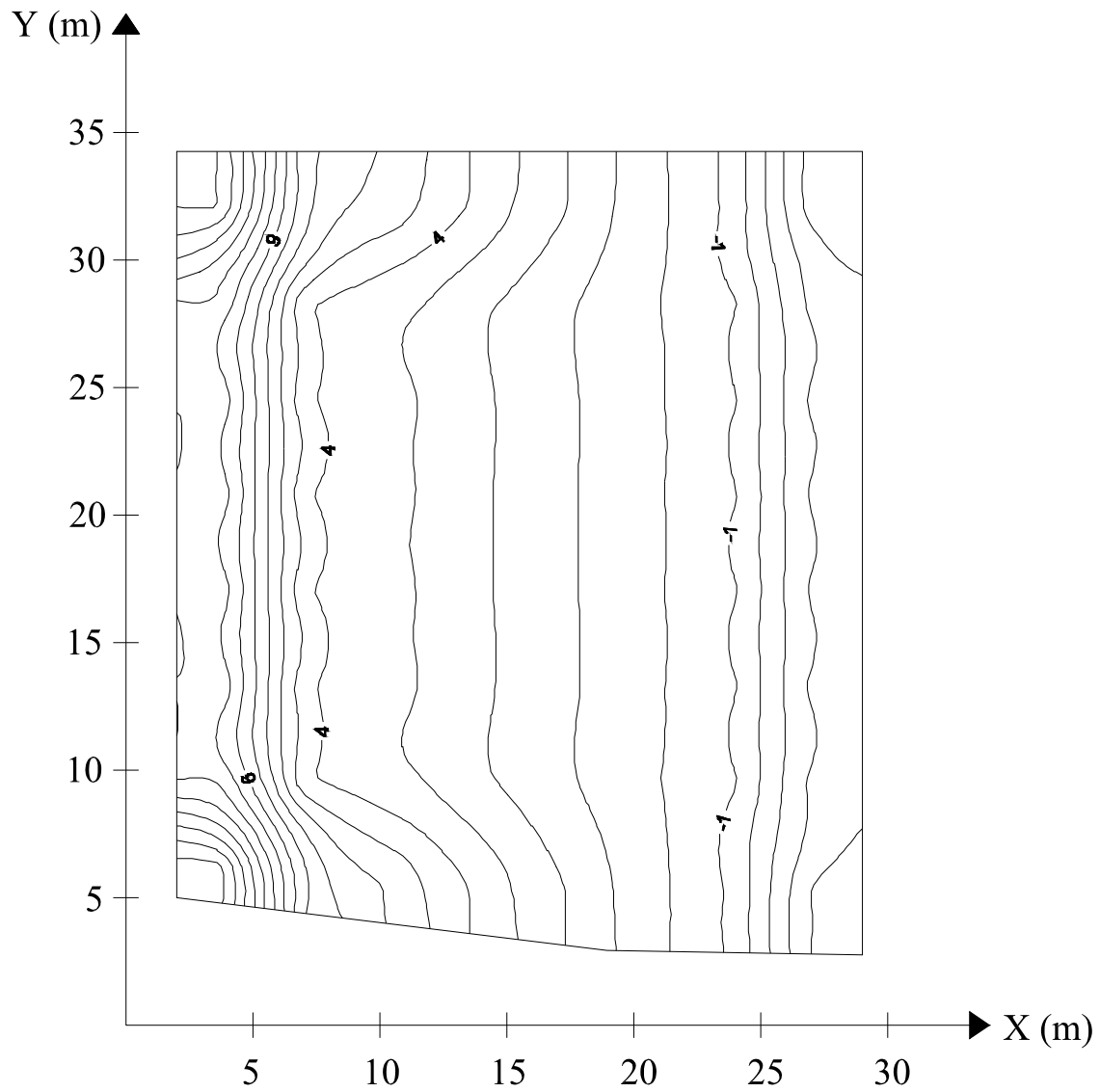


Figura F.9: Reacciones de contacto suelo-cajón de cimentación (estáticas + dinámicas)
 $a_0 = 0.9 \text{ m/s}^2$ y $t = 1.125$ años.

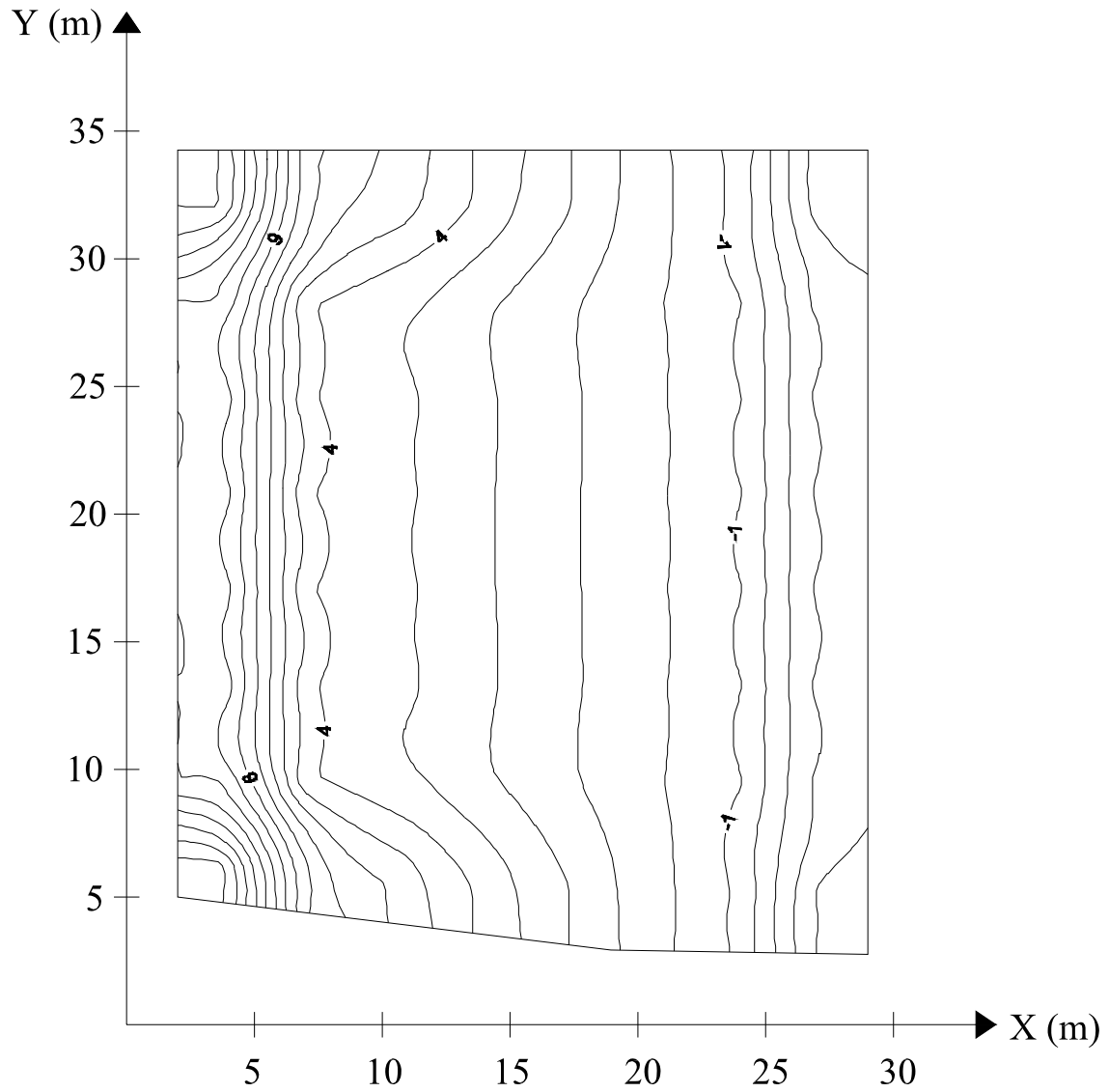


Figura F.10: Reacciones de contacto suelo-cajón de cimentación (estáticas + dinámicas)
 $a_0 = 0.9 \text{ m/s}^2$ y $t = 50$ años.

F.3 Interacción dinámica suelo-pilote:

En las tablas F.22 a F.31 y las figuras F.11 y F.12, se muestra la determinación de las reacciones, el diagrama de fuerzas cortantes y el diagrama de momentos, de acuerdo a lo que se explicó en el capítulo 6.

PILOTE			
Prof. cabeza	5.50 m	V_B	1997.76 t
Prof. punta	27.00 m	NP	90
$2r_o$	0.51 m	P_{ao}	22.20 t
h	21.50 m	---	---

DOVELAS Y ESTRATOS	
Número. de dovelas	10
Δx	0.50 m
Número. de estratos	7

ESTRATO	λ (m)	\bar{a}_i (m ²)	μ (ton/m ²)	M_{ej} (m ² /t)	z (m)	z_i (m)	$\alpha_i = M_{ej} * \Delta x$ (m ³ /t)
1	1.20	0.61	1000.00	0.0003	6.10	0.60	0.0002
2	2.70	1.37	146.45	0.0023	8.05	2.55	0.0011
3	4.40	2.24	221.82	0.0015	11.60	6.10	0.0008
4	4.20	2.13	370.99	0.0009	15.90	10.40	0.0004
5	4.23	2.15	416.41	0.0008	20.11	14.61	0.0004
6	3.88	1.97	425.31	0.0008	24.16	18.66	0.0004
b	0.90	0.46	453.46	0.0007	26.55	21.05	0.0004

Tabla F.22: Propiedades dinámicas del suelo.

MATRIZ HEMAS (m ³ /t)							
z	0.60	2.55	6.10	10.40	14.61	18.66	21.05
Estrato	1	2	3	4	5	6	b
1	3.081E-04	1.524E-04	7.424E-06	4.947E-07	9.289E-08	2.841E-08	1.490E-08
2	5.967E-05	2.378E-03	4.998E-05	2.052E-06	3.022E-07	8.158E-08	4.082E-08
3	7.433E-06	1.522E-04	1.716E-03	3.203E-05	2.133E-06	3.672E-07	1.537E-07
4	7.071E-07	8.790E-06	4.982E-05	1.018E-03	2.826E-05	2.207E-06	6.765E-07
5	1.440E-07	1.407E-06	3.801E-06	3.201E-05	9.076E-04	3.161E-05	5.798E-06
6	4.020E-08	3.469E-07	6.087E-07	2.287E-06	2.831E-05	8.751E-04	1.132E-04
b	5.062E-09	4.159E-08	6.069E-08	1.614E-07	1.123E-06	1.911E-05	5.331E-04

Tabla F.23: Matriz HEMAS.

ITERACIÓN 1					
Estrato	X_i (t)	X_i / \bar{a}_i (t/m ²)	δ_i (m)	K_i (t/m)	Error
1	0.610	1.000	0.000	1300.849	---
2	1.372	1.000	0.002	550.855	---
3	2.235	1.000	0.002	1169.949	---
4	2.134	1.000	0.001	1925.272	---
5	2.146	1.000	0.001	2184.767	---
6	1.969	1.000	0.001	1930.056	---
<i>b</i>	0.457	1.000	0.001	825.866	---

Tabla F.24: Determinación de las reacciones, iteración 1.

ITERACIÓN 2					
Estrato	X_i (t)	X_i / \bar{a}_i (t/m ²)	δ_i (m)	K_i (t/m)	Error
1	19.883	32.616	0.011	1889.898	45.28%
2	4.265	3.110	0.009	457.583	16.93%
3	-0.789	-0.353	0.000	-9387.628	902.40%
4	-1.720	-0.806	-0.001	2198.329	14.18%
5	0.393	0.183	0.000	2585.685	18.35%
6	0.528	0.268	0.000	3509.910	81.86%
<i>b</i>	-0.363	-0.794	0.000	868.884	5.21%

Tabla F.25: Determinación de las reacciones, iteración 2.

ITERACIÓN 3					
Estrato	X_i (t)	X_i / \bar{a}_i (t/m ²)	δ_i (m)	K_i (t/m)	Error
1	22.299	36.579	0.012	1929.281	2.08%
2	2.659	1.939	0.007	394.600	13.76%
3	-2.378	-1.064	-0.001	1870.342	119.92%
4	-0.845	-0.396	0.000	2065.694	6.03%
5	0.310	0.144	0.000	2456.351	5.00%
6	0.564	0.286	0.000	3669.226	4.54%
<i>b</i>	-0.410	-0.898	0.000	868.105	0.09%

Tabla F.26: Determinación de las reacciones, iteración 3.

ITERACIÓN 4					
Estrato	X_i (t)	X_i / \bar{a}_i (t/m ²)	δ_i (m)	K_i (t/m)	Error
1	22.325	36.623	0.012	1938.865	0.50%
2	2.121	1.546	0.006	363.861	7.79%
3	-1.445	-0.647	-0.001	2321.836	24.14%
4	-1.375	-0.644	-0.001	2136.889	3.45%
5	0.387	0.180	0.000	2539.329	3.38%
6	0.608	0.309	0.000	3561.577	2.93%
<i>b</i>	-0.423	-0.925	0.000	868.566	0.05%

Tabla F.27: Determinación de las reacciones, iteración 4.

ITERACIÓN 5					
Estrato	X_i (t)	X_i / \bar{a}_i (t/m ²)	δ_i (m)	K_i (t/m)	Error
1	22.470	36.860	0.012	1941.677	0.15%
2	1.984	1.447	0.006	354.016	2.71%
3	-1.488	-0.666	-0.001	2227.633	4.06%
4	-1.335	-0.626	-0.001	2132.569	0.20%
5	0.390	0.181	0.000	2533.465	0.23%
6	0.596	0.303	0.000	3582.510	0.59%
<i>b</i>	-0.419	-0.917	0.000	868.458	0.01%

Tabla F.28: Determinación de las reacciones, iteración 5.

ITERACIÓN 6					
Estrato	X_i (t)	X_i / \bar{a}_i (t/m ²)	δ_i (m)	K_i (t/m)	Error
1	22.502	36.913	0.012	1942.699	0.05%
2	1.931	1.408	0.006	350.068	1.12%
3	-1.458	-0.652	-0.001	2240.848	0.59%
4	-1.346	-0.631	-0.001	2133.515	0.04%
5	0.390	0.182	0.000	2535.597	0.08%
6	0.598	0.304	0.000	3579.887	0.07%
<i>b</i>	-0.420	-0.918	0.000	868.470	0.00%

Tabla F.29: Determinación de las reacciones, iteración 6.

ITERACIÓN 7					
Estrato	X_i (t)	X_i / \bar{a}_i (t/m ²)	δ_i (m)	K_i (t/m)	Error
1	22.518	36.939	0.012	1943.082	0.02%
2	1.912	1.394	0.005	348.579	0.43%
3	-1.455	-0.651	-0.001	2237.304	0.16%
4	-1.344	-0.630	-0.001	2133.378	0.01%
5	0.389	0.181	0.000	2535.764	0.01%
6	0.598	0.304	0.000	3580.000	0.00%
<i>b</i>	-0.420	-0.918	0.000	868.470	0.00%

Tabla F.30: Determinación de las reacciones, iteración 7.

CABEZA PILOTE	
Carga	22.197 t
Momento	3.529 t-m

REACCIONES	
Distancia (m)	Carga (t)
5.500	-22.197
6.100	22.518
8.050	1.912
11.600	-1.455
15.900	-1.344
20.113	0.389
24.163	0.598
26.550	-0.420

DIAGRAMAS		
Distancia (m)	Cortante (t)	Momento (t-m)
5.500	0.000	0.000
6.100	22.197	3.529
8.050	-0.321	-9.790
11.600	-2.232	-9.165
15.900	-0.777	-1.239
20.113	0.567	2.104
24.163	0.178	-0.283
26.550	-0.420	-1.002
26.550	0.000	0.000

Tabla F.31: Reacciones y momentos a lo largo del pilote.

DIAGRAMA DE CORTANTE

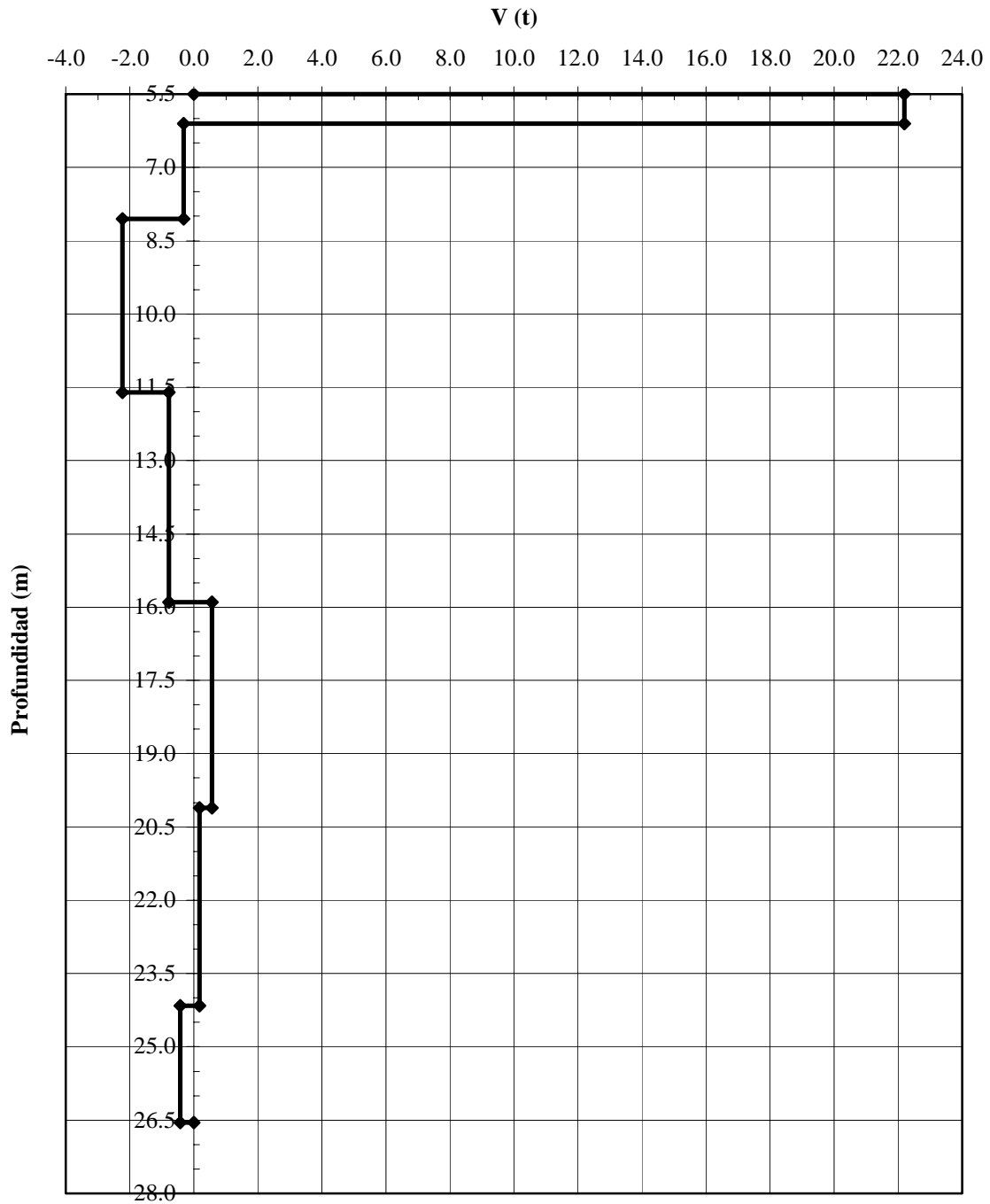


Figura F.11: Diagrama de fuerzas cortantes en el pilote.

DIAGRAMA DE MOMENTOS

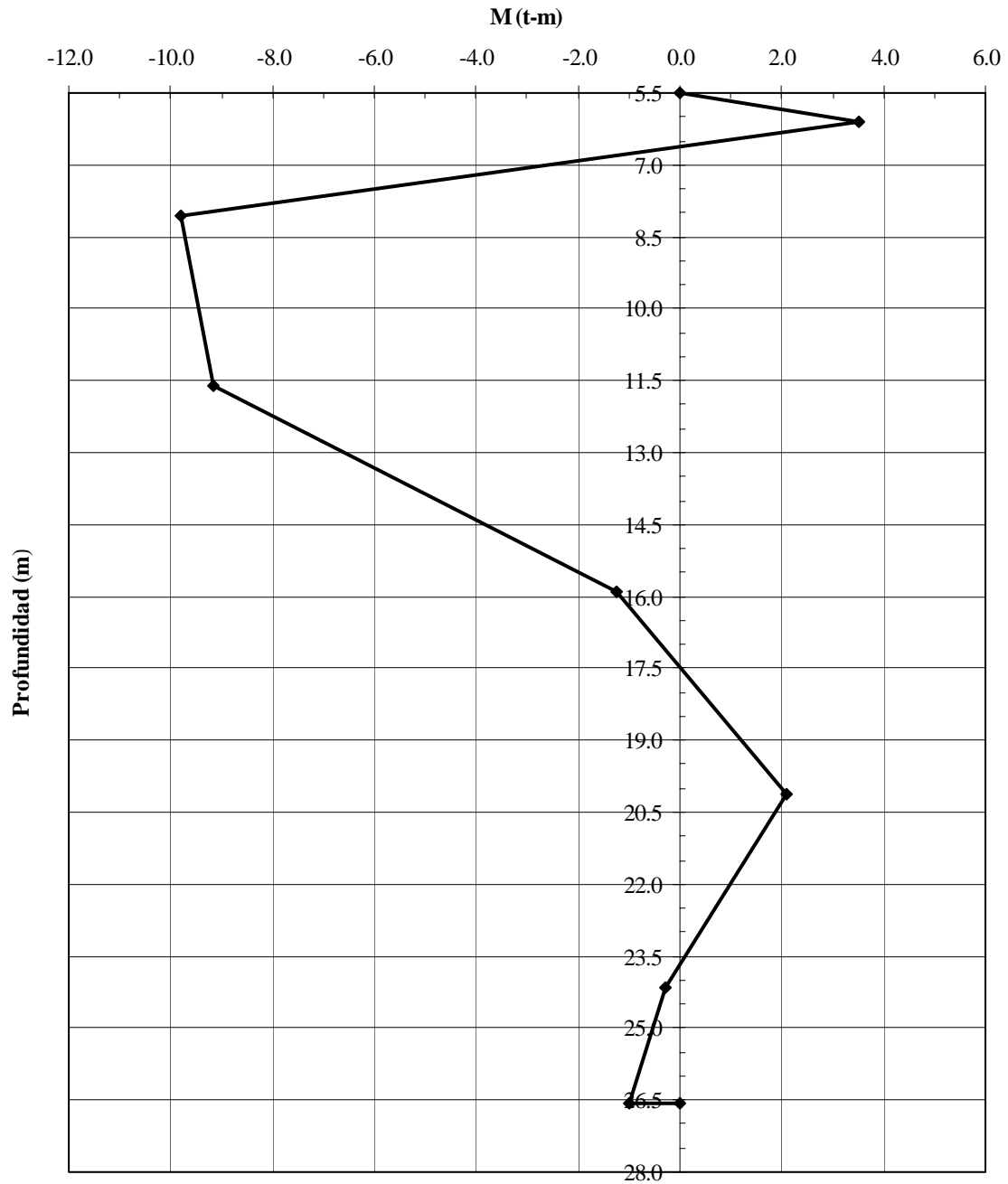


Figura F.12: Diagrama de momentos en el pilote.

APÉNDICE G

CÁLCULOS: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN

Variación de los niveles piezométricos:

A continuación, en las tablas G.1 a G.4, se presenta el cálculo detallado de las caídas piezométricas y del incremento en los esfuerzos efectivos debido al bombeo, de acuerdo a lo explicado en el capítulo 7.

Nivel	De (m)	A (m)	d_i (m)	h_i (m)	m_v (cm ² /kg)	C_v (cm ² /s)	k_i (cm/s)
<i>o</i>	2.6304	9.5	6.8696	6.809	---	---	---
1	9.5	13.9	4.4	9.446	0.0575	0.0004	2.3E-08
2	13.9	18	4.1	11.904	0.053	0.0023	1.219E-07
3	18	22.3	4.3	14.481	0.03	0.003	0.00000009
4	22.3	25.9	3.6	17.072	0.0171	0.0039	6.669E-08
5	25.9	32	6.1	21.319	0.0194	0.0033	6.402E-08

Tabla G.1: Propiedades del material para el cálculo de las caídas piezométricas.

Nivel	De (m)	A (m)	K_i (1/s)	Δ_i (m)	$K_i\Delta_i$ (m/s)	λ_i (m)
<i>o</i>	2.6304	9.5	---	---	---	2.809
1	9.5	13.9	5.2273E-11	1.76276	9.2144E-11	---
2	13.9	18	2.9732E-10	1.64256	4.8836E-10	---
3	18	22.3	2.093E-10	1.72268	3.6056E-10	---
4	22.3	25.9	1.8525E-10	1.00876	1.8687E-10	---
5	25.9	32	1.0495E-10	1.85324	1.945E-10	0

Continuación tabla G.1: Propiedades del material para el cálculo de las caídas piezométricas.

Matriz K				$T.I.$
λ_1	λ_2	λ_3	λ_4	
-3.4959E-10	2.97317E-10	0	0	-5.4305E-10
2.97317E-10	-5.06619E-10	2.09302E-10	0	1.278E-10
0	2.09302E-10	-3.94552E-10	1.8525E-10	1.73688E-10
0	0	1.8525E-10	-2.90201E-10	-7.6263E-12

Tabla G.2: Sistema de ecuaciones para determinar los valores de λ .

Matriz K^{-1}				$T.I$
-1.0458E+10	-8932866256	-6766864354	-4319635014	-5.4305E-10
-8932866256	-10503395916	-7956578928	-5079090569	1.278E-10
-6766864354	-7956578928	-9646586212	-6157908506	1.73688E-10
-4319635014	-5079090569	-6157908506	-7376797051	-7.6263E-12

Nivel	λ_i (m)
1	3.395042388
2	2.165436496
3	1.029363961
4	0.683374847

Tabla G.3: Solución del sistema de ecuaciones para determinar los valores de λ .

Estrato	DESCRIPCIÓN	Prof. (m)	σ_o (t/m ²)	u_o (t/m ²)	u_i (t/m ²)	σ'_o (t/m ²)	Estrato tipo
1	Material de relleno	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	R
		1.50	1.99	0.00	0.00	1.99	
		2.63	3.49	0.00	0.00	3.49	
		3.00	3.62	0.37	0.00	3.98	
2	Arcilla limosa gris y verde olivo de consistencia semirígida	4.85	4.28	2.20	0.00	6.48	1
		5.50	4.52	2.84	0.00	7.36	
		6.70	4.95	4.03	1.20	7.78	
3	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	8.00	5.17	5.32	2.50	7.99	2
		9.30	5.38	6.61	3.80	8.20	
4	Arena fina negra	9.40	5.45	6.71	3.90	8.26	
		9.50	5.51	6.81	4.00	8.32	
5	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo y café	11.60	6.69	8.07	4.98	9.78	2
		13.70	7.95	9.33	5.96	11.32	
6	Arena de conchas	13.80	8.05	9.39	6.00	11.43	
		13.90	8.15	9.45	6.05	11.54	
7	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	15.95	9.30	10.67	7.89	12.08	3
		18.00	10.45	11.90	9.74	12.61	
8	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	18.20	10.58	12.02	9.91	12.69	3
		19.80	11.65	12.98	11.29	13.34	
		20.08	11.82	13.15	11.53	13.44	
		22.15	13.06	14.39	13.32	14.13	

Tabla G.4: Distribución de esfuerzos efectivos y presiones de poros, antes y después del bombeo.

Estrato	DESCRIPCIÓN	Prof. (m)	σ_o (t/m ²)	u_o (t/m ²)	u_i (t/m ²)	σ'_o (t/m ²)	Estrato tipo
9	Vidrio volcánico	22.23	13.11	14.44	13.39	14.16	
		22.30	13.16	14.48	13.45	14.19	
10	Arcilla gris verdoso	24.00	14.01	15.70	14.84	14.88	4
		25.70	14.87	16.93	16.23	15.57	
11	Ceniza volcánica gris	25.80	14.91	17.00	16.31	15.61	
		25.90	14.96	17.07	16.39	15.64	
12	Arena fina gris con algunas gravillas	26.20	15.23	17.29	16.64	15.88	
		26.50	15.51	17.50	16.89	16.12	
13	Arcilla gris verdoso	28.85	16.78	19.20	18.85	17.12	4
		31.20	18.05	20.89	20.82	18.12	
14	Vidrio volcánico	31.25	18.08	20.92	20.86	18.14	
		31.30	18.10	20.96	20.90	18.16	
15	Arena fina gris obscuro	31.55	18.37	21.14	21.11	18.39	
		31.80	18.63	21.32	21.32	18.63	
16	Limo arenoso gris verdoso (Ss = 2.64)	33.60	22.15	21.09	21.09	22.15	5
		35.40	25.67	20.86	20.86	25.67	
17	Arena fina poco limosa	35.70	26.28	20.82	20.82	26.28	
		36.00	26.89	20.78	20.78	26.89	
18	Arcilla gris verdoso	37.15	28.59	20.63	20.63	28.59	6
		38.30	30.28	20.49	20.49	30.28	
19	Ceniza volcánica	38.95	31.61	20.40	20.40	31.61	
		39.60	32.94	20.32	20.32	32.94	
20	Arcilla gris verdoso	40.65	34.53	20.18	20.18	34.53	6
		41.70	36.11	20.05	20.05	36.11	
21	Arena gris obscura	41.75	36.19	20.04	20.04	36.19	
		41.80	36.26	20.04	20.04	36.26	
22	Arcilla gris verdoso	42.40	37.24	19.96	19.96	37.24	6
		43.00	38.22	19.88	19.88	38.22	
23	Limo arenoso gris verdoso	44.00	40.32	19.75	19.75	40.32	7
		44.83	42.07	19.65	19.65	42.07	
		45.00	42.43	19.63	19.63	42.43	

Continuación tabla G.4: Distribución de esfuerzos efectivos y presiones de poros, antes y después del bombeo.

MACRO CAPÍTULO 4: CÁLCULO DE ÁREAS TRIBUTARIAS

```
Private Sub CommandButton1_Click()
```

```
NP = Worksheets("Coordenadas").Cells(2, 2).Value
```

```
For i = 1 To NP
```

```
    ID = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + i, 1).Value
```

```
    Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + i, 1).Value = ID
```

```
    Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4, i + 1).Value = ID
```

```
    X1 = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + i, 2).Value
```

```
    Y1 = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + i, 3).Value
```

```
    d = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + i, 4).Value
```

```
    Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + i, i + 1).Value = d
```

```
    For j = i + 1 To NP
```

```
        X2 = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + j, 2).Value
```

```
        Y2 = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + j, 3).Value
```

```
        d = ((X1 - X2) ^ 2 + (Y1 - Y2) ^ 2) ^ 0.5
```

```
        Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + i, j + 1).Value = d
```

```
        Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + j, i + 1).Value = d
```

```
    Next
```

```
Next
```

```
Pi = 3.14159265358979
```

```
P = Worksheets("Coordenadas").Cells(2, 9).Value
```

```
c = Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(1, 1).Value
```

```
For i = 1 To NP
```

```
    Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 3 + (P + 3) * (i - 1), 1).Value = "Pilote"
```

```
    Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 3 + (P + 3) * (i - 1), 2).Value =
```

```
Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + i, 1).Value
```

```
    Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1), 1).Value = "z (m)"
```

```
Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1), 2).Value = "A.  
Trib. (m2)"
```

```
Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1), 3).Value = "R (m)"
```

```
hecomp = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + i, 5).Value
```

```
pucomp = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + i, 6).Value
```

```
For j = 1 To P
```

```
z = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + j, 9).Value
```

```
Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1) + j, 1).Value = z
```

```
If c = 1 Then
```

```
Izk = 0
```

```
For k = 1 To NP
```

```
If z < Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + k, 5).Value Then
```

```
Izk = Izk
```

```
ElseIf z > Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + k, 6) Then
```

```
Izk = Izk
```

```
ElseIf z < hecomp Then
```

```
Izk = Izk
```

```
ElseIf z > pucomp Then
```

```
Izk = Izk
```

```
Else
```

```
R = Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + i, k + 1).Value
```

```
zt = R * z / (R * (2) ^ 0.5)
```

```
sinpsi = (1 / ((zt / R) ^ 2 + 1) ^ 0.5)
```

```
cospsi = (zt / R) * sinpsi
```

```
psi = 2 * Atn(sinpsi / (1 + cospsi))
```

```
Izk = Izk + ((zt / R) * (1 - Sin(psi)) + (Cos(psi) + (Log(Tan(0.5 * psi)) /
```

```
Log(10#))))
```

```
End If
```

```
Next
```

```
If Izk = 0 Then
```

```
A = 0
```

Else

$$A = (\text{Pi} * (z) ^ 2) / \text{Izk}$$

End If

Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1) + j, 2).Value =

A

$$\text{RO} = (A / \text{Pi}) ^ 0.5$$

Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1) + j, 3).Value =

RO

End If

If c = 2 Then

$$\text{Izc} = 0$$

For k = 1 To NP

If z < Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + k, 5).Value Then

$$\text{Izc} = \text{Izc}$$

ElseIf z > Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + k, 6) Then

$$\text{Izc} = \text{Izc}$$

ElseIf z < hecomp Then

$$\text{Izc} = \text{Izc}$$

ElseIf z > pucomp Then

$$\text{Izc} = \text{Izc}$$

Else

$$R = \text{Worksheets("Áreas Tributarias").Cells}(4 + i, k + 1).Value$$

$$z_t = R * z / (R * (2) ^ 0.5)$$

$$\text{sinpsi} = (1 / ((z_t / R) ^ 2 + 1) ^ 0.5)$$

$$\text{cospsi} = (z_t / R) * \text{sinpsi}$$

$$\text{psi} = 2 * \text{Atn}(\text{sinpsi} / (1 + \text{cospsi}))$$

$$\text{Izc} = \text{Izc} + (z_t / R) * (1 - \text{Sin}(\text{psi}))$$

End If

Next

If Izc = 0 Then

$$A = 0$$

Else

$$A = (2 * \text{Pi} * (z)^2) / ((2)^{0.5} * \text{Izc})$$

End If

Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1) + j, 2).Value =

A

$$\text{RO} = (A / \text{Pi})^{0.5}$$

Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1) + j, 3).Value =

RO

End If

If c = 3 Then

$$\text{Izk} = 0$$

$$\text{Izc} = 0$$

For k = 1 To NP

If z < Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + k, 5).Value Then

$$\text{Izk} = \text{Izk}$$

$$\text{Izc} = \text{Izc}$$

ElseIf z > Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + k, 6) Then

$$\text{Izk} = \text{Izk}$$

$$\text{Izc} = \text{Izc}$$

ElseIf z < hecomp Then

$$\text{Izk} = \text{Izk}$$

$$\text{Izc} = \text{Izc}$$

ElseIf z > pucomp Then

$$\text{Izk} = \text{Izk}$$

$$\text{Izc} = \text{Izc}$$

Else

$$R = \text{Worksheets("Áreas Tributarias").Cells}(4 + i, k + 1).Value$$

$$zt = R * z / (R * (2)^{0.5})$$

$$\text{sinpsi} = (1 / ((zt / R)^2 + 1)^{0.5})$$

$$\text{cospsi} = (zt / R) * \text{sinpsi}$$

$$\text{psi} = 2 * \text{Atn}(\text{sinpsi} / (1 + \text{cospsi}))$$

```
Izk = Izk + ((zt / R) * (1 - Sin(psi)) + (Cos(psi) + (Log(Tan(0.5 * psi)) /  
Log(10#))))
```

```
Izc = Izc + (zt / R) * (1 - Sin(psi))
```

```
End If
```

```
Next
```

```
If Izk = 0 And Izc = 0 Then
```

```
A = 0
```

```
Else
```

```
he = Worksheets("Coordenadas").Cells(4 + i, 5).Value
```

```
A = ((2 * he + z) * Pi * (z) ^ 2) / (z * Izk + he * Izc * (2) ^ 0.5)
```

```
End If
```

```
Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1) + j, 2).Value =
```

```
A
```

```
RO = (A / Pi) ^ 0.5
```

```
Worksheets("Áreas Tributarias").Cells(4 + NP + 4 + (P + 3) * (i - 1) + j, 3).Value =
```

```
RO
```

```
End If
```

```
Next
```

```
Next
```

```
End Sub
```

MACRO CAPÍTULO 5: CÁLCULO ASENTAMIENTOS

```
Sub Botón5_AIHacerClic()
Pi = 3.14159265359
Nt = Worksheets("Tiempo de contrucción").Cells(12, 2).Value
Es = Worksheets("Tiempo de contrucción").Cells(2, 2).Value
tc = Worksheets("Tiempo de contrucción").Cells(9, 2).Value
hojaactiva = ActiveSheet.Name
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 3, 1).Value = "RECOMPRESIÓN"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 3, 9).Value = "COMPRESIÓN NETA"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5, 19).Value = "t (años)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5, 20).Value = "dtotal (cm)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5, 21).Value = "vel (cm/semana)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 6, 19).Value = 0
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 6, 20).Value = 0
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 6, 21).Value = 0

For i = 1 To Nt
    t = Worksheets("Tiempo de contrucción").Cells(13 + i, 2).Value
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 4 + (Es + 4) * (i - 1), 1).Value = "t (años)"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 4 + (Es + 4) * (i - 1), 9).Value = "t (años)"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 4 + (Es + 4) * (i - 1), 2).Value = t
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 4 + (Es + 4) * (i - 1), 10).Value = t
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 1).Value = "Prof. Media
(m)"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 9).Value = "Prof. Media
(m)"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 2).Value = "Tv"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 10).Value = "Tv"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 3).Value = "Tvc"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 11).Value = "Tvc"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 17).Value = "at (m3/t)"
    sumadr = 0
    sumadc = 0
    For j = 1 To Es
        z = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 5).Value
        Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 1).Value = z
        Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 9).Value = z
        Dsr = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 9).Value
        H = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 6).Value
        Dsc = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 12).Value
        If Dsc = "---" Then
            Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 2).Value = "---"
            Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 3).Value = "---"
            Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 4).Value = "---"
            Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 5).Value = "---"
            Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 6).Value = "---"
            Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 7).Value = "---"
        End If
    Next j
Next i
```



```

Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 17).Value = "---
"
Else
E = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 4).Value
cvr = (3155.69259747) * Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 22).Value
psir = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 23).Value
Br = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 21).Value
mvr = (0.1) * Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 19).Value
roc = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 16).Value
If H = 1 Then
Tvr = cvr * t / (E ^ 2)
Tvcr = cvr * tc / (E ^ 2)
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 2).Value =
Tvr
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 3).Value =
Tvcr
Else
Tvr = cvr * t / ((E / 2) ^ 2)
Tvcr = cvr * tc / ((E / 2) ^ 2)
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 2).Value =
Tvr
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 3).Value =
Tvcr
End If
If t < tc Then
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 4).Value =
"f(Tv)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 5).Value = "A1"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 6).Value = "arc
(m3/t)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 7).Value = "d
(cm)"
A = 0
A1r = 1 - Log(1 + psir * Tvr) / (psir * Tvr)
For m = 0 To 10
A = A + (32 * (1 - Exp(-(((2 * m + 1) ^ 2) * (Pi ^ 2) / 4) * Tvr))) / (((2 * m +
1) ^ 4) * (Pi ^ 4)))
Next
fTvr = 1 - A / Tvr
alfar = (Tvr / Tvcr) * (fTvr + Br * A1r / 2.3) * roc * mvr * E
dr = 100 * alfar * Dsr
sumadr = sumadr + dr
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 4).Value =
fTvr
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 5).Value =
A1r
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 6).Value =
alfar
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 7).Value = dr
Else

```

```

Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 4).Value =
"F(Tv-To1)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 5).Value = "Avc"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 6).Value = "arc
(m3/t)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 7).Value = "d
(cm)"
To1r = (4 / (Pi ^ 2)) * Log(4 * (Exp((Pi ^ 2 / 4) * Tvcr) - 1) / ((Pi ^ 2) * Tvcr))
A = 0
Avc = (1 - Log(1 + psir * Tvcr) / (psir * Tvcr)) / 2.3
For m = 0 To 10
    A = A + 8 * Exp(-(((2 * m + 1) ^ 2) * (Pi ^ 2) / 4) * (Tvr - To1r)) / (((2 * m
+ 1) ^ 2) * (Pi ^ 2))
Next
fTvTo1r = 1 - A
alfar = (fTvTo1r + Br * Log(10 ^ Avc + psir * (Tvr - Tvcr)) / Log(10#)) *
roc * mvr * E
dr = 100 * alfar * Dsr
sumadr = sumadr + dr
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 4).Value =
fTvTo1r
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 5).Value =
Avc
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 6).Value =
alfar
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 7).Value = dr
End If
End If
If Dsc = "---" Then
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 10).Value = "---
"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 11).Value = "---
"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 12).Value = "---
"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 13).Value = "---
"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 14).Value = "---
"
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 15).Value = "---
"
Else
    cvc = (3155.69259747) * Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 27).Value
    psic = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 28).Value
    Bc = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 26).Value
    mvc = (0.1) * Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + j, 24).Value
    If H = 1 Then
        Tvc = cvc * t / (E ^ 2)
        Tvcc = cvc * tc / (E ^ 2)

```

```

Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 10).Value =
Tvc
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 11).Value =
Tvc
Else
Tvc = cvc * t / ((E / 2) ^ 2)
Tvc = cvc * tc / ((E / 2) ^ 2)
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 10).Value =
Tvc
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 11).Value =
Tvc
End If
If t < tc Then
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 12).Value =
"f(Tv)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 13).Value = "A1"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 14).Value = "ac
(m3/t)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 15).Value = "d
(cm)"
B = 0
A1c = 1 - Log(1 + psic * Tvc) / (psic * Tvc)
For m = 0 To 10
B = B + (32 * (1 - Exp(-(((2 * m + 1) ^ 2) * (Pi ^ 2) / 4) * Tvc))) / (((2 * m +
1) ^ 4) * (Pi ^ 4)))
Next
fTvc = 1 - B / Tvc
alfac = (Tvc / Tvcc) * (fTvc + Bc * A1c / 2.3) * mvc * E
dc = 100 * alfac * Dsc
sumadc = sumadc + dc
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 12).Value =
fTvc
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 13).Value =
A1c
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 14).Value =
alfac
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 15).Value =
dc
alfat = ((dr + dc) / 100) / (Dsr + Dsc)
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 17).Value =
alfat
Else
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 12).Value =
"F(Tv-To1)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 13).Value =
"Avc"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 14).Value = "ac
(m3/t)"
Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1), 15).Value = "d
(cm)"

```

```

    To1c = (4 / (Pi ^ 2)) * Log(4 * (Exp((Pi ^ 2 / 4) * Tvcc) - 1) / ((Pi ^ 2) *
Tvcc))
    B = 0
    Avcc = (1 - Log(1 + psic * Tvcc) / (psic * Tvcc)) / 2.3
    For m = 0 To 10
        B = B + 8 * Exp(-(((2 * m + 1) ^ 2) * (Pi ^ 2) / 4) * (Tvc - To1c)) / (((2 * m
+ 1) ^ 2) * (Pi ^ 2))
    Next
    fTvTo1c = 1 - B
    alfac = (fTvTo1c + Bc * Log(10 ^ Avcc + psic * (Tvc - Tvcc)) / Log(10#)) *
mvc * E
    dc = 100 * alfac * Dsc
    sumadc = sumadc + dc
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 12).Value =
fTvTo1c
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 13).Value =
Avcc
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 14).Value =
alfac
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 15).Value =
dc
    alfat = ((dr + dc) / 100) / (Dsr + Dsc)
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + j, 17).Value =
alfat
    End If
    End If
    Next
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + Es + 1, 7).Value =
sumadr
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + (Es + 4) * (i - 1) + Es + 1, 15).Value =
sumadc
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 6 + i, 19).Value = t
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 6 + i, 20).Value = sumadr + sumadc
    d1 = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + i, 20).Value
    t1 = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 5 + i, 19).Value
    d2 = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 6 + i, 20).Value
    t2 = Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 6 + i, 19).Value
    Worksheets(hojaactiva).Cells(5 + Es + 6 + i, 21).Value = ((d2 - d1) / (t2 - t1)) / 52

Next

End Sub

```