



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
(INGENIERÍA CIVIL) – (GEOTECNIA)

ESTUDIO DE LA PROBLEMÁTICA DE UNA CIMENTACIÓN DE GRAN EXTENSIÓN EN
SUELOS MUY BLANDOS

TESIS
PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MARIA CLARA MADRIGAL MADRIGAL

TUTOR PRINCIPAL
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F., DICIEMBRE 2015



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. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Vocal: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO
1^{er.} Suplente: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
2^{do.} Suplente: DR. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

FIRMA

RESUMEN

La Terminal 2 del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México “Benito Juárez” entró en operación en noviembre del 2007, con el fin de aumentar la capacidad para transportar pasajeros. Su construcción y diseño se realizó de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del 2004, aún vigente. Esta edificación está compuesta por tres estructuras principales: el Edificio Terminal y las salas de espera denominadas “Dedo” Norte y “Dedo” Sur. El aeropuerto encuentra ubicado en zona geotécnica Lacustre (Zona III) de la Ciudad de México (GDF, 2004(b)).

La explotación de mantos acuíferos para el suministro de agua potable, ha provocado el abatimiento de la presión de poro haciendo que se presenten asentamientos importantes en la zona donde se localiza la Terminal 2. Además del fenómeno de hundimiento regional, otros factores como la alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante de los suelos lacustres, han ocasionado una acumulación de asentamientos diferenciales importantes entre las estructuras de la Terminal 2, generando eventualmente que las condiciones de funcionalidad para los usuarios y el personal sean inaceptables.

El Dedo Norte y Sur se comunican con el Edificio Terminal, desde la azotea hasta la cimentación, mediante puentes metálicos. Actualmente, estos puentes son los elementos más afectados por el asentamiento diferencial que se presenta entre los Dedos Norte y Sur con respecto al Edificio Terminal. Dicha condición ocurre debido a que las salas de espera se encuentran cimentadas sobre pilotes de fricción haciendo que las estructuras se asienten de forma uniforme siguiendo el comportamiento del terreno circundante; mientras que el Edificio Terminal, presenta una emersión aparente dado que se encuentra sobre pilas de punta cimentadas en los Depósitos Profundos (DP).

Por medio de este trabajo se pretende realizar una revisión de la condición actual de los sistemas de cimentación de cada una de las edificaciones que conforman la Terminal 2 teniendo en cuenta lo estipulado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes; y se elaboran modelos numéricos para analizar la interacción dinámica suelo-estructura.

Para determinar las propiedades del perfil estratigráfico donde se encuentra la Terminal 2, se tendrá en cuenta los resultados obtenidos a partir de pruebas de campo como cono eléctrico, sondeo mixto y sonda suspendida, y pruebas de laboratorio.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por creen en mí y ser la base de todos mis logros.

A Sebastián, por su apoyo incondicional y motivación constante.

A mi tutor de tesis, Dr. Eduardo Botero, por la asesoría y ayuda proporcionada para el desarrollo de esta tesis.

Al Dr. Rigoberto Rivera, cuyos comentarios y correcciones ayudaron a enriquecer este trabajo.

Al Dr. Luis Osorio, por la orientación y asesoría brindada.

A la Dra. Alexandra Ossa, el Dr. Efraín Ovando y el M.I. Agustín Deméneghi, por la lectura y revisión de esta tesis.

A todos mis compañeros de Maestría y del Instituto de Ingeniería UNAM, que hicieron parte de este periodo de mi vida, en especial a Mario Arvizu, por su amistad, comprensión, paciencia y por siempre tenderme la mano.

A CONACYT y al Instituto de Ingeniería UNAM por el apoyo económico recibido durante el desarrollo de esta tesis.

TABLA DE CONTENIDO

	Página
RESUMEN	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
1 INTRODUCCIÓN.....	9
1.1 OBJETIVOS.....	9
1.1.1 Objetivo principal	9
1.1.2 Objetivos específicos.....	9
1.2 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	9
1.3 ASPECTOS GENERALES DE LA TERMINAL 2.....	10
2 HUNDIMIENTO REGIONAL.....	12
2.1 INTRODUCCIÓN.....	12
2.1.1 Antecedentes	13
2.1.2 Extracción de agua	13
2.1.3 Definición de hundimiento regional	14
2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO	14
2.2.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México.....	14
2.2.2 Estratigrafía típica de la zona de lago.....	15
2.3 ACTUALIDAD DEL HUNDIMIENTO REGIONAL	16
2.3.1 Efectos en las edificaciones	17
2.4 RECIMENTACIÓN DE EDIFICIOS EN EL DISTRITO FEDERAL	19
2.4.1 Métodos de recimentación y/o nivelación	20
2.4.2 Casos de recimentaciones en la Ciudad de México.....	23
2.5 MODELO ELASTO-VISCOPLÁSTICO	25
2.5.1 Introducción	25
2.5.2 Descripción el modelo EVP	26
2.5.3 Ecuaciones generales	29
2.5.4 Condiciones de frontera	30
3 CONDICIONES SÍSMICAS.....	32

3.1	TECTÓNICA DE PLACAS.....	32
3.2	SISMICIDAD EN MÉXICO	33
3.3	COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MÉXICO ANTE CARGAS CÍCLICAS	35
3.3.1	Módulo de rigidez al corte	36
3.3.2	Amortiguamiento histerético	40
3.3.3	Respuesta Esfuerzo-Deformación	42
3.3.4	Presión de poro dinámica.....	44
3.3.5	Resistencia a la falla dinámica	44
3.4	EFFECTOS DE SITIO	45
3.5	EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES EN EL TIEMPO.....	46
3.5.1	Propiedades mecánicas	49
3.5.2	Propiedades dinámicas	51
4	CIMENTACIONES.....	55
4.1	INTRODUCCIÓN.....	55
4.2	TIPOS DE CIMENTACIONES.....	55
4.2.1	Cimentaciones superficiales.....	56
4.2.2	Cimentaciones profundas.....	60
4.3	TIPOS DE CIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MÉXICO	68
4.4	VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	73
4.4.1	Acciones de diseño.....	73
4.4.2	Cimentaciones someras (zapatas o losas)	75
4.4.3	Cimentaciones con pilotes de fricción	76
4.4.4	Cimentaciones con pilotes de punta o pilas.....	78
5	INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA	81
5.1.1	Definición	81
5.1.2	Métodos de análisis	81
5.1.3	Método de diferencias finitas-FLAC ^{3D}	83
5.1.4	Deconvolución del movimiento de diseño.....	85

6	REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS EDIFICIOS DE LA TERMINAL 2 DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.....	88
6.1	CARACTERÍSTICAS DE LA TERMINAL 2.....	88
6.1.1	Localización	88
6.1.2	Estructuras de la Terminal 2.....	89
6.2	PROBLEMÁTICA.....	92
6.2.1	Consolidación por peso propio	92
6.2.2	Fenómeno de hundimiento regional.....	92
6.3	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	95
6.3.1	Introducción	95
6.3.2	Pruebas de campo.....	96
6.3.3	Pruebas de laboratorio	99
6.3.4	Estado de esfuerzos	102
6.4	ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LAS CIMENTACIONES.....	104
6.4.1	Estado límite de falla	104
6.4.2	Estado límite de servicio.....	133
7	ANÁLISIS NUMÉRICO	156
7.1	CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO	156
7.1.1	Estaciones acelerográficas.....	158
7.1.2	Espectros de respuesta.....	159
7.1.3	Señal sintética.....	162
7.1.4	Duración.....	163
7.1.5	Deconvolución	165
7.2	MODELADO EN FLAC 3D	168
7.2.1	Características generales del modelo	168
7.2.2	Modelado del Dedo Norte.....	171
7.2.3	Calibración en campo libre	173
7.2.4	Interacción dinámica suelo-estructura	174
8	CONCLUSIONES	179

8.1	ESTABILIDAD DE LAS CIMENTACIONES	179
8.2	EFFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL	180
8.3	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	181
9	BIBLIOGRAFÍA	182

ANEXO A. Condiciones estáticas

ANEXO B. Condiciones dinámicas

1 INTRODUCCIÓN

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo principal

Revisar la condición actual del sistema de cimentación de la Terminal 2 de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y evaluar la interacción dinámica suelo-estructura.

1.1.2 Objetivos específicos

- Revisar la información disponible proporcionada por el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México;
- Interpretar los resultados de exploración geotécnica de campo y de laboratorio;
- Revisar los estados límite de falla y de servicio de la condición actual de la cimentación del Edificio Terminal, Dedos Norte y Sur, teniendo en cuenta el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes;
- Predecir mediante un modelo elasto-viscoplástico (EVP) la variación de las propiedades de los depósitos lacustres en el tiempo;
- Elaborar modelos numéricos para evaluar la interacción dinámica suelo-estructura considerando las propiedades actuales del depósito;
- Evaluar los efectos de hundimiento regional en las estructuras;

1.2 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

El propósito de esta investigación es estimar a futuro, en el corto plazo (10 años), la funcionalidad de las estructuras que conforman la Terminal 2 del actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, teniendo en cuenta la variación de las propiedades de los depósitos lacustres sobre los cuales se encuentra cimentada. Por otro lado, se pretende conocer la condición actual de la cimentación mediante la evaluación del estado límite de falla y de servicio ante la influencia de cargas gravitacionales y eventos sísmicos.

La importancia de analizar el comportamiento actual de los sistemas de cimentación de la Terminal 2 así como los efectos futuros del hundimiento regional y realizar los análisis de interacción suelo-estructura, radica en que dicha edificación hace parte de la infraestructura de transporte cuya operación es esencial y se debe garantizar su funcionalidad ante una emergencia urbana. Por otro lado, dada la particular extensión y geometría de las estructuras es importante conocer la funcionalidad de éstas durante el resto de su vida útil (10 a 12 años a partir del 2014) como edificaciones que hacen parte de una terminal aeroportuaria estratégica a nivel de acceso al país.

El alcance de este trabajo es realizar la verificación de la seguridad de cada uno de los sistemas de cimentación de los edificios que conforman la Terminal 2 teniendo en cuenta lo que se estipula en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus

Normas Complementarias vigentes (RCDF, 2004) para luego elaborar modelos numéricos con el objetivo de analizar la interacción dinámica suelo-estructura y contribuir en la toma de decisiones para aminorar los asentamientos diferenciales acumulados gracias al efecto del hundimiento regional latente en la zona de estudio.

1.3 ASPECTOS GENERALES DE LA TERMINAL 2

El Aeropuerto Internacional Benito Juárez de la Ciudad de México se encuentra localizado en la Avenida Capitán Carlos León S/N, en la colonia Peñón de los Baños delegación Venustiano Carranza, México D.F (Ver Figura 1. 1). Éste se inauguró oficialmente el 19 de noviembre de 1952 con dos pistas, algunos hangares, sistemas rudimentarios de iluminación y un pequeño terminal de pasajeros (AICM, 2014).



Figura 1. 1 Localización Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México

Con el fin de poder brindar mejores servicios y espacios a los pasajeros y en vista de la cancelación en 2001 del proyecto original del Nuevo Aeropuerto Internacional de Ciudad de México (NAICM), se construyó la Terminal 2 (Ver Figura 1. 2). Las operaciones aéreas en estas nuevas instalaciones iniciaron el 15 de noviembre de 2007 (AICM, 2014). Las Terminales 1 y 2 se comunican por medio de un tren inter-terminales que tiene un recorrido de 3 km, como también por medio de un sistema de vialidades directas.

En la Figura 1. 2 se puede observar que la Terminal 2 está conformada por tres estructuras principales: Edificio Terminal y las salas de espera Dedo Norte y Dedo Sur. Éstas últimas se encuentran cimentadas sobre pilotes de fricción haciendo que las estructuras se asienten siguiendo el comportamiento del terreno circundante, mientras

que el Edificio Terminal se encuentra sobre pilas de punta cimentadas en los Depósitos Profundos (DP) y presenta una emersión aparente. Dadas las diferencias en el comportamiento de los dos tipos de cimentaciones sobre los que se encuentran las estructuras, se ha generado una acumulación de asentamientos diferenciales importante de los Dedos Norte y Sur con respecto al Edificio Terminal, viéndose reflejado principalmente en dos puentes metálicos y pasillos de acceso de planta baja que comunica a los Dedos Norte y Sur con el Edificio Terminal. Por lo anterior, es fundamental revisar la seguridad estructural de los edificios ante cargas estáticas y solicitaciones sísmicas, teniendo en cuenta los efectos del hundimiento regional, para determinar su comportamiento y funcionalidad durante el resto de la vida útil como edificaciones que hacen parte de una terminal aeroportuaria.



Figura 1. 2 Terminal 2

En la actualidad, el Aeropuerto Internacional Benito Juárez es el principal aeropuerto metropolitano de América Latina. Sin embargo, esta terminal aérea presenta una saturación operativa, no cuenta con la capacidad para competir con la mejor infraestructura de otros aeropuertos del mundo, no funciona como un centro de conexión (Hub) ni presenta niveles de transporte de carga importantes, lo que le resta competitividad al país.

2 HUNDIMIENTO REGIONAL

2.1 INTRODUCCIÓN

El valle de México es una cuenca cerrada que tiene un área de 7160 km², hacia la cual vierten diversas corrientes fluviales que nacen en las serranías circundantes. Dichas corrientes dieron origen a los lagos de Zumpango, Xaltocan, San Cristóbal y Texcoco, al norte, y de Chalco y Xochimilco, al sur. (Ver Figura 2. 1)

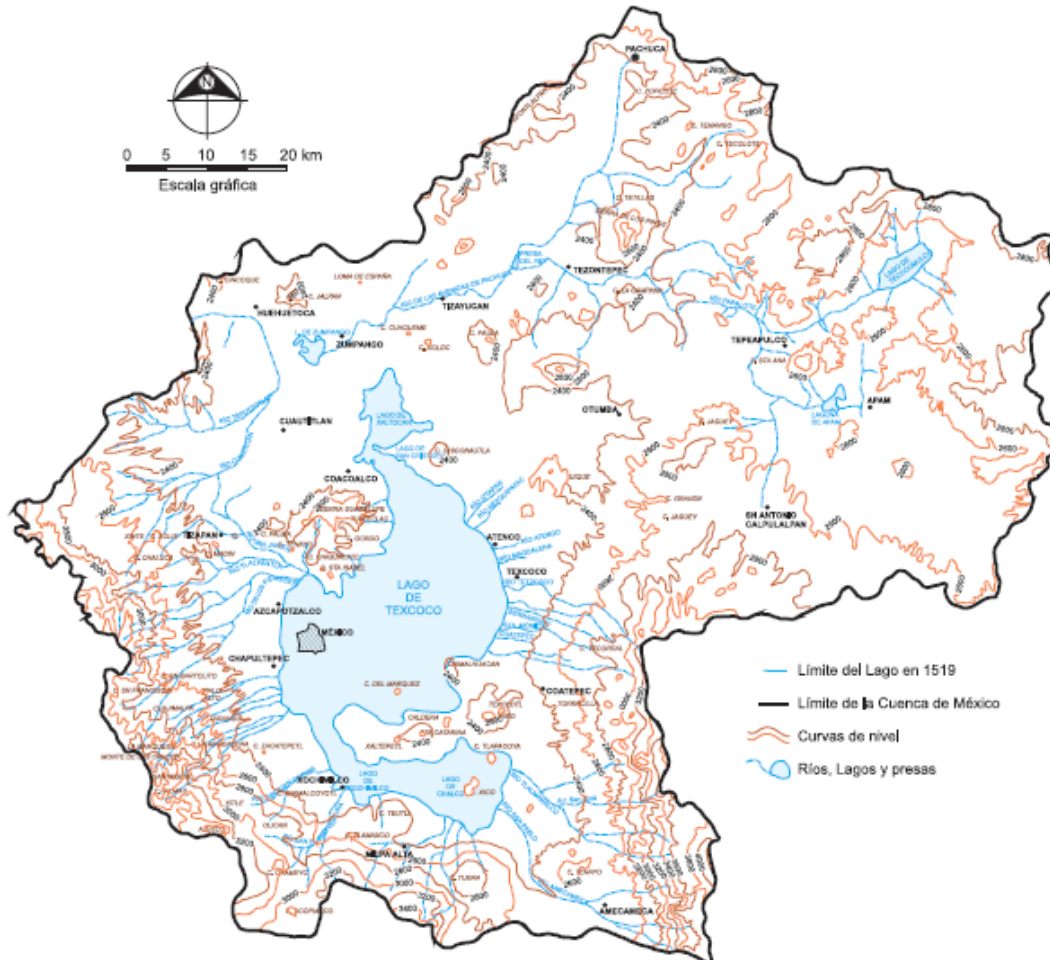


Figura 2. 1 Topografía e hidrografía de la cuenca de México (Santoyo, *et al.*, 2005)

La cuenca limita al norte con las sierras de Tepotztlán, Tezontlalpan y Pachuca; al sur con las sierras del Ajusco y Chichinautzin; al este con los llanos de Apan y la sierra nevada donde se encuentran los volcanes Popocatepetl e Iztaccíhuatl, y al oeste con las sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. (Jaime, 1988).

Durante la época colonial, se iniciaron trabajos de ingeniería, como el tajo de Nochistongo, con el fin de evacuar toda el agua que inundaba la ciudad durante la

temporada de lluvias intensas. Posteriormente, se construyó un sistema de drenaje profundo y otras obras hidráulicas que además de evitar las grandes inundaciones, contribuyeron a la desecación de los lagos.

Una gran parte del agua potable que se consume en la Ciudad de México es extraída por bombeo de los acuíferos del mismo suelo. Dicha extracción produce abatimientos piezométricos importantes que provocan un incremento en los esfuerzos efectivos de los depósitos de suelos. Lo anterior, se traduce en un proceso de consolidación natural que da origen al hundimiento regional.

2.1.1 Antecedentes

La ciudad de Tenochtitlan, capital del Imperio Azteca, se fundó en 1352 en un islote dentro de la cuenca lacustre del valle de México, formada en ese entonces por seis lagos que se unían en época de lluvias (Ver Figura 2. 1) Una de las obras hidráulicas que los aztecas construyeron para impedir las inundaciones de la ciudad, fue el bordo de Nezahualcóyotl (Jaime, 1988).

A la llegada de los conquistadores españoles en 1521, los lagos ya se encontraban en procesos de desecación, ya que los aztecas rellenaban la laguna para construir terraplenes y extender la ciudad. Sin embargo, dada la gran deformabilidad de las arcillas lacustres, las estructuras que allí se construían sufrían enormes daños y obligaban a los aztecas a construir pirámides nuevas sobre las antiguas para corregir sus edificaciones y ocultar las deformaciones producidas en ellas (Santoyo, *et al*, 2005).

Durante el siglo XVII, la ciudad comenzó a presentar grandes inundaciones debido a la destrucción, por parte de los españoles, de las obras de control de agua prehispánicas. Por lo anterior, en 1628 Enrico Martínez propuso la construcción del tajo de Nochistongo para facilitar la salida del agua de la cuenca hacia las montañas del norte (dicha obra se completó en 1789). Posteriormente, durante el siglo XX se construyeron obras de drenaje como el Gran Canal de Desagüe y los túneles de Tequisquiac para que descargaran en el río Tula las aguas que elevaban el nivel del lago. Luego, en 1975 se inauguró el sistema de drenaje profundo de la Ciudad de México. Estas obras hidráulicas y otras complementarias además de evitar grandes inundaciones, contribuyeron a la desecación casi total de los lagos del Valle (Jaime, 1988).

2.1.2 Extracción de agua

La explotación del acuífero que subyace a las arcillas del valle de México para abastecer de agua potable a la población, comenzó en 1847 cuando se abrieron los primeros pozos a 105 m de profundidad (Santoyo, *et al.*, 2005). Inicialmente los pozos operaban con artesianismo, es decir, que la presión en el acuífero permitía subir el agua por encima del nivel de la superficie del suelo. Luego, dado el crecimiento demográfico de la ciudad se intensificó la perforación para la explotación del acuífero haciendo que poco a poco se agotara el artesianismo, y posteriormente hubiera la necesidad de recurrir al bombeo para extraer el agua.

2.1.3 Definición de hundimiento regional

En 1925, el ingeniero Roberto Gayol detecta el fenómeno de hundimiento regional a partir de nivelaciones realizadas en el centro de la ciudad y en el lago de Texcoco e informa lo observado a la Asociación de Ingenieros y Arquitectos. En ese entonces, las causas de ese fenómeno se le atribuían al abatimiento de las presiones de poro generado por el sistema de drenaje profundo y sus obras complementarias. Luego, el Ingeniero José A. Cuevas le propone a Nabor Carrillo realizar un estudio acerca de la influencia de la explotación del acuífero en el fenómeno de hundimiento regional.

En 1947, Nabor Carrillo apoyándose en la Mecánica de Suelos, explica que la causa del fenómeno de hundimiento regional se debe al proceso de consolidación que sufren los suelos blandos cuando hay un incremento en los esfuerzos efectivos debido a la disminución de la presión de poro del suelo.

Los profesores Raúl J. Marsal y Marcos Mazari entre los años 1947 y 1952 recopilaron información suficiente para interpretar las distintas condiciones estratigráficas del subsuelo y elaborar el Plano de la Zonificación Geotécnica de la ciudad de México que actualmente existe con ligeras modificaciones. Adicionalmente, durante este periodo, Marsal y Mazari demostraron que la interpretación del Dr. Carrillo sobre la causa del fenómeno de hundimiento regional era correcta (Santoyo, 2007).

2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

La mayor parte de la Ciudad de México, como se mencionó previamente, se encuentra asentada en suelos lacustres en los que se depositaron grandes cantidades de cenizas volcánicas y otros materiales piroclásticos. Con el tiempo, la meteorización química de dichos materiales dio origen a las arcillas altamente compresibles y de alto contenido de agua, características del valle de México.

Es importante resaltar que la magnitud de las propiedades índice y mecánicas de los depósitos lacustres de la Ciudad de México, se ubican en las cartas geotécnicas como valores extremos debido sus características únicas; sin embargo estos materiales se ajustan a los patrones de comportamiento de la mayoría de los suelos.

2.2.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

El área urbana de la Ciudad de México puede dividirse en tres zonas geotécnicas (Marzal y Reséndiz, 1959): Lomas (Zona I), Transición (Zona II) y Lacustre (Zona III). La zona de lomas está conformada por suelos volcánicos firmes y compactos con alto contenido de gravas y de tobas pumíticas bien cementadas. Sin embargo, pueden existir superficialmente o intercalados depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en roca, cavernas y túneles excavados en suelos. La zona de Transición, por su parte, presenta variaciones estratigráficas muy marcadas entre estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre. Allí, los depósitos profundos se encuentran a 20 m o menos. Por último, la zona Lacustre, presenta depósitos de arcilla altamente compresible y de baja capacidad de carga, separados por capas arenosas de consistencia firme y de

espesor variable. Los depósitos lacustres, por lo general, suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales.

En la Figura 2. 2 se presenta un esquema de la zonificación geotécnica actual de la Ciudad de México, previamente descrita, disponible en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)).

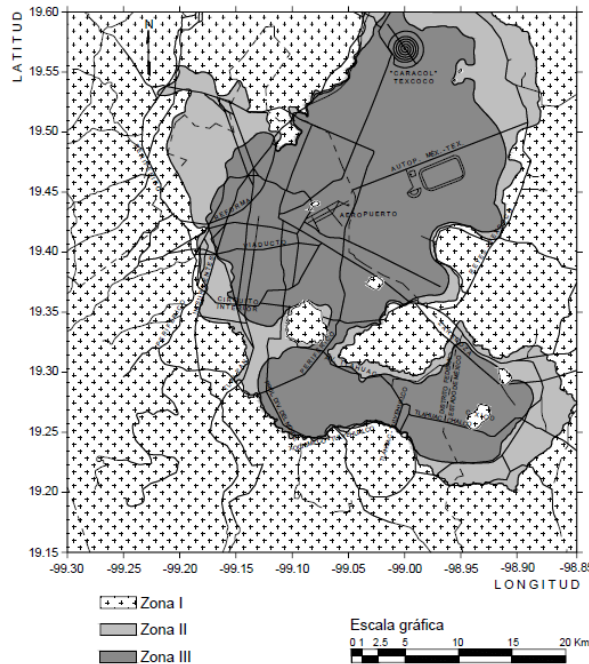


Figura 2. 2 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (GDF, 2004(c)).

2.2.2 Estratigrafía típica de la zona de lago

La zona de lago del valle de México se encuentra principalmente conformada por secuencias de formaciones de arcilla blanda interceptadas por lentes arenosos y capas de materiales limo arcilloso de consistencia firme y arenas compactas. En la Figura 2. 3 se presenta la estratigrafía típica de la zona centro de la Ciudad de México, la cual está definida por la siguiente secuencia de materiales (Ovando, *et al.*, 2007):

- Los materiales cercanos a la superficie corresponden a rellenos arqueológicos dentro de los cuales se pueden encontrar ruinas de antiguos templos aztecas;
- Costra de arcilla limosa de baja plasticidad desecada;
- Formación Arcillosa Superior (FAS) que contiene los estratos de suelo más compresibles dentro de la estratigrafía y presentan grados de consolidación variable de acuerdo con su origen geológico y con los efectos de sobrecargas y bombeo profundo;
- La primera Capa Dura (CD) se encuentra a una profundidad aproximada de 40 m la cual está compuesta de arena, grava arenosa y lentes delgados de arcilla limosa;

- La Formación Arcillosa Inferior (FAI) es una secuencia de arcilla blanda que tiene un espesor aproximado de 10 m;
- Los Depósitos Profundos (DP) son materiales limosos y arenolimosos de consistencia firme interceptados por arcillas duras. Este estrato de suelo se encuentra a una profundidad de 50 m aproximadamente.

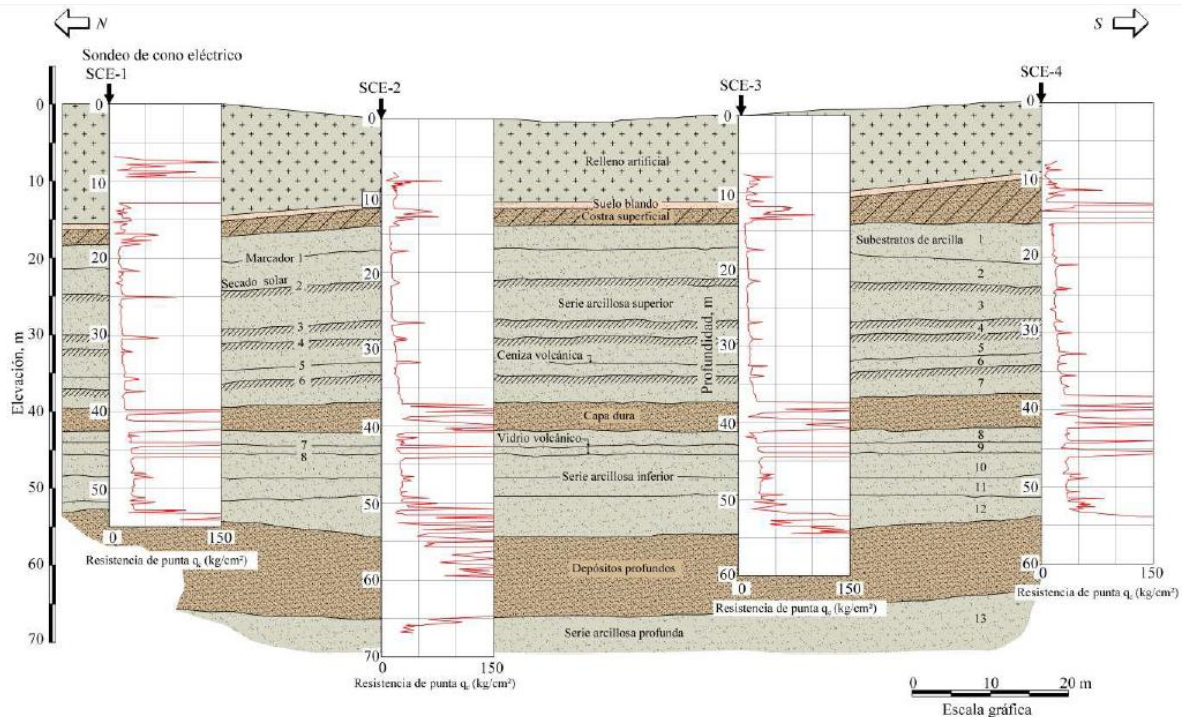


Figura 2. 3 Corte estratigráfico del centro histórico de la Ciudad de México (Santoyo y Gutiérrez, 1990)

2.3 ACTUALIDAD DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

La Ciudad de México tiene alrededor de 20 millones de habitantes en su área metropolitana y cuenta con unos 1600 pozos en operación, de los cuales se extrae un gasto aproximado de 76.6 m³/s (Santoyo, 2007). Por otro lado, se presentan pérdidas de agua a través de las líneas del metro, colectores y túneles del sistema de drenaje, además de las que se generan por la evaporación solar, el consumo de los árboles y por los pozos abandonados y mal sellados. Lo anterior, ha permitido que la ciudad se haya hundido aproximadamente 9 m desde 1856, originando daños importantes en las estructuras, especialmente en sus cimentaciones, y en las instalaciones de abastecimiento de agua y de drenaje.

Además, del hundimiento regional, se observa que la extracción de agua da lugar a la formación de grietas y fisuras verticales, que se evidencian en la superficie y en las muestras inalteradas extraídas de subsuelo (Jaime, 1988).

El hundimiento regional es un problema latente al que la Ciudad de México se encuentra expuesta debido a: las características del subsuelo lacustre sobre el cual está asentada,

y al efecto de consolidación inducida por explotación del acuífero. Por lo anterior, se han desarrollado diferentes sistemas de cimentación para las construcciones nuevas, con el fin de aminorar los efectos ocasionados por este fenómeno y evitar que las estructuras alcancen los estados límites de falla o de servicio.

En la Figura 2. 4 se presenta un perfil de abatimiento de la presión de poro debido al bombeo de agua de los estratos permeables profundos.

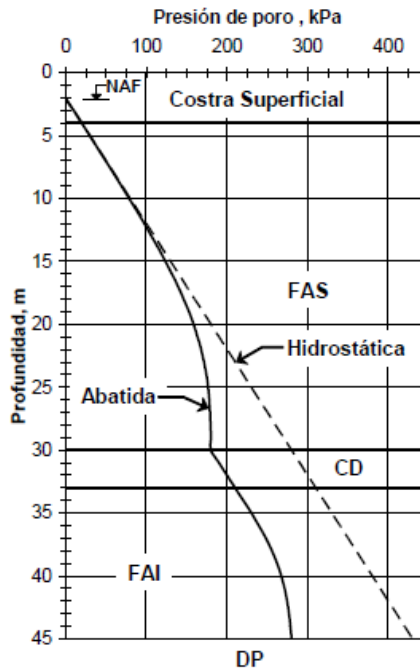


Figura 2. 4 Perfil típico del abatimiento de las presiones de poro en la zona del lago (Rodríguez, 2010)

Cabe hacer notar que la Formación Arcillosa Superior (FAS) contribuye poco al hundimiento regional total, pero su deformación afecta de forma importante el comportamiento de las cimentaciones profundas.

2.3.1 Efectos en las edificaciones

Cuando una estructura se encuentra cimentada en la capa dura y está sometida a un proceso de consolidación o hundimiento regional importante, presenta un efecto de emersión aparente con respecto al terreno circundante (Ver Figura 2. 5). Lo anterior, conlleva a que se presenten asentamientos diferenciales significativos con respecto a estructuras colindantes (Ver Figura 2. 6), pérdida de confinamiento superficial de la cimentación y una separación entre la losa de la subestructura y el suelo de apoyo.

Adicionalmente, otro efecto del fenómeno de hundimiento regional en las edificaciones es la pérdida de verticalidad o desplome cuando dichas estructuras se encuentran asentadas en la zona lacustre sobre suelos que presentan diferentes grados de

consolidación o en la zona de transición abrupta entre suelos compresibles y suelos firmes. Es importante resaltar que el desplome en una estructura no es sólo por efecto del hundimiento regional, sino que existen diversas causas que sumadas a esta última hacen que se presente dicho problema.

Como consecuencia de la emersión aparente y del desplome, se generan agrietamientos en los muros y separación de la juntas de construcción, lo que ocasiona una sensación de inseguridad para las personas que habitan las edificaciones afectadas.

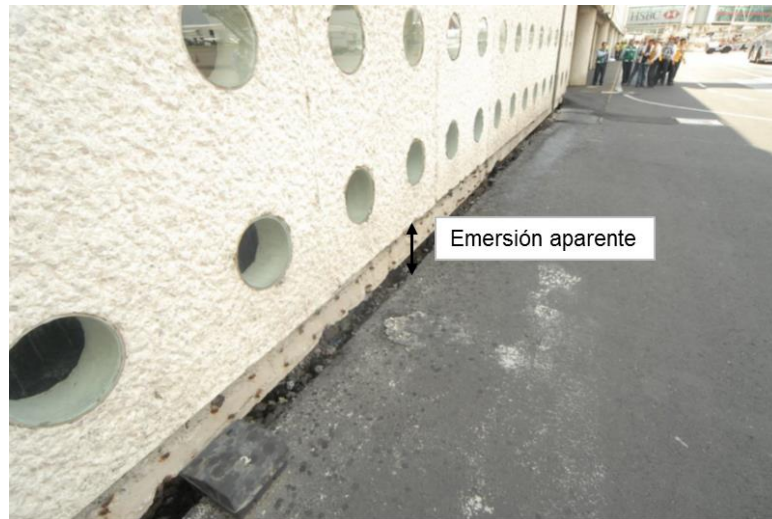


Figura 2. 5 Emersión aparente del Edificio Terminal del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Terminal 2



Figura 2. 6 Asentamiento diferencial entre el Edificio Terminal y el Dedo Norte del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Terminal 2

A continuación, se describen brevemente algunos casos de construcciones ubicadas en el centro histórico de la Ciudad de México, que presentaron problemas de hundimientos

diferenciales locales debido al fenómeno de hundimiento regional, la alta compresibilidad de las arcillas y la baja resistencia al esfuerzo cortante de las mismas.

2.3.1.1 Iglesia de San Fernando

Edificación construida entre los años 1762 y 1783, junto con el Colegio de San Fernando. Este último fue demolido parcialmente en 1865 para ampliar la calle de Guerrero. Los pisos del templo fueron renivelados varias veces con relleno, mayores en el centro de gravedad del área y menores en las esquinas, debido a los asentamientos por consolidación que se generaba por la concentración de carga (Tamez, 1992). La condición anterior, generó un efecto de compresibilidad variable donde los esfuerzos de preconsolidación fueron mayores bajo el centroide del área que bajo las esquinas, provocando así que se presentaran agrietamientos en las bóvedas, la cúpula, los muros y en la esquina sureste.

2.3.1.2 Palacio Nacional

El Palacio Nacional está formado por un conjunto de estructuras cimentadas sobre las ruinas aztecas que fueron las Casas Nuevas de Moctezuma. Esta edificación ha sufrido un proceso evolutivo de construcción que ha experimentado ampliaciones, reformas y reparaciones. Según estudios realizados en 1990, los asentamientos máximos se han producido en las esquinas, los cuales varían entre 2 m y 3.50 m con respecto a la zona central que está menos hundida. Este es un caso donde las cargas no están uniformemente repartidas sobre toda el área cargada en un suelo compresible, como razonablemente lo eran antes las construcciones aztecas (Tamez, 1992).

2.3.1.3 Catedral Metropolitana y Sagrario

La Catedral ha acumulado asentamientos diferenciales desde el inicio de su construcción, que han producido agrietamiento de las bóvedas y muros, así como desplomes de las columnas. El hundimiento de esta construcción llegó a tener 2.40 m desde el altar mayor hasta la torre poniente (IIUNAM, 2013), el cual es resultado de una combinación de una inclinación hacia la fachada frontal y un giro de la misma hacia la torre poniente.

2.4 RECIPIENTACIÓN DE EDIFICIOS EN EL DISTRITO FEDERAL

El comportamiento deficiente de cimentaciones ante cargas sísmicas intensas, asentamientos diferenciales, el hundimiento regional y errores en el diseño, son entre otras, causas por las cuales se requiere recipientar una cantidad importante de edificaciones en la Ciudad de México. Además de esto, existen otras situaciones que pueden obligar a tomar la decisión de recipientar (Sánchez, 1990):

- Cambio de uso de la construcción;
- Daños o asentamientos accidentales;
- Problemas de estabilidad causados por obras cercanas o excavaciones en las colindancias;
- Inadecuado proceso constructivo;

- Cambio en la reglamentación vigente.

2.4.1 Métodos de recimentación y/o nivelación

Algunos dispositivos o métodos especiales que se emplean para la recimentación de edificaciones en la Ciudad de México son los siguientes:

2.4.1.1 Pilotes de control

Estos elementos son una solución para recimentar edificaciones que han sufrido asentamientos excesivos por la consolidación de las arcillas altamente compresibles, y emersión aparente causada por el hundimiento regional de estructuras apoyadas sobre pilotes de punta (Ver Figura 2. 7).

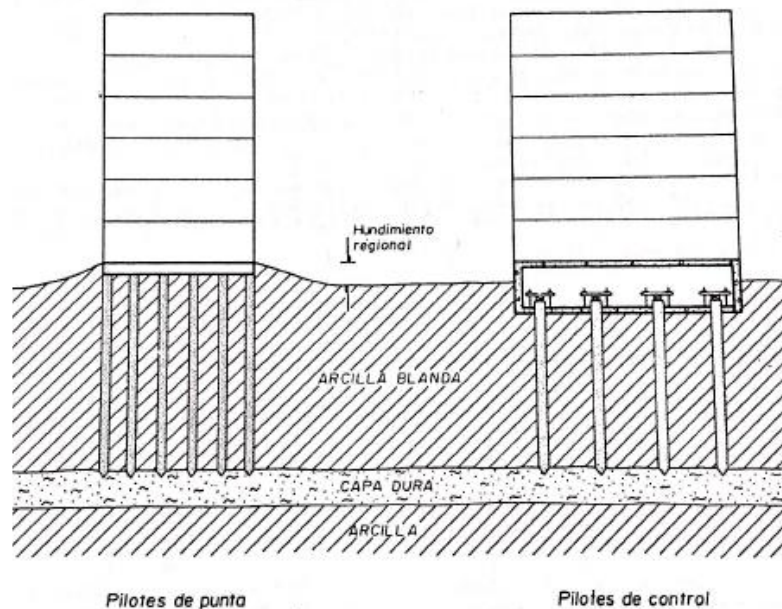


Figura 2. 7 Pilotes de control para solucionar problemas de hundimiento y emersión de edificios (Sánchez, 1990)

En su concepción original, el sistema de control de los pilotes se instaló para operar con la carga estática de la estructura transmitiendo parte de la misma a la cabeza de los pilotes. Sin embargo, la ocurrencia de sismos de gran magnitud ha generado condiciones dinámicas no previstas inicialmente y que han dado lugar al desarrollo de deformaciones de los dispositivos de control cuyos efectos estructurales se suman a los inducidos por las fuerzas sísmicas.

En general para que un pilote de control funcione adecuadamente se requiere satisfacer dos condiciones básicas:

- La losa de cimentación debe descender a la misma velocidad que la superficie del terreno vecino. Esta condición debe ser examinada nuevamente después de analizar el comportamiento del sistema bajo cargas dinámicas.

- La capacidad de carga de la punta del pilote debe ser suficiente para impedir que la punta penetre en la capa dura (CD) en que se apoya. Esta condición depende fundamentalmente de las propiedades mecánicas del suelo y de la geometría del pilote.

Por otro lado, los pilotes de control además de satisfacer las condiciones básicas de diseño, requieren de una inspección y un mantenimiento continuo durante su vida útil para así garantizar la seguridad y estabilidad de la recimentación.

2.4.1.2 Lastres

Los lastres son elementos que se emplean generalmente durante procesos de recimentación para resolver problemas de excentricidad del cuerpo central de las edificaciones. Se ha observado que el uso éstos para renivelar edificios no es efectivo en el caso de construcciones con colindancias cercanas, puesto que se pueden generar problemas entre las estructuras. En general, los lastres se colocan fuera de los edificios con el objeto de hacer variar las curvas de consolidación del suelo a mediano y largo plazo. Sin embargo, aunque dichos elementos permiten disminuir ocasionalmente la velocidad de desplomo de edificaciones, también aceleran el hundimiento general del mismo.

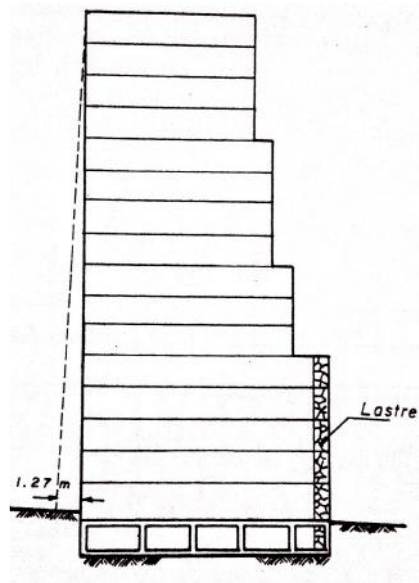


Figura 2. 8 Lastre a base de un muro de mampostería (Tamez, *et al.*, 1990)

Girault (1990) establece que se debe tener mucho cuidado al colocar lastres en los pisos superiores de las estructuras ya que, aunque se coloquen puntales y refuerzos para transmitir la carga al suelo, se afectan las fuerzas cortantes laterales generadas en cada entrespacio. Por lo anterior, dicha situación se debe consultar con los ingenieros estructuristas.

2.4.1.3 Pilotes adicionales

El hincado de pilotes en puntos estratégicos de un predio donde se localiza una construcción con problemas de desplome, permiten aumentar la capacidad de carga del sistema de cimentación original, reducir significativamente las cargas impuestas sobre la masa de suelo y aumentar la seguridad ante la posible ocurrencia de un sismo durante el proceso de renivelación.

2.4.1.4 Proceso de subexcavación

La subexcavación tiene como objetivo corregir los desniveles y desplomos, haciendo descender las partes altas respecto a las bajas, mediante la extracción lenta y controlada de volúmenes de arcilla para igualar la velocidad de hundimiento en diferentes zonas de la estructura. En resumen, con este procedimiento de renivelación se intenta conseguir que la edificación se hunda selectivamente induciendo hundimientos diferenciales correctivos. A continuación se presentan las tareas específicas que considera:

- Construir lumbreras de acceso;
- Abatir de forma puntual el nivel freático;
- Subexcavar.

2.4.1.5 Abatimiento del nivel freático

Consiste en provocar la disminución de la presión hidráulica en la masa de suelo y el consecuente incremento de los esfuerzos efectivos, permitiendo facilitar el proceso de consolidación bajo una sobrecarga aplicada. Por otro lado, este procedimiento además de facilitar los procedimientos de recimentación también permite controlar de cierta forma los asentamientos no deseados en las construcciones vecinas.

2.4.1.6 Inclusiones rígidas

La técnica de las inclusiones rígidas se utiliza principalmente en sitios donde existen depósitos de suelo blando de alta compresibilidad y de baja resistencia al esfuerzo cortante. El objetivo de estos elementos es reducir los asentamientos totales y diferenciales que se puedan presentar en la cimentación, sin incurrir en la necesidad de reforzar todo el sistema. Una función secundaria, y en ocasiones primaria, de las inclusiones puede ser también mejorar la capacidad de carga del suelo.

Los pilotes convencionales de fricción o de punta son casos particulares de inclusiones rígidas. Sin embargo, algunas de las ventajas de éstas sobre los tradicionales se presentan a continuación (SMMS, 2002):

- Usan con mayor eficiencia el material de refuerzo;
- Permiten recimentar una estructura existente sin la necesidad de modificar estructuralmente el cimiento, ya que las inclusiones no inducen cargas puntales importantes en el mismo;
- Permiten recimentar con facilidad en condiciones de acceso restringido y con un equipo pequeño.

2.4.1.7 Micropilotes

Son inclusiones inyectadas de pequeño diámetro muy útiles en los procedimientos de recimentación ya que pueden colocarse prácticamente en cualquier condición con un equipo pequeño. Aunque el uso de la inyección para la colocación de los micropilotes permite incrementar el diámetro del elemento y aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del material que lo rodea, pero puede ocasionar una mayor perturbación del medio.

2.4.2 Casos de recimentaciones en la Ciudad de México

A continuación, se describen algunos procedimientos y/o elementos de los previamente presentados, que se emplearon para la recimentación de edificaciones en la Ciudad de México.

2.4.2.1 Parroquia de Santa María de Guadalupe

Esta parroquia conocida como Capuchinas se encuentra localizada en la Plaza de las Américas N°2. Atrio de la Basílica de Guadalupe. La cimentación original estaba constituida por una retícula de muros de 3.50 m de ancho y por 5 m de alto; la estructura presentaba asentamientos diferenciales de 0.51 m al norte y 3.50 m al oriente. La preparación previa para su nivelación consistió en reforzar los muros de mampostería con concreto armado y zapatas laterales, y se instalaron 159 pilotes sobre los que se colocaron gatos hidráulicos de 100 t y 20 cm de carrera. (González, 1964). El éxito que se tuvo en esta construcción en su nivelación mediante los pilotes de control se debió a que se realizó una recimentación completa del templo.



Figura 2. 9 Parroquia Santa María de Guadalupe

2.4.2.2 Catedral Metropolitana de Ciudad de México

Desde el siglo XVI esta construcción histórica ha presentado problemas de asentamientos importantes debido a la inestabilidad del suelo en el que se encuentra. Las reparaciones que fueron paliativas durante años, formaron parte de un círculo vicioso y no proporcionaron una solución al problema de fondo.



Figura 2. 10 Catedral Metropolitana de Ciudad de México

Durante el procedimiento de recuperación del inmueble, uno de los principales problemas por atacar fue el hundimiento no uniforme de la Catedral, ya que algunas partes de la edificación se desplazaban, deslizaban o giraban más que otras, haciendo que se presentaran grietas y fracturas.

En 1972 el ingeniero Manuel González Flores trató de corregir los hundimientos diferenciales colocando un sistema de pilotes de control. Dicho elemento no dieron los resultados esperados ya que no se llevó a cabo una recimentación completa del templo. Por lo anterior, con el propósito de reducir los hundimientos diferenciales históricos y aminorar los diferenciales futuros, se plantearon y analizaron las cinco soluciones siguientes (Santoyo y Ovando, 2008):

- Pilotes apoyados en la Capa Dura (CD);
- Pilas apoyadas en los Depósitos Profundos (DP);
- Subexcavación de las arcillas blandas;
- Restitución de la presión del agua intersticial;
- Recimentación con micropilotes.

De las soluciones anteriores, la subexcavación fue la que mejor satisfizo las expectativas de la recuperación de la Catedral. Sin embargo, para evitar que la técnica de subexcavación fuera un procedimiento correctivo al que se tendría que recurrir periódicamente, se implementó la inyección de mortero al subsuelo para así detener o disminuir los asentamientos diferenciales a largo plazo.

2.5 MODELO ELASTO-VISCOPLÁSTICO

2.5.1 Introducción

El modelo elasto-viscoplastico (EVP) desarrollado Yin y Graham (1994,1996) considera que la deformación del suelo es la suma de dos componentes, uno elástico y otro viscoplastico.

Dicho modelo además de considerar al suelo como un medio filtrante y de características elásticas y plásticas, tiene en cuenta la influencia del tiempo en las deformaciones del material luego de que los excesos de presión de poro se han disipado.

En la Figura 2. 11 se presenta la curva de consolidación de un material donde se puede observar la relación tiempo-deformación durante el proceso de carga. Los términos ε_e y ε_{vp} , representan las deformaciones elásticas y viscoplasticas del suelo respectivamente. Por otro lado, $C_{\alpha\varepsilon}$ es la pendiente del tramo recto de la curva de consolidación la cual obedece a los efectos viscosos del suelo, y Δp_1 y Δp_2 corresponden a los incrementos de carga aplicados al suelo.

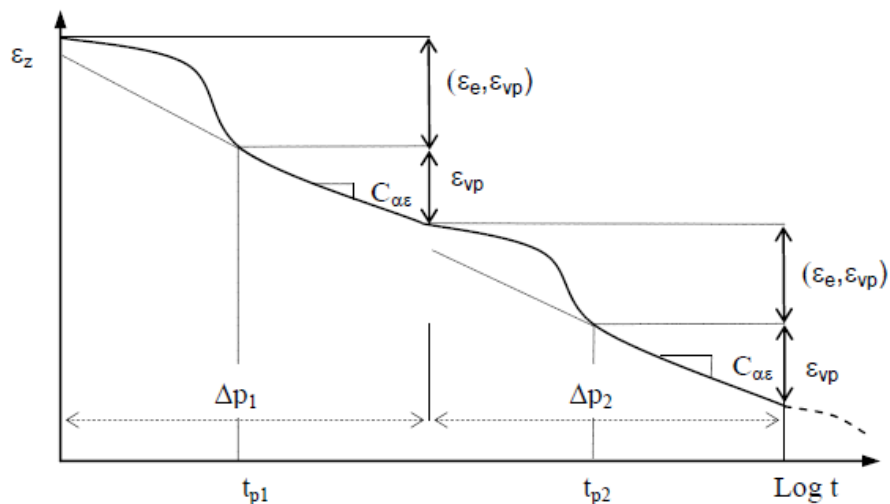


Figura 2. 11. Curva de consolidación durante un proceso de carga (Ossa, 2004)

Es importante resaltar que durante el fenómeno de consolidación, la deformación del suelo se debe a la expulsión de agua presente en los poros y a las características viscosas del suelo. Desde el inicio hasta el tiempo t_p (Ver Figura 2. 11) ambos procesos ocurren de forma simultánea, pero luego de que se disipa la presión de poro, la deformación del suelo se debe solamente a las propiedades viscosas del material.

Los efectos principales de la relación del tiempo con la compresibilidad de los suelos son (Ovando y Ossa, 2004):

- El aumento de las deformaciones conforme aumenta el tiempo durante el cual se aplica un incremento de esfuerzos efectivos al suelo;
- El cambio en la posición de la curva de compresibilidad;

- El cambio en la posición del esfuerzo de preconsolidación.

2.5.2 Descripción el modelo EVP

En general, los parámetros que representan el comportamiento del suelo durante un proceso de consolidación se pueden obtener mediante la determinación de las pendientes de la línea instantánea, la línea de referencia y la línea de compresión diferida; las cuales idealizan dicho fenómeno (Ver Figura 2. 12).

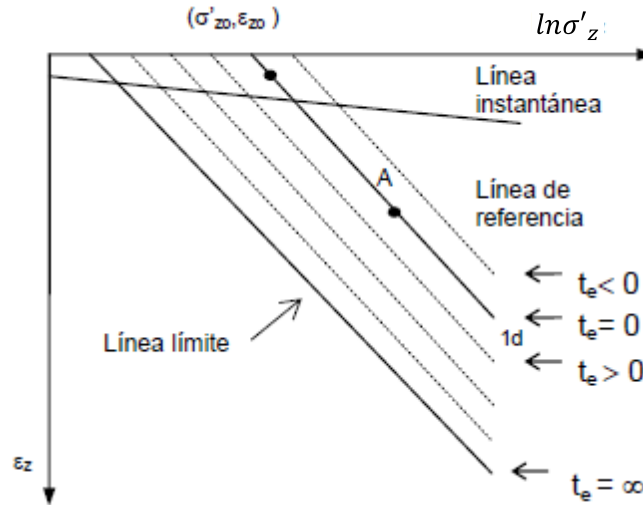


Figura 2. 12 Modelo EVP (Ovando y Ossa, 2004)

Línea instantánea

La componente elástica de la deformación del suelo se define a través de la línea instantánea, cuya pendiente es igual a la pendiente de recompresión y de descarga. Dicha línea representa la respuesta inmediata del esqueleto del suelo a cambios en los esfuerzos efectivos. Por otro lado, también representa las deformaciones que se deben principalmente a la disipación de la presión de poro y en menor proporción a la viscosidad del suelo.

La ecuación de la línea elástica es la siguiente,

$$\varepsilon_z^e = \varepsilon_{zu}^e + \frac{\kappa}{V_0} \ln \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zu}} \right) \quad (2.1)$$

Donde,

ε_z^e : Deformación elástica;

ε_{zu}^e : Deformación elástica correspondiente al esfuerzo $\sigma'_z = \sigma'_{zu}$;

σ'_z : Esfuerzo efectivo;

κ : Índice de recompresión que se define como $\Delta e / [\ln(\sigma'_z / \sigma'_{zu})]$;

V_0 : Volumen específico inicial del suelo que se define como $e_0 + 1$;

$\frac{\lambda}{V_0}$: Pendiente de la línea elástica (Ver Figura 2. 13).

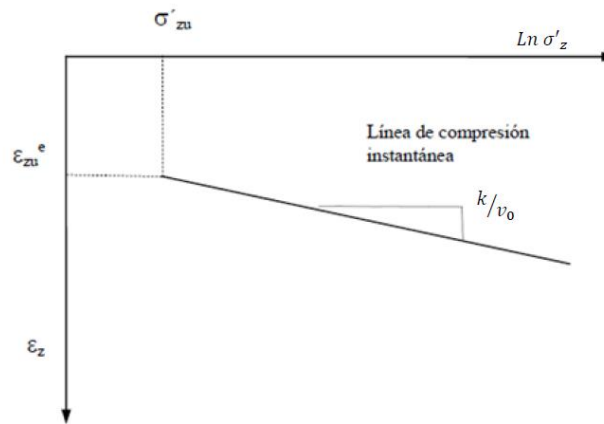


Figura 2. 13. Línea instantánea (Ossa, 2004)

Línea de tiempo

Se trata de una línea formada por coordenadas de esfuerzo-deformación (σ_z, ε_z) donde a cada línea le corresponde un tiempo equivalente t_e , el cual es un parámetro asociado a una la velocidad constante de deformación del suelo. Las líneas de tiempo paralelas representan la componente viscoplástica de la deformación (Ver Figura 2. 12). Se le denomina *línea de referencia* a una línea de tiempo con velocidad de deformación conocida y con un tiempo equivalente t_e igual a cero; la ecuación que define dicha línea es la siguiente,

$$\varepsilon_z^{vp} = \varepsilon_{z0}^{vp} + \frac{\lambda}{V_0} \ln \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right) \quad (2.2)$$

Donde,

ε_z^{vp} : Deformación viscoplástica;

ε_{z0}^e : Deformación correspondiente al esfuerzo $\sigma'_z = \sigma'_{z0}$ para un punto localizado sobre la línea de referencia.

σ'_z : Esfuerzo efectivo;

λ : Índice de compresión;

V_0 : Volumen específico inicial del suelo;

$\frac{\lambda}{V_0}$: Pendiente de la línea esfuerzo-deformación en el rango normalmente consolidado, es decir, de la línea de referencia (Ver Figura 2. 14).

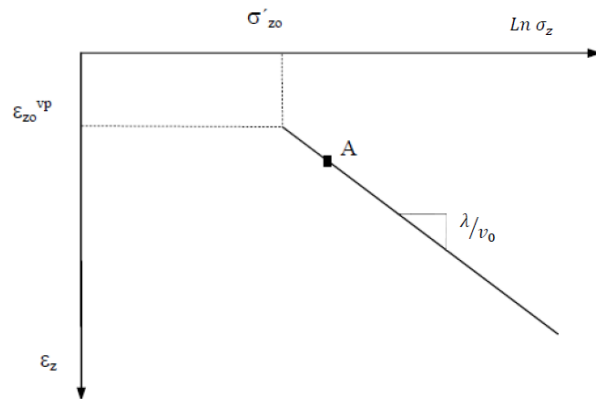


Figura 2. 14 Línea de referencia (Ossa, 2004)

Línea de compresión diferida

Representa las deformaciones diferidas o por “creep”, las cuales son función del tiempo y se deben a las propiedades viscosas del suelo. La ecuación de la línea de compresión diferida se presenta a continuación,

$$\varepsilon_z^c = \frac{\psi}{V_0} \ln \left(\frac{t_0 + t_e}{t_0} \right) \quad (2.3)$$

Donde,

ε_z^c : Deformaciones diferidas por “creep”;

t_0 : Tiempo requerido para que la presión de poro se disipe al presentarse un incremento del esfuerzo efectivo en el rango normalmente consolidado;

t_e : Tiempo equivalente;

$\frac{\psi}{V_0}$: Pendiente de la línea de compresión diferida (Ver Figura 2. 15).

Es importante resaltar que el modelo EVP sólo es aplicable para predecir asentamientos en suelos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados ya que se considera que t_0 y ψ/V_0 son constantes.

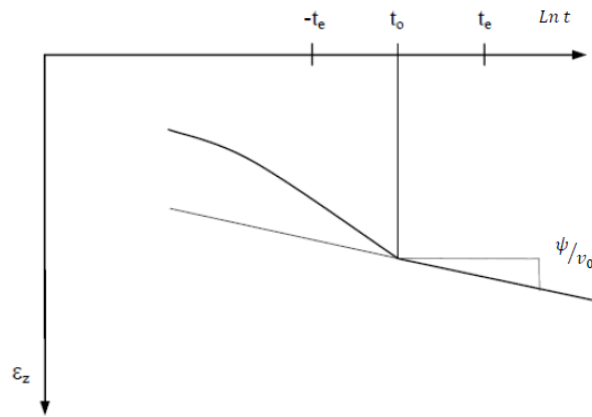


Figura 2. 15. Línea de compresión diferida

El modelo EVP como lo presenta Yin y Graham (1994,1996) no considera la variación de la permeabilidad en el tiempo. Sin embargo, dado que durante el proceso de consolidación la permeabilidad varía conforme lo hace la relación de vacíos, Ovando y Ossa proponen una modificación a este modelo con el fin de considerar este aspecto.

2.5.3 Ecuaciones generales

Las ecuaciones que representan las deformaciones que se generan durante un proceso de consolidación unidimensional en la masa de suelo cuando se aplica un incremento de esfuerzo o se genera un cambio en los esfuerzos efectivos son las siguientes,

$$C_{ve} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \quad (2.4)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = -m_{ve} \frac{\partial u}{\partial t} + g(u, \varepsilon_z) \quad (2.5)$$

$$g(u, \varepsilon_z) = \frac{\psi/V_0}{t_0} \exp \left[-(\varepsilon_z - \varepsilon_{z0}^{vp}) \frac{V_0}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right) \quad (2.6)$$

Donde,

$$C_{ve} = \frac{k}{m_{ve} \gamma_w} \quad (2.7)$$

$$m_{ve} = \frac{\partial \varepsilon_z^e}{\partial \sigma'_z} = \frac{\kappa/V_0}{\sigma'_z} \quad (2.8)$$

En dichas expresiones, γ_w es el peso volumétrico del agua, k la permeabilidad del suelo y m_{ve} es el coeficiente de variación volumétrica.

Para resolver la Ecuación (2.4) y la Ecuación (2.5) que tienen la forma de un sistema de ecuaciones diferenciales no lineales, Ossa (2004) desarrolló a través del lenguaje MATLAB, el programa IINCON con el objetivo de resolver dichas ecuaciones utilizando el método de diferencias finitas.

2.5.4 Condiciones de frontera

Para estimar las deformaciones o asentamientos de un depósito arcilloso se debe conocer la distribución inicial de la presión de poro en el estrato considerado, así como la evolución de la misma en los extremos permeables (condiciones de frontera)

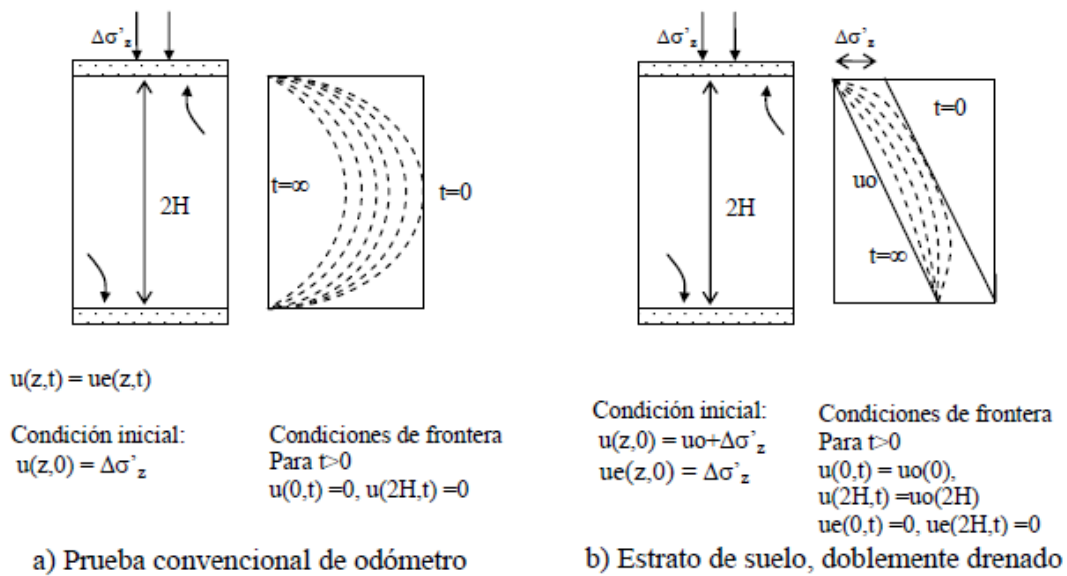


Figura 2. 16 Condiciones iniciales y de frontera (Ossa, 2004)

La condición inicial de cada sitio se puede obtener de la distribución de presiones de poro medidas en un sitio en particular al comienzo del periodo de estudio. Esta distribución inicial se puede aproximar con polinomios de forma:

$$u(z, 0) = \alpha_0 + \alpha_1 z + \alpha_2 z^2 + \dots \quad (2.9)$$

Donde,

α_i : Coeficientes de ajuste de la distribución de presiones de poro determinada experimentalmente con mediciones de campo (adimensionales);

z : Profundidad.

Para simular el proceso de consolidación que da lugar al hundimiento regional de la Ciudad de México por la extracción de agua de los acuíferos que la subyacen, se determina la velocidad con la que se abaten las presiones de poro en las fronteras

superior e inferior del estrato compresible considerado. Para ello, se recurre a datos de campo a partir de los cuales se ajustan polinomios, pero esta vez como funciones del tiempo para describir las tasas de abatimiento en las fronteras de estrato arcilloso:

$$\begin{aligned}u(0, t) &= u(0,0) - (V_s t) \\u(2H, t) &= u(2H, 0) - (V_i t)\end{aligned}\tag{ 2.10 }$$

Donde,

$2H$: Espesor del estrato de arcilla considerado;

t : Tiempo;

V_s, V_i : Velocidades de abatimiento de la presión de poro, en la frontera superior e inferior, del estrato arcilloso.

3 CONDICIONES SÍSMICAS

En este capítulo se presenta inicialmente un resumen acerca de la tectónica de placas en general; luego, se describe la sismicidad del valle de México y las propiedades que caracterizan el comportamiento dinámico de las arcillas. Finalmente, se presenta el efecto de sitio de la Ciudad de México en donde la amplificación de la señal sísmica por parte de los depósitos arcillosos, produce daños importantes en las estructuras localizadas en la zona lacustre.

3.1 TECTÓNICA DE PLACAS

La tectónica de placas es una teoría que explica el movimiento de la capa externa de la tierra mediante los mecanismos de subducción y de expansión del fondo oceánico. Adicionalmente, permite distinguir entre las zonas sísmicamente activas, que coinciden con límites de placas litosféricas, y aquellas relativamente estables localizadas en el interior de las mismas.

Las placas son fragmentos de la corteza terrestre que se mueven unas con respecto a otras a una velocidad muy lenta pero continua, y cambiando eventualmente de tamaño y de forma. Dichos movimientos relativos entre placas pueden ser: divergentes, convergentes y transcurrentes (Ver Figura 3. 1)

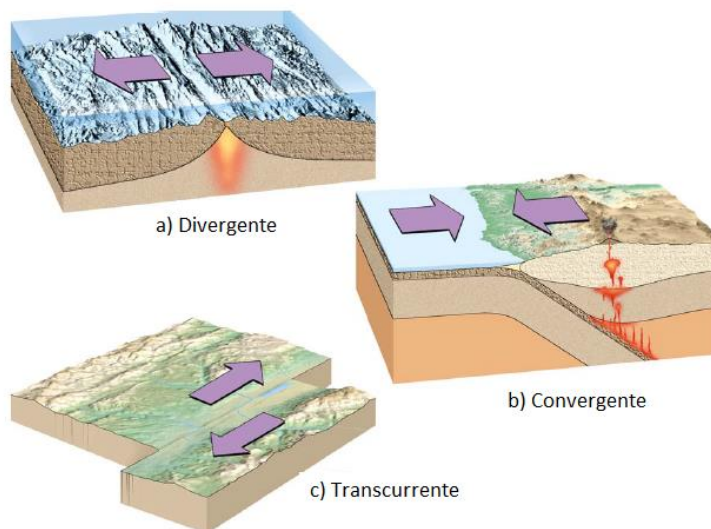


Figura 3. 1 Tipos de movimientos relativos entre placas (Tarbuck *et al.*, 2005)

Los movimientos divergentes se presentan en aquellos bordes donde las placas se mueven en direcciones opuestas generando el ascenso de material desde el manto para crear un nuevo suelo oceánico. Por otro lado, la convergencia de placas consiste en aquel movimiento donde se puede presentar el descenso de una placa de mayor densidad por debajo de la otra (zonas de subducción), o una colisión de dos placas continentales para crear un sistema montañoso. Finalmente, los bordes transcurrentes

es donde las placas se desplazan lateralmente una con respecto a la otra sin la producción o destrucción de litósfera.

Cuando se presentan los diferentes movimientos entre las placas tectónicas, los materiales de los bordes son sometidos a grandes esfuerzos que generan una acumulación de energía elástica importante. Una vez superada la resistencia de los materiales, estos se rompen súbitamente provocando una liberación de energía en el interior de la tierra en forma de calor, de deformación permanente de los bloques en contacto y de energía sísmica que se propaga a través de ondas mecánicas a la superficie.

3.2 SISMICIDAD EN MÉXICO

México es un país que se encuentra en una región de alta sismicidad dada la continua interacción de las cinco placas en las que se divide el territorio. La mayor parte del país forma parte de la placa Norteamericana junto con Estados Unidos, Canadá y parte de Asia. La península de Baja California se encuentra, junto con el estado de California en Estados Unidos, dentro de la placa del Pacífico. El sur del estado de Chiapas, junto con Centroamérica y algunas islas del Caribe, se encuentran dentro de la placa del Caribe. Por último, las placas oceánicas de Cocos y de la Rivera también hacen parte del territorio mexicano.

En la Figura 3. 2 se presenta la distribución de las placas previamente mencionadas y la sismicidad. Los puntos rojos representan sismos superficiales ($z < 40$ km) y los azules, sismos profundos ($z > 40$ km). Por otro lado, las flechas indican el movimiento de cada una de las placas con respecto a la Norteamericana.

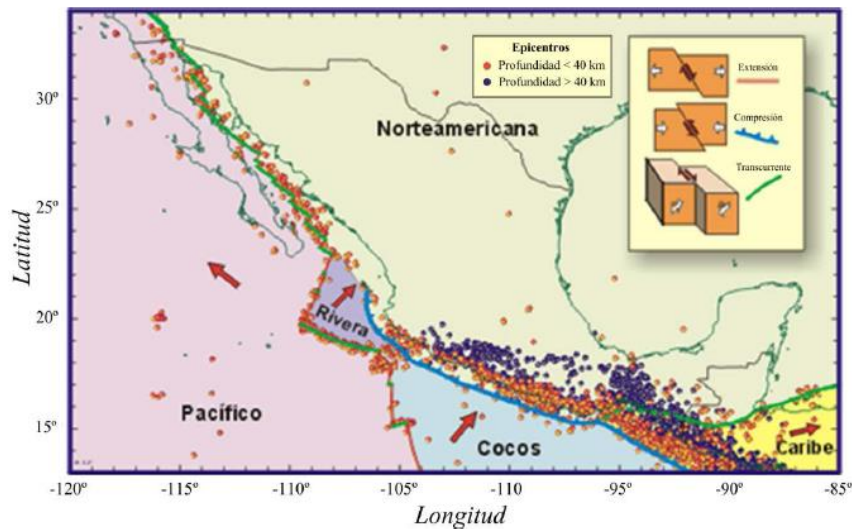


Figura 3. 2 Placas tectónicas en México (Kostoglodov, V. y Pacheco, J., 1999)

La placa del Caribe se mueve hacia el este respecto a la de Norteamérica, a lo largo del sistema de fallas Polochit - Motagua. El movimiento entre estas dos placas es transcurrente, al igual que el movimiento entre la del Pacífico y la de Norteamérica en el

Norte de Baja California. La placa del Pacífico se mueve hacia el noroeste respecto a Norteamérica. Este movimiento también genera zonas de extensión entre las placas del Pacífico y Norteamérica bajo el Mar de Cortés. Entre las placas del Pacífico y Rivera y entre la del Pacífico y Cocos también se dan movimientos de extensión y transversos. (Kostoglodov, V. y Pacheco, J., 1999). Finalmente, la Fosa Mesoamericana corresponde a la zona a lo largo de la cual las placas oceánicas Rivera y Cocos subducen a la Norteamericana produciéndose compresión.

Los principales sismos que afectan el valle de México pueden clasificarse en cuatro grupos (Ver Figura 3. 3):

- Sismos locales;
- Sismos tipo Acambay;
- Sismos de subducción;
- Sismos intermedios de falla normal.

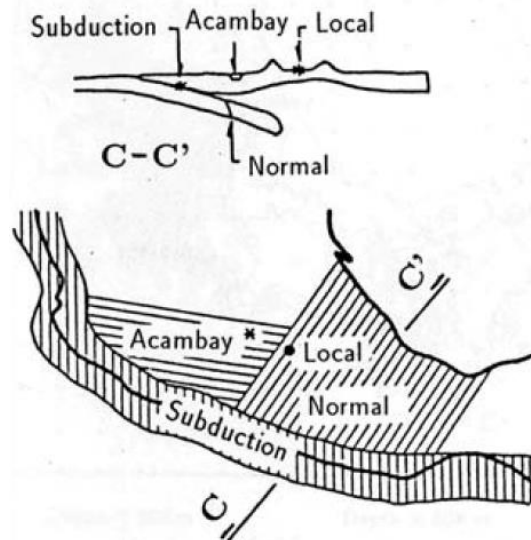


Figura 3. 3 Tipos de sismo que afectan el valle de México (Rosenblueth *et al*, 1989)

Sismos locales

Se originan en el interior del valle de México o en sus inmediaciones producto de los sistemas de fallas geológicas localizadas debajo del mismo (Ver Figura 3. 4). La magnitud máxima no excede $M_b=5.5$.

Sismos tipo Acambay

Estos eventos ocurren dentro de la placa Norteamericana a lo largo del Eje Volcánico Mexicano. Son sismos muy superficiales que no sobrepasan los 35 km de profundidad. Las magnitudes de estos sismos son menores que los de subducción y los intermedios de falla normal, sin embargo dado que se generan donde se concentra la mayoría de la población, estos pueden provocar daños importantes. El sismo de mayor magnitud que

se ha presentado de este tipo, fue el que ocurrió en 1912. Este tuvo una magnitud de $M_s=7.0$ y ocasionó grandes daños en los pueblos de Acambay y Tixmadejé en el Estado de México, y algunos daños en la Ciudad de México.

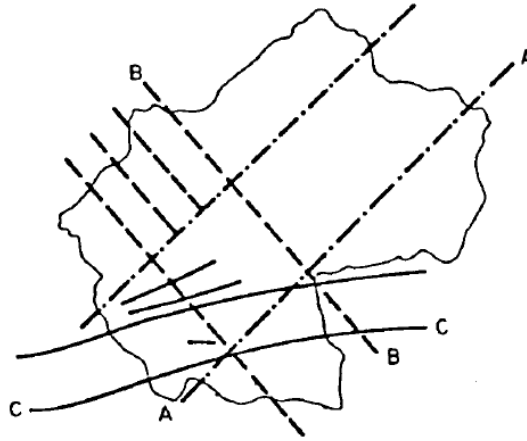


Figura 3. 4 Sistemas de fallas en la cuenca de México (Rosenblueth *et al*, 1989)

Sismos de subducción

Se generan por la subducción de la placa de Cocos bajo la Norteamericana y son los que peores estragos han causado en la Ciudad de México. A este grupo de sismos pertenecen, los de Guerrero de 1909, 1957 y 1979, los de Michoacán de 1911, 1985 y varios otros. El de mayor magnitud registrada ($M_s=8.2$) fue el de Jalisco en 1932 (Rosenblueth y Ovando, 1990).

Sismos intermedios de falla normal

Son causados por los rompimientos de la placa de Cocos ya subducida. Estos se originan a profundidades llamadas intermedias entre los 50 y 100 km. Los sismos han alcanzado magnitudes de $M_s=8.0$ cerca de la costa y disminuyendo hasta $M_s=6.5$ aproximadamente bajo la cuenca de México (Rosenblueth y Ovando, 1990).

Es importante resaltar que la Ciudad de México es particularmente vulnerable ante los sismos de subducción pese a la distancia epicentral de hasta 600 km. Lo anterior, se debe a que las ondas sísmicas que llegan tienen la característica de tener periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan una mayor amplificación al atravesar las arcillas de lago, afectando las estructuras localizadas en la zona lacustre.

3.3 COMPORTAMIENTO DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MÉXICO ANTE CARGAS CÍCLICAS

Uno de los principales inconvenientes que se presentan en las etapas de análisis y diseño de una obra de ingeniería es la definición del ambiente sísmico. Lo anterior, se debe a que la respuesta sísmica del terreno depende del efecto fuente, del efecto

trayecto, del efecto sitio y de la interacción suelo-estructura. El valle de México, a diferencia de otros sitios en el mundo en donde sismos generados a distancias mayores de 100 km pasan prácticamente desapercibidos, es un lugar donde los sismos que se generan a distancias de hasta 400 km con magnitudes entre $M_s=6$ y $M_s=7$, pueden producir daños importantes en las estructuras de la ciudad (Jaime, 1988).

El sismo del 19 de septiembre de 1985 de magnitud $M_s=8.1$ constituyó un evento a partir del cual los geotecnistas vieron la necesidad de conocer a fondo el comportamiento dinámico de los suelos del valle y de establecer metodologías para el diseño y análisis sísmico de cimentaciones.

El comportamiento dinámico de las arcillas se puede caracterizar con las cuatro propiedades siguientes (Romo, 1990):

- La variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular;
- El cambio del amortiguamiento histerético con la deformación angular;
- La relación esfuerzo-deformación-presión de poro;
- La resistencia a la falla dinámica.

A continuación, se describen cada una de estas propiedades para analizar la respuesta dinámica de la arcilla del valle de México.

3.3.1 Módulo de rigidez al corte

El valor del módulo de rigidez depende en gran medida de la magnitud de la deformación angular cíclica inducida. Jaime (1987) demostró mediante pruebas de laboratorio que las arcillas del valle exhiben un comportamiento viscoelástico en un intervalo de deformaciones angulares pequeñas (10^{-4} a $10^{-2}\%$), es decir, que el módulo de rigidez al corte, G , es casi constante y su degradación con el número de ciclos es despreciable. Sin embargo, para grandes deformaciones, la respuesta dinámica de las arcillas es fuertemente no lineal, el amortiguamiento aumenta notablemente y la degradación de la rigidez, G , puede ser importante.

En la Figura 3. 5, se presentan curvas de atenuación o de degradación, donde se puede apreciar que el módulo de rigidez de la arcilla depende del tipo de consolidación (isotrópica o anisotrópica) y del esfuerzo octaédrico, p'_o . Por otro lado, en esta figura también se muestra claramente que existe un valor crítico de la deformación angular, γ , a partir del cual la degradación del módulo de rigidez, G , se incrementa de manera notable. Estudios experimentales indican que la deformación crítica para las arcillas varía entre 0.01 y 0.5%, dependiendo del índice de plasticidad (Romo, 1990).

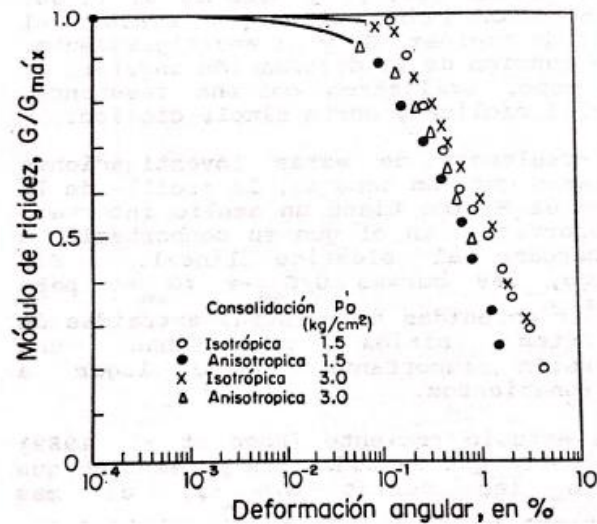


Figura 3. 5 Curva de degradación $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ (Romo, 1990)

El índice de plasticidad, IP , es el parámetro más influyente en la curva de degradación del módulo de rigidez al corte de una material (Ver Figura 3. 6). Cuando se han agrupado las curvas de atenuación de acuerdo con el índice de plasticidad, IP , se observa que mientras las arcillas altamente plásticas ($IP > 200\%$) se comportan linealmente hasta deformaciones angulares de aproximadamente 0.1%, los materiales no plásticos como las arenas lo hacen hasta 0.01% (Rosenblueth y Ovando, 1990). Lo anterior, indica que el intervalo de comportamiento lineal en las curvas esfuerzo-deformación de los suelos, aumenta con el índice de plasticidad.

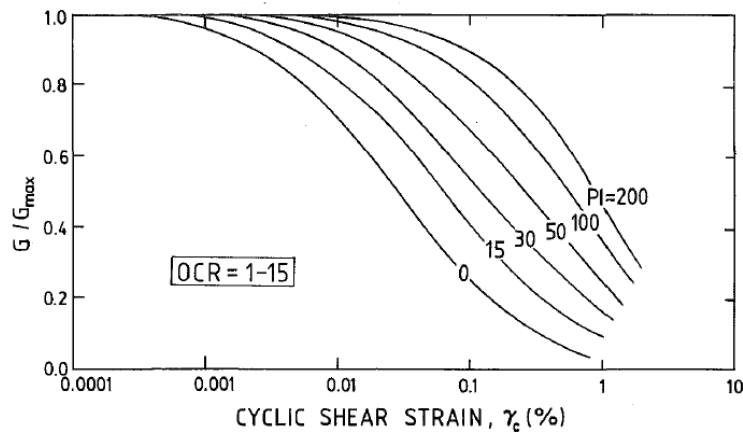


Figura 3. 6 Curvas de degradación del módulo de rigidez vs la deformación angular para suelos normalmente y preconsolidados en función del índice de plasticidad (Vucetic y Dobry, 1991)

3.3.1.1 Módulo de rigidez al corte para pequeñas deformaciones

El módulo de rigidez al corte máximo, $G_{m\acute{a}x}$, representa el módulo de rigidez al corte para deformaciones angulares, γ , menores o iguales a 10^{-4} %. En dicho intervalo, la arcilla

presenta un comportamiento viscoelástico y tiene poca capacidad para disipar energía. Para este nivel de deformación el módulo de rigidez máximo, $G_{m\acute{a}x}$, puede determinarse mediante:

- Ensayes de columna resonante en muestras representativas de arcilla;
- Medición de las velocidades de onda de corte, V_s , en campo y la determinación de los pesos volumétricos correspondientes del suelo.

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma_s}{g} V_s^2 \quad (3.1)$$

Donde,

$G_{m\acute{a}x}$: Módulo de rigidez al corte máximo para deformaciones angulares, $\gamma \leq 10^{-4} \%$;
 γ_s : Peso volumétrico del suelo;
 g : Aceleración de la gravedad;
 V_s : Velocidad de onda de corte.

Es importante resaltar que el valor del módulo de rigidez obtenido a partir de ensayes de columna resonante y el determinado mediante pruebas de campo, pueden ser diferentes. Lo anterior, responde a los efectos de envejecimiento y remoldeo inducidos durante la extracción y manejo de las muestras.

Otra forma de evaluar $G_{m\acute{a}x}$ es mediante la medición de la resistencia a la penetración, q_c , en una prueba CPT. Ovando y Romo (1991) usaron la teoría de expansión de cavidades junto con modelos hiperbólicos de esfuerzo-deformación para desarrollar expresiones analíticas que permiten la evaluación de la velocidad de onda de corte, V_s , a partir de la resistencia a la penetración del cono, q_c . A continuación, se presenta la expresión que proponen para los materiales arcillosos y limosos del valle de México.

$$V_s = \eta \sqrt{\frac{q_c}{N_{kh} \gamma_s}} \quad (3.2)$$

Donde,

V_s : Velocidad de onda de corte (m/s);
 q_c : Resistencia de punta del cono (t/m^2);
 γ_s : Peso volumétrico del suelo (t/m^3);
 η y N_{kh} : Parámetros que dependen el tipo de suelo.

Para determinar los parámetros η y N_{kh} , Ovando y Romo (1991) proponen los valores que se presentan en la Tabla 3. 1.

Tabla 3. 1 Valores sugeridos para los parámetros η y N_{kh} (Romo, 1995)

Tipo de suelo	Valores de N_{kh}			η
	Máximo	Medio	Mínimo	
Arcillas del lago de Texcoco preconsolidado y virgen	14.00	9.50	6.70	23.33
Arcillas del lago de Xochimilco-Chalco	14.00	9.90	7.00	26.40
Suelos arenolimosos de las capas duras en todo el valle	16.00	11.10	8.00	40.00

Por otro lado, Romo y Ovando (1994) obtuvieron una expresión analítica para determinar el módulo de rigidez al corte, $G_{m\acute{a}x}$, a partir de un estudio de regresión por mínimos cuadrados, de los resultados obtenidos de una serie de ensayos de columna resonante en muestras extraídas de diferentes sitios y profundidades de la Ciudad de México. En estos se evidenció la dependencia del módulo de rigidez al corte máximo, $G_{m\acute{a}x}$, con el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c , el índice de plasticidad, IP , y la consistencia relativa del material I_r .

$$G_{m\acute{a}x} = 122p_a \left(\frac{1}{I_p - I_r} \right)^{(I_p - I_r)} \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0.82} \quad (3.3)$$

Donde,

p_a : Presión de referencia arbitraria para obtener homogeneidad dimensional;

I_p : Índice de plasticidad;

I_r : Consistencia relativa del material;

σ'_c : Esfuerzo efectivo de confinamiento.

3.3.1.2 Degradación del módulo de rigidez al corte por fatiga

Para deformaciones cíclicas de gran amplitud, la estructura de las arcillas se degrada en forma continua, causando variaciones de presión de poro y reducciones de rigidez y resistencia (Auvinet, 1990). Los principales factores que influyen en la degradación de suelo son:

- Tipo de consolidación (anisotrópica o isotrópica);
- Magnitud del esfuerzo cíclico;
- Número de ciclos;
- Esfuerzo de confinamiento;
- Grado de preconsolidación.

Los suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a cargas cíclicas, en general, desarrollan presiones de poro debido a la continua degradación de la estructura. Cuando las deformaciones cíclicas inducidas exceden un valor crítico, la presión de poro se incrementa monótonicamente hasta alcanzar valores tales que reducen apreciablemente la rigidez inicial del suelo. Por otro lado, si dichas deformaciones cíclicas no exceden la

deformación umbral, el efecto de la duración (número de ciclos) de la carga dinámica tiene poca importancia. En casos extremos, cuando la presión de poro alcanza a igualar el esfuerzo efectivo confinante, el suelo pierde la resistencia al corte. Este último caso se puede presentar en arcillas que tiene un índice de plasticidad alto ($IP > 150\%$).

La degradación del módulo de rigidez al corte de la arcilla se puede estimar con la siguiente expresión de Idriss *et al* (1978).

$$G_N = G_1 N^{-t} \quad (3.4)$$

Donde,

G_N : Módulo de rigidez en el ciclo N ;

G_1 : Módulo de rigidez en el primer ciclo;

N : Ciclos;

t : Parámetro de degradación.

Resultados de estudios experimentales en una amplia variedad de arcillas muestran que el parámetro t depende del grado de preconsolidación, la amplitud de la deformación, cíclica, el índice de plasticidad y el tipo de consolidación (Romo, 1995). Además, dichos resultados también parecen indicar que las muestras con consolidación anisotrópica son menos susceptibles al fenómeno de degradación por fatiga, dado que el tipo de consolidación permite generar una microestructura más estable.

Para las arcillas normalmente consolidadas de la Ciudad de México, Romo (1991) encontró que el parámetro de degradación, t , se define como se presenta a continuación,

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0299)\gamma; \text{ para consolidación anisotrópica y } \gamma < 2\% \quad (3.5)$$

$$t = \frac{2}{1 + \nu} (0.0122)\gamma; \text{ para consolidación isotrópica y } \gamma < 6\%$$

Donde ν es la relación de poisson

3.3.2 Amortiguamiento histerético

Cuando un suelo es sometido a la acción de cargas cíclicas, sus curvas esfuerzo-deformación presentan ciclos de histéresis. Dichos ciclos representan el comportamiento no lineal del suelo y su capacidad para disipar energía. El amortiguamiento histerético es la relación entre la energía disipada y la energía almacenada, y depende en gran medida de la magnitud de la deformación inducida y del índice de plasticidad del suelo.

El amortiguamiento del suelo se determina usualmente en el laboratorio a partir de los resultados de ensayos dinámicos en muestras representativas del material.

En la Figura 3. 7 se presenta la curva de histéresis esfuerzo-deformación para el primer ciclo de aplicación de una carga cortante unidireccional cíclica. Dicha curva se presenta de forma idealizada puesto que no se tiene en cuenta la degradación del módulo de rigidez y presenta una forma perfectamente simétrica a lo largo de ACODB. La curva de

histéresis está constituida por los siguientes tramos: OD representa el tramo de carga, DEC el de descarga y CFD el de recarga.

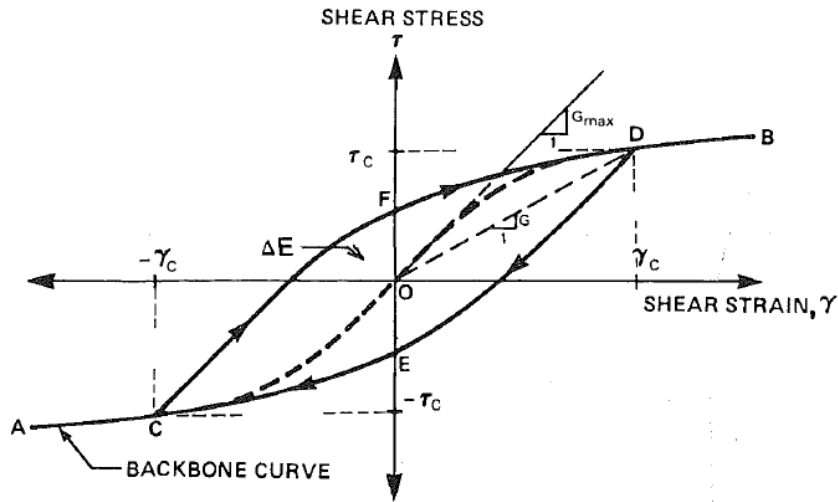


Figura 3. 7 Curva esfuerzo-deformación para un ciclo de aplicación de carga (Vucetic y Dobry, 1991)

Dado que el amortiguamiento histérico representa la capacidad que tiene el suelo de disipar energía cuando es sometido a carga cíclica, éste se puede evaluar cómo se presenta a continuación (Vucetic y Dobry, 1991),

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta E}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (3.6)$$

Donde,

ξ : Amortiguamiento histérico;

$W_d = \Delta E$: Energía disipada= Área dentro de la curva de histéresis;

W_s : Energía máxima aplicada;

G_{sec} : Modulo de rigidez al corte secante;

γ_c : Deformación angular máxima.

Resultados experimentales han demostrado que el índice de plasticidad, al igual que en el módulo de rigidez al corte, tiene cierta influencia en el amortiguamiento histérico del suelo, puesto que condiciona su capacidad para disipar energía. En la Figura 3. 8 se puede observar que cuando el índice de plasticidad aumenta, el amortiguamiento disminuye para igual deformación angular. Además, que para deformaciones angulares pequeñas en donde el suelo tiene poca capacidad de disipar energía ($\gamma \leq 10^{-3} \%$), no existe una relación bien definida entre el amortiguamiento y el índice de plasticidad (Vucetic y Dobry, 1991). Para grandes deformaciones, en donde la respuesta del suelo es fuertemente no lineal, al amortiguamiento aumenta notablemente.

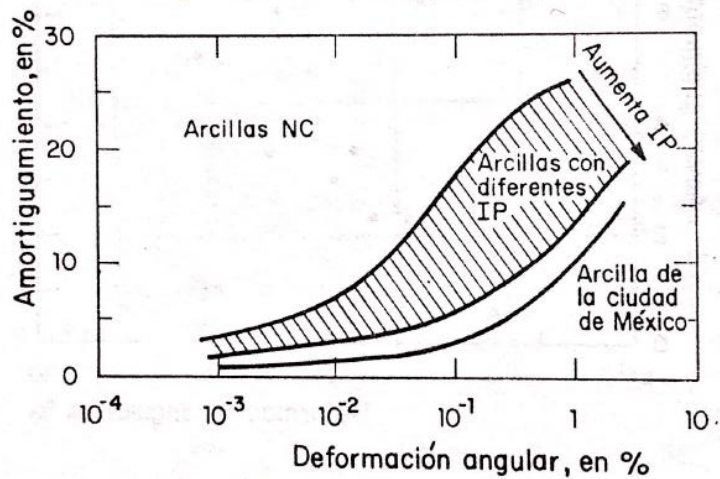


Figura 3. 8 Efecto del índice de plasticidad en el amortiguamiento (Romo, 1990)

Para fines prácticos, el valor de amortiguamiento mínimo, ξ_{\min} y máximo, ξ_{\max} , de las arcillas de la Ciudad de México es igual a 0.50 y 13% (Romo, 1995). ξ_{\min} corresponde al valor del amortiguamiento para deformaciones pequeñas, mientras que ξ_{\max} es aquel que puede adquirir el suelo antes de alcanzar la falla bajo carga cíclica.

3.3.3 Respuesta Esfuerzo-Deformación

Cuando una muestra de suelo se somete a una carga dinámica, en general, ocurren dos tipos de deformaciones. Una transitoria que varía cíclicamente con la carga, y otra permanente que se acumula durante la aplicación de esfuerzos cíclicos. En la Figura 3. 9 se presentan ambos componentes de deformación.

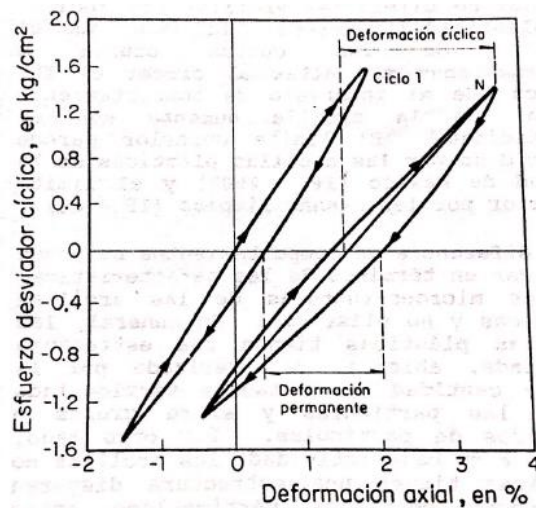


Figura 3. 9 Componentes de deformación para carga dinámica (Romo, 1990)

Es importante resaltar que la deformación cíclica o transitoria es la que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, y la permanente, para

estimar los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causadas por la acción de los sismos. Ambos tipos de deformación están relacionados, ya que al aumentar la amplitud de la deformación cíclica, la deformación permanente se acumula más rápido (Romo, 1990).

En la Figura 3. 10 se presenta como para una misma deformación cíclica, la deformación permanente aumenta con el incremento del número de ciclos, N. Por otro lado, se puede observar que existe un valor crítico de deformación cíclica igual a 3% (correspondiente a una deformación angular, $\gamma = 2.25\%$) para el cual, la deformación permanente aumenta de forma importante. Dicho valor es la frontera que determina el comportamiento lineal y no lineal de la arcilla, y es de un orden de magnitud mayor al planteado previamente como deformación crítica. Lo anterior, indica que para las arcillas con un índice de plasticidad muy alto como las del valle de México, las deformaciones permanentes se acumulan de forma importante cuando el suelo se encuentra cercano a la condición de falla por carga dinámica.

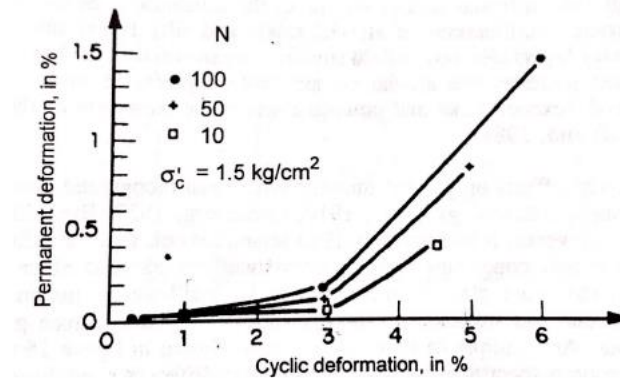


Figura 3. 10 Efecto de la deformación cíclica en la deformación permanente (Romo, 1995)

La tendencia general de la respuesta esfuerzo cíclico vs deformación permanente puede aproximarse por medio de un modelo hiperbólico del tipo que se presenta en la Ecuación (3.7), para evaluar las deformaciones permanentes inducidas por sismo en una cimentación.

$$\varepsilon_p = \frac{a\sigma}{1 - b\sigma} \quad (3.7)$$

Donde,

ε_p ; Deformación permanente;

a : Parámetro del suelo que para consolidación isotrópica es igual a $0.000317/2S_u$, y para consolidación anisotrópica es igual a $0.00031/2S_u$;

b : Parámetro del suelo que para consolidación isotrópica es igual a $0.724/2S_u$, y para consolidación anisotrópica es igual a $1.195/2S_u$.

S_u : Resistencia del suelo no drenada, obtenida de ensayos triaxiales consolidados-no drenados;

σ : Estado de esfuerzo total.

3.3.4 Presión de poro dinámica

Cuando una muestra de arcilla es sometida a una carga dinámica en condiciones de volumen constante, se generan presiones de poro transitorias o permanentes en función de la magnitud de las deformaciones angulares inducidas y del índice de plasticidad (a menor índice de plasticidad y mayores deformaciones angulares, más alta será la presión de poro dinámica).

Romo (1991) encontró a partir del análisis de resultados de pruebas triaxiales cíclicas en muestras de arcilla ($IP > 250\%$) que la presión de poro que se generaba era muy baja incluso cerca a la falla. Por otro lado, estos resultados también indicaron que efectivamente se desarrollaban presiones de poro permanentes pero sólo hasta alcanzar deformaciones angulares inducidas iguales o mayores al 2%. Por lo anterior, las arcillas del valle de México ante un evento sísmico no desarrollan una presión de poro dinámica importante, ya que éstas tienen un amplio rango de deformación angular en donde el comportamiento de la estructura de suelo es elástico ante carga cíclica.

3.3.5 Resistencia a la falla dinámica

La resistencia no drenada estática residual del suelo después de la aplicación de cargas cíclicas rige la estabilidad de las cimentaciones inmediatamente después del sismo (Auvinet, 1990).

El esfuerzo cortante último de las arcillas en condiciones dinámicas, se puede determinar a partir de ensayos cíclicos en el laboratorio.

Investigaciones realizadas con la arcilla de la Ciudad de México muestran que la resistencia a la falla bajo carga dinámica es sensiblemente mayor que la correspondiente en condiciones estáticas. Lo anterior, se debe a que la resistencia de las arcillas saturadas crece por los efectos dinámicos durante la carga cíclica. Por otro lado, los resultados indican que independiente de la trayectoria de consolidación y de la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación, la resistencia a la falla dinámica no drenada, S_{ud} , varía entre 1.20 y 1.40 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas, S_u (Romo, 1990). En la siguiente expresión se presenta la relación entre ambas resistencias,

$$S_{ud} = \frac{M_d(3 - M_e)}{M_e(3 - M_d)} S_u \quad (3.8)$$

Donde,

S_{ud} : Resistencia a la falla no drenada dinámica;

S_u : Resistencia a la falla no drenada estática;

M_d : Pendiente de la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos totales;

M_e : Pendiente de la envolvente de falla estática en términos de esfuerzos totales.

Romo et al (1989), a partir de investigaciones realizadas, muestra que $M_d = (1.25 \pm 0.05)M_e$, independientemente de la trayectoria de esfuerzos de consolidación seguida.

3.4 EFECTOS DE SITIO

Los efectos de sitio corresponden a la modificación de la amplitud, frecuencia y duración de las ondas sísmicas debido a las condiciones topográficas y geotécnicas del sitio. Dicha modificación consiste principalmente en la amplificación de la señal sísmica en varios órdenes de magnitud, dependiendo principalmente de las propiedades de los materiales y del espesor del depósito.

Durante los sismos de 1985, se manifestó de manera dramática los efectos de amplificación dinámica de los movimientos en terreno firme, y además la modificación en el contenido de frecuencias de las ondas que arribaron al valle de México, en los depósitos lacustres (Ver Figura 3. 11)

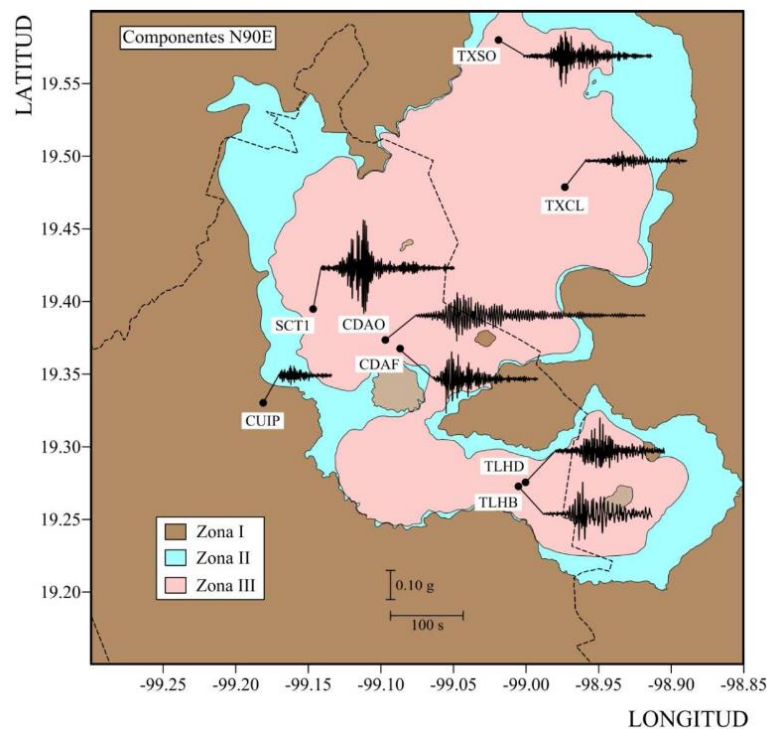


Figura 3. 11 Acelerogramas registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México (Mánica, 2013)

Por otro lado, en la Figura 3. 12 se presentan los espectros de respuesta generados de los acelerogramas de la Figura 3. 11. Allí, se puede observar que el sitio SCT1, localizado en la zona III, amplifica las ordenadas espectrales hasta 13 veces la respuesta sísmica de la zona I (CUIP) para periodos de 2.0 s. Dichas amplificaciones, están asociadas a las propiedades dinámicas de los depósitos arcillosos de la Ciudad de México, los cuales presentan un comportamiento elástico lineal para grandes deformaciones angulares

(1%) y amortiguamientos extremadamente bajos (3 a 5 %) para este nivel de deformación (Romo, 1995).

Estudios realizados por Romo, Magaña y Bárcena (1990) muestran que la respuesta no lineal de un depósito arcilloso depende significativamente de las curvas $G/G_{m\acute{a}x}$ vs γ , γ vs ξ vs γ de las arcillas que componen el depósito

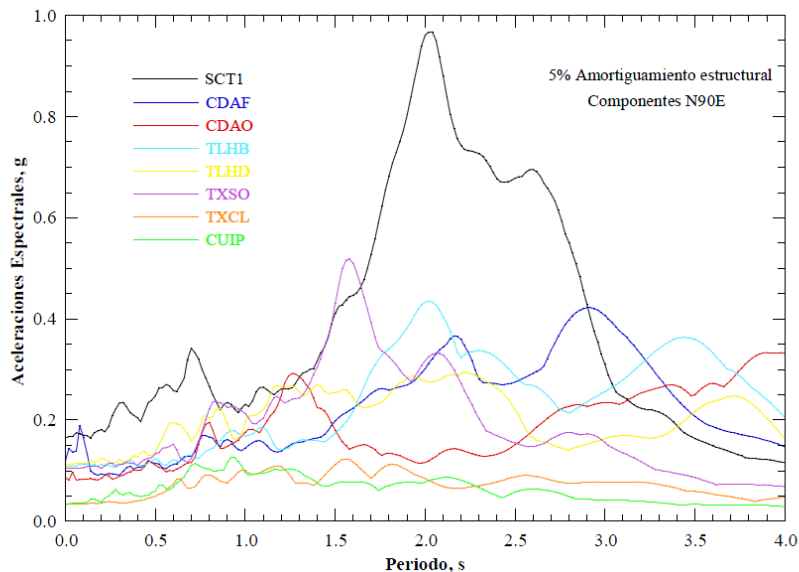


Figura 3. 12 Espectros de respuesta de diferentes sitios de la Ciudad de México ante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (Mánica, 2013)

Por otro lado, Romo y Jaime (1986) y Romo y Seed (1986) mostraron que los aspectos principales de los movimientos sísmicos pueden ser reproducidos por un simple modelo de propagación vertical de onda cortante. Lo anterior, permite predecir los movimientos de campo libre mediante modelos unidimensionales dentro del valle de México con suficiente precisión para aplicaciones prácticas. Los motivos principales por los cuales los modelos unidimensionales son capaces de reproducir con un alto grado de precisión los espectros de respuesta son los siguientes (Auvinet, 1990):

- La estratigrafía del subsuelo es prácticamente horizontal;
- La extensión de los depósitos arcillosos es más de dos órdenes de magnitud mayor que su espesor;
- La fuente de liberación de energía (zona de subducción) se encuentra a más de 300 km de la Ciudad de México.

3.5 EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES EN EL TIEMPO

La explotación excesiva del acuífero que subyace a las arcillas del valle de México para abastecer de agua potable a la población ha propiciado que se presente el fenómeno de hundimiento regional debido al incremento en los esfuerzos efectivos debidos a la disminución de la presión de poro del suelo. Dicho proceso de consolidación inducida

que sufren los suelos lacustres de la Ciudad de México, genera cambios tanto en las propiedades estáticas y dinámicas de los depósitos como en la respuesta de éstos ante un evento sísmico.

En la Figura 3. 13 se presenta la distribución de 68 bancos de nivel en la zona del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México que tienen información disponible de nivelaciones desde 1983 hasta 2007.

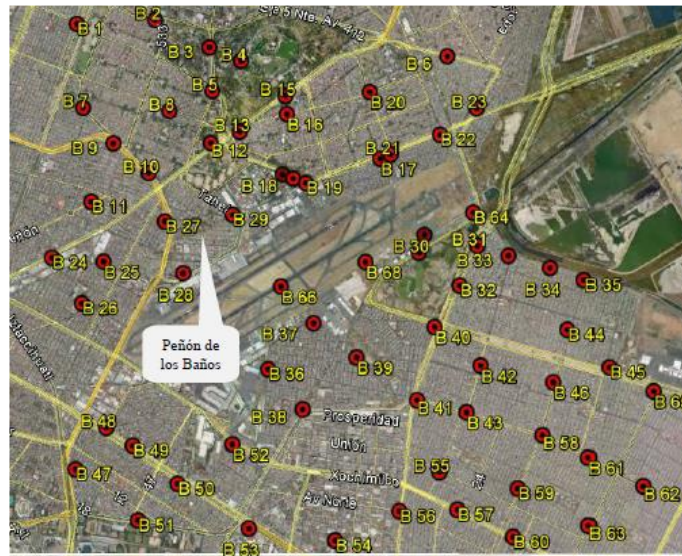


Figura 3. 13 Distribución de bancos de nivel en la zona del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (Pino, 2014)

En la Tabla 3. 2 se presentan los bancos de nivel de la zona con sus respectivos periodos de monitoreo comprendidos entre 1983 y 2007. Allí se puede observar que 46% cuentan con un periodo de monitoreo de 24 años.

Tabla 3. 2 Periodo de monitoreo de los bancos de nivel (Pino, 2014)

Años de monitoreo	Número de bancos	Porcentaje que representan (%)
24	31	46
22	8	12
20	3	4
18	20	29
15	2	3
13	4	6

Con base en los valores de nivelación reportados en cada banco, se construyeron curvas del comportamiento del hundimiento regional en función del tiempo para la zona del aeropuerto. En la Figura 3. 14 se presenta el comportamiento de 6 bancos representativos para toda el área (Ver Figura 3. 15, que ilustran la evolución del

fenómeno desde 1983. Allí se puede observar que la velocidad de hundimiento de la zona en estudio de la Terminal 2 es del orden de 21.47 cm/año.

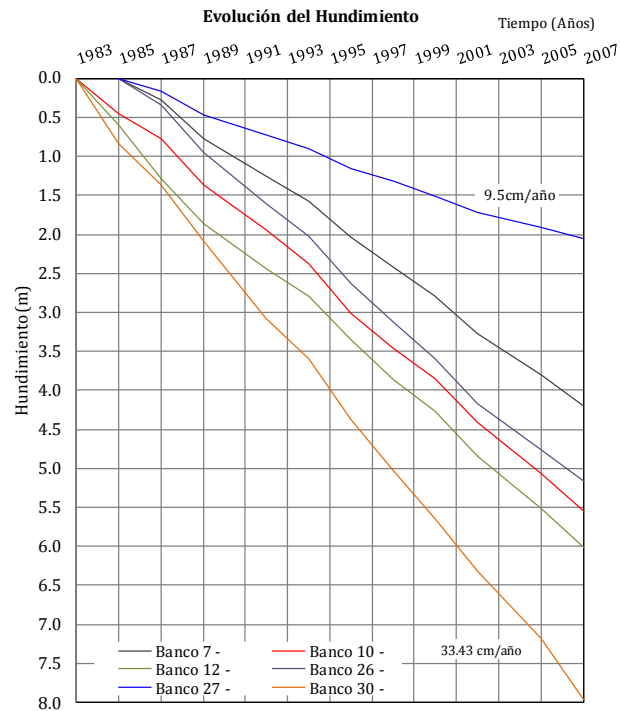


Figura 3. 14 Evolución del hundimiento en la zona del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (Pino, 2014)



Figura 3. 15 Localización de bancos representativos

3.5.1 Propiedades mecánicas

Para ilustrar los efectos que tiene el hundimiento regional en las propiedades índice de los depósitos arcillosos del valle de México, se presenta a continuación en la Figura 3. 16 la variación del contenido de agua, la relación de vacíos y el peso volumétrico del suelo a partir de muestras extraídas de campañas de exploración realizadas en 1985, 2000 y 2011 en la Secretaria de Comunicaciones y Transporte (SCT). En esta figura se puede observar que el contenido de agua tiende a disminuir con el paso de los años al igual que la relación de vacíos, debido a los cambios generados por la extracción de agua. Por su parte, el peso volumétrico tiende a aumentar paulatinamente y proporcional a la disminución de la relación de vacíos, ya que durante el proceso de consolidación se disminuye el espesor de los estratos y se densifica la estructura. Sin embargo, no todas las propiedades mecánicas se ven afectadas por el hundimiento regional, ya que resultados obtenidos de pruebas de consolidación unidimensional en muestras extraídas de la Zona III en diferentes fechas (Ovando, et al., 2007; González, 2012) han demostrado que las propiedades de compresibilidad de los depósitos lacustres no varían en el tiempo (Ver Figura 3. 17).

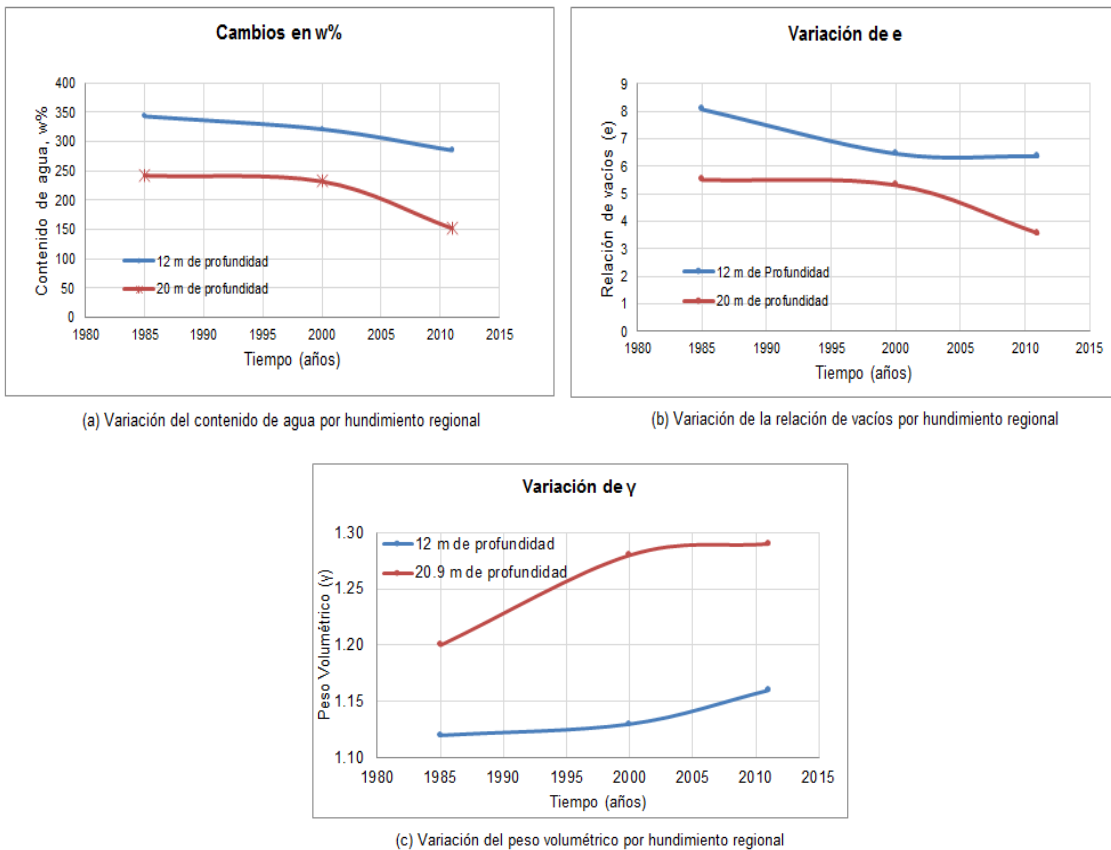


Figura 3. 16 Variación de las propiedades índice en el sitio SCT en un periodo comprendido entre 1985 y 2011 (González, 2012)

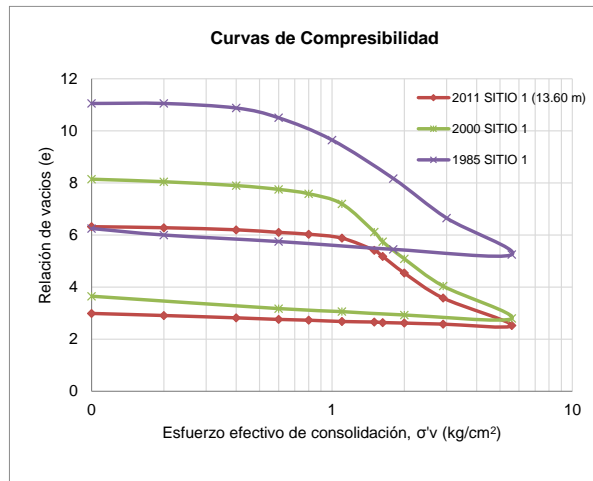


Figura 3. 17 Curvas de compresibilidad de la FAS en el sitio SCT (González, 2012)

En la Figura 3. 17 se puede observar que la relación de vacíos disminuye en el tiempo y que el esfuerzo de preconsolidación presenta un ligero incremento. Por otra parte, la pendiente de la rama virgen se mantiene relativamente constante y la de la rama de recompresión presenta una disminución (González, 2012).

Por último, en perfiles de resistencia del cono obtenidos de pruebas CPT realizadas en 1986 y 2000 en la Secretaria de Comunicaciones y Transporte (SCT) se puede observar el aumento de la resistencia de punta del cono (Ver Figura 3. 18).

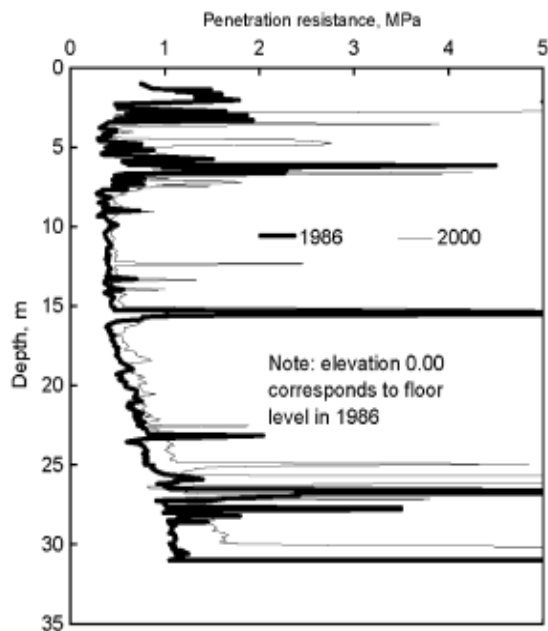


Figura 3. 18 Pruebas CPT en el sitio SCT (Ovando *et al.*, 2007)

3.5.2 Propiedades dinámicas

El hundimiento regional también modifica las propiedades dinámicas del suelo. Dicho fenómeno afecta la velocidad de propagación de las ondas de corte, el módulo de rigidez al corte y el amortiguamiento histerético. En la Figura 3. 19 se pueden apreciar las diferencias en las velocidades de propagación de ondas de corte medidas en los años 1986 y 2000 en el sitio SCT, mediante la prueba de sonda suspendida. Allí se puede observar una disminución en el espesor de los estratos arcillosos, así como el aumento de las velocidades de propagación, traducido en un incremento en la rigidez del depósito (Ver Ecuación (3.1). Por otro lado, el periodo fundamental de vibración del suelo también se ve afectado por la extracción de agua, ya que al disminuirse el espesor de los estratos y al aumentar la velocidad de ondas de corte, el periodo disminuye (Ver Ecuación (3.9)

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (3.9)$$

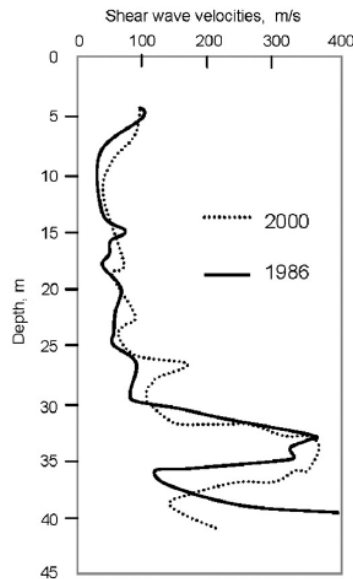


Figura 3. 19 Cambios en las velocidades de propagación de onda de corte en el sitio SCT (Ovando *et al.*, 2007)

Para determinar la variación del módulo de rigidez al corte en función de la evolución de las presiones piezométricas, basta con conocer el estado de esfuerzos efectivos en el instante que se requiera.

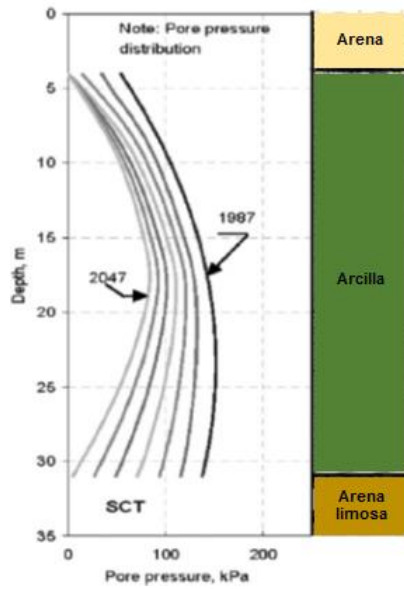


Figura 3. 20. Curvas isócronas en el sitio SCT (modificado Ovando, *et al.*, 2007)

El incremento de los esfuerzos efectivos se puede estimar mediante el modelo EVP de consolidación unidimensional desarrollado por Yin y Graham (1994,1996) descrito en el numeral 2.5. Una vez determinado el incremento de esfuerzos a través de las curvas isócronas del modelo de consolidación (Ver Figura 3. 20), entonces se puede estimar tanto el módulo de rigidez al corte como el amortiguamiento histerético respecto a la deformación angular y al tiempo (Ver Figura 3. 22 y Figura 3. 22). Además, de permitir estimar la evolución de las propiedades dinámicas, el modelo de consolidación de Yin y Graham (1996) también permite modificar los espesores de la estratigrafía del sitio conforme se va presentando la consolidación.

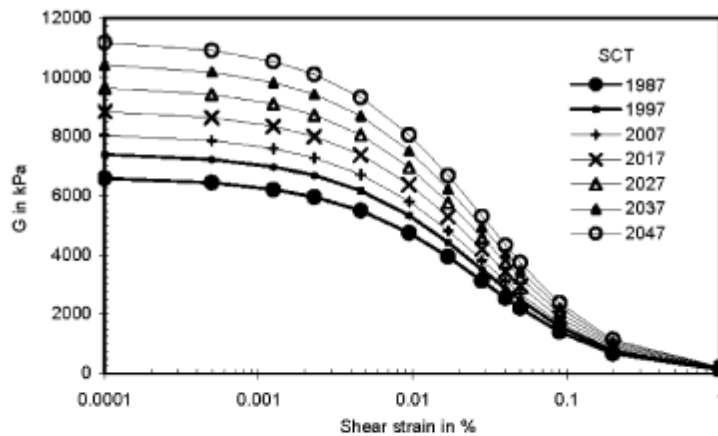


Figura 3. 21 Evolución del módulo de rigidez al corte en el sitio SCT (Ovando *et al.*, 2007)

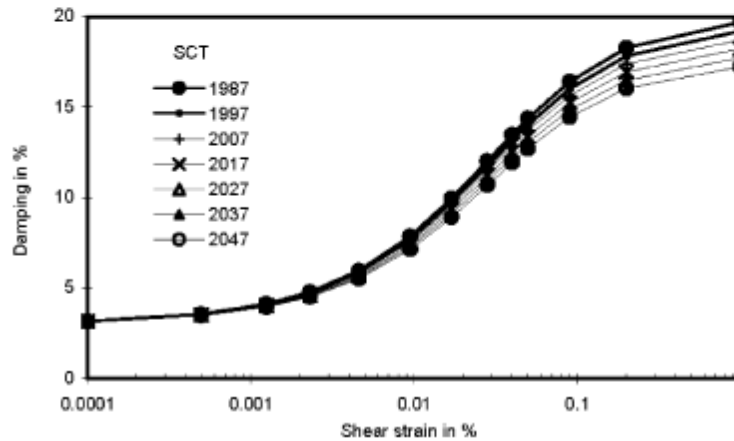


Figura 3. 22 Evolución del amortiguamiento en el sitio SCT (Ovando *et al.*, 2007)

En general, el incremento de esfuerzos efectivos en los depósitos lacustres representa cambios importantes en el módulo de rigidez al corte, G , y en la propagación de ondas de corte V_s ; sin embargo, en el amortiguamiento del suelo, ξ , su influencia es despreciable (Ovando *et al.*, 2007).

Para observar el cambio en la respuesta dinámica del depósito arcilloso en el sitio SCT debido al fenómeno de hundimiento regional, Ovando *et al.* (2007) realizó un análisis de propagación de ondas de corte a través del perfil de suelo mediante el código SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972) para obtener los espectros de respuesta tanto para el sismo de subducción del 19 de septiembre de 1985 (Ver Figura 3. 23) como para el de falla normal de Tehuacán del 15 de junio de 1999 (Ver Figura 3. 24).

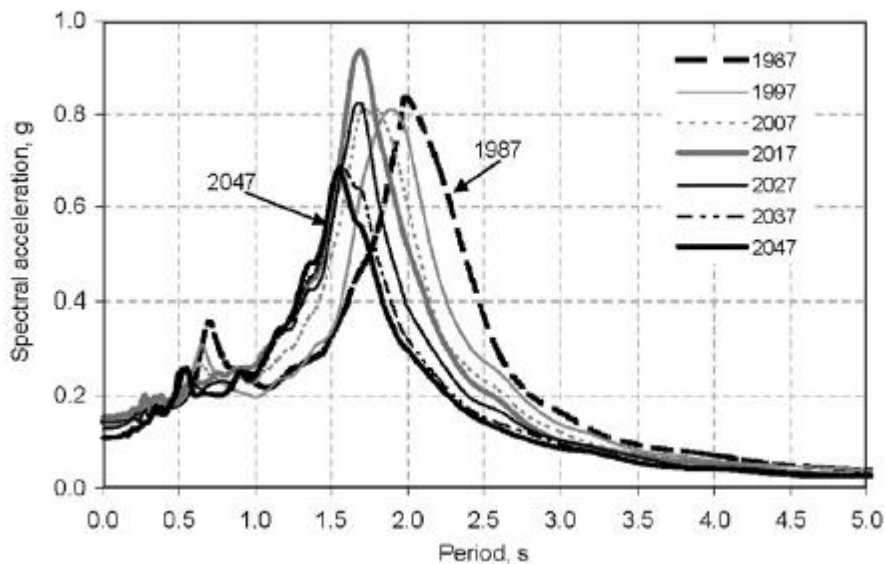


Figura 3. 23 Evolución del espectro de respuesta en el sitio SCT para el sismo del 19 de septiembre de 1985 (Ovando, *et al.*, 2007)

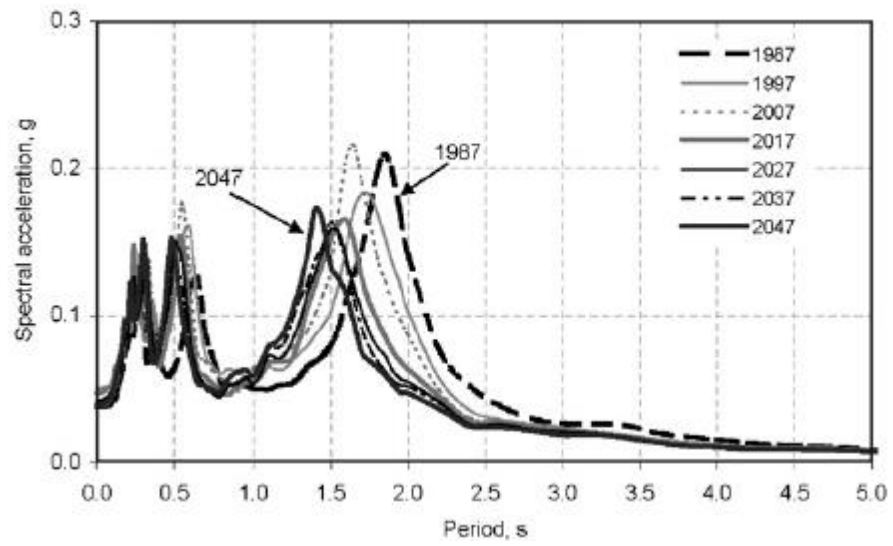


Figura 3. 24 Evolución del espectro de respuesta en el sitio SCT para el sismo del 15 de junio de 1999 (Ovando, *et al.*, 2007)

4 CIMENTACIONES

En este capítulo se presenta de forma general los dos tipos de cimentaciones que se utilizan comúnmente en el diseño de cualquier obra de ingeniería para transferir las cargas de la superestructura al estrato competente. Luego, se describen los tipos de cimentaciones más empleadas en la zona lacustre de la Ciudad de México; y por último, se presenta el procedimiento de verificación que se debe realizar para un sistema de cimentación según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas complementarias vigentes (GDF, 2004 (c)), con el fin de garantizar la seguridad y estabilidad de una construcción.

4.1 INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones son elementos estructurales que se encuentran en la parte inferior de la superestructura con el fin de transmitir al terreno de apoyo las cargas del conjunto estructural, de forma tal que sean compatibles con la resistencia y deformabilidad del suelo.

Las estructuras que se encuentran localizadas en los depósitos lacustres de la Ciudad de México deben tener cimentaciones tales que garanticen la seguridad estructural y el buen desempeño de las edificaciones ante eventos sísmicos. Por lo anterior, estos elementos de apoyo deben reunir una serie de condiciones asociadas principalmente a la existencia de estratos de suelo altamente compresible, al fenómeno de hundimiento regional, al agrietamiento que se presenta con frecuencia en las arcillas, y a los efectos de sitio que amplifican las señales sísmicas que arriban al valle de México.

En la Ciudad de México existen diferentes sistemas de cimentación debido a la preocupación continua de los diseñadores de controlar los asentamientos y las emersiones aparentes debido al fenómeno de hundimiento regional, y que su vez, no alcancen los estados límites de falla y de servicio que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus correspondientes Normas Técnicas complementarias. Cualquiera que sea el tipo de cimentación seleccionando, éste debe satisfacer los siguientes requisitos básicos (Tamez, 2001):

- Los esfuerzos que transmita la cimentación al terreno de apoyo deben ser compatibles con su resistencia al corte.
- Las deformaciones que sufran el terreno y la estructura por la aplicación de las cargas deben ser tolerables tanto para la estructura misma como para las estructuras colindantes.

4.2 TIPOS DE CIMENTACIONES

En general, las cimentaciones se clasifican en dos grupos: las superficiales y las profundas, según si se apoyan directamente en los estratos cercanos a la superficie o si transmiten a las cargas a los estratos profundos. A continuación en la Tabla 4. 1 se presentan los tipos de cimentaciones.

Tabla 4. 1 Tipo de cimentaciones (Tamez, 2001)

Superficiales	Zapatas aisladas o continuas Losas planas o nervuradas Cajones
Profundas	Pilotes Pilas

4.2.1 Cimentaciones superficiales

Sistema de cimentación que se encarga de transmitir las cargas directamente a los estratos de suelo situados bajo la estructura, en un plano horizontal de apoyo (Ver Figura 4. 1). En algunas ocasiones, las cimentaciones superficiales se construyen a una profundidad de desplante igual o menor a cuatro veces su dimensión mínima en planta.

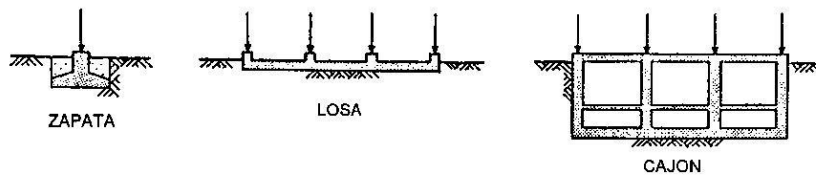


Figura 4. 1 Cimentaciones superficiales (Tamez, 2001)

En los suelos de alta resistencia y baja compresibilidad, o en rocas poco meteorizadas, la cimentación sobre zapatas aisladas o continuas es adecuada, aun para cargas de gran magnitud; mientras que, en los suelos muy blandos y muy compresibles se requieren cajones y/o pilotes con el fin de evitar agrietamientos por asentamientos diferenciales excesivos.

4.2.1.1 Asentamiento de cimentaciones superficiales en depósitos de arcilla saturada

Cuando se tiene una cimentación rectangular de ancho B y longitud L , (zapata o losa), apoyada en la superficie de un estrato de arcilla compresible saturada y homogénea, que transmite una presión uniforme p_m , menor que su capacidad admisible q_s , y es aplicada en un tiempo instantáneo, se desarrollará un asentamiento de la cimentación que se presentará en dos etapas (Ver Figura 4. 2):

- La primera etapa tiene lugar en el momento en que se aplica la carga, y se llama *asentamiento inmediato*, ρ_i , ya que la deformación de la masa de arcilla ocurre sin cambio de volumen, es decir, sin expulsión de agua de los poros.
- La segunda etapa se denomina *asentamiento diferido*, ρ_d , ya que se desarrolla a lo largo del tiempo transcurrido después de la aplicación de la carga instantánea. Dicho asentamiento se produce por el cambio de volumen en la masa de suelo debido a la expulsión del agua que satura los poros (proceso de consolidación).

El asentamiento final, ρ_f , entonces corresponde a la suma de ambos asentamientos, el inmediato y el diferido, como se presenta en la siguiente expresión,

$$\rho_f = \rho_i + \rho_d \quad (4.1)$$

4.2.1.1.1 Cálculo del asentamiento inmediato ρ_i

El asentamiento inmediato de una arcilla saturada es consecuencia de una deformación sin cambio de volumen, y en donde la relación entre el incremento de esfuerzo vertical (esfuerzo desviador) y la deformación axial unitaria es prácticamente lineal. Por lo anterior, la magnitud del asentamiento inmediato, ρ_i , puede ser calculada mediante ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.

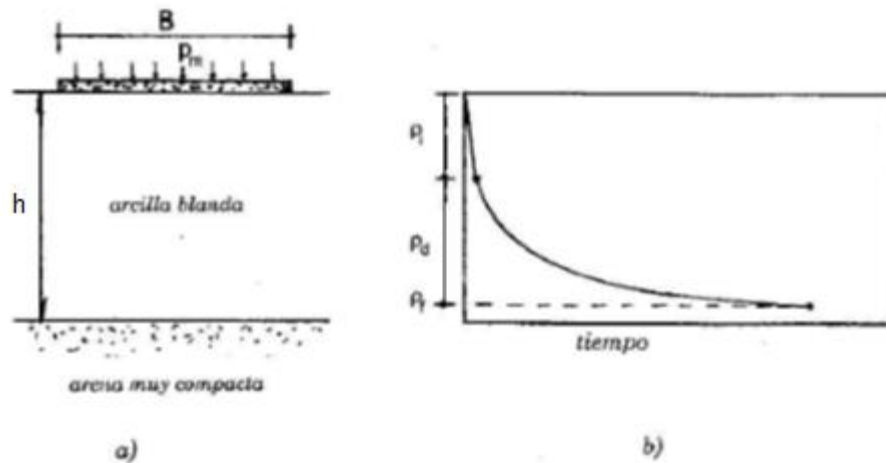


Figura 4. 2 Asentamiento de cimentaciones superficiales en arcillas

K. E. Egorov (1958) propuso una solución para determinar el asentamiento inmediato de cimentaciones rectangulares con carga uniforme para cimentaciones flexibles y rígidas.

A. Cimentación flexible

La solución tiene en cuenta las siguientes consideraciones:

- Cimentación rectangular flexible, de ancho B y longitud L ;
- Presión uniforme p_m aplicada en la superficie del terreno;
- Estrato compresible horizontal, de espesor h , de material elástico, homogéneo e isótropo, apoyado sobre una base rígida.

La ecuación de K. E Egorov (1958) se presenta a continuación,

$$\rho_i = \frac{1 - \nu^2}{E_u} p_m B F_f \quad (4.2)$$

Donde,

ρ_i : Asentamiento máximo al centro del área cargada

ν : Relación de Poisson (0.50 para arcillas saturadas, sin cambio de volumen);

p_m : Presión uniforme aplicada a la superficie del terreno;

B : Ancho de la cimentación;

F_f : Factor de forma para un cimentación flexible (Ver Figura 4. 3);

E_u : Valor medio del módulo de deformación lineal, sin cambio de volumen, de la arcilla; saturada, determinado en una prueba triaxial no drenada.

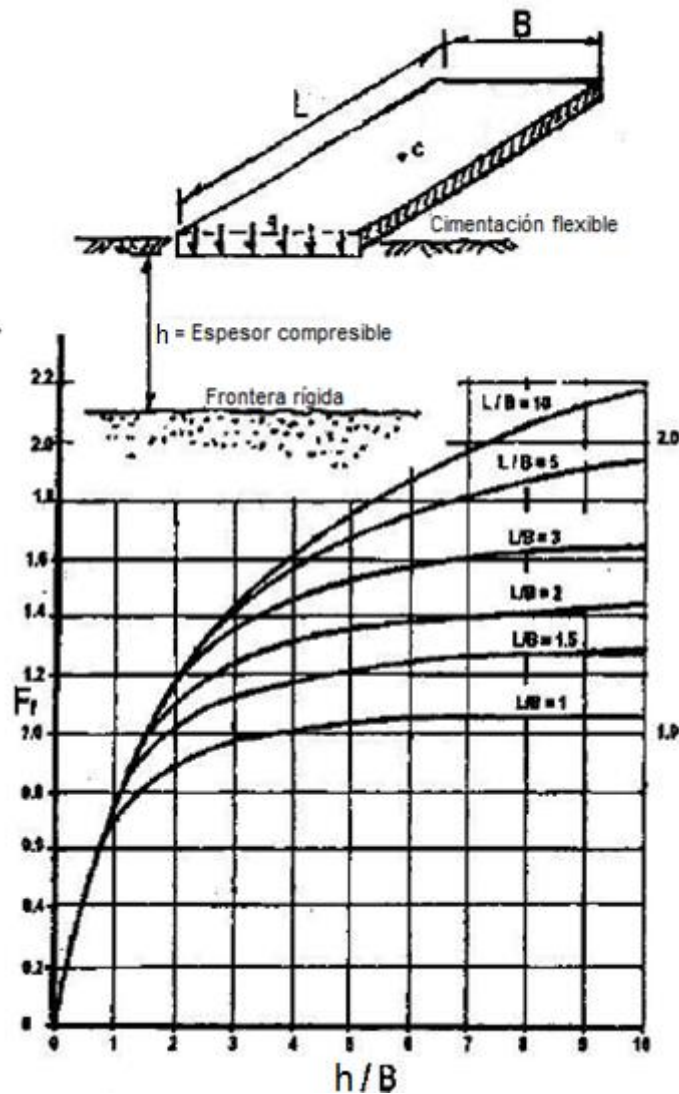


Figura 4. 3 Factor de forma Egorov para cimentación flexible (Tamez, 2001)

B. Cimentación rígida

La expresión para determinar al asentamiento inmediato en una cimentación rígida tiene la misma forma que la Ecuación (4.2), pero el factor de forma F_r adquiere valores diferentes que se presenta en la Figura 4. 4. Por otro lado, en este caso la presión media aplicada en la superficie, p_m , es igual a la siguiente expresión,

$$p_m = \frac{w_e}{BL} \quad (4.3)$$

Donde,

w_e : Peso de la estructura

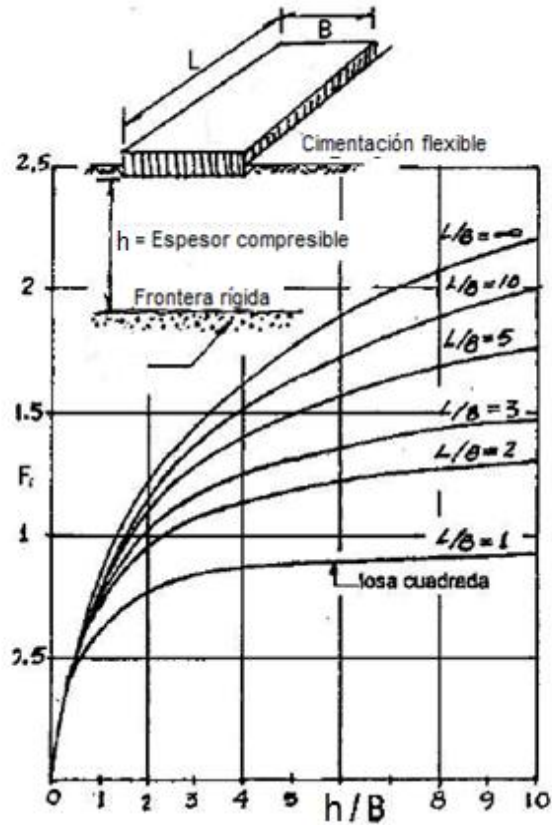


Figura 4. 4 Factor de forma Egorov para cimentación rígida (Tamez, 2001)

4.2.1.1.2 Cálculo de asentamiento diferido ρ_d

El asentamiento diferido está siempre asociado a la reducción del volumen de la masa de arcilla debido a la expulsión del agua de los poros. En la Figura 4. 5 se puede observar que la relación entre el incremento del esfuerzo vertical efectivo $\Delta p'$ y la deformación volumétrica unitaria $\Delta \varepsilon_v$ tiene un comportamiento lineal dentro de un amplio intervalo de deformación volumétrica. Por lo anterior, para la determinación del asentamiento diferido, ρ_d , se puede hacer uso de la Ecuación (4.2) pero considerando una relación de Poisson $\nu = 0$ y sustituyendo tanto el módulo de deformación lineal E_u , por el volumétrico, E_V , como la presión total p_m , por la efectiva p'_m . A continuación, se presenta la expresión para determinar los asentamientos diferidos para un estrato compresible de arcilla.

$$\rho_d = m_v p'_m B F \quad (4.4)$$

Donde,

ρ_d : Asentamiento diferido

m_v : Módulo de compresibilidad volumétrica

F : Factor de forma de Egorov (F_f o F_r)

B : Ancho de la cimentación

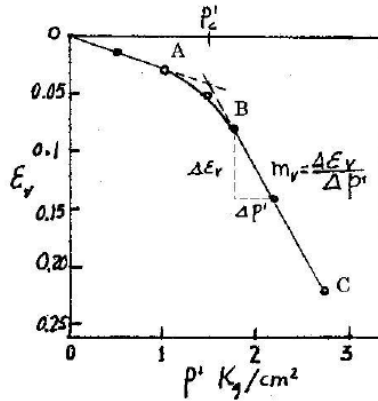


Figura 4. 5 Deformación volumétrica unitaria vs esfuerzo efectivo de compresión axial (Tamez, 2001)

4.2.1.1.3 Cálculo de asentamientos en suelos estratificados

Cuando el perfil de suelo está formado con una sucesión de estratos de diferente compresibilidad y espesor, la ecuación de K.E. Egorov (1958) no proporciona resultados satisfactorios. En consecuencia, es necesario recurrir a otro método en donde se tenga en cuenta la no homogeneidad del depósito.

El asentamiento de un punto cualquiera de la superficie bajo una carga uniforme, en un suelo estratificado, puede expresarse como la suma de los asentamientos parciales de cada una de las capas de suelo que conforman el perfil, a lo largo de la vertical que pasa por el punto considerado como se presenta a continuación,

$$\rho_j = m_{vj} p'_j h_j \quad (4.5)$$

Donde,

ρ_j : Reducción del espesor de la capa j , en cm

m_{vj} : Módulo de compresibilidad promedio para la capa j , en cm^2/kg

p'_j : Incremento de presión vertical efectiva inducido por la carga superficial a la profundidad media de la capa j , en kg/cm^2

h_j : Espesor de la capa j , en cm

4.2.2 Cimentaciones profundas

Este tipo de estructuras se emplean con el fin de transmitir cargas importantes de estructuras pesadas a estratos profundos altamente resistentes y con baja compresibilidad. Por otro lado, en circunstancias especiales en que sea preciso limitar

estrictamente los asentamientos diferenciales y en donde haya presencia de arcillas expansivas o suelos colapsables, es conveniente también el uso de las cimentaciones profundas. Las más comunes de este tipo de cimentaciones son las pilas y pilotes, las cuales se distinguen básicamente por el procedimiento empleado para instalarlos en el terreno.

Pilas

Son elementos de concreto colado en una perforación previamente excavada y en la cual se introduce el acero de refuerzo. En general, son de sección circular con diámetro variable entre 0.60 m hasta 3 m (Tamez, 2001). Este tipo de elemento se emplea principalmente para transmitir, a través de su punta, grandes cargas concentradas de la superestructura a los estratos competentes.

Pilotes

Son elementos prefabricados de concreto reforzado, acero o madera que se hincan en los estratos de suelo compresible mediante impacto o vibración de martillos pesados, hasta que la punta del pilote llega a la profundidad de los estratos de alta resistencia o hasta que la longitud sea suficiente para desarrollar una fricción importante entre las paredes del elemento y el suelo circundante. Su sección transversal varía considerablemente de forma: cilíndrica, cuadrada, triangular, oblonga o las formas típicas de los perfiles estructurales de acero.

A continuación en la Figura 4. 6 se presentan algunos tipos de cimentaciones profundas.

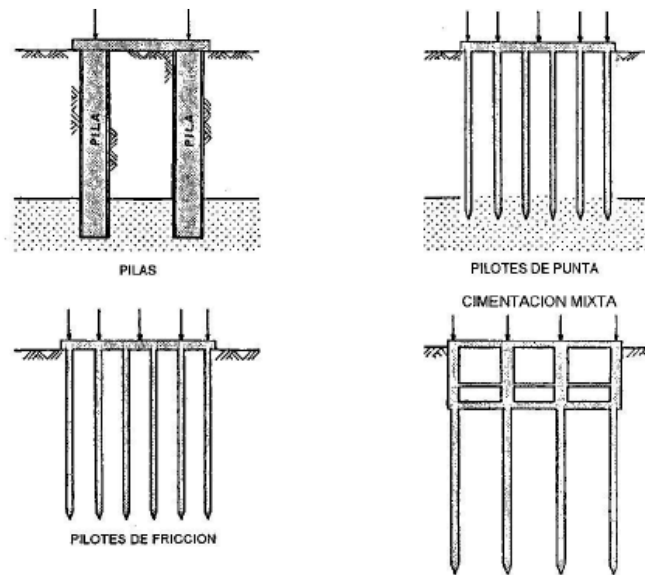


Figura 4. 6 Cimentaciones profundas (Tamez, 2001)

4.2.2.1 Fricción negativa

Cuando los pilotes o pilas se encuentran alojados en un depósito altamente compresible en proceso de consolidación, se desarrollan esfuerzos de fricción adicionales que inducen a una carga axial sobre el elemento denominada fricción negativa. Estos esfuerzos actúan en sentido descendente, al “colgarse” el suelo del pilote y pueden poner en riesgo la estabilidad de la cimentación.

La fricción negativa puede desarrollarse por diferentes causas (Rodríguez, 2010) :

- Sobrecarga superficial reciente;
- Peso propio del mismo suelo circundante si se trata de un relleno reciente;
- El hundimiento regional;
- Abatimiento de la presión de poro por fugas al sistema de drenaje, por evaporación, recargas insuficientes, etc.;
- Remoldeo inducido por el hincado de pilotes en suelos sensitivos.

Algunos autores como Inoue (1977) y Kog (1987) han reportado que los efectos de la fricción negativa sobre cimentaciones piloteadas pueden ir desde el simple incremento de la carga axial en el pilote, hasta el desarrollo de asentamientos excesivos o su falla estructural.

4.2.2.2 Transferencia de carga de un cimiento profundo al suelo

El análisis y diseño adecuado de cimentaciones profundas requiere de una evaluación detallada tanto de los esfuerzos que se desarrollan a lo largo del fuste y la punta, como de las deformaciones. Dichos esfuerzos dependen de:

- Características geométricas y rigidez del elemento;
- Separación entre elementos;
- Propiedades mecánicas de suelo circundante;
- Estratigrafía;
- Condiciones piezométricas del sitio;
- La magnitud de las cargas externas.

Cuando se aplica una carga en la cabeza de un pilote o pila, ésta se transfiere al suelo mediante dos mecanismos: uno de fricción entre el fuste y el suelo circundante, C_f , y otro de capacidad de carga de la punta, C_p . El mecanismo de fricción, por ser el más rígido, es el primero que alcanza su capacidad máxima cuando la carga aplicada iguala la capacidad última del pilote o pila. En esta condición, los esfuerzos cortantes τ , son iguales a la resistencia al corte de la arcilla en cada punto de contacto con el fuste. A partir de la carga, cualquier incremento de la misma será transferido integralmente a la punta. Finalmente, cuando la carga transferida a la punta alcanza su máximo valor, la capacidad última del pilote estará representada por la siguiente expresión,

$$C_u = C_p + C_f \quad (4.6)$$

4.2.2.2.1 Pilotes de punta

Son cimentaciones cuyas puntas se encuentran apoyadas en estratos de suelos competentes. Estos elementos alcanzan una baja capacidad por fricción comparada con la alta capacidad que se desarrolla por punta. A continuación en la Figura 4. 7 se pueden apreciar los esfuerzos que se generan a lo largo de la interfaz elemento-suelo para diferentes condiciones de carga en pilotes que se encuentra sometidos a consolidación regional. Allí también se puede observar la variación de la profundidad del nivel neutro en función del caso considerado.

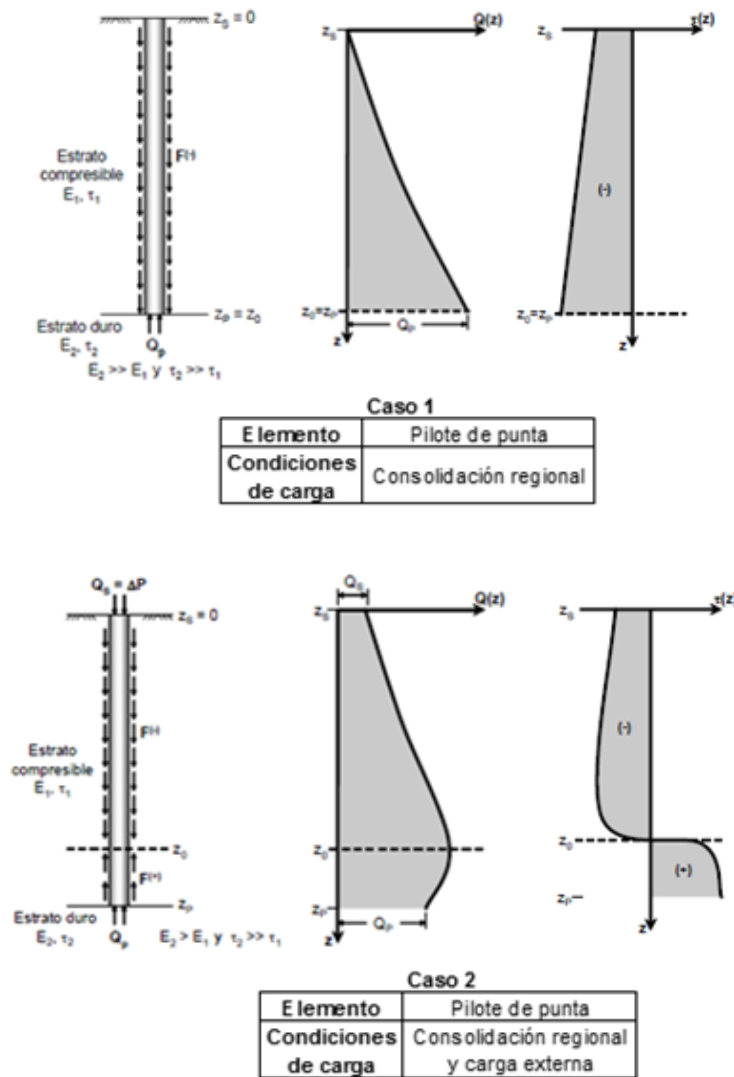


Figura 4. 7 Solicitaciones desarrolladas a lo largo de pilotes de punta (modificado Rodríguez, 2010)

Reséndiz y Auvinet (1973) definen el nivel neutro como la profundidad a la cual el desplazamiento relativo entre pilote y el suelo es nulo. Por otra parte, es el que separa

la zona de acción de la fricción negativa, en la parte superior del elemento, de la zona en donde actúa la fricción positiva, en la parte inferior. Cabe resaltar que la profundidad del nivel neutro tiende a estabilizarse conforme se desarrolla el proceso de consolidación y además, que dicha profundidad depende significativamente de las condiciones iniciales de carga del pilote (Rodríguez, 2010).

4.2.2.2 Pilotes de fricción

Son elementos cuya punta se apoya en un estrato de suelo compresible y de baja resistencia. Por lo anterior, su capacidad de carga por punta es muy baja y la mayor parte de la carga aplicada sobre la cabeza del pilote se trasfiere por fricción al suelo circundante.

En la Figura 4. 8 se presenta igualmente las solicitaciones desarrolladas alrededor de diferentes tipos de pilotes y los esfuerzos que se generan al interior del elementos y a lo largo de la interfaz pilote-suelo.

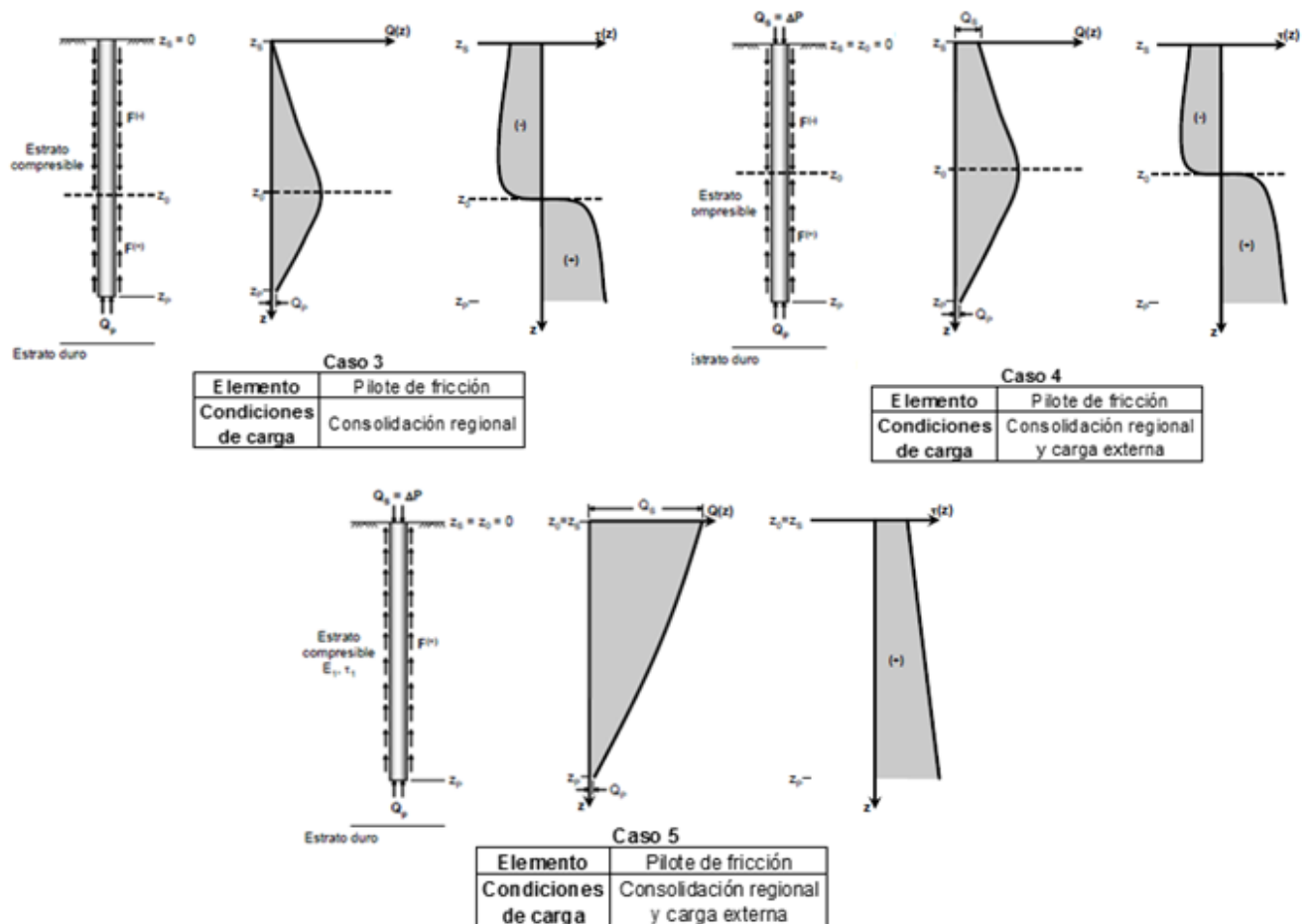


Figura 4. 8 Solicitaciones y esfuerzos desarrollados a lo largo de distintos tipos de pilotes de fricción (modificado Rodríguez, 2010)

4.2.2.3 Comportamiento de grupo de pilotes y pilas

En general, las cimentaciones están formadas por grupos o conjuntos de cimientos profundos, con el fin de aumentar la capacidad de dichos elementos para soportar cargas concentradas de gran magnitud.

La interacción de pilotes o pilas en grupo, consiste en la superposición de los campos de esfuerzos individuales inducidos en la masa de suelo por cada uno de los elementos individuales (Tamez, 2001). Por lo anterior, es importante comprender la interacción entre los pilotes o pilas cuando forman parte de un grupo, ya que se presentan diferencias en la capacidad de carga y en el asentamiento del grupo, con respecto a un elemento individual aislado.

4.2.2.3.1 Mecanismos de falla por esfuerzos cortantes de grupos de pilotes de fricción

El mecanismo de falla de un pilote individual en un depósito de arcilla saturada está formado por la superficie del fuste, a lo largo de la cual desliza el pilote respecto al suelo circundante, y por el mecanismo de falla de la punta, el cual afecta solamente a un pequeño volumen de arcilla bajo la punta y alrededor del extremo inferior del fuste. Por su parte, el mecanismo de falla del grupo involucra al prisma de arcilla que envuelve al conjunto de pilotes, además del volumen de suelo que se encuentra bajo la base de dicha masa rigidizada por los pilotes que contiene, hasta una profundidad de $0.70 B$; siendo B el ancho de la base del prisma (Tamez, 2001). Cabe hacer notar que para que se produzca el mecanismo de falla del grupo, debe de haber un número mínimo de pilotes que la produzcan.

A continuación en la Figura 4. 9, se presenta la diferencia entre el mecanismo de falla por esfuerzos cortantes de un pilote de fricción individual y el de un grupo.

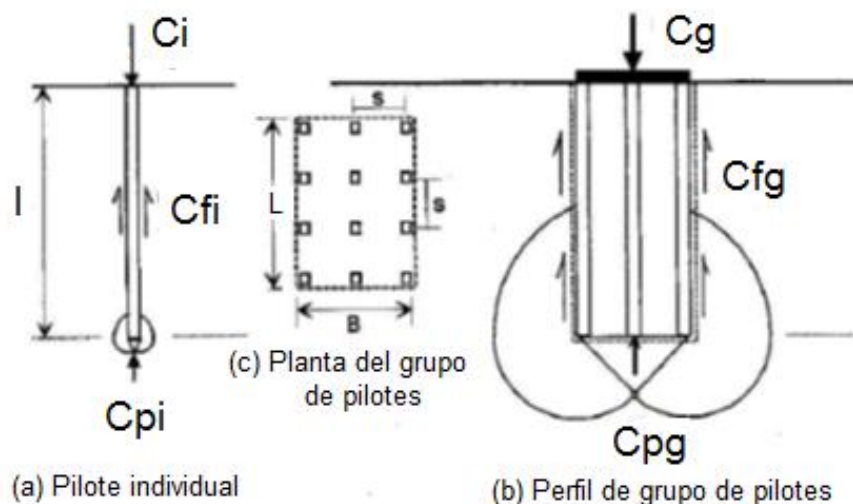


Figura 4. 9 Mecanismos de falla por esfuerzos cortantes (modificado Tamez, 2001)

4.2.2.3.2 Capacidad de carga de un grupo de pilotes

La capacidad de carga de un grupo de pilotes de fricción en arcillas se determina por el menor de estos dos cálculos (Tamez, 2001):

- La suma de las capacidades individuales del grupo de pilotes.
- La capacidad de la masa de suelo reforzado por los pilotes, actuando como una pila rígida.

4.2.2.3.3 Separación mínima entre los pilotes de un grupo

En un grupo de pilotes de fricción de igual longitud y sección transversal, se pueden presentar las siguientes tres condiciones de capacidad última, en función de la separación entre ellos (Tamez, 2001):

- Cuando la separación s entre los pilotes del grupo es mayor que unas siete veces el ancho D de la sección transversal de un pilote ($s > 7D$), la suma de las capacidades individuales de los pilotes es siempre menor que la capacidad de carga del prisma del suelo envolvente.

$$\sum_{i=1}^n C_i < C_{ps} \quad (4.7)$$

- Cuando se disminuye la separación entre los pilotes del grupo hasta que la separación llega a un valor de $s = s_{min}$, la capacidad de carga del grupo es igual a suma de las capacidades del grupo individuales, como se presenta en la siguiente expresión,

$$\sum_{i=1}^{N_p} C_i = C_{ps} \quad (4.8)$$

- Si la separación entre los pilotes se hace menor que la mínima, $s < s_{min}$, la capacidad del prisma del suelo es menor que la suma de las capacidades individuales.

$$\sum_{i=1}^{N_p} C_i > C_{ps} \quad (4.9)$$

En este último caso se puede apreciar que se desperdicia una parte de la capacidad de carga individual de los pilotes, ya que dicha capacidad queda limitada por el prisma de suelo envolvente.

4.2.2.4 Asentamiento de grupos de pilotes de fricción en arcilla saturada

El asentamiento de un grupo de pilotes de fricción es generado por la consolidación a largo plazo de las arcillas que rodean y subyacen al conjunto de elementos. La magnitud de dicho asentamiento depende de tres factores que se presentan en la siguiente expresión:

$$\rho = \sum_{i=1}^n m_{vi} h_i \Delta p'_i \quad (4.10)$$

Donde,

ρ : Asentamiento de la cabeza del grupo de pilotes;

m_{vi} : Módulo de compresibilidad volumétrica de cada estrato de suelo que se encuentra bajo las puntas de los pilotes;

h_i : Espesor de cada estrato de suelo;

$\Delta p'_i$: Incremento de presión intergranular vertical, a la profundidad media de cada estrato de suelo.

Cabe resaltar que la Ecuación (4.10) no considera el asentamiento que se genera por la deformación volumétrica de la masa de suelo que rodea al grupo de pilotes, ya que éste se considera despreciable en comparación con el que se produce en los estratos subyacentes a la base del prisma de suelo envolvente.

La magnitud del incremento presión $\Delta p'_i$ se puede determinar mediante un modelo simplificado (Ver Figura 4. 10) donde se considera la masa de suelo como un medio elástico ideal, homogéneo, isótropo y semi-infinito.

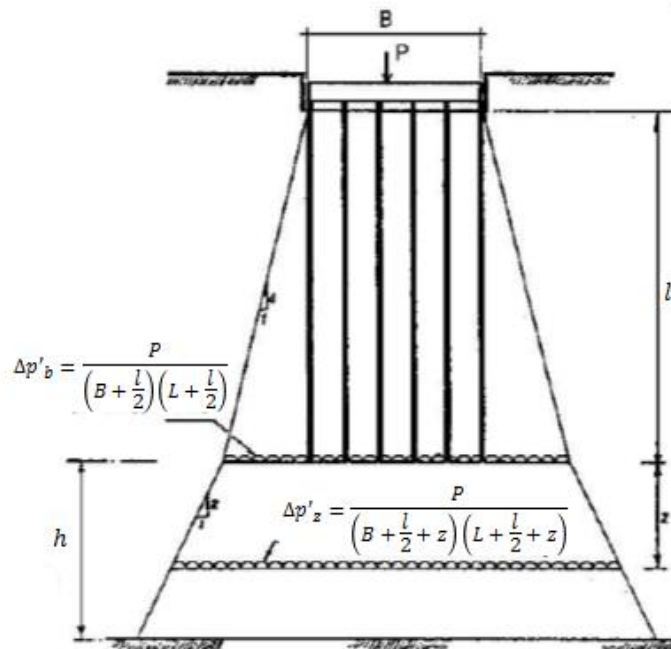


Figura 4. 10 Distribución simplificada de presiones verticales bajo el apoyo de un grupo de pilotes de fricción (Tamez, 2001)

En el modelo que se presenta en la Figura 4. 10 se considera que la carga P se distribuye en la masa de suelo dentro de dos pirámides truncadas. La primera constituye el incremento de presión vertical $\Delta p'_b$ para una profundidad l y la segunda, para un incremento $\Delta p'_z$ a cualquier profundidad z bajo las puntas de los pilotes. En la caso en

el que exista un sólo estrato compresible de espesor h la Ecuación (4.10) tomaría la siguiente forma,

$$\rho = \frac{m_{vp} P h}{\left(B + \frac{l}{2} + \frac{h}{2}\right) \left(L + \frac{l}{2} + \frac{h}{2}\right)} \quad (4.11)$$

Donde,

ρ : Asentamiento de la cabeza del grupo de pilotes;

m_{vp} : Módulo de compresibilidad volumétrica del estrato de suelo;

h : Espesor del estrato de suelo;

B : Ancho de la losa rígida;

L : Longitud de la losa rígida;

l : Longitud de los pilotes.

4.3 TIPOS DE CIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MÉXICO

A continuación se describen los diferentes tipos de cimentación empleadas en la zona lacustre de la Ciudad de México.

Cimentaciones superficiales

Una cimentación superficial corresponde a un sistema de apoyo que transmite las cargas de la estructura directamente a los estratos cercanos a la superficie. Dentro de este grupo se encuentran las zapatas y las losas de cimentación. Su uso es solamente aceptable para construcciones ligeras y de poca extensión.

Cimentaciones compensadas

Son comunes en la Ciudad de México las construcciones cimentadas sobre cajones desplantados a varios metros de profundidad. Este sistema tiene como objetivo reducir el incremento neto de esfuerzos inducidos al subsuelo mediante la compensación parcial o total del peso excavado por el peso de la edificación. Para que este sistema de cimentación cumpla con su función, es necesario que el cajón sea totalmente estaco, ya que la infiltración de agua puede reducir de manera importante la eficiencia de la compensación.

Cabe hacer notar que el sismo de 1985 mostró que este tipo de solución de cimentación no es generalmente adecuada para estructuras esbeltas, especialmente si tienen una excentricidad de cargas (Auvinet, 1990).

Cimentaciones sobre pilotes de punta

Una cimentación a base de pilotes de punta en la zona lacustre del valle de México es prácticamente la única solución para la construcción de edificaciones muy altas y pesadas (Rodríguez, 2010). Por lo general, los pilotes de punta se desplantan en la primera Capa Dura (CD) o cuando es necesario, en los Depósitos Profundos (DP).

Los edificios cimentados sobre pilotes de punta en depósitos arcillosos presentan generalmente una emersión aparente con respecto al terreno circundante. Por lo anterior, además de que la losa de cimentación deja de estar en contacto con el suelo y la estructura puede sufrir daños en el caso de no haber sido diseñada para esta condición, los pilotes pierden su confinamiento lateral resultando vulnerables ante acciones sísmicas.

Cimentaciones sobre pilotes de fricción

Los pilotes de fricción se hincan dentro de la Formación Arcillosa Superior (FAS) dejando la punta a una distancia de la Capa Dura (CD) para evitar en cierta medida la emersión aparente cuando se desarrolla la fricción negativa.

Auvinet y Mendoza (1987) distinguen dos tipos de diseño de cimentaciones con pilotes de fricción:

- **Tipo I:** Estos se diseñan en términos de capacidad de carga y con un factor de seguridad amplio para que sean capaces, por sí solos, de garantizar la estabilidad en condiciones estáticas y dinámicas. Cuando el nivel del eje neutro se encuentra en una posición baja, es decir, cuando existen un gran número de pilotes o los estratos inferiores son muy resistente, el comportamiento de estos elementos tiende a asemejarse a los de punta y puede presentarse la emersión conforme se presenta la consolidación del suelo localizado entre la superficie y el nivel del eje neutro.

Cuando se realizan los análisis dinámicos, este tipo de diseño de pilote de fricción debe ser capaz de absorber los incrementos de cargas verticales por sismo generados por los momentos de volteo. Dichas cargas suelen calcularse por la regla de la escuadría como se presenta a continuación,

$$q_{si} = \frac{M_x y_i}{\sum n_i y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum n_i x_i^2} \quad (4.12)$$

Donde,

q_s : Incremento de carga por sismo en el pilote del eje i ;

M_x : Momento de volteo en la dirección corta;

M_y : Momento de volteo en la dirección larga;

x_i : Distancia en la dirección corta del pilote del eje i al centro de masa de la estructura;

y_i : Distancia en la dirección larga del pilote del eje i al centro de masa de la estructura;

n_i : Número de pilotes en el eje i .

Cabe hacer notar que la expresión (4.12) representa la regla de la escuadría para un conjunto de pilotes de igual sección.

- **Tipo II:** En este caso los pilotes de fricción se diseñan en términos de deformaciones y se utilizan simplemente como un complemento de un sistema de cimentación sobre losa corrida o cajón de compensación con el objeto de reducir los asentamientos. Su capacidad de carga es inferior al peso de la superestructura ya que una parte de ésta se transmite a la losa. Este tipo de pilotes se encuentran permanentemente en condición de fluencia, es decir, de falla. Además, están sometidos exclusivamente a fricción positiva por lo que el nivel del eje neutro se encuentra a la profundidad de desplante de la losa de cimentación.

Esta solución evita los problemas de la fricción negativa y de emersión aparente. Sin embargo, es muy sensible a errores de estimación de cargas, a las excentricidades mismas y a las variaciones que se puedan presentar durante la vida útil de la edificación. Por otro lado, dado que trabajan en condiciones límite, son particularmente susceptibles de presentar degradación de adherencia pilote-suelo bajo carga cíclica (Auvinet, 1990).

En la Figura 4. 11 se presentan los dos tipos de diseño de pilotes de fricción previamente descritos.

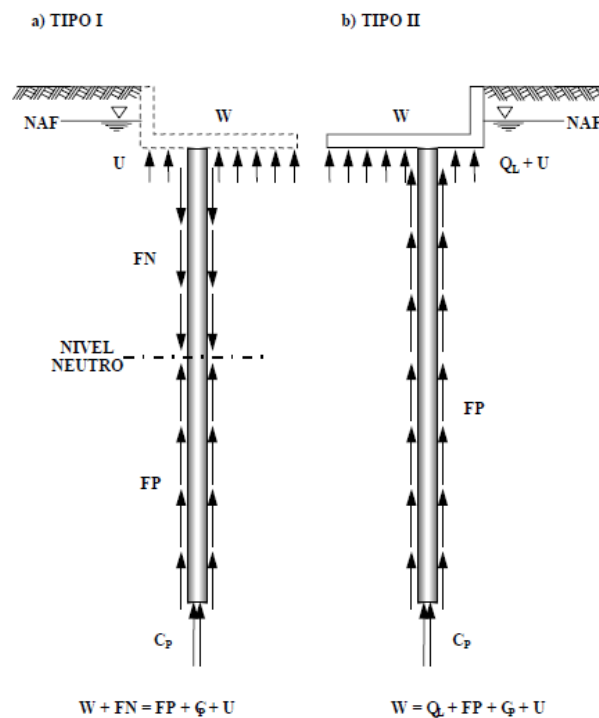


Figura 4. 11 Pilotes de fricción (Rodríguez, 2010)

Pilotes entrelazados

Las cimentaciones a base de pilotes entrelazados consisten en una combinación de un conjunto de pilotes de fricción tradicionales más otro conjunto de inclusiones rígidas.

Dicho sistema de apoyo fue propuesto por Girault (1964,1980). Los pilotes tipo "A" están ligados estructuralmente a la losa de cimentación y se comportan como pilotes de fricción positiva. Por otro lado, los pilotes tipo "B" se apoyan en la Capa Dura (CD) y están desligados de la cimentación. Esta disposición disminuye tanto la magnitud de los esfuerzos inducidos al suelo por el peso de la estructura como los asentamientos (Ver Figura 4. 12).

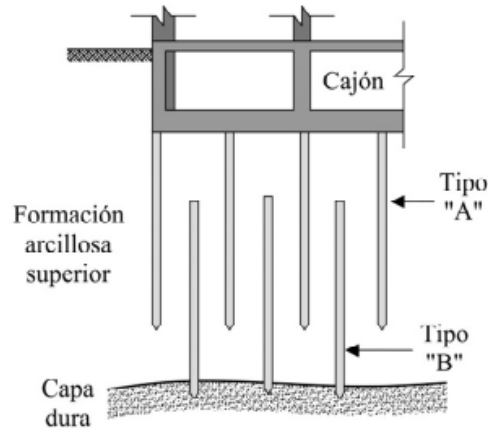


Figura 4. 12 Pilotes entrelazados (Mánica, 2013)

Pilotes de control

Estos dispositivos fueron desarrollados por el Ingeniero Manuel González Flores con el objetivo de facilitar que los edificios desciendan acorde al hundimiento regional del sitio donde se localice la estructura. Consisten en pilotes de punta que cuentan en su parte superior con un dispositivo que permite controlar la carga recibida por el mismo y eventualmente descargarlo totalmente para inducir movimientos correctivos en el caso de edificios que presenten desplomos (Auvinet y Rodríguez, 1998). Este tipo de elementos son funcionales para estructuras pesadas que tengan una cimentación rígida. En la Figura 4. 13 se presenta un pilote de control con sus tres partes que son: el pilote mismo, el marco o puente de carga y el paquete deformable de cubos de madera de 15 cm de altura. En general, los pilotes de control se instalan durante la vida útil de la estructura para fines de recimentación.

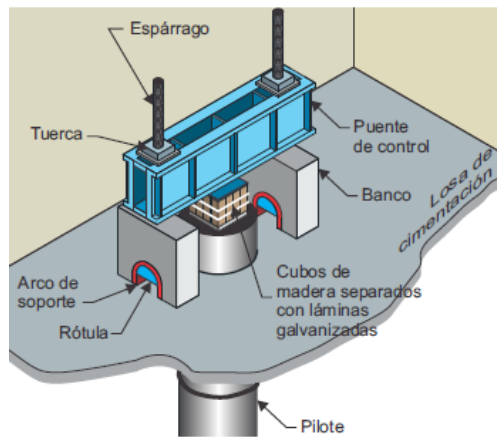


Figura 4. 13 Pilote de control (Santoyo y Alanís, 2013)

Pilotes de fricción negativa

Correa (1961) sugirió el uso de elementos prefabricados no ligados a la cimentación y desplantados en la primera Capa Dura (CD) con el objetivo de reforzar los depósitos arcillosos y controlar la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales. Estos pilotes se dejan penetrar libremente a través de la losa de cimentación, sin sistema de control en la parte superior, para movilizar una fricción negativa importante generada tanto por la consolidación natural como por los esfuerzos transmitidos por la construcción.

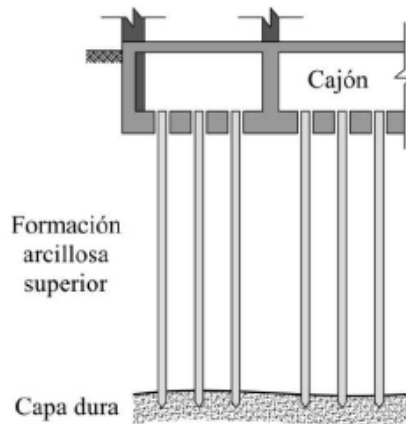


Figura 4. 14 Pilotes de fricción negativa (Mánica, 2013)

Pilote de punta penetrante

Este tipo de pilote fue concebido por Reséndiz (1964) para aumentar la capacidad de carga de pilotes de fricción con una contribución de la punta, pero acotando esta última para evitar la emersión. La punta presenta un diámetro inferior al resto del pilote con el fin de favorecer la penetración en el estrato de apoyo bajo el efecto combinado de la carga y de la fricción negativa.

4.4 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

Una de las etapas que hace parte del proceso de diseño de una cimentación y que está prevista en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas complementarias vigentes (GDF, 2004 (c)), es la verificación de su seguridad y estabilidad para diferentes estados límites de falla y de servicio.

Los estados límites de falla corresponden a los modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la cimentación o parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga. Por otro lado, los estados límites de servicio son aquellos que favorecen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones de la cimentación.

A continuación se presentan los diferentes casos que se deben considerar para cada uno de los estados límites, además de los correspondientes a los miembros de la estructura (GDF, 2004 (c))

- a) *Estados límite de falla:*
 - 1) Flotación;
 - 2) Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación;
 - 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.
- b) *Estados límite de servicio:*
 - 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
 - 2) Inclinación media de la construcción;
 - 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas;

4.4.1 Acciones de diseño

4.4.1.1 Tipos de acciones

Se distinguen tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima, las cuales se describen a continuación:

Acciones Permanentes

Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son:

- La carga muerta;
- El empuje estático de los suelos y de líquidos;
- Las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo.

Acciones variables

Corresponden a aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. A continuación se presentan las principales acciones que hacen parte de esta categoría:

- Carga viva;
- Los efectos de temperatura;
- Las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable en el tiempo;
- Las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo.

Acciones accidentales

Se consideran dentro de esta categoría aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría las acciones siguientes:

- Sísmicas;
- Efectos del viento;
- Cargas de granizo;
- Efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.

Las combinaciones de las acciones de diseño que se deben considerar para revisar tanto los estados límites de servicio como los de falla de una cimentación, se señalan en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)).

4.4.1.2 Primer tipo de combinación

Corresponde a las acciones permanentes más las acciones variables, incluyendo la carga viva. Para la revisión de estados límites de falla, se considera la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con la intensidad instantánea. Por otro lado, para el cálculo de asentamientos u otros movimientos a largo plazo se consideran las acciones variables con su intensidad media. Entre las acciones permanentes se incluyen:

- El peso propio de los elementos estructurales de la cimentación;
- Los efectos del hundimiento regional, incluyendo la fricción negativa;
- El peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso;
- Los empujes laterales sobre dicho elementos;
- Toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

4.4.1.3 Segundo tipo de combinación

Son las acciones permanentes más las acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales como el viento o el sismo. Para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo esta combinación, se deben considerar las acciones sísmicas con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y un 30% en la dirección perpendicular a ella y de forma análoga, repetirse en la otra dirección.

Según lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)) se tiene que para una evaluación más

precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo-estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método de la sección A.6 del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (GDF, 2004 (d)).

4.4.1.4 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_C , que deben aplicarse a las acciones que actúan en un sistema de cimentación para su diseño y verificación de su estabilidad, siguen las siguientes reglas:

- Para el primer tipo de combinación, se considerará un factor de carga de 1.4. Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga será igual a 1.5;
- Para el segundo tipo de combinación, se tomará un factor de carga de 1.1;
- Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste;
- Para los estados límite de servicio, el factor de carga F_C será unitario en todas las acciones, al igual que para las acciones de subpresión y de fricción negativa en los estados límites de falla.

Los factores de resistencia F_R , se aplican a la capacidad de carga neta de las cimentaciones y son los siguientes para los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$, para zapatas de la Zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las Zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.
- b) $F_R = 0.70$ para los otros casos.

4.4.2 Cimentaciones someras (zapatas o losas)

Como se comentó previamente, para garantizar la estabilidad de cualquier cimentación se debe revisar el comportamiento de la misma tanto para el estado límite de falla como de servicio. A continuación, se presentan las condiciones que debe cumplir un sistema de cimentación superficial, según lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)), para verificar su seguridad.

4.4.2.1 Estado límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos uniformes, se verificará el cumplimiento de las siguientes desigualdades para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales

- Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos

$$\frac{\sum QF_C}{A} < c_u N_c F_R + p_v \quad (4.13)$$

- Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes

$$\frac{\sum QF_c}{A} < \left[p'_v (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \quad (4.14)$$

Donde,

$\sum QF_c$: Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga

A : Área del cimiento;

p_v : Presión vertical total a la profundidad de desplante por el peso propio del suelo;

p'_v : Presión vertical efectiva a la misma profundidad;

γ : Peso volumétrico del suelo;

c_u : Cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);

B : Ancho de la cimentación;

N_c, N_q, N_γ : Coeficientes de capacidad de carga.

Cabe resaltar que además que verificar el cumplimiento de las desigualdades anteriores, se deben tener cuenta ciertas consideraciones adicionales antes de evaluarlas. Dichas consideraciones se explican en el apartado 3.3.1 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)).

4.4.2.2 Estado límite de servicio

Los asentamientos instantáneos bajo cargas estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad con la previa estimación de los parámetros elásticos del terreno. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio bajo la segunda combinación se calcularán como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (GDF, 2004 (d)). Para los asentamientos diferidos se tendrá en cuenta siguiente expresión,

$$\Delta h = \sum_0^h \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (4.15)$$

Donde,

Δh : Asentamiento de un estrato de espesor h ;

e_0 : Relación de vacíos inicial;

Δe : Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical $\Delta p'$ inducido a la profundidad z por la carga superficial;

Δz : Espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

4.4.3 Cimentaciones con pilotes de fricción

En el numeral 4.3 de este documento se presentaron los dos tipos de diseño de cimentaciones con pilotes de fricción que Auvinet y Mendoza (1987) distinguen que se emplean comúnmente en la Ciudad de México. Según lo estipulado en las Normas

Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)), para ambos casos se debe verificar que la cimentación no exceda los estados límites de falla ni de servicio. A continuación, se presentará inicialmente la forma como se calcula la capacidad de carga por adherencia lateral, C_f , y luego el procedimiento para verificar la estabilidad de la construcción para los estados límites.

4.4.3.1 Capacidad de carga por fricción

Para determinar la capacidad de carga por adherencia lateral para un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, C_f , se emplea la siguiente expresión,

$$C_f = A_L f F_R \quad (4.16)$$

Donde,

A_L : Área lateral del pilote;

f : Adherencia lateral media pilote-suelo;

F_R : Se tomará igual a 0.70, salvo para pilotes hincados en perforación previa.

Para los suelos cohesivos blandos de las Zonas II y III, la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo, la cual se determinará mediante pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

4.4.3.2 Estado límite de falla

Para verificar el estado límite de falla de una cimentación con pilotes de fricción, se debe asegurar la estabilidad de la construcción mediante alguna de las siguientes consideraciones de capacidades de carga, dependiendo del diseño adoptado.

- Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación.

En este caso se debe garantizar la estabilidad considerando únicamente las zapatas o la losa de cimentación mediante el cumplimiento de la Ecuación (4.13) o la Ecuación (4.14), según sea el caso, sin tener en cuenta el aporte a la capacidad de carga de los pilotes de fricción.

- Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción.

Despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, se verifica para cada pilote individual, para cada subgrupo de pilotes y para la cimentación en conjunto, el cumplimiento de la siguiente desigualdad para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum QF_c < R \quad (4.17)$$

Donde,

$\sum QF_c$: Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su correspondiente factor de carga.

R : Capacidad de carga que se considerará igual a:

- *Para la revisión de cada pilote individual:* a la capacidad de carga de punta del pilote más la capacidad por adherencia del pilote considerado;
- *Para la revisión de los diversos subgrupos:* a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad por adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del subgrupo de pilotes;
- *Para la revisión de la cimentación en su conjunto:* a la suma de las capacidades de carga por punta de los pilotes más la capacidad por adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

Cabe resaltar que según las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)), en las acciones verticales además de incluir el peso propio de la superestructura y de los pilotes o pilas, se debe considerar el efecto de la fricción negativa. Sin embargo, Rodríguez (2010) demostró mediante el modelado numérico de pilotes sometidos a consolidación regional que la fricción negativa se transfiere de manera paulatina al pilote y que cuando éste sufre un incremento en su carga axial debido a cargas vivas o accidentales, dicha carga puede ser sustituida por sobrecargas e inclusive puede transformarse en positiva.

4.4.3.3 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. Por otro lado, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo no resulten excesivos.

4.4.4 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

A continuación se presenta el procedimiento que sugieren las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)) para determinar la capacidad de carga por punta y revisar los respectivos estados límites de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta o pilas

4.4.4.1 Capacidad de carga por punta

La capacidad de carga de un pilote de punta o pila, C_p , se calcula de preferencia a partir de resultados de pruebas de campo calibradas mediante pruebas de carga realizadas sobre los propios pilotes. En las situaciones en las que se cuente con suficientes resultados de pruebas de laboratorio y evidencia de que la capa de apoyo es homogénea, entonces la capacidad de carga se estimará teniendo en cuenta las siguientes expresiones.

- Capacidad por punta para suelos cohesivos

$$C_p = (c_u N_c * F_R + p_v) A_p \quad (4.18)$$

- Capacidad por punta para suelos friccionantes

$$C_p = (p'_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (4.19)$$

Donde,

A_p : Área transversal de la base de la pila o del pilote;

p_v : Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

p'_v : Presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes;

c_u : Cohesión aparente del suelo de apoyo determinada en ensaye triaxial no-consolidada no-drenado (UU);

N_q^*, N_c^* : Coeficientes de capacidad de carga (Ver numeral 3.61 de GDF, 2004 (c)).

Cuando los pilotes o pilas tienen un diámetro de más de 50 cm, entonces la capacidad de carga determinada a partir de la Ecuación (4.18) y la Ecuación (4.19) se deber corregir para tomar en cuenta el efecto de escala. A continuación se presentan las expresiones para determinar los factores de corrección por los que se debe multiplicar la capacidad de carga por punta según sea el caso.

- Para suelos friccionantes

$$F_{re} = \left(\frac{D + 0.50}{2D} \right)^n \quad (4.20)$$

Donde,

D : Diámetro de la base del pilote o pila ($D > 50 \text{ cm}$);

n : Exponente igual a 0 para suelo suelto, 1 para suelo medianamente denso y 2 para denso.

- Para pilotes hincados en suelos cohesivos firmes fisurados, multiplicar por el mismo factor de la Ecuación (4.20) con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos, multiplicar por :

$$F_{re} = \frac{D + 1}{2D + 1} \quad (4.21)$$

4.4.4.2 Estados límite de falla

Se debe verificar el cumplimiento de la desigualdad Ecuación (4.17) para la cimentación en conjunto, para cada uno de los grupos de pilotes o pilas y para cada elemento individual, teniendo en cuenta las distintas combinaciones de acciones verticales.

Diversos autores como Bjerin (1977), Fellenius (1998) y Bozozu (1981) mediante ensayes de campo, y Leung, *et al* (2004) a través de ensayes de laboratorio, han demostrado al igual que Rodríguez (2010) para los pilotes de fricción, que la fricción negativa que se alcance a desarrollar en los pilotes de punta no tendrá influencia en la

capacidad de carga del elemento y que por lo tanto no debe restársele a la capacidad admisible ni tampoco debe adicionarse a la bajada de cargas de la estructura.

4.4.4.3 Estados límite de servicio

Los asentamientos se determinarán teniendo en cuenta la deformación propia de los pilotes o pilas bajo diferentes acciones a las que se encuentran sometidas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se debe tomar en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los elementos.

5 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

5.1.1 Definición

La respuesta de una estructura ante un movimiento sísmico depende de la interacción entre tres sistemas relacionados: la estructura, la cimentación y el medio en donde se encuentra cimentada la construcción. La interacción suelo-estructura es el proceso en el cual la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura y la respuesta de ésta influye en el movimiento del suelo (Kramer, 1996). La importancia de esta interacción depende de la naturaleza del suelo, de las características de la construcción y del tipo de cimentación.

Los efectos de la interacción suelo-estructura que se deben considerar en el diseño son los siguientes:

- Rigidez y amortiguamiento de la cimentación;
- Interacción cinemática e inercial;
- Deformaciones de la cimentación.

5.1.2 Métodos de análisis

Los métodos para el análisis de la interacción suelo-estructura se dividen en dos categorías:

5.1.2.1 Método directo

La interacción dinámica entre la estructura y el suelo circundante puede evaluarse mediante simulación numérica directa recurriendo generalmente a métodos de elemento finito o diferencias finitas. Lo anterior, con el fin de evaluar de forma simultánea los movimientos del suelo y de la estructura (Ver Figura 5. 1).

Las ecuaciones del movimiento de un modelo global representando el suelo y la estructura pueden escribirse de forma matricial así:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_{ff}(t)\} \quad (5.1)$$

Donde,

$[M]$: Matriz de masa;

$[K]$: Matriz de rigidez;

$\{u\}$: Vector de desplazamiento respecto a la base del modelo;

$\ddot{u}_{ff}(t)$: Historia de aceleraciones.

Dado que para llevar a cabo una simulación numérica directa no es necesaria la aplicación del principio de superposición, se pueden realizar análisis no lineales. Sin embargo, por lo general los análisis de interacción suelo-estructura se realizan teniendo en cuenta las propiedades lineales equivalente del suelo (Kramer y Stewart, 2004).

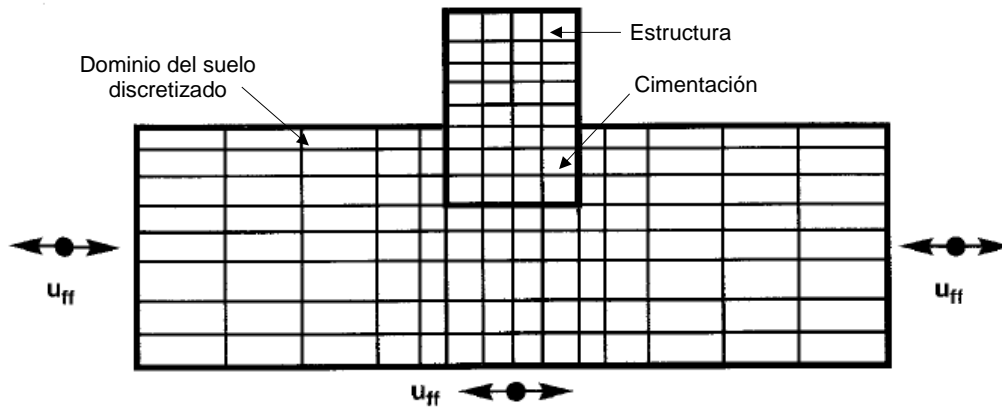


Figura 5. 1. Método directo para análisis dinámico de interacción suelo-estructura (Kramer, 1996)

5.1.2.2 Método de subestructura

Este método se basa en el principio de superposición para analizar de forma independiente las dos causas principales de la interacción suelo-estructura que son:

- *Interacción cinemática*: Ocurre cuando la rigidez del sistema de cimentación impide que se desarrollen los movimientos en campo libre.

A continuación en la Figura 5. 2 (a) se presenta como la rigidez a la flexión de la cimentación superficial evita que ésta siga la componente vertical del movimiento en campo libre. Por otro lado, en la Figura 5. 2(b) se puede observar como la cimentación rígida embebida en el suelo no sigue la componente horizontal del movimiento en campo libre. Finalmente, en la Figura 5. 2(c) se presenta como la rigidez axial de la cimentación superficial evita la deformación del suelo subyacente.

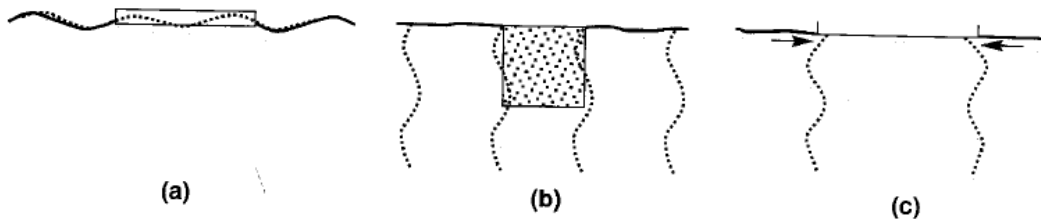


Figura 5. 2. Interacción cinemática (Kramer, 1996)

- *Interacción inercial*: Ocurre cuando la respuesta dinámica de la estructura genera deformaciones en el suelo subyacente modificando el movimiento en campo libre en su base.

Por lo general, los efectos de la interacción inercial son más importantes que aquellos que se generan por la interacción cinemática.

Dado que el método de la subestructura se basa en el principio de superposición, se asumen un comportamiento lineal tanto del suelo como de la estructura.

A continuación se presentan las etapas para realizar un análisis de interacción suelo-estructura mediante el método de subestructura (Kramer y Stewart, 2004):

1. *Cálculo del movimiento de la cimentación sin masa bajo el efecto de la acción sísmica.*
2. *Cálculo de la impedancia de la cimentación.*
La impedancia de un sistema dinámico lineal es la relación entre la fuerza excitadora y el movimiento de respuesta resultante.
La función de impedancia describe la rigidez y el amortiguamiento de la interacción suelo-cimentación. Ésta depende de la estratigrafía del depósito y de la geometría y rigidez de la cimentación.
3. *Análisis dinámico*
Cálculo de la respuesta de la estructura ligado a la base del modelo por la impedancia calculada en el paso anterior y excitado por el movimiento de traslación y rotación calculado en el primer paso.

5.1.3 Método de diferencias finitas-FLAC^{3D}

5.1.3.1 Generalidades

El programa FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) emplea el método de diferencias finitas para analizar el comportamiento mecánico de un modelo continuo tridimensional. Los resultados que se pueden obtener dependen del modelo matemático y de la formulación numérica empleada.

- *Modelo matemático:*

La mecánica del medio se deriva a partir de principios generales y del uso de ecuaciones constitutivas que describen el comportamiento de cierto tipo de material. Por lo anterior, las expresiones matemáticas resultantes son un conjunto de ecuaciones diferenciales parciales que relacionan las variables mecánicas y las cinemáticas, que deben resolverse para geometrías específicas teniendo en cuenta condiciones iniciales y valores de frontera.

- *Formulación numérica*

El método de solución en el programa FLAC^{3D} se caracteriza por las siguientes tres aproximaciones:

- Diferencia finita;
- Modelo discreto;
- Solución dinámica.

Por medio de estas aproximaciones, las ecuaciones del movimiento se transforman en la forma discreta de la ley de Newton en cada nodo del modelo y se resuelven mediante un esquema de diferencias finitas explícitas.

Para conocer en detalle la formulación estática y dinámica del programa FLAC^{3D} puede consultarse la Guía al Usuario (ICG, 2009).

5.1.3.2 Principales consideraciones en el modelado numérico de sistemas dinámicos en FLAC^{3D}

El programa FLAC 3D de diferencias finitas permite evaluar de forma directa la interacción dinámica entre la estructura y el suelo. La adecuada representación de sistemas dinámicos y la validez de los resultados obtenidos mediante este programa, dependen, en gran medida, de las condiciones de frontera, de la selección y aplicación de las acciones dinámicas, de los modelos constitutivos y del amortiguamiento del material de los elementos de suelo. A continuación se describen de forma general algunos de estos aspectos.

5.1.3.2.1 Condiciones de frontera dinámicas

Para representar la naturaleza semi-infinita del suelo y permitir la propagación de la energía sísmica al infinito, FLAC^{3D} implementa dos tipos de fronteras artificiales capaces de representar esta condición:

- Fronteras absorbentes;
- Fronteras de campo libre.

5.1.3.2.2 Acciones dinámicas

Dado que el FLAC^{3D} está formulado en el dominio del tiempo, las acciones dinámicas pueden aplicarse al modelo como una de las siguientes formas:

- Historias de aceleraciones;
- Historias de velocidades;
- Historias de esfuerzos;
- Historias de fuerzas.

A continuación en la

Figura 5. 3 y la Figura 5. 4 se presentan de forma esquemática las condiciones de frontera disponibles en el programa y las formas de aplicación de la historia de tiempo.

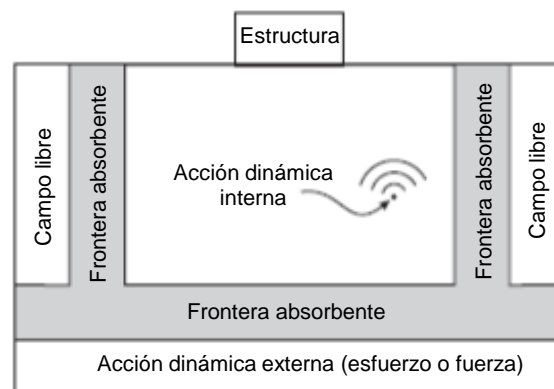


Figura 5. 3 Base absorbente (ICG, 2009)

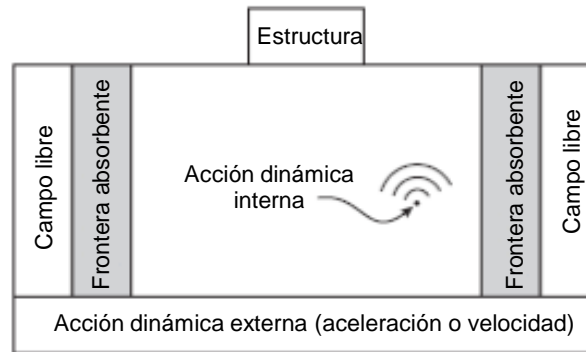


Figura 5. 4 Base rígida (ICG, 2009)

5.1.3.2.3 Amortiguamiento del material

Aunque las condiciones de fronteras dinámicas descritas en el numeral 5.1.3.2.1 permiten la disipación de la energía del movimiento sísmico en el espacio semi-infinito, los elementos de suelo del dominio discretizado también deben de ser capaces de disipar una cierta cantidad de dicha energía.

El programa FLAC ^{3D} emplea un algoritmo dinámico capaz de resolver tanto problemas estáticos como dinámicos. El amortiguamiento se utiliza en la solución en ambos casos; pero en los análisis estáticos se requiere de mayor amortiguamiento para que la solución converja rápidamente. Por otro lado, en los análisis dinámicos, dicho parámetro debe ser capaz de reproducir la cantidad y la forma en que se disipa la energía en el sistema real cuanto éste es sometido a una acción dinámica (ICG, 2009).

Los amortiguamientos disponibles en el FLAC ^{3D} son los siguientes:

- Amortiguamiento local;
- Amortiguamiento histerético;
- Amortiguamiento de Rayleigh.

Adicionalmente, cualquier modelo constitutivo no lineal tiene la capacidad de disipar energía.

5.1.4 Deconvolución del movimiento de diseño

La mayoría de los métodos que se emplean para evaluar los efectos de sitio durante un evento sísmico consideran que la respuesta sísmica de un depósito de suelo se debe a las ondas de corte que se propagan desde el afloramiento rocoso hasta la superficie. En consecuencia, para conocer las modificaciones en dicha respuesta debido a la presencia de una estructura, el movimiento debe aplicarse en la base del modelo numérico y no en la superficie (Ver Figura 5. 5). El proceso de llevar el movimiento de diseño en superficie a la base del perfil de suelo se llama deconvolución. Dicho proceso se puede llevar a cabo con la ayuda del código SHAKE91.

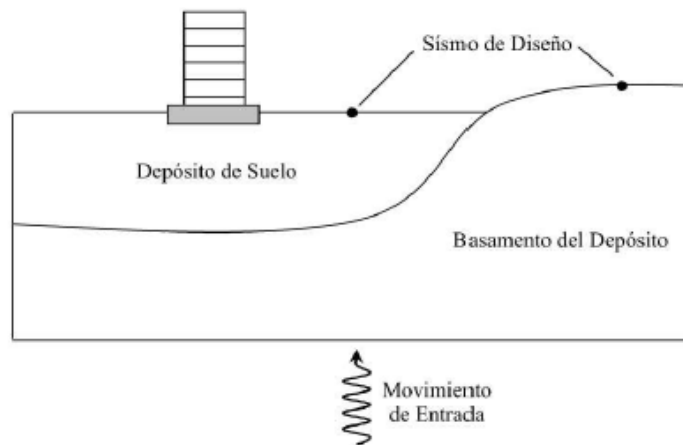


Figura 5. 5 Movimiento de entrada para los modelos numéricos en FLAC ^{3D} (Mánica, 2013)

El código SHAKE91 (Schnabel *et al.*, 1972) es una herramienta que permite realizar análisis lineales equivalentes de respuesta de sitio, en el dominio de la frecuencia, mediante la propagación unidimensional de ondas de corte a través de un perfil de suelo con estratificación horizontal. Dentro de cada estrato, la solución de la ecuación de onda se expresa como la suma del tren de ondas propagándose hacia arriba y hacia abajo (Ver Figura 5. 6). Dicha herramienta determina la variación no lineal del módulo de rigidez al corte G y del amortiguamiento histerético ξ , en función de la deformación angular γ .

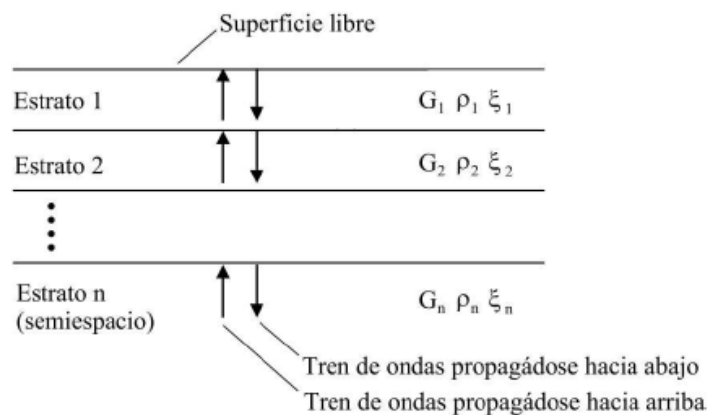


Figura 5. 6 Sistema estratificado analizado por SHAKE91 (modificado de ICG, 2009)

Como se presentó previamente en el numeral 5.1.3.2.2, el movimiento de entrada para los análisis dinámicos en FLAC ^{3D} se pueden aplicar al modelo de dos formas distintas que son:

Base absorbente (Ver

- Figura 5. 3);
- Base rígida (Ver Figura 5. 4).

A continuación en la Figura 5. 7 se esquematiza el proceso de deconvolución mediante el código SHAKE para generar el movimiento de entrada en el modelo de FLAC ^{3D} como base rígida o absorbente.

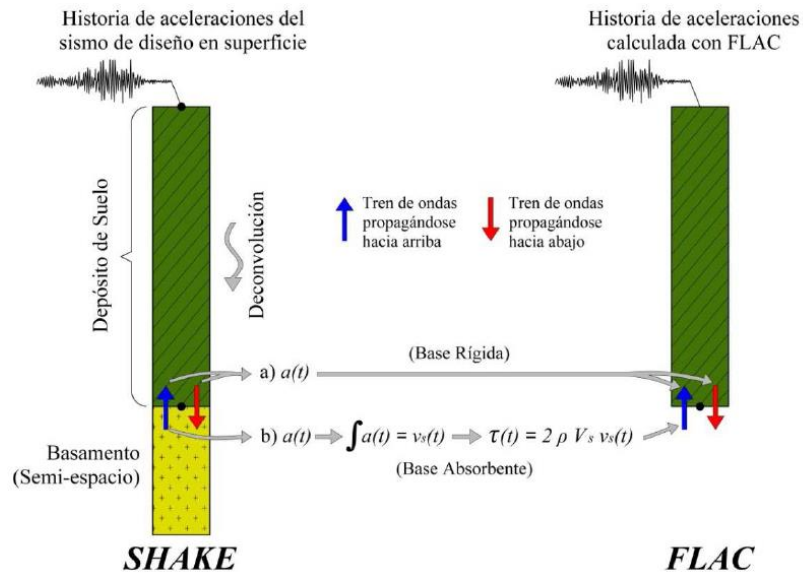


Figura 5. 7 Generación del movimiento de entrada para el FLAC ^{3D} (Mánica, 2013)

6 REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS EDIFICIOS DE LA TERMINAL 2 DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

6.1 CARACTERÍSTICAS DE LA TERMINAL 2

6.1.1 Localización

La Terminal 2 del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México se encuentra localizada en la Avenida Capitán Carlos León S/N, en la colonia Peñón de los Baños y en la delegación Venustiano Carranza de México D.F. Teniendo en cuenta la zonificación geotécnica de las Normas Técnicas Complementarias vigentes (2004 se encuentra localizada en la zona de lago (Zona III).

A continuación, en la Figura 6. 1 se presenta la ubicación de la Terminal 2 dentro del mapa de zonificación geotécnica para la Ciudad de México de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)).

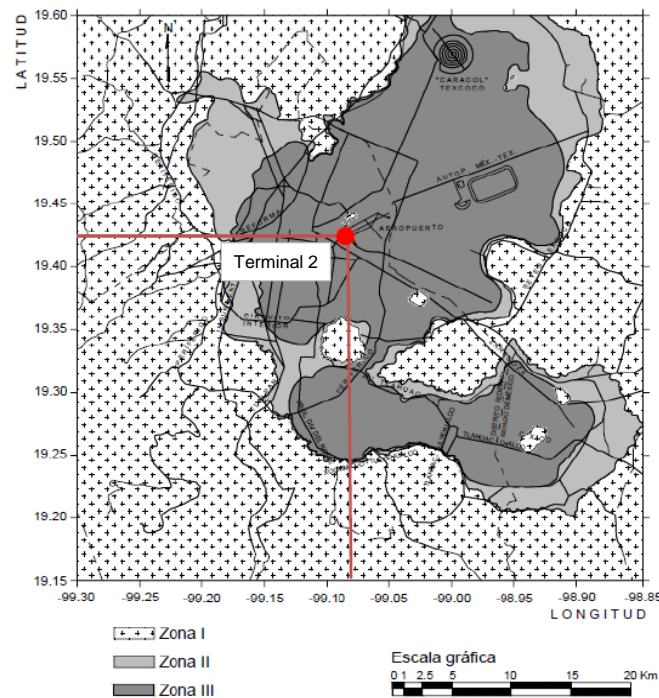


Figura 6. 1 Localización de la Terminal 2 del AICM en el mapa de zonificación geotécnica de la Ciudad de México.

6.1.2 Estructuras de la Terminal 2

La Terminal 2 está conformada por tres estructuras principales: Edificio Terminal y las salas de espera Dedo Norte y Sur. En la Figura 6. 2 se presentan dichas estructuras en planta y sus dimensiones aproximadas.

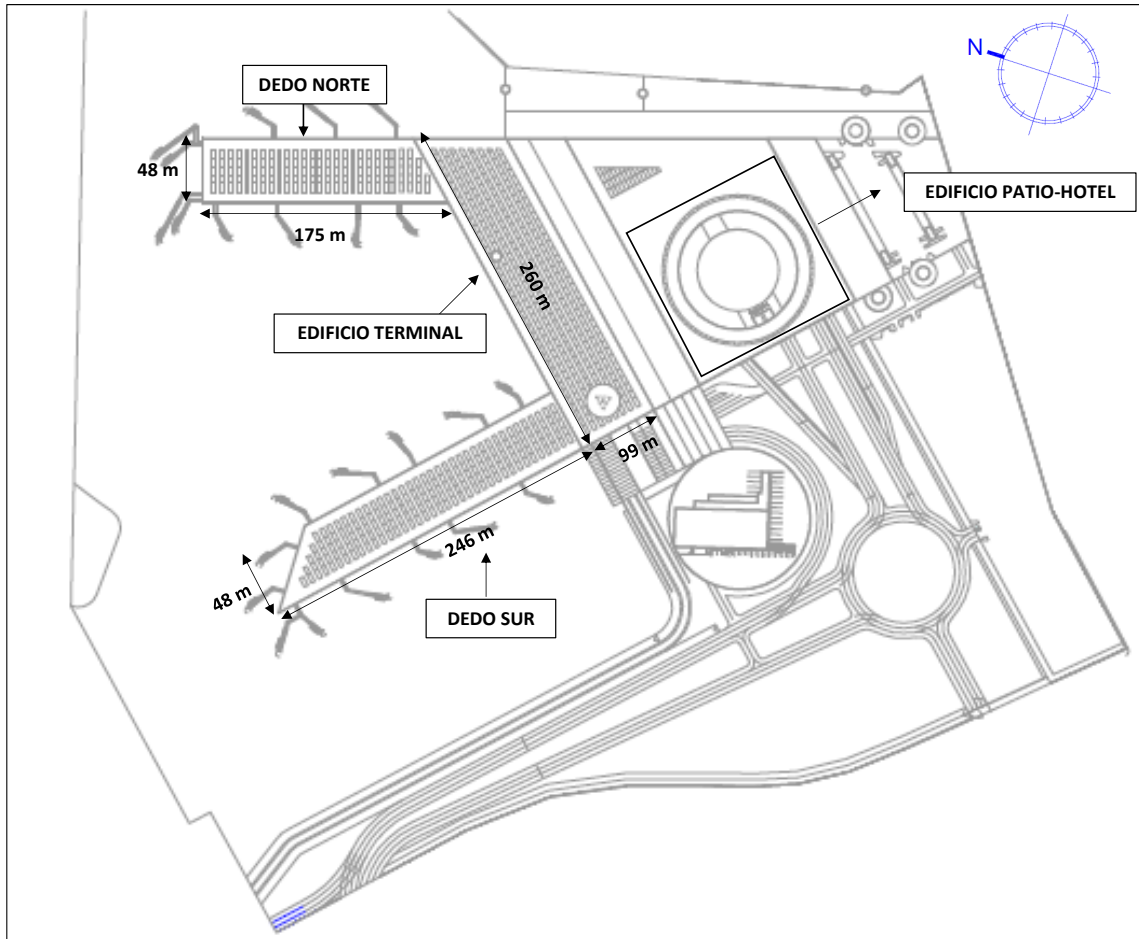


Figura 6. 2. Localización en planta de los edificios principales de la Terminal 2 (modificado ASA, 2005)

6.1.2.1 Edificio terminal

La planta del Edificio Terminal tiene geometría rectangular y ocupa un área aproximada de 27470 m^2 (260 m de largo y 99 m de ancho). Está conformado principalmente por columnas circulares de sección compuesta de 1.20 y 1.50 m diámetro, diagonales, vigas y sistemas de piso tipo losacero. Este edificio cuenta con cuatro niveles de entrespiso para una altura total de 30.75 m (Ver Tabla 6. 1). A continuación en la Figura 6. 3 se presenta de forma esquemática la sección transversal del Edificio Terminal.

Tabla 6. 1 Niveles del Edificio Terminal

Piso	Nivel (m)	Altura de entrepiso (m)
Cubierta	30.75	
		6.63
Azotea	24.12	
		12.87
Mezanine	11.25	
		3.75
Nivel	7.50	
		3.75
Mezanine	3.75	
		3.75
Planta baja	0.00	
		2.50
Nivel inferior de cimentación	-2.50	

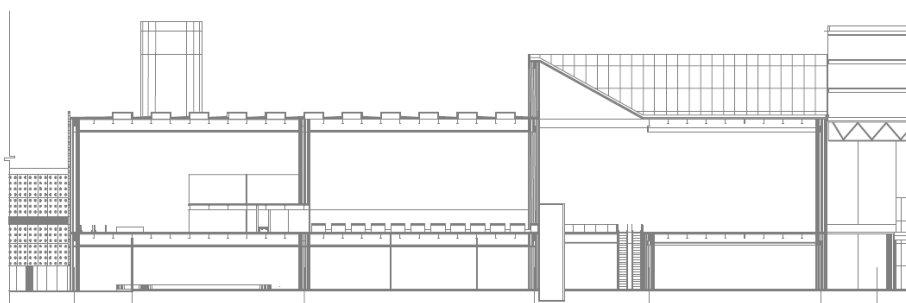


Figura 6. 3 Corte esquemático del Edificio Terminal (ASA, 2005)

La cimentación de esta estructura es de concreto reforzado y está compuesta por la losa de la planta baja con contratraves de diferente peralte y 87 pilas de sección circular (56 de $\Phi=1.20$ m y 31 de $\Phi=1.50$ m) desplantadas a 57 m de profundidad y empotradas 3 m en los Depósitos Profundos (DP). En la Figura 6. 4 se presenta un esquema de la sección transversal del sistema de cimentación y los dos tipos de pilas en planta.

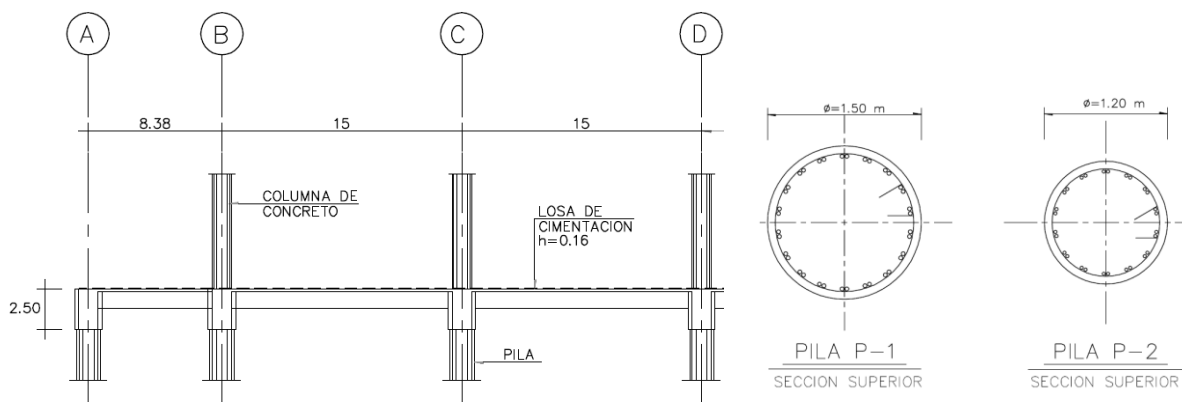


Figura 6. 4 Corte esquemático de cimentación y tipos de pila (ASA, 2005)

6.1.2.2 Dedo Norte y Dedo Sur

Los edificios de las salas de espera denominados Dedo Norte y Dedo Sur son similares, ambos tienen una geometría de planta rectangular alargada. Por otro lado, sus estructuras están compuestas por marcos dúctiles de acero, cuentan con dos niveles de entrepiso y tienen una altura máxima de 15 m (Ver Tabla 6. 2). El Dedo Norte ocupa un área aproximada de 8400 m² (175 m de largo y 48 m de ancho), mientras que el Dedo Sur, de 11808 m² (246 m de largo y 48 m de ancho).

Tabla 6. 2 Niveles Dedo Norte y Dedo Sur

Piso	Nivel (m)	Altura de entrepiso (m)
Azotea	15.00	7.50
Planta alta	7.50	3.75
Mezanine	3.75	3.75
Planta baja	0.00	1.50
Nivel inferior de cimentación	-1.50	

A continuación en la Figura 6. 5 y en la Figura 6. 6 se presenta la sección transversal de la superestructura del Dedo Norte y el Dedo Sur, respectivamente.

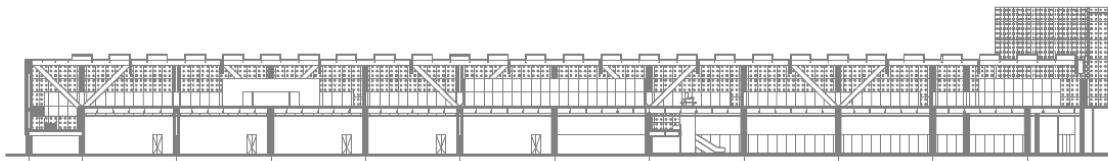


Figura 6. 5 Corte esquemático Dedo Norte (ASA, 2005(b))



Figura 6. 6 Corte esquemático Dedo Sur (ASA, 2005 (c))

La cimentación de ambas edificaciones es de concreto reforzado compuesta por la losa de planta baja con contratrabes de diferente peralte, pero sin losa de fondo. Adicionalmente, están apoyadas en pilotes de fricción cuadrados de 0.40 x 0.40 m y una longitud de 30 m. El Dedo Norte tiene 400 pilotes y el Dedo Sur, 528 pilotes.

En la Figura 6. 7 se presenta un esquema de la sección transversal del sistema de cimentación de ambos edificios y la vista en planta de los pilotes cuadrados en los que se encuentran apoyadas las estructuras.

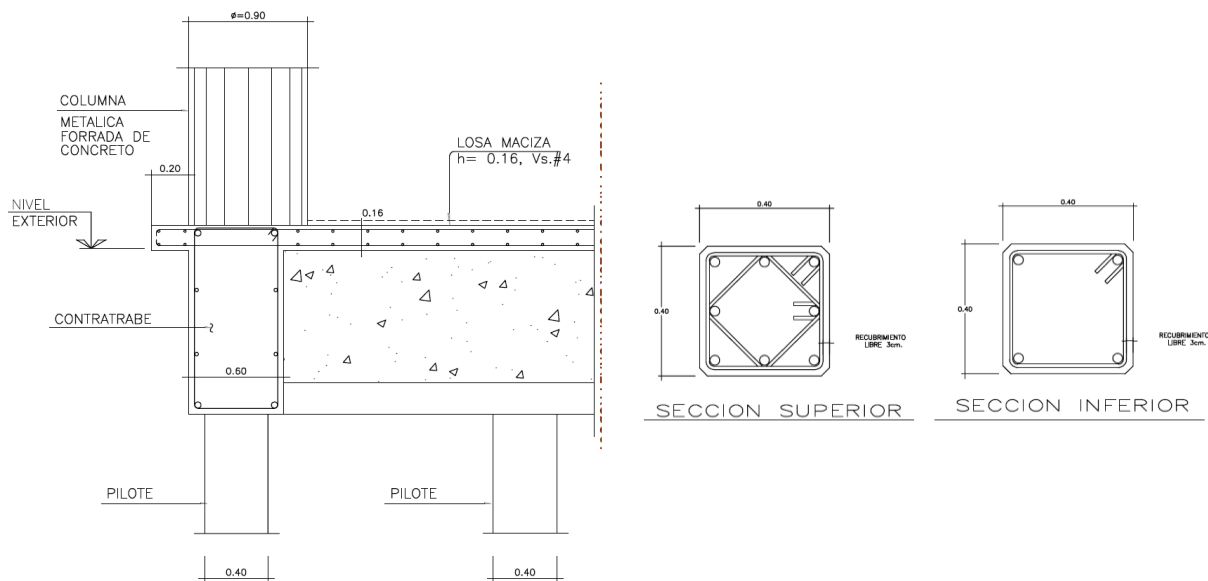


Figura 6. 7 Corte esquemático de cimentación Dedo Norte y Sur, y sección de pilotes (ASA, 2005(c))

6.2 PROBLEMÁTICA

Los asentamientos diferenciales que se presentan en la conexión de las salas de espera Dedo Norte y Sur con el Edificio Terminal pueden atribuírsele a dos factores principales que son los siguientes:

- La alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos lacustres sobre los que se encuentra desplatada la edificación;
- El fenómeno de hundimiento regional.

6.2.1 Consolidación por peso propio

Cuando se modifica el estado de esfuerzos *in situ* de un depósito arcilloso saturado por la aplicación de una carga externa, se presenta un proceso de consolidación que involucra un asentamiento de la superficie al disiparse el exceso de presión de poro generada por dicha perturbación. Por lo general, estos asentamientos no se presentan de manera uniforme en toda la superficie del área cargada debido a:

- Concentraciones de carga;
- Heterogeneidad de las propiedades del suelo, principalmente en su compresibilidad;
- Variación de los espesores de los estratos compresibles.

6.2.2 Fenómeno de hundimiento regional

La sobreexplotación de los mantos acuíferos que subyacen las arcillas lacustres del valle de México ha conllevado a que se genere un proceso de consolidación inducida por el abatimiento de la presión de poro, que provoca daños importantes en las estructuras,

especialmente en sus cimentaciones por los asentamientos generados. En la Terminal 2 del AICM se presenta actualmente un problema importante de asentamientos diferenciales que se han venido agudizando por el fenómeno del hundimiento regional. Lo anterior, responde a que el Edificio Terminal experimenta una emersión aparente con respecto a la superficie del terreno circundante mientras que los Dedos Norte y Sur siguen el comportamiento del suelo sometido al proceso de consolidación.

A continuación se presentan algunas figuras en las que se puede apreciar las condiciones en las que se encuentran los edificios de la Terminal 2. Allí, se puede apreciar los asentamientos diferenciales entre las estructuras y la emersión aparente del Edificio Terminal.

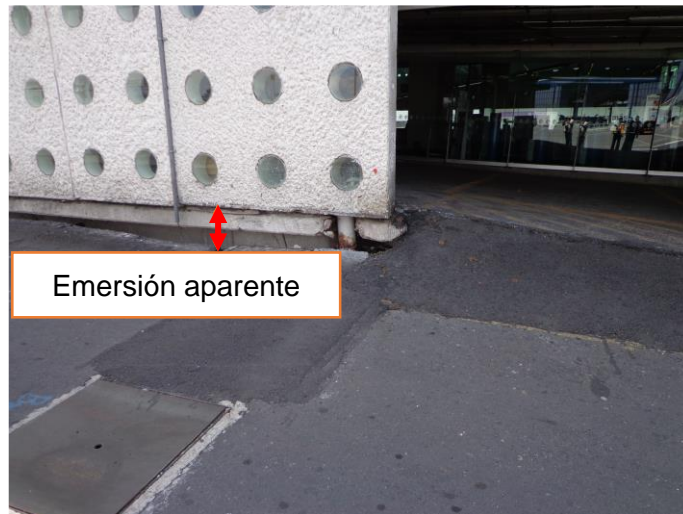


Figura 6. 8 Emersión aparente del Edificio Terminal



Figura 6. 9 Conexión Edificio Terminal-Dedo Sur a nivel de planta baja



Figura 6. 10. Pasillo de acceso en planta baja del Dedo Sur



Figura 6. 11. Grieta a lo largo de los paneles de concreto del Dedo Sur



Figura 6. 12 Planta baja conexión Edificio Terminal-Dedo Norte

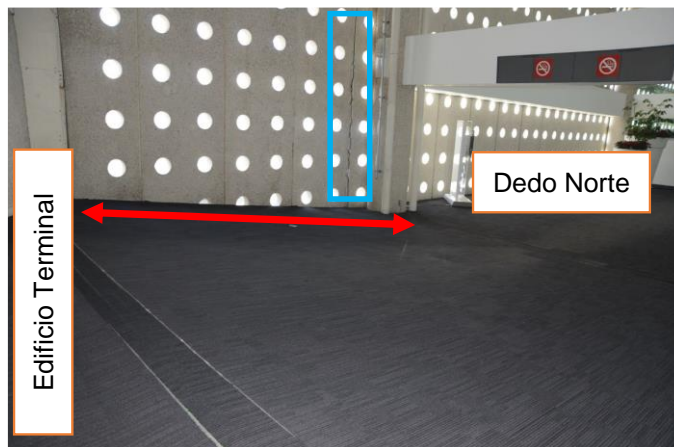


Figura 6. 13 Desnivel y grieta en la conexión Edificio Terminal-Dedo Norte en el nivel mezanine.

6.3 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

6.3.1 Introducción

Para revisar el estado actual de la cimentación de las estructuras que conforman la Terminal 2 y analizar la interacción dinámica suelo-estructura, se revisa tanto la información disponible más reciente como aquella contenida en reportes de estudios previos. Lo anterior, con el objetivo de conocer las características actuales de la zona de estudio así como la variación de las propiedades de los depósitos lacustres por los efectos de hundimiento regional.

La campaña de exploración más reciente fue llevada a cabo por una empresa local especializada en exploraciones geotécnicas a petición del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (AICM). Dicha campaña contó con pruebas de cono eléctrico, sondeos mixtos y de sonda suspendida. Estos últimos fueron realizados por el Instituto

de Ingeniería UNAM. A continuación, en la Figura 6. 14 se presenta un esquema de la campaña de exploración realizada en la zona de la Terminal 2.

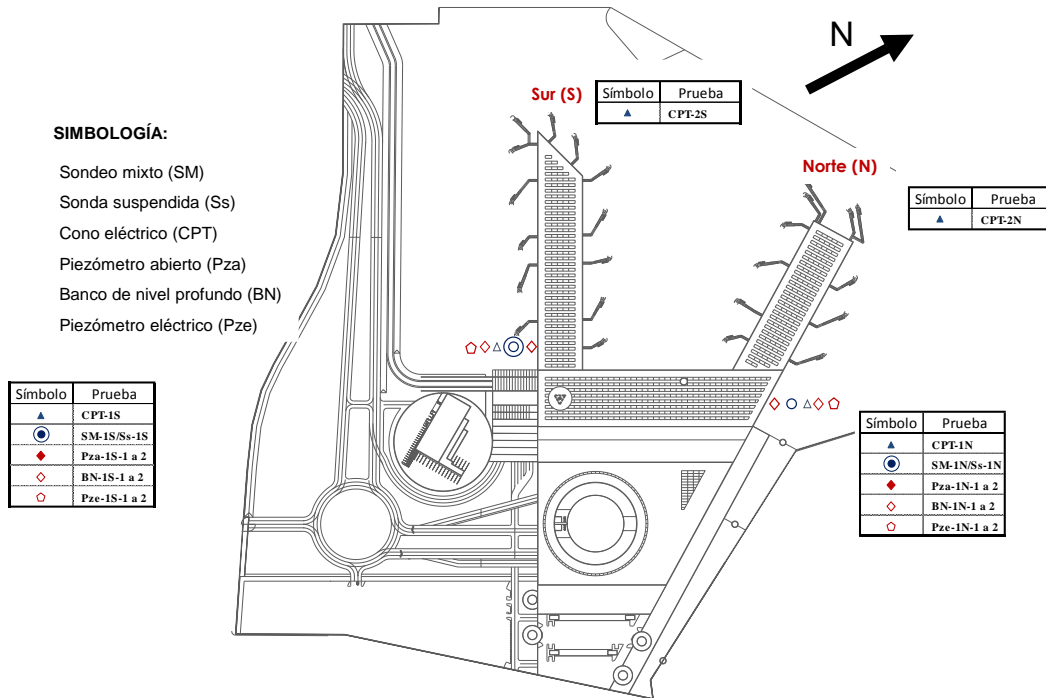


Figura 6. 14 Campaña de exploración abril 2014 (IIUNAM, 2014)

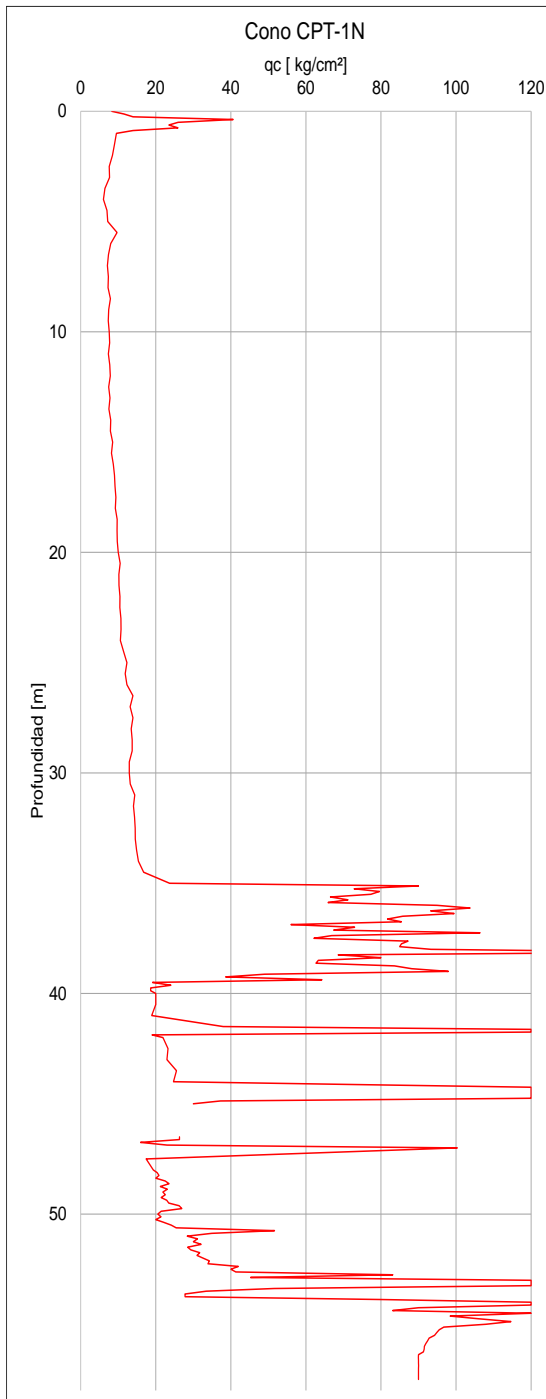
6.3.2 Pruebas de campo

Las pruebas de campo son los procedimientos de la exploración geotécnica que se enfocan en precisar la estratigrafía del sitio y sus características ingenieriles (Ver Figura 6. 14). Dichas pruebas de campo son las siguientes:

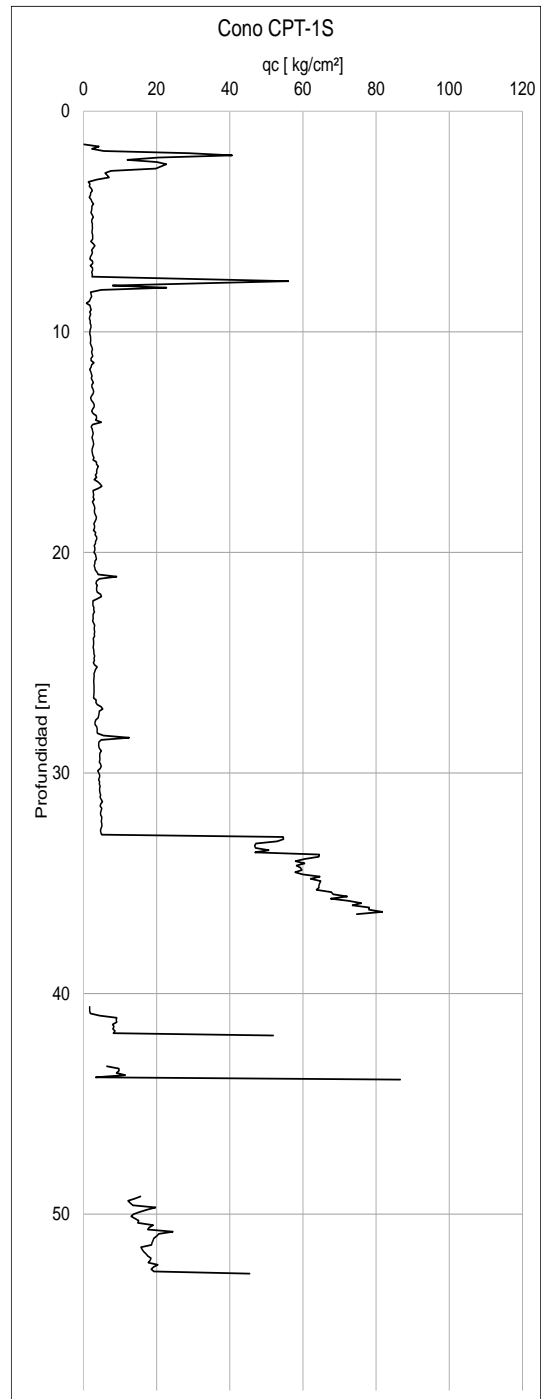
- Cono eléctrico CPT-1N hasta una profundidad de 58 m;
- Cono eléctrico CPT-1S hasta una profundidad de 52.60 m;
- Sondeo mixto SM-01N hasta una profundidad de 80.80 m;
- Sonda suspendida (Ss-1N) hasta una profundidad de 51 m;
- Sonda suspendida (Ss-1S) hasta una profundidad de 54 m.

Por otro lado, también se considera la información asociada a la estación piezométrica Pza-01N.

A continuación en la Figura 6. 16 se presentan los perfiles estratigráficos obtenidos a partir de los sondeos de cono eléctrico CPT-1N y CPT-1S .



a) Cono eléctrico CPT-01N



b) Cono eléctrico CPT-01S

Figura 6. 15 Conos eléctricos zona Terminal 2 para junio 2014 (IIUNAM, 2014)

En la Figura 6. 16 se presenta el sondeo mixto SM-01N donde se pueden observar los niveles piezométricos y la posición del nivel freático.

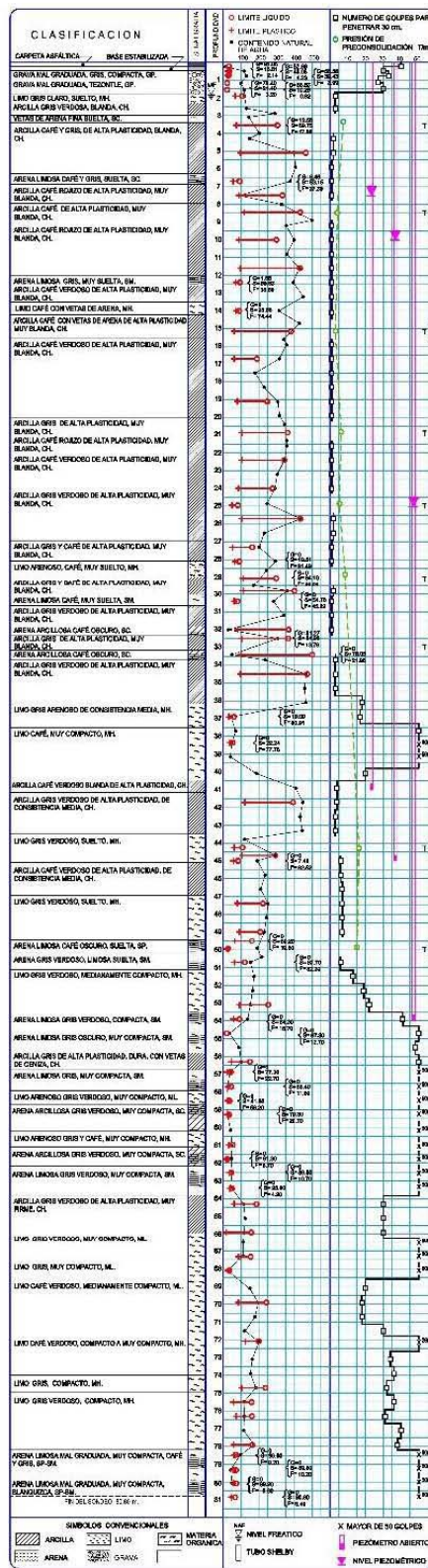
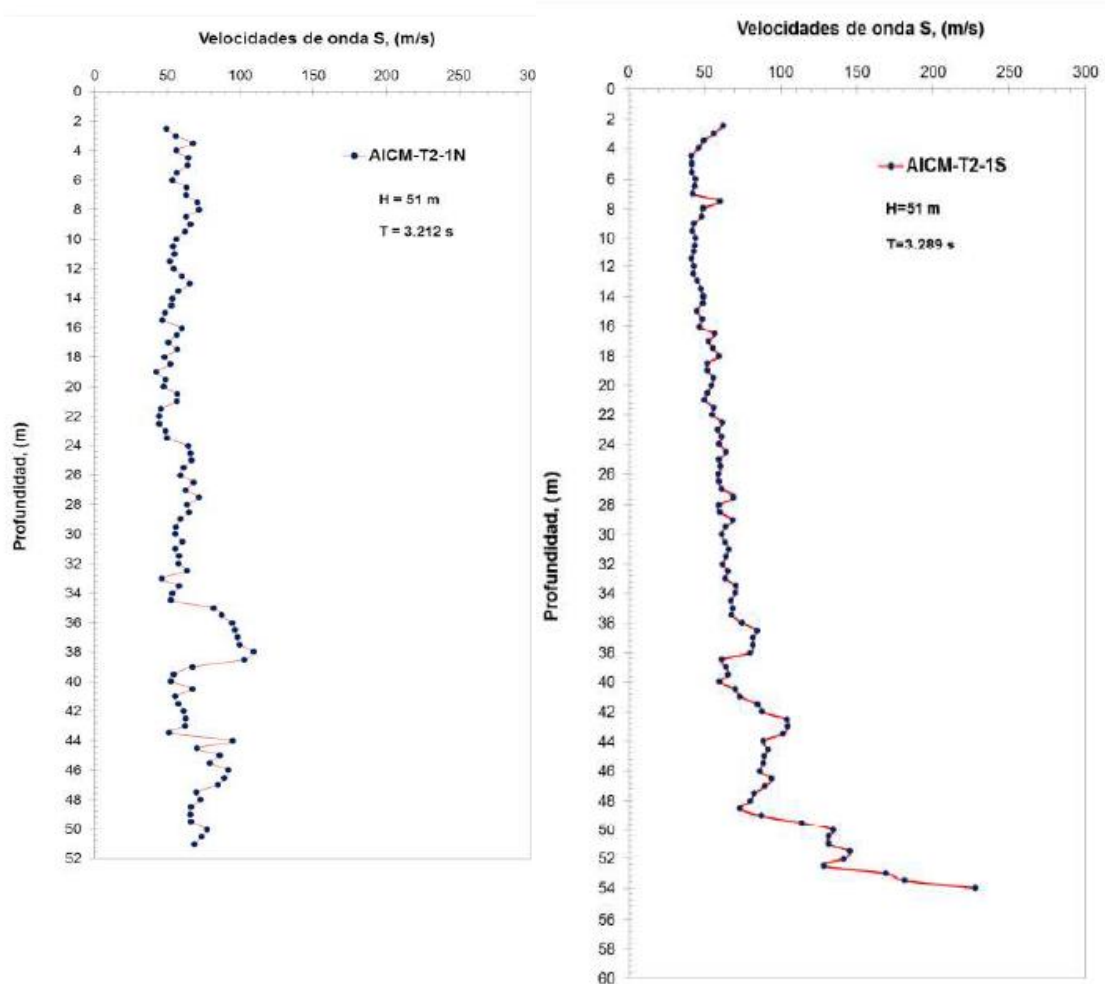


Figura 6. 16 Sondeo mixto SM-01N y piezómetro abierto Pza-01N (IIUNAM, 2014)

Finalmente, en la Figura 6. 17 se presentan los perfiles de velocidad de onda de corte obtenidos a partir de las sondas suspendidas en los Dedos Norte y Sur, los cuales presentan una variación casi lineal con la profundidad. En esta figura también se puede observar que el periodo fundamental de suelo T_s varía entre 3.21 y 3.29 s.



a) Sonda suspendida Ss-1N

b) Sonda suspendida Ss-1S

Figura 6. 17 Sondas suspendidas zona Terminal 2 para junio 2014 (IIUNAM, 2014)

6.3.3 Pruebas de laboratorio

Para conocer las propiedades índice y mecánicas de los depósitos arcillosos sobre los que se encuentra desplantada la Terminal 2, se extrajeron tanto muestras alteradas como inalteradas a partir del sondeo mixto SM-01N. Dichas muestras se sometieron a los siguientes ensayos:

- Clasificación visual y al tacto según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS);
- Determinación del contenido de agua;

- Determinación de los límites de consistencia (límite líquido y límite plástico).
- Prueba de consolidación unidimensional;
- Pruebas de compresión triaxial no consolidadas- no drenadas (UU).

A continuación en la Tabla 6. 3 y la Tabla 6. 4 se presentan los resultados de las pruebas de compresión triaxial tipo UU y las de compresión uniaxial respectivamente, realizadas en muestras inalteradas extraídas en tubos de pared delgada Shelby del sondeo mixto SM-01N a diferentes profundidades.

Tabla 6. 3. Resultados de pruebas de compresión triaxial tipo UU

Muestra	Tipo	Profundidad (m)			e (-)	w (%)	γ (t/m ³)	Ss (-)	c (kg/cm ²)	Φ (°)	SUCS
		De	Hasta	Promedio							
M-10	UU	3.10	4.00	3.55	5.10	213.53	1.24	2.40	0.14	1.50	CH
M-16	UU	8.00	8.90	8.45	10.07	411.87	1.14	2.47	0.20	1.30	CH
M-24	UU	14.70	15.60	15.15	7.61	312.83	1.18	2.42	0.14	0.00	CH
M-31	UU	20.40	21.30	20.85	9.14	367.97	1.15	2.49	0.20	0.00	CH
M-36	UU	24.50	25.40	24.95	5.07	203.47	1.23	2.44	0.19	0.00	MH
M-41	UU	28.60	29.50	29.05	8.02	336.13	1.16	2.40	0.38	0.00	MH
M-46	UU	32.50	33.40	32.95	10.18	433.13	1.13	2.36	0.27	0.00	CH

e: Relación de vacíos

c: Cohesión

w: Contenido de agua

Φ: Ángulo de fricción

γ: Peso volumétrico

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Ss: Densidad de sólidos

Tabla 6. 4. Resultados de pruebas de compresión uniaxial

Muestra	Profundidad (m)			e (-)	w (%)	γ (t/m ³)	Ss (-)	σ _p (kg/cm ²)	Cc (-)	Cs (-)	SUCS
	De	Hasta	Promedio								
M10	3.10	4.00	3.55	8.35	321.35	1.08	2.40	0.70	4.91	0.96	CH
M16	8.00	8.90	8.45	15.80	613.64	1.05	2.47	0.53	10.90	0.75	CH
M24	14.70	15.60	15.15	9.59	373.68	1.08	2.42	0.47	4.89	0.50	CH
M31	20.40	21.30	20.85	11.34	432.45	1.07	2.49	0.68	5.87	0.39	CH
M36	24.50	25.40	24.95	3.41	132.37	1.29	2.44	0.70	1.40	0.11	MH
M41	28.60	29.50	29.05	7.72	307.77	1.12	2.40	0.98	4.76	0.30	MH
M46	32.50	33.40	32.95	5.77	215.43	1.10	2.36	1.40	3.40	0.25	CH
M60	43.80	44.70	44.25	6.90	283.95	1.15	2.36	1.77	3.84	0.27	MH
M67	49.50	50.40	49.95	5.72	222.56	1.15	2.39	1.51	3.48	0.34	CH

e: Relación de vacíos

σ_p: Esfuerzo de preconsolidación

w: Contenido de agua

Cc: Pendiente de compresión

γ: Peso volumétrico

Cs: Pendiente de descarga

Ss: Densidad de sólidos

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Con base en los resultados recientes obtenidos a partir de los sondeos de cono eléctrico CPT-1N y CPT-1S, del sondeo mixto SM-01N y de estudios previos (Ancora Ingeniería, 2004; TGC, 2005 y Juárez, *et al*, 2008), se establece una secuencia estratigráfica de la zona de estudio, la cual se puede describir de la siguiente forma:

- **Costra Superficial (De 0.00 a 1.00 m):** Constituida por intercalaciones de arcillas y limos arenosos con tonalidades de café claro a oscuro, de consistencia firme y con presencia de ceniza volcánica.
- **Formación Arcillosa Superior (De 1.00 a 36.00 m):** Arcillas lacustres muy compresibles con algunas intercalaciones de limos arenosos y arenas limosas.
- **Capa Dura (De 36.00 a 39.80 m):** Conformada por limosos arenosos muy compactos.

- **Formación arcillosa inferior (De 39.80 a 52.50 m):** Arcillas con ceniza volcánica de consistencia media.
- **Depósitos Profundos (De 52.50 a 80.00 m):** Constituidos por una serie de arenas y gravas pumíticas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio.

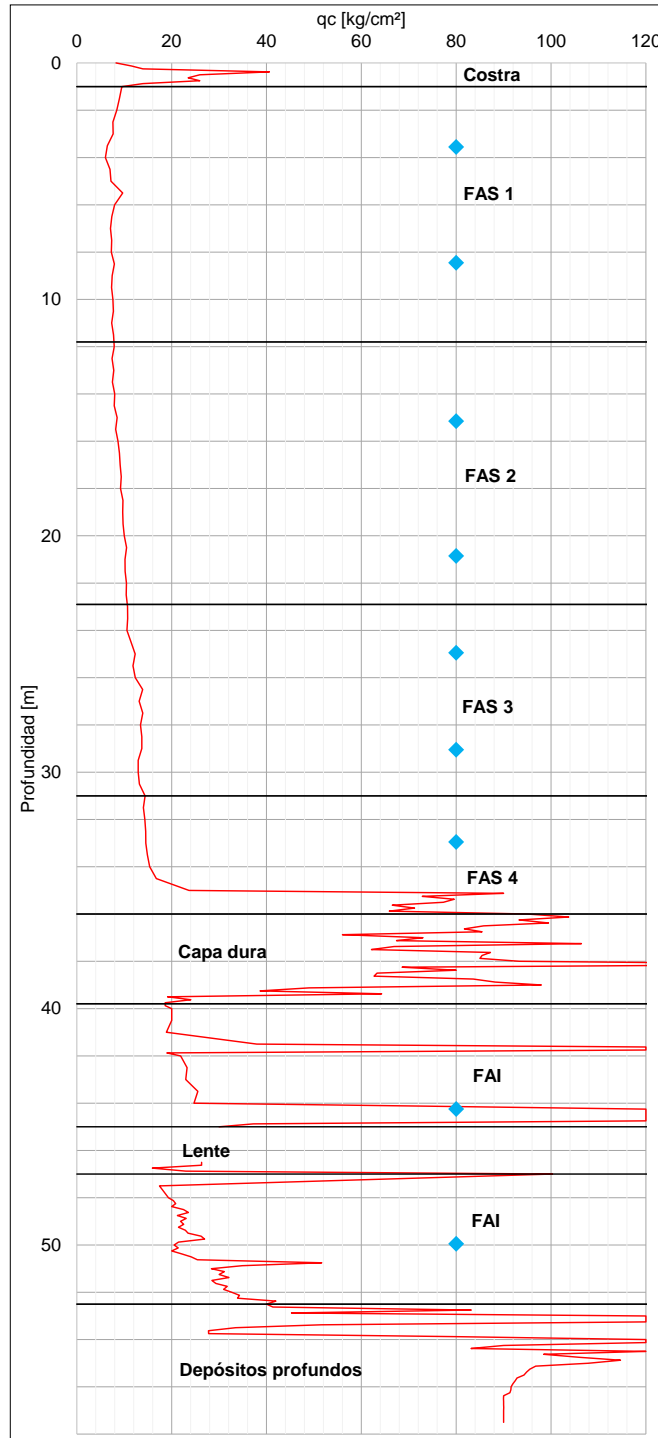


Figura 6. 18 Perfil estratigráfico

En la Figura 6. 18 se presenta el perfil estratigráfico detallado para la zona en donde se encuentra desplanta la Terminal 2 en función de las pruebas de campo llevadas a cabo recientemente.

Por otro lado, en la Figura 6. 19 se presenta la distribución de la presión de poro obtenida a partir de la estación piezométrica Pza-01N, la cual tiene piezómetros abiertos instalados a 39, 45 y 54 m de profundidad. En esta figura también se presenta la condición hidrostática de la presión de poro con el fin de observar su abatimiento debido a la explotación de los mantos acuíferos que subyacen a los depósitos lacustres. El NAF se encuentra a 1.81 m de profundidad.

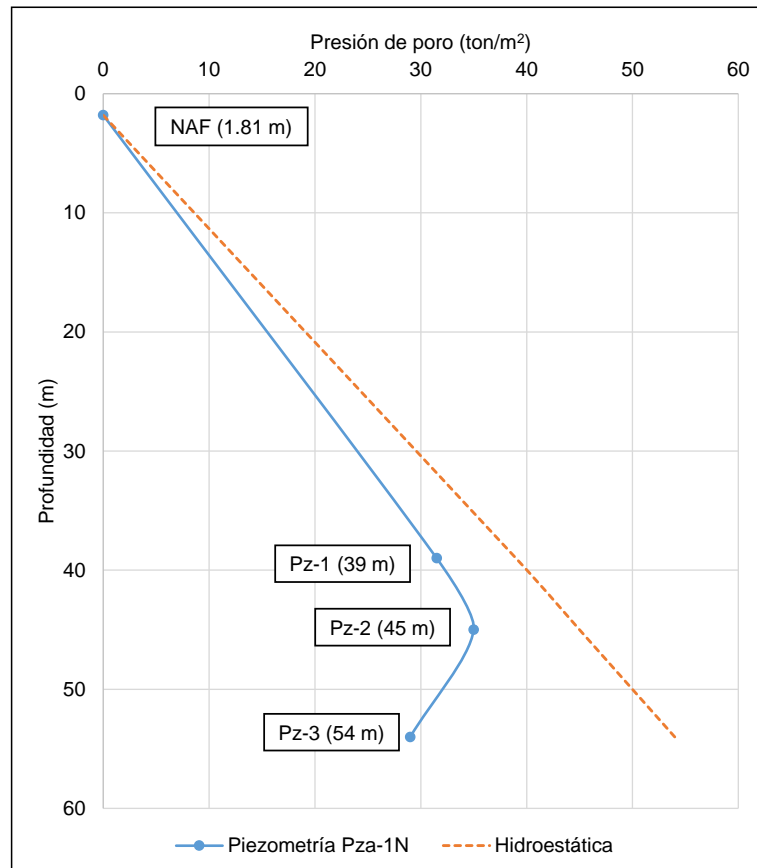


Figura 6. 19 Piezometría Pza-01N

En la Figura 6. 19 se puede observar como a partir de los 39 m el abatimiento de la piezometría incrementa debido a la extracción de agua.

6.3.4 Estado de esfuerzos

Para conocer las condiciones actuales de los sistemas de cimentación de cada uno de los edificios que conforman la Terminal 2, predecir la variación de las propiedades de los depósitos lacustres en el tiempo y realizar los análisis de interacción dinámica suelo-estructura, es importante conocer las condiciones *in situ* de la zona de estudio. Por lo

anterior, se determina el estado de esfuerzos del perfil estratigráfico previamente definido en función de los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio y de la piezometría (Ver Figura 6. 19). A continuación en la Tabla 6. 5 se presenta cada uno de los estratos y subestratos que conforman la estratigrafía, sus respectivos espesores, pesos volumétricos, γ , y los esfuerzos totales σ , la presión de poro u y los esfuerzos efectivos σ' , en función de la profundidad.

Tabla 6. 5. Estado de esfuerzos Terminal 2 para junio 2014

Estrato	Profundidad [m]			Espesor [m]	γ [t/m ³]	σ [t/m ²]	u [t/m ²]	σ' [t/m ²]
	Desde	Hasta	Media					
COSTRA	0.00	1.00	0.50	1.00	1.45	1.45	0.00	1.45
FAS 1	1.00	11.80	6.40	10.80	1.13	13.63	8.46	5.16
FAS 2	11.80	22.90	17.35	11.10	1.12	26.07	17.87	8.20
FAS 3	22.90	31.00	26.95	8.10	1.20	35.78	24.72	11.06
FAS4	31.00	36.00	33.50	5.00	1.11	41.35	28.96	12.39
CD	36.00	39.80	37.90	3.80	1.80	48.19	31.97	16.22
FAI	39.80	45.00	42.40	5.20	1.15	54.17	35.00	19.17
Lente	45.00	47.00	46.00	2.00	1.50	57.17	33.67	23.50
FAI	47.00	52.50	49.75	5.50	1.15	63.49	30.00	33.49
DP	52.50	80.00	66.25	27.50	1.70	110.24	11.67	98.58

En la Figura 6. 20 se presenta gráficamente el estado de esfuerzos presentado en la Tabla 6. 5 para la zona de la Terminal 2 en junio de 2014

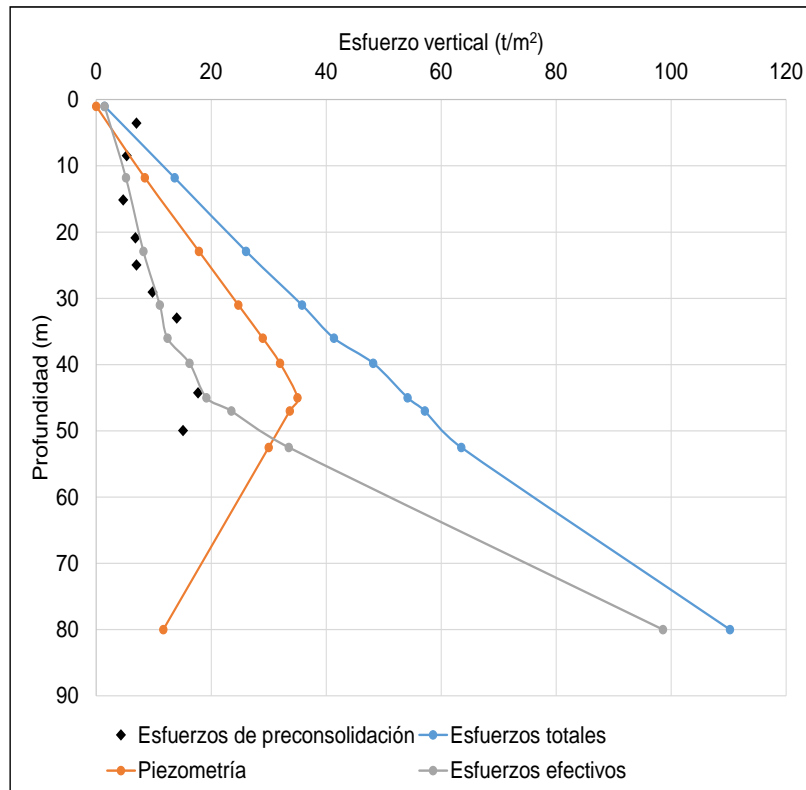


Figura 6. 20 Estado de esfuerzos Terminal 2 para junio 2014

6.4 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LAS CIMENTACIONES

Para revisar la estabilidad y la seguridad de los sistemas de cimentación de cada una de las edificaciones que conforman la Terminal 2 en su estado actual, se tuvo en cuenta el cumplimiento de las desigualdades descritas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes ((GDF, 2004 (c)) bajo condiciones estáticas y dinámicas. Este análisis de verificación de la seguridad y estabilidad de cimentaciones se describe en el numeral 4.4 del presente trabajo.

6.4.1 Estado límite de falla

6.4.1.1 Primer tipo de combinación

Para el revisar la estabilidad de los sistemas de cimentación del Edificio Terminal, Dedo Norte y Dedo Sur bajo condiciones estáticas, se consideraron las acciones de diseño que se presentan a continuación en la Figura 6. 21:

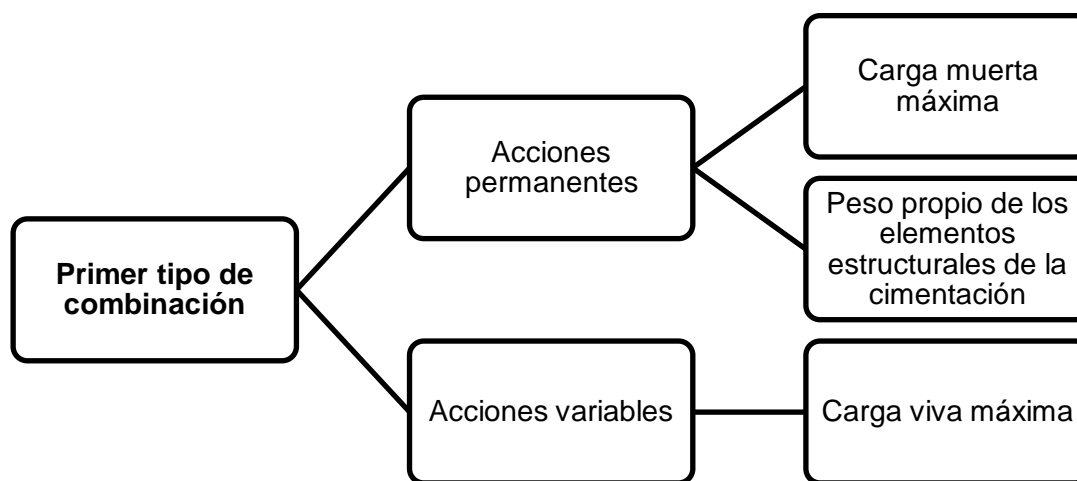


Figura 6. 21. Primer tipo de combinación para la revisión del estado límite de falla del Edificio Terminal, Dedo Norte y Dedo Sur.

El factor de carga F_C que debe aplicarse a las acciones que actúan en el sistema de cimentación de cada una de las edificaciones de la Terminal 2 será igual a 1.50, ya que se tratan de estructuras del Grupo A que hacen parte de una terminal de transporte cuyo funcionamiento es esencial ante una emergencia urbana (GDF, 2004 (a)).

6.4.1.1.1 Edificio Terminal

A. Revisión de la cimentación en su conjunto

El sistema de cimentación del Edificio Terminal está conformado por la losa de planta baja con contratrabes de diferente peralte y 87 pilas de sección circular (56 de $\Phi=1.20$ m y 31 de $\Phi=1.50$ m) desplantadas a 57 m de profundidad y empotradas 3 m en los Depósitos Profundos (DP). (Ver Figura 6. 4).

Para estimar la capacidad de carga por punta de las pilas se consideró un factor de resistencia F_R igual a 0.35 en la Ecuación (4.19) ($C_p = (p'_v N_q * F_R + p_v) A_p$) presentada en la sección 4.4.4.1 de este trabajo, la cual corresponde a la expresión (3.14) de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)). Adicionalmente, para tomar en cuenta el efecto escala dado que las pilas tiene un diámetro mayor a 0.50 m, dichas capacidades por punta fueron corregidas por un factor F_{re} (Ver Ecuación (4.20)).

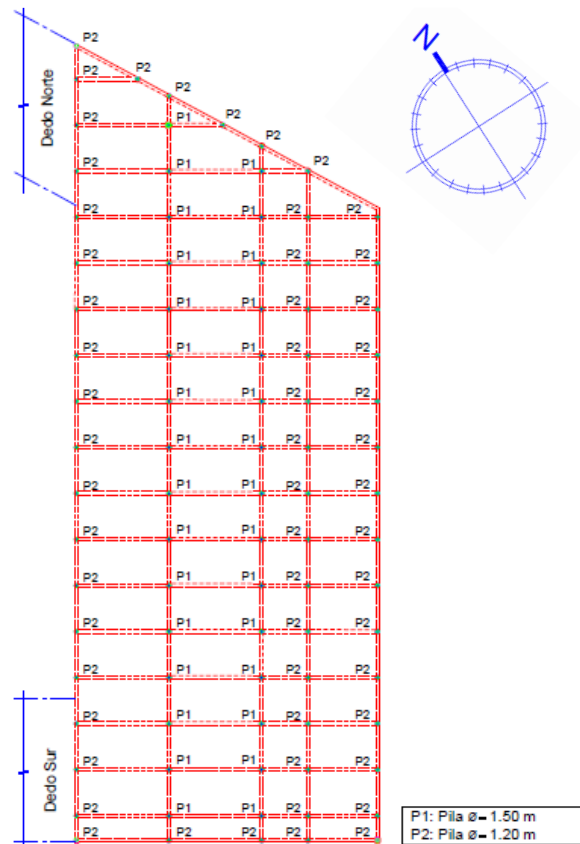
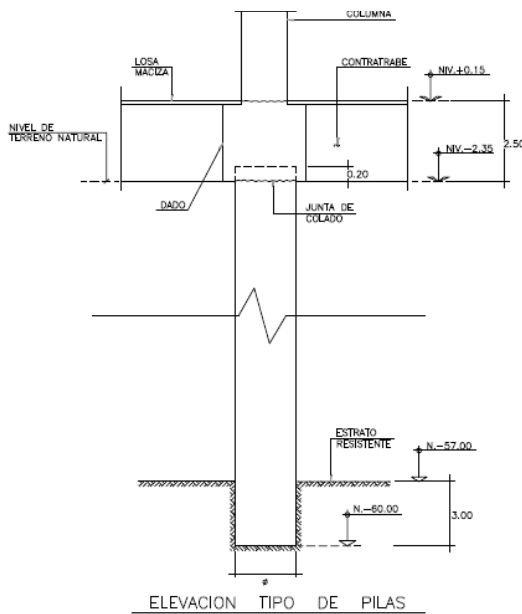


Figura 6. 22. Distribución de pilas en el Edificio Terminal

Despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, se verificó entonces el cumplimiento de la desigualdad de la Ecuación (4.17) presentada en la sección 4.4.3.2 ($\sum QF_c < R$) para revisar la estabilidad de la cimentación en conjunto y de cada pila individual del Edificio Terminal.

Primeramente, se revisó la estabilidad de la cimentación en conjunto, en donde se consideró que la capacidad de carga era igual a la suma de las capacidades individuales de las pilas. A continuación en la Figura 6. 23 se presentan los resultados obtenidos.

Capacidades de carga por punta			
$\phi=1.20\text{ m}$		$\phi=1.50\text{ m}$	
P_v' (t/m ²)	44.14	P_v' (t/m ²)	44.14
N_q	355.23	N_q	310.18
N_{\min}	130.00	N_{\min}	130.00
N_{\max}	1000.00	N_{\max}	1000.00
L_e (m)	3.00	L_e (m)	3.00
F_R	0.35	F_R	0.35
P_v (t/m ²)	71.14	P_v (t/m ²)	71.14
A_p (m ²)	1.13	A_p (m ²)	1.77
B (m)	1.20	B (m)	1.50
ϕ (°)	45	ϕ (°)	45
C_p (t)	6287.61	C_p (t)	8594.52
F_{re}	0.50	F_{re}	0.44
C_p (t)	3154.72	C_p (t)	3819.79



Primer tipo de combinación								
Acciones permanentes	ΣQ (t)	F_c	ΣQF_c	Condición	R	Nº de pilas	C_p (t)	Pilas Tipo
CM+CVmáx	93711.86	1.50	140567.79		176664.25	56	3154.72	$\phi=1.20\text{ m}$
Wp ($\phi=1.20\text{ m}$)	8664.16	1.50	12996.24		118413.37	31	3819.79	$\phi=1.50\text{ m}$
Wp ($\phi=1.50\text{ m}$)	7494.11	1.50	11241.17					
FN	44181.95	1.00	44181.95					
	Total		208987.15	<	295077.62			

CUMPLE

Figura 6. 23. Revisión en conjunto de la estabilidad de la cimentación del Edificio Terminal.

En la Figura 6. 23 se puede observar que cimentación en conjunto cumple satisfactoriamente con la desigualdad $\Sigma QF_c < R$, por lo que el sistema se considera estable y seguro ante cargas estáticas.

B. Revisión de cada pila individual

Para revisar el comportamiento de cada pila, se debe tener en cuenta las acciones permanentes y variables que actúan en cada una de ellas, y se realiza el mismo procedimiento que se llevó a cabo para la revisión en conjunto. Los resultados que se obtuvieron para éste último análisis se presentan en el ANEXO A (Tabla A1), donde se puede observar que las pilas N°46, 47, 48, 49, 50,51 y 57 no cumplen con la desigualdad.

C. Revisión del sistema suelo-losa de cimentación

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la supresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación con pilas de punta debe despreciarse en todos los casos (GDF, 2004 (c)). Por lo anterior, no se realizó la revisión del sistema suelo-losa de cimentación para el Edificio Terminal.

En conclusión, el sistema de cimentación del Edificio Terminal conformado por una losa con contratrabes y pilas circulares, no alcanza el estado límite de falla por capacidad de carga para el primer tipo de combinación. Por lo anterior, la condición actual de la cimentación le proporciona estabilidad y buen desempeño a la estructura ante condiciones estáticas.

6.4.1.1.2 Dedo Norte

A. Revisión de la cimentación en su conjunto

La cimentación del Dedo Norte está compuesta por la losa de planta baja con contratrabes de diferente peralte, pero sin losa de fondo, y 400 pilotes de fricción cuadrados de 0.40 x 0.40 m con una longitud de 30 m.

Para estimar la capacidad por fricción se consideró un factor de resistencia F_R igual a 0.70 en la Ecuación (4.16) ($C_f = A_L f F_R$) presentada en la sección 4.4.3.1, la cual corresponde a la expresión (3.12) de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)). Cabe resaltar que no se consideró que los pilotes fueron hincados dentro de una perforación previa.

Por otro lado, la adherencia lateral media pilote-suelo se estimó de las pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas UU (Ver Tabla 6. 3).

La seguridad y estabilidad de los pilotes de fricción se verifica con el cumplimiento de la desigualdad de la Ecuación (4.17) ($\sum Q F_c < R$) despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, para cada uno de los siguientes casos:

- Cimentación en conjunto;
- Subgrupos de pilotes;
- Pilotes individuales.

A continuación en la Figura 6. 24 se presenta el detalle de los pilotes de fricción de sección cuadrada que hacen parte del sistema de cimentación del Dedo Norte.

Para la revisión de la estabilidad de la cimentación en conjunto se realizaron dos estimaciones. La primera considerando la capacidad de carga igual a la suma de las capacidades individuales de cada uno de los pilotes (Ver Figura 6. 25), y la segunda, teniendo en cuenta la capacidad por adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes (Ver Figura 6. 26).

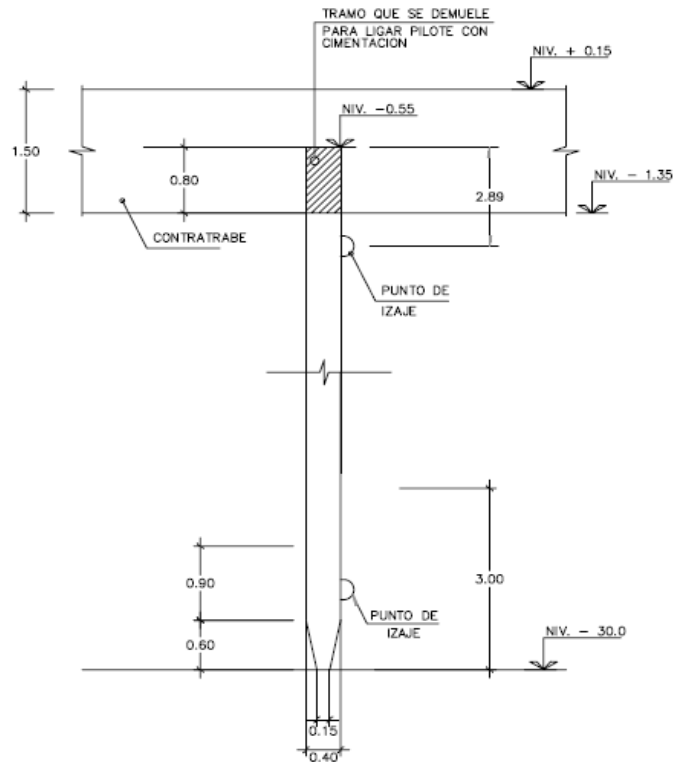


Figura 6. 24. Detalle de pilotes de fricción

Datos		Dedo Norte								
		Acciones permanentes	ΣQ (t)	F_c	ΣQF_c	Condición	R	Nº de pilotes	F_R	C_f (t)
P_p (m)	1.60	CM+CVmáx	22806.86	1.50	34210.29		23594.32	400	0.70	84.27
L (m)	24.27	Wp	4608.00	1.50	6912.00					
A_L (m ²)	38.83	FN	7957.82	1.00	7957.824					
f (t/m ²)	2.17			Total	49080.11	<	23594.32			
NO CUMPLE										

Figura 6. 25. Revisión en conjunto de la estabilidad de la cimentación del Dedo Norte considerando la suma de las capacidades individuales.

Datos		Dedo Norte								
		Acciones permanentes	ΣQ (t)	F_c	ΣQF_c	Condición	R	F_R	C_f (t)	
P_p (m)	422.98	CM+CVmáx	22806.86	1.50	34210.29		15593.52	0.70	22276.46	
L (m)	24.27	Wp	4608.00	1.50	6912.00					
A_L (m ²)	10265.65	FN	5259.34	1.00	5259.34					
f (t/m ²)	2.17			Total	46381.63	<	15593.52			
NO CUMPLE										

Figura 6. 26 Revisión en conjunto de la estabilidad de la cimentación del Dedo Norte considerando una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

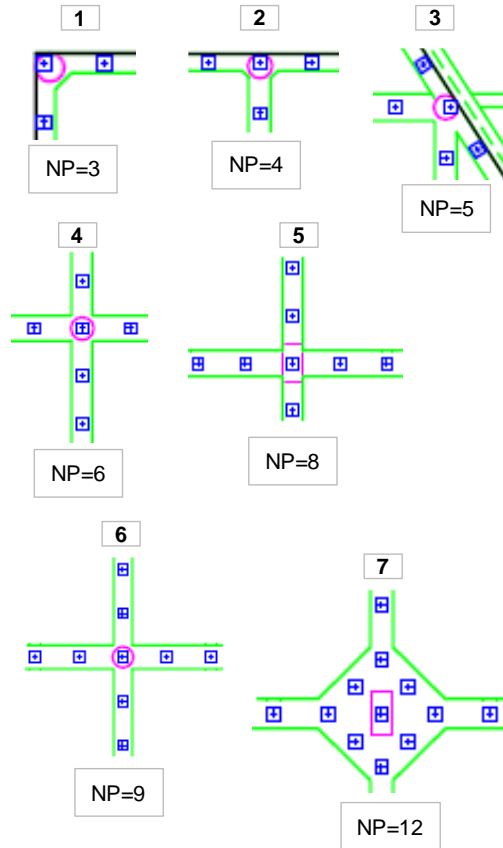
En la Figura 6. 25 y la Figura 6. 26 se puede observar que la revisión en conjunto de los pilotes de fricción del Dedo Norte no cumple con la desigualdad $\Sigma QF_c < R$. Por lo anterior, la cimentación no se considera estable para esta condición en la que los pilotes en conjunto transfieren las cargas de la superestructura al suelo.

B. Revisión de los subgrupos de pilotes

La capacidad de carga por adherencia de cada uno de los subgrupos en los que están dispuestos los pilotes de fricción del Dedo Norte (Ver Tabla 6. 6 y Figura 6. 27), se determinó como el menor valor calculado entre la suma de las capacidades de carga individuales del subgrupo y la capacidad de la masa de suelo reforzada con dichos elementos (Tamez, 2001).

Tabla 6. 6 Subgrupos de pilotes de fricción del Dedo Norte

Subgrupo	Cantidad de pilotes	Cantidad de subgrupos
1	3	3
2	4	23
3	5	1
4	6	12
5	8	3
6	9	10
7	12	9



*NP: Número de pilotes

Figura 6. 27. Subgrupos de pilotes de fricción del Dedo Norte

Cabe hacer notar que para cada uno de los subgrupos, las capacidades de carga fueron estimadas como la suma de las capacidades individuales de los pilotes. Lo anterior,

indica que cada pilote individual contribuye con su máxima capacidad de carga a la capacidad del subgrupo y que la distancia entre ellos es mayor a la mínima.

En el ANEXO A (Tabla A2) se puede observar que ningún subgrupo cumple con la desigualdad $\sum QF_c < R$. Por lo anterior, los conjuntos de pilotes de fricción del Dedo Norte no proporcionan las condiciones suficientes para el adecuado comportamiento de la edificación ante condiciones estáticas.

C. Revisión de cada pilote individual

Cuando se analiza el comportamiento de cada pilote de fricción, los resultados que se obtienen con respecto al cumplimiento de la desigualdad $\sum QF_c < R$ son los mismos que se estimaron para los subgrupos de pilotes. Lo anterior obedece a que las acciones permanentes y variantes al nivel de cimentación para cada conjunto se dividieron equitativamente entre el número de elementos que lo conforman, obteniéndose por tanto los mismos resultados del análisis anterior.

D. Revisión del sistema suelo-losa de cimentación

Para la revisión del sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Norte se verificó el cumplimiento de la desigualdad de Ecuación (4.13) de la sección 4.4.2.1 ($\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_v$) teniendo en cuenta un factor de resistencia $F_R = 0.70$. A continuación en la Figura 6. 28 se presenta la revisión del sistema suelo-losa de cimentación para el primer tipo de combinación.

Revisión sistema losa-suelo del Dedo Norte									
CM+CVmáx (t)	Fc	Área (m ²)	$\sum QF_c/A$	Cumple	$c_u N_c F_R + p_v$	c_u (t/m ²)	Nc	F _R	p_v (t/m ²)
22806.86	1.50	7596.54	4.50	<	8.58	2.17	5.49	0.70	0.23

Df (m)	0.16	
B (m)	47.66	
L (m)	174.68	
p_v (t/m ²)	0.23	
p'_v (t/m ²)	0.23	
γ (t/m ³)	1.45	
c_u (t/m ²)	2.17	
Df/B	0.003	<2
B/L	0.27	<1
Nc	5.49	

Figura 6. 28 Revisión del sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Norte para el primer tipo de combinación

En la Figura 6. 28 se puede observar que el sistema suelo-losa de cimentación es estable y seguro ya que cumple con la desigualdad $\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_v$ para el estado límite de falla por capacidad de carga ante condiciones estáticas.

En conclusión, la cimentación actual del Dedo Norte conformado por los pilotes de fricción y la losa con contratrabes es estable y segura, ya que éste último sistema cumple con los requerimientos mínimos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)) Por otro parte, se

puede inferir que los pilotes de fricción contribuyen como reductores del asentamiento de la superestructura.

6.4.1.1.3 Dedo Sur

A. Revisión de la cimentación en su conjunto

La cimentación del Dedo Sur al igual que la del Dedo Norte está compuesta por la losa de planta baja con contratrabes y 528 pilotes de fricción de sección cuadrada de 0.40 x 0.40 m con una longitud de 30 m.

Para estimar la capacidad de carga por fricción se consideró también un factor resistencia F_R igual a 0.70 en la Ecuación (4.16) ($C_f = A_L f F_R$). Cabe hacer notar que en este caso tampoco se consideró que los pilotes fueron hincados dentro de una perforación previa. La adherencia lateral media pilote-suelo se estimó de las pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas UU (Ver Tabla 6. 3) al igual de como se hizo en la revisión del Dedo Norte.

La seguridad de los pilotes de fricción se revisó mediante el cumplimiento de la desigualdad de la Ecuación (4.17) ($\sum QF_c < R$), y despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, para cada uno de los siguientes casos:

- Cimentación en conjunto;
- Subgrupos de pilotes;
- Pilotes individuales.

Para la revisión de la estabilidad de la cimentación en conjunto se realizaron también dos estimaciones. La primera considerando la capacidad de carga igual a la suma de las capacidades individuales de cada uno de los pilotes (Ver Figura 6. 29), y la segunda, teniendo en cuenta la capacidad por adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes (Ver Figura 6. 30).

Datos		Dedo Sur								
		Acciones	ΣQ (t)	F_c	ΣQF_c	Condición	R	Nº de pilotes	F_R	Cf (t)
P_p (m)	1.60	CM+CVmáx	32102.23	1.50	48153.35		31837.46	528	0.70	86.14
L (m)	24.81	Wp	6082.56	1.50	9123.84					
A_L (m ²)	39.70	FN	9514.39	1.00	9514.39					
f (t/m ²)	2.17			Total	66791.58	<	31837.46			
NO CUMPLE										

Figura 6. 29 Revisión en conjunto de la estabilidad de la cimentación del Dedo Sur considerando la suma de las capacidades individuales.

Datos		Dedo Sur							
		Acciones permanentes	ΣQ (t)	F_c	ΣQF_c	Condición	R	F_R	Cf (t)
P_e (m)	559.82	CM+CVmáx	32102.23	1.50	48153.35		21097.48	0.70	30139.25
L (m)	24.81	Wp	6082.56	1.50	9123.84				
A_L (m ²)	13889.06	FN	6304.83	1.00	6304.83				
f (t/m ²)	2.17			Total	63582.01		<	21097.48	
NO CUMPLE									

Figura 6. 30 Revisión en conjunto de la estabilidad de la cimentación del Dedo Sur considerando una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.

En la Figura 6. 29 y la Figura 6. 30 se puede observar que la revisión en conjunto de los pilotes de fricción del Dedo Sur tampoco cumple con la desigualdad $\Sigma QF_c < R$. Por lo anterior, los pilotes de fricción en conjunto no proporcionan la estabilidad necesaria para garantizar la seguridad de la superestructura ante condiciones estáticas.

B. Revisión de los subgrupos de pilotes

La capacidad de carga para cada uno de los subgrupos en los que están dispuestos los pilotes de fricción del Dedo Sur, se determinó de la misma forma como se llevó a cabo en la revisión del Dedo Norte, es decir, como el menor valor calculado entre la suma de las capacidades de carga individuales del subgrupo y la capacidad de carga de la masa de suelo reforzada con dichos elementos.

A continuación en la Tabla 6. 7 se presentan cada uno de los subgrupos con su respectiva cantidad de pilotes de fricción que lo conforman. Por otro lado en la Figura 6. 31 se presenta como están dispuestos los elementos en cada uno de ellos.

Tabla 6. 7 Subgrupos de pilotes de fricción del Dedo Sur

Subgrupo	Cantidad de pilotes	Cantidad de subgrupos
1	3	3
2	4	30
3	5	2
4	6	16
5	7	1
6	8	2
7	9	14
8	12	12

La capacidad de carga de cada conjunto, fue estimada como la suma de las capacidades individuales de los pilotes. Lo anterior, indica que la distancia entre ellos es mayor a la mínima ($1.9\text{ m} > 1.2\text{ m}$) y que por lo tanto, cada elemento contribuye con su máxima capacidad de carga.

En el ANEXO A (Tabla A3) se puede observar que ningún subgrupo cumple con la desigualdad $\Sigma QF_c < R$. Por lo tanto, se concluye que para este caso de análisis en donde se tiene en cuenta el comportamiento de conjuntos de pilotes para garantizar el buen desempeño de la superestructura, la cimentación no es estable ni segura.

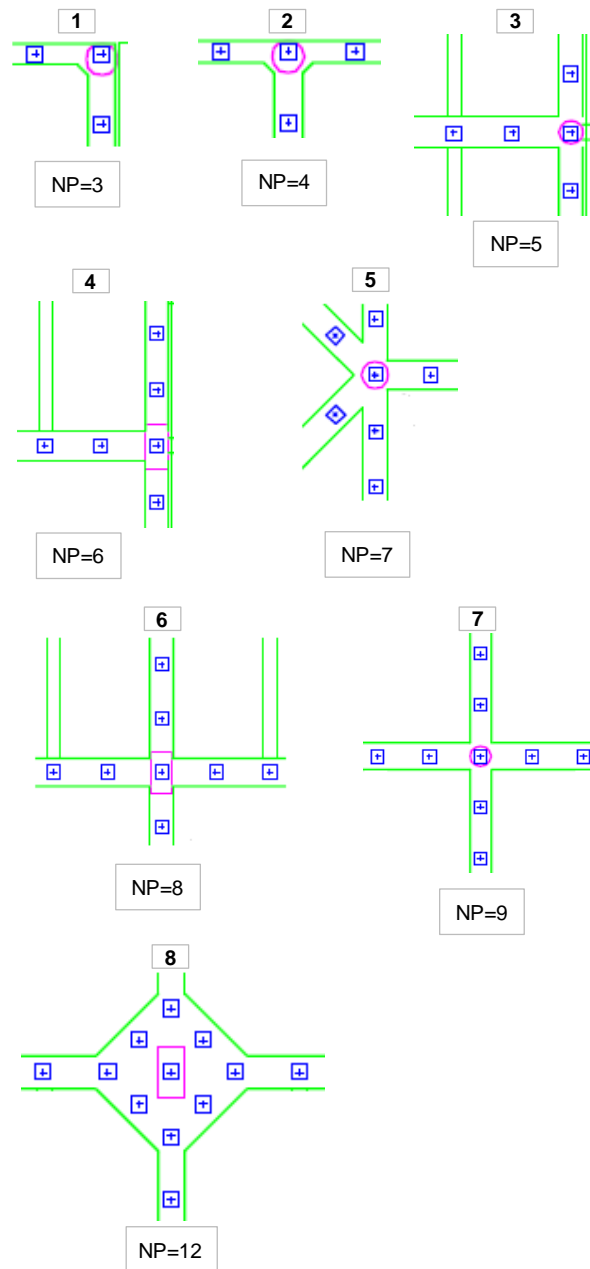


Figura 6. 31 Subgrupos de pilotes de fricción del Dedo Sur

C. Revisión de cada pilote individual

Los resultados que se obtienen cuando se analiza la capacidad de carga de cada pilote individual son los mismos que para el caso del análisis en subgrupo. Lo anterior, obedece a que las acciones permanentes y variables al nivel de cimentación se distribuyen equitativamente entre cada elemento que conforma el conjunto de pilotes. En consecuencia, para este caso, en donde se revisa la seguridad de la cimentación

considerando el aporte de cada pilote a la capacidad de carga, la estructura no es estable ni segura.

D. Revisión del sistema suelo-losa de cimentación

Para la revisión del sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Sur se realizó el mismo procedimiento que se llevó a cabo para el Dedo Norte, es decir, se verificó el cumplimiento de la desigualdad de Ecuación (4.13) de la sección 4.4.2.1 ($\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_v$) teniendo en cuenta un factor de resistencia $F_R = 0.70$. A continuación en la Figura 6. 32 se presenta la revisión de la losa para el primer tipo de combinación.

Revisión sistema losa-suelo del Dedo Sur									
CM+CVmáx (t)	Fc	Área (m ²)	$\sum QF_c/A$	Cumple	$c_u N_c F_R + p_v$	c_u (t/m ²)	Nc	F _R	p_v (t/m ²)
32102.23	1.50	10596.62	4.54	<	8.42	2.17	5.39	0.70	0.23

Df (m)	0.16	
B (m)	47.65	
L (m)	246.22	
p_v (t/m ²)	0.23	
p'_v (t/m ²)	0.23	
γ (t/m ³)	1.45	
c_u (t/m ²)	2.17	
Df/B	0.003	<2
B/L	0.19	<1
Nc	5.39	

Figura 6. 32 Revisión del sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Sur para el primer tipo de combinación

En la Figura 6. 32 se puede observar que el sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Sur cumple con la desigualdad $\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_v$ para el estado límite de falla por capacidad de carga.

Finalmente, luego de revisar y verificar los requisitos mínimos para asegurar la estabilidad de la construcción por capacidad de carga, se concluye que la cimentación actual del Dedo Sur tiene un comportamiento aceptable ante las acciones de la primera combinación a las que está siendo sometida. Lo anterior, se debe a que la losa por si sola tiene la capacidad suficiente para transmitir de forma adecuada las cargas de la superestructura al suelo de cimentación.

6.4.1.2 Segundo tipo de combinación

Para revisar la estabilidad de los sistemas de cimentación de los edificios bajo esta combinación, se deben considerar las acciones sísmicas con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y un 30% en la dirección perpendicular a ella. De manera análoga, este procedimiento se debe repetir en la otra dirección. A continuación, en la Figura 6. 33 se presentan las acciones de diseño que se tendrán en cuenta para revisar

la estabilidad de los sistemas de cimentación de las estructuras que conforman la Terminal 2 en condiciones dinámicas.

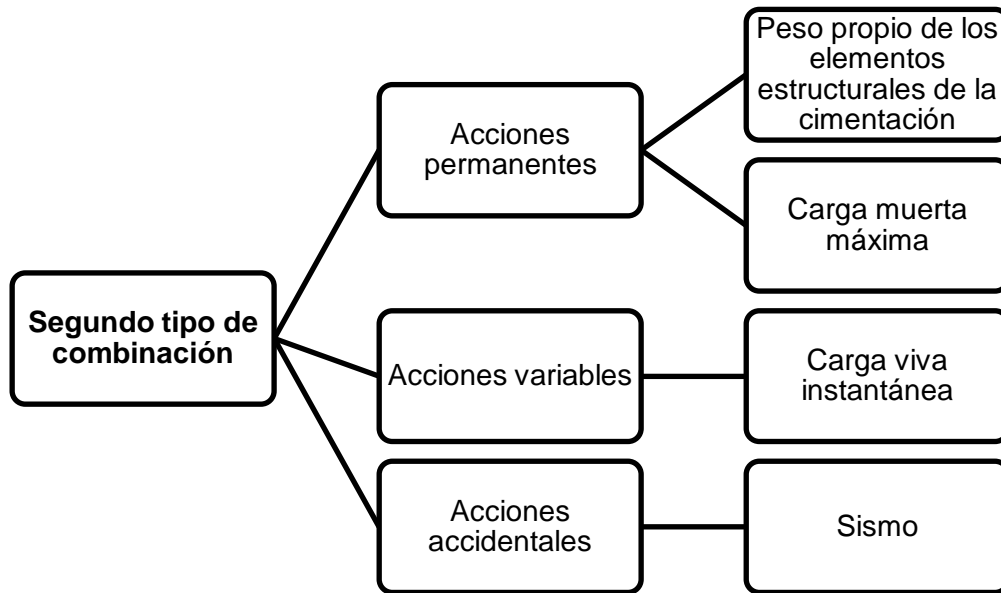


Figura 6. 33 Segundo tipo de combinación para la revisión del estado límite de falla del Edificio Terminal, Dedo Norte y Dedo Sur.

El factor de carga F_C que debe aplicarse a las acciones que actúan en el sistema de cimentación de cada una de las edificaciones de la Terminal 2 será igual a 1.1.

6.4.1.2.1 Periodo fundamental del suelo

Para estimar el periodo fundamental del suelo se recurre a los perfiles de velocidad de onda de corte obtenidos a partir de las sondas suspendidas norte Ss-1N y sur Ss-1S, que se presentaron en la Figura 6. 17. En esta figura se puede observar que el periodo fundamental de suelo T_s varía entre 3.21 y 3.29 s.

Cabe hacer notar que las velocidades de onda de corte también se pueden estimar a partir del cono eléctrico utilizando la expresión que proponen Ovando y Romo (1991), en la que emplean la teoría de expansión de cavidades junto con modelos hiperbólicos de esfuerzo deformación para materiales arcillosos y limosos de la Ciudad de México (Ver sección 3.3.1.1).

Por lo anterior, se presenta una comparación entre las velocidades de onda de corte obtenidas como resultado de la sonda suspendida y aquellas estimadas de forma indirecta a partir de la expresión semiempírica de Ovando y Romo (1991).

Para determinar las velocidades de onda de corte a partir de cono eléctrico se siguió el siguiente procedimiento:

- Se estimó una resistencia de punta promedio q_c de los ensayos de cono eléctrico CPT-1N y CPT-1S, teniendo en cuenta su comportamiento a lo largo del perfil estratigráfico;
- Se tomaron los valores de η y N_{kh} de la Tabla 3. 1 de la sección 3.3.1.1 de este trabajo. A continuación en la Tabla 6. 8 se presentan los valores empleados para cada estrato del perfil estratigráfico;

Tabla 6. 8 Valores de η y N_{kh}

Tipo de suelo	N_{kh}	η
Costra	9.50	23.33
FAS	9.50	23.33
FAI	9.50	23.33
CD	40.00	11.10
DP	40.00	11.10

- Se emplea la Ecuación (3.2) ($V_s = \eta \sqrt{q_c / N_{kh} \gamma_s}$) que corresponde a la expresión semiempírica propuesta por Ovando y Romo (1991);
- Se estima el periodo fundamental de vibración del suelo haciendo uso de la Ecuación (3.9) ($T_s = 4H/V_s$) de la sección 3.5.2 de este documento.

A continuación en la Tabla 6. 9 y la Tabla 6. 10 se presentan las velocidades de onda de corte para cada uno de los estratos que componen el perfil estratigráfico a partir de los conos eléctricos CPT-1N y CPT-1S mediante el procedimiento previamente descrito.

Tabla 6. 9 Velocidades de onda de corte a partir de CPT-1N

Estrato	Profundidad [m]			Espesor [m]	γ [ton/m ³]	V_s [m/s]
	Desde	Hasta	Media			
Costra	0.00	1.00	0.50	1.00	1.45	99.39
FAS 1	1.00	11.80	6.40	10.80	1.13	63.76
FAS 2	11.80	22.90	17.35	11.10	1.12	71.50
FAS 3	22.90	31.00	26.95	8.10	1.20	81.79
FAS4	31.00	36.00	33.50	5.00	1.11	84.88
CD	36.00	39.80	37.90	3.80	1.80	260.90
FAI	39.80	45.00	42.40	5.20	1.15	109.35
Lente	45.00	47.00	46.00	2.00	1.50	151.87
FAI	47.00	52.50	49.75	5.50	1.15	104.69
DP	52.50	80.00	66.25	27.50	1.70	260.45
Vs (promedio)						153.38
Ts (s)						2.09

Tabla 6. 10 Velocidades de onda de corte a partir de CPT-1S

Estrato	Profundidad [m]			Espesor [m]	γ [ton/m ³]	V_s [m/s]
	Desde	Hasta	Media			
Costra	0.00	1.00	0.50	1.00	1.45	0.00
FAS 1	1.00	11.80	6.40	10.80	1.13	31.88
FAS 2	11.80	22.90	17.35	11.10	1.12	37.15
FAS 3	22.90	31.00	26.95	8.10	1.20	42.61
FAS 4	31.00	36.00	33.50	5.00	1.11	173.64
CD	36.00	39.80	37.90	3.80	1.80	
FAI	39.80	45.00	42.40	5.20	1.15	63.92
Lente	45.00	47.00	46.00	2.00	1.50	
FAI	47.00	52.50	49.75	5.50	1.15	91.35
DP	52.50	80.00	66.25	27.50	1.70	
Vs (promedio)						61.37
Ts (s)						2.98

Para comparar los perfiles de velocidad de onda de corte obtenidos de la sonda suspendida Ss-1N y Ss-1S, y aquellos estimados a partir del cono eléctrico CPT-1N y CPT-1S, se presentan las siguientes figuras:

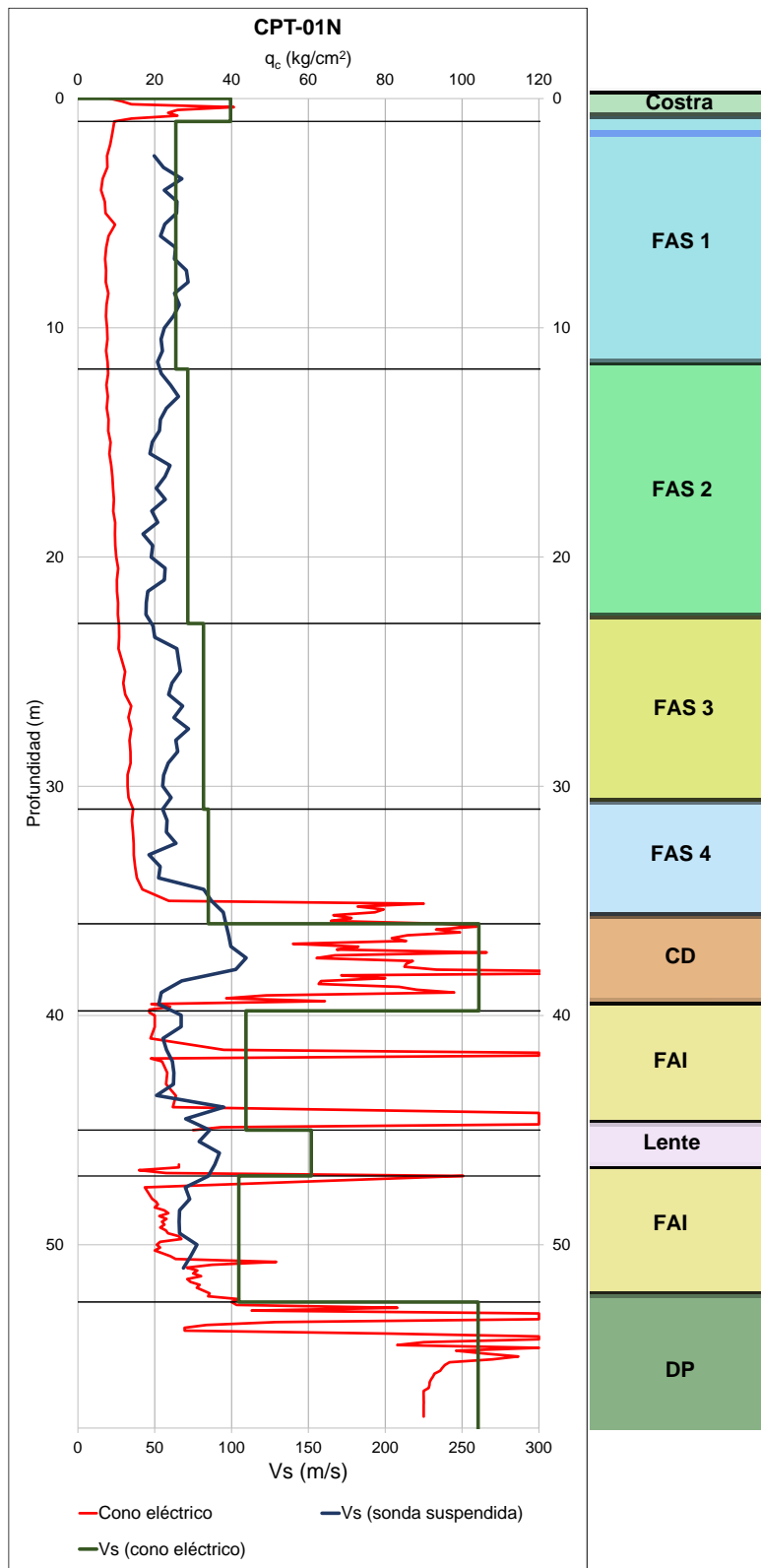


Figura 6. 34 Cono eléctrico CPT-1N y perfiles de velocidad de onda de corte

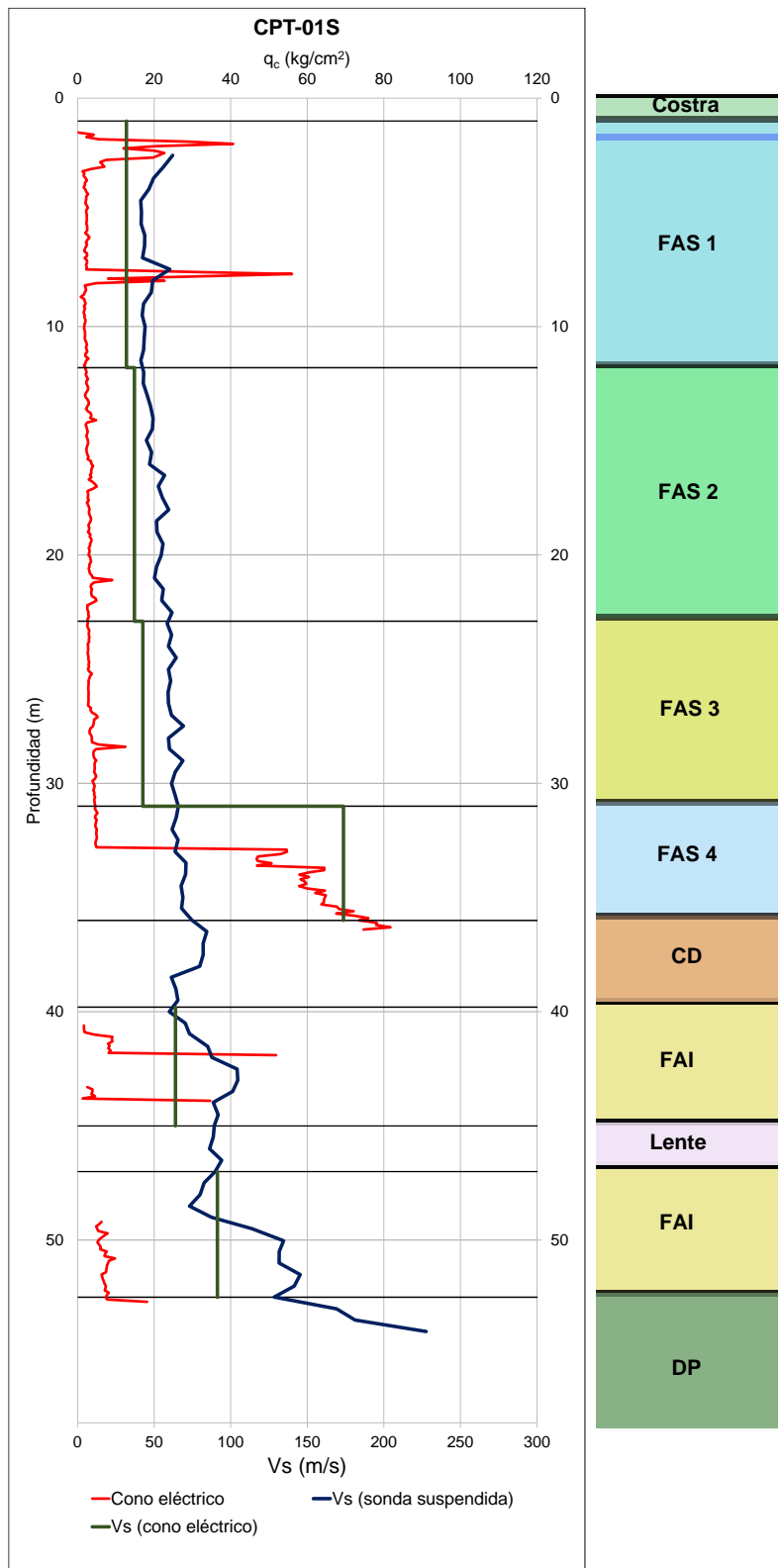


Figura 6. 35 Cono eléctrico CPT-1S y perfiles de velocidad de onda de corte

En la Tabla 6. 9 y Tabla 6. 10 se puede observar que el periodo fundamental de vibración del suelo estimado a partir del cono eléctrico CPT-1N y CPT-1S varía entre 2.09 y 2.98 s. Dichos valores representan una diferencia del 35 y 9 % respectivamente, con aquellos obtenidos a partir del perfil de velocidades de la sonda suspendida Ss-1N y Ss-1S. Por otro lado, en la Figura 6. 34 y la Figura 6. 35, se puede observar que ambos perfiles de velocidad de onda de corte tienen un comportamiento aproximado a lo largo del perfil estratigráfico, presentándose algunas diferencias importantes en los estratos limo arenosos como la Capa Dura, CD.

Es importante resaltar que para realizar el espectro de diseño de la Terminal 2 y determinar las propiedades dinámicas del suelo se tendrán en cuenta tanto las velocidades de onda de corte de la sonda suspendida Ss-1N y Ss-1S como el periodo fundamental de vibración del suelo T_s el cual varía entre 3.21 y 3.29 s.

6.4.1.2.2 Espectro de diseño

Para realizar la revisión de la estabilidad y seguridad de la cimentación de la Terminal 2 en condiciones dinámicas, se debe estimar una fuerza horizontal que represente la acción del sismo. Para estimar dicha acción accidental se construye el espectro de diseño de acuerdo con lo expresado en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (GDF, 2004 (d)), ya que la estructura de estudio se encuentra ubicada en la zona III donde los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura son importantes.

Las ordenadas del espectro corresponden a las aceleraciones a expresadas como fracción de la gravedad y se estiman como se presenta a continuación en la Figura 6. 36

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Figura 6. 36 Ordenadas del espectro de diseño (GDF, 2004 (d))

Donde,

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura;

T_s : Periodo fundamental de vibración del suelo;

a_o : Coeficiente de aceleración del terreno (Ver Figura 6. 37);

c : Coeficiente sísmico (Ver Figura 6. 37);

T_a y T_b : Periodos característicos (Ver Figura 6. 37);

k : Coeficiente (Ver Figura 6. 37);

β : Es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura;

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2.$$

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$$

Figura 6. 37 Parámetros para determinar espectro de diseño (GDF, 2004 (d))

Para realizar el análisis dinámico de las estructuras que componen la Terminal 2, las fuerzas sísmicas se reducen en función de las características de dichas edificaciones. Lo anterior, con el objetivo de involucrar el comportamiento inelástico de los materiales que conforman las estructuras. A continuación en la Figura 6. 38 y Figura 6. 39 se presentan las expresiones por las que serán reducidas las ordenadas espectrales de aceleración del espectro de diseño (Ver Figura 6. 36).

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

Figura 6. 38 Factor de reducción por ductilidad

Donde Q es el factor de comportamiento sísmico, el cual para este caso es igual a tres para considerar el comportamiento no lineal de las estructuras ante un evento sísmico. Adicionalmente, se debe realizar una corrección por irregularidad mediante la multiplicación del factor de reducción Q' por 0.8

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases}$$

Figura 6. 39 Factor de reducción por sobrerresistencia

Para calcular los parámetros que permiten construir el espectro de diseño de la Terminal 2 del AICM, se considera como periodo fundamental de vibración del suelo T_s el promedio entre los periodos obtenidos de la sonda suspendida Ss-1N y Ss-1S. A continuación, en la Tabla 6. 11 se presentan los valores obtenidos para dichos parámetros.

Tabla 6. 11 Parámetros del espectro de diseño

Q	3
β	1
T_s (s)	3.25
a_0 (g)	0.25
c (g)	0.83
T_a (s)	1.50
T_b (s)	3.90
k	0.35
Red. Irreg	0.80
Grupo	A

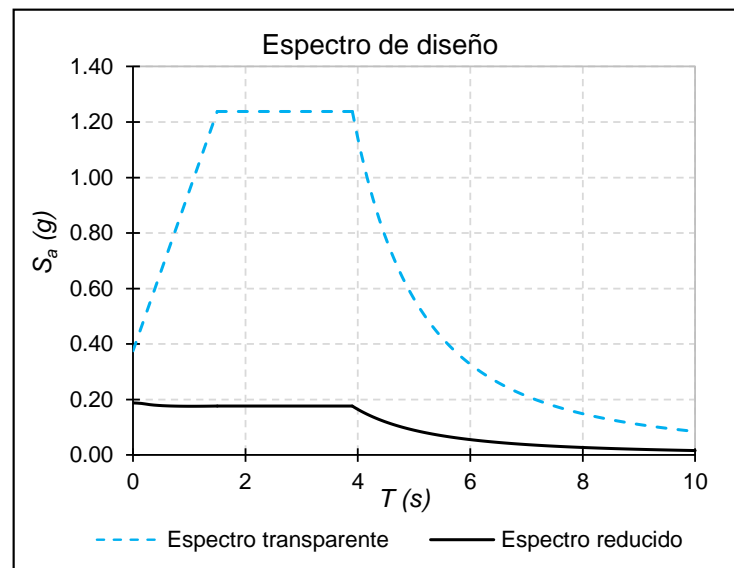


Figura 6. 40 Espectro de diseño para la Terminal 2 del AICM

En la Figura 6. 40 se presentan los espectros de diseño para la Terminal 2 del AICM. En dicha figura se puede observar el espectro transparente cuyas ordenadas espectrales de aceleración no han sido reducidas por las fuerzas sísmicas. Por otra parte, se presenta además el espectro de diseño reducido el cual tiene en cuenta el comportamiento no lineal de las estructuras que conforman la terminal aérea. Cabe hacer notar que para realizar la verificación de la estabilidad de la Terminal 2 ante condiciones dinámicas se tendrá en cuenta este último espectro.

6.4.1.2.3 Edificio Terminal

A. Revisión de la cimentación en su conjunto

Para establecer cuáles son las zonas más esforzadas de la cimentación, donde se presentan las compresiones y tensiones máximas por la acción del sismo, se debe determinar la distribución lineal de esfuerzos resultante mediante el uso de la regla de la escuadría como se presenta a continuación,

$$w_i = \frac{F_s}{A} \pm \frac{M_x y_i}{I_x} \pm \frac{M_y x_i}{I_y} \quad (6.1)$$

Donde,

w_i : Esfuerzo de compresión o tensión;

A : Área de la cimentación;

F_s : Fuerza sísmica;

M_x : Momento de volteo en la dirección corta;

M_y : Momento de volteo en la dirección larga;

I_x : Momento de inercia en la dirección larga;

I_y : Momento de inercia en la dirección corta.

Para la revisión del comportamiento general de la cimentación para el segundo tipo de combinación se considera la acción sísmica con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y un 30% en la dirección perpendicular a ella (Ver Ecuación (6.2)). De forma análoga este procedimiento se repite en la otra dirección (Ver Ecuación (6.3)).

La fuerza sísmica u horizontal actuando con un 100% de intensidad en la dirección X y un 30% en la dirección Y, se presenta en la siguiente expresión,

$$w_i = \frac{F_s}{A} \pm 0.30 \frac{M_x y_i}{I_x} \pm \frac{M_y x_i}{I_y} \quad (6.2)$$

Por otra parte, la fuerza sísmica actuando con un 30% de intensidad en la dirección X y un 100% en la dirección Y se presenta a continuación,

$$w_i = \frac{F_s}{A} \pm \frac{M_x y_i}{I_x} \pm 0.30 \frac{M_y x_i}{I_y} \quad (6.3)$$

La fuerza sísmica u horizontal en la dirección de interés se estimó como el producto entre la sumatoria de acciones permanentes y variables, y la aceleración a corresponde a la ordenada de la meseta del espectro de diseño reducido, la cual para este caso es igual a 0.18 g (Ver Figura 6. 40).

$$F_s = \frac{(CM + CV_{int})}{g} a \quad (6.4)$$

Donde,

F_s : Fuerza sísmica;

CM : Carga muerta máxima y peso propio de los elementos estructurales de la cimentación (acciones permanentes);

CV_{int} : Carga viva instantánea (acciones variables);

g : Aceleración de la gravedad;

a : Ordenada espectral de aceleración de la meseta del espectro de diseño reducido (Ver Figura 6. 40).

Por su parte, el momento de volteo actuante a nivel de cimentación del Edificio Terminal en la dirección corta M_x y en la dirección larga M_y se consideran iguales y se determinan como se presenta en la siguiente expresión:

$$M = \frac{2}{3} H_t F_s \quad (6.5)$$

Donde,

M : Momento de volteo;

H_t : Altura total de la estructura;

F_s : Fuerza sísmica.

A continuación en la Figura 6. 41 se presentan resultados de la estimación de la distribución de esfuerzos a nivel de cimentación cuando la estructura es sometida a una fuerza horizontal en la dirección X y Y. Por otro lado, en la Figura 6. 42 se presenta un esquema de la cimentación en planta del Edificio Terminal con los valores de compresión obtenidos para cada uno de los cuatro puntos críticos de analizados.

Del espectro		CM+CVinst (t)		104077.26	
Fs (t)	18733.91	Número de pilas	87		
M (t.m)	384045.10	Ht (m)	30.75		
A (m ²)		Sismo dirección X		Sismo dirección Y	
M(t.m)		100% X, 30% Y		100% Y, 30% X	
1	y (+)	89.46	w ₁ (t/m ²)	5.67	5.16
	x (+)	51.18			
2	y (-)	-117.27	w ₂ (t/m ²)	5.45	4.42
	x (+)	51.18			
3	y (-)	-117.27	w ₃ (t/m ²)	3.41	3.81
	x (-)	-47.41			
4	y (+)	143.03	w ₄ (t/m ²)	3.69	4.74
	x (-)	-47.41			
Ix (m ⁴)		107370966.27			
Iy (m ⁴)		18570317.22			

Figura 6. 41. Distribución de esfuerzos a nivel de cimentación del Edificio Terminal

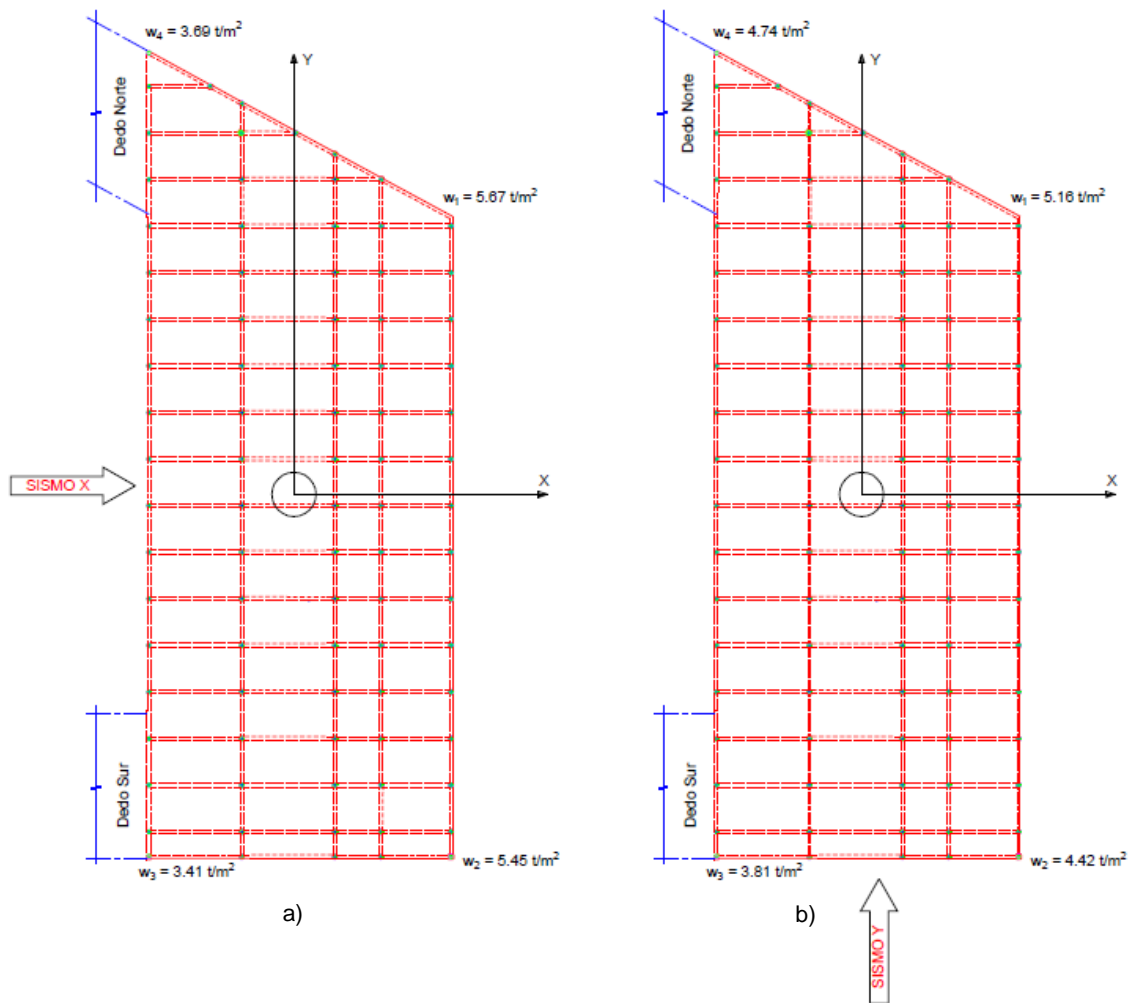


Figura 6. 42 Distribución de esfuerzos a nivel de cimentación del Edificio Terminal (a) 100% dirección X y 30% en Y (b) 100% dirección Y y 30% en X.

B. Revisión de cada pila individual

Para verificar la estabilidad de las pilas ante una acción accidental, se revisará la capacidad de carga de aquellas que se encuentran en los bordes perimetrales de la edificación dado que para dicha condición de análisis éstas son los elementos más críticos.

Para estimar los incrementos de carga verticales por sismo que se generan en las pilas por los momentos de volteo, se hace uso de la Ecuación (4.12) de la sección 4.3. A continuación se presenta nuevamente dicha expresión teniendo en cuenta la dirección del sismo.

- Intensidad de 100% en la dirección X, y 30% en la dirección Y.

$$q_{si} = 0.30 \frac{M_x y_i}{\sum n_i y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum n_i x_i^2} \quad (6.6)$$

- Intensidad de 100% en la dirección Y, y 30% en la dirección X.

$$q_{si} = \frac{M_x y_i}{\sum n_i y_i^2} \pm 0.30 \frac{M_y x_i}{\sum n_i x_i^2} \quad (6.7)$$

Donde,

q_s : Incremento de carga por sismo en el pilote del eje i ;

M_x : Momento de volteo en la dirección corta;

M_y : Momento de volteo en la dirección larga;

x_i : Distancia en la dirección corta del pilote del eje i al centro de masa de la estructura;

y_i : Distancia en la dirección larga del pilote del eje i al centro de masa de la estructura;

n_i : Número de pilotes en el eje i .

Al igual que para el primer tipo de combinación de carga, se verifica entonces el cumplimiento de la desigualdad de la Ecuación (4.17) ($\sum QF_c < R$) para cada pila perimetral del Edificio Terminal, despreciando la capacidad del sistema suelo-losa. En dicha ecuación se consideran entonces como cargas actuantes Q :

- Acciones permanentes;
- Acciones variables con intensidad instantánea;
- Incrementos de carga verticales por momentos de volteo.

Por otro lado, la capacidad de carga por punta R es igual a la estimada previamente para la verificación de estabilidad bajo condiciones estáticas.

Finalmente, en el ANEXO B (Tabla B1 y B2) se puede observar que todas las pilas cumplen con la desigualdad $\sum QF_c < R$, por lo que proporcionan un adecuado comportamiento de edificación ante condiciones dinámicas.

En conclusión, el sistema de cimentación del Edificio Terminal conformado por una losa con contratrabes y pilas circulares, no alcanza el estado límite de falla por capacidad de carga para el segundo tipo de combinación. Por lo anterior, la condición actual de la

cimentación le proporciona estabilidad y buen desempeño a la estructura ante condiciones dinámicas.

6.4.1.2.4 Dedo Norte

A. Revisión de la cimentación en su conjunto

Para determinar las compresiones y tensiones máximas que se generan por el momento de volteo a nivel de cimentación cuando la estructura es sometida a una fuerza horizontal en la dirección X y Y,

La fuerza sísmica F_s se estimó igualmente como el producto entre la sumatoria de acciones permanentes y variables correspondientes, y la aceleración a igual a 0.18 g (Ver Figura 6. 40). A continuación en la Figura 6. 43 se presentan los resultados de la distribución de esfuerzos a nivel de cimentación cuando la estructura es sometida a una fuerza horizontal en la dirección X y Y.

Adicionalmente, en la Figura 6. 44 se presenta un esquema de la cimentación en planta del Dedo Norte con los esfuerzos obtenidos para cada uno de los cuatro puntos críticos de análisis.

Del espectro		CM+CVinst	
Fs (t)	4631.29		25729.37
M (t.m)	46312.87	Número de pilotes	400
		Ht (m)	15.00

Digrama de esfuerzos		Sismo dirección X		Sismo dirección Y	
	A (m ²)	7596.54	100% X, 30% Y		100% Y, 30% X
	M(t.m)	46312.87			
1	x (+)	63.91	w_1 (t/m ²)	3.80	4.22
	y (+)	24.14			
2	x (+)	93.92	w_2 (t/m ²)	3.43	2.74
	y (-)	-22.62			
3	x (-)	-79.49	w_3 (t/m ²)	2.94	2.59
	y (-)	-22.62			
4	x (-)	-79.49	w_4 (t/m ²)	3.40	4.10
	y (+)	24.14			
	Ix (m ⁴)	1433588.86			
	Iy (m ⁴)	16377682.08			

Figura 6. 43. Distribución de esfuerzos a nivel de cimentación del Dedo Norte

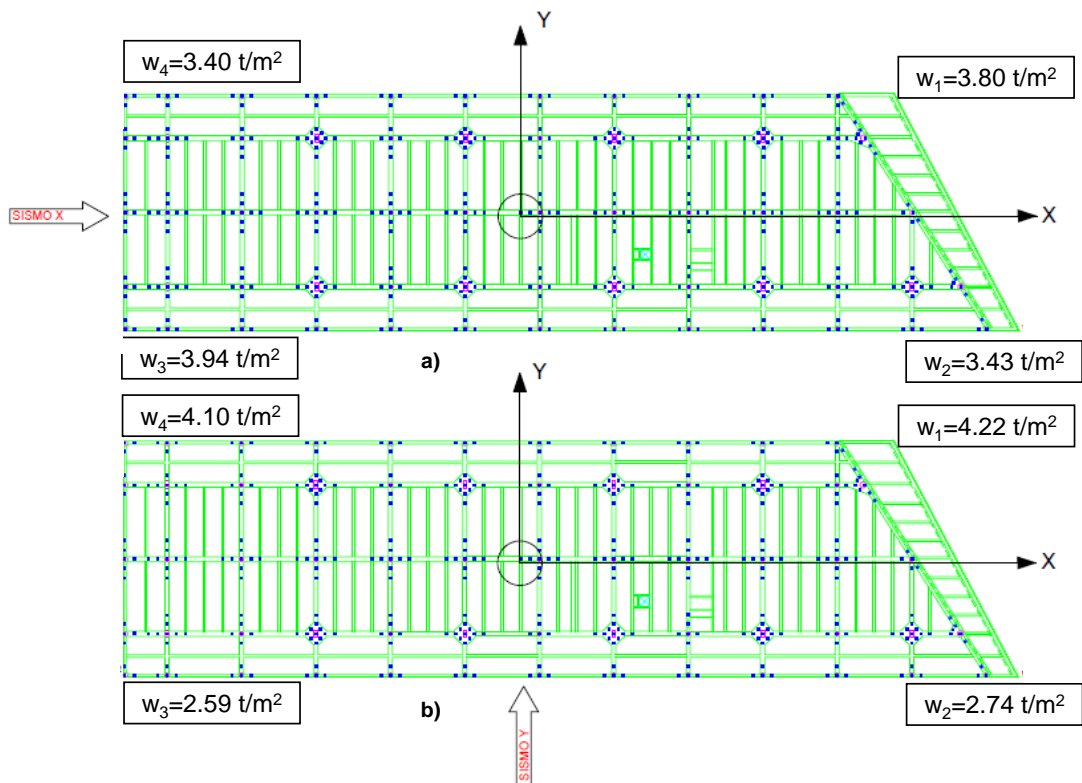


Figura 6. 44. Distribución de esfuerzos a nivel de cimentación del Dedo Norte (a) 100% dirección X y 30% en Y (b) 100% dirección Y y 30% en X.

En las figuras anteriores se puede observar que no se presentan tensiones a lo largo del sistema de cimentación para ninguna de las direcciones en las que se aplica la fuerza sísmica F_s .

B. Revisión de los subgrupos de pilotes

El análisis de estabilidad de los pilotes de fricción del Dedo Norte sólo se realizó mediante la revisión de los subgrupos perimetrales de la estructura. Lo anterior, responde a que dichos elementos son los más exigidos al momento de presentarse un sismo en cualquiera de las dos direcciones.

Para estimar los incrementos de las cargas verticales por sismo q_{si} en cada uno de los subgrupos por los momentos de volteo, se hizo uso de la Ecuación (6.6) y de la Ecuación (6.7) en el caso de 100% de intensidad del sismo en la dirección X y 100% de intensidad en la dirección Y, respectivamente.

La verificación de la seguridad y estabilidad de los pilotes de fricción del Dedo Norte para el segundo tipo de combinación, se hace mediante el cumplimiento de la desigualdad de la Ecuación (4.17) ($\sum QF_c < R$) despreciando, al igual que se hizo para el Edificio Terminal, la capacidad del sistema suelo-losa. En dicha ecuación la capacidad de carga

del subgrupo R es igual a la estimada previamente para la verificación de la estabilidad bajo condiciones estáticas.

Finalmente, en el ANEXO B (Tabla B3 y B4) se presentan los resultados obtenidos para este análisis. En la Tabla B3, en donde el sismo actúa en la dirección X, ningún subgrupo cumple con la desigualdad $\sum QF_c < R$. Por otra parte, en la Tabla B4, en donde el sismo actúa en la dirección Y, los únicos subgrupos que son estables antes condiciones sísmicas son G1, G13 y G30.

C. Revisión del sistema suelo-losa de cimentación

La estabilidad del sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Norte para condiciones dinámicas se verifica con el cumplimiento de la desigualdad de la Ecuación (4.13) para estructuras desplantadas en suelos cohesivos ($\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_v$), teniendo en cuenta un factor de resistencia $F_R = 0.70$. Cabe hacer notar que en las acciones permanentes para este segundo tipo de combinación no se considera el peso de los pilotes de fricción.

Para tomar en cuenta las excentricidades generadas por las solicitaciones sísmicas se consideran las dimensiones reducidas de la losa de cimentación. Dichas dimensiones se estimaron considerando las siguientes expresiones.

- Excentricidad

$$e = \frac{M}{CM + CV_{int}} \quad (6.8)$$

- Ancho efectivo

$$B' = B - 2e \quad (6.9)$$

- Longitud efectiva

$$L' = L - 2e \quad (6.10)$$

Donde,

e : Excentricidad;

M : Momento de volteo;

CM : Carga muerta máxima y peso propio de los elementos estructurales de la cimentación (acciones permanentes);

CV_{int} : Carga viva instantánea (acciones variables);

B : Ancho de la losa;

B' : Ancho efectivo de la losa;

L : Longitud de la losa;

L' : Longitud efectiva de la losa.

A continuación en la Figura 6. 45 se presenta la revisión del sistema suelo-losa de cimentación para el segundo de tipo de combinación, en donde se tiene en cuenta la acción de una fuerza sísmica a nivel de cimentación en dirección X y Y. En esta figura

se puede observar que dicho sistema cumple satisfactoriamente con la desigualdad $\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_v$ ante sollicitaciones sísmicas en ambas direcciones.

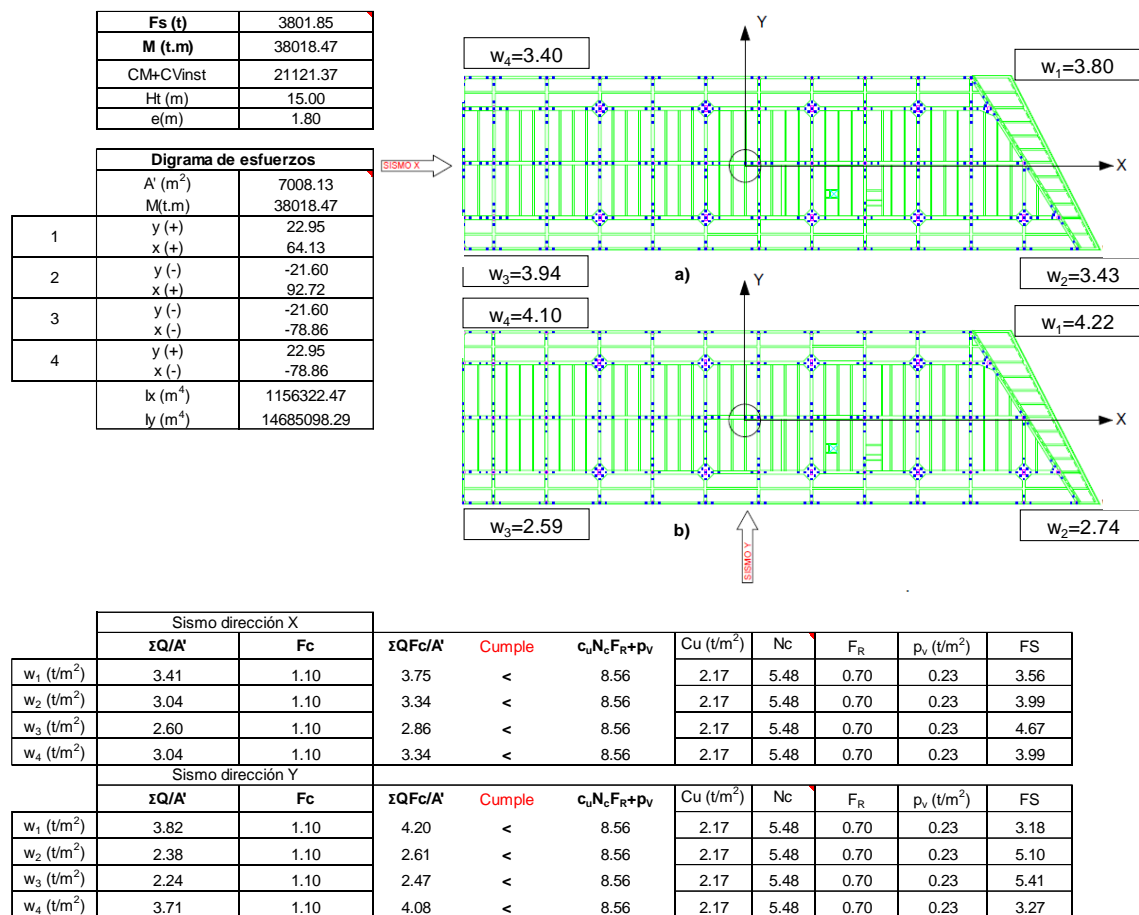


Figura 6. 45. Revisión del sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Norte para el segundo tipo de combinación

En conclusión, el sistema de cimentación del Dedo Norte conformado por una losa con contratrabes y pilotes de fricción cuadrados, no alcanza el estado límite de falla por capacidad de carga para el segundo tipo de combinación, ya que el sistema suelo-losa de cimentación cumple con los requerimientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)). Por lo anterior, la condición actual de la cimentación le proporciona estabilidad y buen desempeño a la estructura ante condiciones dinámicas.

6.4.1.2.5 Dedo Sur

A. Revisión de la cimentación en su conjunto

Para determinar la distribución de esfuerzos a nivel de cimentación cuando la estructura es sometida a una fuerza horizontal en la dirección X y Y se sigue el mismo

procedimiento que se llevó a cabo en el Edificio Terminal y Dedo Norte, pero teniendo en cuenta las acciones permanentes y variables correspondientes.

A continuación en la Figura 6. 46 se presentan los resultados de la distribución de esfuerzos para el sistema en conjunto a nivel de cimentación en cuatro puntos críticos. Lo anterior, con el fin de verificar de forma general que no se presentan esfuerzos de tensión por los momentos de volteo generados por la fuerza horizontal. Por otro lado, en la Figura 6. 47 y Figura 6. 48 se presenta la cimentación en planta del Dedo Sur para ilustrar los resultados obtenidos en la Figura 6. 46.

Del espectro			CM+CVinst	
Fs (t)			35894.60	
M (t.m)			Número de pilotes	
			528	
			Ht (m)	
			15.00	

Digrama de esfuerzos			Sismo dirección X		Sismo dirección Y	
A (m ²)			100% X, 30% Y		100% Y, 30% X	
M(t.m)			64610.28			
1	x (+)	111.22	w ₁ (t/m ²)	3.78	4.22	
	y (+)	24.22				
2	x (+)	111.22	w ₂ (t/m ²)	3.33	2.71	
	y (-)	-22.53				
3	x (-)	-128.77	w ₃ (t/m ²)	2.98	2.60	
	y (-)	-22.52				
4	x (-)	-83.77	w ₄ (t/m ²)	3.50	4.13	
	y (+)	24.22				
Ix (m ⁴)			1997223.33			
Iy (m ⁴)			44674118.51			

Figura 6. 46. Distribución de esfuerzos a nivel de cimentación del Dedo Sur

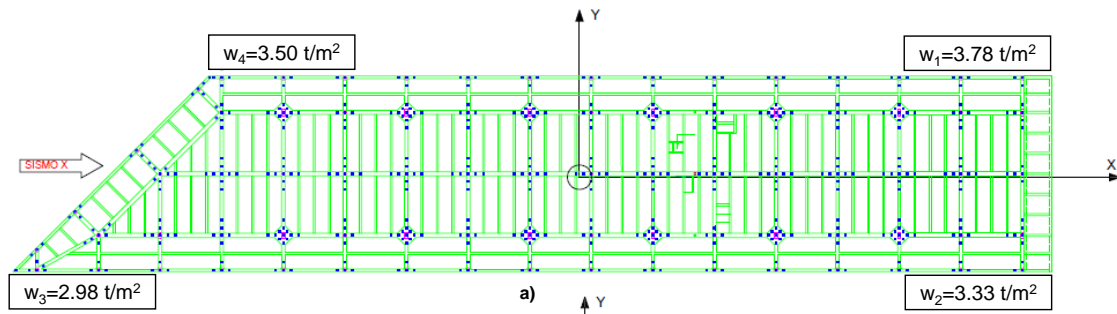


Figura 6. 47. Distribución de esfuerzos a nivel de cimentación del Dedo Sur (a) 100% dirección X y 30% en Y (b) 100% dirección Y y 30% en X.

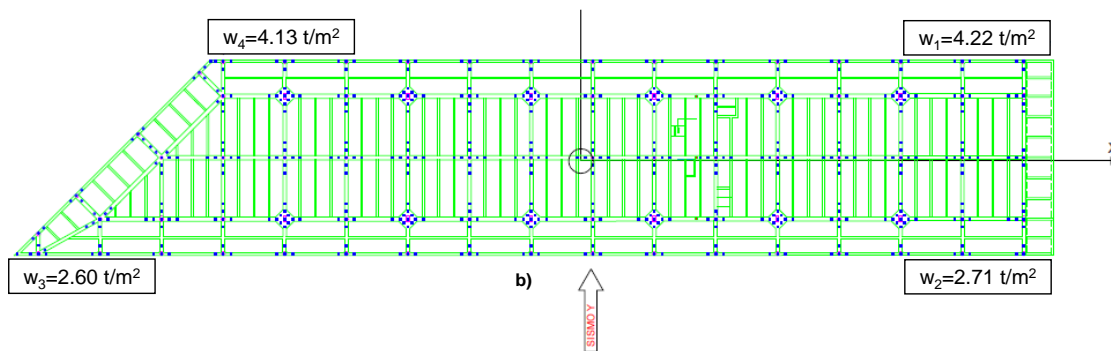


Figura 6. 48 Distribución de esfuerzos a nivel de cimentación del Dedo Sur 100% dirección Y y 30% en X.

En las figuras anteriores se puede observar que no se presentan tensiones a lo largo del sistema de cimentación para ninguna de las direcciones en las que se aplica la fuerza sísmica F_s .

B. Revisión de los subgrupos de pilotes

El análisis de estabilidad de los pilotes de fricción se realizó de la misma forma como se hizo previamente para el Dedo Norte, es decir, revisando los subgrupos perimetrales de la estructura.

Para estimar los incrementos de las cargas verticales por sismo q_{si} en cada uno de los subgrupos por los momentos de volteo, se hizo uso igualmente de la Ecuación (6.6) y de la Ecuación (6.7) en el caso de 100% de intensidad del sismo en la dirección X y 100% de intensidad en la dirección Y, respectivamente.

La verificación de la seguridad y estabilidad de los pilotes de fricción, se hace mediante el cumplimiento de la desigualdad de la Ecuación (4.17) ($\sum QF_c < R$) despreciando la capacidad del sistema suelo-losa. En dicha ecuación la capacidad de carga del subgrupo R es igual a la estimada previamente para la verificación de la estabilidad bajo condiciones estáticas.

Por último, en el ANEXO B (Tabla B5 y B6) se presentan los resultados de la revisión de la cimentación considerado el sismo en la dirección X y Y respectivamente. Allí, se puede observar que ningún subgrupo cumple con la desigualdad $\sum QF_c < R$.

C. Revisión del sistema suelo-losa de cimentación

La estabilidad del sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Sur para condiciones dinámicas se verifica igualmente con el cumplimiento de la desigualdad de la Ecuación (4.13) para estructuras desplantadas en suelos cohesivos ($\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_V$), teniendo en cuenta un factor de resistencia $F_R = 0.70$. Cabe hacer notar que en las acciones permanentes para este segundo tipo de combinación tampoco se considera el peso de los pilotes de fricción.

Para determinar la excentricidad y las dimensiones efectivas se utilizan igualmente las expresiones presentadas en la Ecuaciones (6.8), (6.9) y (6.10).

Finalmente, en la Figura 6. 49 se presenta la revisión del sistema suelo-losa de cimentación para el segundo de tipo de combinación, en donde se tiene en cuenta la acción de una fuerza sísmica a nivel de cimentación en dirección X y Y. Por otro lado, en la Figura 6. 50 se presentan los esfuerzos transmitidos a la losa por efecto de las cargas permanentes, variables y los momentos de volteo generados por el sismo.

En la Figura 6. 49 se puede observar que dicho sistema cumple satisfactoriamente con la desigualdad $\sum QF_c/A < c_u N_c F_R + p_v$ para condiciones dinámicas.

Fs (t)		5366.17
M (t.m)		53661.67
CM+CVinst		29812.04
Ht (m)		15.00
e(m)		1.80

Digrama de esfuerzos				
A' (m ²)		9863.46	Sismo dirección X	
M(t.m)		53661.67	100% X, 30% Y	
1	y (+)	23.08	w ₁ (t/m ²)	3.40
	x (+)	110.83		
2	y (-)	-21.58	w ₂ (t/m ²)	2.96
	x (+)	110.83		
3	y (-)	-21.57	w ₃ (t/m ²)	2.64
	x (-)	-132.38		
4	y (+)	23.08	w ₄ (t/m ²)	3.13
	x (-)	-87.73		
Ix (m ⁴)		1633368.76		
Iy (m ⁴)		40922435.13		

Sismo dirección X										
	$\sum Q/A'$	Fc	$\sum QF_c$	Cumple	$c_u N_c F_R + p_v$	Cu (t/m ²)	Nc	Fr	p _v (t/m ²)	FS
w ₁ (t/m ²)	3.40	1.10	3.73	<	8.40	2.17	5.38	0.70	0.23	3.51
w ₂ (t/m ²)	2.96	1.10	3.25	<	8.40	2.17	5.38	0.70	0.23	4.03
w ₃ (t/m ²)	2.64	1.10	2.90	<	8.40	2.17	5.38	0.70	0.23	4.52
w ₄ (t/m ²)	3.13	1.10	3.45	<	8.40	2.17	5.38	0.70	0.23	3.80

Sismo dirección Y										
	$\sum Q/A'$	Fc	$\sum QF_c$	Cumple	$c_u N_c F_R + p_v$	Cu (t/m ²)	Nc	Fr	p _v (t/m ²)	FS
w ₁ (t/m ²)	3.82	1.10	4.21	<	8.40	2.17	5.38	0.70	0.23	3.11
w ₂ (t/m ²)	2.36	1.10	2.59	<	8.40	2.17	5.38	0.70	0.23	5.05
w ₃ (t/m ²)	2.26	1.10	2.49	<	8.40	2.17	5.38	0.70	0.23	5.26
w ₄ (t/m ²)	3.75	1.10	4.12	<	8.40	2.17	5.38	0.70	0.23	3.18

Figura 6. 49. Revisión del sistema suelo-losa de cimentación del Dedo Sur para el segundo tipo de combinación.

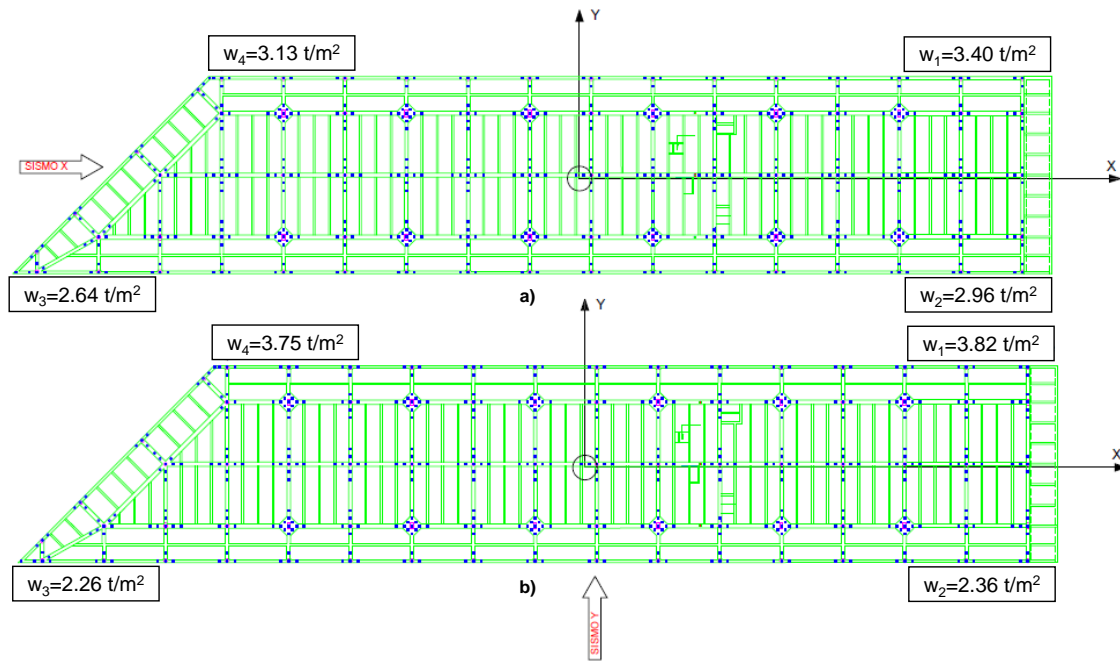


Figura 6. 50 Revisión de la losa de cimentación del Dedo Sur (a) 100% dirección X y 30% en Y (b) 100% dirección Y y 30% en X.

En conclusión, la cimentación actual del Dedo Sur conformada por la losa con contratrabes y pilotes de fricción, tampoco alcanza el estado límite de falla por capacidad de carga para condiciones dinámicas, ya que el sistema suelo-losa cumple con los requerimientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)).

6.4.2 Estado límite de servicio

Para revisar el estado límite de servicio de cada una de las estructuras que conforman la Terminal 2 se debe evaluar el comportamiento de la losa y de los elementos profundos por si solos, teniendo en cuenta un factor de carga unitario para todas las acciones de carga.

Los asentamientos inmediatos de las losas de cimentación se calcularán con la ecuación de K. Egorov (1958) en donde el módulo de elasticidad no drenado E_u se estimará a partir de ensayos triaxiales tipo CU realizados en muestras obtenidas a diferentes profundidades. Por su parte, para determinar los asentamientos diferidos se tendrá en cuenta la teoría de Terzaghi, considerando un medio flexible y carga aplicada igual al peso propio de cada una de las estructuras y a la carga viva máxima correspondiente. La distribución de esfuerzos se realizará mediante la teoría de Boussinesq.

Finalmente, para determinar los asentamientos diferidos de los pilotes de fricción del Dedo Norte y Dedo Sur, se tendrá en cuenta igualmente la teoría de Terzaghi, pero en este caso la distribución de esfuerzos se estimará a partir del modelo simplificado del

Ingeniero Enrique Tamez, el cual es suficientemente aproximado para cimentaciones profundas de la Ciudad de México.

6.4.2.1 Asentamiento inmediato

Los asentamientos inmediatos de cada una de las losas de cimentación de las estructuras que conforman la Terminal 2 bajo solicitaciones estáticas se determinarán teniendo en cuenta la teoría de la elasticidad (Ver numeral 4.2.1.1.1) en donde se acepta la linealidad de la relación esfuerzo-deformación de las arcillas saturadas, en compresión no drenada, ante la aplicación de cargas rápidas.

Para determinar un módulo de elasticidad no drenado E_u representativo para toda la Formación Arcillosa Superior (FAS) se tienen en cuenta ensayos triaxiales tipo CU.

A continuación se presenta la expresión para determinar el módulo de elasticidad no drenado,

$$E_u = \frac{q_{50}}{\varepsilon_{50}} \quad (6.11)$$

Donde,

E_u : Módulo de elasticidad no drenado;

q_{50} : Esfuerzo desviador medio que corresponde al 50% del esfuerzo desviador axial máximo q_f que produce la falla del suelo;

ε_{50} : Deformación axial unitaria correspondiente al esfuerzo desviador medio q_{50} .

En la Tabla 6. 12 se presentan los módulos de elasticidad no drenados obtenidos de las curvas esfuerzo desviador-deformación unitaria axial de las pruebas triaxiales consolidadas no drenadas que se presentan a continuación en la Figura 6. 51 y Figura 6. 52.

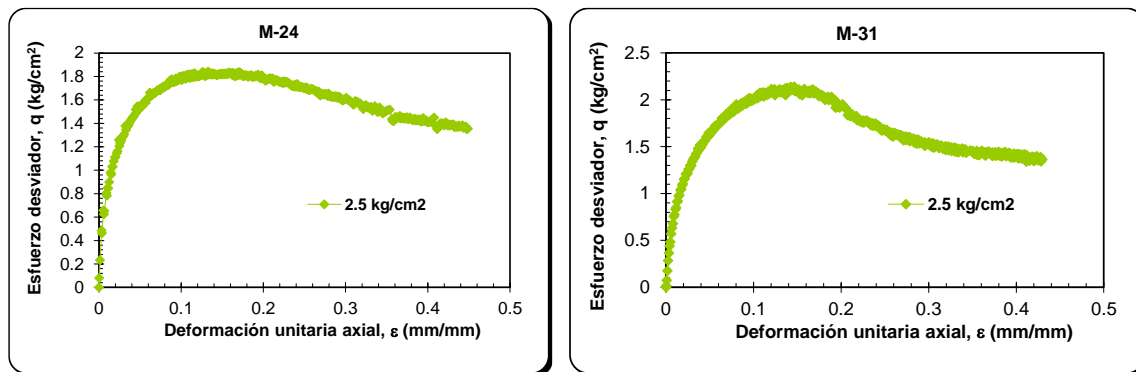


Figura 6. 51 Curvas esfuerzo desviador – deformación unitaria axial de pruebas triaxiales tipo CU para las muestras M-24 y M31 (IIUNAM, 2014)

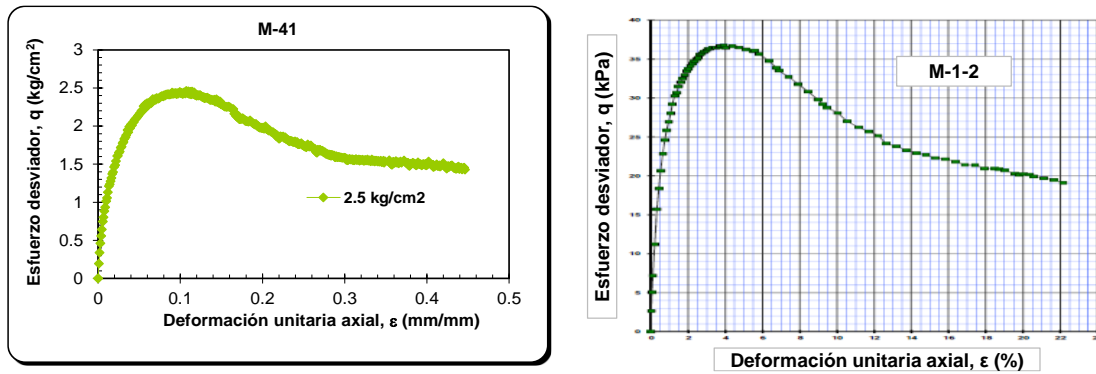


Figura 6. 52 Curvas esfuerzo desviador – deformación unitaria axial de pruebas triaxiales tipo CU para las muestras M-41 y M-1-2 (IIUNAM, 2014)

Tabla 6. 12 Módulo de elasticidad para la FAS

	Muestra	Tipo	Profundidad (m)			E_{50} (kg/cm ²)
			De	Hasta	Promedio	
FAS 1	M-1-2	CU	3.10	4.00	3.55	37.72
FAS 2	M-24	CU	14.70	15.60	15.15	72.85
	M-31	CU	20.40	21.30	20.85	59.32
FAS 3	M-41	CU	28.60	29.50	29.05	84.84
$E_{50promedio}$ (kg/cm ²)						63.68

Para determinar el asentamiento inmediato ρ_i de las losas de cimentación del Edificio Terminal, Dedo Norte y Dedo Sur, se emplea la ecuación de K.E Egorov (1958) presentada previamente en el numeral 4.2.1.1.1 de este trabajo (Ver Ecuación (4.2) para losas rígidas.

En la Figura 6. 53 se presentan los resultados obtenidos para cada una de las estructuras teniendo en cuenta el primer tipo de combinación de cargas.

TERMINAL		DEDO NORTE		DEDO SUR	
Losa		Losa		Losa	
CMmáx+CVmáx (t)	93711.86	CMmáx+CVmáx (t)	22806.86	CMmáx+CVmáx (t)	32102.23
v	0.50	v	0.50	v	0.50
L(m)	260.30	L(m)	174.68	L(m)	246.22
B (m)	98.60	B (m)	47.66	B (m)	47.65
A (m ²)	25665.04	A (m ²)	8325.36	A (m ²)	11731.86
z(m)	36	z(m)	36	z(m)	36
p _m (t/m ²)	3.65	p _m (t/m ²)	2.74	p _m (t/m ²)	2.74
E _u (t/m ²)	636.83	E _u (t/m ²)	636.83	E _u (t/m ²)	636.83
L/B	2.64	L/B	3.67	L/B	5.17
z/B	0.37	z/B	0.76	z/B	0.76
F _r	0.43	F _r	0.75	F _r	0.75
ρ _i (cm)	18.23	ρ _i (cm)	11.53	ρ _i (cm)	11.52

Figura 6. 53 Asentamiento inmediato de la losa de cimentación del Edificio Terminal, Dedo Norte y Dedo Sur.

6.4.2.2 Asentamiento diferido

El asentamiento diferido se desarrolla a largo plazo después de la aplicación de la carga instantánea. Dicho asentamiento se produce por el cambio de volumen en los depósitos arcillosos debido a la expulsión del agua de los poros (proceso de consolidación).

Para determinar los asentamientos diferidos de las losa de cimentación se tuvo en cuenta la teoría de Terzaghi mediante la Ecuación (4.10) ($\rho_d = \sum_{i=1}^n m_{vi} h_i \Delta p'_i$). En dicha expresión, el módulo de compresibilidad volumétrica para cada estrato m_{vi} se estimó de los ensayos de consolidación unidimensional en las muestras respectivas. Por otro lado, el valor aproximado del incremento de esfuerzo vertical $\Delta p'_i$ se determinó mediante el modelo analítico de Boussinesq, considerando la masa de suelo como un medio elástico ideal, homogéneo, isotrópico y semi-infinito.

Es importante resaltar que para calcular el asentamiento diferido de las losas de cimentación se tuvieron en cuenta como estratos compresibles tanto la Formación Arcillosa Superior (FAS) como la Formación Arcillosa Inferior (FAI). A continuación en la Figura 6. 54 y Figura 6. 55 se presentan los resultados obtenidos para cada edificación.

Edificio Terminal- Losa de cimentación							
Estrato	Profundidad [m]			Espesor [m]	$\Delta p'$ [t/m ²]	m _v [cm ² /kg]	ρ _d [cm]
	Desde	Hasta	Media				
FAS 1	1.00	6.40	3.70	5.40	3.65	0.10	19.71
	6.40	11.80	9.10	5.40	3.64	0.10	19.66
FAS 2	11.80	17.35	14.58	5.55	3.61	0.10	20.04
	17.35	22.90	20.13	5.55	3.56	0.10	19.76
FAS 3	22.90	26.95	24.93	4.05	3.49	0.10	14.13
	26.95	31.00	28.98	4.05	3.42	0.10	13.85
FAS 4	31.00	36.00	33.50	5.00	3.33	0.10	16.65
FAI 1	39.80	45.00	42.40	5.20	3.13	0.05	8.14
FAI 2	47.00	52.50	49.75	5.50	2.95	0.05	8.11
Total						140.05	

Figura 6. 54. Asentamiento diferido de la losa de cimentación del Edificio Terminal

Dedo Norte-Losa de cimentación							
Estrato	Profundidad [m]			Espesor [m]	$\Delta p'$ [t/m ²]	m_v [cm ² /kg]	ρ_d [cm]
	Desde	Hasta	Media				
FAS 1	1.00	6.40	3.70	5.40	2.74	0.10	14.80
	6.40	11.80	9.10	5.40	2.68	0.10	14.47
FAS 2	11.80	17.35	14.58	5.55	2.56	0.10	14.21
	17.35	22.90	20.13	5.55	2.37	0.10	13.15
FAS 3	22.90	26.95	24.93	4.05	2.2	0.10	8.91
	26.95	31.00	28.98	4.05	2.04	0.10	8.26
FAS 4	31.00	36.00	33.50	5.00	1.89	0.10	9.45
FAI 1	39.80	45.00	42.40	5.20	1.61	0.05	4.19
FAI 2	47.00	52.50	49.75	5.50	1.42	0.05	3.91
Total							91.34

Dedo Sur-Losa de cimentación							
Estrato	Profundidad [m]			Espesor [m]	$\Delta p'$ [t/m ²]	m_v [cm ² /kg]	ρ_d [cm]
	Desde	Hasta	Media				
FAS 1	1.00	6.40	3.70	5.40	2.74	0.10	14.80
	6.40	11.80	9.10	5.40	2.68	0.10	14.47
FAS 2	11.80	17.35	14.58	5.55	2.56	0.10	14.21
	17.35	22.90	20.13	5.55	2.38	0.10	13.21
FAS 3	22.90	26.95	24.93	4.05	2.2	0.10	8.91
	26.95	31.00	28.98	4.05	2.05	0.10	8.30
FAS 4	31.00	36.00	33.50	5.00	1.90	0.10	9.50
FAI 1	39.80	45.00	42.40	5.20	1.63	0.05	4.24
FAI 2	47.00	52.50	49.75	5.50	1.44	0.05	3.96
Total							91.60

Figura 6. 55 Asentamiento diferido de la losa de cimentación de los Dedo Norte y Sur

Finalmente, para determinar el asentamiento diferido de los grupos de pilotes del Dedo Norte y Dedo Sur generado por la consolidación a largo plazo de los estratos de arcilla se tiene en cuenta igualmente la teoría de Terzaghi mediante la expresión de la (4.10) ($\rho = \sum_{i=1}^n m_{vi} h_i \Delta p'_i$). En este caso, el incremento de esfuerzo vertical $\Delta p'_i$ se estima a partir del modelo simplificado del Ingeniero Enrique Tamez González presentado en la Figura 4. 10 (Ver Ecuación (6.11)).

$$\Delta p'_i = \frac{P}{\left(B + \frac{l}{2} + z\right)\left(L + \frac{l}{2} + z\right)} \quad (6.12)$$

Donde,

$\Delta p'_i$: Incremento del esfuerzo vertical;

P : Carga transferida a la cabeza de los pilotes;

z : Profundidad media del estrato de suelo compresible;

B : Ancho de la losa rígida;

L : Longitud de la losa rígida;

l : Longitud de los pilotes.

En el cálculo del asentamiento diferido de los pilotes de fricción del Dedo Norte y el Dedo Sur se tuvo en cuenta tanto la consolidación del estrato de arcilla de la Formación Arcillosa Superior (FAS) comprendido entre la punta de los pilotes hasta la Capa Dura

(CD) como la de la Formación Arcillosa Inferior (FAI) subyacente. En la Figura 6. 56 se ilustra de forma esquemática las variables involucradas en el cálculo y en la Figura 6. 57 los resultados obtenidos.

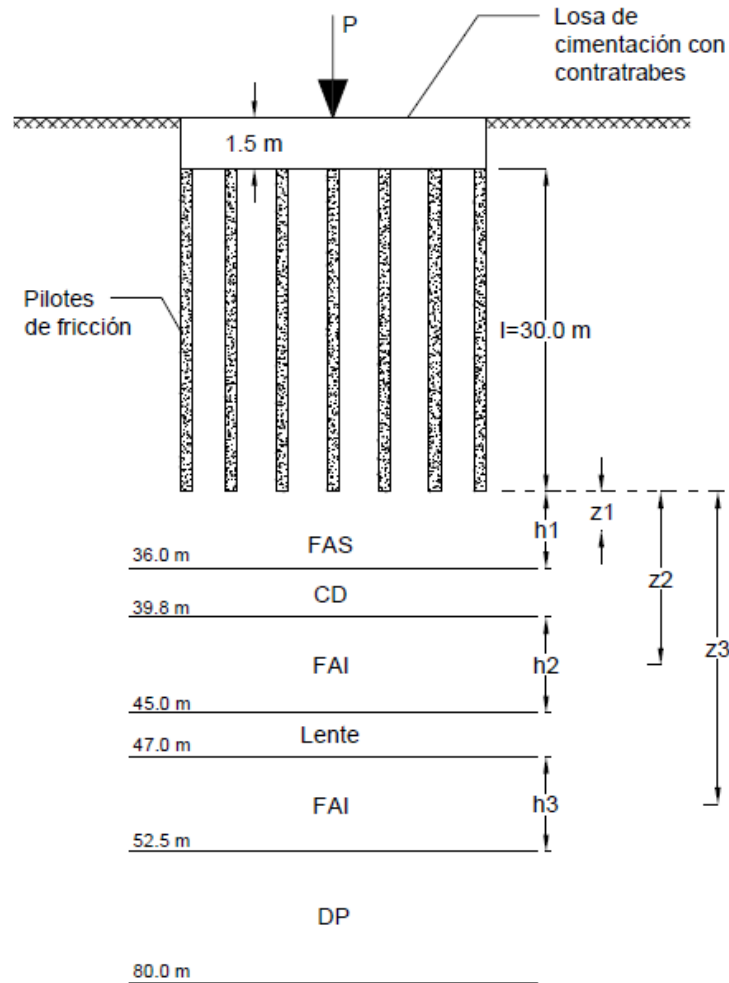


Figura 6. 56 Variables involucradas en el cálculo de asentamientos diferidos del conjunto de pilotes de fricción del Dedo Norte y Dedo Sur.

DEDO NORTE		DEDO SUR	
Pilotes de fricción		Pilotes de fricción	
m_{vFAS} (m ² /t)	0.010	m_{vFAS} (m ² /t)	0.010
m_{vFAI} (m ² /t)	0.005	m_{vFAI} (m ² /t)	0.005
P(t)	22806.86	P(t)	32102.23
h_1 (m)	4.50	h_1 (m)	4.50
h_2 (m)	5.20	h_2 (m)	5.20
h_3 (m)	5.50	h_3 (m)	5.50
B (m)	47.66	B (m)	47.65
L (m)	174.68	L (m)	246.22
l (m)	30	l (m)	30
z_1 (m)	2.25	z_1 (m)	2.25
z_2 (m)	10.90	z_2 (m)	10.90
z_3 (m)	18.25	z_3 (m)	18.25
$\Delta p_1'$ (t/m ²)	1.83	$\Delta p_1'$ (t/m ²)	1.88
$\Delta p_2'$ (t/m ²)	1.55	$\Delta p_2'$ (t/m ²)	1.60
$\Delta p_3'$ (t/m ²)	1.36	$\Delta p_3'$ (t/m ²)	1.42
ρ_{d1} (cm)	8.24	ρ_{d1} (cm)	8.45
ρ_{d2} (cm)	4.02	ρ_{d2} (cm)	4.17
ρ_{d3} (cm)	3.73	ρ_{d3} (cm)	3.90
ρ_T (cm)	15.98	ρ_T (cm)	16.52

Figura 6. 57. Asentamiento diferido de los pilotes de fricción del Dedo Norte y del Dedo Sur.

Según las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)) para determinar el estado límite de servicio de las pilas de punta del Edificio Terminal se deben estimar los asentamientos tomando en cuenta la deformación propia de los elementos y la de los estratos localizados bajo el nivel de apoyo de las puntas. Sin embargo, para este último caso no se calculó un asentamiento diferido dado que estos elementos se encuentran empotrados en los Depósitos Profundos (DP).

El asentamiento elástico de las pilas se determinó mediante la siguiente expresión,

$$\rho_c = \frac{C_p l}{10A_p E_c} \quad (6.13)$$

Donde,

- ρ_c : Asentamiento elástico de la pila;
- C_p : Capacidad de carga de punta de la pila;
- l : Longitud de la pila;
- A_p : Área transversal de la base de la pila;
- E_c : Módulo de elasticidad de concreto.

Para calcular el módulo de elasticidad del concreto E_c se tiene en cuenta la expresión presentada en NTC (GDF, 2004 (e)) para concreto clase 1 elaborado con agregado grueso calizo, la cual se presenta en la Ecuación (6.13).

$$E_c = 14000\sqrt{f'c} \quad (6.14)$$

En la Figura 6. 58 se puede observar que el asentamiento por contracción elástica de las pilas del Edificio Terminal es 5.82 cm en promedio.

Pila de $\Phi=1.20$ m		Pila de $\Phi=1.50$ m	
f'c (kg/cm ²)	300	f'c (kg/cm ²)	300
l (m)	57	l (m)	57
A _p (m ²)	1.13	A _p (m ²)	1.77
C _p (t)	3154.72	C _p (t)	3819.79
E _c (kg/cm ²)	242487.11	E _c (kg/cm ²)	242487.11
ρ_c (cm)	6.56	ρ_c (cm)	5.08

Figura 6. 58. Asentamiento por contracción elástica del concreto de las pilas del Edificio Terminal

Para determinar la emersión actual del Edificio Terminal se considera la velocidad de hundimiento de la zona de 21.47 cm/año (Ver Figura 3. 14) y los 7 años transcurridos desde su entrada en operación. De lo anterior, se tiene que la emersión de la edificación es de 1.50 m.

La revisión del estado límite de servicio por asentamientos de los sistemas de cimentación de las estructuras que conforman la Terminal 2 se resume en la siguiente tabla:

Tabla 6. 13. Resultados de asentamientos

Estructura	Losa de cimentación			Pilas de punta	Pilotes de fricción
	ρ_i (cm)	ρ_d (cm)	ρ_T (cm)	ρ_c (cm)	ρ_d (cm)
Edificio Terminal	18.23	140.20	158.43	5.82	-
Dedo Norte	11.53	91.51	103.04	-	15.98
Dedo Sur	11.52	91.66	103.18	-	16.52

ρ_i : Asentamiento inmediato;

ρ_T : Asentamiento total;

ρ_d : Asentamiento diferido;

ρ_c : Contracción elástica del concreto;

En conclusión, cuando se revisan las edificaciones de la Terminal 2 para el estado límite de servicio se puede observar que las losas de cimentación por si solas no cumplen con los límites máximos de asentamiento para construcciones colindantes localizadas en la Zona III (Ver Tabla 6. 14). Sin embargo, los asentamientos del Dedo Norte y Sur se consideran aceptables cuando la revisión se realiza teniendo en cuenta los pilotes de fricción.

Por otro lado, la emersión estimada para el Edificio Terminal no cumple con los límites establecidos.

Tabla 6. 14. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación (GDF, 2004 (c)).

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
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En la zona II y III:		
	Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
Asentamiento:	Construcciones aisladas	30 cm
	Construcciones colindantes	15 cm
Emersión:	Construcciones aisladas	30 cm
	Construcciones colindantes	15 cm
	Velocidad del componente diferido	1cm /sem

6.4.2.3 Cálculo de asentamientos de cimentación sobre pilotes de fricción (León y Reséndiz, 1979)

Para determinar los esfuerzos normales y los asentamientos inducidos por la presencia de una cimentación a base de pilotes de fricción en un medio continuo, León y Reséndiz (1979) propusieron un método que se basa en la transformación aproximada del problema de Mindlin a uno de Boussinesq equivalente. Dicho método se basa en las siguientes hipótesis:

- **Hipótesis 1:** Se supondrá que la densidad de los pilotes es suficientemente grande y uniforme en toda el área de cimentación para que pueda considerarse que el sistema de cargas impuesto al suelo por punta y por cada diferencial de longitud del conjunto de pilotes es equivalente a una carga de la misma magnitud total distribuida uniformemente, a la profundidad correspondiente, en el área encerrada por la envolvente del conjunto de pilotes. Para determinar la presión uniforme Δp_h aplicada a una profundidad h y equivalente al sistema de cargas transmitidas al suelo por el diferencial de longitud Δh de n pilotes se emplea la siguiente expresión:

$$\Delta p_h = \frac{\sum_{i=1}^n f_{hi} P_{hi} \Delta h}{A} \quad (6.15)$$

Y la presión uniforme Δp_p aplicada a la profundidad $D_f + L$ y equivalente al sistema de carga de punta del conjunto de pilotes es:

$$\Delta p_p = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{pi}}{A} \quad (6.16)$$

Donde,

f_{hi} : Fricción o adherencia unitaria desarrollada entre pilote y el suelo a la profundidad h ;

P_{hi} : Perímetro de la sección recta del pilote a la misma profundidad;

Q_{pi} : Fuerza en la punta de los pilotes;

A : Área en planta encerrada por la envolvente de los n pilotes.

- **Hipótesis 2:** La deformación del suelo bajo la cimentación es predominantemente vertical y debida al incremento de esfuerzo normal en esa misma dirección.

De acuerdo, con la solución de Mindlin, una carga puntual aplicada verticalmente hacia abajo en el interior del semiespacio elástico produce incrementos de esfuerzo vertical positivos en puntos situados bajo el nivel de aplicación de la carga, y negativos en puntos por encima de dicho nivel (Reséndiz y Auvinet, 1961). En este caso, para una carga uniformemente repartida aplicada en una superficie horizontal, el incremento de esfuerzo puede expresarse como:

$$\Delta c_h = \Delta p_h I \quad (6.17)$$

Donde, I es la función de influencia que depende de la profundidad y de las dimensiones del área cargada. Dicho parámetro varía entre 1.0 y 0.5 (Ver Figura 6. 59).

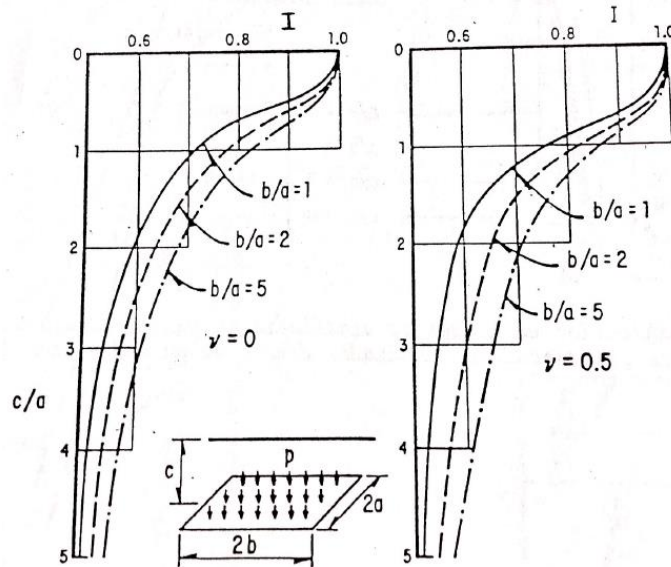


Figura 6. 59 Valores de I al centro de un área rectangular uniformemente cargada (León y Reséndiz, 1979)

Por condición de equilibrio, inmediatamente arriba del área de aplicación de la carga aparece un decremento de esfuerzo vertical, Δd_h , cuyo valor absoluto es el complemento de Δc_h . (Ver Ecuación (6.17)).

$$\Delta d_h = -\Delta p_h(1 - I) \quad (6.18)$$

Luego, para determinar los esfuerzos verticales en cualquier otro punto del suelo se emplea la solución de Boussinesq suponiendo lo siguiente:

- El incremento de esfuerzo Δc_h produce incrementos de esfuerzo solo hacia abajo del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie del semiespacio.
- El decremento de esfuerzo Δd_h produce decrementos de esfuerzo solo hacia arriba del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie de un semiespacio que se prolonga hacia arriba.

A continuación se presenta el procedimiento que se siguió para determinar los asentamientos de las cimentaciones sobre pilotes de fricción de los Dedos Norte y Sur.

1. Se establece la zona compresible limitada por dos fronteras horizontales.

La frontera superior se determina a partir de la posición del eje neutro a lo largo de los pilotes de fricción, y la inferior a la máxima profundidad a la que se encuentran los estratos compresibles.

Para determinar la posición del eje neutro se considera la siguiente expresión,

$$\Sigma Q + FN = FP + C_p \quad (6.19)$$

Donde,

ΣQ : Sumatoria de cargas a nivel de cimentación transmitidas;

FN : Fricción negativa;

FP : Fricción positiva;

C_p : Capacidad de carga por punta.

Dedo Norte		Dedo Sur	
ΣQ (t)	68.54	ΣQ (t)	72.32
l (m)	0.40	l (m)	0.40
P (m)	1.60	P (m)	1.60
Lp (m)	30	Lp (m)	30
A (m ²)	0.16	A (m ²)	0.16
n	400	n	528
f (t/m ²)	2.17	f (t/m ²)	2.17
Cp (t)	4.20	Cp (t)	4.20
Wp (t)	11.52	Wp (t)	11.52
z ₀ (m)	5.73	z ₀ (m)	5.19

ΣQ : Sumatoria de cargas a nivel de cimentación;

l: Lado de la sección transversal del pilote;

P: Perímetro;

Lp: Longitud del pilote;

A: Área de sección transversal del pilote;

n: Número de pilotes;

f: Adherencia entre pilote-suelo;

Cp: Capacidad de carga por punta;

z₀: Eje neutro.

Figura 6. 60 Posición del eje neutro

2. Determinación del esfuerzo cortante pilote-suelo.

La distribución del esfuerzo cortante se considera constante y corresponde a la cohesión media del suelo igual a 2.17 t/m^2 .

3. Cálculo de los cambios de esfuerzo vertical en los puntos de interés.

Tabla 6. 15 Cálculo de incrementos y decrementos de los esfuerzos verticales para el Dedo Norte

Tramo	Profundidad (m)		z _p (m)	Δh (m)	Δph (t/m ²)	z _p /a	l	p _j (t/m ²)	1-l	d _j (t/m ²)
	De	Hasta								
1	5.73	10.00	7.87	4.27	0.71	0.17	0.99	0.70	0.01	-0.01
2	10.00	15.00	12.50	5.00	0.83	0.26	0.99	0.83	0.01	-0.01
3	15.00	20.00	17.50	5.00	0.83	0.37	0.99	0.82	0.02	-0.01
4	20.00	25.00	22.50	5.00	0.83	0.47	0.98	0.82	0.02	-0.02
5	25.00	31.50	28.25	6.50	1.08	0.59	0.97	1.05	0.03	-0.03
Punta	31.50	-	31.50	-	0.20	0.66	0.95	0.19	0.05	-0.01

Tabla 6. 16 Cálculo de incrementos y decrementos de los esfuerzos verticales para el Dedo Sur

Tramo	Profundidad (m)		z _p (m)	Δh (m)	Δph (t/m ²)	z _p /a	l	p _j (t/m ²)	1-l	d _j (t/m ²)
	De	Hasta								
1	5.19	10.00	7.60	4.81	0.75	0.16	0.99	0.74	0.01	-0.01
2	10.00	15.00	12.50	5.00	0.78	0.26	0.99	0.77	0.01	-0.01
3	15.00	20.00	17.50	5.00	0.78	0.37	0.99	0.77	0.02	-0.01
4	20.00	25.00	22.50	5.00	0.78	0.47	0.98	0.77	0.02	-0.02
5	25.00	31.50	28.25	6.50	1.02	0.59	0.97	0.99	0.03	-0.03
Punta	31.50	-	31.50	-	0.19	0.66	0.95	0.18	0.05	-0.01

4. Cálculo del cambio del esfuerzo vertical en los puntos abajo del nivel de aplicación de cada carga p_j y p_p mediante la solución de Boussineq

Tramo 1 $p_1=0.70 \text{ t/m}^2$ $z_p=7.87 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	2.13	11.17	40.95	0.25	0.18
15.00	7.13	3.34	12.25	0.25	0.18
20.00	12.13	1.96	7.20	0.25	0.18
25.00	17.13	1.39	5.10	0.25	0.17
31.50	23.63	1.01	3.70	0.20	0.14
36.00	28.13	0.85	3.10	0.19	0.13
45.00	37.13	0.64	2.35	0.16	0.11
52.50	44.63	0.53	1.96	0.14	0.10

Tramo 2 $p_2=0.83 \text{ t/m}^2$ $z_p=12.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
15.00	2.50	9.53	34.94	0.25	0.21
20.00	7.50	3.18	11.65	0.25	0.21
25.00	12.50	1.91	6.99	0.25	0.21
31.50	19.00	1.25	4.60	0.25	0.20
36.00	23.50	1.01	3.72	0.21	0.17
45.00	32.50	0.73	2.69	0.18	0.14
52.50	40.00	0.60	2.18	0.15	0.13

Figura 6. 61 Cálculo del incremento del esfuerzo vertical en los tramos 1 y 2 de los pilotes del Dedo Norte

Tramo 3 $p_3=0.82 \text{ t/m}^2$ $z_p=17.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
20.00	2.50	9.53	34.94	0.25	0.21
25.00	7.50	3.18	11.65	0.25	0.21
31.50	14.00	1.70	6.24	0.25	0.21
36.00	18.50	1.29	4.72	0.23	0.18
45.00	27.50	0.87	3.18	0.19	0.16
52.50	35.00	0.68	2.50	0.17	0.14

Tramo 4 $p_4=0.82 \text{ t/m}^2$ $z_p=22.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
25.00	2.50	9.53	34.94	0.25	0.20
31.50	9.00	2.65	9.70	0.25	0.20
36.00	13.50	1.77	6.47	0.20	0.16
45.00	22.50	1.06	3.88	0.21	0.17
52.50	30.00	0.79	2.91	0.18	0.15

Tramo 5 $p_5=1.05 \text{ t/m}^2$ $z_p=28.25 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
31.50	3.25	7.33	26.87	0.25	0.26
36.00	7.75	3.07	11.27	0.23	0.24
45.00	16.75	1.42	5.21	0.22	0.23
52.50	24.25	0.98	3.60	0.20	0.21

Carga por punta					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
31.50	0.00	-	-	0.25	0.05
36.00	4.50	5.30	5.30	0.23	0.04
45.00	13.50	1.77	1.77	0.21	0.04
52.50	21.00	1.13	1.13	0.19	0.04

Figura 6. 62 Cálculo del incremento del esfuerzo vertical en los tramos 3 al 5 y en la punta de los pilotes del Dedo Norte

A continuación en la Figura 6. 63 y la Figura 6. 64 se presentan los incrementos del esfuerzo vertical en los puntos abajo del nivel de aplicación de la carga p_j y p_p , para el Dedo Sur.

Tramo 1 $p_1=0.74 \text{ t/m}^2$ $z_p=7.60 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	2.40	9.91	51.19	0.25	0.19
15.00	7.40	3.22	16.63	0.25	0.19
20.00	12.40	1.92	9.92	0.25	0.19
25.00	17.40	1.37	7.07	0.25	0.18
31.50	23.90	1.00	5.15	0.20	0.15
36.00	28.40	0.84	4.33	0.19	0.14
45.00	37.40	0.64	3.29	0.16	0.12
52.50	44.90	0.53	2.74	0.14	0.11

Figura 6. 63. Cálculo del incremento del esfuerzo vertical en el tramo 1 de los pilotes del Dedo Sur

Tramo 2 $p_2=0.77 \text{ t/m}^2$ $z_p=12.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
15.00	2.50	9.53	49.24	0.25	0.19
20.00	7.50	3.18	16.41	0.25	0.19
25.00	12.50	1.91	9.85	0.25	0.19
31.50	19.00	1.25	6.48	0.25	0.19
36.00	23.50	1.01	5.24	0.21	0.16
45.00	32.50	0.73	3.79	0.18	0.14
52.50	40.00	0.60	3.08	0.15	0.12

Tramo 3 $p_3=0.77 \text{ t/m}^2$ $z_p=17.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
20.00	2.50	9.53	49.24	0.25	0.19
25.00	7.50	3.18	16.41	0.25	0.19
31.50	14.00	1.70	8.79	0.25	0.19
36.00	18.50	1.29	6.65	0.23	0.17
45.00	27.50	0.87	4.48	0.19	0.15
52.50	35.00	0.68	3.52	0.17	0.13

Tramo 4 $p_4=0.77 \text{ t/m}^2$ $z_p=22.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
25.00	2.50	9.53	49.24	0.25	0.19
31.50	9.00	2.65	13.68	0.25	0.19
36.00	13.50	1.76	9.12	0.20	0.15
45.00	22.50	1.06	5.47	0.19	0.15
52.50	30.00	0.79	4.10	0.18	0.14

Tramo 5 $p_5=0.99 \text{ t/m}^2$ $z_p=28.25 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
31.50	3.25	7.33	37.88	0.25	0.25
36.00	7.75	3.07	15.88	0.23	0.22
45.00	16.75	1.42	7.35	0.22	0.21
52.50	24.25	0.98	5.08	0.20	0.20

Carga por punta					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
31.50	0.00	-	-	0.25	0.04
36.00	4.50	5.29	5.29	0.23	0.04
45.00	13.50	1.76	1.76	0.21	0.04
52.50	21.00	1.13	1.13	0.19	0.03

Figura 6. 64.Cálculo del incremento del esfuerzo vertical en los tramos 2 al 5, y en la punta de los pilotes del Dedo Sur

5. Cálculo de los cambios del esfuerzo vertical en los puntos arriba de los niveles de aplicación de d_j y d_p , mediante la solución de Boussinesq.

A continuación en la Figura 6. 65 se presentan los decrementos verticales inmediatamente arriba del área de aplicación de la carga para los pilotes del Dedo Norte, y en la Figura 6. 66 y Figura 6. 67, los del Dedo Sur.

Tramo 2 $d_2=-0.01 \text{ t/m}^2$ $z_p=12.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	2.50	9.53	34.94	0.25	-0.002

Tramo 3 $d_3=-0.01 \text{ t/m}^2$ $z_p=17.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	7.50	3.18	11.65	0.25	0.00
15.00	2.50	9.53	34.94	0.25	0.00

Tramo 4 $d_4=-0.02 \text{ t/m}^2$ $z_p=22.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	12.50	1.91	6.99	0.25	0.00
15.00	7.50	3.18	11.65	0.25	0.00
20.00	2.50	9.53	34.94	0.25	0.00

Tramo 5 $d_5=-0.03 \text{ t/m}^2$ $z_p=28.25 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	18.25	1.31	4.79	0.25	-0.01
15.00	13.25	1.80	6.59	0.25	-0.01
20.00	8.25	2.89	10.59	0.25	-0.01
25.00	3.25	7.33	26.87	0.25	-0.01

Descarga por punta					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	21.50	1.11	4.06	0.25	0.00
15.00	16.50	1.44	5.29	0.25	0.00
20.00	11.50	2.07	7.59	0.25	0.00
25.00	6.50	3.67	13.44	0.25	0.00
31.50	0.00	-	-	0.25	0.00

Figura 6. 65. Decrementos del esfuerzo vertical para los tramos 2 al 5 y descarga por punta de los pilotes del Dedo Norte.

Tramo 2 $d_2=-0.01 \text{ t/m}^2$ $z_p=12.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	2.50	9.53	49.24	0.25	-0.002

Tramo 3 $d_3=-0.01 \text{ t/m}^2$ $z_p=17.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	7.50	3.18	16.41	0.25	-0.003
15.00	2.50	9.53	49.24	0.25	-0.003

Tramo 4 $d_4=-0.02 \text{ t/m}^2$ $z_p=22.5 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	12.50	1.91	9.85	0.25	-0.004
15.00	7.50	3.18	16.41	0.25	-0.004
20.00	2.50	9.53	49.24	0.25	-0.004

Figura 6. 66 Decrementos del esfuerzo vertical para los tramos 2 al 4 de los pilotes del Dedo Sur.

Tramo 5 $d_5 = -0.03 \text{ t/m}^2$ $z_p = 28.25 \text{ m}$					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	18.25	1.31	6.75	0.25	-0.008
15.00	13.25	1.80	9.29	0.25	-0.008
20.00	8.25	2.89	14.92	0.25	-0.008
25.00	3.25	7.33	37.88	0.25	-0.008

Descarga por punta					
Profundidad (m)	z (m)	m	n	w_0	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	21.50	1.11	5.73	0.25	-0.002
15.00	16.50	1.44	7.46	0.25	-0.002
20.00	11.50	2.07	10.71	0.25	-0.002
25.00	6.50	3.67	18.94	0.25	-0.002
31.50	0.00	-	-	0.25	-0.002

Figura 6. 67 Decrementos del esfuerzo vertical para el tramo 5 y descarga por punta de los pilotes del Dedo Sur.

6. Cálculo de los incrementos netos del esfuerzo vertical como la suma algebraica de incrementos y decrementos debidos a las cargas de los distintos tramos en que se divide la longitud de los pilotes y a la carga por punta.

Dedo Norte		Dedo Sur	
Profundidad (m)	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$	Profundidad (m)	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$
10.00	0.16	10.00	0.17
15.00	0.36	15.00	0.36
20.00	0.57	20.00	0.56
25.00	0.78	25.00	0.75
31.50	1.06	31.50	1.01
36.00	0.93	36.00	0.89
45.00	0.85	45.00	0.80
52.50	0.76	52.50	0.73

Figura 6. 68 Incrementos netos

7. Cálculo del asentamiento bajo cualquier punto de la cimentación sumando las deformaciones verticales del suelo producidas por los incrementos de esfuerzo previamente calculados a lo largo de la vertical que pasa por el punto de interés. Dicha suma de deformaciones se realiza a lo largo de la zona compresible previamente definida.

Tabla 6. 17 Asentamientos del Dedo Norte

Profundidad (m)		$\Delta H \text{ (m)}$	mv (cm ² /kg)	$\Delta\sigma \text{ (t/m}^2\text{)}$	$\delta \text{ (cm)}$
De	Hasta				
5.73	10.00	4.27	0.10	0.16	0.666
10.00	15.00	5.00	0.10	0.26	1.302
15.00	20.00	5.00	0.10	0.47	2.344
20.00	25.00	5.00	0.10	0.68	3.378
25.00	31.50	6.50	0.10	0.92	5.989
31.50	36.00	4.50	0.10	1.00	4.490
39.80	45.00	5.20	0.05	0.85	2.214
47.00	52.50	5.50	0.05	0.76	2.099
Total					22.48

Tabla 6. 18 Asentamientos del Dedo Sur

Profundidad (m)		ΔH (m)	mv (cm ² /kg)	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	δ (cm)
De	Hasta				
5.19	10.00	4.81	0.10	0.17	0.80
10.00	15.00	5.00	0.10	0.26	1.32
15.00	20.00	5.00	0.10	0.46	2.30
20.00	25.00	5.00	0.10	0.65	3.27
25.00	31.50	6.50	0.10	0.88	5.73
31.50	36.00	4.50	0.10	0.95	4.28
39.80	45.00	5.20	0.05	0.80	2.08
47.00	52.50	5.50	0.05	0.73	2.01
Total					21.80

A continuación en la Tabla 6. 19 y Tabla 6. 20 se presentan los cambios en los esfuerzos efectivos iniciales debido a la presencia de los pilotes de fricción de los Dedo Norte y Sur, respectivamente.

Tabla 6. 19 Incremento de esfuerzos en la masa de suelo por los pilotes de fricción del Dedo Norte

Estrato	Profundidad [m]			Espesor [m]	γ [t/m ³]	σ [t/m ²]	u [t/m ²]	σ' [t/m ²]	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	σ_{final} [t/m ²]
	Desde	Hasta	Media							
	0.00	0.00				0.00	0.00	0.00		0.00
Costra	0.00	1.50	0.75	1.50	1.45	2.18	0.00	2.18	-0.10	2.07
FAS 1	1.50	7.23	4.37	5.73	1.13	8.64	4.59	4.04	-0.17	3.87
	7.23	11.80	9.52	4.57	1.13	13.79	8.46	5.33	0.16	5.48
FAS 2	11.80	22.90	17.35	11.10	1.12	26.23	17.87	8.36	0.47	8.83
FAS 3	22.90	31.00	26.95	8.10	1.20	35.94	24.72	11.22	0.78	12.00
FAS4	31.00	36.00	33.50	5.00	1.11	41.51	28.96	12.55	1.00	13.55
CD	36.00	39.80	37.90	3.80	1.80	48.35	31.97	16.38	0.93	17.31
FAI	39.80	45.00	42.40	5.20	1.15	54.33	35.00	19.33	0.85	20.18
Lente	45.00	47.00	46.00	2.00	1.50	57.33	33.67	23.66	0.85	24.51
FAI	47.00	52.50	49.75	5.50	1.15	63.65	30.00	33.65	0.76	34.42
DP	52.50	80.00	66.25	27.50	1.70	110.40	11.67	98.74	0.00	98.74

Tabla 6. 20 Incremento de esfuerzos en la masa de suelo por los pilotes de fricción del Dedo Sur

Estrato	Profundidad [m]			Espesor [m]	γ [t/m ³]	σ [t/m ²]	u [t/m ²]	σ' [t/m ²]	$\Delta\sigma$ (t/m ²)	σ_{final} [t/m ²]
	Desde	Hasta	Media							
		0.00						0.00		0.00
Costra	0.00	1.50	0.75	1.50	1.45	2.18	0.00	2.18	-0.10	2.08
FAS 1	1.50	6.69	4.10	5.19	1.13	8.03	4.14	3.89	-0.64	3.25
	6.69	11.80	9.25	5.11	1.13	13.79	8.46	5.32	0.17	5.49
FAS 2	11.80	22.90	17.35	11.10	1.12	26.23	17.87	8.36	0.46	8.82
FAS 3	22.90	31.00	26.95	8.10	1.20	35.94	24.72	11.22	0.75	11.97
FAS4	31.00	36.00	33.50	5.00	1.11	41.51	28.96	12.55	0.95	13.50
CD	36.00	39.80	37.90	3.80	1.80	48.35	31.97	16.38	0.89	17.27
FAI	39.80	45.00	42.40	5.20	1.15	54.33	35.00	19.33	0.80	20.13
Lente	45.00	47.00	46.00	2.00	1.50	57.33	33.67	23.66	0.80	24.46
FAI	47.00	52.50	49.75	5.50	1.15	63.65	30.00	33.65	0.73	34.39
DP	52.50	80.00	66.25	27.50	1.70	110.40	11.67	98.74	0.00	98.74

A continuación en la Figura 6. 69 y la Figura 6. 70 se presenta de forma esquemática los resultados previamente presentados en la Tabla 6. 19 y la Tabla 6. 20 para los Dedos Norte y Sur, respectivamente.

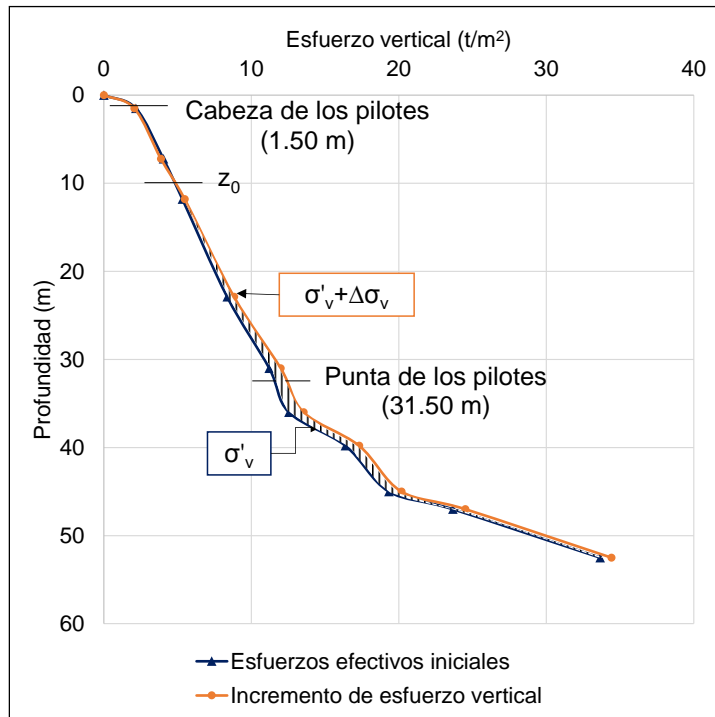


Figura 6. 69 Incremento de esfuerzo vertical debido a los pilotes de fricción del Dedo Norte

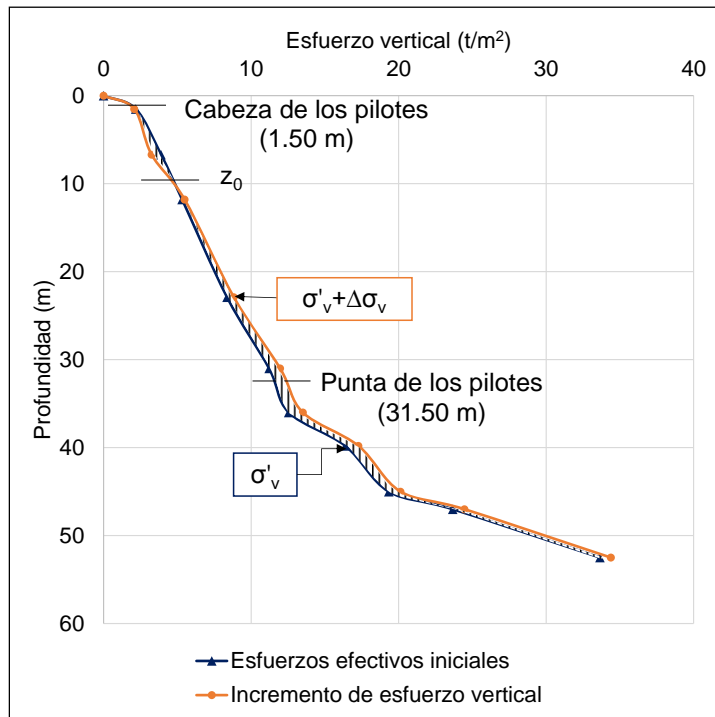


Figura 6. 70 Incremento de esfuerzo vertical debido a los pilotes de fricción del Dedo Sur

Cuando se comparan los asentamientos estimados a partir del modelo simplificado de Tamez se puede observar que existe una diferencia del 24 y 29% con respecto a los calculados mediante el método de León y Reséndiz, para los Dedos Sur y Norte, respectivamente (Ver Tabla 6. 21)

Tabla 6. 21 Comparación de métodos para el cálculo de asentamientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción

Estructura	δ (cm)	
	León y Reséndiz (1979)	Tamez (1987)
Dedo Sur	21.80	16.52
Dedo Norte	22.48	15.98

6.4.2.4 Efectos del hundimiento regional a futuro

Para evaluar los efectos futuros del hundimiento regional y la celeridad del mismo en la zona donde se encuentra la Terminal 2 en los próximos 5, 10 y 15 años , se emplea el modelo elasto-viscoplástico (EVP) de Yin y Graham (1994,1996) que permite determinar asentamientos y variaciones de la presión de poro de forma espacial y temporal.

Para resolver las ecuaciones diferenciales de este modelo (Ver Ecuaciones (2.4 y (2.5) se emplea el programa IINCON desarrollado por Ossa (2004), teniendo en cuenta la información piezométrica y topográfica disponible.

Los puntos de análisis en donde se evaluaron los efectos de hundimiento regional fueron precisamente donde se presentan actualmente los mayores problemas de asentamientos diferenciales entre las estructuras que conforman la Terminal 2, es decir, en las conexiones Edificio Terminal-Dedo Norte y Edificio Terminal Dedo Sur (Ver Figura 6. 71).

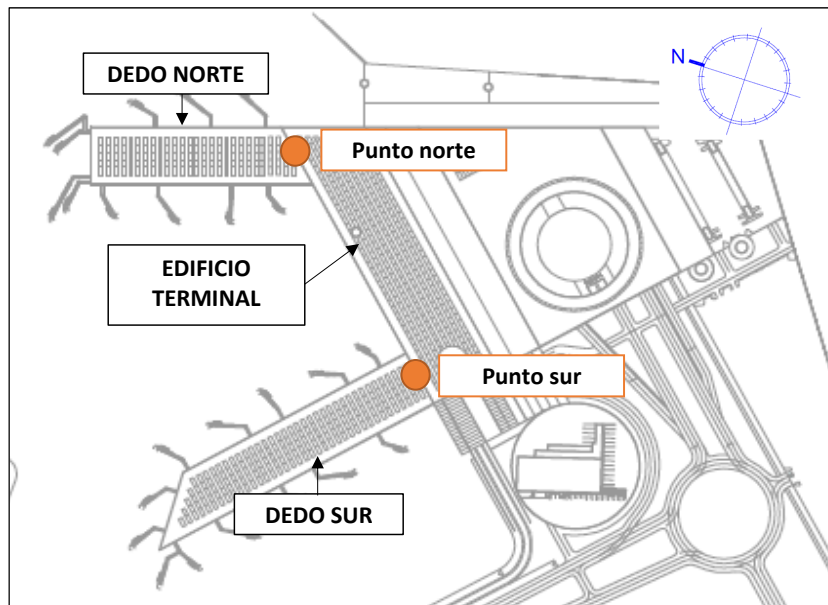


Figura 6. 71. Localización de los puntos de análisis

6.4.2.4.1 Condiciones iniciales y de frontera

Para estimar los asentamientos de los depósitos arcillosos se debe conocer la distribución inicial de la presión de poro en los estratos considerados, así como la evolución de la misma en los extremos permeables.

Como condiciones piezométricas iniciales de la zona de estudio se considera la distribución de poro obtenida a partir de la estación piezométrica Pza-01N (Ver Figura 6. 19). A continuación en la Figura 6. 72 y la Figura 6. 73 se presentan las condiciones piezométricas iniciales de la Formación Arcillosa Superior FAS y de la Formación arcillosa Inferior FAI, respectivamente.

Por otro lado, dado que no se cuenta en el sitio en estudio con una red de estaciones piezométricas que permitan conocer la evolución de la presiones de poro en el tiempo, se tomaron como referencia el valor de las velocidades de abatimiento del centro histórico de la Ciudad de México (Ovando y Ossa ,2004), para establecer las condiciones de frontera (Ver Tabla 6. 22).

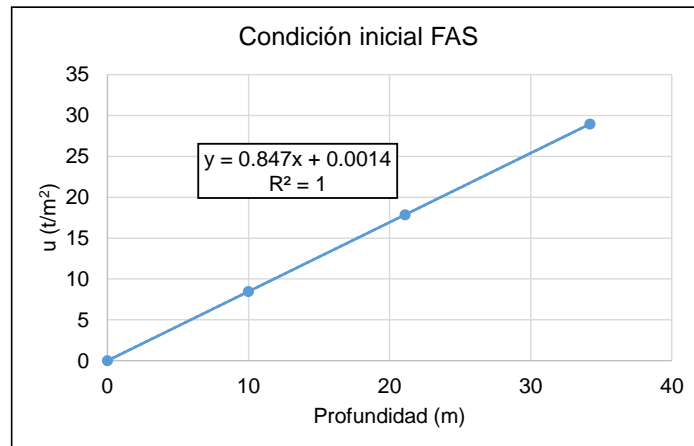


Figura 6. 72 Condición inicial de la FAS

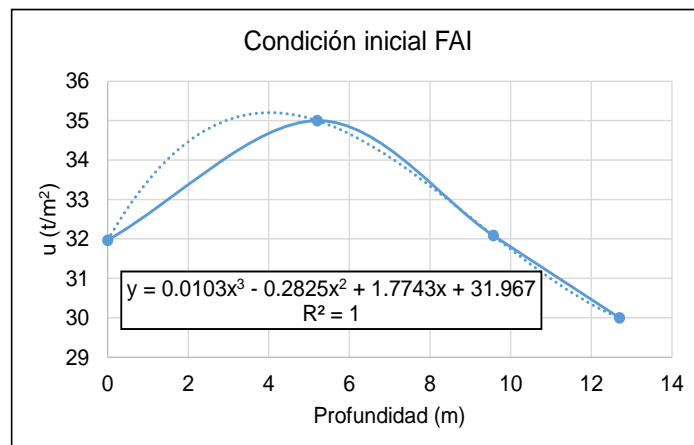


Figura 6. 73 Condición inicial FAI

Tabla 6. 22 Velocidades de abatimiento en las fronteras de los estratos compresibles

Estrato compresible	Frontera permeable	Velocidades de abatimiento (t/m ² /año)
-	Costra	0.20
FAS	-	-
-	CD	0.24
FAI	-	-
-	DP	0.80

Para calibrar el modelo EVP propuesto para la Terminal 2, se tuvieron en cuenta las nivelaciones topográficas efectuadas en el sitio entre agosto del 2010 a noviembre del 2012. Lo anterior, con el fin de validar las velocidades de asentamiento calculadas mediante la modelación numérica y posteriormente realizar los análisis de predicción de los asentamientos diferenciales en las conexiones de los edificios.

6.4.2.4.2 Caracterización del subsuelo

Para caracterizar la Formación Arcillosa Superior FAS y la Formación Arcillosa Inferior FAI se tuvieron en cuenta los resultados obtenidos de las pruebas de compresibilidad realizadas en muestras inalteradas del sondeo mixto SM-01N a diferentes profundidades. Cabe hacer notar que dicha caracterización se realizó en términos de los parámetros de compresibilidad (Ver Tabla 6. 23).

Tabla 6. 23 Parámetros preliminares del suelo utilizados en el análisis de hundimiento

Muestra	Profundidad (m)	e (-)	w (%)	Ss (-)	λ	κ	ψ
M10	3.55	8.35	321.35	2.40	2.13	0.42	0.13
M16	8.45	15.80	613.64	2.47	4.73	0.33	0.33
M24	15.15	9.59	373.68	2.42	2.12	0.22	0.13
M31	20.85	11.34	432.45	2.49	2.55	0.17	0.17
M36	24.95	3.41	132.37	2.44	0.61	0.05	0.02
M41	29.05	7.72	307.77	2.40	2.07	0.13	0.13
M46	32.95	5.77	215.43	2.36	1.48	0.11	0.09
M60	44.25	6.90	283.95	2.36	1.67	0.12	0.10
M67	49.95	5.72	222.56	2.39	1.51	0.15	0.09

6.4.2.4.3 Evolución de la presión de poro y asentamientos

A continuación en la Figura 6. 74 se presentan las distribuciones de presión que se obtuvieron para los puntos de análisis Norte y Sur, luego de validar los resultados del modelo numérico con las nivelaciones topográficas disponibles.

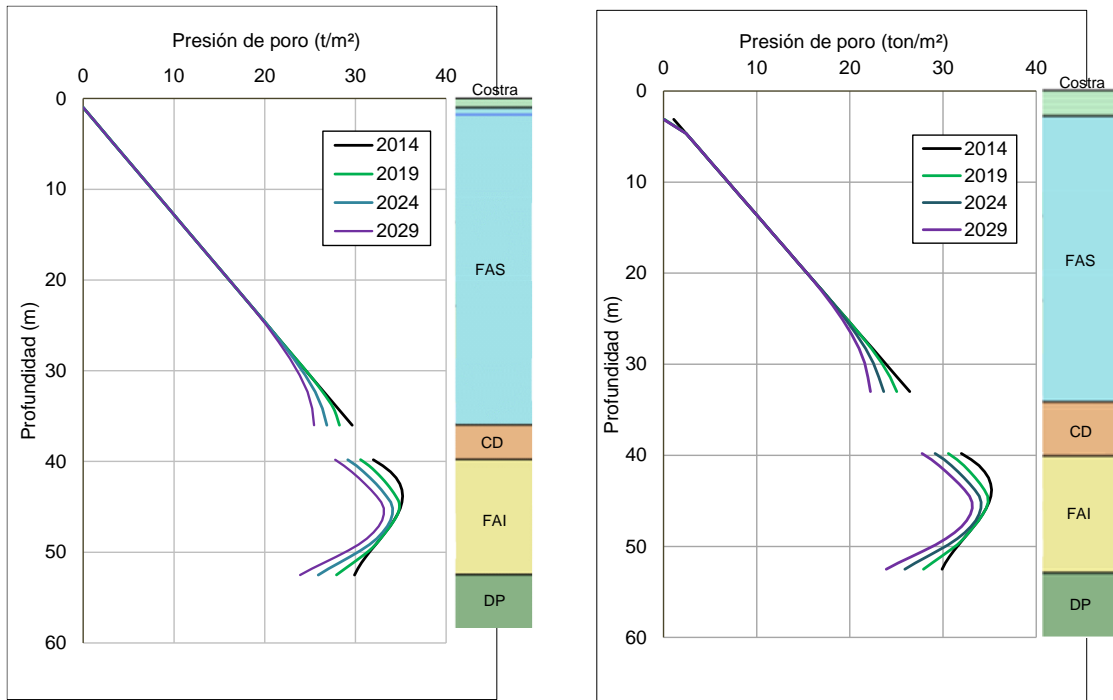


Figura 6. 74 Evolución de la presión de poro en el Punto Norte (a) y Punto Sur (b) debido al fenómeno de hundimiento regional.

Una vez obtenidas las distribuciones de presión para cada uno de los puntos de análisis, se calcularon los asentamientos a futuros para los próximos 15 años de vida útil de las estructuras a partir del 2014.

Tabla 6. 24 Asentamientos acumulados calculados mediante el modelo EVP

Punto de análisis	Asentamiento (m)		
	2019	2024	2029
Norte	1.09	1.43	1.71
Sur	0.98	1.29	1.53

En la Tabla 6. 24 se puede observar que los asentamientos acumulados en el Punto Norte son mayores que los del Sur en un 10% aproximadamente. Lo anterior, es consistente con la magnitud de los espesores de los estratos compresibles en dicha zona.

Por otro lado, en la Tabla 6. 25 se presenta la contribución de cada uno de los estratos compresibles al asentamiento total. Allí se puede observar que las deformaciones que se presentan en la Formación Arcillosa Superior FAS aportan entre el 70 a 73 % al asentamiento total, mientras que la Formación Arcillosa inferior aporta entre el 27 a 29 %. Dichos porcentajes de contribución tienden a mantenerse constantes en el tiempo.

Tabla 6. 25 Contribución de los estratos compresibles al asentamiento total

Punto de análisis	Estrato compresible	Contribución (%)		
		2019	2024	2029
Norte	FAS	71.28	70.56	69.63
	FAI	28.72	29.44	30.37
Punto Sur	FAS	73.09	72.82	71.99
	FAI	26.91	27.18	28.01

Es importante resaltar que el análisis de los efectos del hundimiento regional en la Terminal 2 se efectuó a partir de un número limitado de ensayos de laboratorio y de datos piezométricos. Por otro lado, se puede observar que de mantenerse las velocidades de abatimiento de presión de poro constantes en las fronteras permeables, los asentamientos diferenciales en la conexión Edificio Terminal-Dedo Norte y Edificio Terminal-Dedo Sur seguirán acumulándose en los próximos 15 años. Lo anterior, es importante tenerse en cuenta para la toma de decisiones en el proceso de rehabilitación y mantenimiento de estos puntos críticos.

7 ANÁLISIS NUMÉRICO

Para evaluar el comportamiento dinámico actual del sistema de cimentación de la Terminal 2, se elaboraron modelos tridimensionales de diferencias finitas en el programa FLAC ^{3D} (Itasca, 2009). Es importante resaltar que en este trabajo sólo se presentarán los análisis dinámicos de interacción suelo-estructura de la estructura correspondiente al Dedo Norte de la Terminal 2 dadas las similitudes entre éste y el Dedo Sur en lo que se refiere a sus condiciones geotécnicas y características estructurales.

7.1 CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE SÍSMICO

La Terminal 2 del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México se encuentra localizada en la Zona III d (Ver Figura 7. 1), según la zonificación del Distrito Federal para fines de diseño por sismo, donde la aceleración máxima del terreno PGA es aproximadamente 0.10 g (Ver Tabla 7. 1).

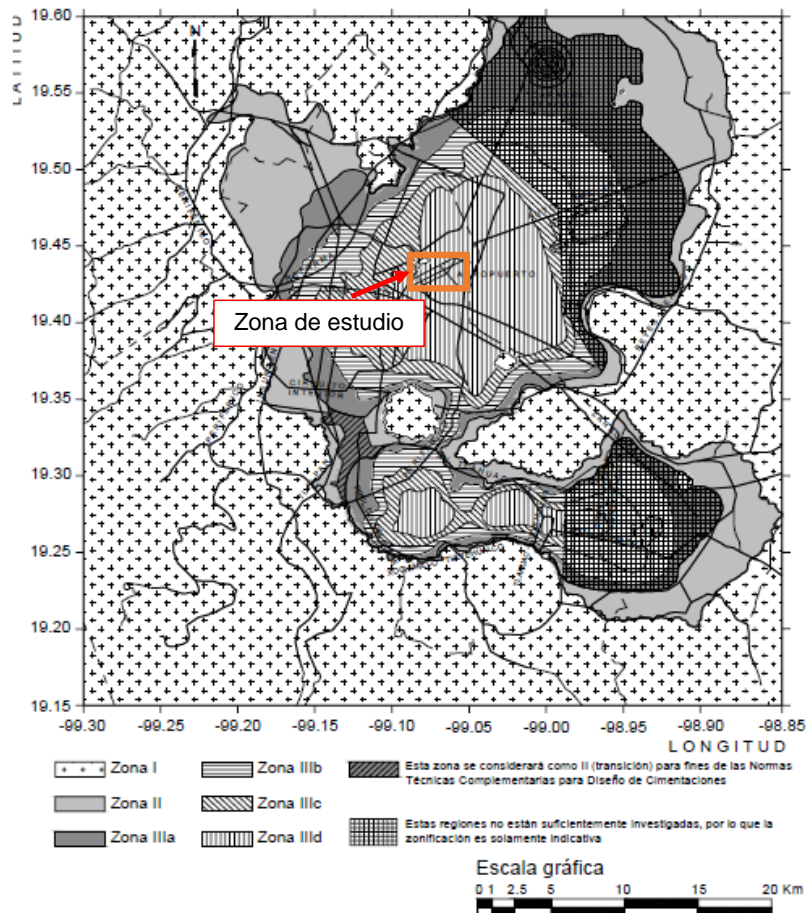


Figura 7. 1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo (GDF, 2004(d))

Tabla 7. 1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones (GDF, 2004 (d))

Zona	c	a ₀	T _a ¹	T _b ¹	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodos en segundos

En la Figura 7. 2 se presenta el espectro de diseño para estructuras Tipo A como la Terminal 2 y Tipo B, teniendo en cuenta los parámetros presentados en la Tabla 7. 1 para la Zona III_d.

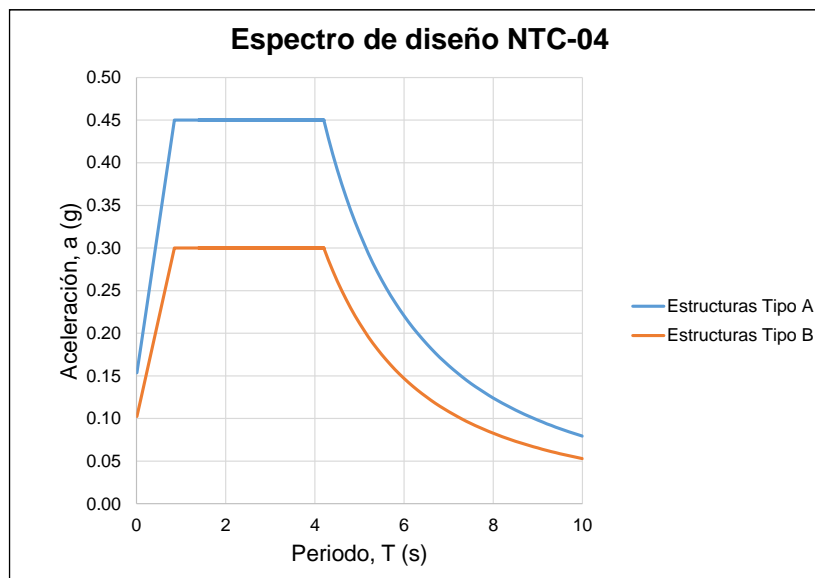


Figura 7. 2 Espectro de diseño para la Zona III_d (GDF, 2004 (d))

Para definir el ambiente sísmico de la zona en donde se encuentra la Terminal 2, se usaron algunos de los sismos registrados en estaciones cercanas, con el objetivo de tomar en cuenta la variabilidad de las características de las ondas sísmicas debido a la trayectoria de propagación que se sigue de la fuente a un sitio particular en roca (Osorio, 2007). Por otro lado, también para obtener un espectro de respuesta congruente y realista con lo que se ha medido *in situ*.

La información para ubicar las estaciones acelerográficas más cercanas al sitio de estudio y conocer el registro de los sismos medidos en cada una de ellas, se obtuvo de la Base Mexicana de Sismos Fuertes (SMIS, 1999).

7.1.1 Estaciones acelerográficas

A continuación en la Tabla 7. 2 se presentan las cuatro estaciones más cercanas en un radio de 5 km a la Terminal 2 e información básica de cada una de ella como: Clave y nombre de la estación, institución responsable, el tipo de suelo en donde se encuentran y la distancia al sitio de estudio. Allí se puede observar que todas las estaciones, excepto la del Cerro del Peñón, se encuentran en suelo blando.

Tabla 7. 2 Estaciones acelerográficas más cercanas a la Terminal 2

Clave	Estación	Institución	Tipo de suelo	Distancia (m)
AU11	Autódromo	FICA	Arcillas	3440
CP28	Cerro del Peñón	CIRES	Arenoso limoso, compacto	1950
HA41	Hangares	FICA	Arcillas	450
ZARS	Zaragoza_Superficie	CENAPRED	Arcillas	970

Por otro lado, en la Figura 7. 3 se puede observar la ubicación de las estaciones previamente presentadas en la Tabla 7. 2.

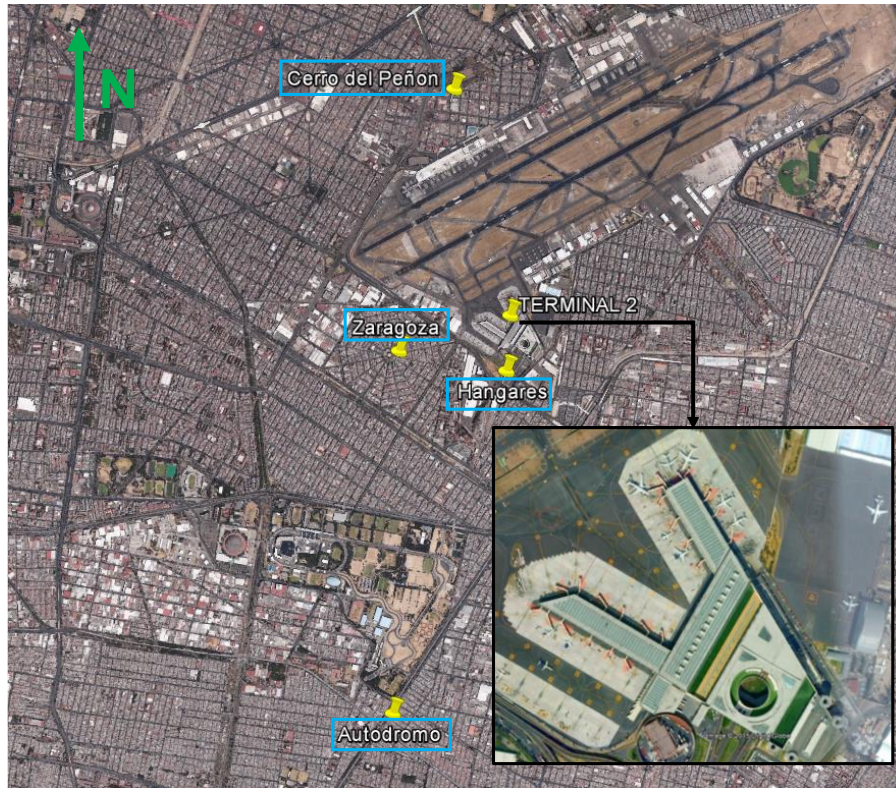


Figura 7. 3 Localización de las estaciones (Google Earth, 2015)

La estación acelerográfica Hangares fue la seleccionada para definir el ambiente sísmico de la zona debido a la calidad de los registros y a su cercanía al sitio en estudio (450 m).

7.1.2 Espectros de respuesta

A partir de los registros acelerográficos de la estación Hangares se obtuvieron los espectros de respuesta mediante el programa DEGTRA A4 (Ordaz *et al.*, 2002) para las componentes Norte-Sur (NS) y Este-Oeste (EO) de cada uno de los eventos. Dicho programa calcula los espectros de respuesta con el método de las ocho constantes (Chopra, 2014) para un número de periodos equiespaciados entre el periodo inicial $T_{mín}$ y final $T_{máx}$ del espectro.

De todos los registros existentes en la estación Hangares, se tomaron en cuenta cinco sismos ya que estos permitían desarrollar una envolvente de los espectros de respuesta lo suficientemente aproximada a la forma del espectro de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo para una estructura Tipo A localizada en la Zona IIIId (Ver Figura 7. 2). A continuación, en la Figura 7. 4 se presenta tanto la localización de la estación acelerográfica Hangares como la de los epicentros de los eventos sísmicos considerados, y en la Tabla 7. 3, sus características.



Figura 7. 4 Localización de epicentros y estación acelerográfica

Tabla 7. 3 Características de los sismos considerados

N°	Clave sismo	Fecha	Magnitud	Profundidad (km)
1	910016	01/04/1991	Ms=5.4	26
2	930005	15/05/1993	Ms=5.9	<5
3	930033	09/10/1993	Ms=7.3	14
4	940004	23/05/1994	Mc=5.6	23
5	940005	04/07/1994	Mc=5.9	31

Ms: Magnitud de ondas superficiales;

Mc: Magnitud de coda.

La envolvente de los espectros de respuesta correspondientes a los sismos considerados en la estación Hangares, se obtuvo escalando una forma espectral normalizada utilizando como factor, la aceleración máxima del terreno, *PGA*. Lo anterior, con el propósito de eliminar el factor de intensidad del movimiento registrado en el sitio en roca para diversos eventos (Osorio, 2007).

A continuación en la Figura 7. 5 y la Figura 7. 6 se presentan los espectros de respuesta normalizados y escalados, para la componente Norte-Sur (NS) y Este-Oeste (EO), respectivamente. Todos los espectros de respuesta se escalaron a un *PGA* de 0.15 g, que corresponde al del espectro de diseño de la Zona III d para una estructura Tipo A.

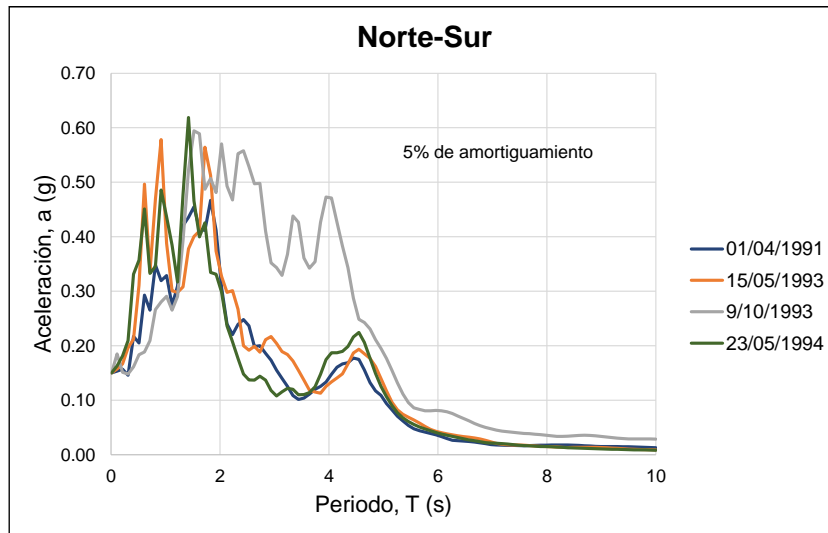


Figura 7. 5 Espectros de respuesta de la componente Norte-Sur (NS) escalados

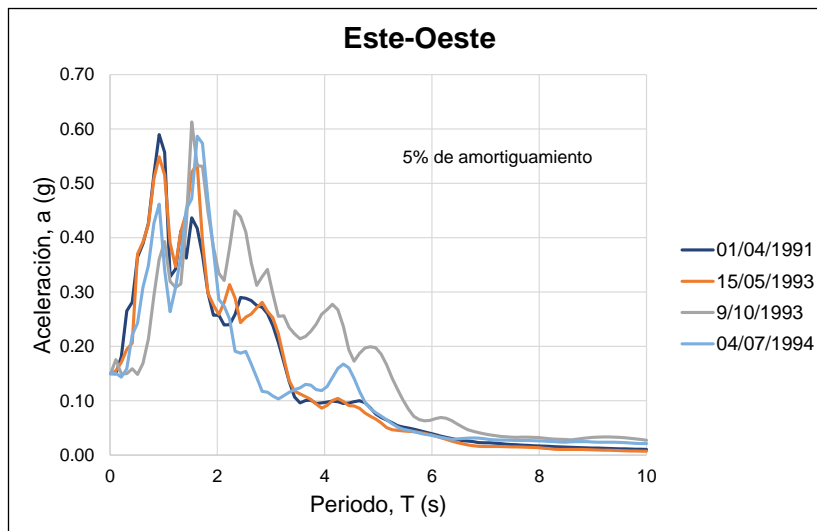


Figura 7. 6 Espectros de respuesta de la componente Este-Oeste (EO) escalados

En la Figura 7. 7 se presentan la envolvente de los espectros de respuesta de las componentes Norte-Sur (NS) y Este-Oeste (EO) de los eventos considerados.

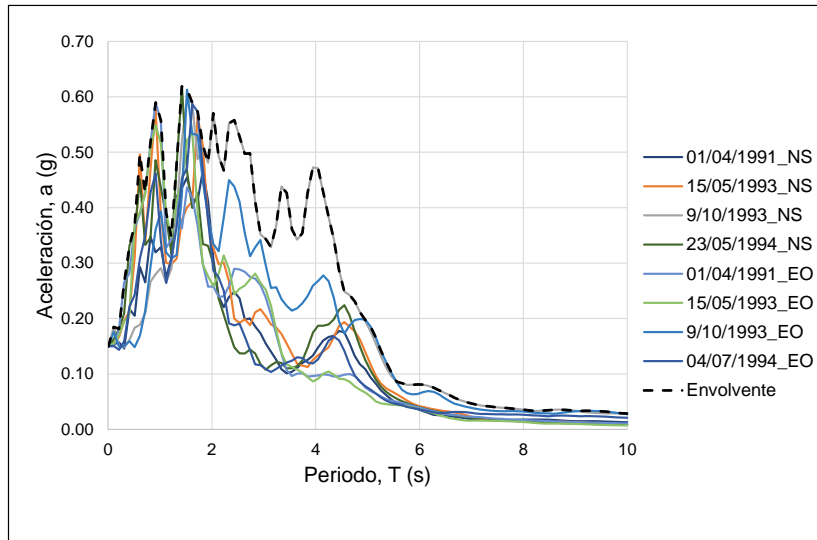


Figura 7. 7 Envolverte de diseo para las componentes NS y EO

Cuando se compara la envolvente de los espectros de respuesta de los sismos medidos con el espectro de diseo de la Norma Tcnica Complementaria para el Diseo por Sismo (GDF, 2004 (d)), se puede observar que existe una buena correlacin con respecto al contenido de frecuencias. Sin embargo, en trminos de amplitudes, la envolvente presenta una mayor aceleracin espectral entre los periodos 0.9 y 2.7 s (Ver Figura 7. 8)

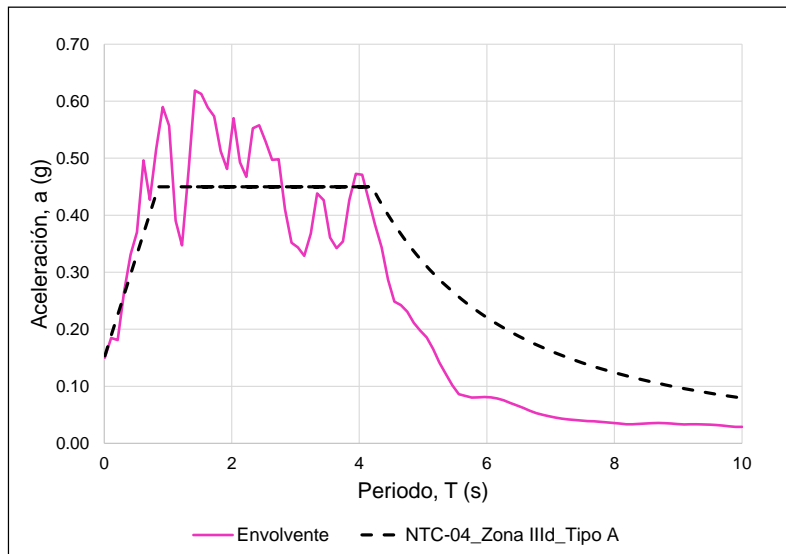


Figura 7. 8 Comparacin entre el espectro de diseo de la NTC-04 y la envolvente

7.1.3 Señal sintética

Para la obtención de una historia de tiempo cuyo espectro de respuesta se ajuste de forma aproximada a la envolvente de los espectros de respuesta considerados para definir el ambiente sísmico de la zona en donde se encuentra la Terminal 2 (Ver Figura 7. 7), se emplea el programa RSPMatch99 de Abrahamson (1993). Dicho programa implementa el algoritmo de Lilhanand y Tseng (1987, 1988) para modificar en el dominio del tiempo una historia de aceleraciones semilla y hacerla compatible con el espectro de referencia especificado. Las modificaciones de la historia de tiempo de referencia se pueden realizar mediante dos funciones de ajuste diferentes:

- La función de impulso de aceleración inversa: es el algoritmo original de Lilhanand y Tseng (1987, 1988) y no conserva la fase no estacionaria de la historia de aceleraciones de referencia;
- La función de coseno decreciente: es la modificación realizada por Abrahamson (1993) al algoritmo original de Lilhanand y Tseng (1987, 1988) para conservar la fase no estacionaria de la historia de aceleraciones de referencia.

Para obtener una historia de aceleraciones cuyo espectro de respuesta sea congruente con el espectro de referencia especificado, se utilizó primero la función del coseno decreciente de Abrahamson (1993) para obtener un ajuste inicial y posteriormente la función de Lilhanand y Tseng (1987, 1988) para refinar y lograr un mejor ajuste (Osorio, 2007). La historia de aceleraciones semilla con el que se logró un mejor ajuste al espectro de referencia fue la componente Norte-Sur (NS) del sismo del 9 de octubre de 1993 (Ver Figura 7. 9).

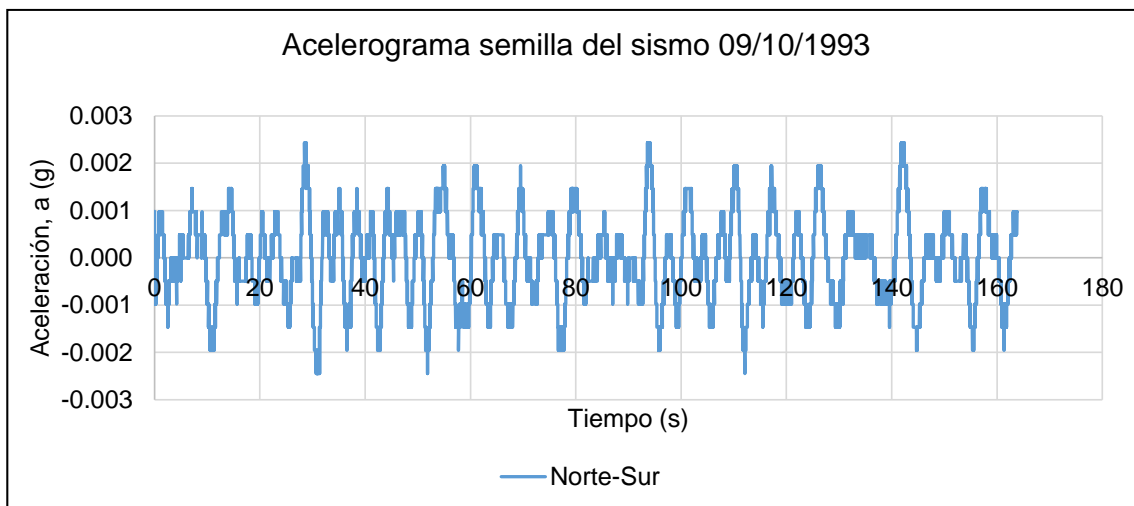


Figura 7. 9 Historia de aceleraciones semilla para el ajuste espectral

A continuación en la Figura 7. 10 se presenta el mejor ajuste espectral obtenido a la envolvente de los espectros de respuesta de la estación Hangares mediante el programa RSPMatch99, y los resultados obtenidos mediante los dos métodos de ajuste previamente mencionados. Por otro lado en la Figura 7. 11 se presenta el acelerograma sintético correspondiente.

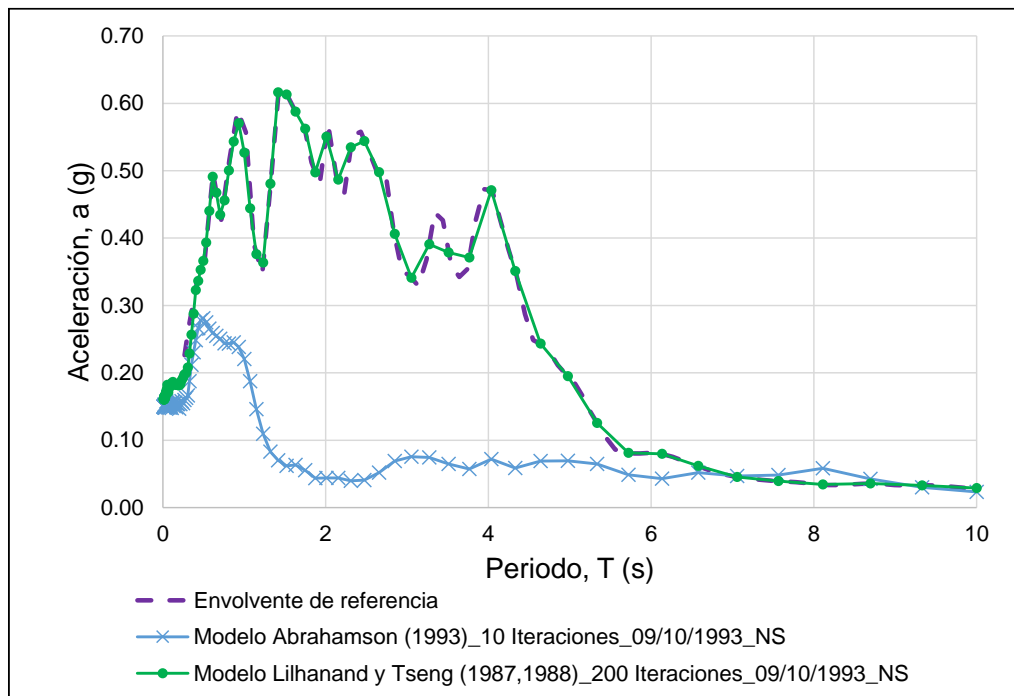


Figura 7. 10. Espectros de respuesta obtenidos del ajuste espectral mediante el programa RSPMatch99

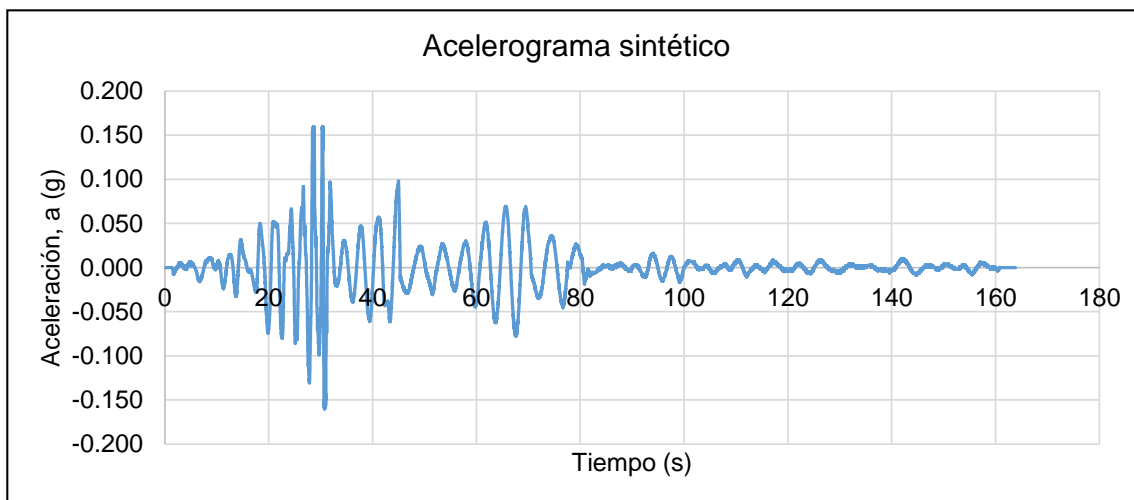


Figura 7. 11 Acelerograma sintético

7.1.4 Duración

La duración de un movimiento sísmico está fuertemente relacionada con los daños que este puede ocasionar en las estructuras, ya que este parámetro está asociado al tiempo necesario para liberar la energía elástica acumulada a lo largo de la ruptura de una falla (Kramer, 1996).

Un acelerograma generalmente contiene toda la historia de aceleración de un sismo desde el tiempo en que inicia hasta que termina. Sin embargo, para propósitos ingenieriles sólo la parte más intensa del movimiento es de interés.

En los análisis numéricos dinámicos, los tiempos de cálculo están directamente relacionados con la duración de las historias de tiempo empleadas. Por lo anterior, para definir el intervalo del acelerograma sintético en el que está contenida la mayor parte de la energía del sismo se utilizó el criterio de Arias (1970). Dicho criterio considera que el intervalo de tiempo está limitado por los puntos en los que ocurre el 5 y el 95% de la energía total del registro.

La intensidad de Arias se utiliza generalmente como una medida de la energía registrada y se expresa mediante la siguiente expresión,

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} a(t)^2 dt \quad (7.1)$$

Donde,

I_a : Intensidad de Arias;

g : Gravedad;

$a(t)$: Historia de aceleraciones en función del tiempo.

En la Figura 7. 12 se presenta la intensidad de Arias normalizada y el intervalo de tiempo entre 19.99 y 73.72 s en donde se encuentra el 5 y 95% de la energía total del sismo. El tiempo de duración del registro sintético original de 163.85 s queda reducido en un 32.80% a 53.74 s (Ver Figura 7. 13).

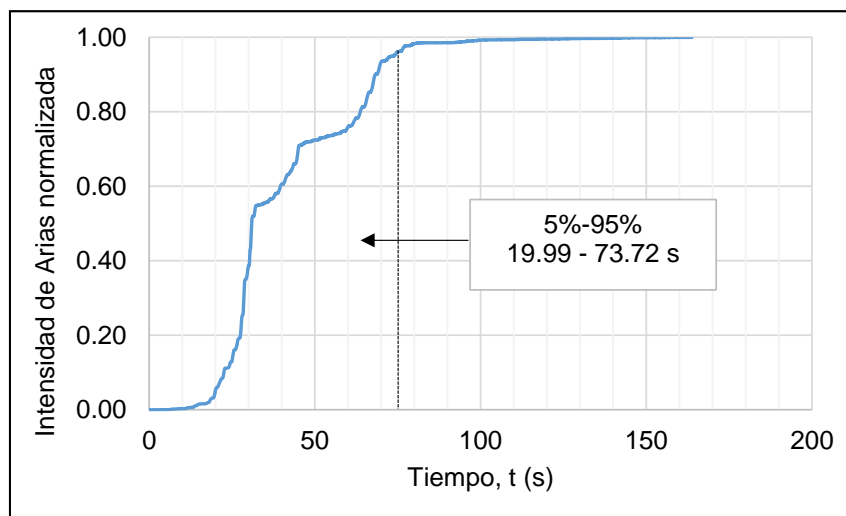


Figura 7. 12 Intensidad de Arias normalizada para la señal sintética

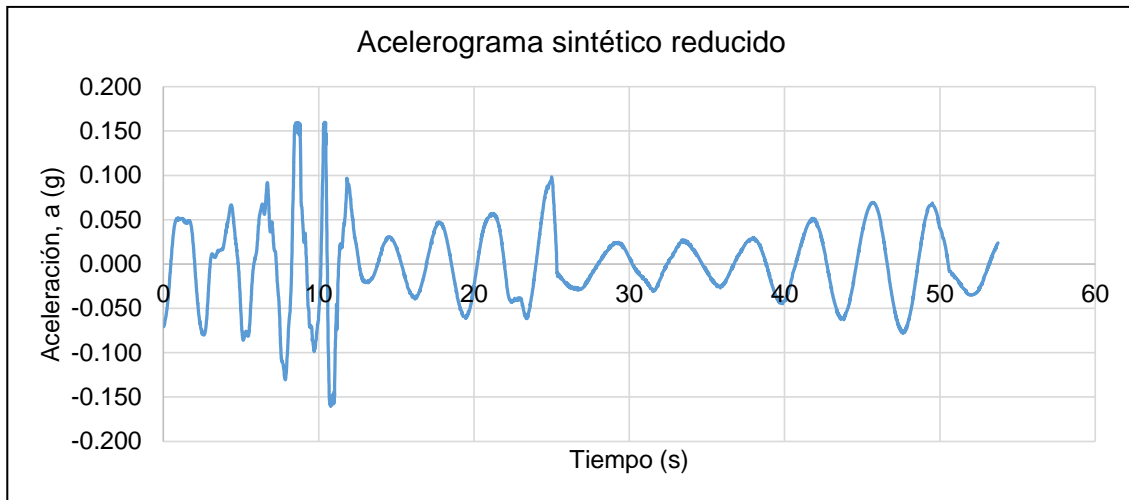


Figura 7. 13 Acelerograma sintético reducido

7.1.5 Deconvolución

Para analizar el comportamiento dinámico y la interacción suelo-estructura del Dedo Norte de la Terminal 2 con el programa FLAC^{3D} ante un evento sísmico, se debe aplicar el movimiento de entrada en la base del modelo tridimensional. Debido a que la historia de aceleraciones del acelerograma sintético obtenido previamente (Ver Figura 7. 13) corresponde a una señal registrada en superficie, ésta fue deconvuelta a la base del modelo numérico, donde se encuentra el afloramiento rocoso, con el código Shake91 (Schnabel *et al.*, 1972). Dicho programa toma en cuenta la no linealidad del suelo mediante un proceso iterativo, haciendo compatibles los módulos de rigidez al corte G y el amortiguamiento ξ utilizados en la solución, con el nivel de deformación que induce el movimiento.

Para considerar la no linealidad del suelo se tuvieron en cuenta las curvas de degradación del módulo de rigidez al corte G (Ver Figura 7. 14) y de amortiguamiento ξ (Ver Figura 7. 15), de Vucetic & Dobry (1991) para los materiales arcillosos y de Seed & Idriss (1970) para los arenosos.

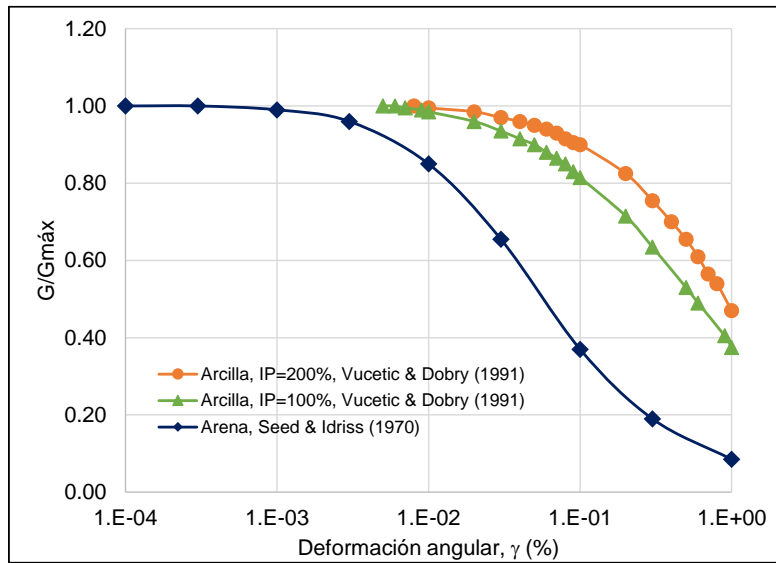


Figura 7. 14 Curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizadas

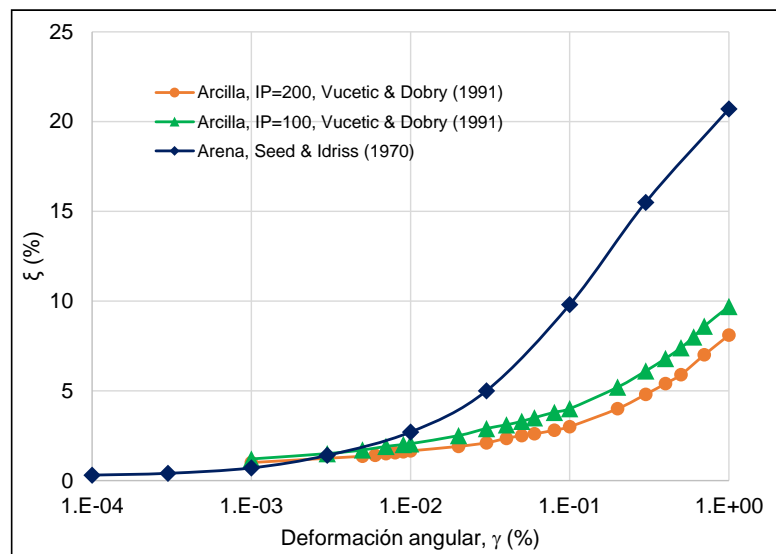


Figura 7. 15 Curvas de relación de amortiguamiento crítico

Como perfil estratigráfico de entrada al programa SHAKE91 se consideró aquel obtenido a partir de la exploración de campo y pruebas de laboratorio (Ver Figura 6. 18) y se dividió en 24 subestratos. Las propiedades geotécnicas asociadas a cada subestrato se presentan en Tabla 7. 4. Finalmente, en la Figura 7. 16 se presenta el espectro de respuesta del registro sintético en la base del perfil estratigráfico como resultado del proceso de deconvolución, cuya historia de aceleraciones tiene una duración de 81.92 s. Por otro lado, también se presenta el espectro de respuesta de una ventana de dicha historia de aceleraciones con una duración de 18 s. Éste último fue el movimiento de entrada del modelo tridimensional en FLAC ^{3D}.

Tabla 7. 4 Estratigrafía de entrada para el código SHAKE 91

N° de estrato	Material	Profundidad (m)		Espesor (m)	γ (t/m ³)	ρ (t/m ³)	Vs (m/s)	$G_{\text{máx}}$ (t/m ²)
		Desde	Hasta					
1	Costra	0.00	1.50	1.50	1.45	0.15	99.39	1460.08
2	FAS1	1.50	4.20	2.70	1.14	0.12	75.48	662.19
3		4.20	6.90	2.70	1.14	0.12	75.48	662.19
4		6.90	9.60	2.70	1.14	0.12	75.48	662.19
5		9.60	12.30	2.70	1.14	0.12	75.48	662.19
6	FAS 2	12.30	15.08	2.78	1.14	0.12	75.48	662.19
7		15.08	17.85	2.78	1.14	0.12	75.48	662.19
8		17.85	20.63	2.78	1.14	0.12	75.48	662.19
9		20.63	23.40	2.78	1.14	0.12	75.48	662.19
10	FAS3	23.40	25.43	2.03	1.14	0.12	75.48	662.19
11		25.43	27.45	2.03	1.14	0.12	75.48	662.19
12		27.45	29.48	2.03	1.14	0.12	75.48	662.19
13		29.48	31.50	2.03	1.14	0.12	75.48	662.19
14	FAS4	31.50	33.75	2.25	1.14	0.12	75.48	662.19
15		33.75	36.00	2.25	1.14	0.12	75.48	662.19
16	CD	36.00	38.25	2.25	1.80	0.18	260.90	12489.55
17		38.25	40.50	2.25	1.80	0.18	260.90	12489.55
18	FAI 1	40.50	42.75	2.25	1.15	0.12	122.25	1752.10
19		42.75	45.00	2.25	1.15	0.12	122.25	1752.10
20	Lente	45.00	46.50	1.50	1.50	0.15	151.87	3526.46
21	FAI 2	46.50	49.50	3.00	1.15	0.12	122.25	1752.10
22		49.50	52.50	3.00	1.15	0.12	122.25	1752.10
23	DP	52.50	55.50	3.00	1.70	0.17	720.00	89834.86
24		55.50	80.00	24.50	1.70	0.17	720.00	89834.86

γ : Peso volumétrico;
 ρ : Densidad;

Vs : Velocidad de onda de corte;
 $G_{\text{máx}}$: Módulo de rigidez al corte máximo.

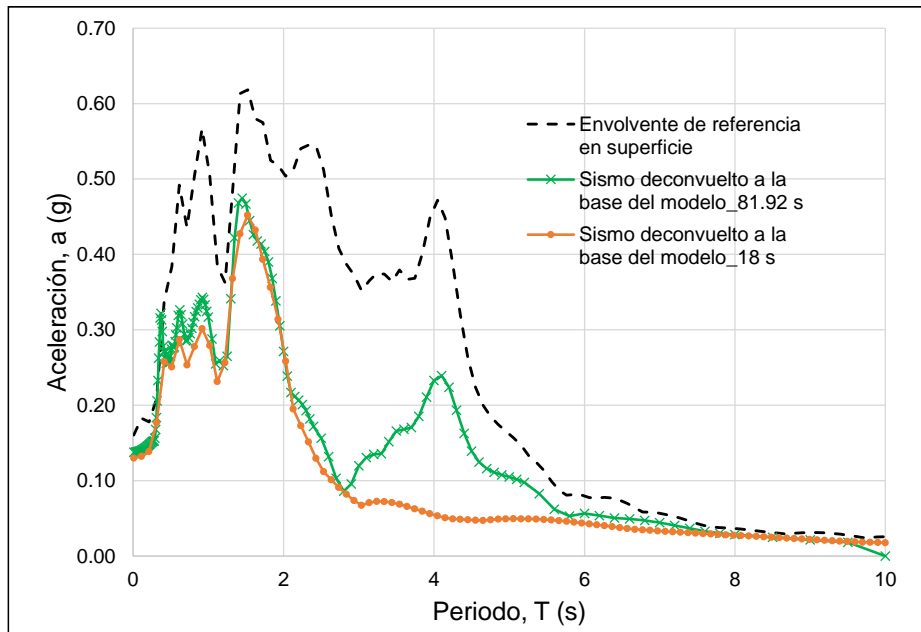


Figura 7. 16 Espectros de respuesta de sismos deconvueltos a la base del perfil estratigráfico

En la Tabla 7. 5 se presentan los valores del módulo de rigidez al corte obtenidos a partir del análisis de deconvolución para cada estrato. Por otro lado, también se presentan los valores del módulo volumétrico K calculado mediante la siguiente expresión,

$$K = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (7.2)$$

Donde,

K : Módulo volumétrico;

G : Módulo de rigidez al corte;

ν : Relación de Poisson (0.30 para materiales granulares y 0.45 para arcillosos).

Tabla 7. 5 Parámetros equivalentes obtenidos del proceso de deconvolución

Estrato	G (kPa)	K (kPa)
Costra	14220	23701
Formación Arcillosa Superior (FAS)	4739	45807
Capa dura (CD)	84254	219722
Formación Arcillosa Inferior (FAI 1)	12831	124037
Lente	5494	14327
Formación Arcillosa Inferior (FAI 2)	12460	120449
Depósitos profundos (DP)	834009	1807020

7.2 MODELADO EN FLAC 3D

7.2.1 Características generales del modelo

El modelo tridimensional de diferencias finitas comprende el Dedo Norte de la Terminal 2 y el depósito de suelo con la estratigrafía del sitio. Las dimensiones del modelo se definieron en función de la geometría de la estructura y de la distancia necesaria para minimizar los efectos potenciales de refracción de las ondas en el semiespacio por las fronteras (Ver Figura 7. 17).

Para llevar a cabo los análisis dinámicos de interacción suelo-estructura se consideró un amortiguamiento local para los elementos de suelo. Dicho amortiguamiento se especifica a través del coeficiente de amortiguamiento local α_L el cual se relaciona con el amortiguamiento crítico ξ mediante la siguiente expresión,

$$\alpha_L = \pi\xi \quad (7.3)$$

En la generación del estado inicial de esfuerzos, se restringieron las componentes de desplazamiento en la base y en las caras laterales. Luego, una vez generado el estado inicial de esfuerzos, las restricciones en los desplazamientos fueron liberadas y se asignaron las condiciones de frontera dinámicas (Ver Figura 7. 18).

El depósito de suelo consta de siete estratos, los cuales presentan una variación constante a lo largo del modelo (Ver Figura 7. 19).

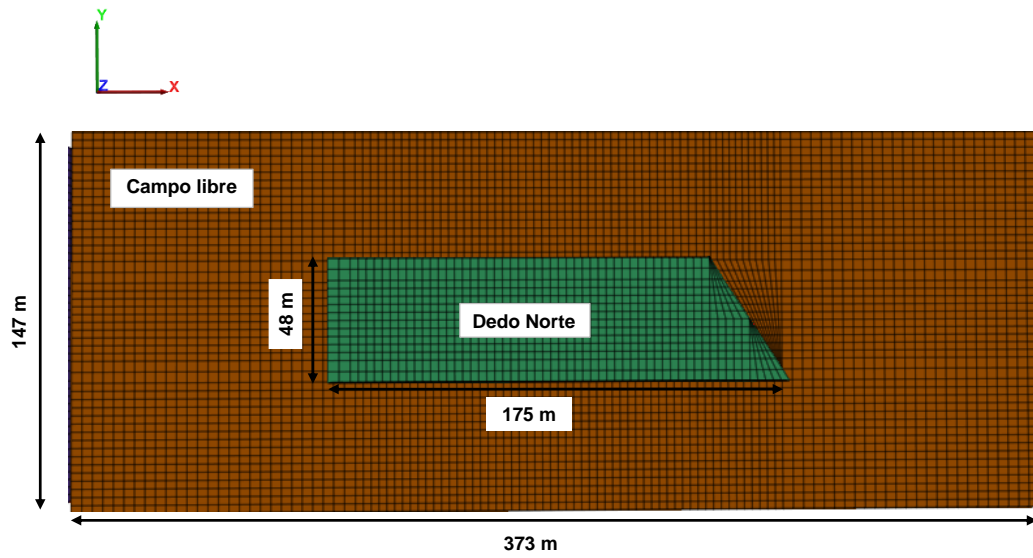


Figura 7. 17 Modelo tridimensional visto en planta

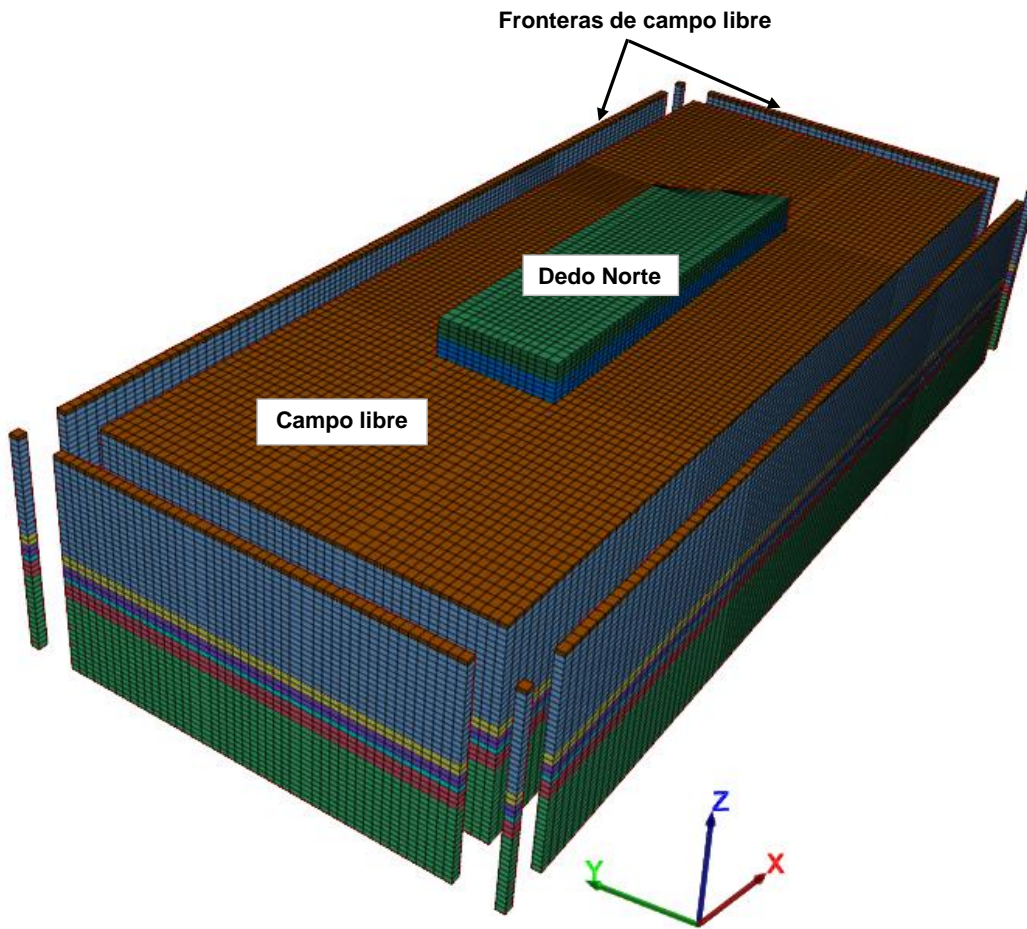


Figura 7. 18 Condiciones de frontera dinámicas

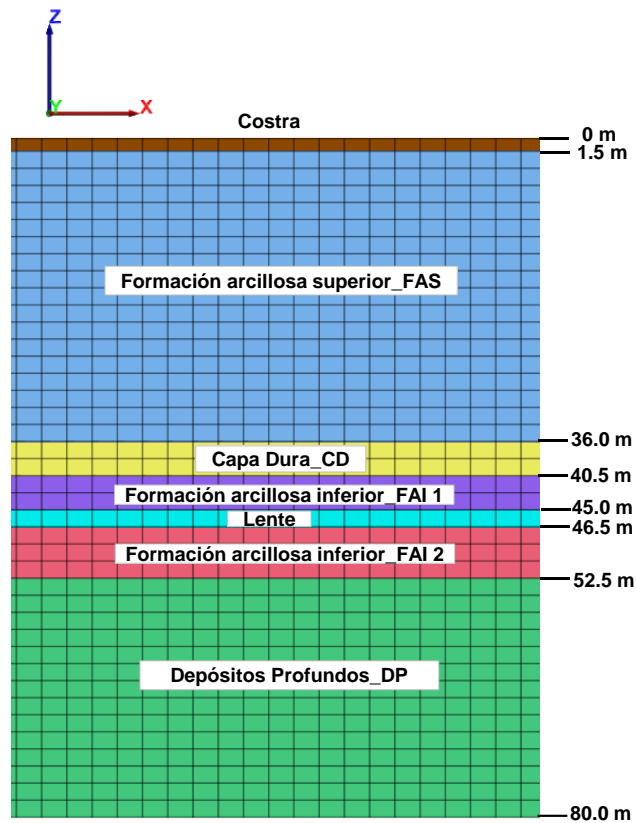


Figura 7. 19 Perfil estratigráfico del modelo

Para representar de manera adecuada los elementos de suelo, se tuvo en cuenta el modelo constitutivo elástico lineal, pero utilizando los parámetros compatibles con el nivel de deformación que induce el movimiento sísmico (Ver Tabla 7. 5). Una ventana de 18 s de duración de la historia de aceleraciones obtenida del proceso de deconvolución, se aplicó en la base del modelo tridimensional (Ver Figura 7. 20).

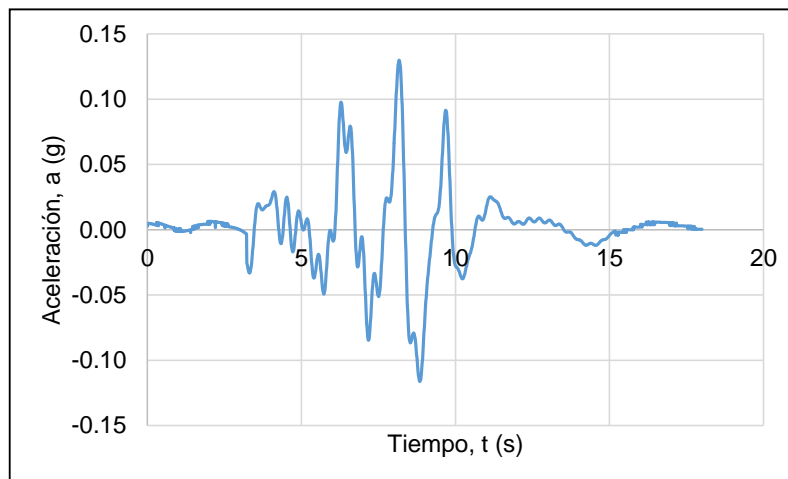


Figura 7. 20 Historia de aceleraciones aplicada en la base del modelo

Para reducir el tiempo de análisis del programa FLAC^{3D} se aplicó el procedimiento de multipasos dinámicos, en el cual las zonas o puntos nodales son ordenados en grupos con intervalos de tiempo máximos similares. Dicho procedimiento se emplea cuando la malla del modelo es no uniforme o cuando existen cambios importantes de rigidez en los materiales.

7.2.2 Modelado del Dedo Norte

El Dedo Norte fue modelado mediante elementos sólidos regulares a los cuales se les asociaron propiedades de peso y rigidez equivalentes a los de la edificación real. Dicha construcción cuenta con dos niveles de entrepiso para una altura máxima de 15 m y un nivel inferior de cimentación a una profundidad de -1.5 m (Ver Figura 7. 21).

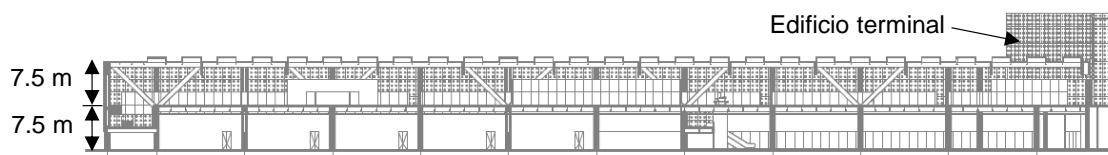


Figura 7. 21 Sección longitudinal esquemática del Dedo Norte (ASA, 2005 (b))

A continuación en la Figura 7. 22 se presenta un corte longitudinal de la estructura en el modelo tridimensional de FLAC^{3D}.

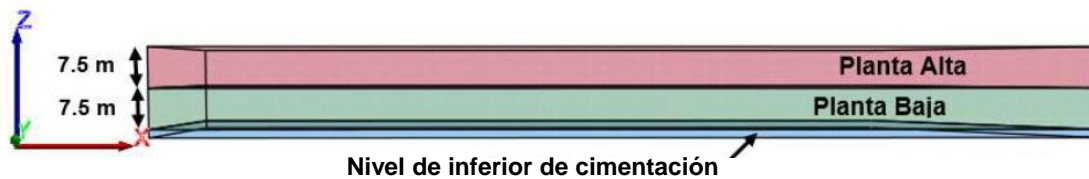


Figura 7. 22 Sección longitudinal del Dedo Norte en el modelo de FLAC^{3D}

Para modelar los 400 pilotes de fricción que también conforman el sistema de cimentación del Dedo Norte, se hizo uso de los elementos viga implementados en el programa, cuyos nodos están conectados a los elementos de suelo. Éstos son elementos unidimensionales que poseen una determinada rigidez axial y a flexión para representar el comportamiento del elemento estructural real. Dicha rigidez es especificada introduciendo directamente el área y el momento de inercia de la sección transversal del elemento, así como sus propiedades elásticas.

A manera de simplificar el modelo y disminuir los tiempos de cálculo se conformaron pilas equivalentes para cada subgrupo de pilotes (Ver Figura 7. 23). En la Tabla 7. 6 se presentan las propiedades de cada conjunto.

Finalmente, en la Figura 7. 24 se puede observar el modelo tridimensional completo del Dedo Norte con su sistema de cimentación correspondiente.

Tabla 7. 6 Propiedades de los pilotes de fricción

Subgrupo	Nº de pilotes	A_e (m ²)	I_e (m ⁴)	E (kg/cm ²)	ν	γ (kN/m ³)
1	3	0.48	0.019	221359	0.20	24.00
2	4	0.64	0.034	221359	0.20	24.00
3	5	0.80	0.053	221359	0.20	24.00
4	6	0.96	0.077	221359	0.20	24.00
5	8	1.28	0.137	221359	0.20	24.00
6	9	1.44	0.173	221359	0.20	24.00
7	12	1.92	0.307	221359	0.20	24.00

A: Área; ν : Relación de Poisson;
 I: Momento de inercia; γ : Peso volumétrico.
 E: Módulo de elasticidad;

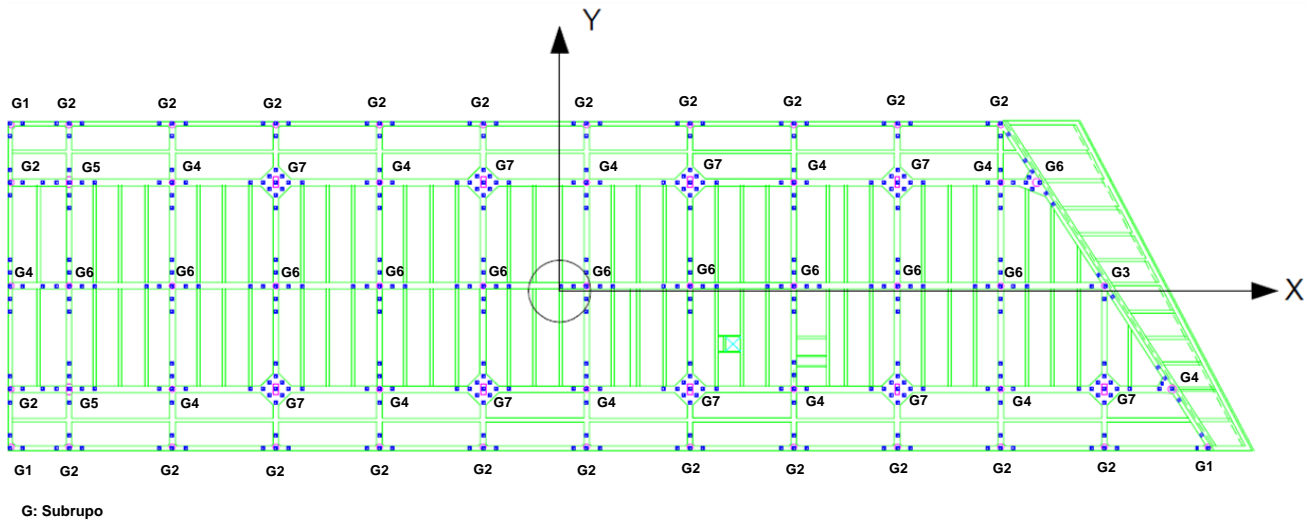


Figura 7. 23 Distribución de los subgrupos de pilotes en planta

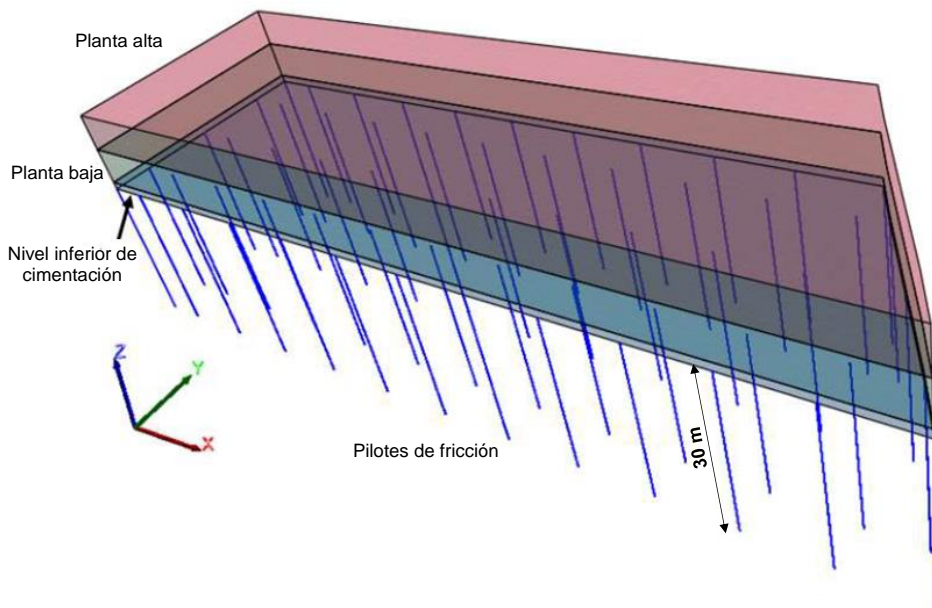


Figura 7. 24 Modelo tridimensional completo del Dedo Norte

7.2.3 Calibración en campo libre

Para reproducir de forma adecuada el movimiento sísmico en el modelo tridimensional de FLAC ^{3D}, se hizo necesario llevar a cabo una serie de análisis preliminares considerando únicamente el depósito de suelo y aplicando la historia de aceleraciones sólo en la dirección X (100Sx). Dicho modelo fue ajustado hasta conseguir que la respuesta en campo libre fuera congruente con la obtenida mediante el programa SHAKE91.

En la Figura 7. 25 se presentan las aceleraciones máximas en función de la profundidad tanto del modelo numérico como del análisis de propagación unidimensional de onda realizado en el programa SHAKE91. En ésta se puede observar que en el modelo de diferencias finitas se obtienen aceleraciones superiores a lo largo de todo el perfil y que a una profundidad de 45.0 m, donde se encuentra el lente de arena, se presenta un incremento importante de la aceleración hasta un valor 0.21 g. La aceleración máxima en superficie varía entre 0.20 y 0.23 g.

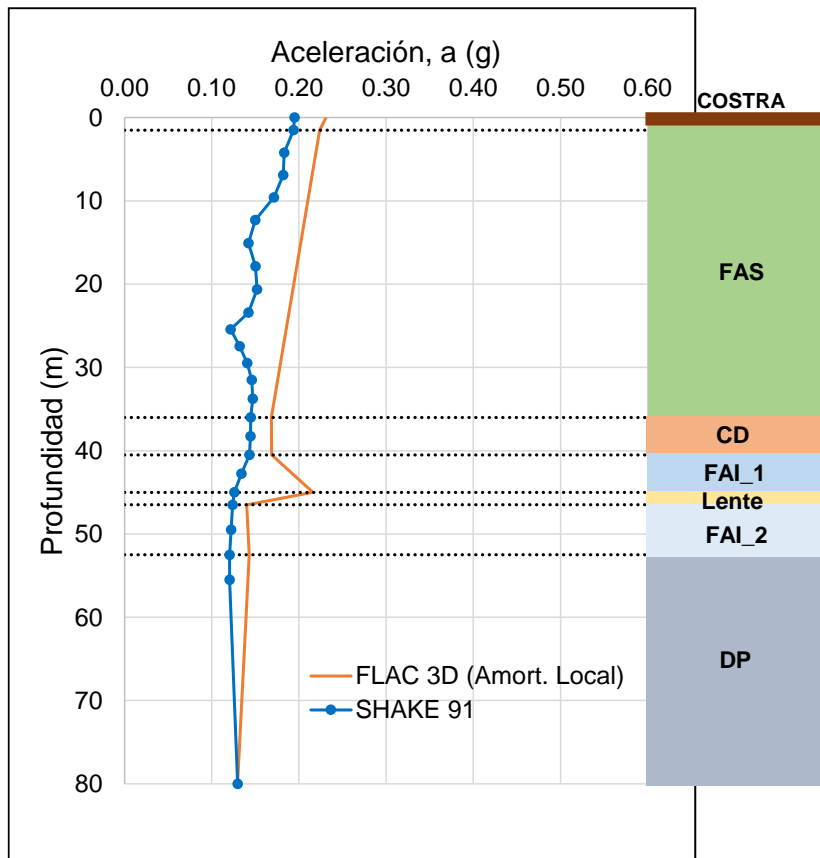


Figura 7. 25 Respuesta en campo libre en términos de aceleraciones máximas

En la Figura 7. 26 se presentan los espectros de respuesta en superficie obtenidos a partir de la aplicación del movimiento sísmico en la base del modelo de diferencias finitas y del perfil estratigráfico del programa SHAKE91. Por otro lado, también se presenta la

envolvente de los espectros de respuesta de los sismos registrados en la estación Hangares. En dicha figura, se puede observar que tanto el espectro de respuesta del FLAC^{3D} como del SHAKE91 no alcanzan a cubrir todo el contenido de frecuencias de la envolvente porque sólo se consideró una ventana de 18 s del sismo deconvoluto al afloramiento rocoso con el objeto de disminuir los tiempos de cálculo. Las diferencias de ordenadas espectrales más notorias entre el modelo numérico y el programa de propagación unidimensional de onda de corte se presentan entre los periodos 0 y 0.5 s. Dichas diferencias se pueden asociar al amortiguamiento local asignado a los elementos de suelo. En general, se logra un ajuste aceptable entre los tres espectros.

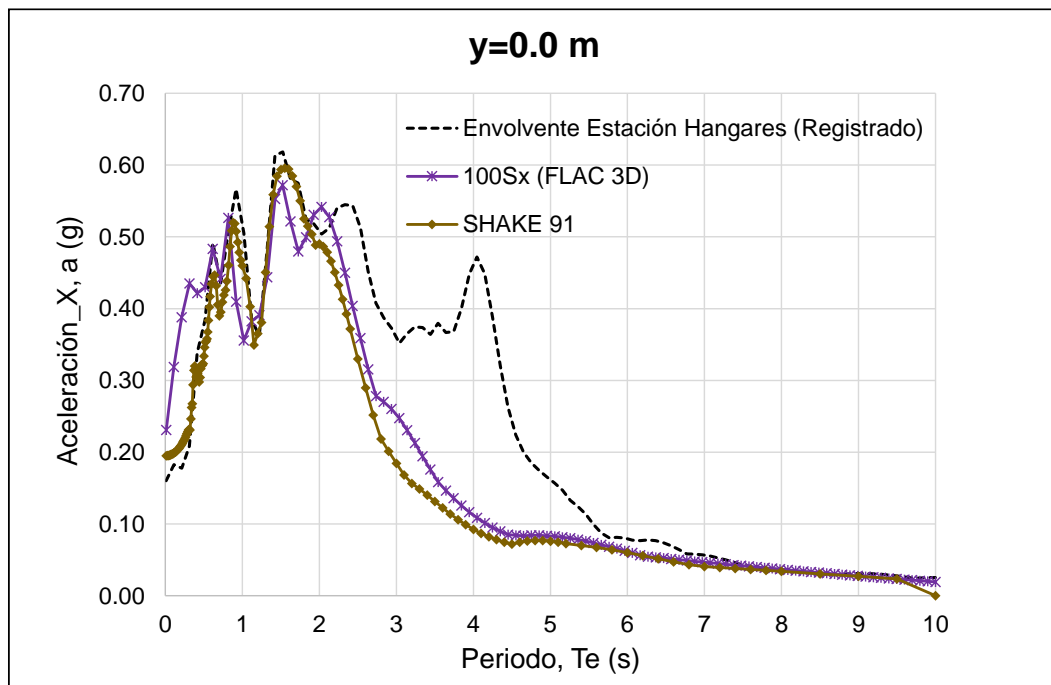


Figura 7. 26 Espectro de respuesta en superficie del modelo numérico y del SHAKE91 para un sismo de 18 s.

7.2.4 Interacción dinámica suelo-estructura

Para conocer el comportamiento del Dedo Norte ante un evento sísmico y su interacción con el medio en donde se encuentra cimentado, se consideraron las combinaciones estipuladas en NTC-04, las cuales son las siguientes:

- SX+0.3 SY (100% de la intensidad del sismo en la dirección X y un 30% en la dirección Y);
- SY+ 0.3 SX (100% de la intensidad del sismo en la dirección Y y un 30% en la dirección X).

Es importante resaltar que el análisis dinámico se realizó teniendo en cuenta únicamente las características actuales de la zona de estudio.

El periodo fundamental de vibración de la estructura T_e es igual a 0.6 s. Éste se determinó mediante mediciones de campo de ruido sísmico ambiental realizadas en diversos puntos del edificio (IIUNAM, 2014). Por otro lado, el periodo fundamental del suelo varía entre 3.2 y 3.3 s según los resultados obtenidos a partir de las sondas suspendidas (Ver Figura 6. 17).

Para establecer la magnitud de la interacción suelo-estructura y determinar la influencia de la edificación y su cimentación en la respuesta del suelo, se obtienen los espectros de respuesta en campo libre y en el interior de la estructura en los diferentes estratos del perfil de suelo. En la Figura 7. 27 se presentan la localización del perfil en campo libre y en el interior de la estructura, a lo largo de los cuales se obtuvieron las historias de aceleraciones.

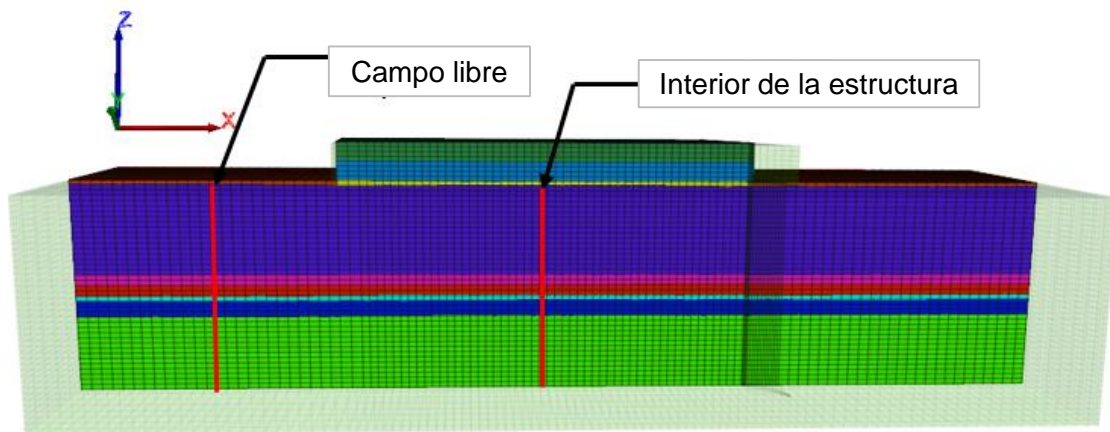


Figura 7. 27 Localización puntos de monitoreo

En la Figura 7. 28 hasta la

Figura 7. 31 se presentan los espectros de respuesta en superficie y a nivel de cimentación (-1.5 m) obtenidos a partir del modelo numérico para la combinación 100% de la intensidad del sismo en la dirección X y 30% en la Y, y 30% en la dirección X y 100% en Y. Por otro lado, también se presenta la envolvente de referencia de los sismos registrados en la estación Hangares. En general, se puede observar que entre el periodo 0.0 y 1.0 s la amplitud de las aceleraciones espectrales disminuyen significativamente debido posiblemente al contraste de rigidez entre el suelo y la estructura.

Entre los periodos 0.0 y 3.0 s, los espectros de respuesta obtenidos a partir del modelo numérico para ambas combinaciones tienen aproximadamente la misma forma y magnitud de ordenadas espectrales del espectro de respuesta de diseño. Sin embargo, las mayores diferencias se presentan entre los periodos 3.0 y 10.0 s debido a que la historia de aceleraciones aplicada al modelo corresponde a una ventana de 18 s del sismo deconvuelto de 81.92 s.

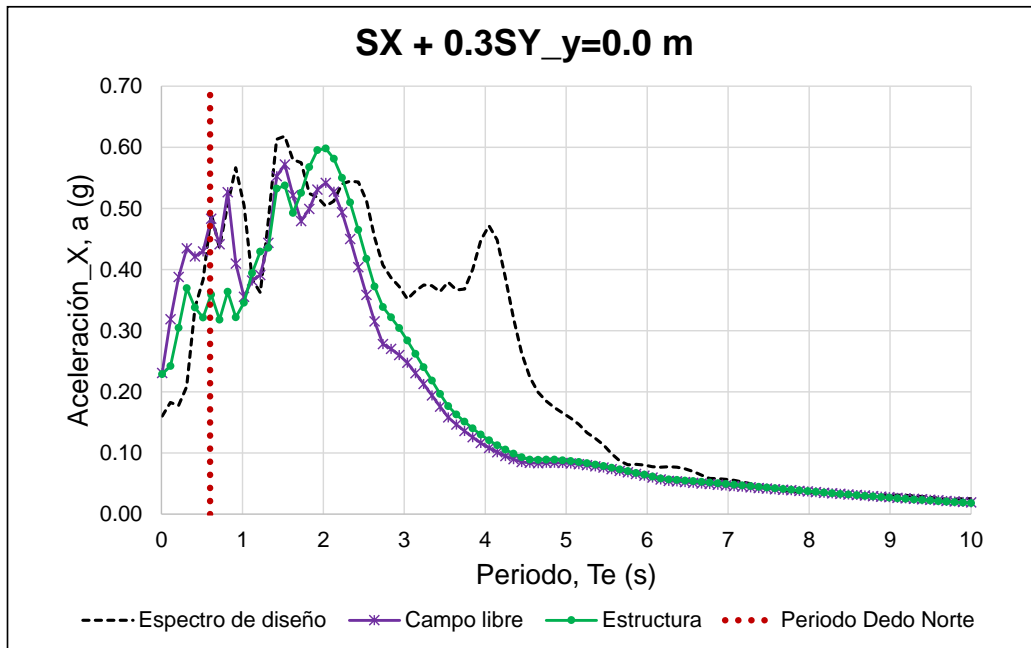


Figura 7. 28 Espectros de respuesta en la dirección X a una profundidad de $y=0.0$ m, para la combinación SX + 0.3 SY

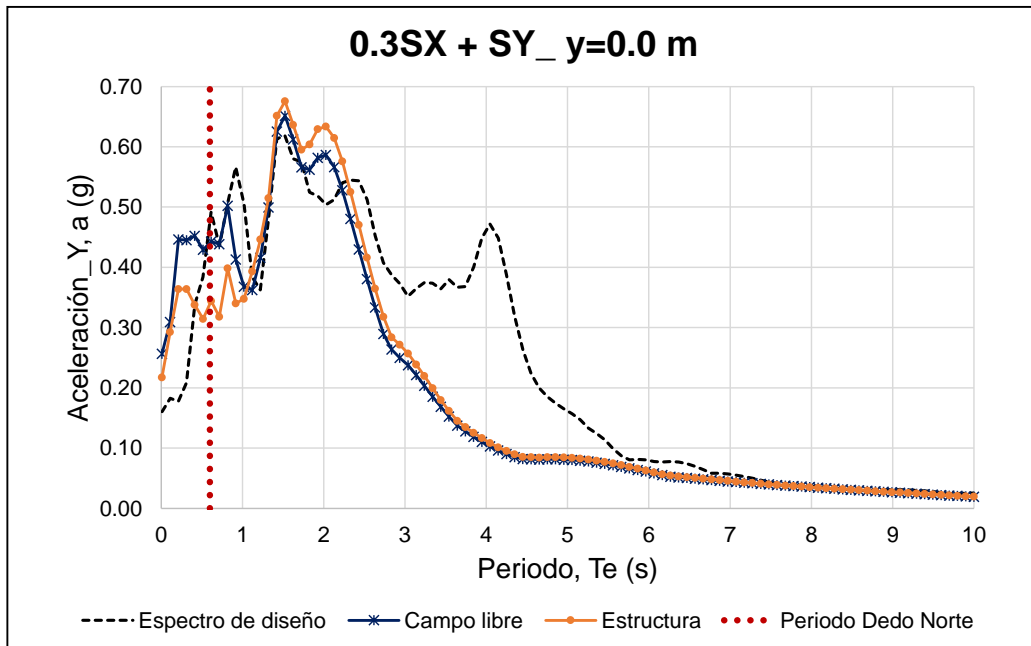


Figura 7. 29 Espectros de respuesta en la dirección Y a una profundidad de $y=0.0$ m, para la combinación 0.3 SX + SY

Cuando se considera la interacción suelo-estructura para la combinación SX +0.3 SY las aceleraciones pico además de incrementarse se desplazan a la derecha pasando de 0.57 g en 1.52 s a 0.60 g en 2.02 s (Ver Figura 7. 28 y Figura 7. 30).Sin embargo, en la

combinación 0.3 SX + SY, la aceleración pico no se desplaza y es aproximadamente igual a 0.67 g para ambas profundidades (Ver Figura 7. 29 y Figura 7. 31).

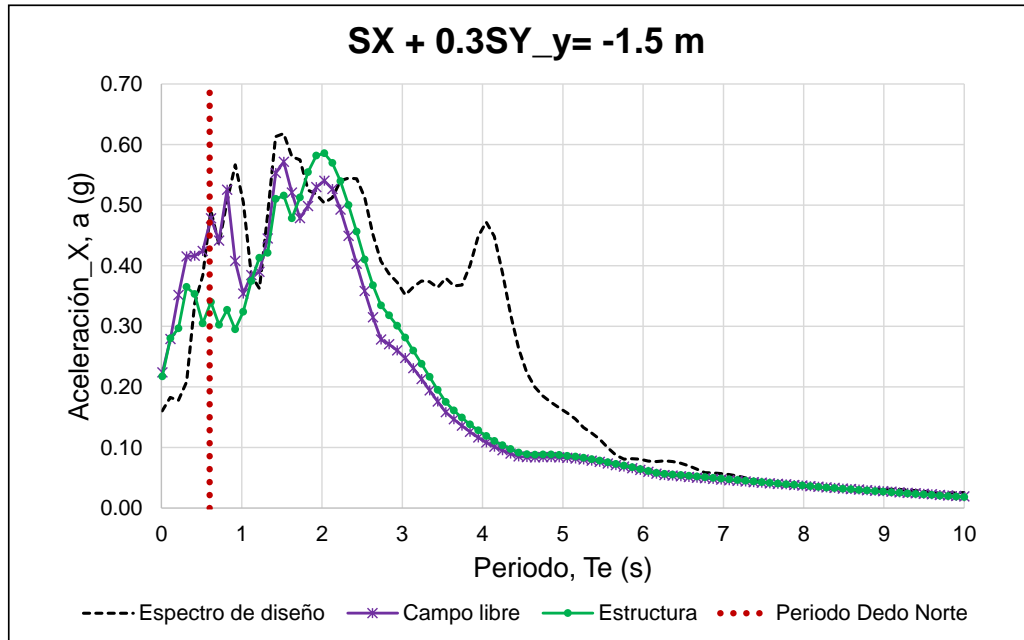


Figura 7. 30 Espectros de respuesta en la dirección X a una profundidad de $y=-1.5$ m, para la combinación SX + 0.3 SY

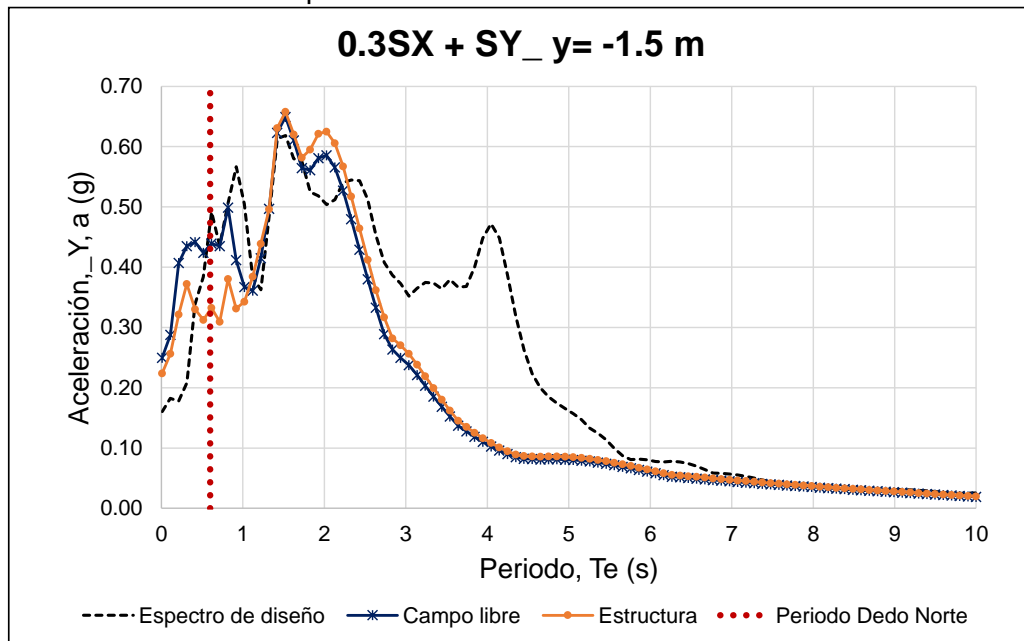


Figura 7. 31 Espectros de respuesta en la dirección Y a una profundidad de $y=-1.5$ m, para la combinación 0.3 SX + SY

Cuando se aplica el sismo en la dirección Y, los espectros de respuesta presentan ordenadas espectrales mayores a las obtenidas mediante la aplicación del sismo en la dirección X. Lo anterior, se puede asociar a la particular extensión y geometría de la estructura que hace que la aplicación del sismo en la dirección Y la haga más vulnerable.

El espectro de diseño considerado presenta una aceleración del terreno ($T_e = 0.0$ s) de 0.16 g, mientras que en los espectros de respuesta obtenidos a partir del modelo de diferencias finitas para ambas combinaciones esta aceleración se encuentra entre 0.22 y 0.26 g. Dicha diferencia se puede asociar al tipo de amortiguamiento asignado a los elementos de suelo del modelo.

En conclusión, el Dedo Norte es una estructura de poca altura y con periodo fundamental de vibración corto, menor a 1 s, que presentará pocos daños si llegase a ocurrir un sismo importante debido a que es una estructura muy rígida cimentada en un depósito de suelo muy compresible cuyo periodo varía entre 3.0 y 4.0 s ($T_e \ll T_s$).

8 CONCLUSIONES

El objetivo principal de este trabajo fue revisar la condición actual del sistema de cimentación de la Terminal 2 de acuerdo con el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal vigente y evaluar el comportamiento dinámico ante un evento sísmico mediante un modelo numérico de diferencias finitas. A continuación se presentan las conclusiones para cada uno de los análisis efectuados.

8.1 ESTABILIDAD DE LAS CIMENTACIONES

De la revisión de los estados límite de falla y de servicio de la condición actual del sistema de cimentación del Edificio Terminal y Dedos Norte y Sur, se puede concluir lo siguiente:

Edificio Terminal

El sistema de cimentación no alcanzan el estado límite de falla por capacidad de carga puesto que cumplen con los requisitos establecidos en la normativa vigente (NTC, 2004). Por lo anterior, la condición actual de la cimentación le proporciona a la estructura estabilidad y buen desempeño ante condiciones estáticas y dinámicas.

Cuando se revisa el estado límite de servicio, la losa de cimentación por sí sola no cumple con los límites máximos de asentamientos permitidos para una construcción localizada en la Zona III. Por otro lado, dado que las pilas se encuentran empotradas en los depósitos profundos, la emersión aparente que ésta presenta con respecto al terreno circundante es de aproximadamente 1.50 m. Dicha magnitud tampoco cumple con los con los límites máximos de emersión presentados en la NTC 2004.

Dedo Norte y Dedo Sur

Los resultados que se obtuvieron luego de la revisión de la seguridad y estabilidad de los pilotes de fricción de cada estructura, despreciando la capacidad del sistema suelo-losa, son los siguientes:

a) *Cimentación en conjunto*

Para éste análisis primero se consideró la capacidad de carga de la cimentación en conjunto como la suma de las capacidades individuales y luego, como la capacidad por adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente de todo el conjunto de pilotes. En ninguno de los dos casos la cimentación se considera estable para condiciones estáticas.

b) *Subgrupos de pilotes*

Las capacidades de carga de cada subgrupo fueron estimadas como la suma de las capacidades individuales de los pilotes, ya que la distancia entre ellos es mayor a la separación mínima. Ninguno de los subgrupos revisados del Dedo Norte y Sur cumplieron con los requisitos de la normativa vigente (NTC, 2004). De lo anterior, se concluye que los conjuntos de pilotes de ambas edificaciones, por sí solos, no

proporcionan las condiciones suficientes para un adecuado comportamiento ante condiciones estáticas.

Por otro lado, de la verificación de la estabilidad bajo condiciones dinámicas se obtuvo que los subgrupos perimetrales de ambas construcciones tampoco cumplen con los requisitos de la normativa vigente (NTC, 2004).

c) Revisión de cada pilote individual

En este caso, las acciones permanentes y variantes al nivel de cimentación para cada conjunto se dividieron equitativamente entre el número de elementos que lo conforman obteniéndose así los mismos resultados de la revisión anterior para condiciones estáticas y dinámicas, para cada edificación.

Sin embargo, luego de la revisión del sistema suelo-losa se concluye que tanto la cimentación del Dedo Norte como del Dedo Sur ambas conformadas por pilotes de fricción y una losa con contratrabes, es estable y segura, ya que este último sistema cumple con los requerimientos mínimos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GDF, 2004 (c)).

Por último, cuando se revisa el estado límite de servicio las losas de cimentación por sí solas no cumple con los límites máximos de asentamientos permitidos para una construcción localizada en la Zona III. Sin embargo, los asentamientos del Dedo Norte y Sur se consideran aceptables cuando la revisión se realiza teniendo en cuenta los pilotes de fricción.

En conclusión, las losas de cimentación de los Dedos Norte y Sur son los elementos que proporcionan la estabilidad del sistema de cimentación mientras que los pilotes de fricción contribuyen como reductores de asentamiento. Este tipo de diseño de cimentación con pilotes de fricción corresponde a un Tipo II según la clasificación de Auvinet y Mendoza (1987).

8.2 EFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

Los análisis realizados para evaluar los efectos del hundimiento regional en la Terminal 2 se llevaron a cabo considerando un número limitado de ensayos de laboratorio y de datos piezométricos. Por lo anterior, los resultados obtenidos en dichos análisis podrán precisarse una vez se cuente con mayor información piezométrica y geotécnica.

Actualmente, los mayores problemas de asentamientos diferenciales que se presentan en la Terminal 2 se localizan en los puntos de conexión del Edificio Terminal con los Dedos Norte y Sur. Al determinar las variaciones de la presión de poro por efectos del bombeo, se pudo observar que los asentamientos diferenciales seguirán acumulándose en dichos puntos durante los próximos 15 años de vida útil de la estructura a partir del 2014. Lo anterior, provocará que se incremente el deterioro paulatino en la calidad de los servicios aeroportuarios, generando situaciones de riesgo para usuarios y empleados de la Terminal 2.

Para garantizar la funcionalidad de la Terminal 2 como terminal aeroportuaria estratégica a nivel de acceso al país, se debe reducir la acumulación de los asentamientos diferenciales entre los Dedos Norte y Sur con respecto al Edificio Terminal mediante la modificación de los puentes metálicos de comunicación y desligando las estructuras para que se comporten de manera independiente.

8.3 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Los análisis de interacción dinámica suelo-estructura sólo se llevaron a cabo para el Dedo Norte dadas las similitudes entre éste y el Dedo Sur en lo que se refiere a sus condiciones geotécnicas y características estructurales. A continuación, se presentan algunas conclusiones del procedimiento realizado para conocer el comportamiento dinámico de la edificación:

- En la zona donde se localiza el Dedo Norte, los efectos de sitio son importantes debido principalmente a las propiedades de los materiales y al espesor del depósito. Lo anterior, se puede observar en el contenido de frecuencia de la envolvente de los espectros de respuesta de los sismos registrados en campo y en el ancho de la meseta del espectro de diseño de la NTC 2004.
- Los aspectos principales de los movimientos sísmicos se pueden reproducir mediante un modelo de programación unidimensional de onda cortante, permitiendo así predecir el comportamiento en campo libre del suelo y calibrar modelos numéricos tridimensionales más complejos.
- La precisión y confiabilidad de los resultados obtenidos mediante análisis numéricos dependen de la correcta selección de las condiciones de frontera, las acciones dinámicas y el amortiguamiento del material.
- La magnitud de los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura depende del contraste de rigidez entre las propiedades del suelo y de la cimentación.
- Una estructura es superficie modifica de forma importante la respuesta en campo libre del depósito. En este caso, el Dedo Norte produjo una disminución de las ordenadas espectrales en los periodos cercanos al periodo fundamental de vibración de la estructura (entre 0.0 y 1.0 s).
- El Dedo Norte es una estructura rígida de poca altura que presentará pocos daños si ocurre un movimiento sísmico intenso durante su vida útil debido a que su periodo fundamental de vibración es significativamente menor que el periodo del depósito lacustre donde se encuentra cimentada.

9 BIBLIOGRAFÍA

- Abrahamson N. (1993).** "Non-Stationary spectral matching program RSPMATCH".
Obtenido de:
<http://www.civil.utah.edu/~bartlett/NEUP/Rspmatch/RSPmatchdocument.pdf>
- Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (2014).** Obtenido de:
<http://www.aicm.com.mx/aicm/acerca-del-aicm/breve-historia>
- Al Atik, L. y Abrahamson, N. (2010).** "An improved method for nonstationary spectral matching". *Earthquake Spectra*. Volume 26, 3: 601-617.
- Áncora Ingeniería, S.A de C.V. (2004).** "Estudio a nivel de diseño geotécnico de las cimentaciones de las instalaciones de la nueva terminal del AICM". Contrato 018-04-NPF01-2S. Informe técnico proporcionando por: Aeropuertos y Servicios Auxiliares (ASA)
- Auvinet, G (1990).** "Análisis y diseño sísmico de las cimentaciones en el valle de México" Memorias del Simposio: El subsuelo de la cuenca de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. (SMMS):175-195. México D.F.
- Auvinet, G. y Rodríguez, J.F. (1998)** "Cimentaciones especiales". *Revista Ingeniería Civil* N°349, Colegio de Ingenieros Civiles de México: 7-18. México. D.F
- Chopra, A. K (2014).** "Dinámica de estructuras". Pearson Educación. Cuarta edición. México.
- Gobierno del Distrito Federal (2004 (a)).** *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Distrito Federal.29 de enero 2004.
- Gobierno del Distrito Federal (2004(b)).** *Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de edificaciones*. Gaceta oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, 6 de Octubre, Tomo II, No.103-BIS: 3-10
- Gobierno del Distrito Federal (2004(c)).** *Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones*. Gaceta oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, 6 de Octubre, Tomo II, No.103-BIS: 12-39.
- Gobierno del Distrito Federal (2004(d)).** *Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo*. Gaceta oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, 6 de Octubre, Tomo II, No.103-BIS: 56-77.
- Gobierno del Distrito Federal (2004(e)).** *Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto*. Gaceta oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, 6 de Octubre, Tomo I, No.103-BIS: 88-194.
- González de Vallejo, L.I., Ferrer, M. Ortuño, L. y Oteo, C. (2004).**"Ingeniería geológica". Pearson Educación, S.A. Madrid.

- González, M. (1964).**” Recimentación y enderezamiento de una iglesia del siglo XVII por medio de pilotes de control en México D.F”. Primer congreso sobre cimientos profundos. México.
- González, R. (2012)** “Estado actual y perspectivas a futuro de las condiciones del Centro Nacional de la SCT desde el punto de vista geotécnico”. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería. México D.F
- Holguín, E., Gutiérrez, C., Cuevas, A. y Segovia, J.A. (1992).** “Diseño Geotécnico de cimentaciones”. TGC Geotecnia S.A de C.V. México D.F
- Idriss, I.M. y Sun, J.I.(1992).** “User’s manual for SHAKE91: A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits”. Center for Geotechnical Modeling. Department of Civil & Environmental Engineering. University of California. Davis
- Instituto de Ingeniería, UNAM (2013).** “Catedral Metropolitana hundimiento y rescate”. México: 19-26.
- Instituto de Ingeniería, UNAM (2014).** *Estudios estructurales y geotécnicos de la revisión de la estabilidad de los edificios de la Terminal 2 del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México: Nota técnica No.GE-4, Segundo Informe Parcial, 9 de junio de 2014.* México D.F
- Itasca Consulting Group Inc. (2009)** “FLAC 3D: Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions, User’s Guide”. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Jaime, A. (1988).** “Geotecnia y sismicidad en el valle de México”. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No.D-29.
- Juárez, M., Auvinet, G. y Rodríguez, M.E (2008).** “Caracterización del subsuelo del ex Lago de Texcoco”. Memo. XXIV RNMS, Aguascalientes: 2, 357-365.
- Kostoglodov, V. y Pacheco, J (1999).** Cien años de la sismicidad en México. Geofísica UNAM.
Obtenido de: <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>
- Kramer, S. (1996)**” Geotechnical earthquake engineering”. Universidad de Washington. Prentice Hall International Series in Civil Engineering an Engineering Mechanics. New Jersey.
- Kramer, S y Stewart, J (2004).**”Geotechnical aspects of seismic hazards”. Earthquake Engineering: From engineering seismology to performance-based engineering. Chapter 4.CRC Press LLC. United States of America.
- León, J.L y Reséndiz, D. (1979)**” Cálculo de asentamientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción”. Memorias VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima.

- Mánica, M. A (2013)** “Comportamiento dinámico de inclusiones rígidas”. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería. México D.F
- Marsal, R y Mazari, M. (1959).** “El subsuelo de la Ciudad de México”. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Ordaz, M., Castellanos, F. y Zapata, A. (2002).** “Manual de uso del programa DEGTRA A4”. Instituto de Ingeniería, UNAM. México D.F.
- Osorio, L. (2007).**” Caracterización de parámetros sísmicos en el lago de Texcoco”. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería. México D.F.
- Ossa, A. (2004).**”Modelo elasto-viscoplastico (EVP) para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos”. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería. México, D.F
- Ovando, E. y Romo, M (1991)** “Estimación de la velocidad de ondas en la arcilla de la Ciudad de México con ensayos de cono”. Sismodinámica 2:107-123.
- Ovando, E., Romo, M., Contreras, N. y Giralt, A. (2003)** ”Effects on soil properties of future settlements in downtown Mexico City due to ground water extraction”. Geofísica internacional 42:185-204. Universidad Nacional Autónoma de México. México, D.F.
- Ovando, E. y Ossa, A. (2004)** “Modelo elasto-viscoplastico para la consolidación de los suelos y su aplicación al hundimiento regional de la Ciudad de México”. Memorias de la XXII Reunión Nacional de la Mecánica de Suelos, Guadalajara: 2, 291-299.
- Ovando, E., Ossa, A. y Romo, M. (2007).** “The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response”. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27:333-343.
- Pino, Y. (2014)** “Cambios en la respuesta dinámica del suelo causado por el hundimiento regional en la zona del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”. Memorias de la XXVII Reunión Nacional de la Mecánica de Suelos, Puerto Vallarta.
- Reinoso, E. (2007)** “Riesgo sísmico de la Ciudad de México”. Academia de Ingeniería A.C. México D.F.
- Reséndiz, D. y Auvinet, G. (1979)**” Analysis of pile foundations in consolidating soil”. VIII International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol I, 815-818. Paris.
- Rodríguez, J.F (2010).** “Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México”. Tesis de Doctorado, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería. México D.F

- Romo, M. (1990).** “Comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de cimentaciones”. Memorias del Simposio: El subsuelo de la cuenca de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. (SMMS):83-94. México D.F.
- Romo, M. (1995).** “Clay Behavior, ground response and soil-structure interaction studies in Mexico City”. Proceedings: The third international conference on recent advances in geotechnical engineering and soil dynamics, Vol.2, N°SOA13. Saint Louis.
- Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez-Sesma, F.J. y Singh, S.K. (1989).** “Design spectra for Mexico’s Federal District”. Earthquake Spectra, Vol. 5, N°1:273-291
- Rosenblueth, E. y Ovando, E. (1990).** “Riesgo sísmico en el valle de México: una perspectiva geotécnica”. Memorias del Simposio: El subsuelo de la cuenca de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C (SMMS):123-136. México D.F
- Sánchez, M. (1990).** “ Recimentación en el Distrito Federal teniendo en cuenta el nuevo Reglamento de Construcción”. Memorias del Simposio: Recimentación. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C (SMMS):1-4. México D.F
- Santoyo, E. y Gutierrez, C. (1990).** “Estratigrafía y muestreo inalterado de los suelos lacustres del valle de México”. Memorias del Simposio: El subsuelo de la cuenca de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C (SMMS):37-55. México D.F.
- Santoyo, E. y Ovando, E. (2008)** “Catedral y Sagrario de la Ciudad de México. Corrección geométrica y endurecimiento del subsuelo”. TGC Geotecnia. Recuperado en el 2015 de TGC: <http://tgc.com.mx/tgc/wp-content/uploads/2013/11/Catedral2.pdf>. México D.F
- Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005).** “Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México”. TGC geotecnia S.A de C.V. México.
- Santoyo, E (2007).** “Historia y actualidad del hundimiento regional de la ciudad de México”. Recuperado en el 2014, de TGC: <http://www.tgc.com.mx/articulos/art001.pdf>
- Santoyo, E y Alanís, R (2013).** “Monografía sobre los pilotes de control: Utilidad, mantenimiento y desatinos”. Recuperado en el 2015, de TGC: <http://tgc.com.mx/tgc/wp-content/uploads/2013/11/Pilotesdecontrol.pdf>
- Schnabel, P., Lysmer, J. y Seed, H. (1972).** “A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites”. Report No. EERC 72-12. University of California, Berkeley.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (2002).** “Manual de Construcción Geotecnia Tomo II”. Capítulo 9:403-446. México, D.F.

- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. (1999)** “Base mexicana de datos de sismos fuertes. Volumen 2 (1960-1999)”. México D.F
- Subdirección de Construcción, ASA (2005(a)).** *Edificio Terminal: Planta de localización de pilas y planta de cimentación.* Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Nueva Terminal 2. Plano No.ES-01 y ES-02
- Subdirección de Construcción, ASA (2005 (b)).** *Dedo Norte: Planta de localización de pilotes y planta de cimentación.* Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Nueva Terminal 2. Plano No.ES-01 y ES-02
- Subdirección de Construcción, ASA (2005 (c)).** *Dedo Sur: Planta de localización de pilotes y planta de cimentación.* Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, Nueva Terminal 2. Plano No.ES-01 y ES-02.
- Tamez, E., Sánchez, B. y De la Torre, O. (1990)** “Renivelación de un edificio de 16 niveles”. Memorias del Simposio: Recimentaciones. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C (SMMS):43-53. México D.F
- Tamez, E. (1992).** Hundimientos diferenciales de edificios coloniales en el centro histórico de la ciudad de México. IX Conferencia Nabor Carrillo. Zacatecas. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C (SMMS):24-45
- Tamez, E. (2001).** *Ingeniería de cimentaciones: Conceptos básicos de la práctica.* TGC Geotecnia S.A de C.V. México D.F
- TGC, S.A de C.V (2005).** *Terminal 2 del AICM: Recomendaciones geotécnicas.* México D.F. Proy: 30M. Informe técnico proporcionando por: Aeropuertos y Servicios Auxiliares (ASA)
- Tarback, E.J., Lutgens, F.K. y Tasa, D. (2005)** “*Ciencias de la tierra: una introducción a la geología física*”. Pearson Educación S.A. Madrid
- Vucetic, M. y Dobry, R. (1991)** “Effect of soil plasticity on cyclic response”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 117, 89-107.
- Yin, J. y Graham, J. (1996)** “Elasto-Viscoplastic modelling of one dimensional consolidation”. Geotechnique, 46(3): 515-527.

ANEXO A

Condiciones estáticas

Tabla A1. Revisión de las pilas del Edificio Terminal

Tipo	N° Pila	CM (t)	CVmax	W(t)	FN	Fc	ΣQFc (t)	R (t)	Condición
P-2	1.00	349.20	55.56	154.72	466.30	1.50	1305.52	3154.72	Cumple
P-2	2.00	683.92	166.44	154.72	466.30	1.50	1973.92	3154.72	Cumple
P-2	3.00	835.54	219.38	154.72	466.30	1.50	2280.76	3154.72	Cumple
P-2	4.00	807.16	211.29	154.72	466.30	1.50	2226.05	3154.72	Cumple
P-2	5.00	853.34	235.82	154.72	466.30	1.50	2332.12	3154.72	Cumple
P-2	6.00	853.38	261.62	154.72	466.30	1.50	2370.88	3154.72	Cumple
P-2	7.00	818.73	261.11	154.72	466.30	1.50	2318.14	3154.72	Cumple
P-2	8.00	814.68	259.08	154.72	466.30	1.50	2309.02	3154.72	Cumple
P-2	9.00	818.05	263.02	154.72	466.30	1.50	2319.98	3154.72	Cumple
P-2	10.00	772.39	232.85	154.72	466.30	1.50	2206.24	3154.72	Cumple
P-2	11.00	736.47	212.58	154.72	466.30	1.50	2121.95	3154.72	Cumple
P-2	12.00	739.37	212.92	154.72	466.30	1.50	2126.81	3154.72	Cumple
P-2	13.00	733.29	210.11	154.72	466.30	1.50	2113.48	3154.72	Cumple
P-2	14.00	757.86	220.67	154.72	466.30	1.50	2166.17	3154.72	Cumple
P-2	15.00	646.24	179.22	154.72	466.30	1.50	1936.57	3154.72	Cumple
P-2	16.00	918.66	284.24	154.72	466.30	1.50	2502.73	3154.72	Cumple
P-2	17.00	454.81	144.37	154.72	466.30	1.50	1597.15	3154.72	Cumple
P-2	18.00	555.71	148.34	154.72	466.30	1.50	1754.45	3154.72	Cumple
P-2	19.00	329.06	40.76	154.72	466.30	1.50	1253.11	3154.72	Cumple
P-2	20.00	743.50	167.43	154.72	466.30	1.50	2064.77	3154.72	Cumple
P-2	21.00	426.72	60.42	154.72	466.30	1.50	1429.09	3154.72	Cumple
P-2	22.00	548.49	129.83	154.72	466.30	1.50	1715.86	3154.72	Cumple
P-2	23.00	396.96	53.89	154.72	466.30	1.50	1374.65	3154.72	Cumple
P-2	24.00	648.56	139.44	154.72	466.30	1.50	1880.38	3154.72	Cumple
P-2	25.00	660.32	143.48	154.72	466.30	1.50	1904.08	3154.72	Cumple
P-2	26.00	590.80	139.72	154.72	466.30	1.50	1794.16	3154.72	Cumple
P-2	27.00	574.95	132.46	154.72	466.30	1.50	1759.49	3154.72	Cumple
P-2	28.00	577.90	133.81	154.72	466.30	1.50	1765.94	3154.72	Cumple
P-2	29.00	576.99	133.40	154.72	466.30	1.50	1763.96	3154.72	Cumple
P-2	30.00	577.56	133.65	154.72	466.30	1.50	1765.19	3154.72	Cumple
P-2	31.00	577.14	133.47	154.72	466.30	1.50	1764.29	3154.72	Cumple
P-2	32.00	576.83	133.35	154.72	466.30	1.50	1763.65	3154.72	Cumple
P-2	33.00	577.29	133.54	154.72	466.30	1.50	1764.62	3154.72	Cumple
P-2	34.00	576.68	133.30	154.72	466.30	1.50	1763.35	3154.72	Cumple
P-2	35.00	577.32	133.51	154.72	466.30	1.50	1764.62	3154.72	Cumple
P-2	36.00	573.71	132.31	154.72	466.30	1.50	1757.41	3154.72	Cumple
P-2	37.00	596.93	138.66	154.72	466.30	1.50	1801.76	3154.72	Cumple
P-2	38.00	564.69	121.63	154.72	466.30	1.50	1727.86	3154.72	Cumple
P-2	39.00	315.50	42.26	154.72	466.30	1.50	1235.02	3154.72	Cumple
P-2	40.00	395.97	54.55	154.72	466.30	1.50	1374.16	3154.72	Cumple
P-2	41.00	471.76	55.88	154.72	466.30	1.50	1489.84	3154.72	Cumple
P-2	42.00	631.20	96.37	154.72	466.30	1.50	1789.73	3154.72	Cumple
P-1	43.00	1266.27	357.36	241.75	582.88	1.50	3380.94	3819.79	Cumple
P-1	44.00	1456.57	450.63	241.75	582.88	1.50	3806.29	3819.79	Cumple
P-1	45.00	1348.90	401.28	241.75	582.88	1.50	3570.76	3819.79	Cumple
P-1	46.00	1474.31	472.59	241.75	582.88	1.50	3865.84	3819.79	No Cumple
P-1	47.00	1621.27	573.47	241.75	582.88	1.50	4237.60	3819.79	No Cumple
P-1	48.00	1602.02	557.09	241.75	582.88	1.50	4184.16	3819.79	No Cumple
P-1	49.00	1596.92	554.69	241.75	582.88	1.50	4172.91	3819.79	No Cumple
P-1	50.00	1615.26	570.61	241.75	582.88	1.50	4224.30	3819.79	No Cumple
P-1	51.00	1473.41	475.95	241.75	582.88	1.50	3869.53	3819.79	No Cumple
P-1	52.00	1350.40	404.72	241.75	582.88	1.50	3578.17	3819.79	Cumple
P-1	53.00	1357.95	405.30	241.75	582.88	1.50	3590.37	3819.79	Cumple
P-1	54.00	1337.84	397.37	241.75	582.88	1.50	3548.31	3819.79	Cumple
P-1	55.00	1455.12	453.89	241.75	582.88	1.50	3809.01	3819.79	Cumple
P-1	56.00	1261.37	406.91	241.75	582.88	1.50	3447.91	3819.79	Cumple
P-1	57.00	1856.55	622.16	241.75	582.88	1.50	4663.56	3819.79	No Cumple
P-1	58.00	722.26	256.00	241.75	582.88	1.50	2412.88	3819.79	Cumple
P-1	59.00	826.16	188.22	241.75	582.88	1.50	2467.06	3819.79	Cumple
P-1	60.00	968.37	247.31	241.75	582.88	1.50	2769.01	3819.79	Cumple
P-1	61.00	864.84	203.67	241.75	582.88	1.50	2548.26	3819.79	Cumple
P-1	62.00	944.47	247.45	241.75	582.88	1.50	2733.37	3819.79	Cumple
P-1	63.00	978.26	270.60	241.75	582.88	1.50	2818.78	3819.79	Cumple
P-1	64.00	947.38	250.97	241.75	582.88	1.50	2743.02	3819.79	Cumple
P-1	65.00	975.56	268.90	241.75	582.88	1.50	2812.18	3819.79	Cumple
P-1	66.00	978.11	270.55	241.75	582.88	1.50	2818.48	3819.79	Cumple
P-1	67.00	916.33	229.57	241.75	582.88	1.50	2664.34	3819.79	Cumple
P-1	68.00	911.51	229.26	241.75	582.88	1.50	2656.65	3819.79	Cumple
P-1	69.00	898.47	224.01	241.75	582.88	1.50	2629.21	3819.79	Cumple
P-1	70.00	888.84	212.89	241.75	582.88	1.50	2598.09	3819.79	Cumple
P-1	71.00	911.12	228.06	241.75	582.88	1.50	2654.26	3819.79	Cumple
P-1	72.00	986.55	287.76	241.75	582.88	1.50	2856.96	3819.79	Cumple
P-1	73.00	1063.41	322.39	241.75	582.88	1.50	3024.19	3819.79	Cumple
P-2	74.00	723.54	179.18	154.72	466.30	1.50	2052.46	3154.72	Cumple
P-2	75.00	786.18	204.08	154.72	466.30	1.50	2183.77	3154.72	Cumple
P-2	76.00	710.20	172.69	154.72	466.30	1.50	2022.71	3154.72	Cumple
P-2	77.00	748.66	194.54	154.72	466.30	1.50	2113.18	3154.72	Cumple
P-2	78.00	748.27	194.51	154.72	466.30	1.50	2112.55	3154.72	Cumple
P-2	79.00	718.16	175.63	154.72	466.30	1.50	2039.06	3154.72	Cumple
P-2	80.00	748.08	194.41	154.72	466.30	1.50	2112.11	3154.72	Cumple
P-2	81.00	748.47	194.56	154.72	466.30	1.50	2112.92	3154.72	Cumple
P-2	82.00	717.88	175.40	154.72	466.30	1.50	2038.30	3154.72	Cumple
P-2	83.00	747.63	194.11	154.72	466.30	1.50	2110.99	3154.72	Cumple
P-2	84.00	744.57	192.97	154.72	466.30	1.50	2104.69	3154.72	Cumple
P-2	85.00	725.66	178.15	154.72	466.30	1.50	2054.09	3154.72	Cumple
P-2	86.00	744.75	191.70	154.72	466.30	1.50	2103.05	3154.72	Cumple
P-2	87.00	811.28	227.79	154.72	466.30	1.50	2256.98	3154.72	Cumple

Tabla A2. Revisión grupos de pilotes del Dedo Norte

Grupo	Nº de pilotes	FN (t)	Cf (t)	CM (t)	CVmáx (t)	ΣQFc (t)	R (t)	ΣQFc<R
1	3	59.68	252.80	64.49	7.65	219.73	176.96	No Cumple
2	4	79.58	337.06	191.87	60.25	526.88	235.94	No Cumple
3	4	79.58	337.06	199.16	61.25	539.31	235.94	No Cumple
4	4	79.58	337.06	188.33	56.47	515.90	235.94	No Cumple
5	4	79.58	337.06	185.73	55.45	510.47	235.94	No Cumple
6	4	79.58	337.06	170.34	47.76	475.85	235.94	No Cumple
7	4	79.58	337.06	173.95	48.63	482.57	235.94	No Cumple
8	4	79.58	337.06	165.05	46.30	465.72	235.94	No Cumple
9	4	79.58	337.06	165.04	45.59	464.64	235.94	No Cumple
10	4	79.58	337.06	153.78	40.53	440.16	235.94	No Cumple
11	4	79.58	337.06	158.20	42.54	449.81	235.94	No Cumple
12	4	79.58	337.06	132.92	38.83	406.32	235.94	No Cumple
13	3	59.68	252.80	96.91	28.03	298.93	176.96	No Cumple
14	4	79.58	337.06	185.92	62.87	521.88	235.94	No Cumple
15	6	119.37	505.59	195.72	57.95	603.55	353.91	No Cumple
16	4	79.58	337.06	174.99	57.53	497.48	235.94	No Cumple
17	3	59.68	252.80	126.02	41.69	363.09	176.96	No Cumple
18	4	79.58	337.06	179.75	61.35	510.35	235.94	No Cumple
19	4	79.58	337.06	193.64	58.54	526.97	235.94	No Cumple
20	4	79.58	337.06	182.44	54.11	503.52	235.94	No Cumple
21	4	79.58	337.06	182.78	54.19	504.15	235.94	No Cumple
22	4	79.58	337.06	169.08	48.54	475.13	235.94	No Cumple
23	4	79.58	337.06	179.84	54.00	499.46	235.94	No Cumple
24	4	79.58	337.06	180.11	56.96	504.30	235.94	No Cumple
25	4	79.58	337.06	165.31	47.68	468.18	235.94	No Cumple
26	4	79.58	337.06	147.75	38.25	427.70	235.94	No Cumple
27	4	79.58	337.06	84.11	15.18	297.63	235.94	No Cumple
28	8	159.16	674.12	244.12	80.33	784.07	471.89	No Cumple
29	5	99.47	421.33	126.97	39.28	435.25	294.93	No Cumple
30	6	119.37	505.59	151.86	27.42	491.97	353.91	No Cumple
31	12	238.73	1011.19	584.37	215.52	1645.93	707.83	No Cumple
32	6	119.37	505.59	340.30	110.98	899.97	353.91	No Cumple
33	12	238.73	1011.19	413.93	140.00	1276.99	707.83	No Cumple
34	6	119.37	505.59	364.73	127.53	961.44	353.91	No Cumple
35	12	238.73	1011.19	488.77	172.26	1437.64	707.83	No Cumple
36	6	119.37	505.59	406.72	139.47	1042.33	353.91	No Cumple
37	12	238.73	1011.19	414.50	140.43	1278.49	707.83	No Cumple
38	6	119.37	505.59	350.54	114.46	920.55	353.91	No Cumple
39	12	238.73	1011.19	404.84	134.47	1255.06	707.83	No Cumple
40	6	119.37	505.59	398.39	141.39	1032.72	353.91	No Cumple
41	8	159.16	674.12	404.64	137.87	1111.16	471.89	No Cumple
42	9	179.05	758.39	290.98	120.10	951.19	530.87	No Cumple
43	8	159.16	674.12	405.11	138.80	1113.26	471.89	No Cumple
44	6	119.37	505.59	388.88	135.86	1010.16	353.91	No Cumple
45	12	238.73	1011.19	401.91	133.65	1249.43	707.83	No Cumple
46	6	119.37	505.59	350.17	114.30	919.75	353.91	No Cumple
47	12	238.73	1011.19	412.37	139.08	1273.27	707.83	No Cumple
48	6	119.37	505.59	408.38	140.90	1046.97	353.91	No Cumple
49	12	238.73	1011.19	497.33	178.00	1459.09	707.83	No Cumple
50	6	119.37	505.59	367.72	129.00	968.13	353.91	No Cumple
51	12	238.73	1011.19	409.09	138.53	1267.52	707.83	No Cumple
52	6	119.37	505.59	336.51	117.48	904.03	353.91	No Cumple
53	9	179.05	758.39	298.32	127.19	972.84	530.87	No Cumple
54	9	179.05	758.39	368.70	160.54	1128.43	530.87	No Cumple
55	9	179.05	758.39	319.91	137.95	1021.36	530.87	No Cumple
56	9	179.05	758.39	434.25	196.45	1280.62	530.87	No Cumple
57	9	179.05	758.39	367.40	160.53	1126.47	530.87	No Cumple
58	9	179.05	758.39	365.97	158.94	1121.94	530.87	No Cumple
59	9	179.05	758.39	300.47	127.72	976.86	530.87	No Cumple
60	9	179.05	758.39	351.37	151.86	1089.42	530.87	No Cumple
61	9	179.05	758.39	367.91	159.78	1126.11	530.87	No Cumple

Tabla A3. Revisión grupos de pilotes del Dedo Sur

Grupo	Nº de pilotes	FN (t)	Cf (t)	CM (t)	CVmáx (t)	ΣQFc (t)	R (t)	ΣQFc<R
1	3	54.06	180.89	278.80	91.49	652.37	180.89	No Cumple
2	4	72.08	241.19	281.45	93.25	691.29	241.19	No Cumple
3	4	72.08	241.19	284.29	94.41	697.29	241.19	No Cumple
4	4	72.08	241.19	285.41	94.98	699.83	241.19	No Cumple
5	4	72.08	241.19	284.55	94.77	698.22	241.19	No Cumple
6	4	72.08	241.19	282.68	94.22	694.59	241.19	No Cumple
7	4	72.08	241.19	282.44	94.07	694.01	241.19	No Cumple
8	4	72.08	241.19	285.23	94.80	699.29	241.19	No Cumple
9	4	72.08	241.19	287.33	95.10	702.89	241.19	No Cumple
10	4	72.08	241.19	288.35	95.00	704.27	241.19	No Cumple
11	4	72.08	241.19	287.92	94.20	702.42	241.19	No Cumple
12	4	72.08	241.19	286.31	92.90	698.06	241.19	No Cumple
13	4	72.08	241.19	283.51	91.02	691.04	241.19	No Cumple
14	4	72.08	241.19	279.37	85.50	676.55	241.19	No Cumple
15	4	72.08	241.19	273.47	85.07	667.05	241.19	No Cumple
16	4	72.08	241.19	266.46	81.11	650.60	241.19	No Cumple
17	6	108.12	361.79	260.39	77.91	701.31	361.79	No Cumple
18	3	54.06	180.89	262.05	78.73	608.10	180.89	No Cumple
19	4	72.08	241.19	273.11	83.76	664.55	241.19	No Cumple
20	4	72.08	241.19	290.04	92.20	702.60	241.19	No Cumple
21	4	72.08	241.19	294.72	95.44	714.48	241.19	No Cumple
22	5	90.10	301.49	295.25	96.09	748.56	301.49	No Cumple
23	4	72.08	241.19	298.72	98.16	724.56	241.19	No Cumple
24	4	72.08	241.19	300.79	99.67	729.93	241.19	No Cumple
25	4	72.08	241.19	301.60	100.60	732.54	241.19	No Cumple
26	4	72.08	241.19	301.17	101.00	732.50	241.19	No Cumple
27	4	72.08	241.19	299.28	100.71	729.23	241.19	No Cumple
28	4	72.08	241.19	296.26	100.00	723.63	241.19	No Cumple
29	4	72.08	241.19	292.52	98.84	716.28	241.19	No Cumple
30	4	72.08	241.19	291.97	98.63	715.14	241.19	No Cumple
31	4	72.08	241.19	293.00	98.82	716.97	241.19	No Cumple
32	4	72.08	241.19	292.94	98.62	716.58	241.19	No Cumple
33	4	72.08	241.19	291.21	97.81	712.77	241.19	No Cumple
34	4	72.08	241.19	287.99	96.52	706.01	241.19	No Cumple
35	3	54.06	180.89	283.28	94.70	663.90	180.89	No Cumple
36	6	108.12	361.79	287.20	95.89	768.50	361.79	No Cumple
37	5	90.10	301.49	285.05	95.73	732.72	301.49	No Cumple
38	6	108.12	361.79	282.87	93.76	758.81	361.79	No Cumple
39	6	108.12	361.79	287.61	95.92	769.16	361.79	No Cumple
40	12	216.24	723.58	290.96	97.27	970.07	723.58	No Cumple
41	6	108.12	361.79	292.21	97.89	779.01	361.79	No Cumple
42	12	216.24	723.58	291.24	97.68	971.10	723.58	No Cumple
43	6	108.12	361.79	288.11	96.80	771.23	361.79	No Cumple
44	12	216.24	723.58	573.95	192.84	1537.91	723.58	No Cumple
45	6	108.12	361.79	292.08	97.85	778.76	361.79	No Cumple
46	12	216.24	723.58	294.87	98.35	977.55	723.58	No Cumple
47	6	108.12	361.79	296.03	98.34	785.42	361.79	No Cumple
48	12	216.24	723.58	295.87	97.62	977.96	723.58	No Cumple
49	6	108.12	361.79	294.29	96.37	779.85	361.79	No Cumple
50	12	216.24	723.58	291.69	94.52	967.04	723.58	No Cumple
51	6	108.12	361.79	287.57	92.00	763.22	361.79	No Cumple
52	8	144.16	482.39	281.48	88.44	813.36	482.39	No Cumple
53	8	144.16	482.39	273.58	84.01	794.87	482.39	No Cumple
54	9	162.18	542.68	289.63	92.30	863.69	542.68	No Cumple
55	7	126.14	422.09	296.49	96.35	815.43	422.09	No Cumple
56	12	216.24	723.58	301.47	99.11	988.59	723.58	No Cumple
57	6	108.12	361.79	303.67	100.76	800.51	361.79	No Cumple
58	12	216.24	723.58	304.75	101.78	997.52	723.58	No Cumple
59	6	108.12	361.79	304.36	102.25	803.78	361.79	No Cumple
60	12	216.24	723.58	302.64	102.01	994.70	723.58	No Cumple
61	6	108.12	361.79	299.27	101.24	794.63	361.79	No Cumple
62	12	216.24	723.58	586.10	198.71	1564.94	723.58	No Cumple
63	6	108.12	361.79	294.17	99.66	784.61	361.79	No Cumple
64	12	216.24	723.58	296.76	100.34	983.37	723.58	No Cumple
65	6	108.12	361.79	297.27	100.36	790.31	361.79	No Cumple
66	12	216.24	723.58	295.55	99.52	980.33	723.58	No Cumple
67	6	108.12	361.79	291.97	98.10	778.97	361.79	No Cumple
68	9	162.18	542.68	291.73	98.21	875.70	542.68	No Cumple
69	9	162.18	542.68	295.03	99.60	882.74	542.68	No Cumple
70	9	162.18	542.68	296.40	100.27	885.80	542.68	No Cumple
71	9	162.18	542.68	295.68	100.20	884.61	542.68	No Cumple
72	9	162.18	542.68	292.72	99.37	878.93	542.68	No Cumple
73	9	162.18	542.68	581.89	197.64	1460.09	542.68	No Cumple
74	9	162.18	542.68	297.35	100.69	887.85	542.68	No Cumple
75	9	162.18	542.68	300.52	101.39	893.66	542.68	No Cumple
76	9	162.18	542.68	302.04	101.48	896.07	542.68	No Cumple
77	9	162.18	542.68	302.14	100.93	895.40	542.68	No Cumple
78	9	162.18	542.68	300.91	99.81	891.87	542.68	No Cumple
79	9	162.18	542.68	298.34	98.01	885.32	542.68	No Cumple
80	9	162.18	542.68	294.08	95.35	874.94	542.68	No Cumple

ANEXO B

Condiciones dinámicas

Tabla B1. Revisión de pilas perimetrales del Edificio Terminal

SX+0.3SY						
N° Pila	CM+CVinst (t)	FN (t)	ΔQs (t)	ΣQFc	R	$\Sigma QFc < \Sigma R$
1	388.82	466.30	-203.91	839.89	3154.72	Cumple
2	802.62	466.30	-202.04	1297.13	3154.72	Cumple
3	992.03	466.30	-198.56	1509.30	3154.72	Cumple
4	957.88	466.30	-195.09	1009.26	3154.72	Cumple
5	1021.58	466.30	-191.61	1549.46	3154.72	Cumple
6	1040.05	466.30	-188.13	1573.60	3154.72	Cumple
7	1005.04	466.30	-184.65	1538.91	3154.72	Cumple
8	999.54	466.30	-181.18	1536.69	3154.72	Cumple
9	1005.72	466.30	-177.70	1547.31	3154.72	Cumple
10	938.51	466.30	-174.22	1477.21	3154.72	Cumple
11	888.11	466.30	-170.75	1425.59	3154.72	Cumple
12	891.25	466.30	-167.27	1432.87	3154.72	Cumple
13	883.17	466.30	-163.79	1427.81	3154.72	Cumple
14	915.28	466.30	-160.31	1466.95	3154.72	Cumple
15	774.05	466.30	-156.84	1315.42	3154.72	Cumple
16	1121.49	466.30	-153.36	1701.43	3154.72	Cumple
17	557.71	466.30	-149.88	1085.10	3154.72	Cumple
18	661.52	466.30	-147.69	1201.70	3154.72	Cumple
19	358.14	466.30	-151.47	863.83	3154.72	Cumple
20	862.89	466.30	-71.65	1506.86	3154.72	Cumple
21	469.81	466.30	-34.36	1115.48	3154.72	Cumple
22	641.07	466.30	29.25	1373.84	3154.72	Cumple
23	435.39	466.30	75.19	1198.13	3154.72	Cumple
24	748.08	466.30	129.96	1602.34	3154.72	Cumple
25	762.60	466.30	211.48	1707.98	3154.72	Cumple
26	690.36	466.30	208.01	1624.69	3154.72	Cumple
27	669.33	466.30	204.53	1597.73	3154.72	Cumple
28	673.25	466.30	201.05	1598.22	3154.72	Cumple
29	672.05	466.30	197.57	1593.07	3154.72	Cumple
30	672.79	466.30	194.10	1590.06	3154.72	Cumple
31	672.24	466.30	190.62	1585.63	3154.72	Cumple
32	671.85	466.30	187.14	1581.38	3154.72	Cumple
33	672.44	466.30	183.66	1578.20	3154.72	Cumple
34	671.66	466.30	180.19	1573.52	3154.72	Cumple
35	672.45	466.30	176.71	1570.56	3154.72	Cumple
36	667.98	466.30	173.23	1561.82	3154.72	Cumple
37	695.73	466.30	169.75	1588.52	3154.72	Cumple
38	564.69	466.30	166.28	1440.55	3154.72	Cumple
39	345.64	466.30	164.41	1197.54	3154.72	Cumple
40	434.85	466.30	79.41	1202.17	3154.72	Cumple
41	511.56	466.30	22.75	1224.22	3154.72	Cumple
42	699.87	466.30	-90.58	1306.70	3154.72	Cumple

Tabla B2. Revisión de pilas perimetrales del Edificio Terminal

0.3SX+SY						
N° Pila	CM+CVinst (t)	FN (t)	ΔQs (t)	ΣQFc	R	$\Sigma QFc < \Sigma R$
1	388.82	466.30	-143.23	906.64	3154.72	Cumple
2	802.62	466.30	-136.99	1368.68	3154.72	Cumple
3	992.03	466.30	-125.40	1589.78	3154.72	Cumple
4	957.88	466.30	-113.81	1564.97	3154.72	Cumple
5	1021.58	466.30	-102.22	1647.79	3154.72	Cumple
6	1040.05	466.30	-90.63	1680.86	3154.72	Cumple
7	1005.04	466.30	-79.04	1655.09	3154.72	Cumple
8	999.54	466.30	-67.44	1661.79	3154.72	Cumple
9	1005.72	466.30	-55.85	1681.34	3154.72	Cumple
10	938.51	466.30	-44.26	1620.16	3154.72	Cumple
11	888.11	466.30	-32.67	1577.47	3154.72	Cumple
12	891.25	466.30	-21.08	1593.68	3154.72	Cumple
13	883.17	466.30	-9.49	1597.54	3154.72	Cumple
14	915.28	466.30	2.10	1645.61	3154.72	Cumple
15	774.05	466.30	13.69	1503.01	3154.72	Cumple
16	1121.49	466.30	25.28	1897.94	3154.72	Cumple
17	557.71	466.30	36.88	1290.53	3154.72	Cumple
18	661.52	466.30	44.18	1412.76	3154.72	Cumple
19	358.14	466.30	31.58	1065.18	3154.72	Cumple
20	862.89	466.30	70.89	1663.65	3154.72	Cumple
21	469.81	466.30	78.18	1239.28	3154.72	Cumple
22	641.07	466.30	90.61	1441.34	3154.72	Cumple
23	435.39	466.30	99.58	1224.96	3154.72	Cumple
24	748.08	466.30	110.28	1580.69	3154.72	Cumple
25	762.60	466.30	124.19	1611.96	3154.72	Cumple
26	690.36	466.30	112.60	1519.74	3154.72	Cumple
27	669.33	466.30	101.01	1483.86	3154.72	Cumple
28	673.25	466.30	89.42	1475.42	3154.72	Cumple
29	672.05	466.30	77.82	1461.35	3154.72	Cumple
30	672.79	466.30	66.23	1449.41	3154.72	Cumple
31	672.24	466.30	54.64	1436.06	3154.72	Cumple
32	671.85	466.30	43.05	1422.88	3154.72	Cumple
33	672.44	466.30	31.46	1410.78	3154.72	Cumple
34	671.66	466.30	19.87	1397.17	3154.72	Cumple
35	672.45	466.30	8.28	1385.29	3154.72	Cumple
36	667.98	466.30	-3.31	1367.62	3154.72	Cumple
37	695.73	466.30	-14.90	1385.40	3154.72	Cumple
38	564.69	466.30	-26.50	1228.50	3154.72	Cumple
39	345.64	466.30	-32.73	980.68	3154.72	Cumple
40	434.85	466.30	-58.23	1050.77	3154.72	Cumple
41	511.56	466.30	-75.23	1116.45	3154.72	Cumple
42	699.87	466.30	-109.23	1286.19	3154.72	Cumple

Tabla B3. Revisión grupos perimetrales del Dedo Norte para sismo en la dirección X

SX+0.3SY							
Grupo	N° de pilotes	CM+CVinst (t)	FN (t)	ΔQs (t)	ΣQFc	R	$\Sigma QFc < R$
1	3	104.50	59.68	9.45	185.03	176.96	No Cumple
2	4	280.94	79.58	5.26	394.39	235.94	No Cumple
3	4	288.91	79.58	1.06	398.55	235.94	No Cumple
4	4	274.68	79.58	-3.14	378.28	235.94	No Cumple
5	4	271.33	79.58	-7.33	369.98	235.94	No Cumple
6	4	250.46	79.58	-11.53	342.40	235.94	No Cumple
7	4	254.68	79.58	-15.72	342.43	235.94	No Cumple
8	4	244.13	79.58	-19.92	326.21	235.94	No Cumple
9	4	243.59	79.58	-24.12	321.00	235.94	No Cumple
10	4	228.74	79.58	-28.31	300.05	235.94	No Cumple
11	4	234.58	79.58	-33.35	300.93	235.94	No Cumple
12	4	206.68	79.58	-36.71	266.55	235.94	No Cumple
13	3	151.47	59.68	-39.05	183.35	176.96	No Cumple
14	4	276.88	79.58	-32.82	348.04	235.94	No Cumple
15	6	306.17	119.37	-21.67	432.32	353.91	No Cumple
16	4	262.14	79.58	-10.51	356.37	235.94	No Cumple
17	3	190.34	59.68	-4.28	264.35	176.96	No Cumple
18	4	269.60	79.58	-1.94	374.00	235.94	No Cumple
19	4	281.45	79.58	2.26	391.65	235.94	No Cumple
20	4	267.09	79.58	6.45	380.47	235.94	No Cumple
21	4	267.48	79.58	10.65	385.52	235.94	No Cumple
22	4	249.76	79.58	14.84	370.64	235.94	No Cumple
23	4	264.40	79.58	19.04	391.36	235.94	No Cumple
24	4	266.80	79.58	23.24	398.62	235.94	No Cumple
25	4	245.36	79.58	27.43	379.65	235.94	No Cumple
26	4	221.07	79.58	31.63	357.55	235.94	No Cumple
27	4	140.99	79.58	35.83	274.08	235.94	No Cumple
28	8	393.57	159.16	31.06	626.24	471.89	No Cumple
29	5	212.63	99.47	22.64	358.27	294.93	No Cumple
30	6	240.41	119.37	14.23	399.47	353.91	No Cumple

Tabla B4. Revisión grupos perimetrales del Dedo Norte para sismo en la dirección Y

0.3SX+SY							
Grupo	N° de pilotes	CM+CVinst (t)	FN (t)	ΔQs (t)	ΣQFc	R	$\Sigma QFc < R$
1	3	104.50	59.68	-48.17	121.64	176.96	Cumple
2	4	280.94	79.58	-49.43	334.24	235.94	No Cumple
3	4	288.91	79.58	-50.69	341.62	235.94	No Cumple
4	4	274.68	79.58	-51.95	324.58	235.94	No Cumple
5	4	271.33	79.58	-53.21	319.51	235.94	No Cumple
6	4	250.46	79.58	-54.47	295.17	235.94	No Cumple
7	4	254.68	79.58	-55.73	298.43	235.94	No Cumple
8	4	244.13	79.58	-56.98	285.44	235.94	No Cumple
9	4	243.59	79.58	-58.24	283.46	235.94	No Cumple
10	4	228.74	79.58	-59.50	265.74	235.94	No Cumple
11	4	234.58	79.58	-61.01	270.50	235.94	No Cumple
12	4	206.68	79.58	-62.02	238.70	235.94	No Cumple
13	3	151.47	59.68	-62.72	157.30	176.96	Cumple
14	4	276.88	79.58	-41.96	337.99	235.94	No Cumple
15	6	306.17	119.37	-4.78	450.90	353.91	No Cumple
16	4	262.14	79.58	32.40	403.58	235.94	No Cumple
17	3	190.34	59.68	53.16	327.54	176.96	No Cumple
18	4	269.60	79.58	53.87	435.39	235.94	No Cumple
19	4	281.45	79.58	55.12	449.81	235.94	No Cumple
20	4	267.09	79.58	56.38	435.40	235.94	No Cumple
21	4	267.48	79.58	57.64	437.21	235.94	No Cumple
22	4	249.76	79.58	58.90	419.11	235.94	No Cumple
23	4	264.40	79.58	60.16	436.59	235.94	No Cumple
24	4	266.80	79.58	61.42	440.62	235.94	No Cumple
25	4	245.36	79.58	62.68	418.42	235.94	No Cumple
26	4	221.07	79.58	63.94	393.09	235.94	No Cumple
27	4	140.99	79.58	65.20	306.38	235.94	No Cumple
28	8	393.57	159.16	44.87	641.44	471.89	No Cumple
29	5	212.63	99.47	8.51	342.73	294.93	No Cumple
30	6	240.41	119.37	-27.85	353.19	353.91	Cumple

Tabla B5. Revisión grupos perimetrales del Dedo Sur para sismo en la dirección X

SX+0.3SY							
Grupo	N° de pilotes	CM+CVinst (t)	FN (t)	Δ Qs (t)	ΣQFc	R	ΣQFc<R
1	3	372.61	54.06	0.81	464.83	180.89	No Cumple
2	4	386.04	72.08	-1.58	494.99	241.19	No Cumple
3	4	389.71	72.08	-3.97	496.39	241.19	No Cumple
4	4	391.24	72.08	-6.36	495.45	241.19	No Cumple
5	4	390.23	72.08	-8.75	491.70	241.19	No Cumple
6	4	387.97	72.08	-11.14	486.59	241.19	No Cumple
7	4	387.63	72.08	-13.53	483.58	241.19	No Cumple
8	4	390.93	72.08	-15.92	484.58	241.19	No Cumple
9	4	393.24	72.08	-18.31	484.50	241.19	No Cumple
10	4	394.19	72.08	-20.70	482.91	241.19	No Cumple
11	4	393.19	72.08	-23.10	479.18	241.19	No Cumple
12	4	390.65	72.08	-25.49	473.76	241.19	No Cumple
13	4	386.51	72.08	-27.88	466.57	241.19	No Cumple
14	4	380.57	72.08	-30.27	457.41	241.19	No Cumple
15	4	372.22	72.08	-32.66	445.59	241.19	No Cumple
16	4	362.39	72.08	-35.05	432.15	241.19	No Cumple
17	6	373.09	108.12	-37.44	477.33	361.79	No Cumple
18	3	346.75	54.06	-33.89	398.21	180.89	No Cumple
19	4	370.93	72.08	-25.41	452.15	241.19	No Cumple
20	4	393.88	72.08	-11.76	492.41	241.19	No Cumple
21	4	400.88	72.08	1.90	515.13	241.19	No Cumple
22	5	411.40	90.10	4.83	547.95	301.49	No Cumple
23	4	406.82	72.08	7.22	527.53	241.19	No Cumple
24	4	409.97	72.08	9.62	533.62	241.19	No Cumple
25	4	411.44	72.08	12.01	537.87	241.19	No Cumple
26	4	411.30	72.08	14.40	540.34	241.19	No Cumple
27	4	409.20	72.08	16.79	540.66	241.19	No Cumple
28	4	405.67	72.08	19.18	539.41	241.19	No Cumple
29	4	401.11	72.08	21.57	537.03	241.19	No Cumple
30	4	400.40	72.08	23.96	538.87	241.19	No Cumple
31	4	401.57	72.08	26.35	542.79	241.19	No Cumple
32	4	401.37	72.08	28.74	545.20	241.19	No Cumple
33	4	399.06	72.08	31.13	545.29	241.19	No Cumple
34	4	394.92	72.08	33.53	543.37	241.19	No Cumple
35	3	379.38	54.06	35.92	510.89	180.89	No Cumple
36	6	412.73	108.12	18.37	582.33	361.79	No Cumple
37	5	400.95	90.10	28.36	562.33	301.49	No Cumple
38	6	406.87	108.12	0.81	556.57	361.79	No Cumple

Tabla B6. Revisión grupos perimetrales del Dedo Sur para sismo en la dirección Y

0.3SX+SY							
Grupo	N° de pilotes	CM+CVinst (t)	FN (t)	Δ Qs (t)	ΣQFc	R	ΣQFc<R
1	3	372.61	54.06	-51.07	407.75	180.89	No Cumple
2	4	386.04	72.08	-51.79	439.75	241.19	No Cumple
3	4	389.71	72.08	-52.50	443.00	241.19	No Cumple
4	4	391.24	72.08	-53.22	443.90	241.19	No Cumple
5	4	390.23	72.08	-53.94	442.00	241.19	No Cumple
6	4	387.97	72.08	-54.65	438.72	241.19	No Cumple
7	4	387.63	72.08	-55.37	437.56	241.19	No Cumple
8	4	390.93	72.08	-56.09	440.40	241.19	No Cumple
9	4	393.24	72.08	-56.80	442.16	241.19	No Cumple
10	4	394.19	72.08	-57.52	442.41	241.19	No Cumple
11	4	393.19	72.08	-58.24	440.53	241.19	No Cumple
12	4	390.65	72.08	-58.95	436.94	241.19	No Cumple
13	4	386.51	72.08	-59.67	431.60	241.19	No Cumple
14	4	380.57	72.08	-60.38	424.28	241.19	No Cumple
15	4	372.22	72.08	-61.10	414.31	241.19	No Cumple
16	4	362.39	72.08	-61.82	402.71	241.19	No Cumple
17	6	373.09	108.12	-62.53	449.73	361.79	No Cumple
18	3	346.75	54.06	-50.70	379.72	180.89	No Cumple
19	4	370.93	72.08	-26.93	450.48	241.19	No Cumple
20	4	393.88	72.08	11.33	517.81	241.19	No Cumple
21	4	400.88	72.08	49.59	567.59	241.19	No Cumple
22	5	411.40	90.10	56.62	604.92	301.49	No Cumple
23	4	406.82	72.08	57.34	582.65	241.19	No Cumple
24	4	409.97	72.08	58.06	586.91	241.19	No Cumple
25	4	411.44	72.08	58.77	589.31	241.19	No Cumple
26	4	411.30	72.08	59.49	589.94	241.19	No Cumple
27	4	409.20	72.08	60.21	588.42	241.19	No Cumple
28	4	405.67	72.08	60.92	585.33	241.19	No Cumple
29	4	401.11	72.08	61.64	581.10	241.19	No Cumple
30	4	400.40	72.08	62.35	581.11	241.19	No Cumple
31	4	401.57	72.08	63.07	583.18	241.19	No Cumple
32	4	401.37	72.08	63.79	583.75	241.19	No Cumple
33	4	399.06	72.08	64.50	582.00	241.19	No Cumple
34	4	394.92	72.08	65.22	578.23	241.19	No Cumple
35	3	379.38	54.06	65.94	543.91	180.89	No Cumple
36	6	412.73	108.12	7.43	570.30	361.79	No Cumple
37	5	400.95	90.10	40.75	575.96	301.49	No Cumple
38	6	406.87	108.12	-51.07	499.50	361.79	No Cumple