



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

**ESTADO ACTUAL Y PERSPECTIVAS A FUTURO DE LAS
CONDICIONES DEL CENTRO NACIONAL DE LA SCT
DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOTÉCNICO**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRA EN INGENIERÍA
(GEOTECNIA)**

QUE PRESENTA:

RENATA ALEJANDRA GONZÁLEZ RODRÍGUEZ

DIRECTOR DE TESIS:

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY



CIUDAD UNIVERSITARIA, 2012

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

- 1.1 ANTECEDENTES
- 1.2 OBJETIVO
- 1.3 ALCANCES
- 1.4 CONTENIDO DE LA TESIS

2. EL HUNDIMIENTO REGIONAL EN LAS CONSTRUCCIONES DEL VALLE DE MÉXICO

2.1 HUNDIMIENTO REGIONAL

- 2.1.1 Definición de hundimiento regional
- 2.1.2 Mecanismos de deformación por consolidación
- 2.1.3 Factores secundarios que contribuyen al hundimiento regional
- 2.1.4 Efectos del hundimiento regional en las propiedades del suelo

2.2 EFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL EN LAS CONSTRUCCIONES DEL VALLE DE MÉXICO

- 2.2.1 Emersión aparente
- 2.2.2 Desplomo de edificios
- 2.2.3 Agrietamiento de muros y separación de juntas constructivas
- 2.2.4 Daños en instalaciones

2.3 SOLUCIONES PARA CORREGIR EFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL EN LAS CONSTRUCCIONES

- 2.3.1 Lastrado de edificios
- 2.3.2 Procedimiento de subexcavación
- 2.3.3 Infiltración de agua
- 2.3.4 Endurecimiento del subsuelo

3. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO DEL CENTRO NACIONAL SCT

3.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

- 3.1.1 Historia del Predio
- 3.1.2 Estratigrafía
- 3.1.3 Sondeos Realizados
- 3.1.4 Propiedades índice
- 3.1.5 Información de pruebas odométricas
- 3.1.6 Registros de Niveles piezométricos
- 3.1.7 Hundimiento Regional en el Sitio

3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS EDIFICIOS

- 3.2.1 Descripción del conjunto de edificios
- 3.2.2 Historia de las cimentaciones
- 3.2.3 Comportamiento de los edificios del CNSCT
- 3.2.4 Diagnóstico del estado de las cimentaciones

3.3 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LAS CIMENTACIONES DEL CNSCT

- 3.3.1 Revisión de la estabilidad de las cimentaciones
- 3.3.2 Revisión de la cimentación mixta de los edificios A Oriente, AB y B
- 3.3.3 Análisis de asentamientos

3.4 BOMBEO E INFILTRACIÓN PARA CONTROLAR HUNDIMIENTOS EN EL CNSCT

4. MODELO ANALÍTICO

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

- 4.1.1 Definición de los parámetros λ , κ y ψ
- 4.1.2 Condición Inicial y de Frontera
- 4.1.3 Calibración del programa INCONN para el CNSCT

4.2 EVOLUCIÓN DE ASENTAMIENTOS

- 4.2.1 Evolución de la presión de poro
- 4.2.2 Evolución de los Asentamientos en el sitio
- 4.2.3 Curvas de igual hundimiento en el CNSCT

5. EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUBSUELO

- 4.2.1 Evolución de las propiedades índice
- 4.2.2 Evolución de la resistencia de punta q_c
- 4.2.3 Evolución de la Compresibilidad

6. RENIVELACION DEL CNSCT

- 6.1 GENERALIDADES
- 6.2 PILOTES DE CONTROL
- 6.3 SUBEXCAVACIÓN
- 6.4. INCLUSIONES RÍGIDAS

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

ANEXO FOTOGRÁFICO. Cimentación del edificio D

RESUMEN

En este trabajo se efectuó la caracterización del subsuelo del predio donde se edificó el Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (CNSCT) por medio de la consulta de los estudios geotécnicos de 1985 a 2004, puestos a la disposición del Instituto de Ingeniería de la UNAM por parte del personal de la SCT. Dicha caracterización se complementó con los resultados de la campaña de exploración de campo y de laboratorio realizada en 2011. Con toda la información recabada se evaluó la forma en la que han evolucionado las propiedades del subsuelo en el sitio.

La información revisada permitió hacer hipótesis acerca de la manera en la que se concibieron y construyeron las cimentaciones de los edificios que conforman el CNSCT y además hipótesis sobre su recimentación después de los sismos de 1985. Desafortunadamente la información disponible no permite tener certezas a este respecto. Con base en dichas hipótesis, se analiza el comportamiento de los edificios, a partir de la evolución de asentamientos observados con nivelaciones topográficas efectuadas desde hace casi 60 años y las condiciones de seguridad de las cimentaciones.

La estabilidad de las cimentaciones se revisó tomando como referencia las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones vigente en el Distrito Federal.

En este estudio se evaluaron los asentamientos que puede esperarse que ocurran en el CNSCT en el futuro, empleando para ello un modelo teórico que permite estimar, bajo hipótesis realistas, cómo evolucionará el fenómeno del hundimiento regional en el sitio estudiado así como sus implicaciones en el comportamiento de los edificios ahí construidos, las condiciones de incomodidad podrán tornarse intolerables para los usuarios del CNSCT.

Para corregir esta situación, el estudio que aquí se presenta propone estudiar tres alternativas técnicamente viables para corregir los hundimientos diferenciales que la afectan y para evitar su acumulación en el futuro. Como medida correctiva se señala la aplicación del Método de Subexcavación y como medida preventiva se propone colocar inclusiones rígidas en el subsuelo. También se sugiere analizar la posibilidad de instalar más pilotes de control o la rehabilitación los pilotes que forman parte de la cimentación de algunos de los edificios, esta alternativa puede considerarse como preventiva y correctiva. El CNSCT requiere de intervenciones en las cimentaciones de sus edificios que, a su vez, ameritan estudios detallados a fin de elegir cuál es la solución óptima desde el punto de vista constructivo y económico.

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

La alta compresibilidad del suelo de la ciudad de México y un fenómeno característico de la región, ocasionan comúnmente que las estructuras construidas en la zona lacustre presenten asentamientos diferenciales, que por seguridad no deben pasarse por alto y otros aspectos como la comodidad y estética. Además en el caso particular de los Monumentos Históricos se busca preservar el patrimonio cultural de la nación.

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) cuenta con conjunto de edificios de oficinas cuyos problemas de asentamientos diferenciales, han producido agrietamientos en los muros y fuertes diferencias de niveles entre los pisos de los edificios, incomodando a quienes se encuentran laborando en dichas instalaciones, creando un ambiente de miedo entre los trabajadores por la condición de los edificios. Aunado a este problema los edificios cuentan con murales en sus fachadas, considerándose entonces como parte del patrimonio cultural de la nación, razón por la que es importante detectar el origen del problema, proponer una técnica para detener y corregir tales asentamientos diferenciales.

1.1 ANTECEDENTES

El suelo de la ciudad de México se destaca a escala internacional por sus propiedades únicas. La planicie sobre la cual se encuentra situada la ciudad antiguamente fue un lago rodeado de montañas. (Figura 1.1).

De forma general podemos decir que son sedimentos heterogéneos, volcánicos, lacustres, con una proporción y variedad de microfósiles (ostrácodos y diatomeas) que adicionan compuestos solubles generados por la alteración de sus exoesqueletos y que forman parte de la microestructura del suelo (Díaz et al., 1998).

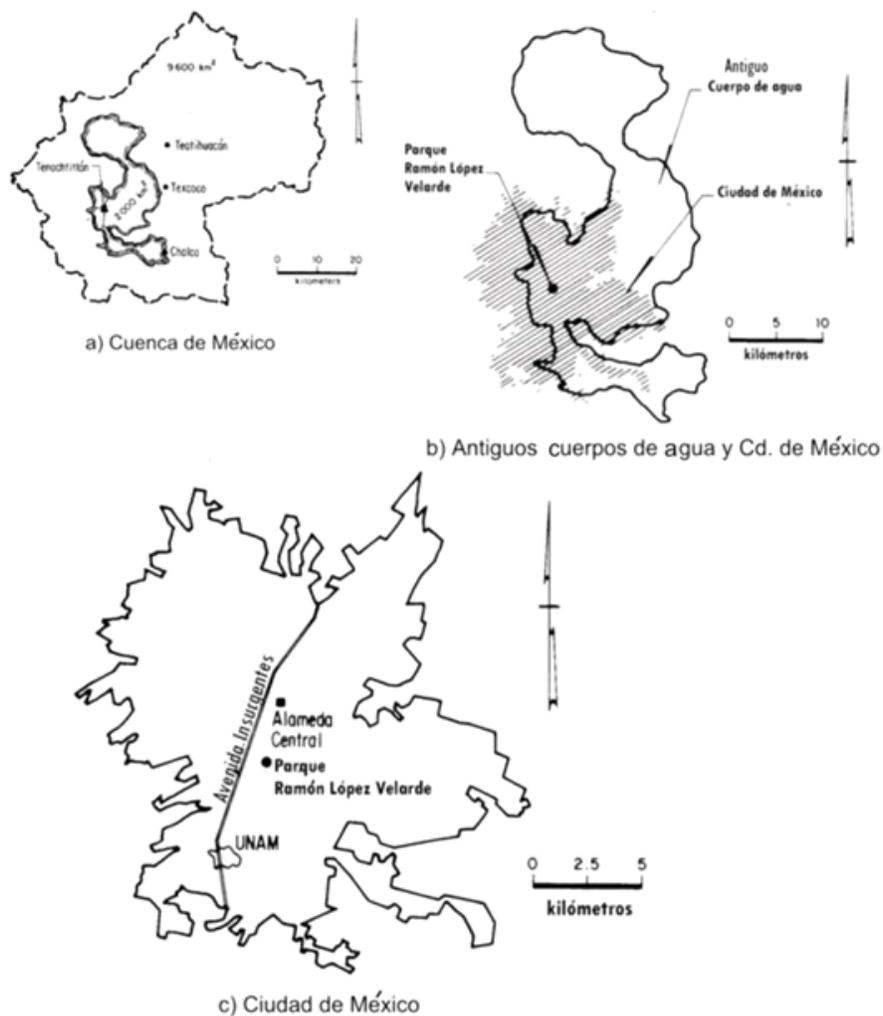


Figura 1.1 Antiguos lagos sobre los que se posa actualmente la ciudad de México

La secuencia estratigráfica, en la mayor parte del área que era ocupada por los lagos, comienza con una capa superior de arcilla blanda interceptada con lentes y capas de limos arcillosos con arenas de consistencia más firme. En la Figura 1.2, podemos observar una típica secuencia estratigráfica (Ovando et al., 2001) de la zona lacustre, quedando está definida como:

- 1) Rellenos arqueológicos dentro de los que se pueden encontrar ruinas de antiguos templos aztecas, son los materiales más cercanos a la superficie.
- 2) Una capa de arcilla limosa de baja plasticidad disecada.
- 3) La Formación Arcillosa Superior (FAS), teniendo los suelos más compresibles dentro de tal estratigrafía.
- 4) A una profundidad media de 40 m, aparece la primera Capa Dura, formada por arena, grava arenosa y delgados lentes de arcillas limosas suaves.
- 5) La Formación Arcillosa Inferior (FAI), son arcillas densas de aproximadamente 10 m de profundidad.
- 6) Los llamados Depósitos profundos, formados por limos muy consistentes y arenas limosas interceptadas por arcillas duras. Estos depósitos los podemos observar en la base estratigráfica.

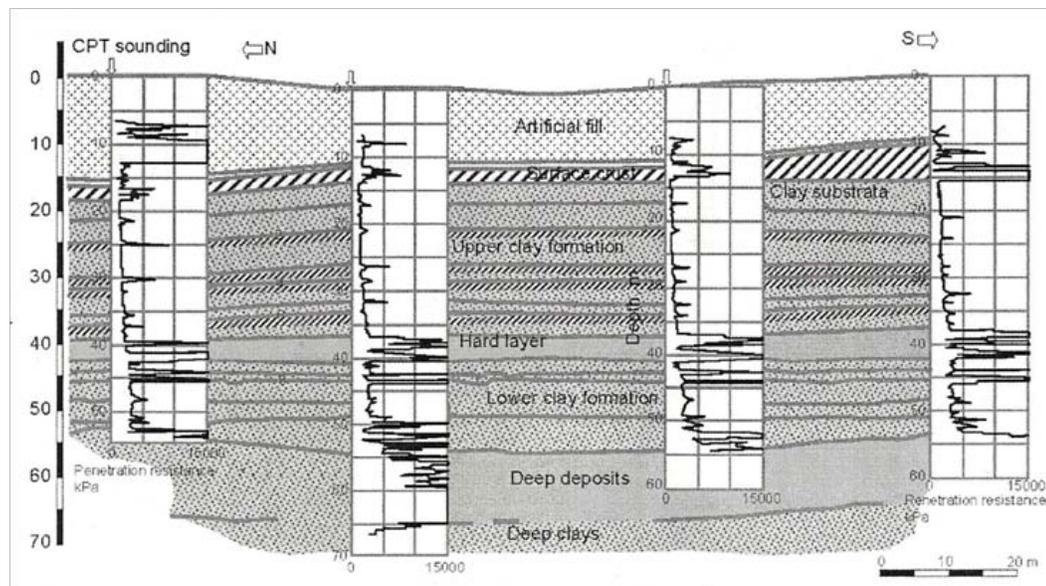


Figura 1.2 Estratigrafía típica de la zona de lago

Los suelos del Valle de México, son geológicamente muy jóvenes, lo que se nota por sus contenidos de agua extremadamente altos y la alta compresibilidad. Las propiedades índice y mecánicas de las arcillas que forman el suelo del Valle de México se ubican como valores extremos dentro de las cartas de propiedades geotécnicas, lo verdaderamente destacable es que a pesar de ello, se ajustan a los patrones de comportamiento de la mayoría de los suelos.

Como ejemplo de su peculiaridad se hace mención que su contenido de agua es mayor a 400 %, su índice de plasticidad excede 300% y su índice de compresión C_c se ha comprobado que puede llegar hasta un valor de 10, cuando lo común es que sea menor a 1. Comúnmente al aumentar el índice de plasticidad el ángulo de fricción disminuye y por el contrario para el suelo lacustre del Valle de México éste aumenta hasta 43° como máximo, como si se tratase de una arena (Díaz et al., 1998).

La alta compresibilidad y la baja resistencia al corte de los suelos de la Ciudad de México, dificulta el diseño y construcción de una cimentación para un edificio alto y pesado, pero éste no es el único problema que generan las propias características del subsuelo, junto a su alta compresibilidad, actúa otro fenómeno consecuencia de la alta demografía que predomina en la ciudad, denominado Hundimiento Regional.

El problema del Hundimiento Regional, es ocasionado por la extracción de agua del subsuelo, con la finalidad de abastecer de agua a los habitantes de la ciudad de México (16 millones de habitantes en un área aproximada de 1500 km²). Esta extracción por medio de bombeo disminuye la presión de poro existente en el suelo, lo que provoca un aumento en los esfuerzos efectivos, teniendo sobre el suelo el mismo efecto que la aplicación de una carga, generándose un proceso de consolidación. El bombeo de agua tiene afección directa con la velocidad en la que se presenta el hundimiento regional en los diferentes sitios de la ciudad donde predomina este fenómeno, que es la zona de lago. (Santoyo et al, 2001)

Debido al hundimiento regional podemos decir que, la arcilla del Valle de México está en constante evolución, pues el fenómeno produce cambios en el contenido de agua de los estratos, en su resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y características dinámicas (Pérez, 2003). Tal evolución se da de los estratos más profundos hacia la superficie.

La mayor influencia del hundimiento regional se ha observado en las cimentaciones, a lo largo de la zona lacustre del Valle de México; por ejemplo en las cimentaciones de tipo compensadas (parcial o totalmente) por el abatimiento de la presión de poro aunado a los esfuerzos que son transmitidos al terreno por la cimentación, hacen que en muchos de los casos se exceda la presión de preconsolidación de la arcilla, teniendo en consecuencia que los asentamientos sean mayores a los admisibles, por la desestructuración que sufre el suelo al inducirle cargas mayores a las que se ha sometido anteriormente (Pérez, 2003).

1.2 OBJETIVO

Este trabajo tiene por objeto, proponer una técnica de nivelación para lograr corregir los asentamientos diferenciales que presenta el conjunto de edificios que forma el Centro Nacional de la SCT. El fenómeno de hundimiento regional provocará que el conjunto no deje de asentarse, por lo que será necesario proponer alguna técnica de recimentación que le permita al CNSCT asentarse de manera uniforme.

1.3 ALCANCES

Para cumplir con el objetivo mencionado será necesario realizar las siguientes actividades:

- ❖ Efectuar el Diagnóstico Geotécnico del sitio CNSCT, determinando las condiciones iniciales del subsuelo y el de los edificios (Asentamientos Diferenciales y Desplomes).
- ❖ Revisar la estabilidad de las cimentaciones en sus condiciones actuales.
- ❖ Determinación de los parámetros del suelo a emplear en el programa IINCON.
- ❖ Calcular los asentamientos que tendrá el terreno por hundimiento regional mediante el programa IINCON.
- ❖ Proponer una técnica de nivelación que permita corregir los desplomes de los edificios.
- ❖ Proponer una técnica preventiva que permita conservar la verticalidad recuperada, logrando que mediante la técnica elegida los hundimientos que presenten los edificios por hundimiento regional sean uniformes.

1.4 CONTENIDO DE LA TESIS

En el capítulo 2 se define el fenómeno de hundimiento regional, se dan a conocer sus efectos sobre las construcciones en el Valle de México y se presentan algunas de las técnicas que se han empleado para corregir tales efectos.

En el capítulo 3 se efectúa el diagnóstico geotécnico del sitio CNSCT, presentando sus características geotécnicas del sitio, las características de los edificios del CNSCT, la historia

de sus cimentaciones y el comportamiento de los edificios a lo largo de su historia. Finalmente, se evalúa la estabilidad de las cimentaciones.

En el capítulo 4, se presenta el método analítico mediante el que se calculan los asentamientos generados por hundimiento regional y la evolución de las presiones de poro que tendrán lugar en el terreno del CNSCT a lo largo de los próximos 50 años.

En el capítulo 5, con la información recabada sobre el subsuelo del CNSCT de 1985 al 2011, se evalúa la forma en la que el hundimiento regional ha inducido cambios en las propiedades del suelo.

En el capítulo 6, se presenta la clasificación de las técnicas de nivelación con las que se cuenta, sus ventajas, desventajas y ejemplos de aplicación. Después de analizar la condición actual de los edificios se proponen tres técnicas de nivelación mediante las cuales se logre corregir y prevenir futuros hundimientos diferenciales de los edificios del CNSCT.

En el capítulo 7, se presentan las conclusiones y recomendaciones sobre el trabajo realizado.

CAPÍTULO 2

2 EL HUNDIMIENTO REGIONAL EN LAS CONSTRUCCIONES DEL VALLE DE MÉXICO

Por la naturaleza del subsuelo del Valle de México es común encontrar construcciones que han perdido su verticalidad. Las inclinaciones presentadas son la suma de diversos factores como un mal diseño o una mala elección de la cimentación para suelo blando, errores en la construcción, heterogeneidad del subsuelo, sismos y del hundimiento regional.

En el año de 1950 se publica un artículo titulado “La Ciudad de México se Hunde” por el periodista T.E. Stimson (Figura 2.1), el fenómeno de hundimiento regional comenzaba a despertar curiosidad de manera internacional pues los ingenieros mexicanos tenían que construir sobre la superficie de un lago subterráneo semifluido.

La forma en la que se manifiesta el hundimiento regional de manera superficial, es a través de hundimientos diferenciales, los cuales dañan las construcciones e instalaciones aledañas.



Figura 2.1 Artículo titulado “La ciudad de México se hunde”

Las construcciones afectadas por el fenómeno del hundimiento regional no solo son aquellas edificadas dentro de la zona lacustre (zona donde antiguamente existieron lagos), también se presentan problemas de asentamientos diferenciales en la zona de transición abrupta debido al cambio drástico de materiales. En la zona de transición abrupta es común encontrar edificaciones con una parte de ellas desplantada en terreno firme y otra sobre arcilla compresible, un ejemplo típico es el de la antigua Basílica de Guadalupe (Figura 2.1).



Figura 2.2 Antigua basílica de Guadalupe

Los efectos del hundimiento regional no solo lo sufren valiosos monumentos arquitectónicos de la ciudad considerados patrimonio cultural de la nación, sino que también se ven afectadas edificaciones nuevas que forman los desarrollos habitacionales que se encuentran a lo largo del Valle de México que no se considerarían patrimonio artístico, pero es necesaria su conservación y rehabilitación.

2.1 HUNDIMIENTO REGIONAL

2.1.1 Definición de Hundimiento regional

En 1899 el fenómeno del hundimiento regional fue detectado y estudiado por Téllez y Pizarro, al observar que las calles aparentemente emergían y los edificios quedaban en un nivel más bajo.

En 1925 Roberto Gayol da parte de lo observado a la Asociación de Ingenieros y Arquitectos. El problema fue atribuido al abatimiento del nivel freático generado por la red de colectores no impermeabilizados correctamente, cuya función era drenar el agua residual y de lluvia. Entre 1920 y 1930, José A. Cuevas continúa con las ideas de Roberto Gayol, proponiéndole a Nabor Carrillo el estudio de la influencia de la explotación de pozos de agua en el fenómeno de Hundimiento Regional.

En 1947, Nabor Carrillo apoyado en técnicas de la Mecánica de Suelos explica el fenómeno del Hundimiento Regional y expone que la causa es la consolidación de las arcillas, provocada por un incremento de esfuerzos efectivos dado por la disminución de la presión de poro en el subsuelo. El origen es la extracción de agua del subsuelo y sus efectos se observan en toda la región de influencia del bombeo.

La reducción del nivel freático a lo largo de la historia de la Ciudad de México ha sido gradual y continuo obedeciendo a la demanda de la población y aumentando éste con el crecimiento demográfico.

2.1.2 Mecanismos de deformación por consolidación

La arcilla del Valle de México está sometida a dos procesos de consolidación, uno natural y otro inducido:

- Proceso de Consolidación Natural

La formación del subsuelo del Valle de México, trajo consigo que los suelos comenzaran a consolidarse por peso propio. Fuera de este proceso quedaron las costras duras superficiales, consolidadas fuertemente al secarse por el calor del sol (secado natural), formando por debajo de ellas una zona ligeramente preconsolidada. La masa predominante del suelo era de consistencia muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad

debía presentar un comportamiento lineal y muy similar en cualquier punto del lago. El centro del lago de Texcoco no sufrió prácticamente etapas de sequía, siendo coherente que donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas resultaron más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

- Proceso de Consolidación Inducida

En el proceso de consolidación originado por el desarrollo urbano dentro de la zona lacustre del Valle de México, se distinguen cuatro factores de influencia:

- 1) Los rellenos de la época precortesiana, que eran colocados para la construcción de templos y viviendas, además para propiciar el desarrollo de zonas agrícolas.
- 2) La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, lo que contribuyó al abatimiento del nivel freático, incrementando el espesor de la costra superficial consolidando la parte superficial de la arcilla.
- 3) Extracción de agua del subsuelo, esta puede ser:
 - ✓ Extracción de Agua Somera. - Cuando se efectúa un bombeo para extraer agua de forma temporal para excavaciones o algún proceso constructivo. En ocasiones este puede convertirse en permanente de ser necesario, como en el caso de desalojamiento de agua de sótanos en la zona del centro.
 - ✓ Extracción de Agua de Mantos Profundos. - Esta extracción se realiza desde mediados del siglo pasado. Existen aproximadamente 1600 pozos en operación, sin tomar en cuenta los que se han hecho clandestinamente. La existencia de pozos en desuso y mal sellados propicia que exista flujo descendente de agua. Este factor es la causa directa del Hundimiento Regional.
- 4) Cargas aplicadas, pueden ser inducidas por un relleno o por una estructura con cimentación somera. También pueden ser profundas cuando son transmitidas por pilotes o pilas hincadas en el terreno.

2.1.3 Factores secundarios que contribuyen al Hundimiento Regional

Existen otros factores que contribuyen a la generación del hundimiento regional y cuya importancia no se ha podido cuantificar rigurosamente. Dichos factores son:

- ❖ Evaporación Solar.- Al tratarse de estratos someros el agua del interior de los poros asciende por capilaridad quedando expuesta a la evaporación solar. Este tema fue bien estudiado por Alberro (1990 y 2000), quien detectó que la evaporación solar puede provocar asentamientos hasta de 75 cm en un pequeño periodo de seis meses.
- ❖ Extracción de agua por arboles.- Se cree que existen 1,600,000 árboles aproximadamente dentro de la zona urbana y conurbada con subsuelo de arcilla blanda. Cada árbol consume en promedio 150 lt/día del subsuelo, es decir, el 4% del consumo total de agua de la ciudad pues tienen dificultad para captar el agua de lluvia por la impermeabilidad de los pavimentos y las aceras además de la falta de costumbre de regarlos frecuentemente.
- ❖ Erosión del Suelo.- Esto ocurre dentro de la zona lacustre cuando el agua que escapa de los drenajes mal sellados produce el arrastre de sedimentos que los rodea, formando finalmente hondonadas. Este efecto es el único que no se relaciona con pérdida de agua de las arcillas.

2.1.4 Efectos del Hundimiento Regional en las propiedades del suelo

Algunos Ingenieros Geotecnistas de la ciudad de México, se han dado a la tarea de estudiar el subsuelo durante muchas décadas. Esto ha llevado a detectar que el subsuelo no se mantiene constante en cuanto a su estratigrafía y propiedades en la zona lacustre por el hundimiento regional.

El hundimiento regional produce dentro del subsuelo un cambio tanto en sus propiedades estáticas como dinámicas, lo que se ha podido observar a partir de la ejecución de sondeos dentro de la zona lacustre en diferentes años, siendo la disminución de los espesores de ciertas capas de la secuencia estratigráfica el efecto más visible de este fenómeno. Conforme la presión de poro va evolucionando, el contenido de agua, el peso volumétrico y la resistencia no drenada, van sufriendo modificaciones en sus valores.

Se ha registrado que la presión decae en rangos variables de 0.002 a 0.014 kPa/año a diferentes profundidades y a diferentes tiempos. Como muestra de lo descrito se presenta una grafica que ilustra la variación de la caída de la presión de poro para diferentes tiempos y profundidades. (Figura 2.3)

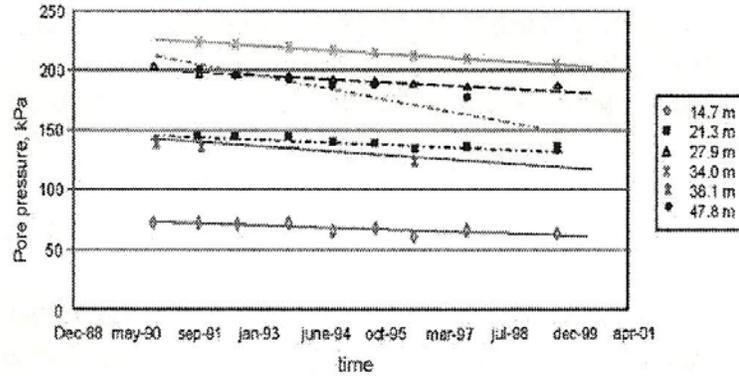


Figura 2.3 Descensos de la presión de poro a diferentes tiempos y profundidades, medidas con piezómetros de cabeza abierta instalados en estratos permeables (Ovando et al., 2001)

La compresibilidad del suelo, por el contrario de lo que se podría imaginar, no se ve afectada por el hundimiento regional. En la Figura 8 se pueden observar tres curvas de compresibilidad, resultantes de pruebas unidimensionales, efectuadas a tres diferentes muestras, tomadas del mismo sitio en diferentes fechas, los incrementos de carga a los cuales fueron sometidas las muestras fueron los mismos.

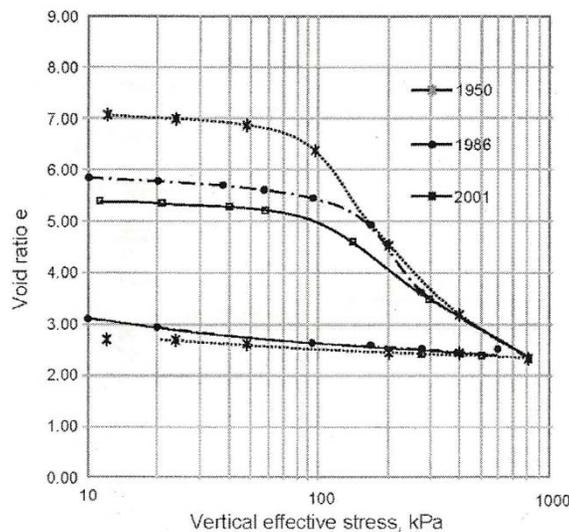


Figura 2.4 Curvas de Compresibilidad (Ovando et al., 2001)

A través de las curvas de compresibilidad se detecta que la relación de vacíos del estrato de arcilla ha disminuido. El esfuerzo de preconsolidación a diferencia de la relación de vacíos, no se ha modificado a lo largo de los años. Las características de compresibilidad de la arcilla no se han visto afectadas por el hundimiento regional. De manera general, podemos considerar que la arcilla del Valle de México es una arcilla normalmente consolidada.

Como efecto del hundimiento regional la profundidad de la FAS se ve reducida. Las reducciones en el contenido de agua comienzan a ser significativos por debajo de los 15 m de profundidad aproximadamente, esto es coherente, pues la consolidación inducida por el bombeo se propaga desde la base de los estratos arcillosos hacia la superficie. Para observar gráficamente esos cambios en el contenido de agua, peso volumétrico y resistencia no drenada del suelo, se presenta una serie de perfiles resultados de sondeos ejecutados en diferentes fechas. (Figura 2.5)

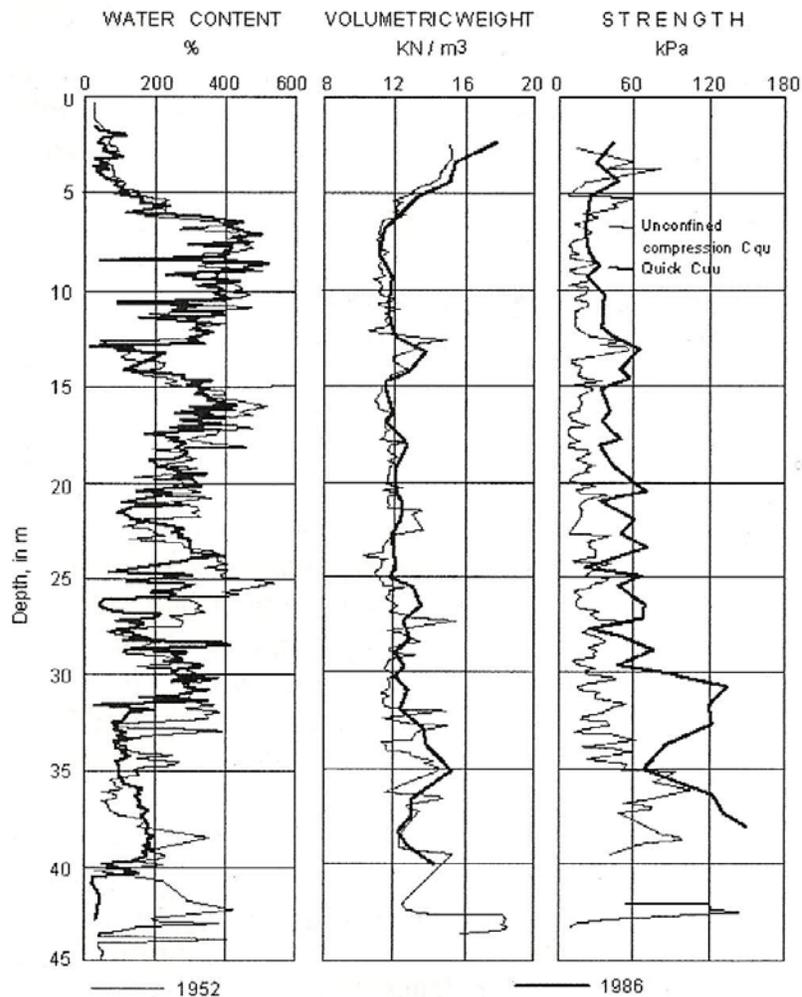


Figura 2.5 Perfiles del contenido de agua, peso volumétrico y resistencia no drenada, en dos diferentes años 1952 y 1986

Al presentarse la disminución del contenido de agua y el incremento en el esfuerzo efectivo actuando en el subsuelo, los vacíos que estaban ocupados por el agua van reduciéndose, generando una densificación en el suelo.

En la figura 2.6 se presentan resultados de pruebas de cono eléctrico (CPT) efectuadas en el CNSCT en diferentes años (1986 y 2000). Estos resultados muestran un incremento en el valor de la resistencia de punta con el tiempo, como efecto del hundimiento regional.

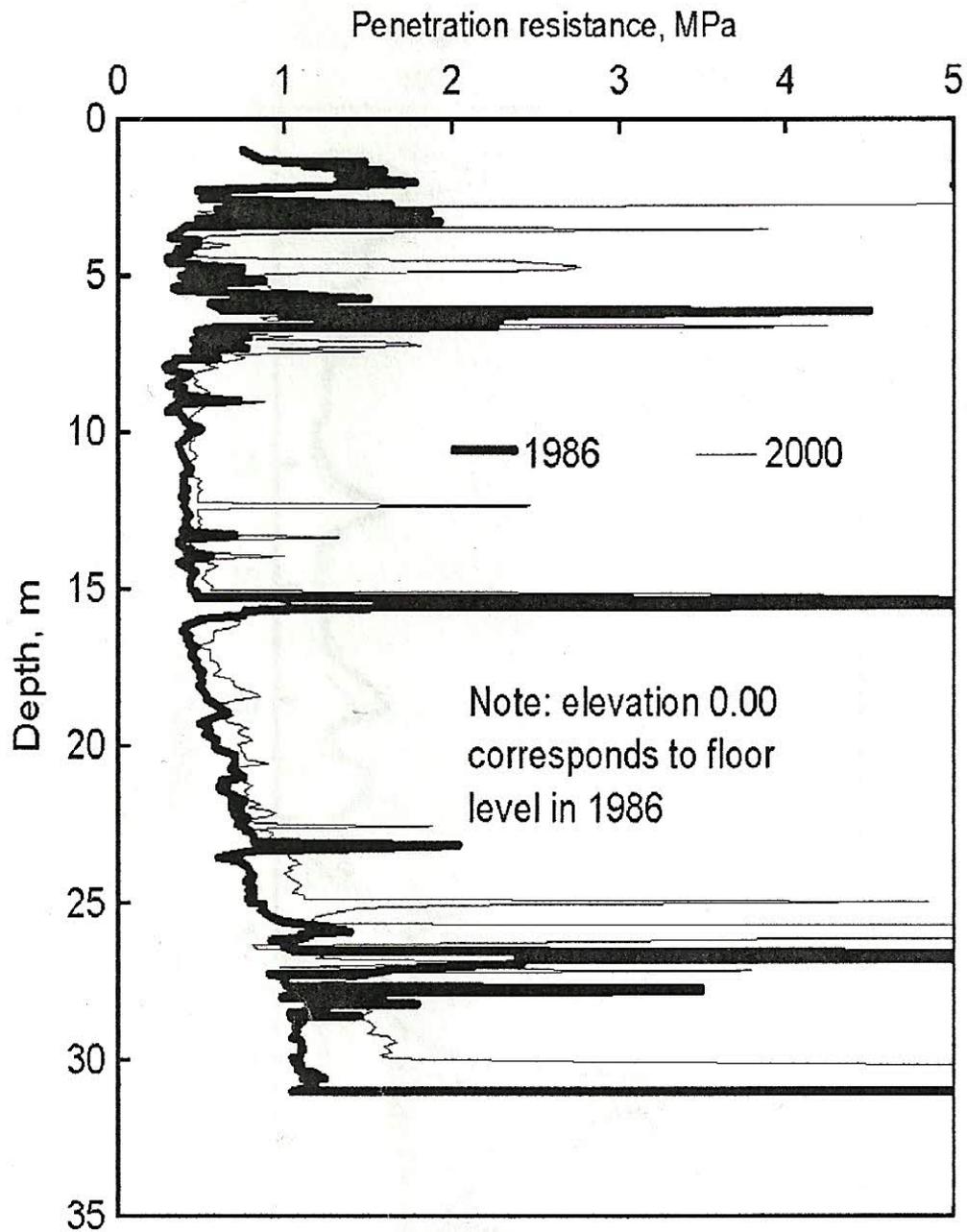


Figura 2.6 Prueba CPT en el sitio SCT en 1986 y 2000

El estudio de las variaciones de las propiedades de las arcillas del Valle de México, por efecto del hundimiento regional, despertó tal interés, que se han determinado fórmulas para estimar el cambio de éstas con el paso del tiempo (Ovando et al., 2001).

El cambio en el contenido de agua, bajo la hipótesis de que la deformación de las arcillas es unidimensional, puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$w_f = w_i \left\{ 1 - \frac{\delta(t)}{H_T} \left[\frac{1 + e_i}{e_i} \right] \right\} \quad (2.1)$$

Donde:

w_f = Valor del Contenido de Agua Final
 w_i = Valor del Contenido de Agua Inicial
 e_i = Relación de Vacíos Inicial
 H_T = Espesor Inicial de Estrato
 $\delta(t)$ = Deformación Vertical sufrida

En la mayoría de los casos, resulta difícil conocer el valor de la relación de vacíos inicial del estrato estudiado, por lo que la expresión 2.1 puede modificarse, quedando de la siguiente manera:

$$w_f = w_i \left\{ 1 - \frac{\delta(t)}{H_T} \left[\frac{1}{w_i G_s} \right] \right\} \quad (2.2)$$

Donde:

G_s = Gravedad Específica o Densidad de Sólidos

Las variaciones en el peso volumétrico del estrato en estudio pueden calcularse mediante la expresión:

$$\gamma_f = \frac{\gamma_i}{1 - \frac{\delta(t)}{h_i}} \quad (2.3)$$

2.2 EFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL SOBRE LAS CONSTRUCCIONES EN EL VALLE DE MÉXICO

2.2.1 Emersión Aparente

En el Valle de México cuando una cimentación está desplantada sobre la capa dura o se trata de un cajón de cimentación sobre-compensado, el hundimiento regional suele manifestarse como "Emersión Aparente", es decir, la construcción da la impresión de elevarse con respecto al nivel de banqueteta o de la calle, pero lo que en realidad sucede es que el área de alrededor de la construcción se consolidó por lo que al asentarse, el espesor del estrato de arcilla compresible disminuye y la construcción prácticamente permanece en su posición original (Figura 2.7). Como solución a este problema suelen colocarse escalones para mantener de forma cómoda el acceso a los inmuebles que han presentado emersión aparente.



Figura 2.7 Emersión aparente del edificio de las oficinas del ISSSTE, México, D.F.

2.2.2 Desplomo de Edificios

Cuando se habla de un edificio desplomado, se hace referencia a que tal estructura ha perdido su verticalidad (Figura 2.8).



Figura 2.8 Edificio desplomado, ubicado en las calles Cumbres de Maltrata esquina eje central, México, D.F.

Las causas de los desplomos en construcciones son una suma de efectos, entre algunas de ellas se encuentran:

- Errores en el diseño, ya sea arquitectónicos, geotécnicos o estructurales
- Errores en la construcción al descuidar la medición de la verticalidad de la estructura o alterar el suelo que servirá de apoyo a la cimentación.
- Incremento de las cargas
- Desplome brusco por sismo
- Fractura de drenajes y fugas en las redes de abastecimiento

- Erosión por flujo de agua o huecos de roedores
- Existencia de estructuras enterradas
- Variación espacial de la compresibilidad del suelo
- Variación en los espesores de los estratos compresibles
- Calentamiento solar
- Presencia de arboles en zonas verdes
- Extracción de agua del subsuelo.

La magnitud de los desplomos de un edificio determina las acciones que se deben tomar al respecto. Por ejemplo, si en una altura de 10 m la estructura tiene un desplomo menor a 5 cm puede considerarse sin importancia, si es de 5 cm es tolerable pero ya es detectado por las personas que la habitan; y si es de 15 cm o aun mayor existe riesgo para la estructura y las personas que la utilizan (criterio TGC).

Hablar de los desplomos en realidad es un problema complejo para el cual es necesario hacer un análisis detallado de la suma de factores que están interviniendo en el desplomo de la construcción (Figuras 2.9 y 2.10).



Figura 2.9 Desplomo de edificio, México, D.F.



Figura 2.10 Hundimiento de la entrada del edificio sobre la calle Cumbres de Maltrata, México, D.F.

2.2.3 Agrietamiento de muros y separación de juntas constructivas

Como consecuencia de los desplomos en edificios suelen observarse agrietamientos en los muros, algunos únicamente perjudican la apariencia física de la construcción además de darle a las personas que lo observan la sensación de incomodidad o inseguridad. En otros casos las grietas pueden llegar a ser avisos de potenciales fallas.

Por lo general tanto el agrietamiento en muros como el aumento de la separación de las juntas constructivas se presentan al ocurrir asentamientos diferenciales en el terreno sobre el que se encuentran cimentados los edificios (Figura 2.11). El problema puede presentarse en una sola construcción o involucrar las construcciones vecinas.



Figura 2.11 Grieta de un edificio sobre paseo de la reforma, México, D.F.

2.2.4 Daños en Instalaciones

Al existir asentamientos diferenciales en las estructuras es común que algunos de los ductos de instalaciones de drenaje y redes de abastecimiento de agua sufran alguna fractura, lo que genera fugas que reducen la calidad del servicio e incluso la inundación de cajones de cimentación. El mantenimiento de instalaciones en construcciones con desplomos es realmente una tarea difícil, pues el movimiento de los cuerpos es constante y las reparaciones resultan parciales.

2.3 SOLUCIONES PARA CORREGIR EFECTOS DEL HUNDIMIENTO REGIONAL EN LAS CONSTRUCCIONES

El problema constante de desplomos en los edificios ubicados en la zona de lago y transición abrupta que conforman el Valle de México ha llevado a implementar diversas técnicas de renivelación. Algunas de las técnicas con las cuales se ha hecho frente a este problema son:

2.3.1 Lastrado de Edificios

Una de las técnicas pioneras y mayormente recurridas es el colocar un lastre en la parte del edificio que presenta menor hundimiento. Su efectividad es baja, solo funciona en casos donde el suelo involucrado sea arcilla muy blanda y además necesita de largos periodos de tiempo de aplicación.

2.3.2 Procedimiento de Subexcavación

El sismo de 1985 trajo consigo muchas aportaciones a la ingeniería civil, dentro de estas se debe mencionar la primera experiencia con la técnica de subexcavación. Un edificio que había quedado inclinado a consecuencia del sismo recuperó su verticalidad mediante la subexcavación de su cimentación. La técnica fue sugerida por el Prof. Fernando Terracina para renivelar la Torre de Pisa, (Terracina 1962).

La técnica consiste en realizar túneles horizontales o inclinados de unos 10 cm de diámetro en el suelo blando subyacente al edificio. Los túneles colapsan por los esfuerzos que soporta el suelo, generándose un pequeño hundimiento correctivo en la superficie. El procedimiento se repite hasta acumular los hundimientos correctivos necesarios (Santoyo et al. 1990, y Tamez et al. 1990). El ejemplo de aplicación de la técnica de subexcavación más emblemático del Valle de México es el de la Catedral Metropolitana, durante el proceso se extrajeron 4,220 m³ de arcilla blanda por debajo de la zona rellenos de hasta 18 m de espesor (Santoyo y Ovando, 2004).

2.3.3 Infiltración de agua

Los lentes impermeables del subsuelo son la base de la técnica de infiltración de agua pues esta técnica consiste en introducir a ellos pequeños gastos de agua hasta que los hundimientos diferenciales de las estructuras se reduzcan de forma aceptable. Esta técnica es aportación Moreno Pecero (1978 y 1981), quien probó su técnica en las esquinas nororiental y surponiente del Palacio Nacional. Como el tiempo de prueba fue corto, la funcionalidad de la técnica quedó demostrada parcialmente.

Esta técnica fue empleada en la renivelación de la antigua Torre de Relaciones Exteriores ubicada en Tlatelolco. Las inclinaciones de la torre comenzaron desde su construcción en 1964, los desplomos se intentaron corregir en varias ocasiones colocando pilotes extras sin éxito. En 1991 la técnica de inyección de agua fue empleada como opción de renivelación comenzando a mejorar las condiciones del edificio. Germán Figueroa fue el encargado de dirigir esta renivelación para lo que propuso se inyectara agua en los estratos permeables, principalmente en la capa dura (Figueroa, 2002).

2.3.4 Endurecimiento del Subsuelo

El endurecimiento de los suelos tiene como objetivo incrementar la capacidad de carga del suelo. Este tema es estudiado principalmente en suelos blandos. La inyección de mortero fue la técnica aplicada durante la construcción del Palacio de Bellas Artes entre 1910 y 1925, realizada de forma empírica sin comprenderse el gran acierto que tuvieron sus constructores pues se carecía del conocimiento teórico. El efecto que tiene el mortero inyectado es reducir la deformabilidad del subsuelo tratado (Santoyo et al. 1998). En el Valle de México se pueden mencionar dos casos importantes en los cuales sea utilizado este procedimiento, el de la Catedral Metropolitana y el del antiguo Templo de San Agustín, antes Biblioteca Nacional.

Esta técnica consiste en inducir el fracturamiento hidráulico de los estratos de arcilla con mortero inyectado a una presión definida con sondeos de cono eléctrico complementados con mediciones con mediciones con el dilatómetro de Marchetti.

Para conocer la cantidad de mortero que se debe inyectar se realizan pruebas de laboratorio en muestras inalteradas de arcilla modificadas con laminillas verticales de mortero de espesor variable. Además, son necesarias pruebas de dosificación de los morteros y de los aditivos químicos que le dan viscosidad y estabilidad. Finalmente se analiza con un modelo numérico en el cual las variables son la longitud, altura, espesor y separación de las láminas de mortero.

Existen otras técnicas de renivelación de edificios, en las que se han obtenido resultados positivos y negativos, tales como pilotes de control, gatos hidráulicos, instalación selectiva de pilotes sin y con control.

CAPÍTULO 3

3 DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO DEL CENTRO NACIONAL DE LA SCT

Los asentamientos que presenta una estructura construida sobre un depósito de suelo compresible, son el efecto visible del fenómeno de consolidación del suelo, en el capítulo dos se mencionó para el caso específico de la Ciudad de México, cuales son los factores que influyen de manera importante en el proceso de consolidación de sus depósitos de arcilla.

El conjunto de edificios estudiado pertenece a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y es conocido como Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (CNSCT). Se localiza en Av. Xola entre Eje Central Lázaro Cárdenas y Av. Universidad en la Ciudad de México, D.F. (Figura 3.1). El comportamiento de cada uno de los edificios es como cuerpo rígido y presentan asentamientos diferenciales entre ellos.

Los desplomos en todos los edificios que conforman las instalaciones del CNSCT se pueden detectar al observar las juntas de construcción entre ellos. Además, en algunos edificios ha sido tal el diferencial del nivel de piso, que ha sido necesaria la colocación de escalones. El interior de los edificios se ha remodelado en varias ocasiones para reparar los daños que

sufren marcos de puertas y ventanas, cabe mencionarse que algunas columnas han sido apuntaladas y algunas de las oficinas temporal o definitivamente clausuradas.

Por medio del diagnóstico geotécnico se determinará que factor ha tenido mayor influencia en los hundimientos diferenciales que se presentan en el CNSCT.

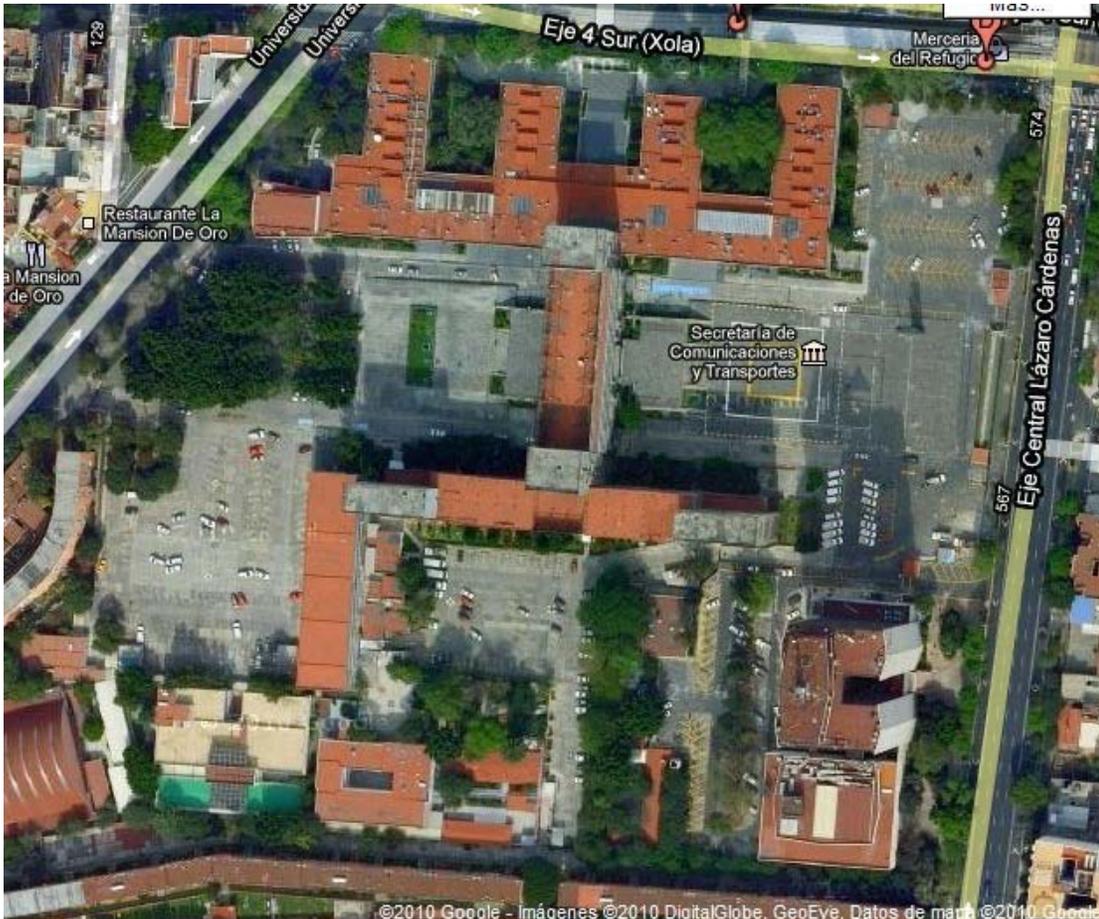


Figura 3.1 Localización de las oficinas del CNSCT, México, D.F.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementaria vigentes y regentes en el Distrito Federal, la zona donde se encuentra el CNSCT, pertenece a la Zona III o también llamada Zona Lacustre o de Lago (Figura 3.2).

La zona lacustre de la Ciudad de México, está integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas por lo general son medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

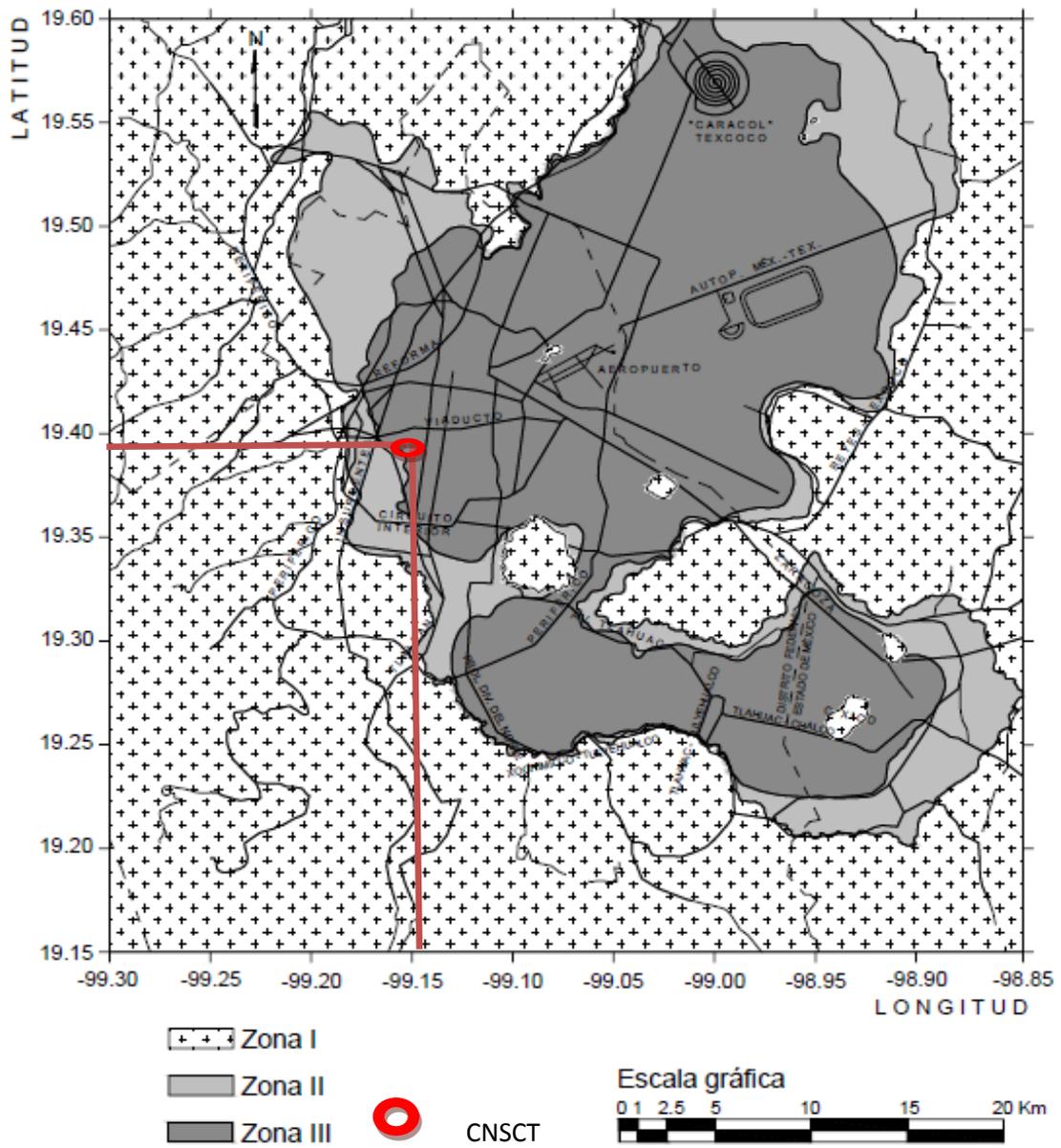


Figura 3.2 Zonificación geotécnica de la ciudad de México, ubicación del CNSCT

Coordenadas de la SCT obtenidas mediante Google Earth, Longitud -99.147° y Latitud 19.39° .

3.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SITIO CNSCT

3.1.1 Historia del predio

Del departamento de Geoinformática del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se obtuvieron imágenes antiguas del predio donde se encuentra el CNSCT (ver figuras 3.3 a 3.6).



Figura 3.3 Carta orográfica o topográfica de la Ciudad de México, Ing. Manuel Fernández Leal, 1899.

La imagen más antigua data de 1899, en ella se observa que el predio pertenecía a una zona de tierras de cultivo. En la Figura 3.3 se observa que hacia el norte cruzaba el río La Piedad, además se destaca al lado derecho una zona de chinampas, de Tetepilco a Santa Anita. Para el año 1910, circulaban por la ciudad tranvías cuyas rutas pueden observarse en la Figura 3.4 como líneas de color rojo, cabe destacar la aparición de dos lagunas cercanas al predio del CNSCT. Lo anterior, se puede explicar como consecuencia de acumulación de agua de lluvias. Uno de los cuerpos menores de agua se encuentra al sur cerca de Nativitas y otro al norte pasando la calle que actualmente se conoce como avenida Universidad.

La extensión de la mancha urbana de la Ciudad de México hacia 1927, genera que parte de las zonas de cultivo que existían en el siglo anterior se pierdan, dentro de ellos el del

CNSCT , la Figura 3.5 muestra la proyección de la traza urbana en aquella época. Las líneas rojas que se observan en la figura muestran las calles actuales.

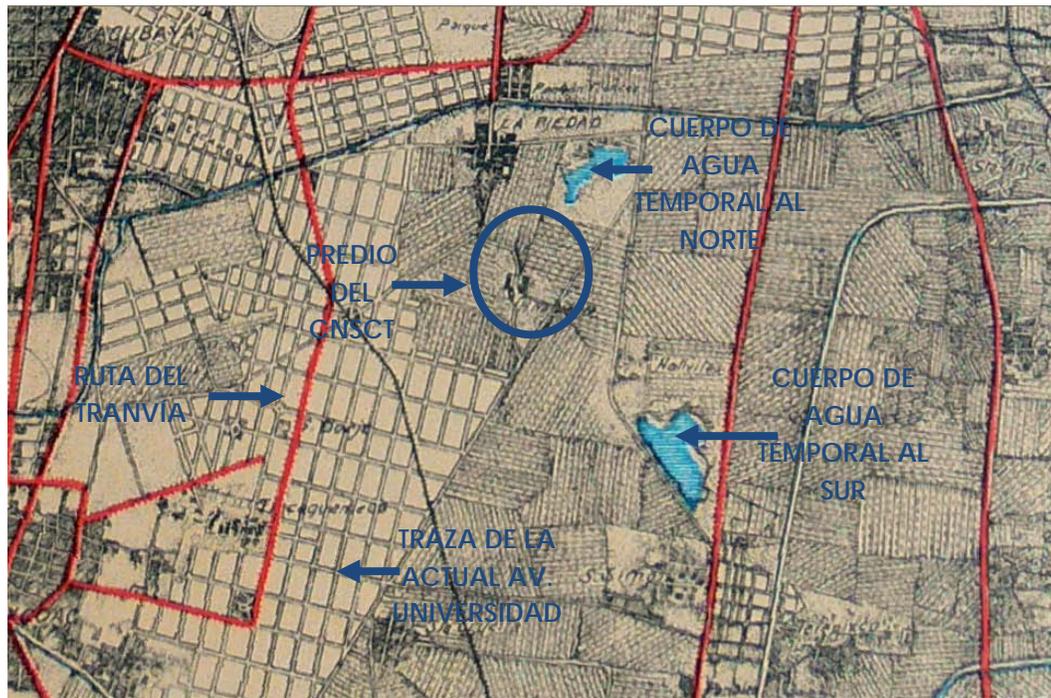


Figura 3.4 Ciudad de México, 1910, zona del predio CNSCT.



Figura 3.5 Ciudad de México, 1927, zona del predio CNSCT.

En la década de 1950 se construye el CNSCT, la Figura 3.6 muestra su ubicación, y distribución actuales.

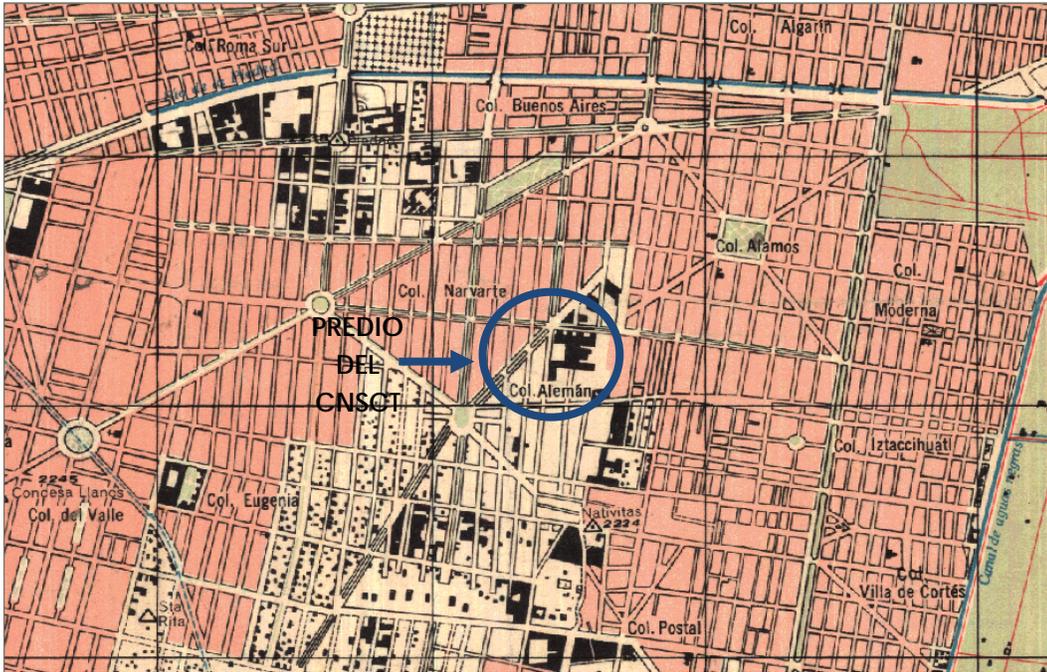


Figura 3.6 Ciudad de México, 1950, zona del predio CNSCT.

Lo destacable del predio es que siempre había estado rodeado de agua, es decir, cerca de él circulaba un río, se formaron lagunas temporales y existía un lugar de chinampas. Además al ser un sitio destinado a la agricultura es muy probable que tuviera un alto contenido de materia orgánica y poco compactada, es decir, un suelo altamente compresible y de baja resistencia al esfuerzo cortante. En la figura 3.7 se puede observar la representación grafica de la composición del suelo del Valle de México.

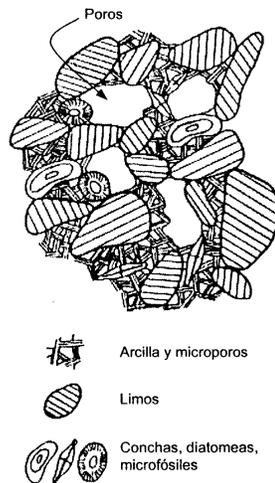


Figura 3.7 Esquema de la arcilla del Valle de México (Zeevaert, 1973).

3.1.2 Estratigrafía

Como parte de la información recolectada se cuenta con estudios geotécnicos que datan de 1985 y con unos más recientes de los años 2000 y 2004. Estos estudios se localizan en los alrededores de los edificios D, C2, C6 y la Torre TELECOM. (Figura 3.8)

De acuerdo con la localización de los sondeos existentes se han seleccionado puntos de estudio donde no hay registro de estudios previos, salvo el denominado sitio 1, el cual se estudia con motivos de investigación para seguir el cambio de las propiedades del subsuelo por el hundimiento regional.

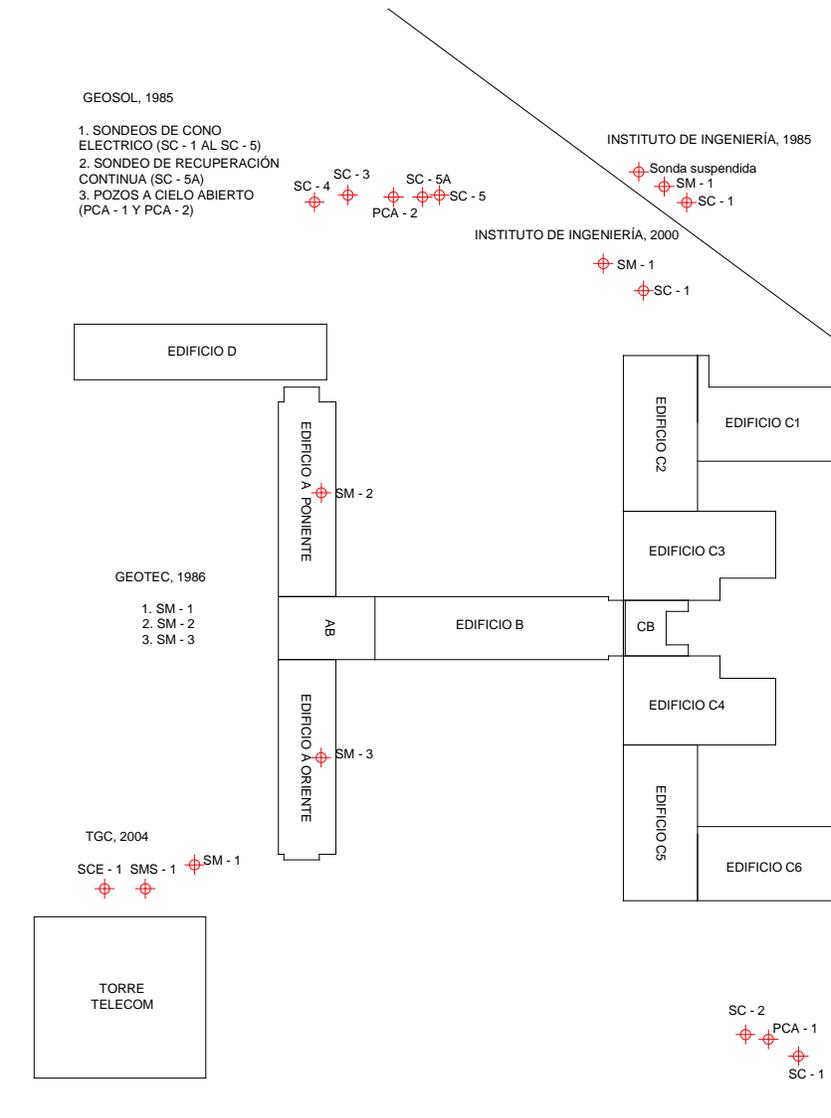


Figura 3.8 Localización de sondeos geotécnicos de 1985 a 2004

3.1.3 Sondeos realizados

Durante la exploración realizada en el mes de junio del 2011 en el Centro Nacional SCT, se ejecutaron los siguientes sondeos geotécnicos, a partir de los cuales se podrán estimar las propiedades de compresibilidad del subsuelo:

- ✓ **Sondeo de Cono Eléctrico** en 4 diferentes sitios dentro del CNSCT, para poder conocer la estratigrafía del sitio, además de poder detectar algún cambio en ella.
- ✓ **Piezoconos** en 2 sitios para conocer la distribución de presiones de poro en el subsuelo del CNSCT.
- ✓ **Pruebas Down Hole** en 2 sitios distintos para conocer la respuesta sísmica del subsuelo.
- ✓ **Muestreo Selectivo**, que permita extraer muestras de suelo que se ensayen en el laboratorio con el fin de conocer las propiedades índice y mecánicas del subsuelo del CNSCT.

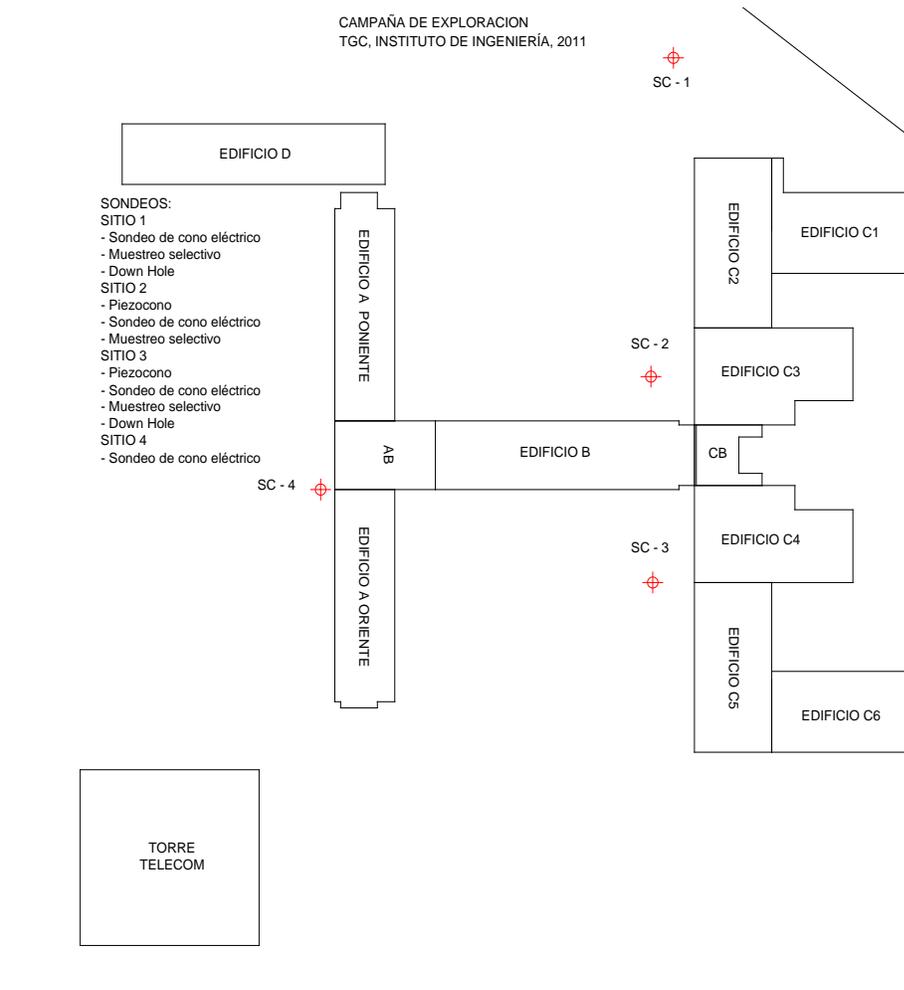


Figura 3.9 Localización de sondeos, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2011

De la Figura 3.10 a la 3.13 se pueden observar los perfiles obtenidos de los sondeos de cono eléctrico.

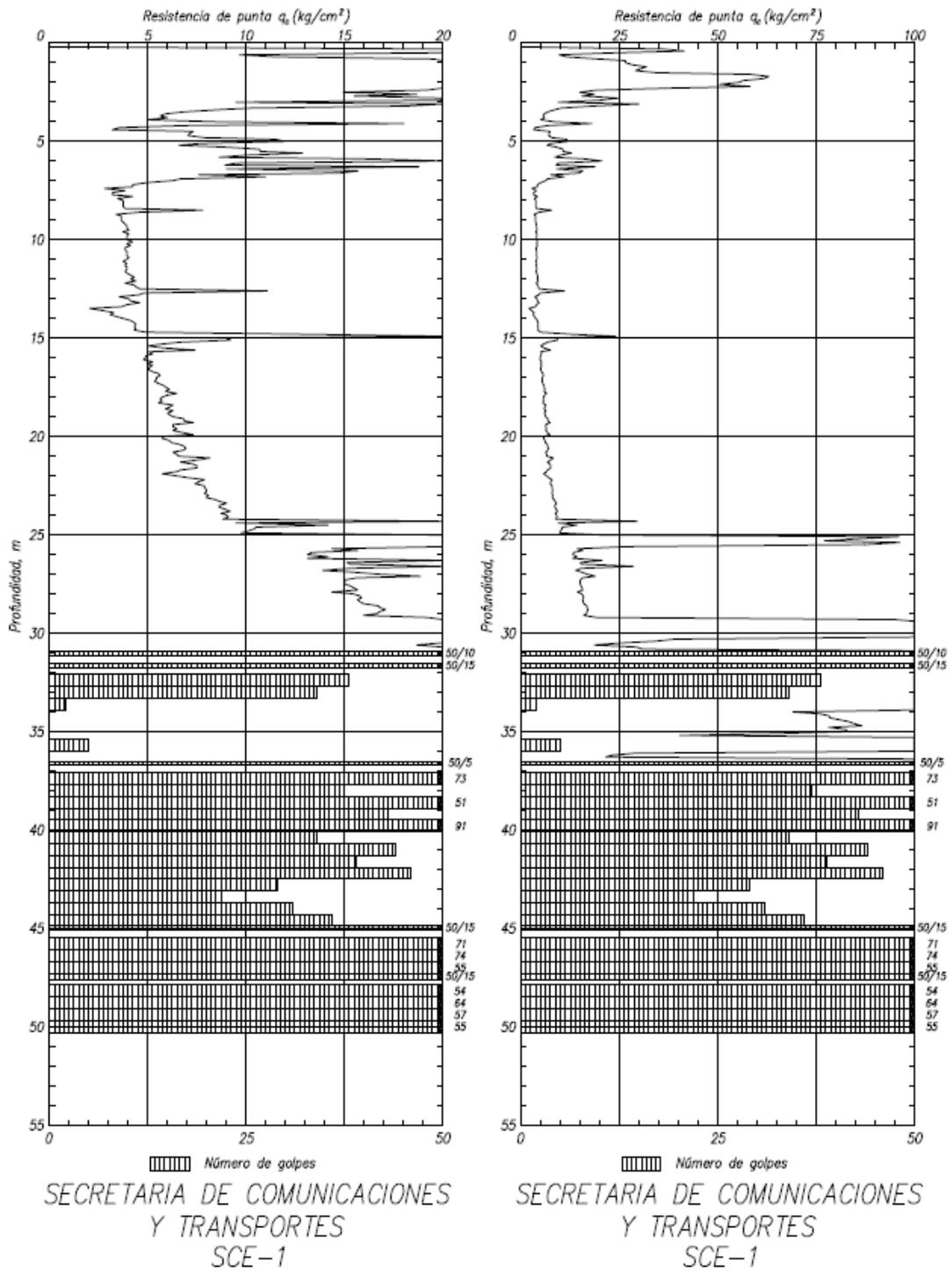


Figura 3.10 Sondeo de cono eléctrico sitio 1, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2011

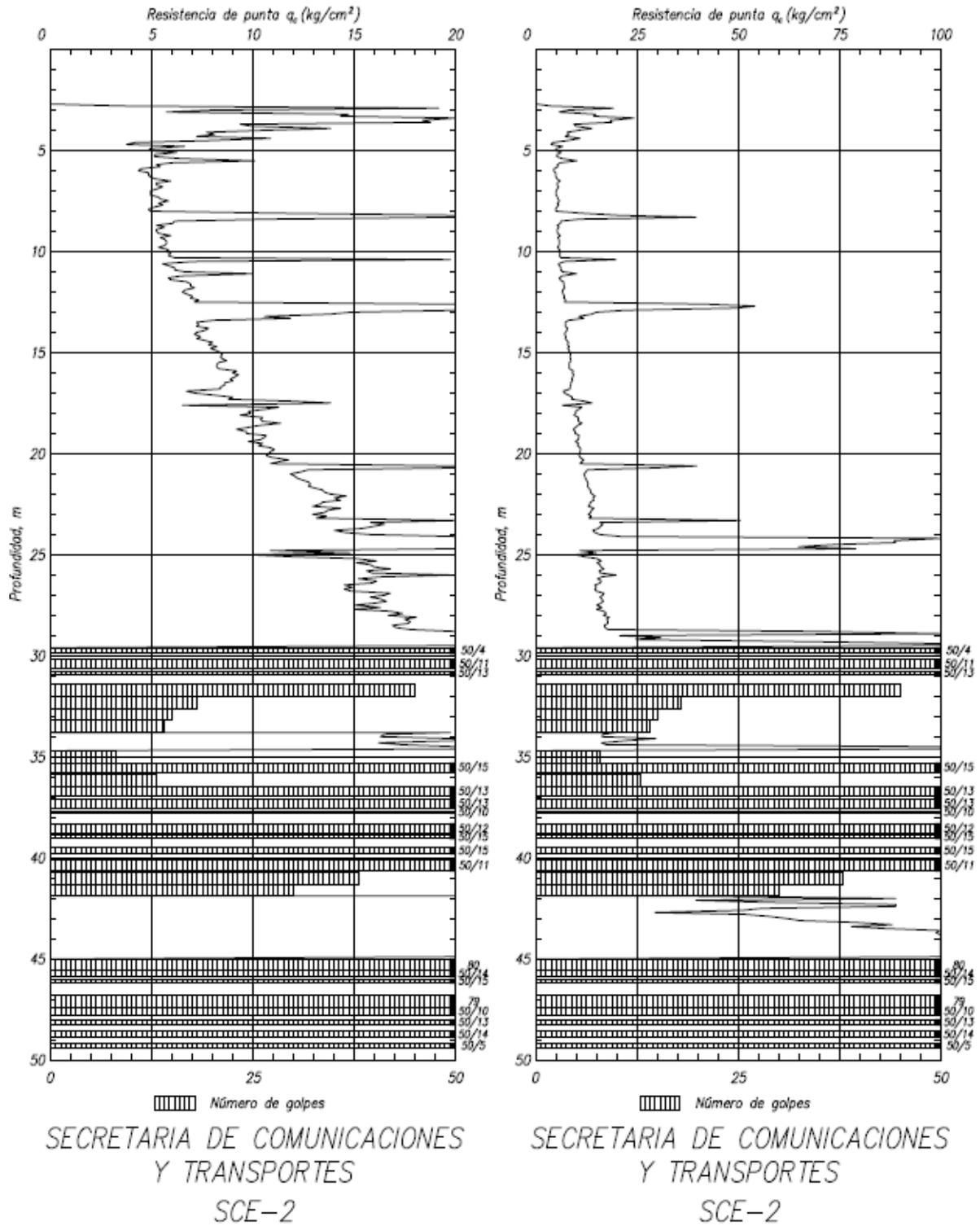


Figura 3.11 Sondeo de cono eléctrico sitio 2, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2011

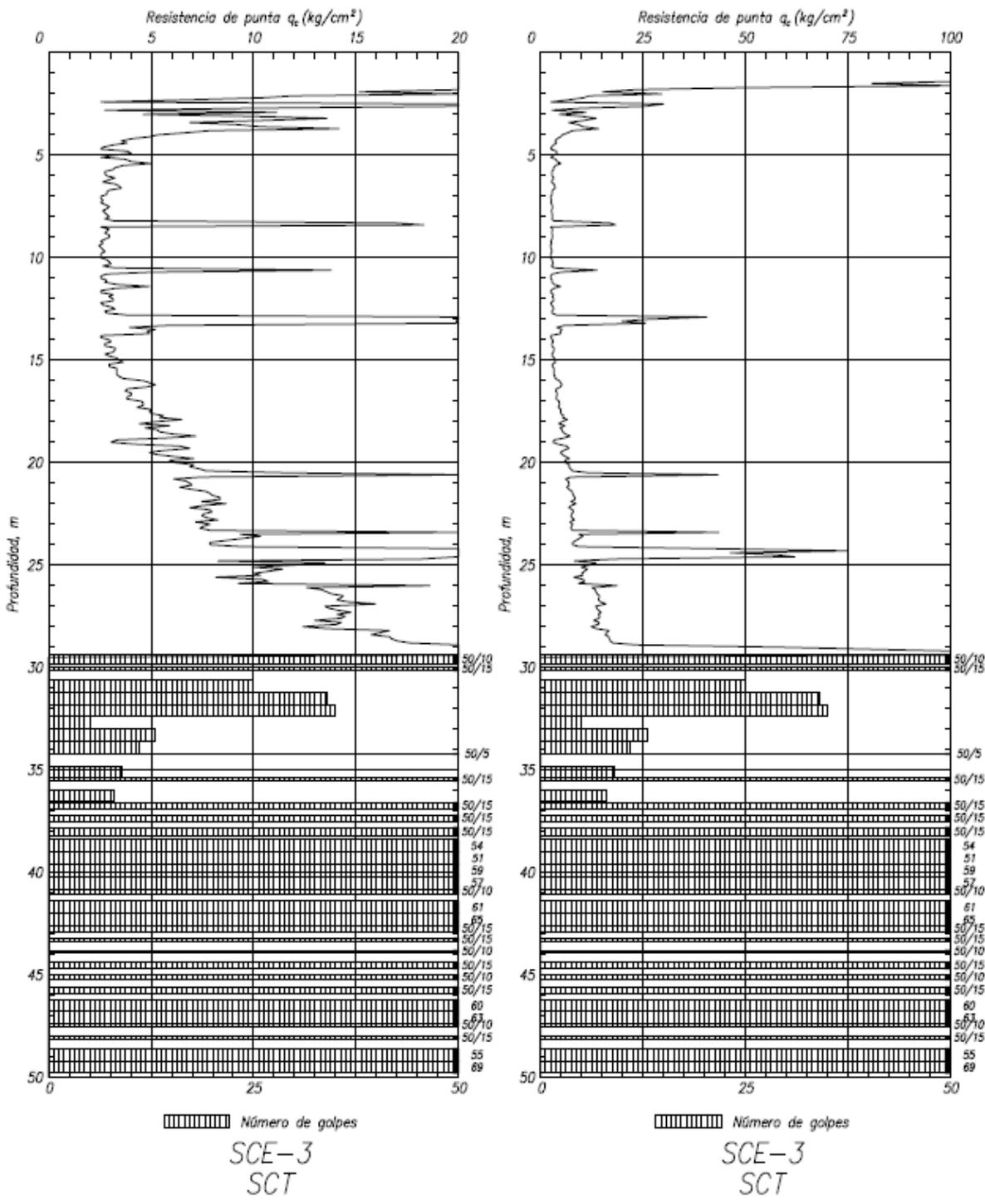


Figura 3.12 Sondeo de cono eléctrico sitio 3, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2011

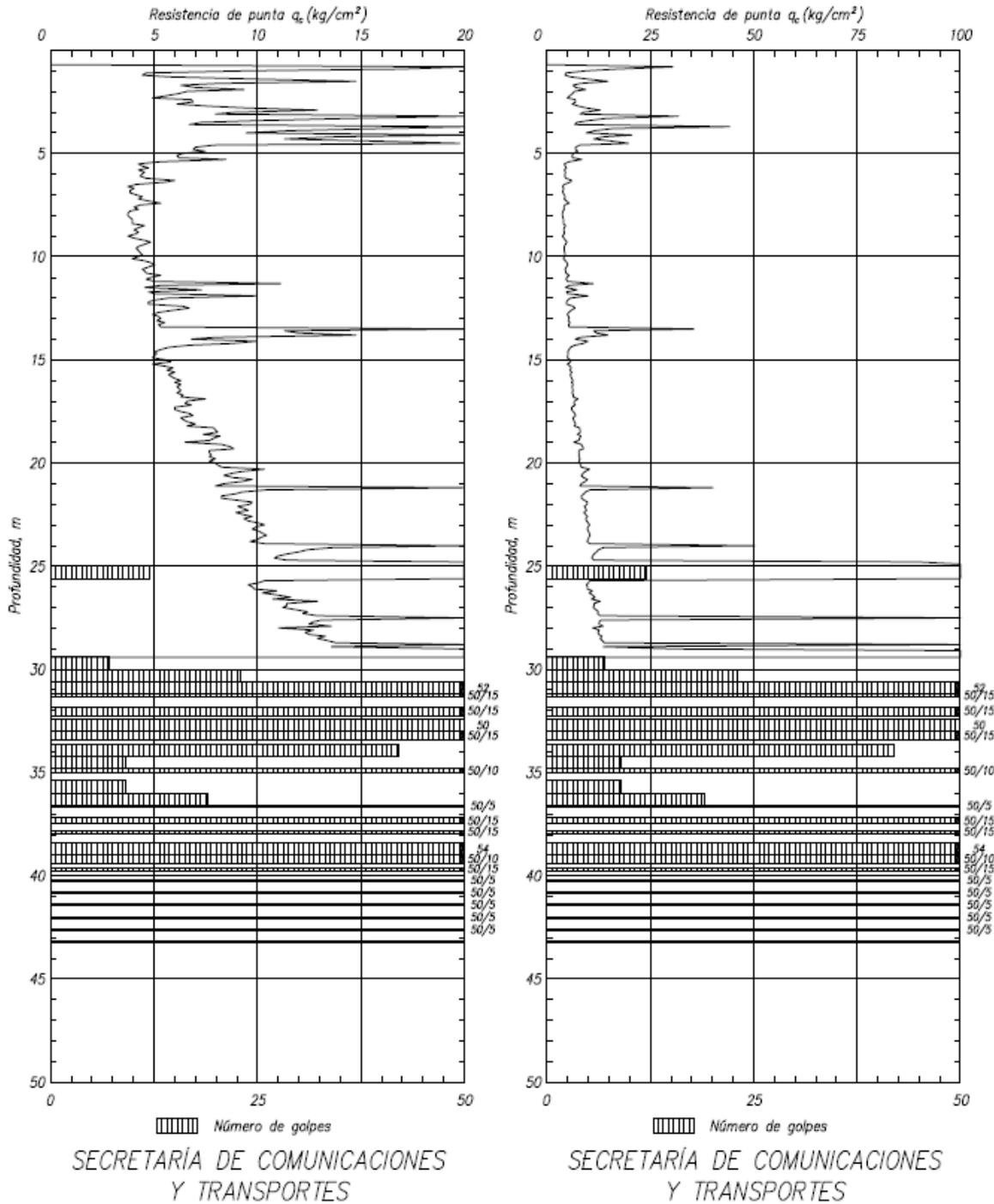


Figura 3.13 Sondeo de cono eléctrico sitio 4, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2011

Al observar los perfiles estratigráficos y los resultados de los sondeos de cono eléctrico que se cuentan del sitio, se puede llegar a la conclusión de que la estratigrafía del sitio es bastante uniforme.

La secuencia estratigráfica del sitio se puede describir de manera general como:

- **RELLENO** (De 0.0 a 2.0 m de profundidad): Material de desperdicio de construcción.
- **COSTRA SUPERFICIAL** (De 2.0 a 4.0 m de profundidad): Constituida por rellenos artificiales de arena fina y media aluvial, poco arcillosa, cementada y limo café oscuro a negro, de compactación media a compacta.
- **FORMACIÓN ARCILLOSA SUPERIOR** (De 4.0 a 30.0 m en promedio de profundidad): Formada por arcillas de origen lacustre de consistencia blanda con contenidos de agua de hasta 290%, la serie arcillosa está dividida en substratos separados por la existencia de lentes de suelo de mayor resistencia, que sirven como marcadores de diferentes eventos geológicos. La resistencia en la penetración del cono eléctrico entre 6 y 30 m de profundidad varía de 3 a 25 kg/cm² y en los marcadores la resistencia con el cono se elevaba hasta 100 kg/cm².
- **PRIMERA CAPA DURA** (De 30.0 a 34.0 m de profundidad promedio): Constituida por arena fina y media sílica y andesítica, con limo café grisáceo, registrando con SPT un número de golpes mayor a 50.
- **FORMACIÓN ARCILLOSA INFERIOR** (De 34.0 a 50.0 m de profundidad promedio): Arcillas con ceniza volcánica.

3.1.4 Propiedades índice

A partir de las muestras alteradas llevadas al laboratorio se obtuvieron las propiedades índice que caracterizan el subsuelo del CNSCT (Tabla 3.1). Las muestras fueron sometidas a los siguientes ensayos:

- Clasificación visual y al tacto según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Determinación del contenido natural de agua.
- Determinación de los límites de consistencia (límite líquido y límite plástico).

Tabla 3.1 Propiedades índice del subsuelo del CNSCT

SONDEO	SONDEO CONO	PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN SUCS	w (%)	γ (ton/m ³)	S _s
SMS - 1	SCE - 1	13.60	CH	285	1.159	2.218
SMS - 1	SCE - 1	22.30	CH	152	1.292	2.340
SMS - 1	SCE - 1	35.00	MH	131	1.284	2.291
SMS - 2	SCE - 2	12.30	CH	290	1.162	2.257
SMS - 2	SCE - 2	19.30	CH	274	1.162	2.225
SMS - 3	SCE - 3	12.30	CH	201	1.223	2.260
SMS - 3	SCE - 3	20.50	MH	212	1.222	2.295
SMS - 3	SCE - 3	33.20	MH	53	1.582	2.489

3.1.5 Información de pruebas odométricas

Las muestras inalteradas recolectadas a diferentes profundidades de los sondeos SMS- 1 a SMS – 3 se les realizaron ensayos de consolidación, cuyos resultados se presentan a continuación.

SONDEO	SMS - 1	Peso Volúmetrico Inicial (γ_0)	=	1159 kg/cm ²	Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c =$ (kg/cm ²)	1.10
MUESTRA	3-2	Contenido de Agua Inicial(w)	=	285 %		
PROFUNDIDAD	13.60 m	Relación de Vacíos Inicial (e_0)	=	6.37		
SUCS	CH - Arcilla café olivo	Grado de Saturación Inicial (G_w)	=	99 %		

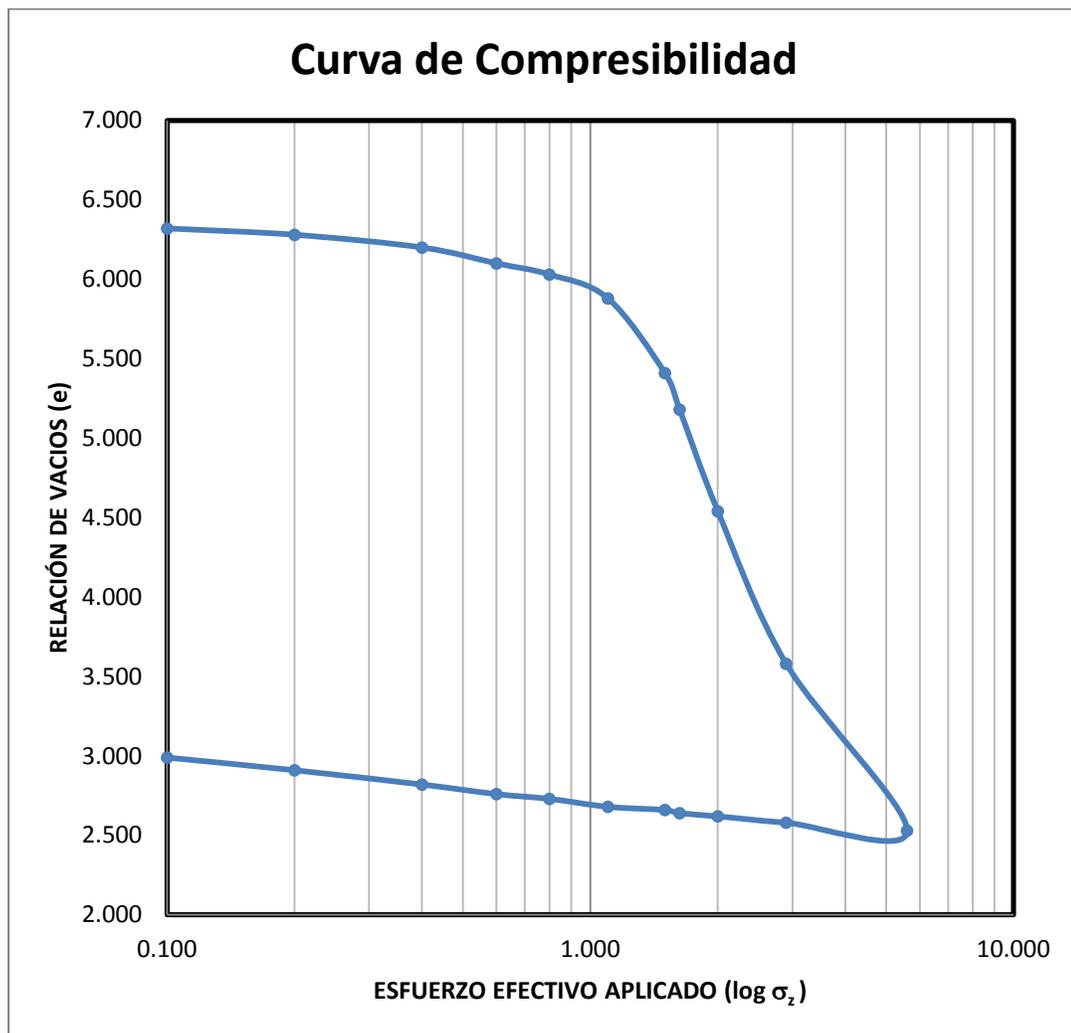


Figura 3.14 Resultados de prueba odométrica de la muestra 3 -2 a 13.60 m de profundidad

SONDEO	SMS - 1	Peso Volúmetrico Inicial (γ_0)	=	1292 kg/cm ²	Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c =$ (kg/cm ²)	1.80
MUESTRA	4-2	Contenido de Agua Inicial(w)	=	152 %		
PROFUNDIDAD	22.3 m	Relación de Vacíos Inicial (e_0)	=	3.57		
SUCS	CH - Arcilla café olivo con puntos de materia orgánica	Grado de Saturación Inicial (G_w)	=	100 %		

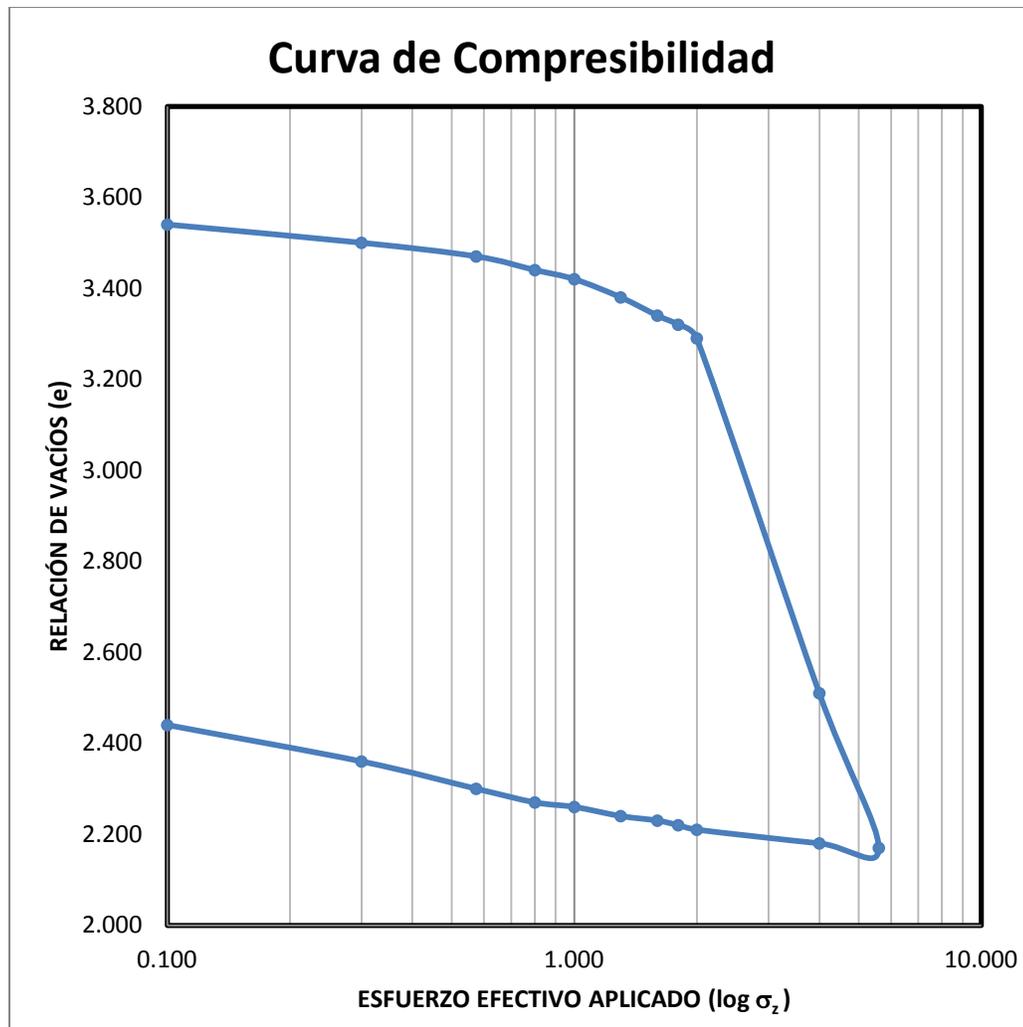


Figura 3.15 Resultados de prueba odométrica de la muestra 4 -2 a 22.30 m de profundidad

SONDEO	SMS - 1	Peso Volúmetrico Inicial (γ_0)	=	1284 kg/cm ²	Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c =$ (kg/cm ²)	2.80
MUESTRA	6-3	Contenido de Agua Inicial(w)	=	131 %		
PROFUNDIDAD	35 m	Relación de Vacíos Inicial (e_0)	=	3.12		
SUCS	MH - Limo café olivo, con raíces	Grado de Saturación Inicial (Gw)	=	96 %		

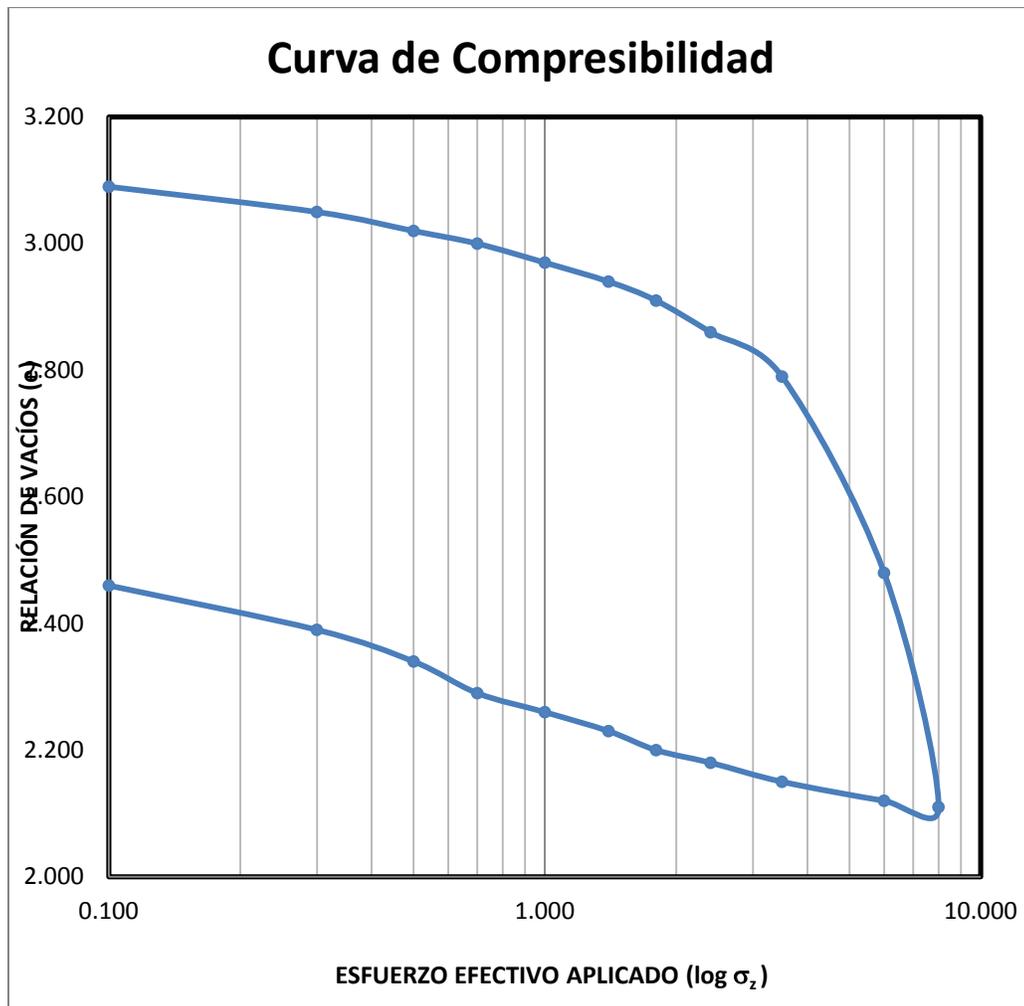


Tabla 3.16 Resultados de prueba odométrica de la muestra 6-3 a 35 m de profundidad

SONDEO	SMS - 2	Peso Volúmetrico Inicial (γ_0)	=	1162 kg/cm ²	Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c =$ (kg/cm ²)	1.00
MUESTRA	2-2	Contenido de Agua Inicial(w)	=	290 %		
PROFUNDIDAD	12.30 m	Relación de Vacíos Inicial (e_0)	=	6.58		
SUCS	CH - Arcilla café olivo	Grado de Saturación Inicial (Gw)	=	100 %		

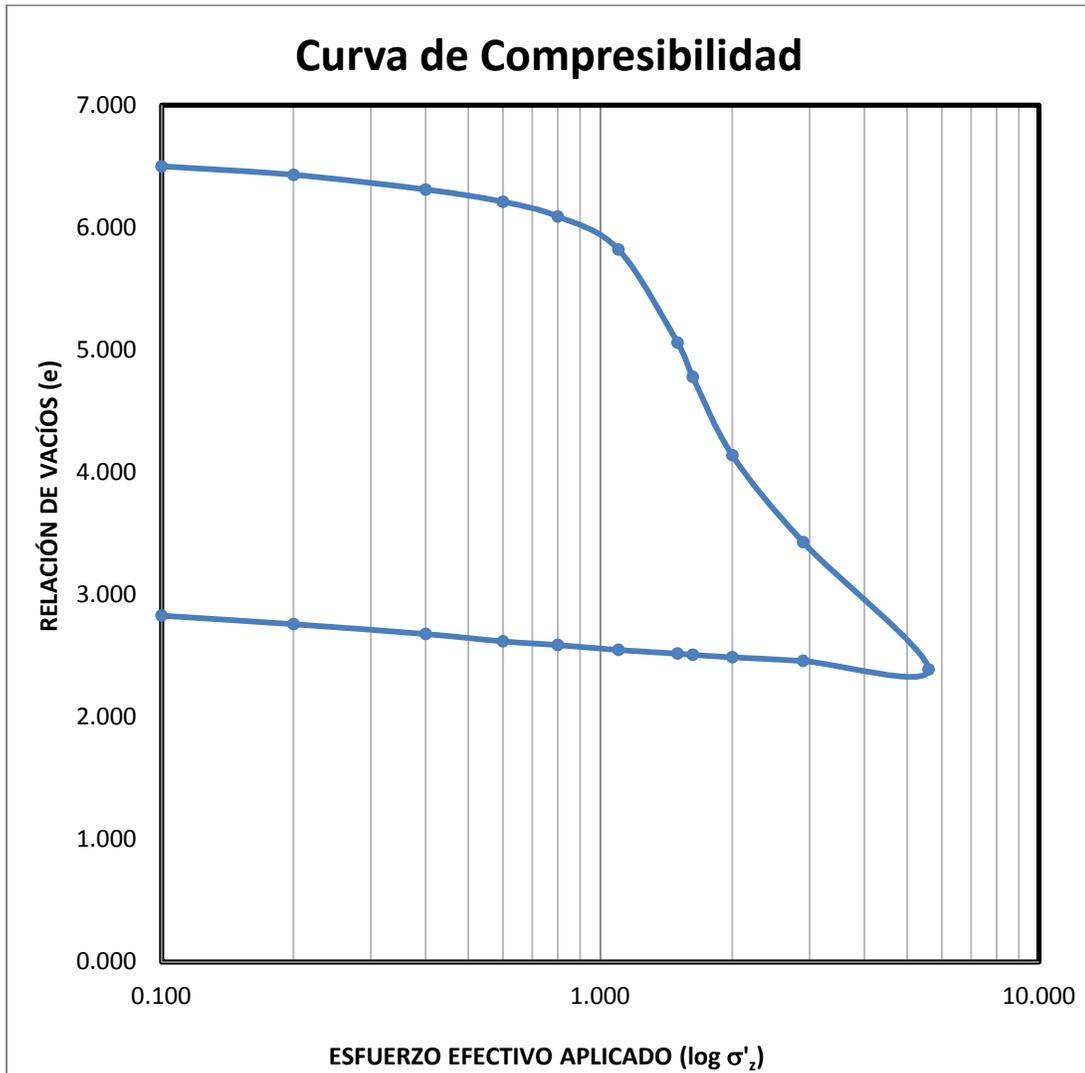


Tabla 3.17 Resultados de prueba odométrica de la muestra 2-2 a 12.30 m de profundidad

SONDEO	SMS - 2	Peso Volúmetrico Inicial (γ_0)	=	1162 kg/cm ²	Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c =$ (kg/cm ²)	1.60
MUESTRA	4-2	Contenido de Agua Inicial(w)	=	274 %		
PROFUNDIDAD	19.30m	Relación de Vacíos Inicial (e_0)	=	6.16		
SUCS	CH - Arcilla café olivo	Grado de Saturación Inicial (Gw)	=	99 %		

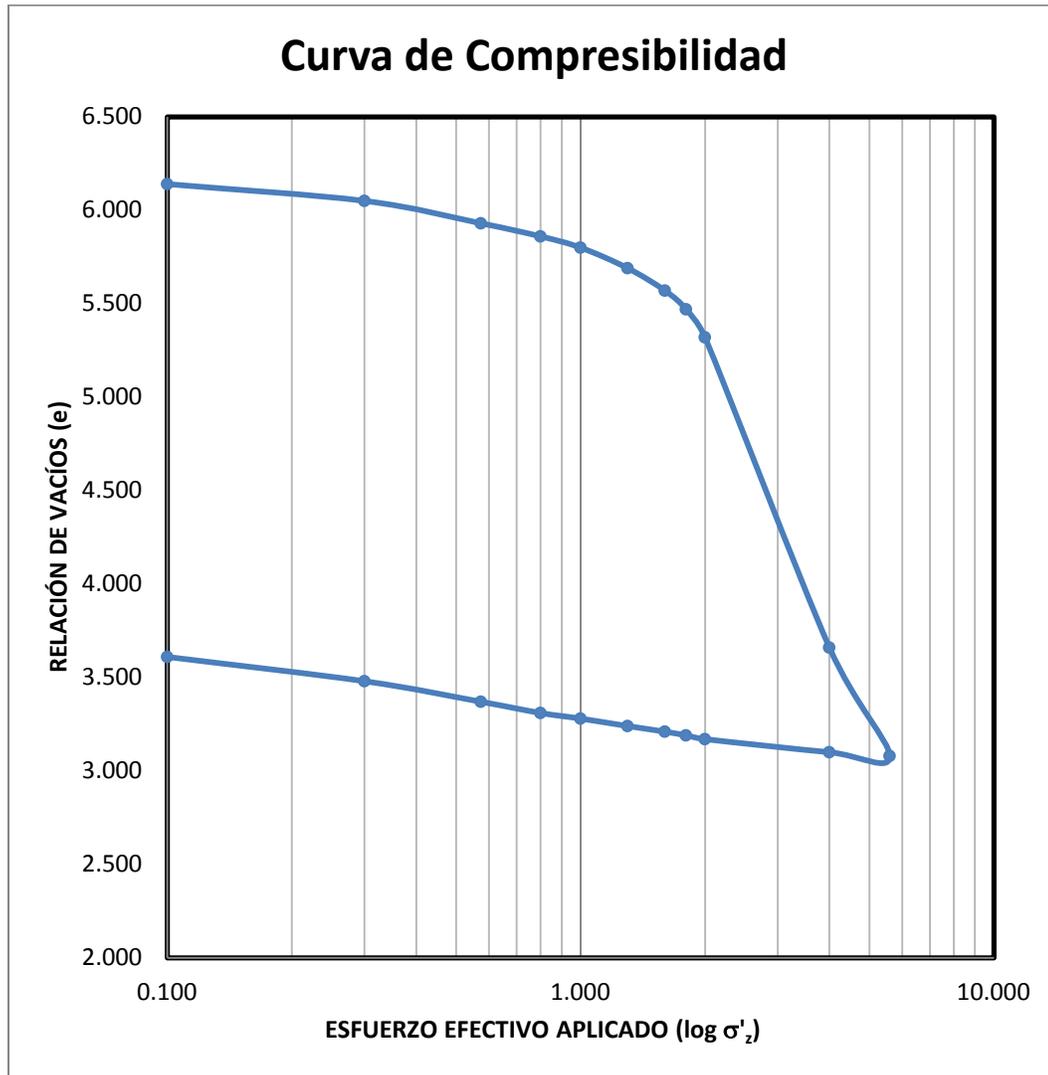


Figura 3.18 Resultados de prueba odométrica de la muestra 4-2 a 19.30 m de profundidad

SONDEO	SMS - 3	Peso Volúmetrico Inicial (γ_0)	=	1223 kg/cm ²	Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c =$ (kg/cm ²)	0.90
MUESTRA	2-2	Contenido de Agua Inicial(w)	=	201 %		
PROFUNDIDAD	12.30 m	Relación de Vacíos Inicial (e_0)	=	4.56		
SUCS	CH - Arcilla café olivo	Grado de Saturación Inicial (Gw)	=	100 %		

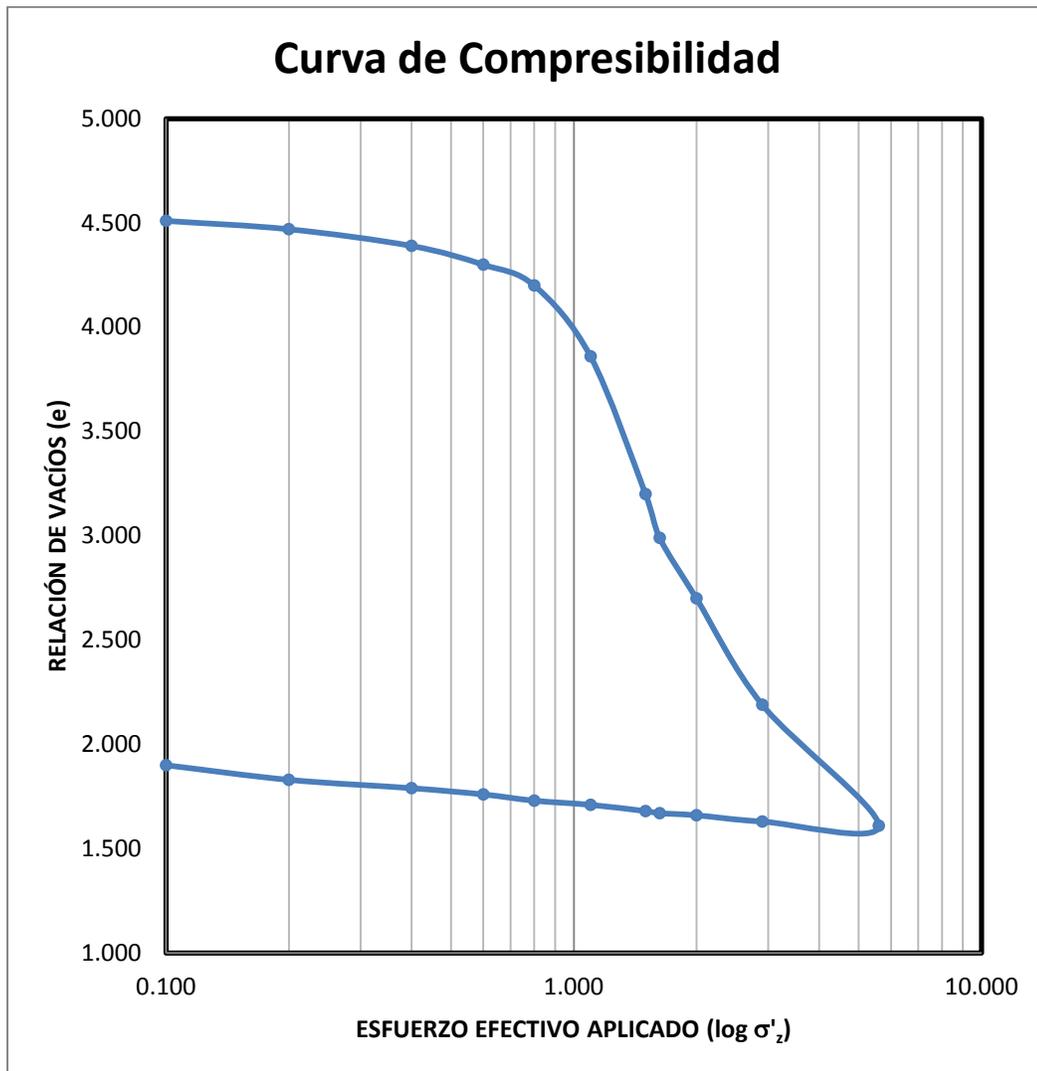


Tabla 3.19 Resultados de prueba odométrica de la muestra 2-2 a 12.30 m de profundidad

SONDEO	SMS - 3	Peso Volúmetrico Inicial (γ_0)	=	1222 kg/cm ²	Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c =$ (kg/cm ²)	1.90
MUESTRA	4-3	Contenido de Agua Inicial(w)	=	212 %		
PROFUNDIDAD	20.50 m	Relación de Vacíos Inicial (e_0)	=	4.85		
SUCS	MH - limo café grisáceo, oscuro	Grado de Saturación Inicial (G_w)	=	100 %		

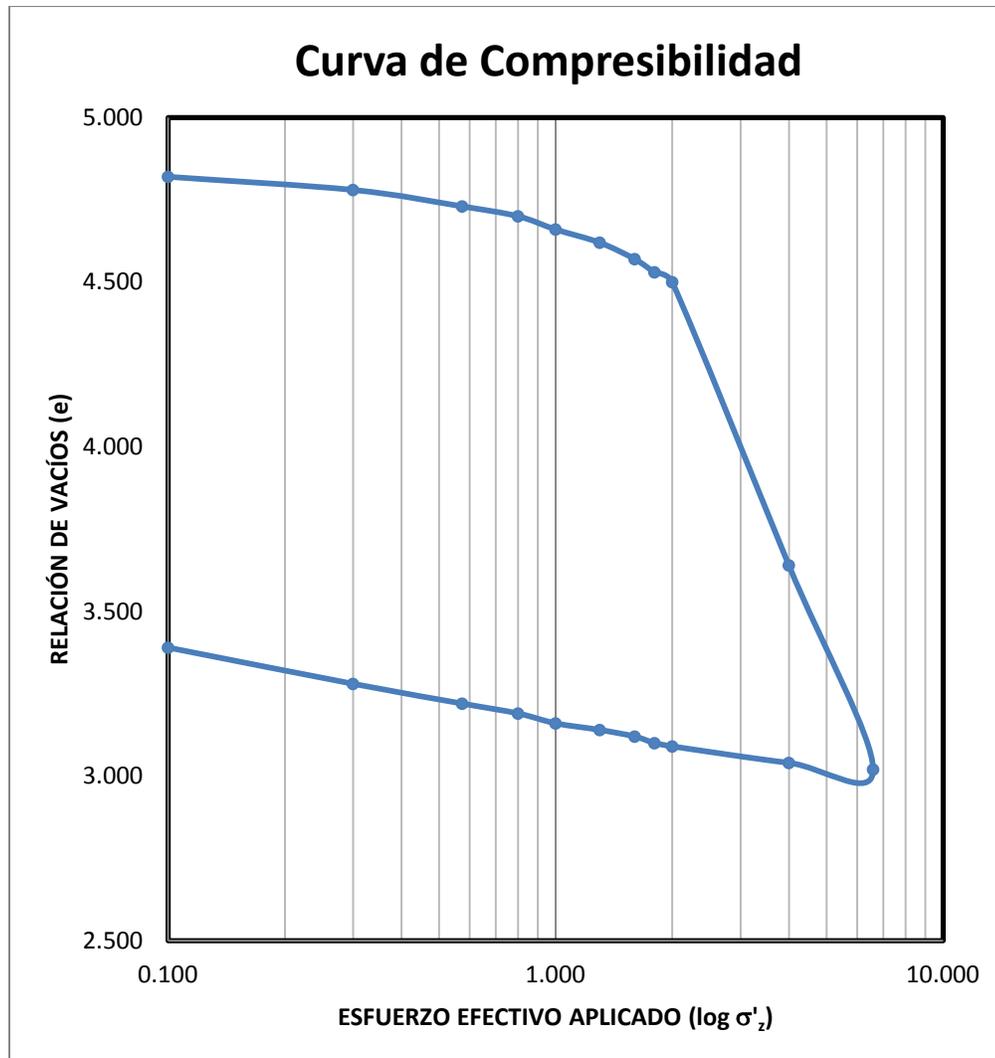


Tabla 3.20 Resultados de prueba odométrica de la muestra 4 -3 a 20.50 m de profundidad

SONDEO	SMS - 3	Peso Volúmetrico Inicial (γ_0)	=	1582 kg/cm ²	Esfuerzo de preconsolidación $\sigma'_c =$ (kg/cm ²)	2.20
MUESTRA	6-1	Contenido de Agua Inicial(w)	=	53 %		
PROFUNDIDAD	33.20 m	Relación de Vacíos Inicial (e_0)	=	1.41		
SUCS	MH - limo café grisáceo, con arena	Grado de Saturación Inicial (G_w)	=	94 %		

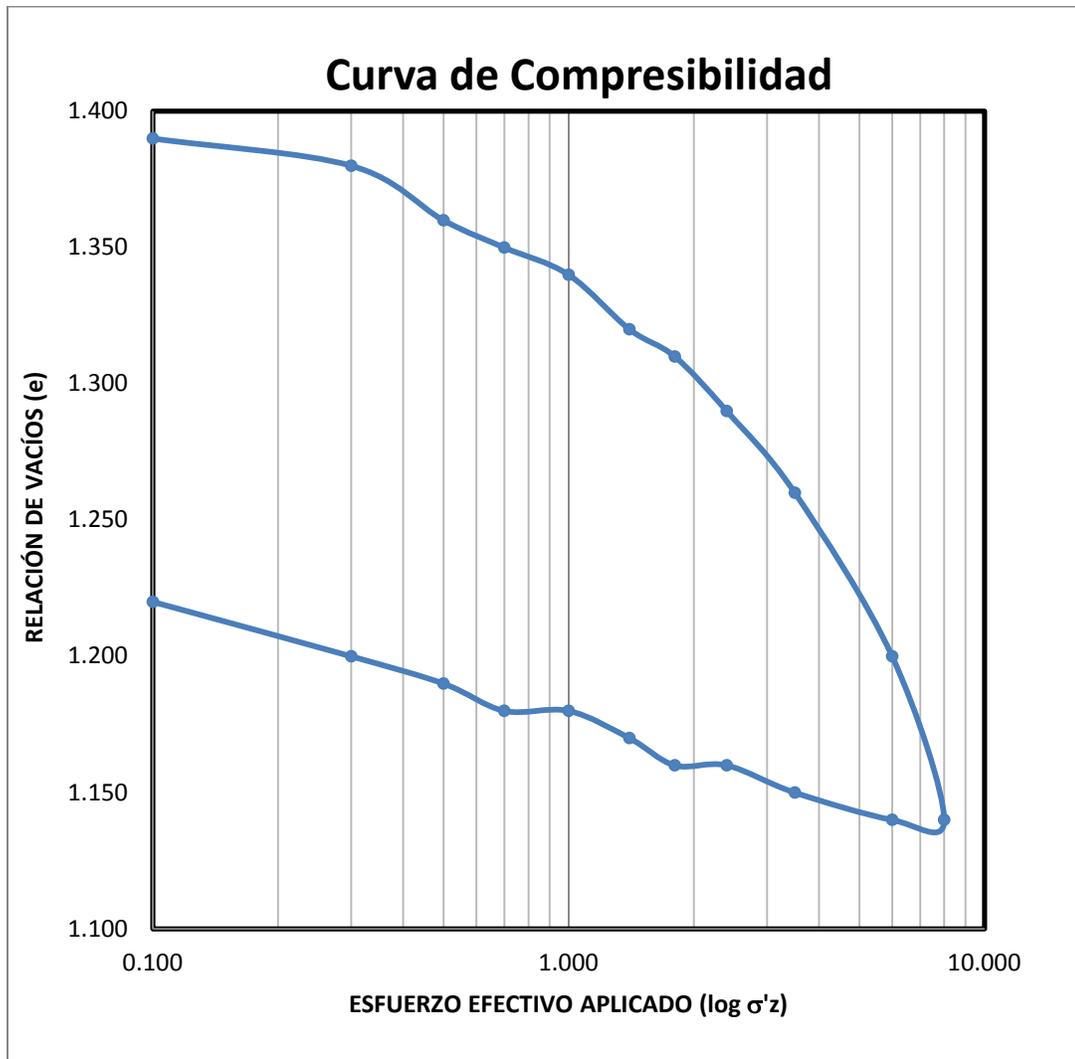


Tabla 3.21 Resultados de prueba odométrica de la muestra 6-1 a 33.20 m de profundidad

3.1.6 Registros de niveles piezométricos

Sobre la distribución de las presiones de poro en el sitio se tiene registros piezométricos de 1985 a 1988. Para calcular asentamientos futuros la piezometría de 1985 (Figura 3.22) se empleará como condición inicial.

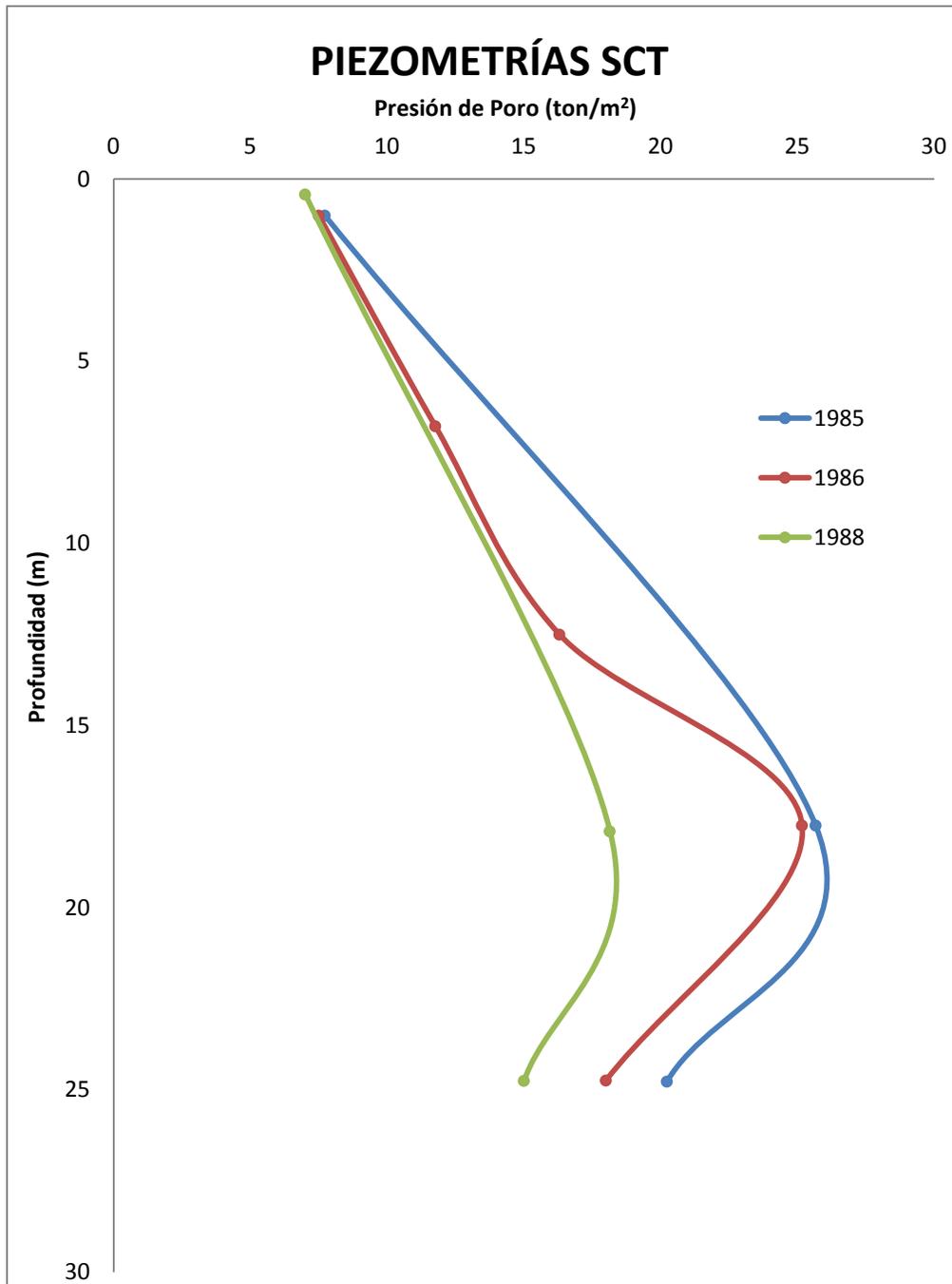


Figura 3.22 Registros piezométricos de 1985 a 1988

Del año 1986 se cuenta con un mayor número de piezometrías efectuadas, de ese año se puede destacar como a partir de la segunda mitad del mes de enero comienza a abatirse el nivel freático aproximadamente a los 26.40 m de profundidad, de 24.86 ton/m² a 5.6 ton/m². Como resultado de los piezoconos ejecutados en junio y julio del 2011, se obtuvieron las siguientes distribuciones de presión de poro, Figuras 3.23 y 3.24.

Gráfica de Presión de Poro(Centro Nacional SCT)

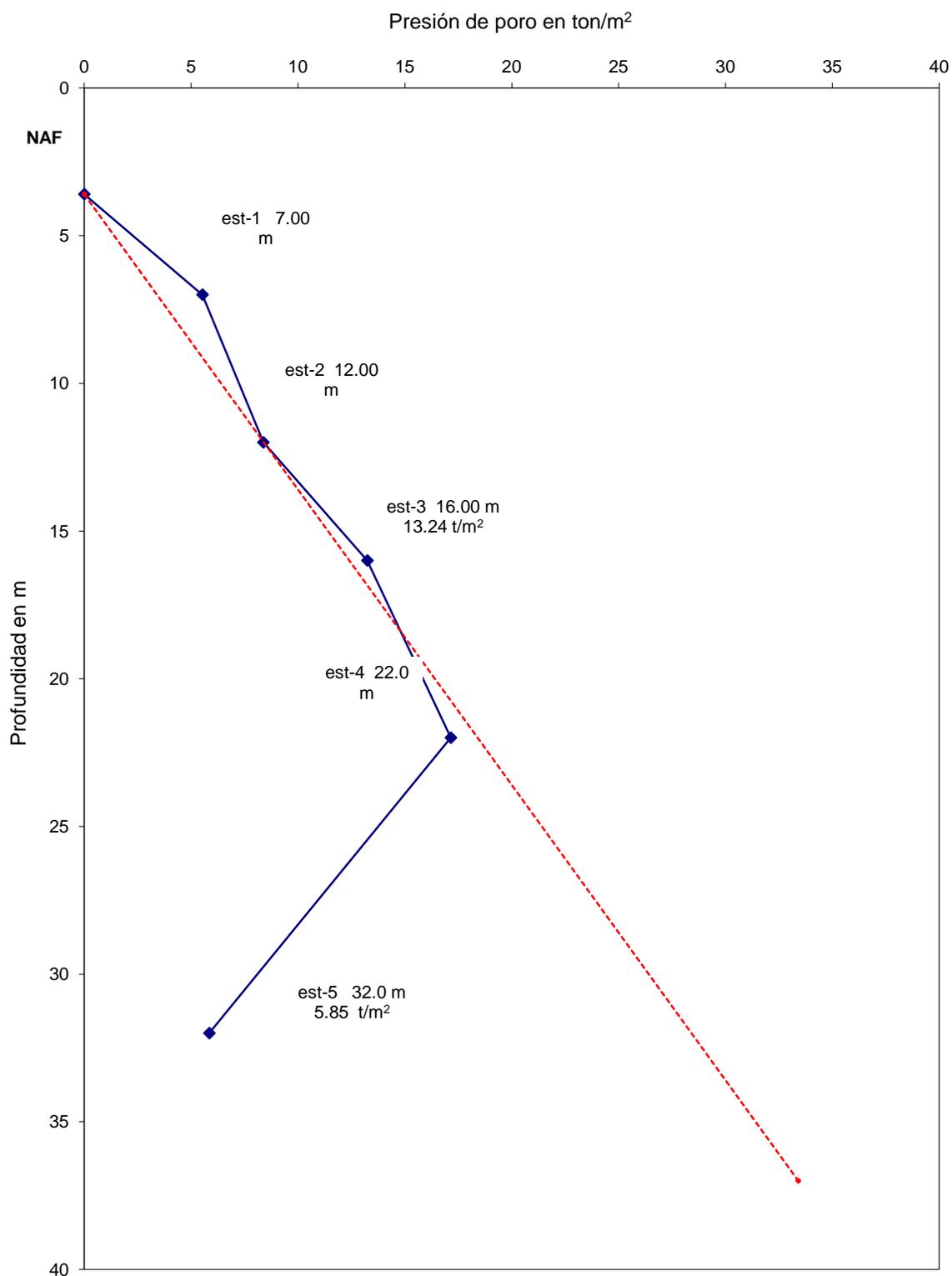


Figura 3. 23 Resultado piezocono sitio 2, junio 2011

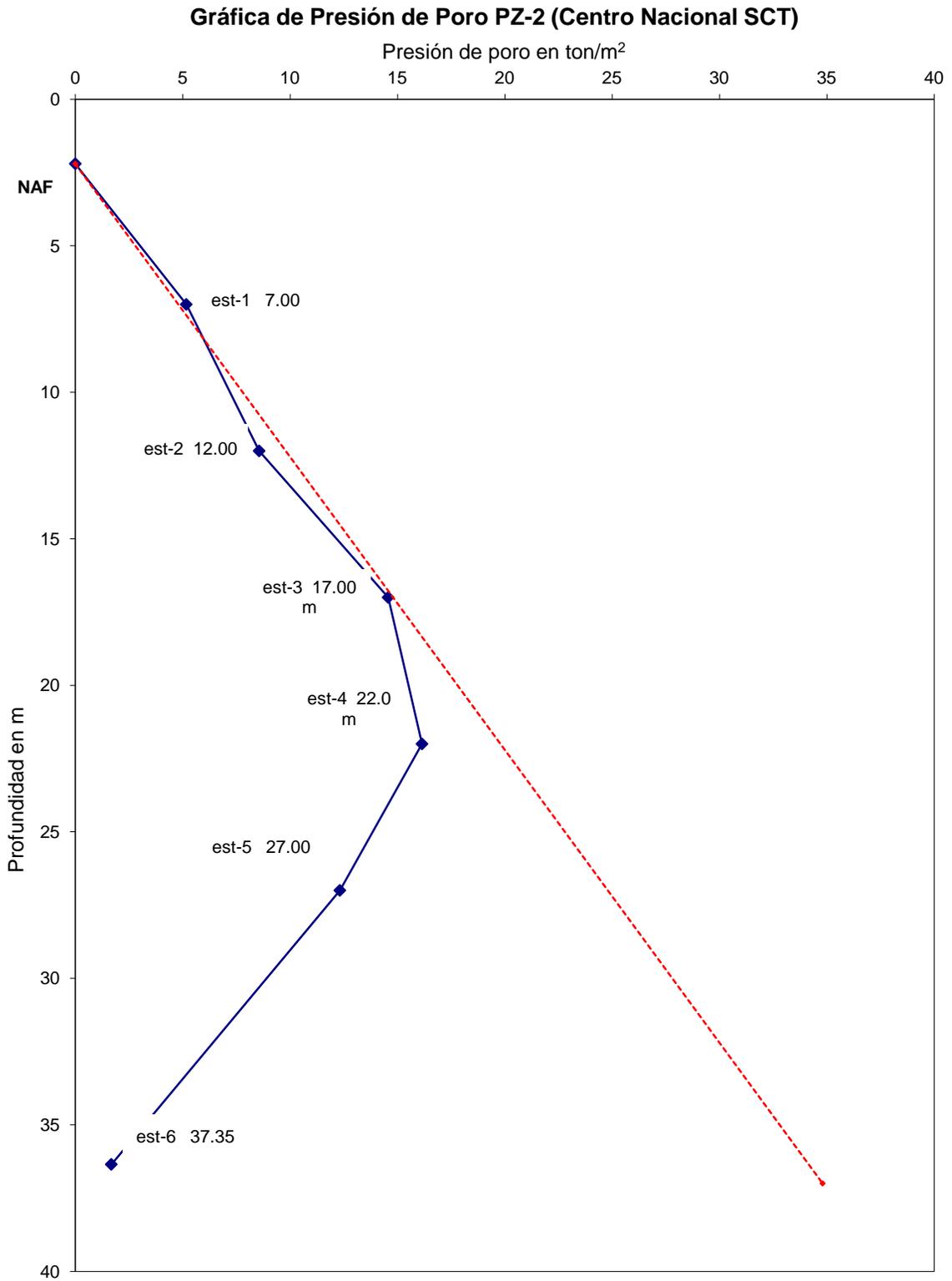


Figura 3.24 Resultado piezocono sitio 2, julio 2011

3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS EDIFICIOS DEL CNSCT



Figura 3.26 Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes

3.2.1 Descripción del conjunto de edificios

El Centro Nacional de la SCT (Figura 3.26) está formado por seis edificios denominados A Oriente, A Poniente, AB, B, C y D. El edificio C, se encuentra dividido en siete cuerpos que son el C1, C2, C3, C4, C5, C6 y CB. La distribución de los edificios se presenta en la Figura 3.27.

Este conjunto de edificios fue construido originalmente para ser las instalaciones del Centro Médico del Instituto Mexicano del Seguro Social, su construcción inicio en 1954. Durante algunos años los edificios aun en obra negra quedaron a la intemperie, durante ese periodo el conjunto fue comprado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, antiguamente la Secretaria de Comunicaciones y Obras Publicas (SCOP), inaugurándose en 1957.

El arquitecto Lazo es quien rediseña el conjunto para quedar como oficinas de la SCT, imprimiéndoles también su sello personal, unos murales que se exhiben en la fachada.

El edificio D, no formaba parte del proyecto original, este es añadido pero su construcción termina a la par que el resto de edificios del conjunto. Es importante también señalar que existía un edificio de nombre H, el cual a consecuencia del sismo de 1985 sufrió serios

daños estructurales y tuvo que ser derrumbado. Este edificio llegó a acumular 50 cm de asentamiento hasta 1959 y emergió 9.8 cm para 1979.

Los edificios que forman el CNSCT varían en el número de niveles de entrepiso, los edificios más altos son los edificios A Oriente, A Poniente, AB y B con 6 niveles cada uno. El edificio D tiene cuatro niveles y el conjunto de edificios C1, C2, C3, C4, C5, C6 y CB cuentan únicamente con dos niveles, por lo tanto las cargas que transmiten al terreno no son uniformes. Aparentemente, la forma de los edificios es regular todos son rectángulos, pero la manera en la que se encuentran distribuidos genera que la mayor parte de la carga que representan los edificios este concentrada en la parte sur del conjunto.

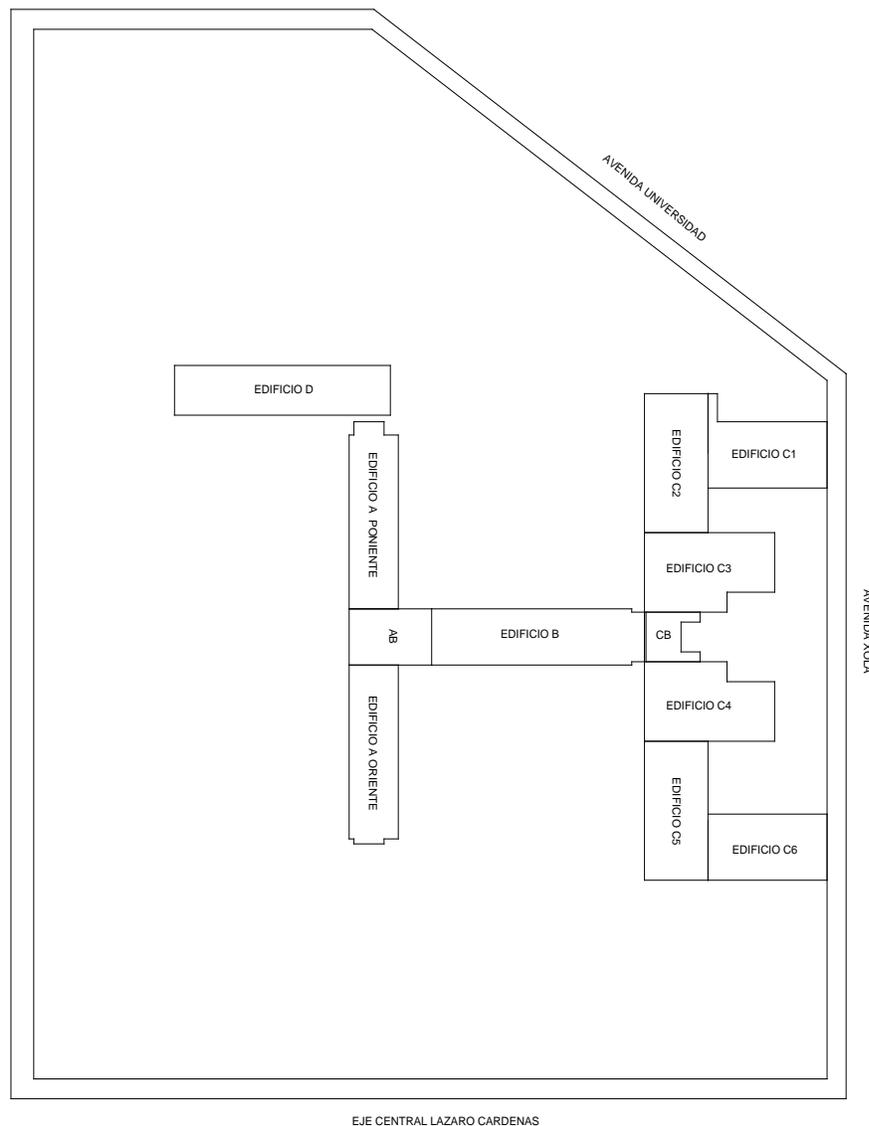


Figura 3.27 Planta del conjunto de edificios del centro nacional SCT

Tabla 3.2 Principales características generales de los edificios del CNSCT

EDIFICIO	AREA DE CIMENTACIÓN (m ²)	PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA (ton)	PRESIÓN TRANSMITIDA AL SUELO (ton/m ²)	NÚMERO DE NIVELES	ALTURA DEL EDIFICIO (m)	TIPO DE CIMENTACIÓN
A ORIENTE	725	10413.84	14.360	6	27 (azotea)/ 40 torre	Cajón de Cimentación y pilotes
A PONIENTE	725	10413.84	14.360	6	27 (azotea)/ 40 torre	Cajón de Cimentación y pilotes
AB	403	6899.92	17.120	6	27 (azotea)/ 40 torre	Cajón de Cimentación y pilotes
B	1532.48	21374.68	13.950	6	27 (azotea)/ 40 torre	Cajón de Cimentación y pilotes
C1	648	3835.7	5.919	2	8	Losa de Cimentación y Zapatas Corridas
C2	1020	4875.41	4.780	2	8	Losa de Cimentación y Zapatas Corridas
C3	1056	5475.87	5.185	2	8	Losa de Cimentación y Zapatas Corridas
CB	201	1903.2	9.469	2	8	Losa de Cimentación y Zapatas Corridas
C4	1056	5475.87	5.185	2	8	Losa de Cimentación y Zapatas Corridas
C5	1020	4875.41	4.780	2	8	Losa de Cimentación y Zapatas Corridas
C6	648	3835.7	5.919	2	8	Losa de Cimentación y Zapatas Corridas
D	953.43	8240.51	8.64	3	16.3	Cajón de Cimentación

3.2.2 Historia de las cimentaciones

Edificio A Poniente

El edificio originalmente era de diez niveles, pero después del sismo de 1985 el número de niveles se redujo a seis. Su altura es de 27 m hasta la azotea común y 40 m es la altura de la torre que forma parte del edificio. La distribución de las cargas no es uniforme, estas se concentran en la esquina poniente, lugar donde se encuentra la Torre con el mural.



Figura 3.28 Configuración del edificio A Poniente

CIMENTACIÓN ORIGINAL

Se trata de una cimentación mixta formada por un cajón de cimentación desplantado a 6 m de profundidad aproximadamente, con un espesor de 45 cm. Sus dimensiones en planta eran aproximadamente de 15.5 m en su lado corto y 52.5 m en su lado largo.

Debajo del cajón se colocaron 162 pilotes de madera en tramos de 6 m con un diámetro que variaba entre 25 y 35 cm. La documentación sobre el CNSCT proporcionada por la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT no especifica la forma de trabajo de los pilotes (Estudios de cimentación, 1978 - 1979), pero de acuerdo a los hundimientos registrados durante el periodo comprendido entre 1954 y 1959, se puede inferir que los pilotes funcionaban por fricción. La separación centro a centro de los pilotes también era variable, de 35 a 100 cm, y se localizan por lo general en los cruces de los ejes de columnas. No se dan detalles de las juntas entre los tramos de pilote y también se desconoce su longitud total.

En el año de 1959 se colocaron 51 pilotes de control para reforzar la cimentación cuya distribución se conoce por los reportes proporcionados por la Dirección de General de Servicios Técnicos (Estudios de cimentación, 1978 - 1979), (Figura 3.29). Su diámetro es de 30 cm y la longitud no se especifica en los registros de la SCT por lo cual se ignora si la punta de los pilotes se apoyó en la capa. La distribución muestra que los pilotes estaban concentrados en su esquina poniente. Es probable que los pilotes fueran colocados ahí pues es la esquina en donde se concentran más cargas por la configuración del edificio. Al pasar los años la zona donde se encontraban los pilotes presentaba emersión aparente con respecto al nivel del terreno natural que tenían en 1979.

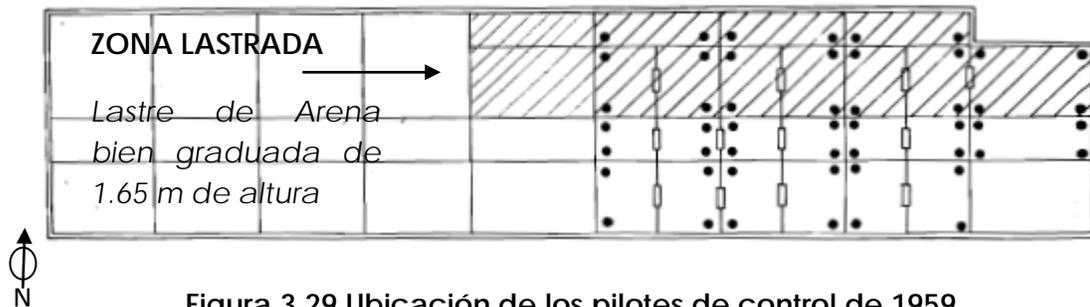


Figura 3.29 Ubicación de los pilotes de control de 1959

La cimentación del edificio fue afectada por el sismo de 1985. De acuerdo con la información revisada se sabe que la totalidad de los pilotes no tenían colocado su control; algunos controles fallaron y otros simplemente no fueron instalados. Durante el mes de octubre de 1985, a un mes de ocurrido el sismo, se llevó a cabo una revisión del estado de su cimentación, realizada por la empresa Geotec (Pilotes edificio A del Centro Nacional SCT, 1985 - 1987). La cimentación del edificio A Poniente se encontró de la siguiente manera:

- **35** pilotes descargados, es decir, el control del pilote no está colocado y se encontraba a un lado del pilote.
- **16** pilotes descargados y el marco de carga no se localizó en ningún lado.

También se encontró una zona lastrada con arena en la parte trasera del edificio (esquina poniente) de 1.64 m de altura. El lastre permanece hasta la fecha pues al parecer se humedeció y decidieron no retirarlo, pero no causó un cambio en la inclinación del edificio.

La información consultada indica que se proyectó agregar 59 pilotes de control distribuidos en la zona donde no existían (parte oriente del edificio) haciendo un total de 110 pilotes de concreto. Al parecer el cajón de cimentación se amplió pero sus dimensiones se desconocen pues no se nos proporcionó el plano de la recimentación de este edificio. Sin embargo, puede mencionarse que las trabes que formaban el cajón de cimentación se reforzaron, aumentando su ancho que era originalmente de 30 cm a 50 cm. De acuerdo con las adecuaciones que se hicieron en otros edificios, puede suponerse que la losa de cimentación haya sido reforzada agregando otra losa de concreto reforzado de 35 cm de peralte.

En 1979 la zona piloteada emergía con respecto al banco de nivel de control y por ello se infiere que la punta de los pilote de control está apoyada en la primera capa dura con una longitud de unos 25 m. No se tiene ningún reporte sobre lo ocurrido con los pilotes de este edificio después del sismo de 1985.

CIMENTACIÓN ACTUAL

Después de la recimentación de 1987 no se volvió a realizar ningún trabajo en las cimentaciones por lo que se infiere que la cimentación actual es una mixta formada por un cajón de cimentación de 21 m de longitud en su lado corto y de 56 m de longitud en su lado largo; la complementan aproximadamente 110 pilotes de control sin que sus controles estén conectados a sus cabezas y con sus puntas apoyadas en la primera capa dura (Figura 3.30).

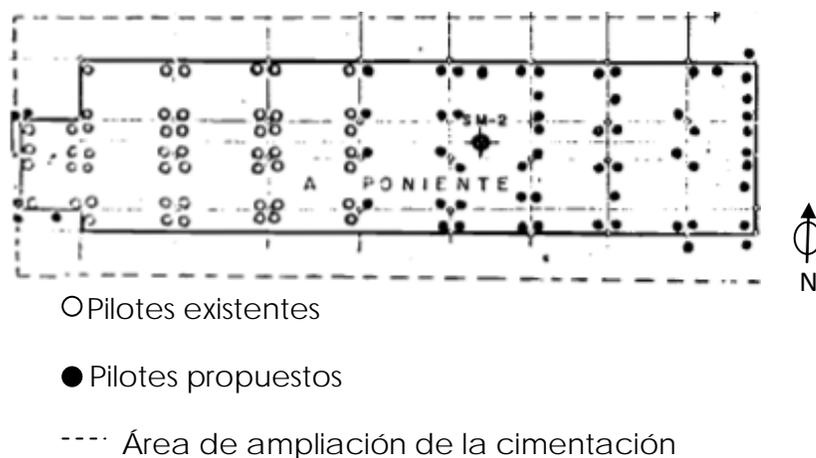


Figura 3.30 Cimentación del edificio A Poniente después de 1987

Edificio A Oriente

La historia del edificio es similar a la del A Poniente; originalmente también tenía diez niveles y como parte de la restructuración posterior al sismo de 1985 se dejó de seis niveles. Su altura es de 27 m hasta la azotea común y 40 m es la altura de la torre que forma parte del edificio (Figura 3.31). Las cargas en el edificio no se distribuyen uniformemente pues se concentran en la esquina oriente, lugar donde se encuentra la Torre con el mural.



Figura 3.31 Configuración del edificio A Poniente

CIMENTACIÓN ORIGINAL

Es una cimentación mixta formada por un cajón de cimentación desplantado a 6 m de profundidad aproximadamente, con una losa de 45 cm espesor; sus dimensiones en planta eran aproximadamente de 15.5 m en su lado corto y 52.5 m en su lado largo. El cajón estaba apoyado sobre 162 pilotes de madera de longitud desconocida con un diámetro que variaba entre 25 y 35 cm y la separación de centro a centro de 35 a 100 cm.

Se localizaban principalmente en los cruces de los ejes de columnas. Los patrones de hundimientos observados en el edificio de 1954 a 1959 sugieren que los pilotes de madera trabajaban por fricción. Se sabe que los pilotes de madera se hincaron en tramos de 6 m pero la forma en la que los tramos se unieron se desconoce.

En 1959 se colocaron 98 pilotes de control para reforzar la cimentación del edificio cuya distribución se conoce por los reportes proporcionados por la Dirección de General de Servicios Técnicos (Figura 3.32). Su diámetro es de 30 cm pero su longitud no se indica en los registros de la SCT. Los pilotes de control que se agregaron en 1959 estaban concentrados en su esquina sur-oriente y eran escasos en el lado poniente del edificio. Puede inferirse que fueron colocados ahí por ser la esquina donde se concentra la carga (zona de la torre de 40 m). En el periodo de 1959 a 1979, esos pilotes de control provocaron la emersión aparente del costado sur y el hundimiento relativo de su costado norte con respecto al banco de nivel de referencia ubicado en la esquina de las avenidas Universidad y Xola (Estudios de cimentación, 1978 - 1979). Por la emersión de la zona piloteada, se infiere que la punta de los pilotes de control está apoyada en la primera capa dura y que tiene una longitud de 25 m.

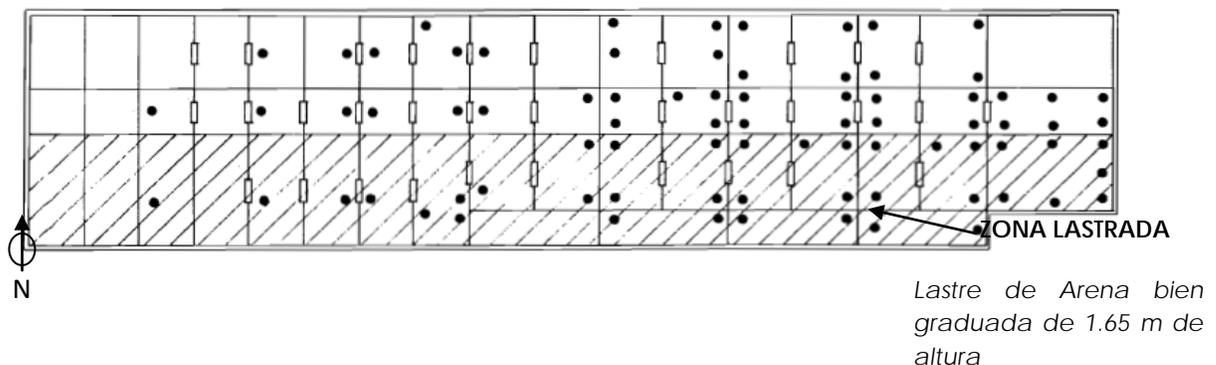


Figura 3.32 Ubicación de los pilotes de control de 1959

El sismo de 1985 afectó la cimentación del edificio. Los daños se detectaron aproximadamente un mes de después de ocurrido el sismo, al efectuar una revisión del estado de la cimentación. Algunos de los pilotes que resultaron dañados se encontraron con sus controles inclinados y su tornillos (espárragos) torcidos, la mayoría de los cuales se localizaban en la zona sur-oriente del edificio; hubo también pilotes que se encontraron en buenas condiciones y en su mayoría estaban en la zona poniente y norte del edificio (Pilotes edificio A del Centro Nacional SCT, 1985 - 1987). En resumen, la revisión del estado de los pilotes del Edificio A Oriente permitió establecer que:

- **24** pilotes tenían el control inclinado y el tornillo torcido y que por lo tanto estaban descargados.
- **74** pilotes tenían su control en buenas condiciones y cargando.

Este edificio también tenía una zona de lastre de arena ubicada a lo largo de la parte trasera del edificio, a lo largo de su costado sur. Se nos ha informado que el lastre no fue retirado y las mediciones de asentamientos indican que no significó ninguna ayuda en el empeño de recuperar la verticalidad del edificio; actualmente el lastre se encuentra del lado más hundido del edificio, es decir en el costado sur.

La información consultada indica que en 1987 se agregaron 33 pilotes de control que, de acuerdo con las recomendaciones del consultor geotécnico de esa época (Geotec), debieron haberse colocado en la zona central del edificio, donde había una cantidad menor de pilotes. Con los pilotes agregados en ese año el total de ellos subió a 131. No se tiene ningún reporte sobre lo ocurrido con los pilotes de este edificio después de la recimentación de 1987.

Los autores no tuvieron acceso al plano de la recimentación del edificio de 1987 y en general, no se conoce con detalle los trabajos realizados. Sin embargo de acuerdo con las adecuaciones que se hicieron a otros edificios y lo que se observa en el sitio, puede suponerse que el cajón de cimentación se amplió, que las trabes que formaban el cajón de cimentación se rigidizaron aumentando su ancho que originalmente era de 30 cm a 50 cm y que la losa de cimentación se reforzó agregando otra losa de concreto reforzado de 35 cm de peralte.

CIMENTACIÓN ACTUAL

Después de 1987 no se volvió a realizar ningún trabajo en las cimentaciones por lo que se infiere la cimentación actual es una mixta formada por un cajón de cimentación de 21 m de longitud en su lado corto y de 56 m de longitud en su lado largo aproximadamente, complementado con 131 pilotes de control sin que sus controles estén conectados a sus cabezas y con sus puntas apoyadas en la primera capa dura (Figura 3.33).

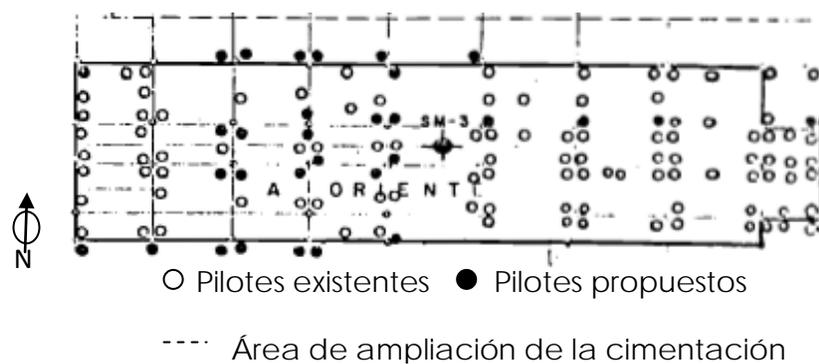


Figura 3.33 Cimentación del edificio A Oriente después de 1987

Edificio AB

El edificio tenía diez niveles hasta antes del sismo de 1985 y después el número de niveles se redujo a seis. La altura del edificio es de 27 m hasta la azotea común y 40 m es la altura de la torre que forma parte del edificio AB (Figuras 3.34 y 3.35). Las cargas que trasmite el edificio al subsuelo no son uniformes pues se concentran en su parte norte, donde está la Torre.



Figura 3.34 Fachada oriente del edificio AB

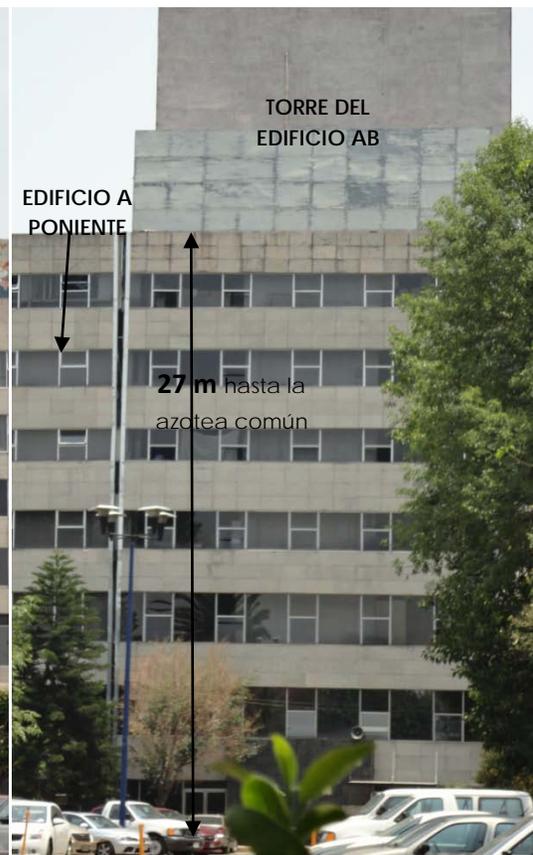


Figura 3.35 Fachada posterior del edificio AB

CIMENTACIÓN ORIGINAL

Se trata de una cimentación mixta formada por un cajón desplantado a 6 m de profundidad aproximadamente, con una losa de 45 cm espesor, las dimensiones del cajón eran aproximadamente 17 m en su lado corto y 26 m en el largo. Debajo del cajón se colocaron 42 pilotes de madera cuya longitud se desconoce, con un diámetro que variaba entre 25 y 35 cm, la separación centro a centro de los pilotes variaba de 35 a 100 cm y en general se procuró colocarlos en los cruces de los ejes de columnas. De acuerdo

con el patrón de hundimientos registrados entre 1954 y 1959, se puede inferir que los pilotes de madera funcionaban por fricción. Es decir, el edificio seguía los hundimientos del terreno circundante, sin emersiones o hundimientos relativos a su entorno.

En 1959 se colocaron 53 pilotes de control para reforzar su cimentación cuya distribución se conoce por los reportes proporcionados por la Dirección de General de Servicios Técnicos (Figura 3.36). El diámetro de los pilotes era de 30 cm y la longitud no está definida en los reportes por lo que se ignora si los pilotes apoyaban su punta en la primera capa dura (Estudios de cimentación, 1978 - 1979). La mayoría de los pilotes se localizaban en la parte trasera, a lo largo de su costado sur, dando soporte a la torre (la zona más cargada). De la parte central del edificio hacia el frente disminuía la cantidad de pilotes.

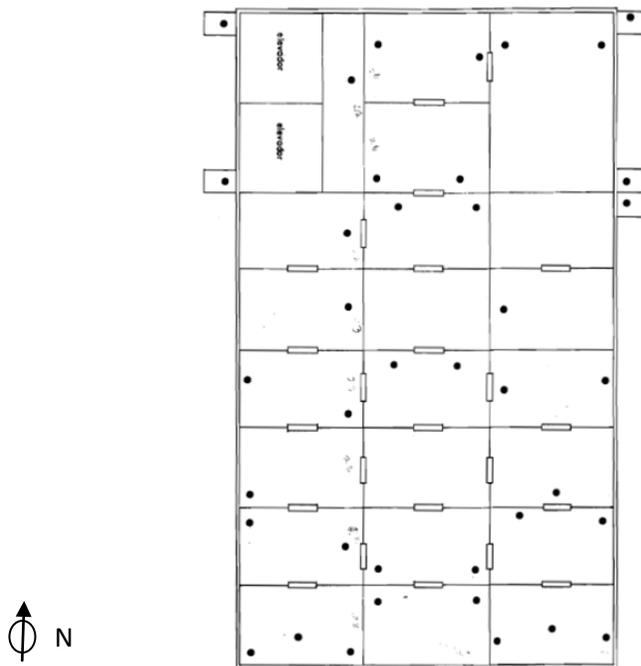


Figura 3.36 Ubicación de los pilotes de control de 1959

El sismo 1985 ocasionó daños en la cimentación del edificio. Después de ese evento se inspeccionó el edificio y se encontró que había un total de 53 pilotes dañados:

- **38** pilotes de control estaban descargados, es decir, sus cabezas no estaban conectadas a sus marcos de reacción
- **9** pilotes localizados a lo largo de la colindancia con el Edificio B se encontraron igualmente desconectados de sus marcos de reacción y además estaban inclinados. Estos pilotes eran los más dañados.
- **4** pilotes estaban inclinados y con el tonillo (espárrago) torcido.
- **2** pilotes de control se encontraron "entre escombros".

Para recimentar el edificio después del temblor se proyectó agregar 12 pilotes que en su mayoría fueron colocados en la periferia, llegando a un total de 65 pilotes de control (Pilotes edificio A del Centro Nacional SCT, 1985 - 1987). Tampoco se tuvo acceso al plano de la recimentación del edificio y sin la certeza que daría ese plano, puede considerarse que el cajón de cimentación también se amplió y se reforzó, como en los edificios A Poniente y A Oriente, aumentando el ancho de las trabes que formaban el cajón de cimentación de 30 cm a 50 cm y la losa de cimentación con otra losa de concreto reforzado de 35 cm de peralte.

CIMENTACIÓN ACTUAL

No se tiene registro de ningún otro trabajo en la cimentación después de 1987, por lo que se infiere que la cimentación actual está formada por un cajón de aproximadamente de 17 m en su lado corto y de 29 m en su lado largo aproximadamente; se amplía hacia su porción sur. En total se tienen 65 pilotes de control (los 53 de la cimentación original y los 12 que se proyectó agregar en la recimentación de 1987), (Figura 3.37).

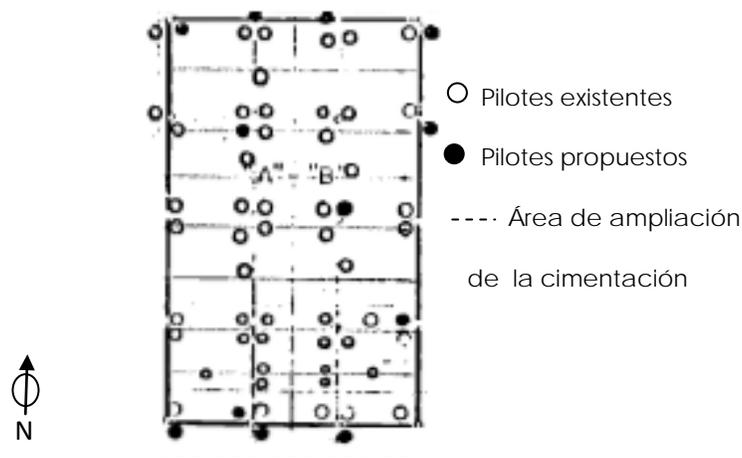


Figura 3.37 Cimentación del edificio AB después de 1987

Edificio B

El edificio tenía originalmente diez niveles y después del sismo de 1985 el número de niveles se redujo a seis. La altura del edificio es de 27 m hasta la azotea común y 40 m es la altura de la torre que forma parte del edificio. La distribución de las cargas no es uniforme pues estas se concentran en el costado norte donde se encuentra la Torre en su colindancia con el edificio CB.



Figura 3.38 Configuración del edificio B

CIMENTACIÓN ORIGINAL

La información proporcionada por la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT no contiene datos sobre la cimentación original del edificio pero dada la similitud de la configuración del edificio con los edificios A Oriente y A Poniente, se infiere que la cimentación fue también un cajón de cimentación desplantado a 6 m de profundidad aproximadamente, con una losa de 45 cm de espesor; en planta, las dimensiones del cajón son aproximadamente de 63 m en su lado largo y de 23 m en el corto. Debajo del cajón se colocaron 224 pilotes de madera en tramos de 6 m; la longitud de estos pilotes se desconoce; su diámetro variaba entre 25 y 35 cm y la separación centro a centro entre ellos variaba de 35 a 100 cm, localizándose por lo general en los cruces de los ejes de columnas. No se dan detalles sobre las juntas entre tramos de pilote. De acuerdo con los hundimientos registrados en el periodo de 1954 a 1959, se puede inferir que los pilotes de madera funcionaban por fricción pues el edificio seguía los hundimientos del terreno, sin emersiones aparentes o hundimientos relativos aunque, sí se acumularon hundimientos diferenciales de hasta 40 cm.

En 1959 se le colocaron 95 pilotes de control distribuidos a lo largo de todo el edificio. Su diámetro es de 30 cm y su longitud no se especifica en los reportes. De acuerdo con la información revisada, después de la colocación de los pilotes de control de 1959, la zona donde se concentraba el mayor número de pilotes emergía con respecto al nivel de terreno natural que tenía el terreno en 1979, es decir, 20 años después de la instalación de los pilotes de control (Estudios de cimentación, 1978 - 1979). De lo anterior se infiere que los

pilotes de control tenían sus puntas apoyadas en la capa dura, con una longitud de unos 25 m.

La cimentación del edificio B sufrió daños durante el temblor de 1985. Sin embargo el reporte de la revisión del estado de las cimentaciones del CNSCT no incluye información de este edificio. La información que sí está disponible indica que se proyectó agregar 56 pilotes de control para que el número total de pilotes de este tipo fuera de 151 los cuales, agregados a los 224 pilotes de madera dan un total de 375 pilotes de estos dos tipos. El plano de la recimentación del edificio fue proporcionado por la SCT y por ello se conoce la ubicación de los 56 pilotes nuevos. Estos documentos indican, también, que el cajón de cimentación se amplió a lo largo de todo el perímetro del edificio (Pilotes edificio A del Centro Nacional SCT, 1985 - 1987). No se especifica si el cajón fue rigidizado, sin embargo de acuerdo a las adecuaciones de que se hicieron en otros edificios puede suponerse que las trabes del cajón que era originalmente de 30 cm aumentaron su ancho a 50 cm y la losa de cimentación reforzada con otra losa de concreto reforzado de 35 cm de peralte. Los documentos si indican que de los 56 pilotes agregados 36 fueron de sección cuadrada de 40 cm de lado y 20 de área circular con un diámetro de 40 cm.

CIMENTACIÓN ACTUAL

Después de la recimentación en 1987, no se volvió a realizar ningún otro trabajo en las cimentaciones por lo que se infiere que la cimentación actual es una mixta formada por un cajón de cimentación de 63 m de longitud en su lado largo y de 29 m en su lado corto; la complementan 151 pilotes de control sin que sus controles estén conectados a sus cabezas y con sus puntas apoyadas en la primera capa dura (Figura 3.39).

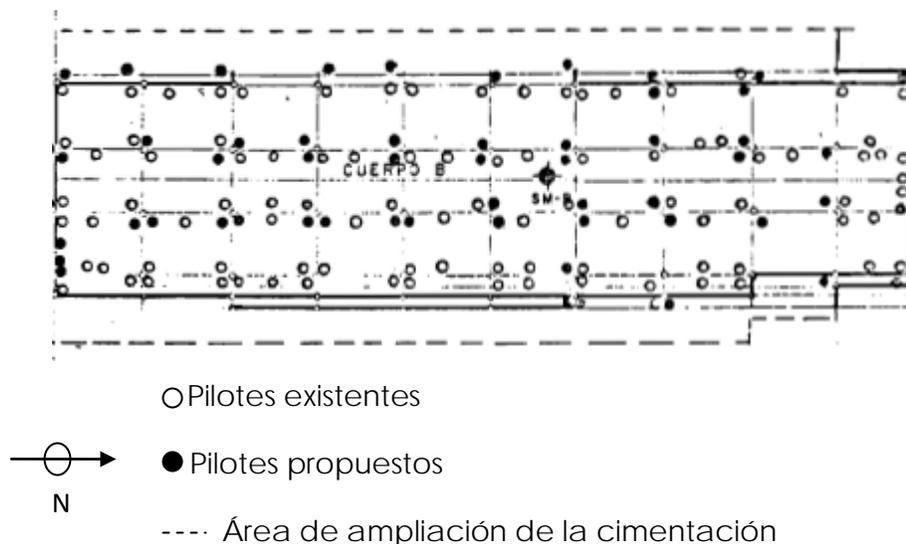


Figura 3.39 Proyección de la recimentación del edificio B

EDIFICIOS C

Los edificios C siempre han sido de dos niveles. En los registros proporcionados por la Dirección General de Servicios Técnicos se menciona que uno de ellos sufrió el colapso de su segundo nivel sin especificar cuál, pero debió reconstruirse conservando sus dos niveles. La altura de todos ellos es de 8 m.



Figura 3.40 Localización de los edificios C5 y C6



Figura 3.41 Localización de los edificios C2 y C3

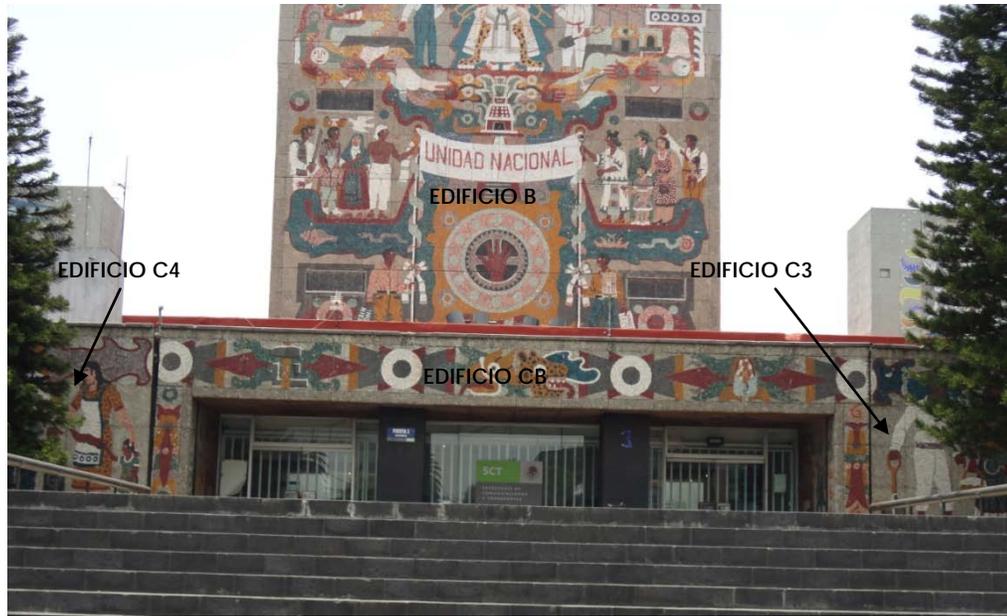


Figura 3.42 Fachada del edificio CB

CIMENTACIÓN ORIGINAL

Originalmente tenían como cimentación losas y zapatas corridas distribuidas perimetralmente, algunas colocadas al centro de los claros. Se señala que las zapatas corridas no cubrían completamente el perímetro del edificio. Las zapatas corridas se apoyaban en pilotes de madera en tramos de 6 m, con un diámetro que variaba de 25 a 35 cm, la separación centro a centro era de 35 a 100 cm, se desconocen los detalles sobre las juntas entre los tramos de pilotes además de la longitud total (Estudios de cimentación, 1978 - 1979). Los pilotes tenían un seguidor de concreto de 3 m de longitud. En la tabla (Tabla 3.3) se puede ver la cantidad de pilotes de madera que tiene cada edificio.

Tabla 3.3 Cantidad de pilotes de madera por cada edificio C

CUERPO	Nº DE PILOTES
CB	20
C1	57
C2	88
C3	80
C4	80
C5	74
C6	52

Después del sismo de 1985 se rigidizó la cimentación cerrando perimetralmente el área del edificio colocando mas zapatas corridas. Las trabes de las zapatas corridas originales se reforzaron aumentando su ancho de 30 cm a 50 cm. También la losa de cimentación se reforzó con otra losa de concreto reforzado de 35 cm de peralte. Al edificio C3 se le agregaron en 1959 cuatro pilotes de control para reforzar su cimentación, al parecer no se agregaron pilotes de control a ningún otro de los edificios C.

CIMENTACIÓN ACTUAL

Después de la recimentación efectuada en 1987 no se realizaron trabajos de rigidización o alguna otra modificación a las cimentaciones. En resumen las cimentaciones de los edificios C son mixtas formadas por un cajón de cimentación que se formó al ampliar las zapatas originales durante la recimentación de 1987. Las dimensiones de los cajones varían dependiendo del edificio C del que se trate.

EDIFICIO D

El edificio desde su construcción ha sido de cuatro niveles (Figura 3.43). La altura del edificio es de 16.30 m hasta la azotea común. La distribución de las cargas es uniforme.



Figura 3.43 Vista lateral del edificio D

CIMENTACIÓN ORIGINAL

La información proporcionada por la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT sobre la cimentación original del edificio D es escasa. Al parecer es una cimentación mixta formada por un cajón de cimentación des plantado a 3.50 m con un espesor de losa de 45 cm. Sus dimensiones en planta son 68 m en su lado largo y de 15 m en su lado corto aproximadamente; complementada con 90 pilotes de madera en tramos de 6 m, de 30 cm de diámetro, con una separación centro a centro de 5 m y localizados en la dirección de los ejes de las columnas. La documentación sobre el CNSCT proporcionada no especifica la longitud total de los pilotes ni su forma de trabajo pero de acuerdo con los hundimientos registrados entre 1954 y 1959, se puede inferir que los pilotes funcionaban por fricción.

En el estudio de cimentación realizado en 1979 se sabe que al edificio D no se le colocaron pilotes de control en 1959 (Estudios de cimentación, 1978 - 1979). En el reporte del estado de las cimentaciones que hicieron a un mes del sismo de 1985 no se encontró información sobre la cimentación del edificio D. Además dentro de los registros de la recimentación de 1987 no se encontró información sobre algún trabajo de reforzamiento de la cimentación del edificio.

CIMENTACIÓN ACTUAL

En el mes de marzo del presente año (2011) se realizó una visita al cajón de cimentación del edificio D, detectando que la zona sur del cajón está parcialmente inundada. La profundidad de desplante es aproximadamente de 3.50 m. El estado actual del cajón es relativamente bueno, aunque se detectó que algunas de las trabes tienen grietas y acero de refuerzo expuesto. Del acero de refuerzo cabe mencionar que era liso y de diámetro pequeño.

3.2.3 Comportamiento de los edificios del CNSCT

Los edificios del CNSCT de 1954 a 1959 se hundían por lo que en 1959 se refuerza la cimentación de los edificios B, AB, A Poniente y A Oriente colocándose pilotes de control con la finalidad de que recuperaran la verticalidad. De 1959 a 1979 la tendencia de los edificios era de emersión relativa (Estudios de cimentación, 1978 - 1979). En la información proporcionada se encontró una tabla donde puede observarse el movimiento que han tenido los diferentes edificios del conjunto. Del primer periodo de mediciones no se sabe con respecto a qué punto median los hundimientos y para el segundo periodo la emersión era referida con el nivel de terreno natural que tenían en 1979. (Tabla 3.4):

Tabla 3.4 Comportamiento de los cuerpos del centro nacional SCT

CUERPO	COMPORTAMIENTO			
	DE 1954 A 1959		DE 1959 A 1979	
A ORIENTE	Asentamiento	20 cm	Emersión Aparente	8 cm
A PONIENTE	Asentamiento	25 cm	Emersión Aparente	16.4 cm
AB	Asentamiento	30 cm	Emersión Aparente	8 cm
B	Asentamiento	40 cm	Emersión Aparente	8.7 cm
CB	Asentamiento	10 cm	Emersión Aparente	58 cm
C1	Emersión	10 cm	Emersión Aparente	65 cm
C2	Emersión	2 cm	Emersión Aparente	58 cm
C3	Asentamiento	10 cm	Emersión Aparente	58 cm
C4	Asentamiento	10 cm	Emersión Aparente	53 cm
C5	Asentamiento	5 cm	Emersión Aparente	45 cm
C6	Emersión	6 cm	Emersión Aparente	48 cm
D	Asentamiento	5 cm	Emersión Aparente	33.3 cm

Esos pilotes de control, para 1979 generaron una emersión aparente de algunas secciones de los edificios C (Figura 3.44).

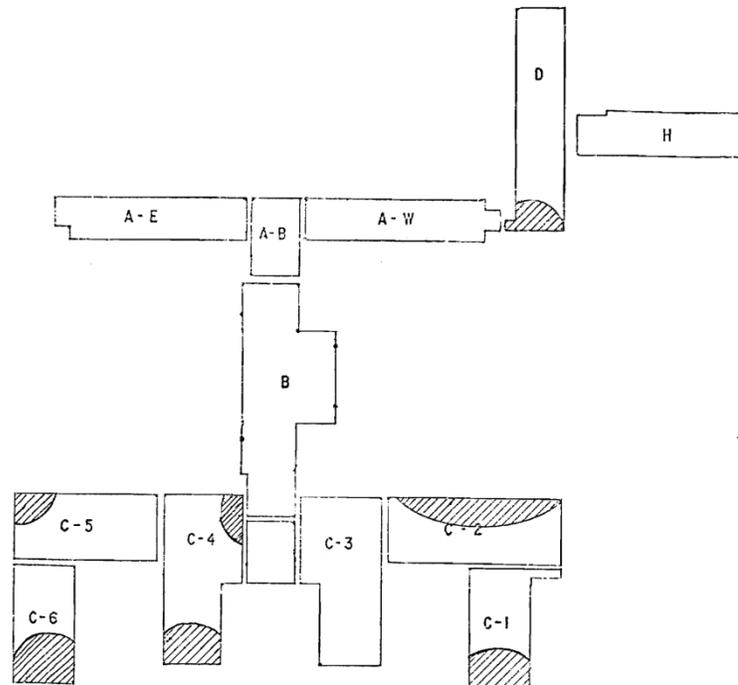


Figura 3.44 Zonas hundidas donde se necesitaba acelerar la emersión aparente (zonas achuradas)

La figura anterior es resultado de la revisión de la estabilidad de las cimentaciones realizada por la SCT en 1979 (Estudios de Cimentación, 1978 - 1979). Como conclusión de la misma recomiendan colocar pilotes de control en ciertas zonas para renivelar los edificios y además dan la alerta de que el estado de las cimentaciones ante un sismo no era el adecuado.

Dentro de la historia del comportamiento de los edificios que forman el CNSCT se pueden distinguir tres periodos, los cuales se describen detalladamente a continuación (Estudios de cimentación 1978, sondeos y estudios de nivelación):

EDIFICIO A PONIENTE

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* Su esquina poniente se inclina hacia el oriente con un diferencial de 250 cm. El diferencial máximo es (δ)= 250 cm (Figura 3.45). Este movimiento fue propiciado por la presencia de los pilotes de control en la esquina poniente, manifestándose en forma de emersión aparente de la zona piloteada y una zona hundida hacia la esquina poniente del edificio.

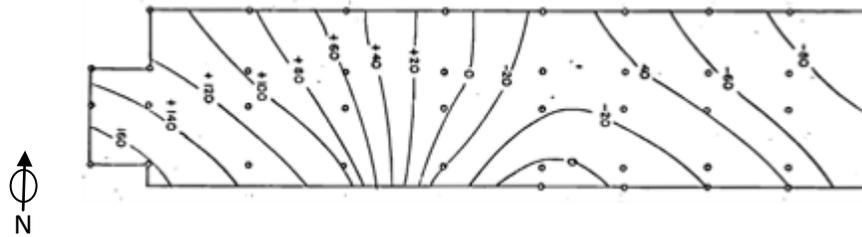


Figura 3.45 Edificio con curvas de nivel de 1979

- b) *Periodo de Noviembre de 1988 a Enero de 2000.* Su esquina oriente se inclina hacia el poniente con un diferencial máximo de 200 cm. El edificio comienza a moverse en la dirección opuesta a la del periodo anterior después de haber sido recimentado.
- c) *En la actualidad.* El edificio A Poniente se está moviendo hacia su esquina Sur-Poniente, presentándose el mayor hundimiento exactamente en la zona del edificio que se encuentra más cargada, es decir, continúa con la tendencia de hundimientos del periodo anterior.

EDIFICIO A ORIENTE

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* Cuando el edificio fue construido comenzó a presentar hundimientos diferenciales de magnitud considerable los cuales se controlaron aparentemente al colocar pilotes de control en las zonas de hundimientos más fuertes. La presencia de los pilotes de control generó que las zonas donde se concentraban tuvieran una emersión aparente con respecto al resto del edificio. Toda la sección sur-oriente y la parte posterior del edificio de oriente a poniente estaba elevada. Su esquina sur - oriente se inclinaba hacia su esquina nor - poniente con un diferencial de 140 cm (Figura 3.46).



Figura 3.46 Edificio con curvas de nivel de 1979

- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* Su esquina norponiente muestra una emersión relativa mientras que la esquina sur-oriente se hunde, lo cual dio lugar a un diferencial máximo entre ambas esquinas de 200 cm. En este periodo cambió completamente la dirección del movimiento pues la inclinación observada en este

lapso sigue una dirección opuesta a la observada en el periodo anterior. Desde luego, esto puede atribuirse al efecto de la recimentación de 1987.

- c) *En la actualidad.* El edificio A Oriente se encuentra cimentado en la zona de mayor compresibilidad del predio del CNSCT, su mayor inclinación la presenta en su esquina sur-oriente, lo cual coincide exactamente con la tendencia de hundimiento del terreno y con la concentración de la carga del edificio.

EDIFICIO AB

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* La esquina surponiente del edificio era la zona más elevada, y tendía a inclinarse hacia el nororiente. El diferencial entre ambas esquinas era de unos 100 cm. El marcado hundimiento del edificio hacia el nororiente puede ser consecuencia de su interacción con los edificios A Poniente y B (Figura 3.47).

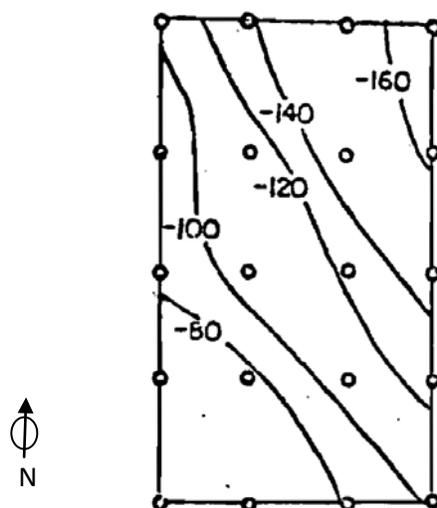


Figura 3.47 Edificio con curvas de nivel de 1979

- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* De acuerdo con la nivelación de 1988 realizada por la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT (Estudios de cimentación 1978, sondeos y estudios de nivelación), el cuerpo AB tiende a hundirse hacia su fachada norte y su diferencial con la parte sur del edificio es de 50 cm. Durante este periodo se conserva la misma tendencia de hundimiento del periodo anterior.
- c) *En la actualidad.* El edificio AB está más inclinado hacia su esquina sur-oriente. El edificio se hunde de poniente a oriente, lo cual coincide con la tendencia de hundimientos del terreno del CNSCT. Además, el edificio presenta un giro

compuesto hacia al sur y hacia el oriente. El lado poniente es el que menos se ha hundido.

EDIFICIO B

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* A partir de su esquina norponiente se inclina hacia su esquina suroriente lo cual dio lugar a un diferencial máximo de 55 cm. El patrón de hundimientos registrado sugiere que es probable que las puntas de los pilotes de la esquina suroriente penetraron la capa de apoyo lo cual motivó que los hundimientos fueran más evidentes en esa esquina.

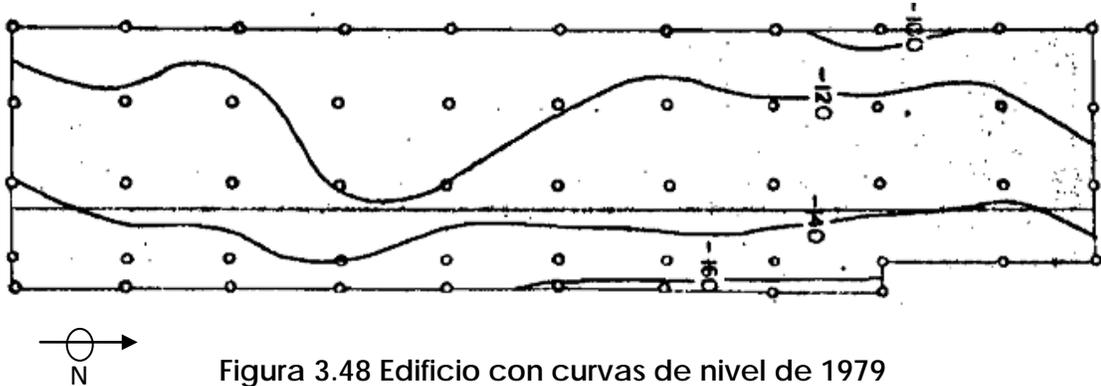


Figura 3.48 Edificio con curvas de nivel de 1979

- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* A partir de su esquina surponiente se inclina hacia su esquina nororiente con un diferencial máximo de 300 cm. Después de la recimentación de 1987 el edificio cambió la dirección de su movimiento.
- c) *En la actualidad.* El edificio B se inclina marcadamente hacia la parte norte del predio, además también se mueve de poniente a oriente pero con un diferencial mucho menor al de su dirección sur – norte. Este edificio tiene una Torre de seis niveles localizándose en este punto la mayor carga del edificio, y el mayor hundimiento.

EDIFICIO C1

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1979.* Entre la parte sur del edificio que colinda con el C2 y la esquina nor- oriente se generó un diferencial máximo de 120 mm.
- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* El diferencial indicado en el periodo anterior aumentó a 190 mm.
- c) *En la actualidad.* El edificio C1 se inclina hacia el oriente lo que coincide con la tendencia de hundimientos del terreno del CNSCT pero ya no ha acumulado otros movimientos en la dirección norte.

EDIFICIO C2

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* Entre su costado norte que colinda con el edificio C1 y su esquina sur- oriente se generó un diferencial máximo de 190 mm, la dirección de la inclinación es hacia el sur.
- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* Su inclinación es uniforme, se hunde de sur a norte con un diferencial máximo de $(\delta) = 259$ mm.
- c) *En la actualidad.* El edificio C2 presenta una inclinación de poniente a oriente lo que coincide con la tendencia de hundimientos del terreno del CNSCT.

EDIFICIO C3

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* Este cuerpo presenta dos tendencias de movimiento: aproximadamente el 20% del edificio en su parte sur se inclina hacia el sur 10 mm, el resto del edificio se inclina hacia el norte con un diferencial máximo de 140 mm. El edificio cuenta con una junta constructiva la cual explica la existencia del doble patrón de hundimientos.
- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* Este edificio presenta dos tendencias de movimiento que se observan a partir de su junta constructiva. La parte que queda al norte se mueve hacia el sur y la parte sur se inclina hacia el norte. La parte norte del edificio tiene un diferencial de 487 mm con respecto a dicha junta y de ésta hacia el costado sur el diferencial es de 269 mm.
- c) *En la actualidad.* El edificio C3 se inclina hacia el oriente además de norte a sur coincidiendo con la tendencia de hundimientos del terreno del CNSCT.

EDIFICIO C4

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* El edificio presenta dos tendencias de movimiento propiciadas por la existencia de una junta de construcción como en el edificio C3. Aproximadamente el 20% del edificio su parte sur se inclina hacia el sur 20 mm, el resto del edificio que colinda con la calle Xola se inclina hacia su esquina nororiental con un diferencial máximo de 232 mm.
- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* Nuevamente se presentan dos tendencias de movimiento a partir de su junta constructiva. La parte que queda al norte se mueve a partir de su esquina surponiente hacia la esquina nororiental con un diferencial de 402 mm y la parte sur se inclina hacia el sur con un diferencial máximo en su esquina poniente de 358 mm.

- c) *En la actualidad.* El edificio C4 se inclina hacia el oriente y también de norte a sur lo cual coincide con la tendencia de hundimientos del terreno circundante.

EDIFICIO C5

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* El edificio se inclina de su esquina norponiente a su esquina suroriente, acumulando un diferencial máximo de 380 mm.
- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* Continúa la misma tendencia de movimientos y el diferencial máximo alcanza 815 mm.
- c) *En la actualidad.* El edificio C5 se inclina hacia el oriente lo cual coincide con la tendencia de hundimientos del terreno del CNSCT. La esquina suroriente de este edificio es la esquina más hundida de todos los edificios C.

EDIFICIO C6

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* El edificio se inclina de su esquina surponiente a su esquina nororiente con un diferencial máximo de 85 mm.
- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* Los movimientos siguen las mismas tendencias que en el periodo anterior. El hundimiento se acentúa en la esquina nororiente, y para este periodo el diferencial máximo aumentó a 150 mm.
- c) *En la actualidad.* Para este periodo cambia la dirección de su movimiento. El movimiento del edificio C6 tiene dos componentes: se inclina hacia el oriente y también lo hace de norte a sur, lo cual coincide con la tendencia del hundimiento del CNSCT.

EDIFICIO CB

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* El costado norte del edificio tiene una mayor elevación que su costado sur. Se mueve de poniente a oriente siguiendo la tendencia de hundimiento natural del terreno. El diferencial máximo de hundimiento que presentaba en ese periodo era de 336 mm.
- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* Para este periodo el movimiento del edificio cambió y se hundía hacia el nororiente; el diferencial de hundimiento entre sus costados norte y sur alcanzó 50 mm.

- c) *En la actualidad.* El edificio CB se inclina hacia suroriente y también lo hace de norte a sur lo que coincide con la tendencia de hundimientos del terreno del CNSCT.

EDIFICIO D

- a) *Octubre de 1954 a enero de 1978.* El edificio presenta al centro de su estructura un punto de inflexión. En la dirección longitudinal el hundimiento del edificio tiene dos componentes pues uno de sus extremos se hunde hacia el norte y el otro hacia el sur. Además el edificio gira transversalmente de oriente a poniente. El hundimiento diferencial máximo es de 90 mm.
- b) *Noviembre de 1988 a enero de 2000.* La diferencia de elevaciones entre las esquinas norponiente y suroriente alcanzó 100 mm. Continúa manifestándose el mismo patrón de hundimientos que en el periodo anterior.
- c) *En la actualidad.* El costado norte del edificio D se inclina en dirección opuesta a la del terreno circundante. Además la porción norte del edificio gira transversalmente de oriente a poniente y la parte sur de poniente a oriente (como el terreno). Esta información, basada en inspecciones del lugar y en la información obtenida de la topografía del sitio, indica que el edificio está experimentando torsiones.

3.2.4 Diagnóstico del estado de las cimentaciones

EDIFICIO A PONIENTE

El edificio tiene una marcada inclinación hacia su esquina surponiente la cual no corresponde a la tendencia de inclinación del terreno, que presenta una pendiente de poniente a oriente. La esquina surponiente donde se presenta el mayor hundimiento coincide exactamente con la zona más cargada del edificio.

Según se refiere en el reporte posterior al sismo (Pilotes edificio A del Centro Nacional SCT, 1985 - 1987), algunos de los pilotes no fueron conectados a su marco de reacción y en otros casos los marcos, fueron encontrados a un lado de los pilotes. Además tenían poco o nulo mantenimiento lo cual trajo como consecuencia el mal funcionamiento de los pilotes así como la continuada y creciente inclinación del edificio.

En resumen, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio A Poniente, se concluye que el edificio está respondiendo como cuerpo rígido pues no presenta ningún agrietamiento de consideración que ponga en riesgo la

estructura. Además, se infiere que los pilotes que están en la esquina surponiente del edificio, están apoyados en su punta. Esta esquina actualmente se hunde y desde la recimentación de 1987 ya no muestra emersión aparente lo que sugiere que dichos pilotes rebasaron su capacidad de carga a lo cual sin duda contribuyó la fricción negativa. Asimismo, es posible que los pilotes tomaran más carga en su cabeza debido a que los elementos de control perdieron su capacidad de regular las cargas por falta de mantenimiento.

Finalmente, es posible que únicamente los pilotes de la esquina surponiente se encuentren fallados (instalados en 1954) y que el resto de los pilotes en ese mismo año y en 1987 estén en un mejor estado, lo cual es consistente con el patrón de hundimientos observado.

EDIFICIO A ORIENTE

En resumen, de acuerdo al análisis de las observaciones y registros consultados sobre el comportamiento del edificio A Oriente, se concluye que el edificio está respondiendo como cuerpo rígido. Su parte norte tiene una ligera emersión aparente con respecto a su lado sur (lado más hundido); además, no tiene ningún agrietamiento ni ningún otro tipo de daño estructural de consideración. La distribución de los pilotes era adecuada pues la mayor cantidad de pilotes se localiza bajo la torre.

La inclinación del edificio antes de 1985 denota que este giraba alrededor de la dirección oriente-poniente hacia el norte, hacia donde también se hundía lo cual sugiere que los pilotes de control se encontraban apoyados en su punta. Puede suponerse que tuvieron poco mantenimiento lo que implica que las caobillas se encontraran deterioradas y que habían perdido su capacidad de regular cargas. Se nos informó que los cajones de cimentación estaban inundados lo cual pudo haber oxidado los marcos de carga que estaban conectados a la losa.

Después del gran temblor de 1985, en el reporte de la revisión de estado de las cimentaciones de 1987, se menciona que los pilotes de la esquina suroriente fallaron, sus tornillos (espárragos) estaban doblados y muchos pilotes inclinados. Desde la recimentación de 1987 la esquina que emergía en 1979, ahora se hunde lo que sugiere que la capacidad de carga de dichos pilotes fue rebasada a lo cual sin duda contribuyó la fricción negativa.

Finalmente, es posible que únicamente los pilotes instalados en 1959 en la esquina suroriente hayan fallado y que el resto de los pilotes de ese mismo año y de 1987 estén en un mejor estado, lo cual es consistente con el patrón de hundimientos observado.

EDIFICIO AB

En resumen, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio AB, se concluye que la cimentación del edificio tiene un área de contacto relativamente pequeña pero trasmite cargas de consideración de magnitud mayor que en los otros edificios del CNSCT (17 t/m², ver Tabla 3.2). Se ha observado que el edificio tiene giros de propiciados por la influencia de los edificios colindantes, el A Poniente, A Oriente y el edificio B.

En la colindancia con el edificio A Oriente se presentan los mayores asentamientos, y ambos edificios se inclinan hacia el oriente. En su colindancia con el edificio A Poniente, el edificio AB casi no se hunde y es ahí donde el edificio A Poniente también presenta los menores hundimientos. La colindancia con el edificio B provoca que el edificio AB se mueva hacia el norte siguiendo el movimiento del edificio B.

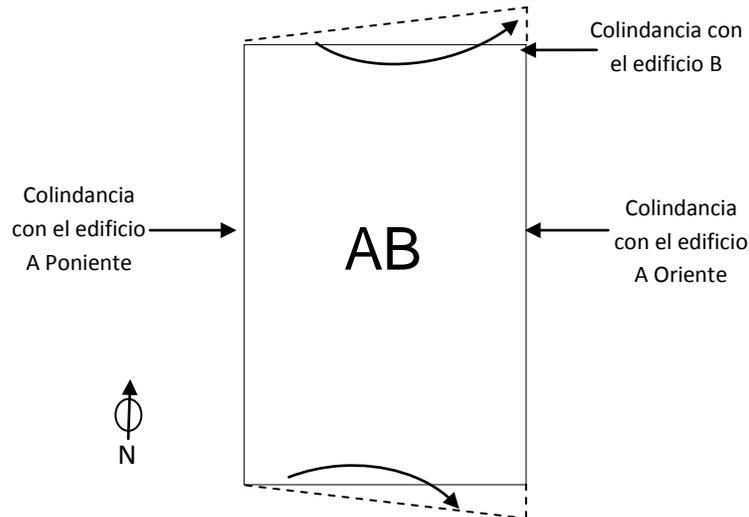


Figura 3.49 Giros del edificio AB

De acuerdo al reporte de la revisión de las cimentaciones después del sismo de 1985, se detectó que algunos pilotes localizados en la esquina nororiente estaban dañados y coinciden con la esquina que antes del sismo se encontraba más hundida en ese momento. La inclinación de los pilotes y la torsión de los espárragos denotan que estaban apoyados en su punta sobre la capa dura. Lo anterior sugiere que el cortante basal durante el sismo tuvo una gran influencia en el comportamiento de los pilotes y que seguramente contribuyó a la falla de los marcos de reacción.

Por otro lado, los hundimientos del costado norte que experimentó el edificio antes del temblor sugieren debieron sobrepasar la capacidad de carga de la punta de los pilotes

instalados en 1959 a lo cual sin duda contribuyó la fricción negativa. Es decir, el hundimiento de su costado norte sólo pudo haber ocurrido debido a la penetración de la punta de los pilotes dentro del estrato resistente.

Finalmente, en la última década el edificio tiende a hundirse hacia su esquina suroriente en la colindancia con el edificio A Oriente y de acuerdo a lo observado se podría pensar que los pilotes de esa esquina, instalados en 1987, han sobrepasado su capacidad de carga de punta por efecto de la fricción negativa desarrollada a lo largo del tiempo.

EDIFICIO B

El edificio B se inclina marcadamente hacia la parte norte del predio, además también se mueve de poniente a oriente con un diferencial mucho menor al de su dirección sur-norte.

En resumen, de acuerdo con el resultado del análisis de la información proporcionada por la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT, la distribución de los pilotes no es adecuada pues tiene más pilotes en su parte sur menos cargada. Durante la recimentación de 1987 se reforzó la esquina suroriente. En el costado norte que es la parte más cargada no se agregó una cantidad suficiente de pilotes y por ello ese costado comenzó a hundirse hacia esa dirección.

Finalmente el edificio se mueve como cuerpo rígido, no tiene grietas de importancia que pongan en peligro su estabilidad. Los movimientos observados sugieren que es probable que únicamente los pilotes de su parte norte hayan rebasado su capacidad de carga a lo cual contribuyo sin duda la fricción negativa. Asimismo, es posible que los pilotes tomaran mas carga en su cabeza debido a que los elementos de control perdieron su capacidad de regular cargas por la falta de mantenimiento.

EDIFICIO C1

En resumen, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio se concluye que está respondiendo como cuerpo rígido, no hay agrietamientos de gravedad. De acuerdo con lo que se ha inferido acerca de la forma de trabajo de los pilotes de madera de los otros edificios, puede suponerse que ninguno de estos se apoyan en su punta sobre la primera capa dura lo que propicia que la punta de los pilotes penetre dentro del suelo arcilloso blando y su capacidad de carga es únicamente por fricción. Por ello los patrones de hundimiento que actualmente sigue el edificio son muy parecidos a los del terreno circundante.

Finalmente, los asentamientos que ha sufrido este edificio no comprometen su seguridad estructural y es muy poco probable que su cimentación tenga daños.

EDIFICIO C2

En resumen, de acuerdo con el resultado del análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio se concluye que se comporta como cuerpo rígido, su inclinación no es muy pronunciada y no presenta agrietamientos de gravedad. Puede inferirse que la forma de trabajo de los pilotes de madera es similar a la de los otros edificios, es decir, se trata de pilotes que no se apoyan en su punta sobre la primera capa dura y esto propicia que se hunda como lo hace el terreno.

Finalmente, los asentamientos que ha presentado el edificio no comprometen su seguridad estructural y es poco probable que su cimentación tenga daños.

EDIFICIO C3

El edificio a partir de su junta de construcción presenta dos patrones de movimiento. La parte que colinda con la calle Xola se mueve hacia el norte y la parte sur tiende a inclinarse de poniente a oriente con una componente pequeña hacia el sur, coincidiendo con la tendencia de hundimientos del terreno del CNSCT.

En resumen, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio se concluye que el edificio transmite una carga pequeña al terreno, no presenta agrietamientos de gravedad por lo que su comportamiento es de cuerpo rígido. Puede inferirse que la forma de trabajo de los pilotes de madera es similar a la de los otros edificios, es decir, se trata de pilotes que no se apoyan en su punta sobre la primera capa dura y esto propicia que se hunda como lo hace el terreno, pues la punta de los pilotes penetra dentro del suelo arcilloso blando.

Finalmente, los asentamientos que ha sufrido el edificio no comprometen su seguridad estructural y es poco probable que su cimentación tenga daños.

EDIFICIO C4

En resumen, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio se concluye que los hundimientos en el edificio no han generado grietas ni daños estructurales de consideración, puede considerar que su comportamiento ha sido satisfactorio. No obstante, en el terreno se presentan diferencias de compresibilidad, la parte oriente de este edificio se encuentra sobre la zona más compresible del predio y sus hundimientos han sido mayores a los del edificio C3. Además, su junta constructiva ha propiciado que en él se presenten dos tendencias de movimiento: la parte norte del edificio, a partir de la junta, se mueve hacia el norte con una pequeña componente de poniente a oriente y la parte sur, hacia el sur. Puede inferirse que la forma de trabajo de los

pilotes de madera es similar a la de los otros edificios, es decir, se trata de pilotes que no se apoyan en su punta sobre la primera capa dura y esto propicia que se hunda como lo hace el terreno, pues la punta de los pilotes penetra dentro del suelo arcilloso blando. Finalmente, los asentamientos que ha tenido el edificio no comprometen su seguridad estructural y es poco probable que su cimentación tenga daños.

EDIFICIO C5

En resumen, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento de este edificio se concluye que se mueve como cuerpo rígido sin que hayan aparecido presentar agrietamientos; además, sigue la tendencia de hundimientos del terreno circundante. Puede inferirse que la forma de trabajo de los pilotes de madera es similar a la de los otros edificios, es decir, se trata de pilotes que no se apoyan en su punta sobre la primera capa dura y esto propicia que la punta de los pilotes penetre dentro del suelo arcilloso blando y que el edificio se hunda como lo hace el terreno.

Finalmente, los asentamientos que ha sufrido el edificio no comprometen su seguridad estructural y es poco probable que su cimentación tenga daños (Figura 3.50).



Figura 3.50 Esquina más hundida del edificio C6

EDIFICIO C6

En resumen, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio se concluye que la carga que transmite al terreno no es grande, presenta movimiento de cuerpo rígido. Su interacción con el cuerpo C5 es probable que influya en su inclinación en el sentido norte – sur. Puede inferirse que la forma de trabajo de los pilotes

de madera es similar a la de los otros edificios, es decir, se trata de pilotes que no se apoyan en su punta sobre la primera capa dura y esto propicia que se hunda como lo hace el terreno, pues la punta de los pilotes penetra dentro del suelo arcilloso blando. Finalmente, los pilotes de madera que de la esquina donde se observa la acumulación de los asentamientos rebasaron su capacidad de carga por fricción, sin embargo por la magnitud de los hundimientos es poco probable que su cimentación tenga daños.

EDIFICIO CB

En resumen, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio se concluye que la interacción de éste con los tres edificios vecinos (C3, C4 y B) determina el patrón de hundimientos seguido por el edificio CB. Con respecto a la colindancia con el edificio B, se observa que es la que potencialmente podría producirle más daños, pues el hundimiento de ambos edificios se da en sentidos opuestos. La interacción del CB con los edificios C3 y C4 nos es factible que provoque daños pues los tres edificios siguen el movimiento de poniente a oriente del terreno circundante (Figura 3.51). Puede inferirse que la forma de trabajo de los pilotes de madera es similar a la de los otros edificios, es decir, se trata de pilotes que no se apoyan en su punta sobre la primera capa dura y esto propicia que este edificio se hunda como lo hace el terreno. Finalmente, dada la magnitud de los hundimientos es altamente improbable que la cimentación se encuentre dañada.



Figura 3.51 Junta de construcción entre el edificio C1 y el edificio CB

EDIFICIO D

En resumen, los datos de los levantamientos topográficos realizados en el edificio muestran que existe un punto de inflexión que coincide con la localización del edificio H, el cual se demolió después del sismo de 1985. La presencia de ese edificio modificó la compresibilidad del terreno lo cual dio lugar a asentamientos diferenciales que afectaron

el comportamiento del edificio. Los pilotes que formaban la cimentación del edificio H continúan en el sitio lo cual acentúa la magnitud de los asentamientos diferenciales en el sitio. Asimismo, la cercanía con el edificio A Poniente también influye en los patrones de hundimiento del edificio D en su parte norte.

Finalmente, el edificio D no se comporta como cuerpo rígido pues el diferencial de movimientos le ocasiona torsión a su estructura. El cajón de cimentación del edificio presenta grietas que se han propagado a las columnas del primer y segundo nivel del edificio. No se sabe con certeza cuáles pilotes fueron afectados por el sismo; sin embargo, de acuerdo con el análisis de las observaciones acerca del comportamiento del edificio D, se concluye que los pilotes de su parte sur y norte rebasaron su capacidad de carga.

3.3 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD DE LAS CIMENTACIONES

3.3.1 Revisión del estado de las cimentaciones

La estabilidad de las cimentaciones de los edificios que forman el CNSCT se revisó con base en las desigualdades propuestas por las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de construcciones del Distrito Federal (versión de 2007) bajo condiciones estáticas y dinámicas. Los cajones de cimentación y pilotes de punta se revisaron por separado para el caso de los edificios que tienen cimentación mixta.

Revisión en condiciones estáticas de los cajones de cimentación

Para verificar la estabilidad de cualquier cimentación, el reglamento exige que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\sum \frac{Q F_c}{A} \leq p_v + R \quad (1)$$

El término de la izquierda de la desigualdad se refiere a la suma de todas las acciones consideradas en la combinación de cargas (Q) que serán afectadas por un factor de carga (F_c) igual a 1.4, todo dividido entre el área del cajón (A). Cuando existe excentricidad entre el centroide de masas y el centroide de la cimentación entonces el área debe reducirse dos veces la excentricidad calculada en su lado largo y dos veces en su lado corto.

Las cargas consideradas son:

- Peso total de los elementos estructurales
- Carga viva instantánea correspondiente a condiciones sísmicas
- Peso del agua, considerando los cajones inundados (NAF=2.20 m)
- Sobre carga por excentricidad
- Empuje activo y pasivo del suelo sobre los muros del cajón
- Fricción negativa desarrollada por el continuo proceso de consolidación del subsuelo del Valle de México

En la parte derecha de la desigualdad se considera la presión vertical total actuante a la profundidad de desplante (p_v) y a la capacidad de carga del suelo (R) afectada por un Factor de resistencia (F_R) con un valor de 0.7.

La excentricidad entre el centroide de cargas y el centroide de la cimentación multiplicada por el total de las cargas permanentes (W_e) de la estructura genera el Momento estático (M_e), si ese momento estático se divide entre el momento de inercia del cajón de cimentación (I) y se multiplica por la distancia x del centroide del área de cimentación a la orilla considerada, se obtiene la sobrecarga que genera la excentricidad de cargas. (Fórmula 2)

$$\Delta w_e = \frac{M_e}{I} x \quad (2)$$

La fricción negativa se obtiene al multiplicar el perímetro del cajón de cimentación (P_c) que está en contacto con el terreno por el área del diagrama de esfuerzos efectivos verticales ($\Sigma \sigma'_v$) en la longitud del pilote. El hecho de considerar la fricción negativa actuando sobre los cajones es para reproducir las condiciones menos favorables para la estabilidad del cajón (Fórmula 3).

$$FN = 0.33 P_c \Sigma \sigma'_v \quad (3)$$

Los empujes activo y pasivo del suelo sobre los muros del cajón de cimentación contrarrestan el momento generado por el sismo y la excentricidad de cargas. Para calcular el empuje activo en suelo puramente cohesivo como el caso que se estudia se empleó la siguiente fórmula:

$$E_a = \frac{1}{2} (\gamma H - 2c_u)(H - z_0) \quad (4)$$

y para el empuje pasivo:

$$E_p = \gamma H + Ps + 2c_u \quad (5)$$

La capacidad de carga del terreno de cimentación se calculó a partir de los resultados de los ensayos de cono eléctrico empleando la siguiente correlación para estimar la resistencia no drenada del suelo (c_u):

$$c_u = \frac{q_c}{13} \quad (6)$$

Y el factor de capacidad de carga se calculó utilizando la fórmula propuesta por Skempton:

$$N_{cs} = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (7)$$

La presión vertical del suelo se calculó en términos de esfuerzos totales tal y como lo indica el reglamento. Para calcular el peso del agua se consideró que el NAF se encuentra uniformemente 2.20 m de profundidad, los cajones están desplantados a 3.50 m lo que hace que el agua tenga una longitud de acción de 1.30 m, que multiplicado por el peso volumétrico del agua nos dan 1.3 ton. Este cálculo se efectuó para cada uno de los edificios del CNSCT y los resultados se resumen en la Tabla 3.5

Tabla 3.5 Combinación de acciones sobre los cajones de cimentación

EDIFICIO	Peso de los elementos estructurales + carga viva (t/m ²)	Excentricidad por carga (m)	Sobrecarga por excentricidad (t)	Fricción Negativa (t)	Empuje Activo (t)	Empuje Pasivo (t)
A ORIENTE	17.37	4	6.078	6.633	1337	843
A PONIENTE	17.37	4	6.078	6.633	1337	843
AB	20.17	4.5	3.257	2.45	737	647
B	18.25	9	2.666	6.86	1080	949
C1	5.27	3	2.959	4.9	925	542
C2	4.85	5	4.57	4.682	1488	1293
C3	5.29	3	1.782	4.573	1439	1264
CB	11.08	4.3	3.637	2.123	463	403
C4	5.29	3	1.782	4.573	1439	1264
C5	4.85	5	1.036	4.682	1474	1294
C6	5.27	3	2.959	4.9	925	542
D	7.98	-	-	9.039	1422	1249

El reglamento sugiere que se evalúe la seguridad de cajones sobrecompensados ante una posible flotación por pérdida de fricción en las paredes del cajón después de un sismo, o porque recuperación del nivel freático, utilizando la siguiente fórmula:

$$\frac{w}{(D_f - h_w)\gamma_w} \geq 1.2 \quad (8)$$

Tabla 3.6 Resultado de la revisión por flotación

EDIFICIO	$\frac{w}{(D_f - h_w)\gamma_w}$	\geq	1.2
A ORIENTE	13.362	>	1.200
A PONIENTE	13.362	>	1.200
AB	15.515	>	1.200
B	14.038	>	1.200
C1	4.054	>	1.200
C2	3.731	>	1.200
C3	4.069	>	1.200
CB	8.523	>	1.200
C4	4.069	>	1.200
C5	3.731	>	1.200
C6	4.054	>	1.200
D	6.138	>	1.200

Tabla 3.7 Resultado de la Desigualdad de las NTC

EDIFICIO	$\sum \frac{Q_{F_c}}{A}$ (t)	\leq	$p_v + R$ (t)
A ORIENTE	24.333	<	26.332
A PONIENTE	24.333	<	26.332
AB	28.278	<	29.087
B	25.561	<	26.473
C1	7.390	<	27.022
C2	6.816	<	26.813
C3	7.414	<	27.200
CB	15.640	<	29.062
C4	7.414	<	27.200
C5	6.796	<	26.813
C6	7.390	<	27.022
D	11.183	<	25.857

Revisión en condiciones dinámicas de los cajones de cimentación

Para las condiciones dinámicas la desigualdad que se verifica es la siguiente:

$$\sum \frac{QF_C}{A_R} \leq p_v + q_u F_R \left[1 - \frac{0.195 K \gamma b}{c_{ud}} \frac{F_C}{F_R} \right] \quad (9)$$

En el lado izquierdo de la desigualdad se presenta la combinación de cargas actuantes afectadas por un factor de reducción de carga y divididas entre el área del cajón de cimentación que será reducida por una excentricidad que toma en cuenta el efecto del sismo y de la excentricidad de cargas. El factor de cargas cambia su valor a 1.1. Las cargas consideradas dentro del cálculo son las mismas que para la revisión en condiciones estáticas y se agrega una sobrecarga debida a los esfuerzos inducidos por sismo. Dicho incremento de esfuerzos depende del momento de volteo y de la geometría del cajón (Fórmula 10).

$$\Delta q_s = M_v \left[\frac{x_i}{I_y} + 0.3 \frac{y_i}{I_x} \right] \quad (10)$$

El término de la derecha en la desigualdad se refiere a la capacidad de carga del terreno, la cual se reducirá por un factor que incluye una aceleración igual a un cuarto del coeficiente sísmico (K), la resistencia no drenada en condiciones dinámicas (c_{ud}) y a los factores de carga ($F_C = 1.1$) y resistencia ($F_R = 0.6$).

El coeficiente sísmico (c_α) se tomó de las normas técnicas complementarias en la sección de diseño por sismo. Para determinarlo se consideró que las estructuras en revisión pertenecen a estructuras del grupo B (Artículo 139, Reglamento de construcciones) y que se encuentra dentro de la zona III_b en la zonificación para diseño por sismo por lo tanto el valor de $c_\alpha = 0.45$. El valor de K será la cuarta parte de c_α .

La resistencia no drenada será igual a 1.2 veces el valor de la resistencia no drenada en condiciones estáticas. Los resultados del cálculo del incremento de esfuerzos debido al sismo se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.8 Incremento de esfuerzos debidos al sismo

EDIFICIO	Δq_s (t/m ²)
A ORIENTE	1.151
A PONIENTE	1.151
AB	4.7
B	1.177
C1	0.291
C2	0.264
C3	0.217
CB	0.509
C4	0.217
C5	0.239
C6	0.291
D	1.331

Tabla 3.9 Resultado de la Desigualdad de las NTC

EDIFICIO	$\sum \frac{QF_C}{A_R}$ (t)	\leq	$p_v + q_u F_R \left[1 - \frac{0.195 Kyb}{S_{ud}} \frac{F_C}{F_R} \right]$ (t)
A ORIENTE	19.144	<	22.540
A PONIENTE	19.144	<	22.540
AB	22.372	<	24.505
B	20.121	<	22.861
C1	5.831	<	23.077
C2	5.373	<	23.030
C3	5.835	<	22.840
CB	12.320	<	25.181
C4	5.835	<	22.840
C5	5.365	<	23.031
C6	5.828	<	23.077
D	8.792	<	22.732

Para revisar la estabilidad del cajón en condición sísmica es necesario revisar que el esfuerzo en la esquina que es sometida a la compresión máxima sea menor que el esfuerzo límite (q_l) que puede desarrollar el suelo. Para la evaluación se utiliza la siguiente fórmula:

$$w_n + \Delta q_s < q_l \quad (11)$$

Siendo:

w_n = Presión neta no compensada

Δq_s = Incremento de esfuerzo por sismo

Para calcular el esfuerzo límite se utilizo la siguiente fórmula:

$$q_l = 2C_0 \sqrt{N_{\phi d}} + K_0 N_{\phi d} \sigma_{0d} \quad (12)$$

Donde: $C_0 = \frac{3}{4} C_d \quad (13) \quad N_{\phi d} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_d}{2} \right) \quad (13)$

C_d = Resistencia no drenada del suelo

$\phi_d = 0$, pues el suelo del caso estudiado es una arcilla

K_0 = Coeficiente de empuje de tierras en reposo (0.55 para el caso de la arcilla del Valle de México)

σ_{0d} = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante

Tabla 3.10 Resultado de la revisión del esfuerzo límite en la orilla

EDIFICIO	$w_n + \Delta q_s$ (t)	<	q_l (t)
A ORIENTE	20.311	>	12.411
A PONIENTE	20.311	>	12.411
AB	23.840	>	12.411
B	17.806	>	12.411
C1	4.276	<	12.411
C2	1.092	<	12.411
C3	1.437	<	12.411
CB	7.811	<	12.411
C4	1.437	<	12.411
C5	1.042	<	12.411
C6	4.233	<	12.411
D	5.023	<	12.411

De la revisión del esfuerzo límite en la orilla se detecta que los edificios A Oriente, A Poniente, B y AB rebasan el esfuerzo límite del suelo, cuando deba soportar la compresión máxima, lo cual obliga a evaluar el comportamiento de los pilotes en condiciones sísmicas y considerar su aportación en la estabilidad de los edificios. Esto pudo haberse generado al incrementar la carga de la cimentación con la recimentación de los edificios en 1987. Sin embargo estas concentraciones de esfuerzos sugieren que cuando ocurra otro sismo de gran intensidad como el de 1985 pueden sufrir asentamientos adicionales e inclinarse aún más.

Revisión en condiciones estáticas de los pilotes de punta

En el caso del CNSCT se aceptó la hipótesis de que todos los pilotes instalados en los cajones son de punta, sin que se tenga plena certeza de ello. Para analizar su estabilidad se hizo referencia a las Normas Técnicas Complementarias del reglamento del Distrito Federal (NTC, 2004) utilizando la siguiente desigualdad para las condiciones estáticas:

$$\sum \frac{Q_{Fc}}{A} \leq \sum R \quad (14)$$

El lado izquierdo de la desigualdad contiene la misma combinación de acciones considerada para los cajones de cimentación afectada por el mismo factor de carga.

El procedimiento de cálculo para conocer el valor de la sobre carga por excentricidad, el empuje activo, el empuje pasivo y la fricción negativa son los descritos en la evaluación de los cajones de cimentación.

Del lado derecho de la desigualdad se coloca la sumatoria de las resistencias individuales de los pilotes afectados por un factor de resistencia de valor 0.7. El área de la cimentación debe ser reducida por la excentricidad debida a las cargas, su lado largo reducido $2e$ y el lado corto $2e$, por lo que el número de pilotes que participan es menor que el número total de pilotes con los que cuenta la cimentación.

La resistencia individual de cada pilote será la suma de la capacidad de punta (Q_p) y la resistencia por fricción (Q_f). Para el cálculo de la capacidad por punta del pilote se emplea la siguiente fórmula:

$$Q_p = (\sigma_d N_q F_{Rp} + p_d) A_p \quad (15)$$

Donde:

σ_d = esfuerzos efectivos al nivel de desplante reducidos por la fricción negativa ($\Delta\sigma_{FN}$)

N_q = Factor de capacidad de carga

F_{Rp} = Factor de resistencia por punta igual a 0.35

p_d = Esfuerzos totales al nivel de desplante

A_p = Área transversal de la punta del pilote

El factor de capacidad de carga se obtuvo a partir del valor de ϕ del terreno sobre el que se desplanta la punta del pilote, en este caso, la capa dura. Para conocer el valor de ϕ se recurrió al sondeo de penetración estándar efectuado a la capa dura. El sondeo indica que se requirieron 50 golpes para hincar el penetrómetro, este número debe corregirse mediante las fórmulas 16 y 17 (Riggs et al., 1983).

$$N_{70} = C_N * N * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4 \quad (16)$$

$$C_N = \left(\frac{95.76}{\sigma'_{10}} \right)^{1/2} \quad (17)$$

Donde:

η_1 = Promedio de la relación de energía utilizada

η_2 = Corrección por la longitud de la barra

η_3 = Corrección por el muestreador

η_4 = Corrección por el diámetro de la perforación

Los valores asignados fueron:

$$\eta_1 = 1.14 \quad \eta_2 = 1.00 \quad \eta_3 = 1.00 \quad \eta_4 = 1.00$$

El valor del número de golpes corregido fue:

$$N_{70} = 48$$

La correlación para determinar el ángulo de fricción interna del suelo fue la siguiente:

$$\phi = \sqrt{18 N'_{70}} + 15 \quad (18)$$

Obteniendo un valor de $\phi = 44^\circ$

El factor de capacidad de carga se obtuvo con la siguiente fórmula tomada del reglamento de construcción para el Distrito Federal (Fórmula 19):

$$N_q = N_{min} + L_e \frac{N_{max} - N_{min}}{4B \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})} \quad (19)$$

Los valores de $N_{max} = 350$ y $N_{min} = 78$ se obtuvieron del reglamento (Tabla 3.3, Capítulo 3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas) a partir del ángulo de fricción interna. Finalmente el valor del valor de capacidad de carga resultó ser $N_q = 78$.

En el caso de los pilotes apoyados en su punta, su fuste está sometido a fricción negativa lo cual reduce su capacidad de carga. La fricción negativa se calculó con la fórmula 3.

La capacidad de carga por punta por cada pilote de punta es igual a:

$$Q_{pu} = 180.859 \text{ ton}$$

La capacidad de carga de los pilotes será la suma de las resistencias por punta y fricción de cada pilote que forma parte de la cimentación.

Tabla 3.11 Resultado de la Desigualdad 14 de las NTC

EDIFICIO	$\sum \frac{QF_c}{A}$ (t)	\leq	$\sum R$ (t)
A ORIENTE	6752.066	<	23692.581
A PONIENTE	5674.936	<	19894.533
AB	3366.772	<	11757.407
B	7774.360	<	27309.340

Revisión en condiciones dinámicas de los pilotes de punta

Para la revisión de los pilotes en condiciones dinámicas el factor de carga se modifica a 1.1. A las cargas actuantes se le sumó el incremento de esfuerzos por sismo. Para calcular dicho incremento (Fórmula 10), debe calcularse primero el momento de volteo el cual está en función del momento actuante, que es la suma del momento generado por la excentricidad y generado por el sismo, y el momento resistente que es la suma de los momentos pasivo y activo actuantes en el fuste de los pilotes.

De acuerdo con la fórmula para calcular el incremento de esfuerzos debidos al sismo es necesario calcular momentos de inercia que para el caso de los pilotes debe entenderse que:

$I_x =$ Momento de inercia del conjunto de pilotes en la dirección larga

$y_i =$ Distancia al eje i de los pilotes en revisión en la dirección larga

$$I_x = \sum n_i y_i^2 \quad (20)$$

$I_y =$ Momento de inercia del conjunto de pilotes en la dirección corta

$x_i =$ Distancia al eje i de los pilotes en revisión en la dirección corta

$$I_y = \sum n_i x_i^2 \quad (21)$$

Las formulas que se emplean para calcular el valor de los empujes activo y pasivo, el incremento de esfuerzo debido al sismo y la fricción negativa son las mismas que se han empleado desde la revisión de los cajones de cimentación.

El área se reduce por efecto combinado de la excentricidad por carga y la generada por el sismo, lo que reducirá el número de pilotes que participen en la capacidad de carga. Por lo tanto la capacidad de carga se ve reducida en comparación con su valor en condiciones estáticas.

Resultados de la desigualdad:

Tabla 3.12 Resultado de la Desigualdad de las NTC

EDIFICIO	$\frac{\sum Q_{Fc}}{A}$ (t)	\leq	$\sum R$ (t)
A ORIENTE	4068.149	<	14287.892
A PONIENTE	2682.448	<	9042.970
AB	5016.380	<	5426.496
B	6790.153	<	16457.946

Para verificar que los pilotes sean capaces de resistir las cargas de compresión inducidas por el sismo corroborando que el factor de dimensionamiento por sismo sea menor de 2 empleando la formula siguiente:

$$F_{Ds} = \frac{\sum Q_{pu}}{\sum Q_e + \sum n_i Q_{si}} \geq 2 \quad (22)$$

Donde:

$\sum Q_{pu}$ = Suma de las capacidades de carga ultima de los pilotes individuales

$\sum Q_e$ = Suma de cargas estáticas en los pilotes

Q_{si} = Incremento de carga por sismo en los pilotes del eje

n_i = Numero de pilotes en el eje i

Los pilotes que considerados en la revisión son aquellos que se encuentran más alejados del centroide del edificio y sobre la dirección más desfavorable ante un sismo.

Tabla 3.13 Resultado de los pilotes ante cargas de compresión inducidas por sismo

EDIFICIO	$\frac{\sum Q_{pu}}{\sum Q_e + \sum n_i Q_{si}}$	\geq	2
A ORIENTE	5.392	>	2.000
A PONIENTE	6.680	>	2.000
AB	1.420	<	2.000
B	3.006	>	2.000

El sismo también genera tensiones por lo que es necesario verificar que la tensión generada por el sismo sea soportada por los pilotes de la zona sujeta a tensión. Para efectuar dicha revisión debe verificarse el siguiente factor de seguridad:

$$FS_{St} = \left| \frac{\sum Q_{fu}}{\sum Q_e - \sum n_i Q_{si}} \right| \geq 1.7 \quad (23)$$

Donde:

$\sum Q_{fu}$ = Sumatoria de la capacidad por fricción individual de cada pilote

Tabla 3.14 Resultado de los pilotes ante cargas de tensión inducidas por sismo

EDIFICIO	$\frac{\sum Q_{fu}}{\sum Q_e - \sum n_i Q_{si}}$	\geq	1.7
	A ORIENTE		
A PONIENTE	2.127	>	1.700
AB	1.712	>	1.700
B	1.550	<	1.700

Al revisar el comportamiento de los pilotes ante la compresión y tensión inducidas por sismo se detectó que algunos edificios no cumplieron con la desigualdad propuesta por las NTC. Debe tenerse presente que en este caso las fuerzas actuantes no están afectadas por factores de carga y las fuerzas resistentes tampoco están afectadas por el factor de reducción.

Como se observa en los valores de la Tabla 3.12, los pilotes cumplen sobradamente con los requisitos mínimos en lo que se refiere a la compresión máxima, a excepción del edificio AB. Los requisitos de seguridad para la tensión máxima se cumplen en los edificios A Poniente y AB, (Tabla 3.13) lo cual no ocurre en los otros edificios, A Oriente y B. Lo anterior justifica realizar un análisis en el que se considere la contribución a la estabilidad del cajón de cimentación y los pilotes para los edificios A Oriente, AB y B.

3.3.2 Revisión de la seguridad de las cimentaciones de edificios A Oriente, AB y B

Revisión en condiciones estáticas del cajón de cimentación y los pilotes de punta

Para verificar la seguridad de los edificios A Oriente, AB y B en condiciones estáticas, se efectúa la revisión de la estabilidad combinando el efecto de la compensación del cajón y la resistencia aportada por los pilotes.

Para determinar qué porcentaje de la carga total toma la losa del cajón de cimentación se utilizó la grafica siguiente (Figura 3.52) presentada por Mandolini et al. (2005). Para ello es necesario calcular la relación 24:

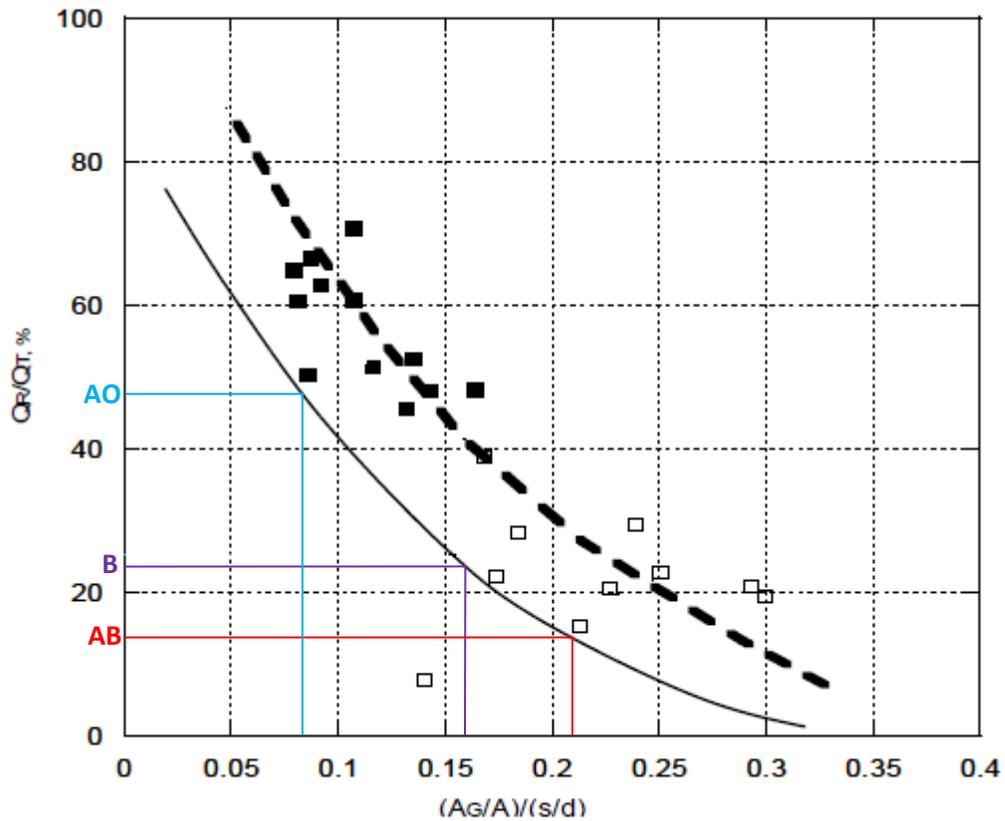


Figura 3.52 Repartición de carga vs Factor $\left(\frac{A_G}{A} / \frac{s}{d}\right)$

$$\frac{A_G}{A} / \frac{s}{d} \quad (24)$$

Donde:

A_G = Área ocupada por los pilotes

A = Área total del cajón de cimentación

s = Separación entre pilotes

d = Diámetro de los pilotes

En la siguiente tabla se presentan resumidas las cargas de que cada elemento de la cimentación mixta de los edificios analizados toma:

Tabla 3.16 Resultado de la distribución de cargas entre cajón y pilotes de punta

EDIFICIO	Porcentaje de contribución del cajón	Carga de Cajón (t)	Carga pilotes (t)
A ORIENTE	48%	1952.708	12357.724
AB	17%	506.451	4944.550
B	23%	1561.734	14919.073

La compensación dada por el cajón de cimentación, se calculo la carga total del edificio (W_t), la cual considera el peso total de los elementos estructurales, la fricción negativa actuante alrededor del fuste del pilote y en las paredes del cajón de cimentación y la sobrecarga por excentricidad de cargas. Además para el cálculo de la carga compensada total se utilizo la siguiente fórmula:

$$W_c = P_d A_c \quad (25)$$

Donde:

P_d = Esfuerzo efectivo total a la profundidad de desplante del cajón

A_c = Área del cajón de cimentación

La presión neta (W_n) se obtiene de restar a la carga total del edificio la carga compensada total. A partir de la fórmula del factor de dimensionamiento se corrobora que el número de pilotes que tienen los edificios sea el adecuado:

$$F_{De} = \frac{N Q_p}{W_n} \geq 2 \quad (26)$$

Donde:

N = Número de pilotes

Q_p = Capacidad de carga de los pilotes por punta

W_n = Presión neta transmitida por la estructura

Tabla 3.17 Resultado del Factor de dimensionamiento

EDIFICIO	$\frac{N Q_p}{W_n}$	\geq	2
A ORIENTE	27.669	>	2.000
AB	12.468	>	2.000
B	591.926	>	2.000

Para verificar la seguridad de las cimentaciones en condiciones estáticas, el reglamento exige que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\sum QF_c < \sum R \quad (27)$$

El lado izquierdo de la desigualdad representa la suma de las acciones consideradas en la combinación afectadas por un factor de carga de $F_c=1.4$, incluido el efecto de la fricción negativa desarrollada en el fuste de los pilotes y en las paredes del cajón.

El lado derecho de la desigualdad representa la suma de las resistencias de punta individuales de los pilotes afectados por un factor de 0.7, además la capacidad de carga del cajón. El resumen del cálculo se presenta en la siguiente tabla (Tabla 3.18).

Tabla 3.18 Resultado del la desigualdad de las NTC en condiciones estáticas

EDIFICIO	$\sum_{(t)} QF_c$	<	$\sum_{(t)} R$
A ORIENTE	6752.066	<	16607.347
AB	3366.772	<	8259.272
B	7774.360	<	19143.011

Revisión en condiciones dinámicas del cajón de cimentación y los pilotes de punta

Para asegurar que las cimentaciones de los edificios AB y B son estables en condiciones dinámicas, se efectúa la revisión de la estabilidad combinando el efecto de la compensación del cajón y la resistencia aportada por los pilotes.

La estabilidad se verifica con la desigualdad número 27, ahora considerando el área reducida por efecto de la excentricidad generada por el sismo y por la excentricidad de cargas, lo que reduce el número de pilotes que participan en la resistencia. Como resultado la resistencia de la cimentación se ve disminuida pero sigue cumpliendo la con la desigualdad planteada por el reglamento. (Tabla 3.19)

Tabla 3.19 Resultado del la desigualdad de las NTC en condiciones dinámicas

EDIFICIO	$\sum_{(t)} QF_c$	<	$\sum_{(t)} R$
A ORIENTE	4068.149	<	14310.432
AB	3617.510	<	5451.001
B	6790.153	<	16480.807

Cuando el sismo se presenta provoca que una sección de la cimentación se vea sometida a una compresión máxima y la sección opuesta a tensión máxima. Para verificar que la cimentación no se vea vulnerable se verifica el factor de seguridad ante cargas de compresión:

$$F_{Ds} = \frac{nQ_p}{nQ_e + \sum n_i Q_{si} - W_{ct}} \geq 1.7 \quad (28)$$

Donde:

Q_p = Capacidad de carga por punta individual de cada pilote

Q_e = Carga estática media por pilote sin compensación

Q_{si} = Incremento de carga por sismo por cada pilote

W_{ct} = Carga compensada tributaria

n_i = Número de pilotes en el eje i analizado

Tabla 3.20 Resultado del Factor de seguridad ante compresión

EDIFICIO	$\frac{nQ_p}{nQ_e + \sum n_i Q_{si} - W_{ct}}$	\geq	1.7
A ORIENTE	26.342	>	1.700
AB	2.201	>	1.700
B	4.393	>	1.700

Se verifica que se cumpla con el factor de seguridad ante tensión:

$$F_{Dt} = \left| \frac{n_t Q_f}{n_t Q_e - \sum n_i Q_i} \right| \geq 1.7 \quad (29)$$

Donde:

n_t = Número de pilotes sujetos a tensión

Q_e = Carga estática media por pilote sin compensación

Q_f = Capacidad de carga por fricción individual de cada pilote

Tabla 3.21 Resultado del Factor de seguridad ante tensión

EDIFICIO	$\left \frac{n_t Q_f}{n_t Q_e - \sum n_i Q_i} \right $	\geq	1.7
A ORIENTE	1.848	>	1.700
AB	1.803	>	1.700
B	1.763	>	1.700

Finalmente se corrobora que los edificios A Oriente, AB y B son estables en condiciones estáticas y dinámicas al considerar la participación del cajón de cimentación y de los pilotes de punta. Al verificar el factor de dimensionamiento se observa que los analizados edificios cuentan con el número adecuado de pilotes. Los tres edificios cumplen satisfactoriamente con los factores de seguridad ante compresión y tensión generadas por sismo.

Para evaluar los resultados obtenidos de las revisiones en condiciones estáticas y dinámicas de los cajones y los pilotes de punta de cada uno de los edificios, trabajando como elementos independientes, se calcularon los valores del Factor de Seguridad que resulta de la relación entre acciones y resistencia (Tabla 3.15). Para determinar dicho factor, se aplicaron las siguientes fórmulas:

$$\left(\frac{\text{Acciones}}{\text{Resistencia}} \right) \geq FS_E \quad (30)$$

$$\left(\frac{\text{Acciones}}{\text{Resistencia}} \right) \geq FS_D \quad (31)$$

Las desigualdades propuestas por el reglamento para revisar la estabilidad de cajones y pilotes en condiciones estáticas y dinámicas, tienen implícito un factor de seguridad. Dicho factor es el cociente del factor de reducción de carga (F_c) y el factor de resistencia (F_R) (fórmulas 32 y 33).

$$FS_E = \frac{F_c}{F_R} = \frac{1.4}{0.7} = 2.00 \quad (32)$$

FS_E = Factor de seguridad estático implícito en el reglamento

$$FS_D = \frac{F_c}{F_R} = \frac{1.1}{0.6} = 1.80 \quad (33)$$

FS_D = Factor de seguridad dinámico implícito en el reglamento

A través de ellos se cubren las incertidumbres que se presentan en la estimación y obtención de parámetros de carga y de resistencia.

Tabla 3.21 Factores de Seguridad en condiciones estáticas y dinámicas

EDIFICIO	FS DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN EN CONDICIONES ESTÁTICAS	FS DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN EN CONDICIONES DINÁMICAS	FS DE LOS PILOTES DE PUNTA EN CONDICIONES ESTÁTICAS	FS DE LOS PILOTES DE PUNTA EN CONDICIONES DINÁMICAS
A ORIENTE	2.05	2.05	3.86	3.41
A PONIENTE	2.05	2.05	3.86	3.54
AB	2.00	2.00	3.84	2.00
B	2.00	2.00	3.86	2.50
D	4.39	4.35	[Redacted]	[Redacted]
C1	6.96	6.96		
C2	7.49	7.48		
C3	6.99	6.98		
C4	6.99	6.98		
C5	7.51	7.50		
C6	6.96	6.95		
CB	3.55	3.53		

Como resultado de la revisión de la estabilidad de las cimentaciones de los edificios del CNSCT se concluye que los cajones de cimentación y los pilotes son estables y seguros en condiciones estáticas.

3.3.3 Análisis de asentamientos

Los asentamientos de los edificios del CNSCT se han registrado desde 1954, prácticamente desde que fue construido.

Dentro del predio del CNSCT se encuentran instalados seis bancos de nivel de los cuales cinco son profundos y uno superficial. Cuatro de los bancos profundos y el banco superficial se localizan en la esquina de la avenida Xola y el eje central Lázaro Cárdenas. El banco de nivel a partir del cual se registra que se han efectuado las nivelaciones es el banco BN – F2 localizado a una profundidad de 42 m, a un lado del auditorio colindado con la avenida Universidad. Al parecer los bancos de nivel fueron instalados en 1986.

ANÁLISIS DE HUNDIMIENTOS EN DIRECCIÓN NORTE - SUR

Existen dos registros detallados del movimiento de algunos puntos localizados en esquinas de los edificios A Oriente, B, D, C2 y C5 realizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Estos registros se efectuaron en dos periodos, el primero de 1954 a 1979 y el segundo de 2008 a 2010. A partir de esos registros se elaboraron las siguientes graficas que muestran los movimientos de los edificios.

EDIFICIO A ORIENTE

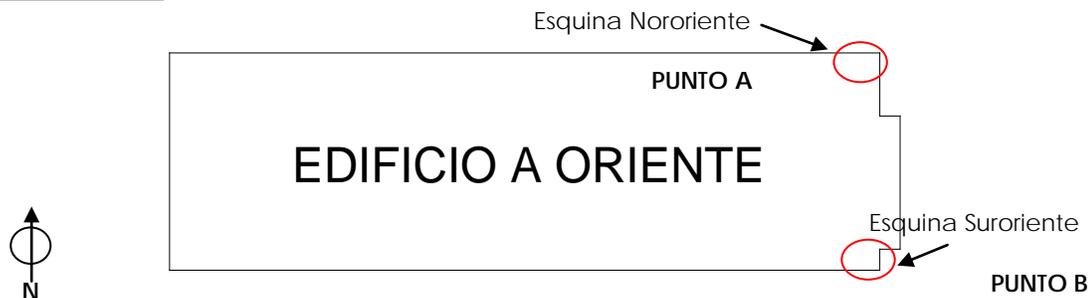


Figura 3.53 Planta del Edificio A Oriente

Durante el periodo de 1954 a 1979 la esquina nororiental del edificio, originalmente hundida 9.2 cm, comenzó a recuperar elevación hasta acumular una elevación aparente de 10 cm (Figura 3.53). No se tienen registros de alguna flexión o fracturamiento de la estructura, lo que indica que el edificio se movía como cuerpo rígido por lo que es posible inferir que la fachada sur se hundía. La magnitud del hundimiento se desconoce pues no se llevó un registro del movimiento de la parte sur del edificio durante este periodo. La velocidad con la que se desplazaba la esquina nororiental del edificio era de 1cm/año.

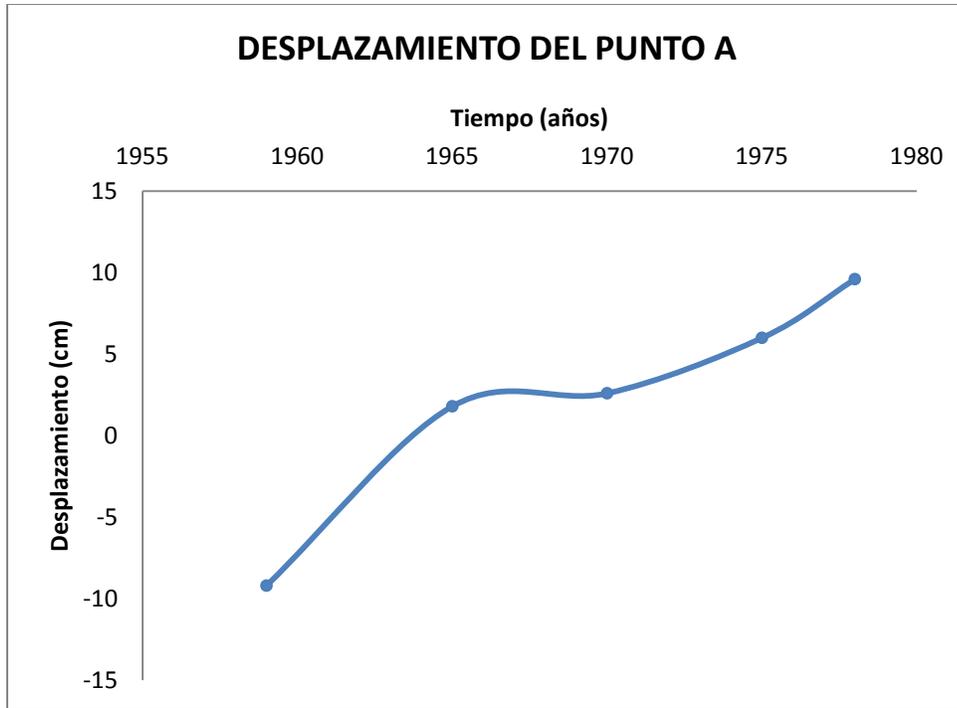


Figura 3.54 Hundimiento esquina nororiente de 1954 a 1979

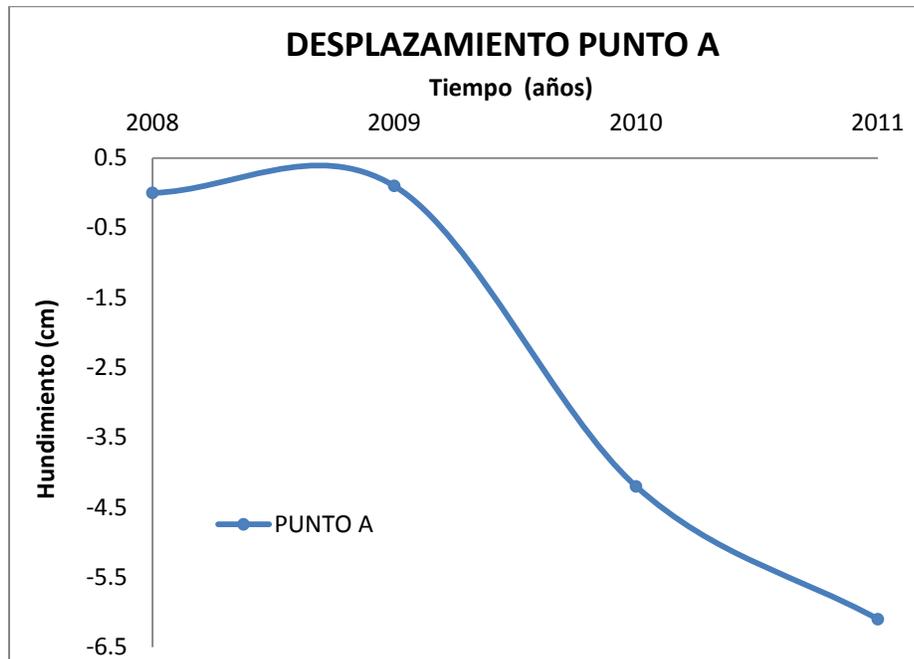


Figura 3.55 Hundimiento esquina nororiente de 2008 a 2011

Para el segundo periodo de registro (Figura 3.55), se parte de una cota arbitrario tomada para la nivelación del 2008 y se comienza a cuantificar el hundimiento de la esquina nororiente. Del 2008 al 2011 se observa que la esquina nororiente se hunde 6.1 cm. La velocidad con la que se hundía era de 2.0 cm/ año.

Comparando el hundimiento registrado de la esquina suroriente con la esquina nororiente del edificio durante ese mismo periodo de medición se puede observar ambos puntos se hunden pero la esquina B, esquina sur, registra mayores hundimientos (Figura 3.56). La velocidad con la que se hundía la esquina B de 3.8 cm/año.

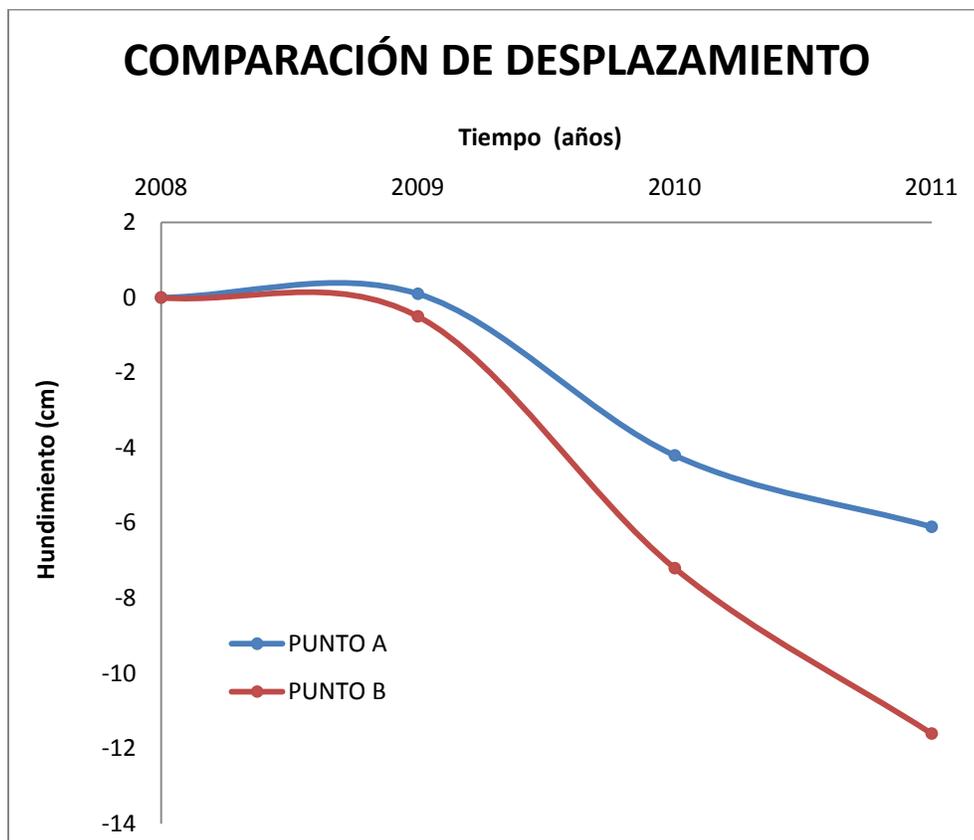


Figura 3.56 Comparación de hundimientos de 2008 a 2011

EDIFICIO D

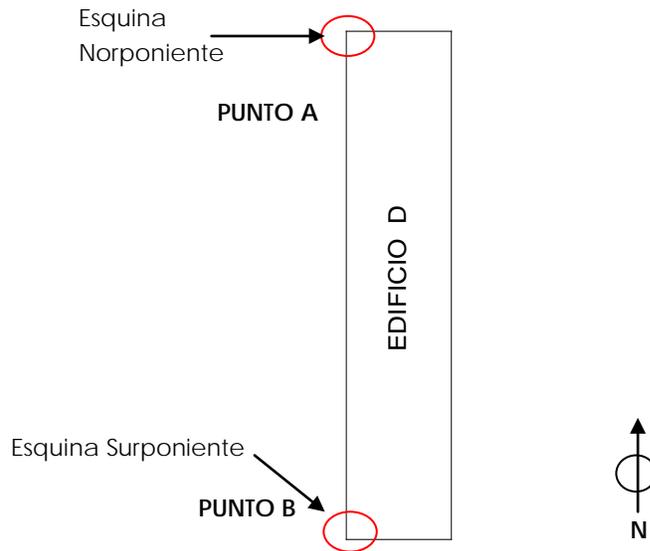


Figura 3.57 Planta del Edificio D

De 1954 a 1979 se observa que la esquina norponiente se elevó hasta alcanzar 40.2 cm. La tendencia de elevarse no se modificó durante ese periodo (figura 3.58). Desafortunadamente no se cuenta con el registro de la evolución del movimiento de algún otro punto de ese edificio, por lo que se desconoce si el resto del edificio se hundía o emergía con respecto al banco de nivel. La velocidad con la que el punto A se desplazaba era de 2.1 cm/año.

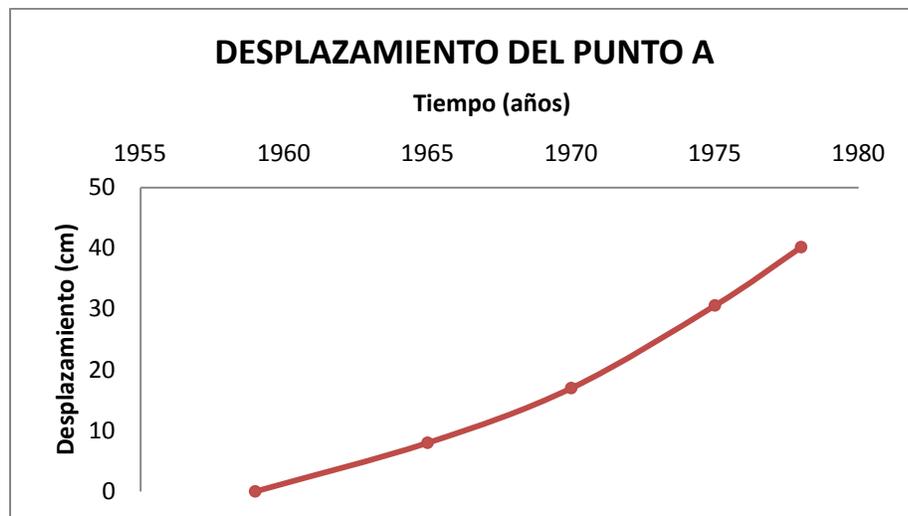


Figura 3.58 Hundimiento esquina A de 1954 a 1979

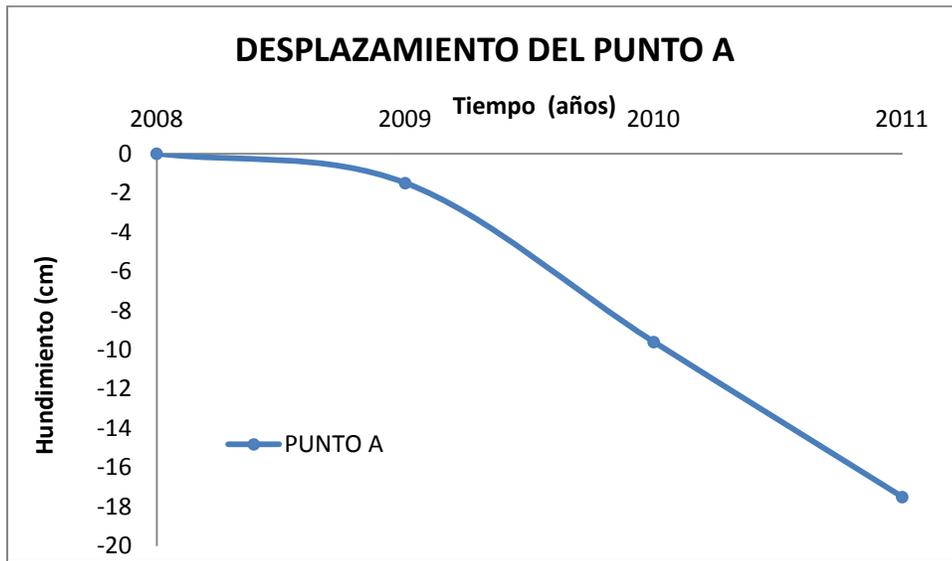


Figura 3.59 Hundimiento esquina A del 2008 al 2011

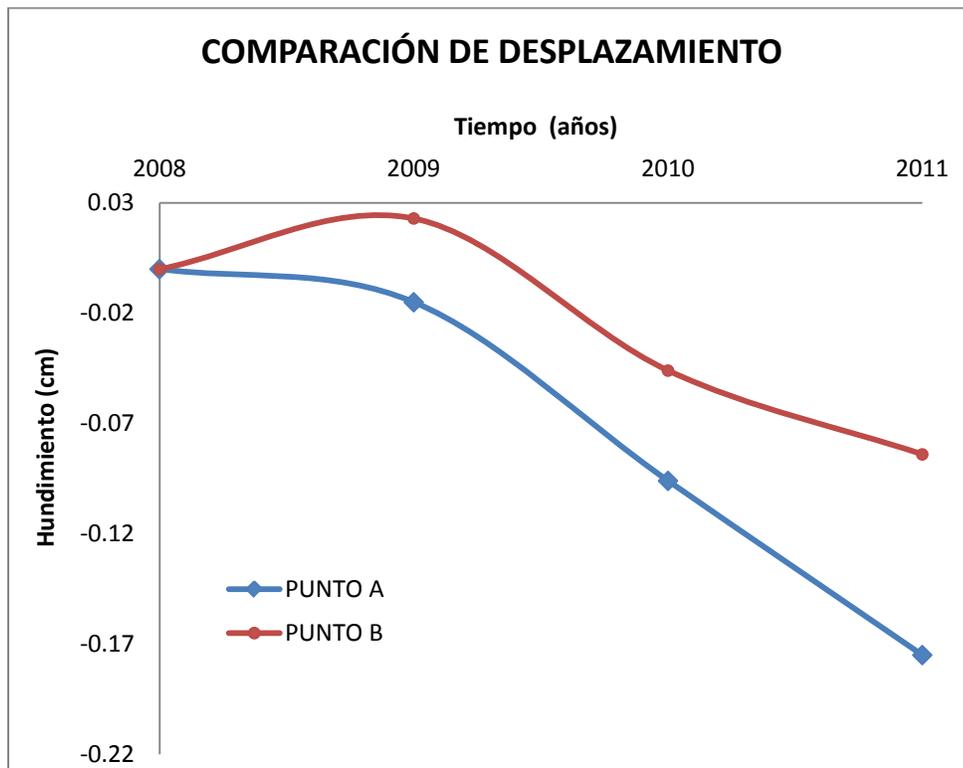


Figura 3.60 Comparación de hundimientos de 2008 a 2011

Para el 2008 se inicia nuevamente el registro de hundimientos. Del 2008 al 2011 la esquina norponiente acumula 17.5 cm de hundimiento (Figura 3.59). El movimiento para este periodo es opuesto al del periodo de mediciones anterior y fue constante durante los dos años de registro. La velocidad con la que se hundía era de 5.8 cm/año.

El control de hundimientos realizado del 2008 al 2011 permitió comparar la esquina surponiente con la norponiente en el mismo periodo de tiempo y con ello detectar que la esquina norponiente del edificio es la que más se hundía en comparación con el hundimiento registrado de la esquina surponiente y que a la mitad del periodo de registro tuvo una aparente emersión hasta finalmente acumular 8.4 cm de hundimiento (Figura 3.60). La velocidad con la que la esquina sur se hundía era de 2.8 cm/año.

EDIFICIO B

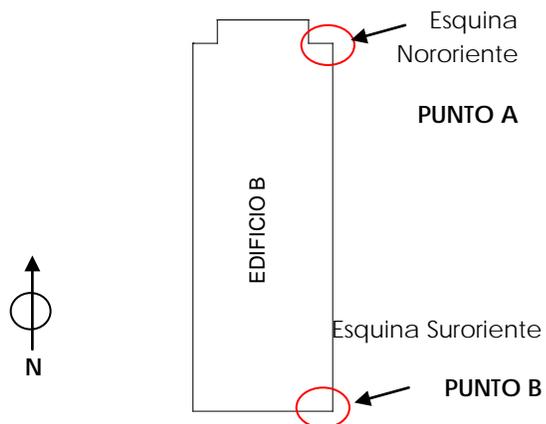


Figura 3.61 Planta del Edificio B

El registro de 1954 a 1979 presenta el movimiento de la esquina suroriental del edificio B (Figura 3.61). Esta esquina ya tenía 35 cm de hundimiento cuando se comenzó el registro en 1954. De acuerdo con el registro la esquina suroriental comenzó a elevarse hasta presentar una emersión aparente de 2 cm con respecto al banco de nivel. La velocidad con la que se elevó fue de 2 cm/año.

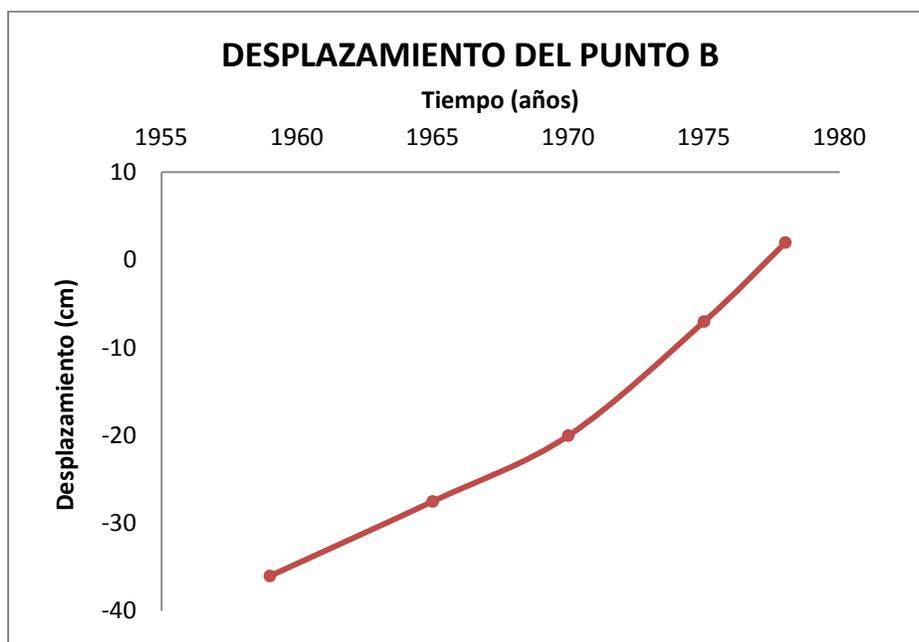


Figura 3.62 Hundimiento esquina B de 1954 a 1979

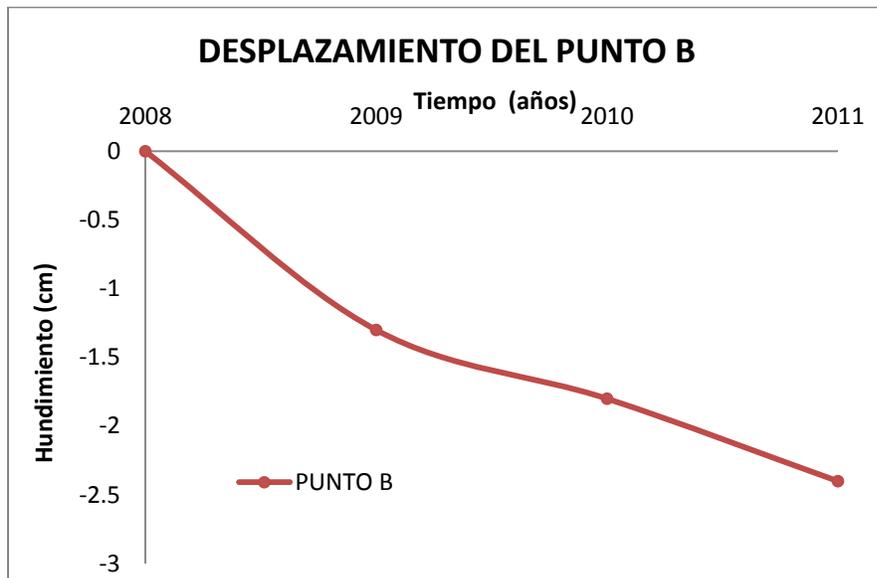


Figura 3.63 Hundimiento esquina B del 2008 al 2011

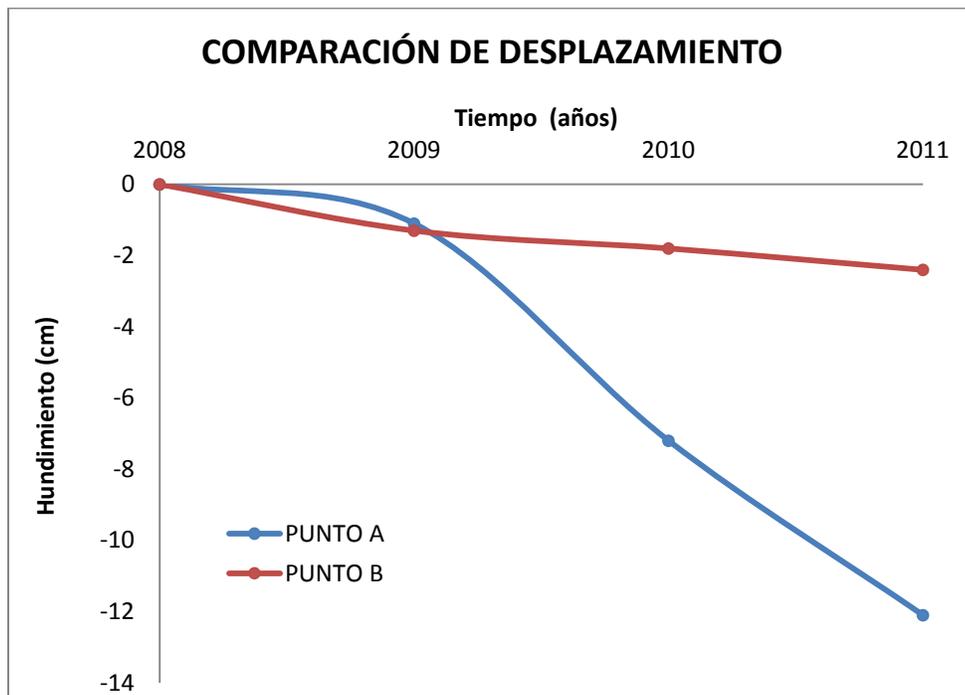


Figura 3.64 Comparación de hundimientos de 2008 a 2011

Esa misma esquina durante el segundo periodo de registro de movimientos se hundió 2.4 cm con una velocidad de 0.8 cm/año. La velocidad con la que la esquina se desplazaba bajó drásticamente al igual que la tendencia de movimientos.

El registro de movimientos de los edificios realizado de 2008 a 2011 contiene información de la esquina nororiente, lo que permite comparar el hundimiento de las esquinas norte y sur que forman parte de la fachada oriente durante la misma fecha y complementar el conocimiento del comportamiento del edificio ante los hundimientos del terreno (Figura 3.64).

La esquina B que se encuentra en la parte sur del edificio sobre su fachada oriente es la que registra el menor hundimiento y la velocidad con la que se hunde es de 0.8 cm/año. La que presenta el mayor hundimiento es la esquina A llegando a los 12.1 cm de hundimiento y lo hizo con una velocidad de 4.0 cm/año.

EDIFICIO C2

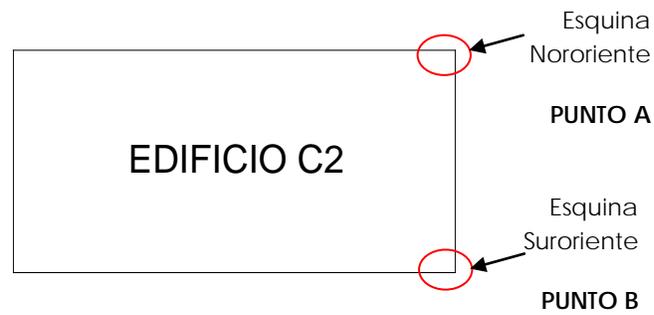


Figura 3.65 Planta del Edificio C2

Durante el periodo de 1954 a 1979 el punto A del edificio C2, localizado en su esquina nororiente, se desplazó positivamente registrando 57 cm de emersión aparente con respecto al banco de nivel (Figura 3.66). La velocidad con la que emergía era de 3 cm/año.



Figura 3.66 Hundimiento esquina A de 1954 a 1979

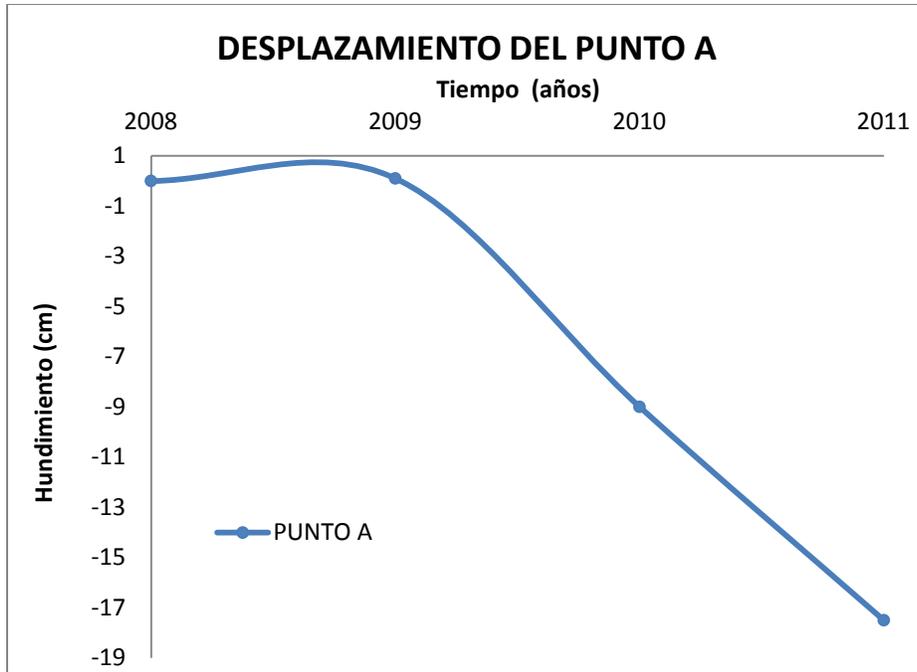


Figura 3.67 Hundimiento esquina A del 2008 al 2011

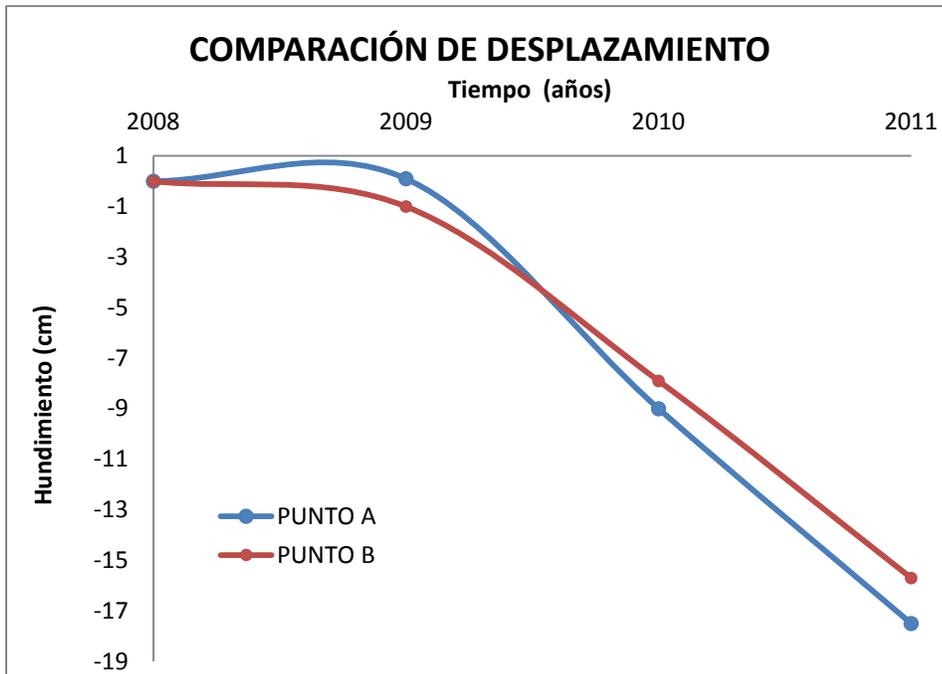


Figura 3.68 Comparación de hundimientos de 2008 a 2011

Durante el periodo de 2008 a 2011 el registro de los hundimientos de los edificios fue más detallado y se puede observar el movimiento de la esquina noriente del edificio C2 completando la medición del periodo anterior (Figura 3.67).

La figura 3.69 muestra una comparación entre el hundimiento de las esquinas nororiente y suroriente del edificio. El hundimiento en ambas esquinas ha sido muy parecido sin embargo la esquina norte es la que presenta mayor hundimiento que la esquina sur. La velocidad con la que se hundía la esquina norte era de 5.8 cm/año.

EDIFICIO C5

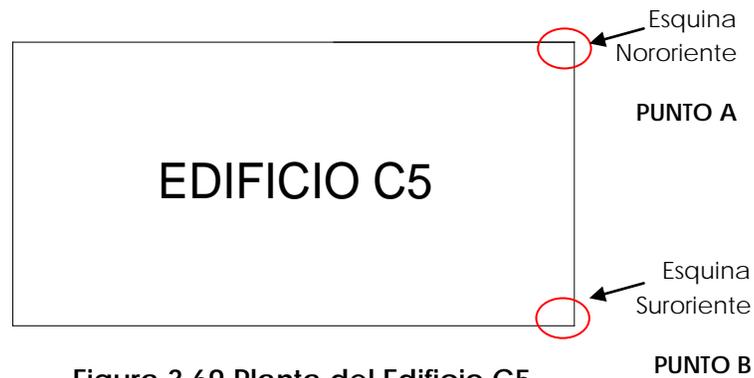


Figura 3.69 Planta del Edificio C5

Entre 1954 y 1979 se llevó el registro del movimiento de la esquina suroriental del edificio C5. A inicios del periodo la esquina tenía ya 3 cm de hundimiento, el cual se fue recuperando hasta llegar a acumular una emersión aparente de 31.7 cm para el final del periodo (Figura 3.70). La velocidad con la que emergía era de 1.8 cm/año.

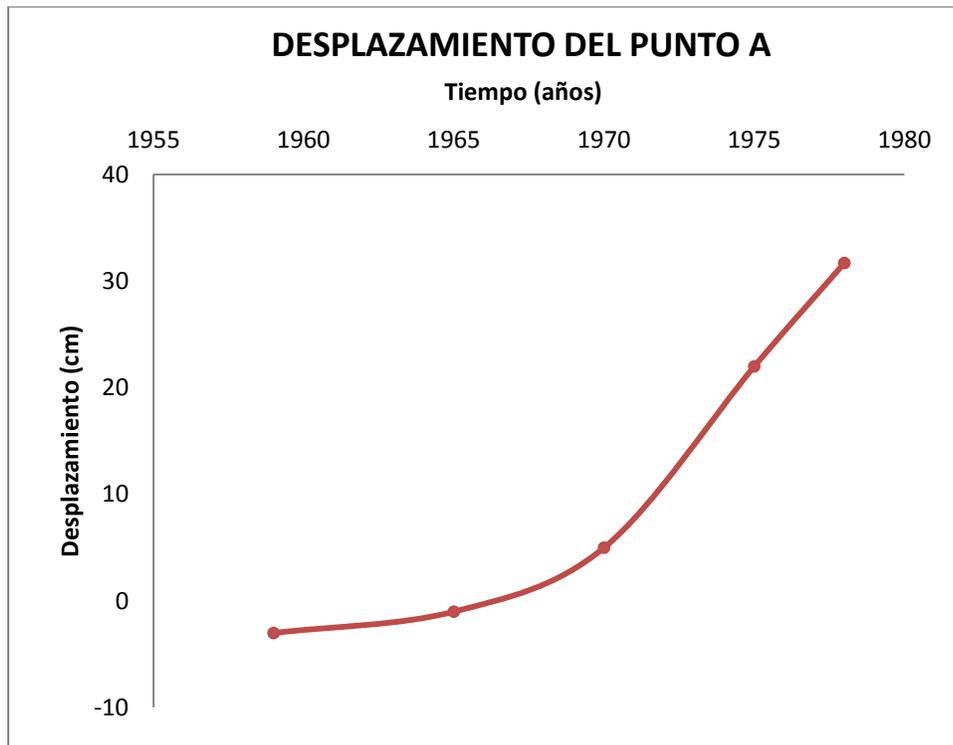


Figura 3.70 Hundimiento esquina A de 1954 a 1979

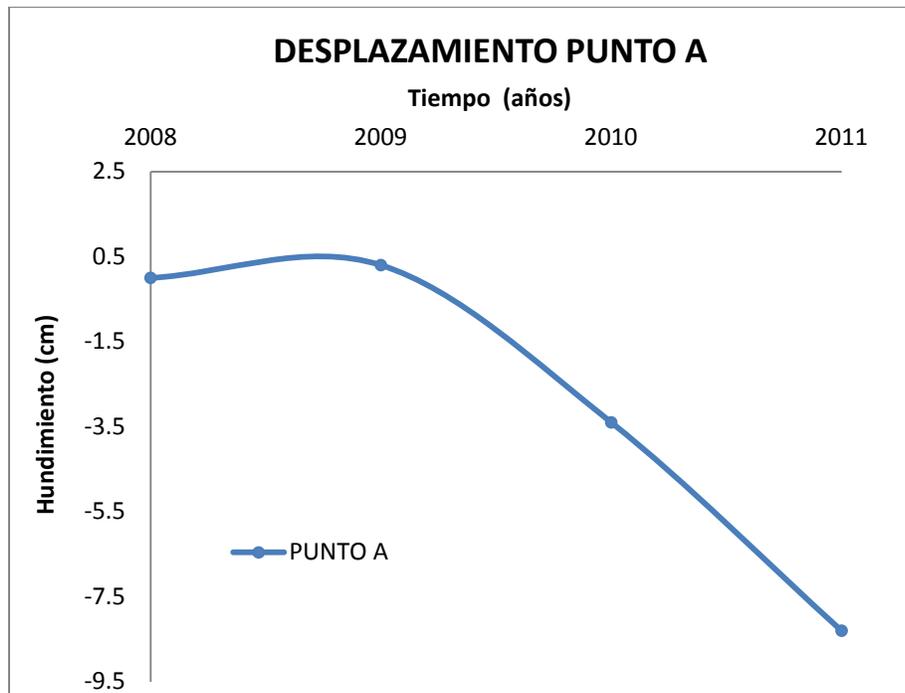


Figura 3.71 Hundimiento esquina A del 2008 al 2011

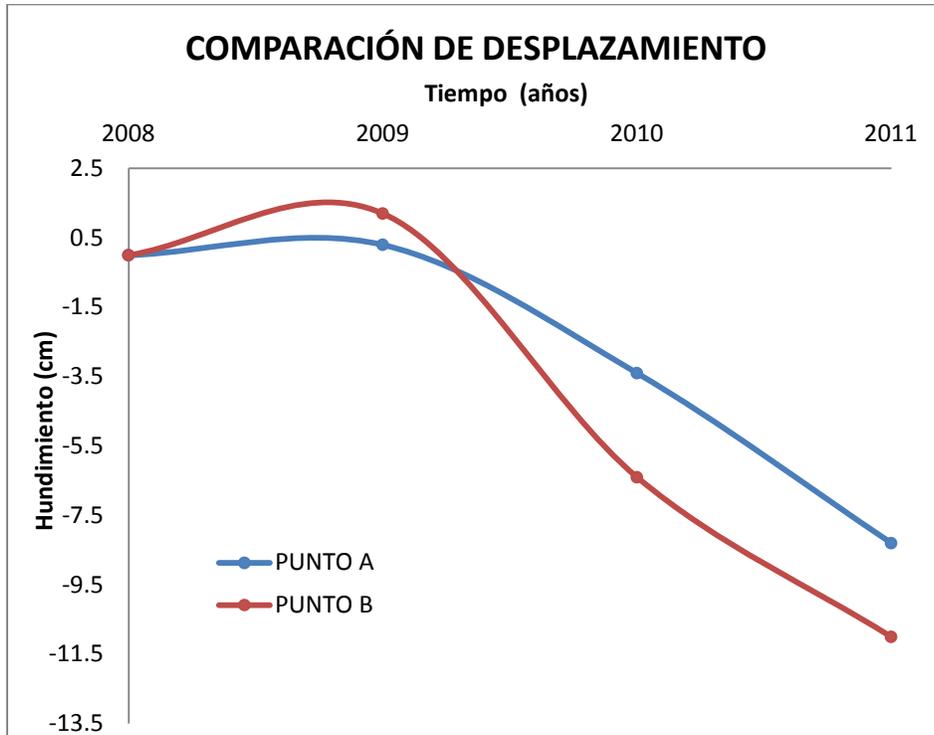


Figura 3.72 Comparación de hundimientos de 2008 a 2011

En el año 2008 tomaron una cota arbitraria de nivelación a partir de la que podía conocerse el hundimiento de ciertas esquinas de los edificios para el 2009 (Figura 3.71). Estos registros de hundimientos revelaron que la esquina suroriente del edificio C5 tomó el movimiento contrario al periodo anterior hundiéndose hasta alcanzar los 11.0 cm a razón de 3.6 cm/año.

Comparando los hundimientos registrados de la esquina suroriente contra los de la esquina nororiente del edificio C5 se observa que los hundimientos son mayores en la parte sur del edificio (Figura 3.72). La esquina norte se hundía con una velocidad de 2.7 cm/año.

ANÁLISIS DE LOS HUNDIMIENTOS EN DIRECCIÓN ORIENTE Y PONIENTE

A partir de los hundimientos registrados del 2008 al 2010 se hará una comparación del movimiento de las esquinas oriente contra las esquinas poniente de algunos de los edificios.

EDIFICIO C2

Se compararon las esquinas que forman la fachada sur y se detectó que la esquina oriente es la que presenta los hundimientos mayores. La velocidad con la que se hunde es de 5.2 cm/año la que es ligeramente mayor que la velocidad con la que lo hace la esquina poniente que es de 4.6 cm/año (Figura 3.73).

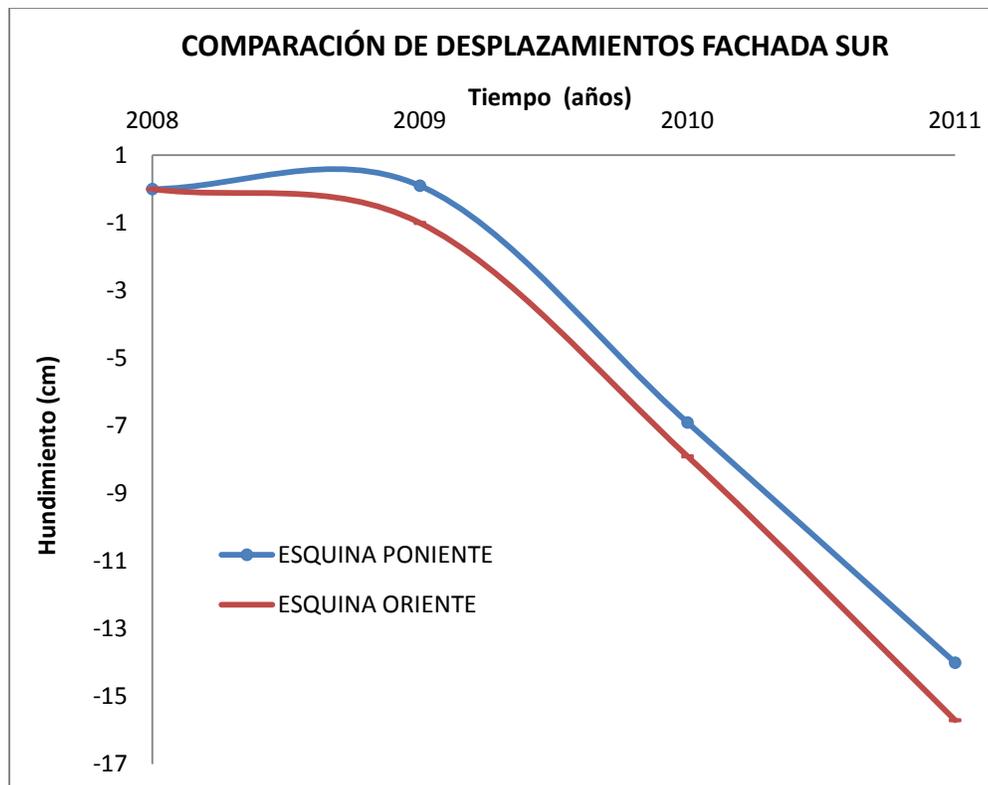


Figura 3.73 Hundimientos fachada sur edificio C2

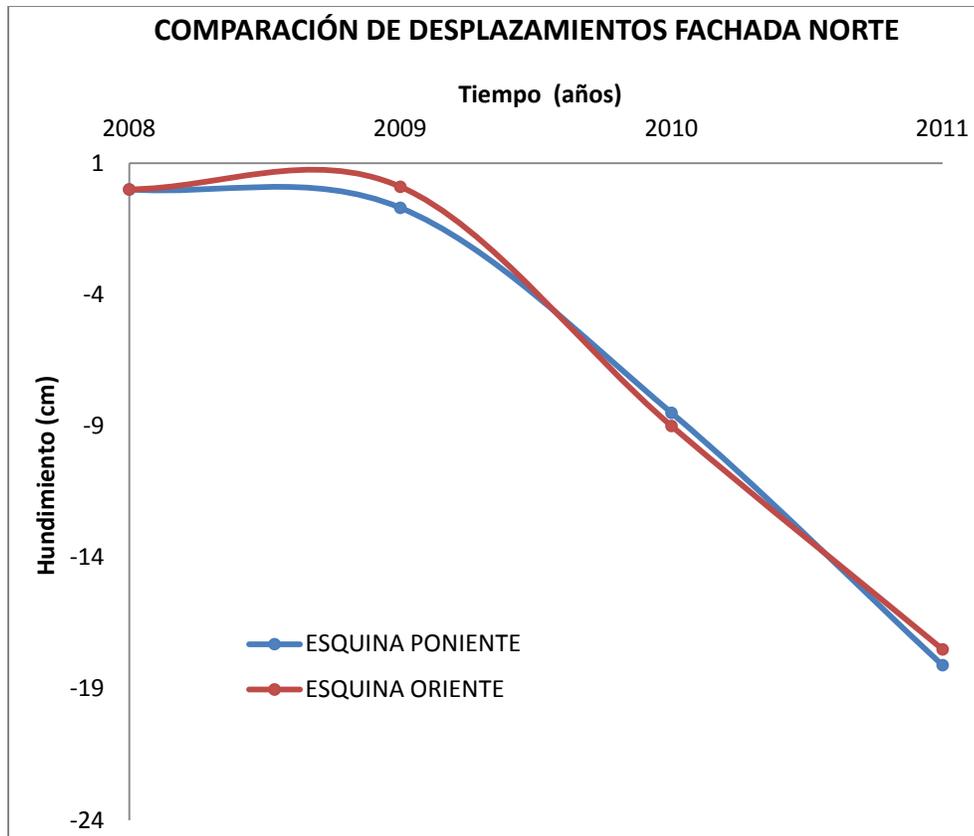


Figura 3.74 Hundimientos fachada norte edificio C2

Al analizar la fachada norte (Figura 3.74), se detectó que los mayores hundimientos eran presentados ahora en la esquina poniente. El asentamiento que acumulo de 2008 a 2011 fue de 18.1 cm a una velocidad de 6.0 cm /año, mientras que la esquina oriente acumuló 17.5 cm a una velocidad de 5.8 cm/año.

EDIFICIO B

La fachada sur fue comparada en sus esquinas oriente y poniente, observando que la esquina poniente tuvo un salto extraño en su trayectoria de hundimientos, teniendo una repentina emersión aparente de 2.1 cm para luego hundirse hasta acumular 2.4 cm de hundimiento (Figura 3.75). Ambas esquinas llegaron a hundirse 2.4 cm con una velocidad similar. La esquina oriente se hundió sin cambios a una velocidad de 0.8 cm/año y la poniente 0.7 cm/año.

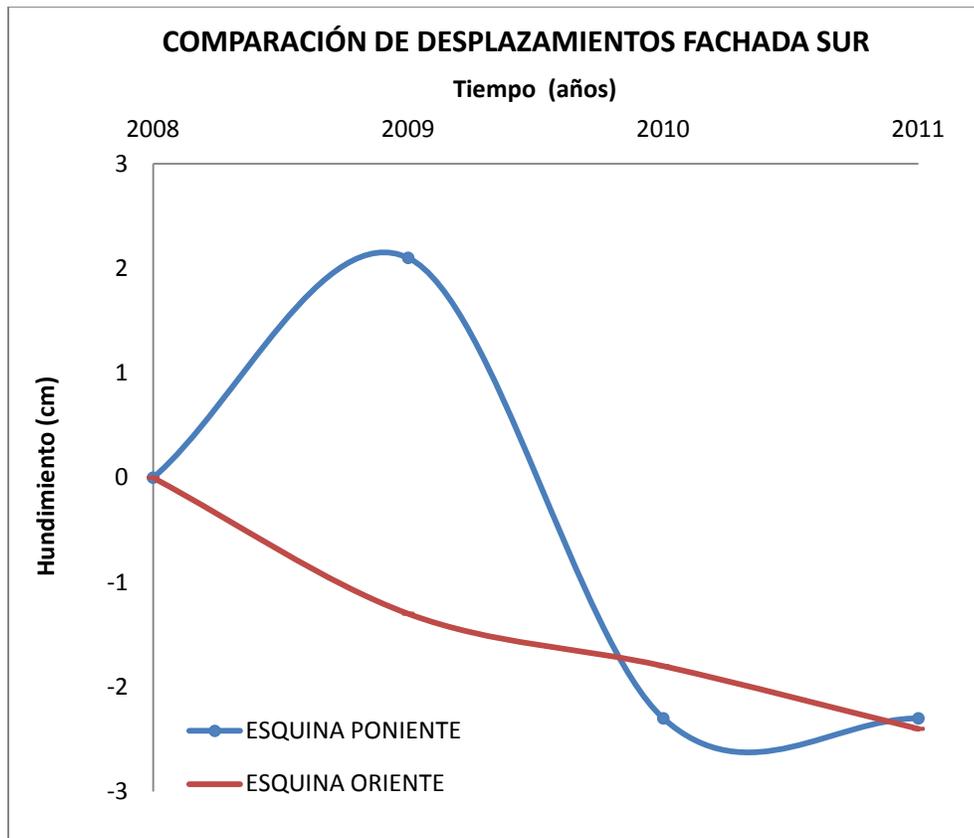


Figura 3.75 Hundimientos fachada sur edificio B

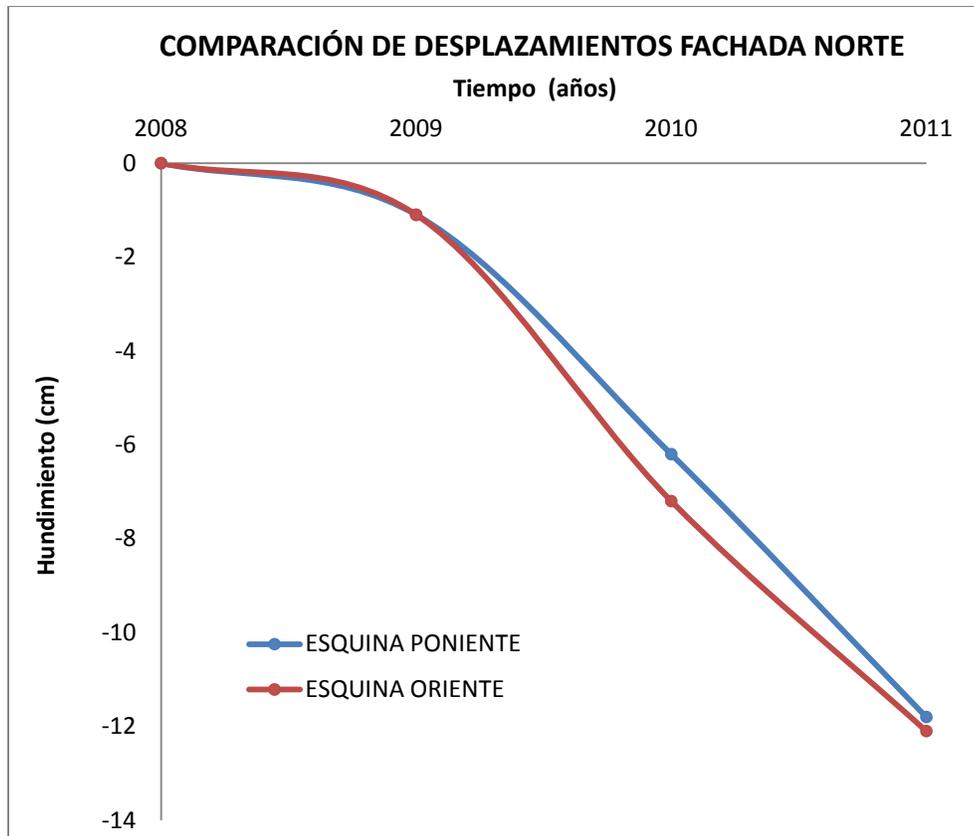


Figura 3.76 Hundimientos fachada norte edificio B

En la fachada norte (Figura 3.76) el mayor hundimiento lo presentó la esquina oriente. El hundimiento que alcanzó fue de 12.1 cm con una velocidad de 4.03 cm/año. La esquina poniente se hundió 11.8 cm a una velocidad de 3.9 cm/año. El movimiento del edificio se aprecia prácticamente uniforme, pues los hundimientos alcanzados son similares y lo hacen a velocidades parecidas, presentado mayores velocidades en su fachada norte.

EDIFICIO A ORIENTE

En la fachada sur (Figura 3.77) la esquina que más se hundió es la esquina oriente. Esta esquina en tres años acumuló 11.6 cm de hundimiento, mientras que la poniente se hundió 7.1 cm. La velocidad con la que la esquina oriente se hundió fue de 3.8 cm/año y la velocidad de la esquina poniente fue de 2.3 cm/año.

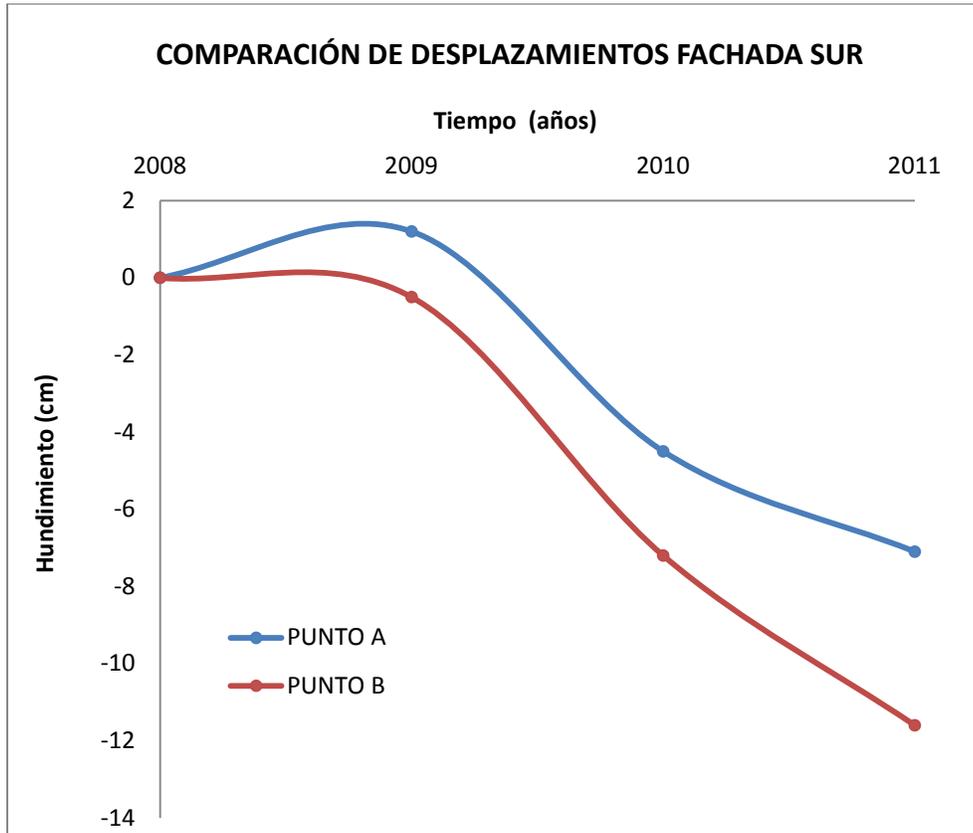


Figura 3.77 Hundimientos fachada sur edificio A Oriente

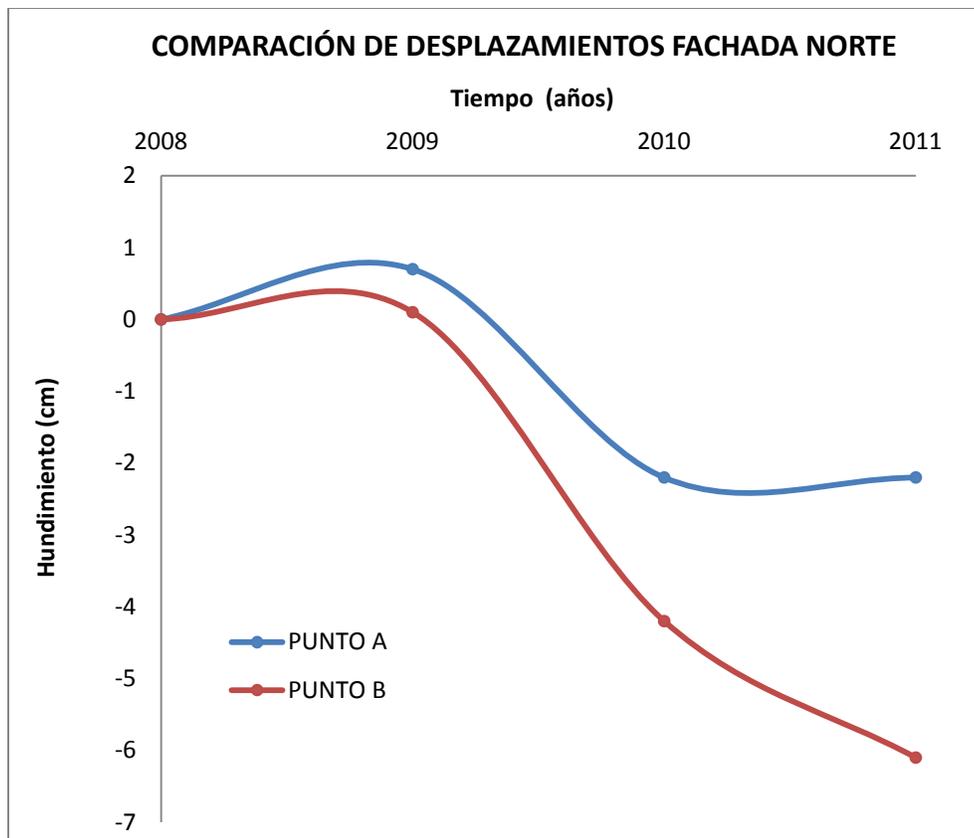


Figura 3.78 Hundimientos fachada norte edificio A Oriente

Al analizar la fachada norte también se detectó que la esquina que más se hundía era la oriente. El hundimiento acumulado fue de 6.1 cm, mientras que la esquina poniente 2.2 cm. La velocidad con la que la esquina oriente se hundió fue de 2.03 cm/año y la velocidad de la esquina poniente fue de 0.7 cm/año.

Después de analizar el movimiento de los edificios en las direcciones oriente y poniente se puede concluir que existe un mayor hundimiento en la sección oriente de todos los edificios que en el lado poniente. Finalmente se observa claramente un factor similar en todos los edificios, es que presentan un marcado hundimiento hacia el lado oriente. En la siguiente figura se muestra la velocidad con la que algunas de las esquinas de los edificios del CNSCT se hundieron de 2008 al 2011 (Figura 3.78).

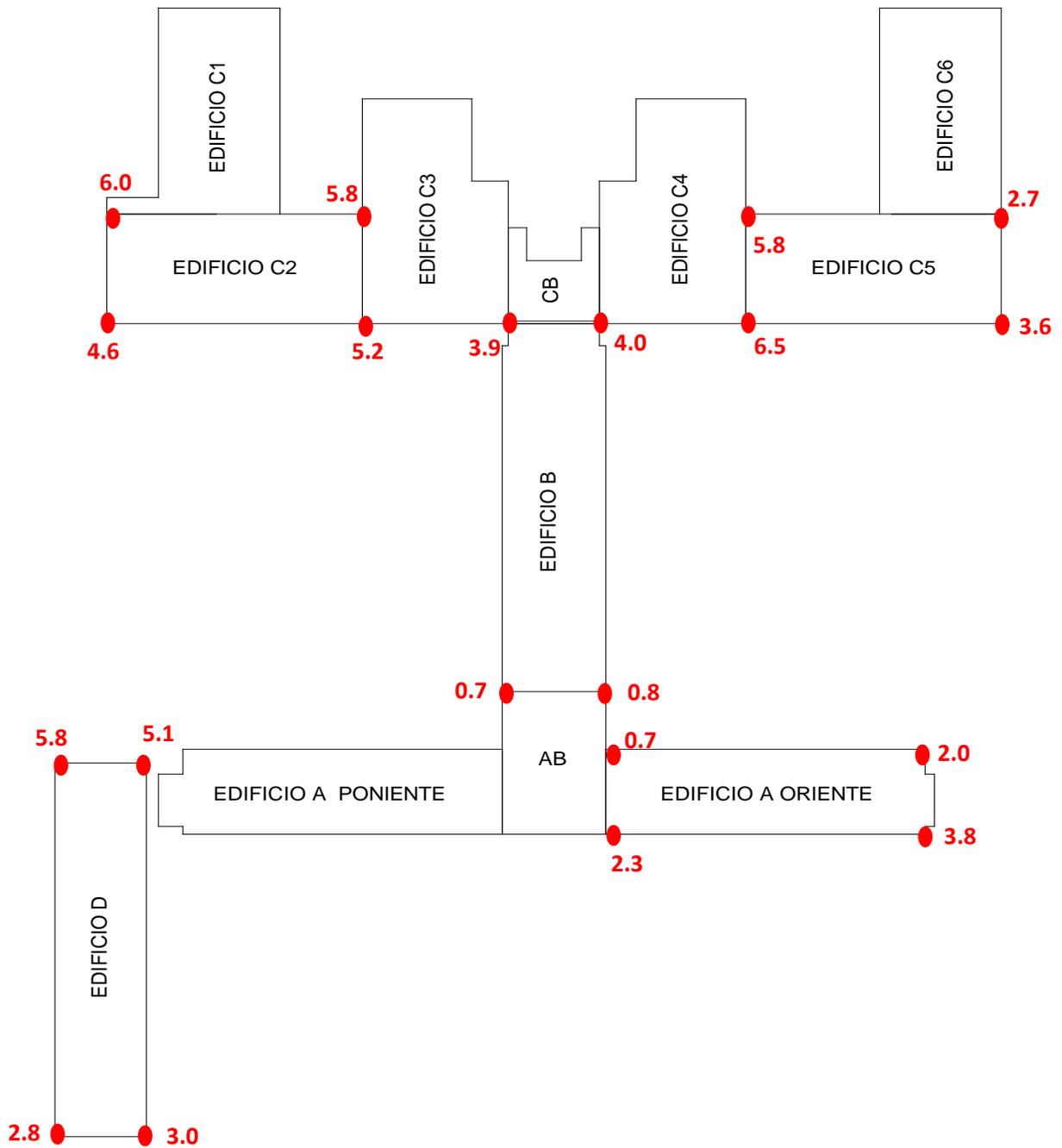


Figura 3.79 Velocidades de hundimiento de 2008 a 2011 presentadas en cm/año

Del análisis anterior se concluye que la tendencia de los edificios C es de hundirse con mayor velocidad hacia su fachada norte, al igual que el edificio B cuya velocidad de hundimiento hacia el norte es cuatro veces mayor que su velocidad de hundimiento hacia el sur. El edificio A oriente presenta mayores velocidades de asentamiento hacia su esquina suroriente. La compresibilidad del terreno también es diferente de poniente a oriente (aumenta de poniente a oriente) lo que se refleja en mayores hundimientos de los edificios en el lado oriente del predio.

Finalmente, se puede concluir que el terreno presenta heterogeneidad en su compresibilidad natural. Estas conclusiones no son diferentes de lo que se puede observar en campo al inspeccionar los edificios.

En la siguiente figura se presentan tres puntos representativos del comportamiento del terreno y de los edificios del CNSCT (Figura 3.80).

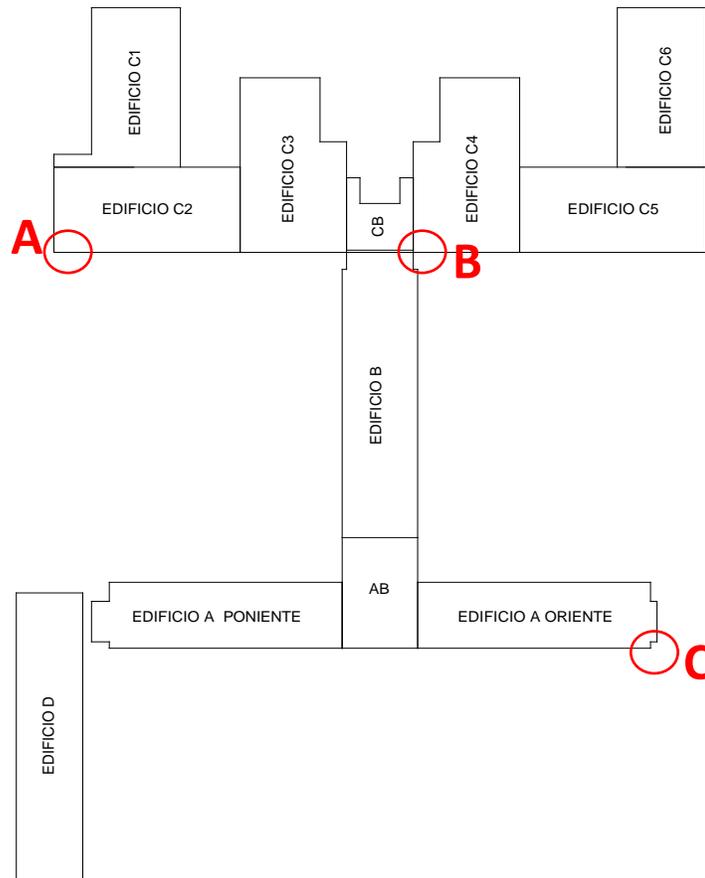


Figura 3.80 Puntos representativos de las diferentes compresibilidades del terreno del CNSCT

El punto A esta representando la zona del predio donde los hundimientos son menores, general los hundimientos en la zona poniente del predio, son de menor magnitud. Los puntos B y C representan la zona de mayor compresibilidad del predio que es la zona oriente.

A continuación se presentan algunos de los edificios del CNSCT con curvas de igual velocidad de asentamiento y vectores de inclinación determinados cualitativamente.



Figura 3. 81 Vectores de inclinación cualitativos, edificio C2

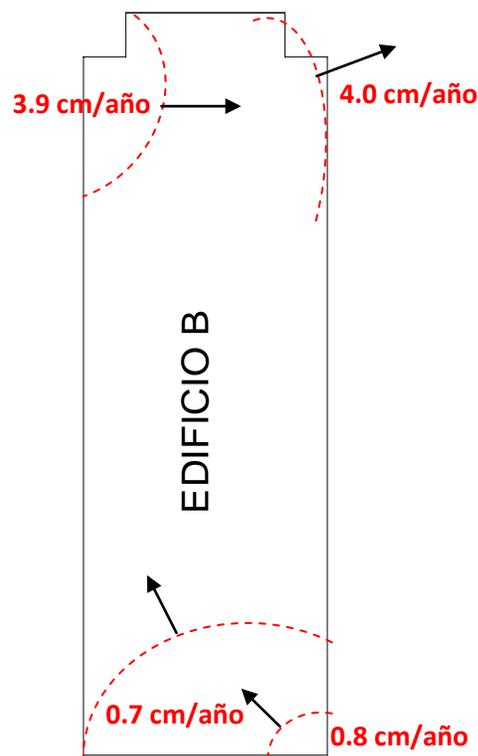


Figura 3. 82 Vectores de inclinación cualitativos, edificio B



Figura 3.83 Vectores de inclinación cualitativos, edificio A Oriente

En la siguiente figura se indica con flechas la dirección de la inclinación de algunos de los edificios del CNSCT.

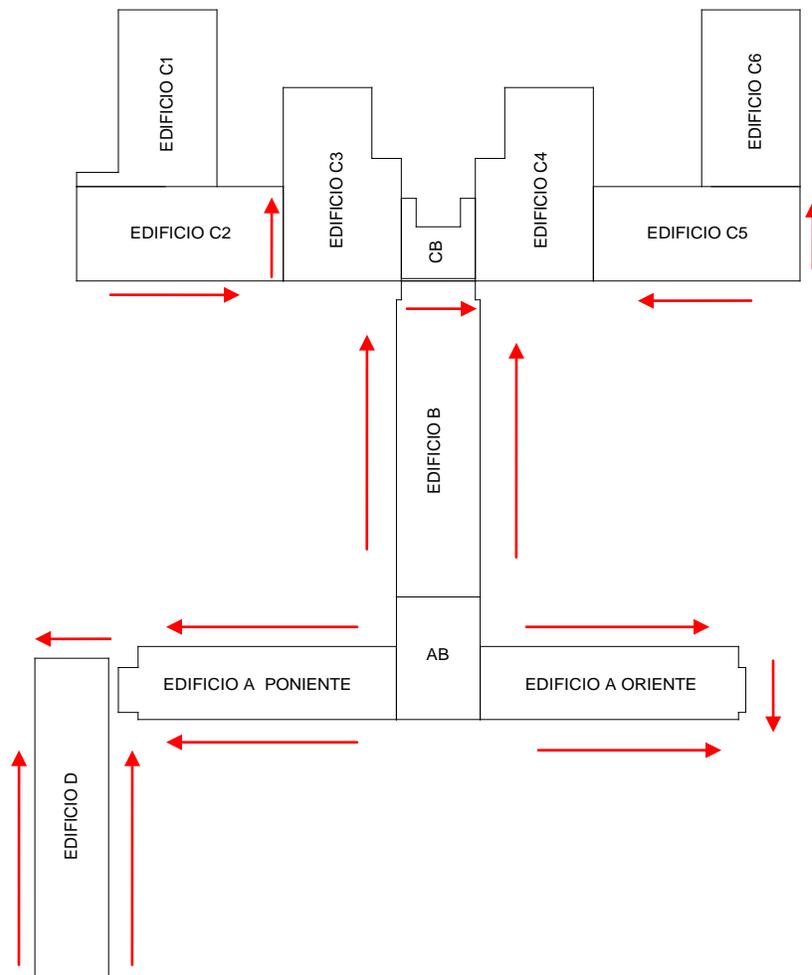


Figura 3. 84 Dirección de inclinación de algunos edificios del CNSCT

3.4 BOMBEO E INFILTRACIÓN DE AGUA PARA CONTROLAR HUNDIMIENTOS EN EL CNSCT

El Dr. Germán Figueroa evaluó la situación del CNSCT, localizando como zona más crítica por su hundimiento diferencial a la colindancia entre los edificios B y CB (Figueroa, 2006). Propuso un método para frenar la consolidación de la Formación Arcillosa Superior (FAS), que genera la mayor parte de los hundimientos en el sitio, por medio de un sistema de bombeo e inyección de agua. Además plantea que los efectos del hundimiento regional se verán contrarrestados al infiltrar agua en la capa dura. Para ello sugirió restituir las presiones intersticiales que tenía originalmente la FAS, inyectando agua por medio de pozos de infiltración. El agua para la inyección debe ser bombeada de los depósitos profundos.

Modeló este proceso con herramientas matemáticas y con ello determinó el número de pozos de bombeo e infiltración necesarios para ello. También calculó la evolución de los hundimientos y recuperaciones de hundimientos que inducirían el bombeo e inyección. El modelo permite seleccionar la combinación de gastos para cada uno de los pozos del sistema.

Pozos Tipo. Los pozos destinados al bombeo tienen como finalidad generar hundimientos adicionales a los existentes por la sobreexplotación del acuífero inferior y el objetivo de los pozos de infiltración es reducir o anular los abatimientos piezométricos presentes en la capa dura.

Los pozos de bombeo se conectaron al acuífero inferior; y alcanzan una profundidad de 60 m, mientras que los pozos destinados a la infiltración se instalaron en la capa dura a 40 m de profundidad. Se pretendía que los pozos de bombeo alimentaran a los de infiltración.

Figueroa distingue dos formas de aplicar su método las cuales se indican a continuación:

1. Aplicar inyección y bombeo a todo el predio del CNSCT para:
 - Frenar los hundimientos mediante la elevación de la presión de agua intersticial inyectando agua en pozos de infiltración sobre la capa dura.
 - Reducir gradualmente la inyección en algunos pozos
 - Con lo anterior, revertir o corregir los hundimientos diferenciales, bombeando agua de los mismos pozos de infiltración.
2. Inyectar selectivamente ciertas zonas del CNSCT para uniformar los hundimientos en el CNSCT lo cual se lograría:
 - Inyectando primero la zona norte del predio para frenar los hundimientos de los edificios C, la zona de Poniente del edificio A Poniente, la zona oriente del A Oriente y el edificio D.

- Transfiriendo agua al acuífero inferior una vez que se restituya la carga hidráulica de la FAS. Para ello se requiere profundizar los pozos y aprovechar el diferencial de cargas generado antes, provocando así hundimientos diferenciales correctivos a las estructuras, sin instalar otros equipos de bombeo.

Siguiendo cualquiera de las dos estrategias planteadas se requiere que el proceso de renivelación de los edificios suceda gradualmente. Para ello el gasto de infiltración puede suministrarse intermitente o permanentemente. Si el gasto se mantiene constante, debe estimarse el orden de magnitud del gasto mínimo necesario para suspender la consolidación de la FAS.

Comentarios

Observando la distribución piezométrica actual del CNSCT, conocida a partir de la campaña de exploración realizada en el sitio durante junio y julio del 2011, se detecta que:

- Del lado poniente y oriente del predio la piezometría llega a 37 m (en promedio) de profundidad con una presión de 1.18 ton/m².
- Es muy probable que entre los 38 m y 39 m de profundidad la presión de poro se encuentre completamente abatida.

Los registros piezométricos en el CNSCT indican que las presiones de poro se han abatido en gran medida. Parece difícil recuperarlas o al menos disminuir este abatimiento bajo las condiciones propuestas por Figueroa. A reserva de elaborar un estudio detallado, una alternativa para recuperar las presiones en el CNSCT implicaría el confinamiento del sitio con una barrera impermeable, como ya se ha considerado para otros lugares en el Centro Histórico de la Ciudad de México.

Además, de lograrse tal recuperación surge otra tarea igual o más complicada, que es la de mantener la presión recuperada pues existe evidencia de que el agua inyectada en los estratos permeables fluiría rápidamente a través de ellos en virtud del gradiente de presiones que existiría entre el punto de inyección y el resto del estrato permeable. Lo anterior se sustenta en un reporte del funcionamiento de uno de los pozos de prueba de infiltración (Figura 3.85). La gráfica permite ver que al inyectar agua a una profundidad aproximada de 27 m durante un periodo de seis horas con un gasto de 0.1 l/s, se eleva el nivel de agua 4 m como máximo. Cuando se suspende la infiltración de agua, en 45 minutos se pierde el nivel de agua (4 m) que se había elevado durante la inyección.

PRUEBA DE INFILTRACIÓN POZO No. 10

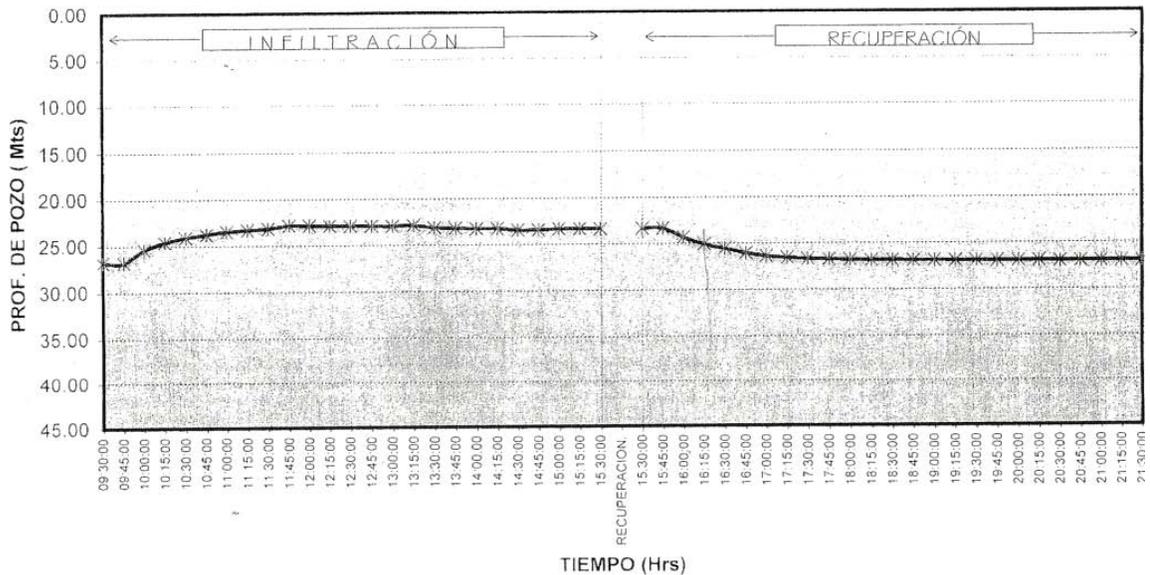


Figura 3.85 Comportamiento del pozo de prueba número diez

No se sabe con certeza el tiempo de operación del sistema de inyección y bombeo instalado en el CNSCT, de acuerdo a comentarios recibidos se cree que la operación se realizó durante doce meses. Al parecer no se cuenta con evidencias instrumentales con resultados bajo los cuales pudiera evaluarse el funcionamiento de los pozos, que al parecer fueron únicamente de infiltración, además el tiempo que al parecer duró la operación del sistema, no fue el tiempo suficiente para evaluar su funcionamiento debidamente.

También debe señalarse que en los estudios del Dr. Figueroa no se considera el efecto del bombeo e inyección del agua en las construcciones vecinas pues tampoco se señala su área o zona de influencia.

Finalmente, es importante analizar la seguridad y estabilidad de las cimentaciones al modificar el estado de esfuerzos de la FAS, si se lograra infiltrar agua, pues implicaría reducciones en los esfuerzos efectivos.

CAPÍTULO 4

4 MODELO ANALÍTICO

El fenómeno de consolidación ha sido un tema muy estudiado dentro de la mecánica de suelos. A lo largo de los años se han empleado diferentes enfoques para analizarlo sin llegar a una teoría aceptada unánimemente por todos los especialistas.

Ossa (2004), desarrolló el programa IINCON, con el objetivo de contar con una herramienta que reproduzca el fenómeno de consolidación. El programa fue construido a través del lenguaje MATLAB y permite resolver un sistema de ecuaciones diferenciales no lineal, como la ecuación general de consolidación (4.1), a través del método de diferencias finitas.

$$C_v \frac{\partial u^2}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (4.1)$$

El modelo se basa en los conceptos desarrollados por Yin y Graham (1994 – 1996), el cual considera al suelo como un medio filtrante y de características elásticas, plásticas y viscosas, es conocido como elasto – viscoplástico (EVP).

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

El enfoque bajo el cual se estudia el sitio CNSCT considera al fenómeno de consolidación como un proceso generado por un cambio en el estado inicial de esfuerzos efectivos del suelo debido a la disminución de la presión de poro ocasionada por el bombeo de agua en el acuífero. Como consecuencia ocurre una disminución de volumen debida a la disipación de la presión de poro hasta alcanzar un valor nulo o cercano a cero. Existe otro efecto que consiste en la acumulación de deformaciones adicionales después de que se ha disipado por completo la presión de poro. Ambos efectos suceden simultáneamente en el suelo sometido a consolidación (Marsal 1961, Bjerrum 1967, Zeevaert 1967, Larsson 1986, Lerouel 1988, Martins et al. 1985). El programa IINCON es aplicable solamente para predecir asentamientos para suelos normalmente consolidados o cercanos a esa condición (suelos ligeramente preconsolidados).

4.1.1 Definición de parámetros κ , λ , ψ

El programa IINCON involucra parámetros que pueden obtenerse mediante una prueba de odómetro o de resultados de pruebas triaxiales en las que se hayan calculado los parámetros de deformabilidad del suelo bajo la teoría del Estado Crítico (λ , κ y ψ). Para ello se deben determinar los parámetros que describan etapa por etapa del fenómeno de consolidación (Figura 4.1). En general, es necesario determinar tres parámetros que representan las pendientes de tres líneas en las que se idealiza el comportamiento de un suelo que es sometido a consolidación, que son:

Línea instantánea. Se conoce como línea de recompresión o de descarga. Describe la rigidez del suelo dentro del dominio de deformaciones elásticas, en donde el tiempo no es un factor determinante y la pendiente de esta línea está dada por la relación κ/v_0 . Las deformaciones registradas se deben principalmente a una disminución de volumen debida a la disipación de la presión de poro y en menor proporción a la viscosidad del suelo (Figura 4.2).

Línea de tiempo. La pendiente de esta línea está dada por la relación λ/v_0 . Se trata de la línea esfuerzo-deformación en el rango normalmente consolidado para cualquier velocidad de deformación constante. Se le denomina línea de referencia a aquella línea de tiempo que le corresponde un tiempo equivalente $t_e=0$, a partir de ella se podrán calcular las deformaciones del suelo para los tiempos $t \neq t_e$. Las líneas de tiempo representan las deformaciones debidas a la disipación de la presión de poro y a las propiedades viscosas del suelo (Figura 4.3)

Línea de compresión diferida. De la curva de consolidación se obtiene la relación ψ/v_0 , la cual representa la pendiente de la línea de compresión diferida, en la que las deformaciones se deben únicamente a las propiedades viscosas del suelo (Figura 4.4)

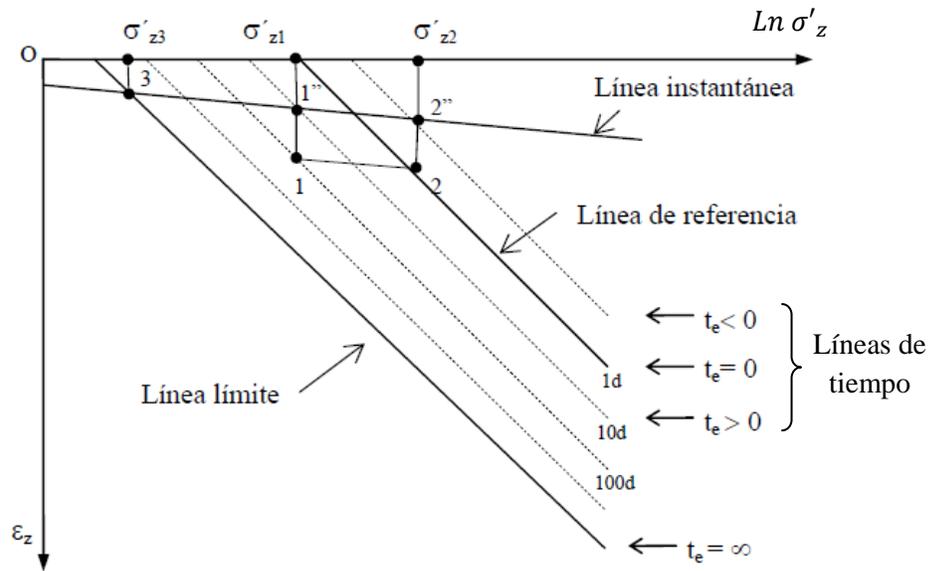


Figura 4.1 Representación gráfica del modelo EVP (Ossa, 2004)

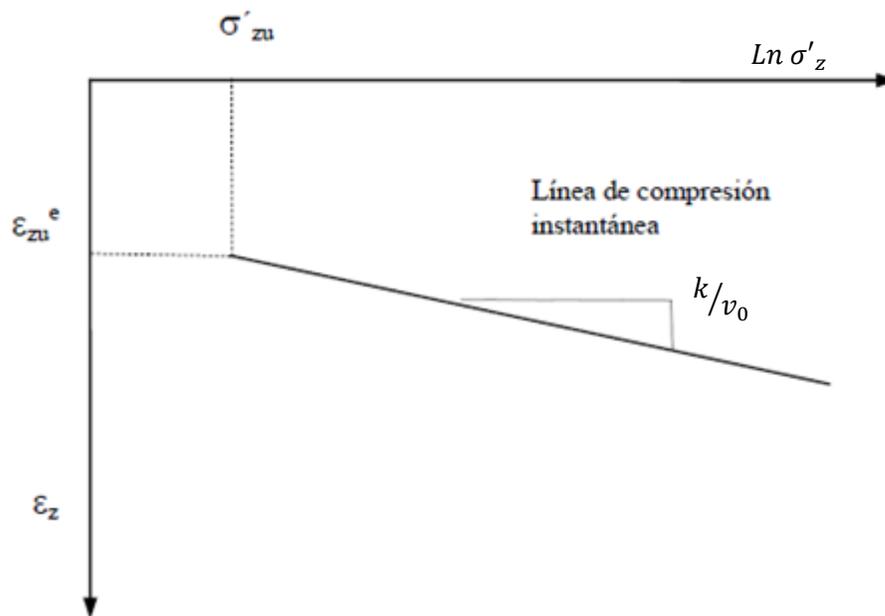


Figura 4.2 Localización de la línea instantánea (Ossa, 2004)

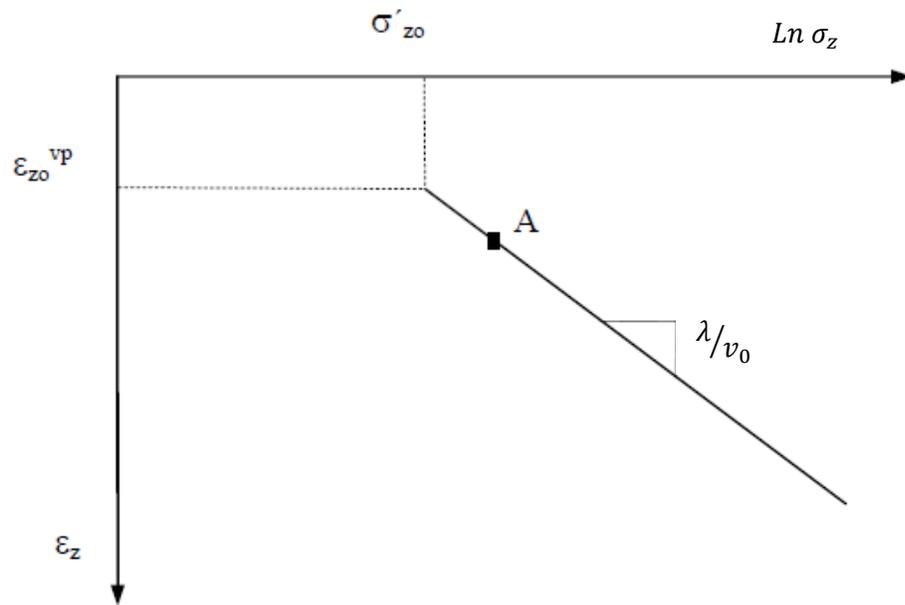


Figura 4.3 Localización de la línea de referencia (Ossa, 2004)

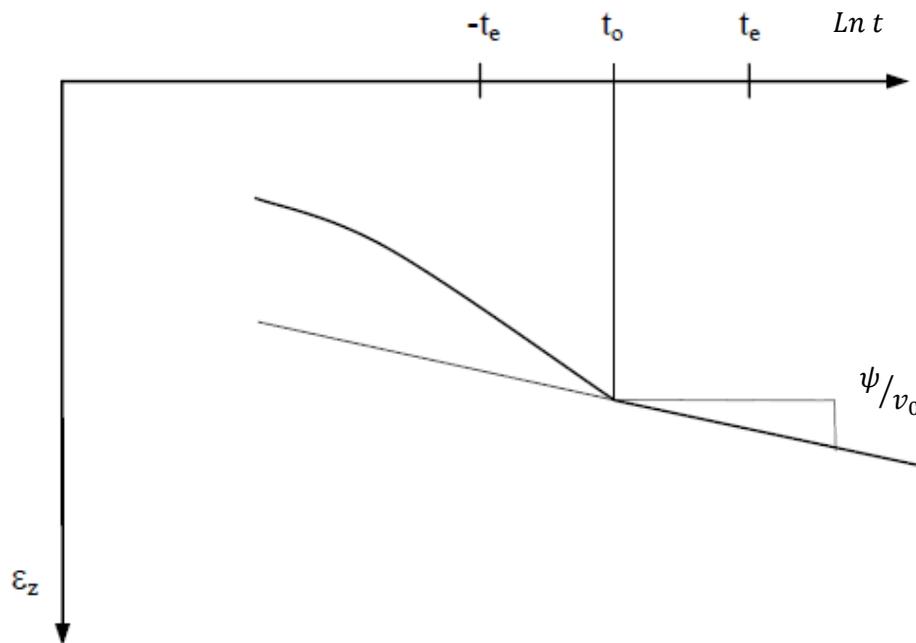


Figura 4.4 Localización de la línea de compresión diferida (Ossa, 2004)

Para obtener los parámetros del modelo EVP, se emplearon las curvas de compresibilidad obtenidas de las pruebas odométricas realizadas a las muestras extraídas del sitio durante el periodo de exploración.

La curva de compresibilidad se construye usualmente graficando el cambio en la relación de vacíos (e_0) en el lado de las ordenadas y el logaritmo en base diez del esfuerzo aplicado ($\log \sigma'_z$) en las abscisas (Figura 4.5), sin embargo para el modelo EVP se requiere que la curva de compresibilidad se grafique en escala $\text{Ln} \sigma'_z$ vs $\varepsilon\%$.

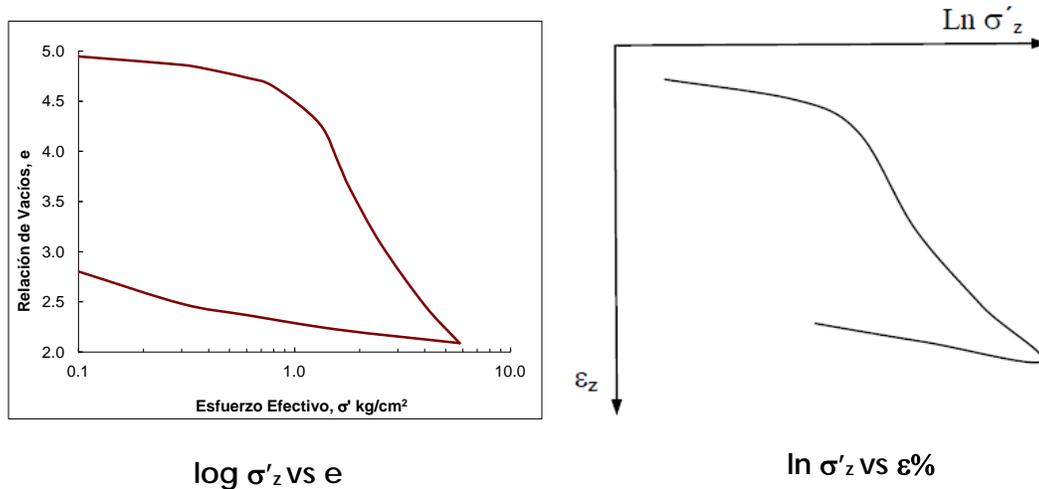


Figura 4.5 Curvas de compresibilidad en diferentes unidades de medida

Los valores leídos directamente de las graficas $\text{Ln} \sigma'_z$ vs $\varepsilon\%$ (κ/v_0 , λ/v_0 y ψ/v_0) están divididos entre el "volumen inicial" ($v_0 = e_0 + 1$), por lo que será necesario multiplicar los valores de las pendientes obtenidos por el valor de v_0 para obtener los parámetros κ , λ , ψ .

4.1.2 Condición inicial y de frontera

Para el cálculo de asentamientos se debe establecer la condición inicial la presión de poro en el estrato de arcilla compresible en estudio. Para ejemplificar el procedimiento de obtención, se presenta la distribución piezométrica de la FAS correspondiente al sitio 1 del año 1985 (Figura 4.6).

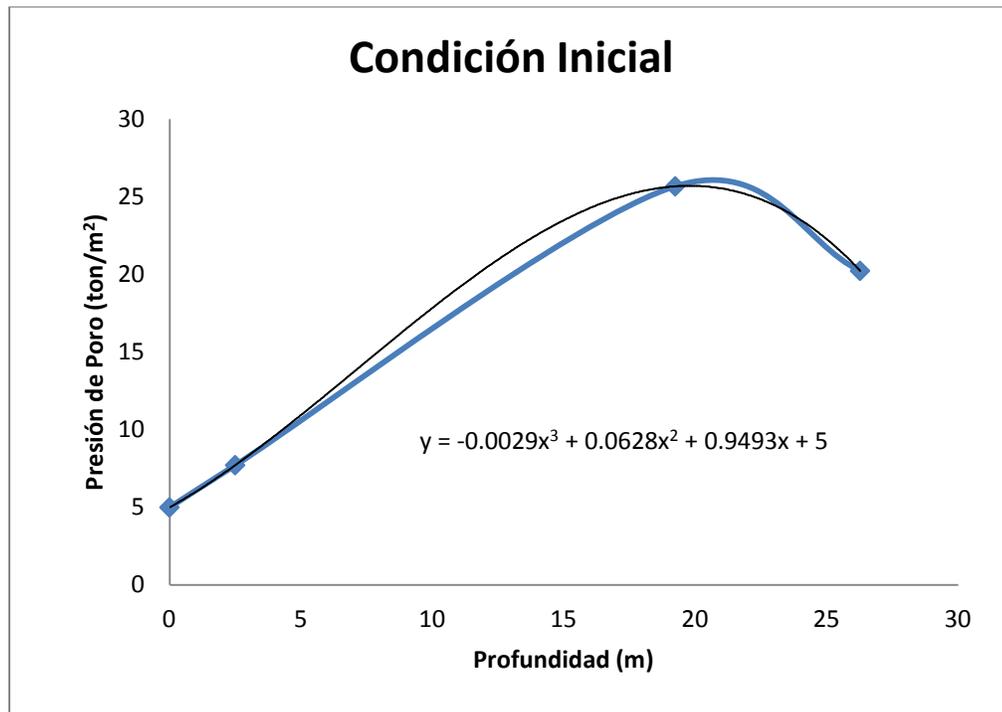


Figura 4.6 Distribución inicial de presión de poro, 1985

Una vez elegida la distribución inicial de presiones de poro es necesario determinar la ecuación de la línea de tendencia que describa la distribución de presión de poro graficada. La ecuación que la defina debe ser polinomial y los coeficientes son los valores de a_{n+1} que se introducen en el programa.

El estrato de arcilla es analizado como un depósito doblemente drenado, por lo que se requiere determinar la velocidad con la que se abaten las presiones de poro en las fronteras superior (v_s) e inferior (v_i) del estrato, en este caso de la FAS o de la FAI. Para calcularlas las velocidades de abatimiento en los extremos del estrato compresible, es necesario contar con distribuciones piezométricas de distintos años; en el caso del CNSCT se cuenta con piezometrías de 1985, 1986, 1988 y 2011.

Para calcular el valor de v_s se grafican las presiones que se encuentran a la profundidad en la que comienza el estrato arcilloso (Frontera Superior) de cada registro piezométrico con los que se cuenta. La pendiente de la línea de tendencia representa el valor de v_s (Figura 4.7).

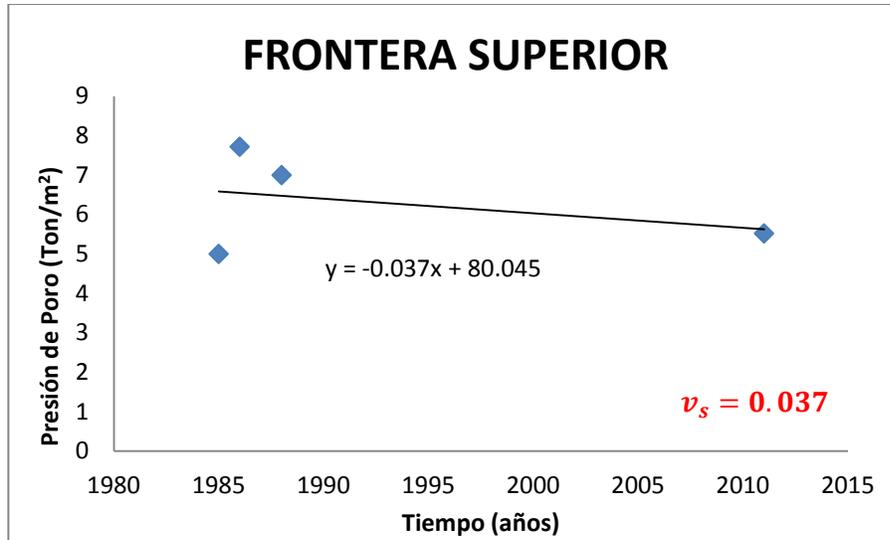


Figura 4.7 Frontera superior

Para calcular v_i deben graficarse las presiones que existen a la profundidad de la frontera inferior del estrato arcilloso con el estrato permeable, la pendiente de la línea de tendencia representará el valor de la velocidad inferior (Figura 4.8). El signo con el que aparece la pendiente en la ecuación no se considera, las velocidades superior e inferior se toman en valor absoluto.

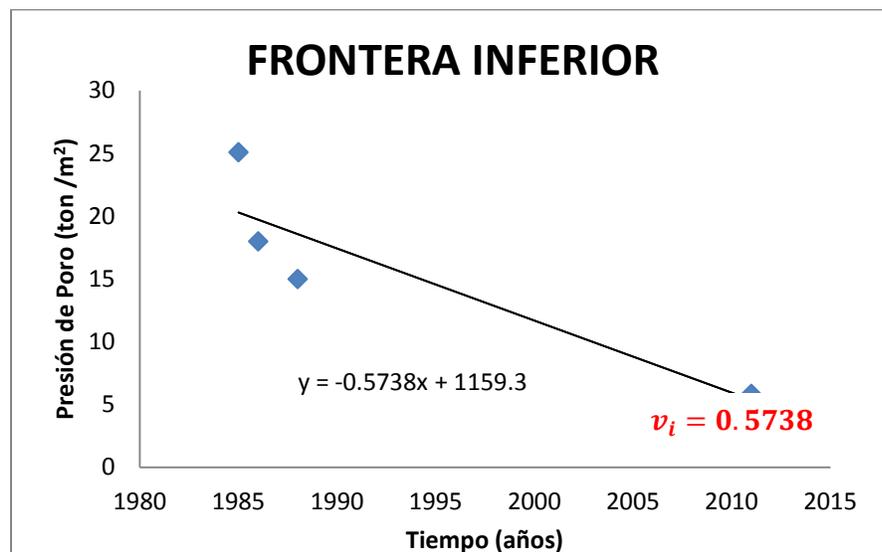


Figura 4.8 Frontera inferior

Las graficas anteriores y los valores de las velocidades indican que existe una mayor facilidad para disiparse la presión de poro en la frontera inferior del estrato de arcilla que en la frontera superior.

Conocida la distribución inicial de las presiones de poro y la evolución de las presiones de poro en los extremos del estrato, es posible resolver simultáneamente las ecuaciones 4.2 y 4.3 lo que lleva a la determinación del abatimiento de la presión de poro y de las deformaciones del suelo durante el proceso de consolidación.

$$c_{ve} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \quad (4.2)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = -m_{ve} \frac{\partial u}{\partial t} + g(u, \varepsilon_z) \quad (4.3)$$

4.1.3 Determinación de los valores de κ , λ y ψ para el CNSCT

Para el cálculo de asentamientos futuros en el CNSCT, se considera que la Formación Arcillosa Superior (FAS) y la Formación Arcillosa Inferior (FAI) representan cada una un estrato impermeable; el relleno superficial y la primera capa dura serán las fronteras permeables de la FAS, superior e inferior respectivamente, y para la FAI la primera capa dura como frontera superior y los depósitos profundos como su frontera inferior. Lo que se reproducirá a través del programa IINCON es el hundimiento regional que tiene lugar en el sitio, considerando a contribución de la FAS y de la FAI.

En el predio el espesor del relleno superficial varía de 4 m a 7 m y en consecuencia el espesor de la FAS puede considerarse constante a través de todo el predio. Para fines de los análisis efectuados aquí, la configuración de los substratos para el sitio 1 de la FAS quedó según se ilustra en la Figura 4.9 y la configuración de la FAI en la figura 4.10. Las propiedades indicadas en la Tabla 4.1 corresponden a las propiedades asignadas a la FAS y las de la FAI en la tabla 4.2.

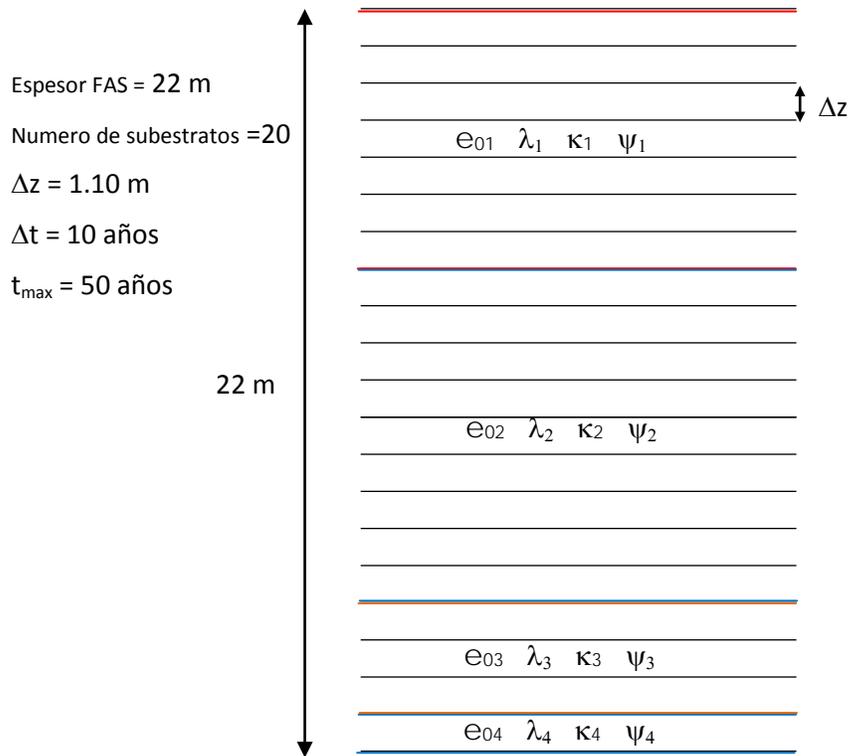


Figura 4.9 División de la FAS en substratos

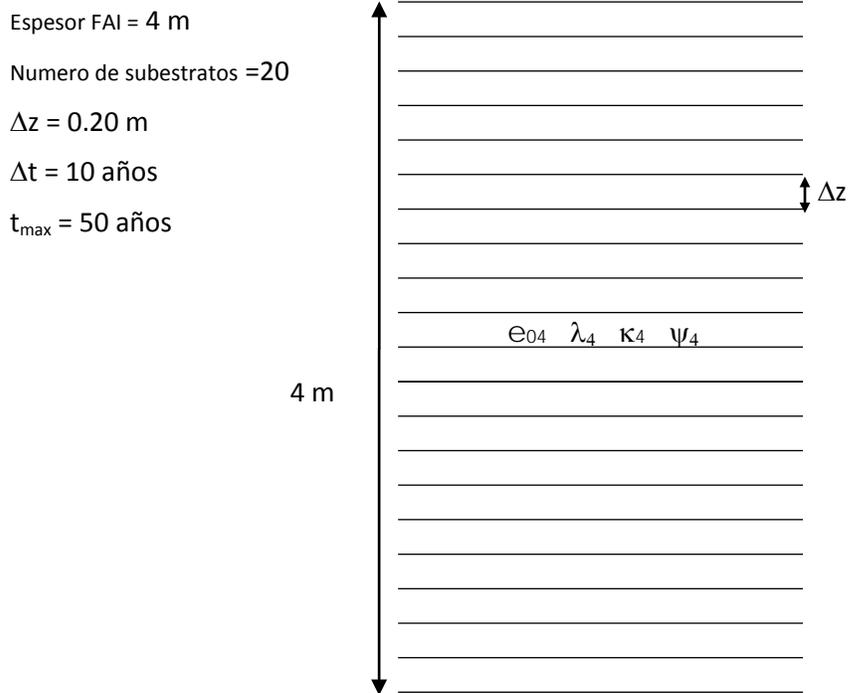


Figura 4.10 División de la FAI en substratos

Tabla 4.1 Tabla de propiedades de los sustratos de la FAS

Nº DE SUBSTRATO	Z PROFUNDIDAD (m)	ϵ_0	κ	λ	ψ	k (m/min)
1	9.55	6.370	0.148	2.142	0.079	8.0E-05
2	10.60	6.370	0.148	2.142	0.079	8.0E-05
3	11.65	6.370	0.148	2.142	0.079	8.0E-05
4	12.70	6.370	0.148	2.142	0.079	8.0E-05
5	13.75	6.370	0.148	2.142	0.079	8.0E-05
6	14.80	6.370	0.148	2.142	0.079	8.0E-05
7	15.85	6.370	0.148	2.142	0.079	8.0E-05
8	16.90	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
9	17.95	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
10	19.00	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
11	20.05	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
12	21.10	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
13	22.15	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
14	23.20	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
15	24.25	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
16	25.30	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
17	26.35	1.942	0.006	0.799	0.003	6.0E-05
18	27.40	1.942	0.006	0.799	0.003	6.0E-05
19	28.45	1.942	0.006	0.799	0.003	6.0E-05
20	29.50	3.570	0.092	1.130	0.041	6.0E-05

Tabla 4.2 Tabla de propiedades de los sustratos de la FAI

N° DE SUBSTRATO	Z PROFUNDIDAD (m)	e_0	κ	λ	ψ	k (m/min)
1	34.20	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
2	34.40	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
3	34.60	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
4	34.80	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
5	35.00	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
6	35.20	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
7	35.40	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
8	35.60	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
9	35.80	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
10	36.00	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
11	36.20	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
12	36.40	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
13	36.60	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
14	36.80	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
15	37.00	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
16	37.20	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
17	37.40	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
18	37.60	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
19	37.80	3.570	0.092	1.130	0.041	7.0E-05
20	38.00	3.570	0.092	1.130	0.041	6.0E-05

Los parámetros asignados a los subestratos del sitio 1 se obtuvieron de las muestras extraídas en ese sitio. A los primeros dos subestratos se asignaron los parámetros de la muestra a 10.05 m, a los subestratos 3 a 6 se les asignó los parámetros de la muestra a 12.30 m de profundidad y finalmente a los subestratos del siete al veinte los parámetros de la muestra a 19.60 m de profundidad. A una profundidad de 25 a 28 m de acuerdo a la estratigrafía del sitio 1 se detecta un lente de limo gris olivo con arena fina negra, con un contenido de agua promedio de 76 % y una relación de vacíos de 1.942 lo que provoca cambios drásticos en los valores de los parámetros de κ , λ , y ψ a esa profundidad. En la tabla 4.3 se pueden consultar el número de subestratos que forman los estratos de la FAS en el sitio 1.

Las propiedades con las que se caracterizó la FAI se tomaron de los subestratos inferiores del sitio 1 (De 27m a 29 m de profundidad).

Tabla 4.3 Descripción de los subestratos

Número de Subestratos	Descripción General	w % Promedio
1 y 2	Arcilla café olivo a rojiza	325
3 al 6	Arcilla café olivo con lentes de ceniza volcánica y microfósiles	257
7 al 16	Arcilla gris a café olivo oscuro y rojizo con ceniza y vidrio volcánico y microfósiles	208
17 al 19	Intercalación de limo gris olivo con arena fina negra y arcilla café olivo oscuro y rojizo con microfósiles, ceniza y vidrio volcánico	76
20	Arcilla gris olivo con lente de ceniza volcánica	240

Los parámetros κ y λ de los sitios 1 y 2 se obtuvieron procesando las curvas de compresibilidad según se indica en el punto 4.1.1 de este mismo capítulo. Los subestratos de estos dos sitios se pudieron caracterizar perfectamente tanto en compresibilidad como en características de disipación de poro a partir de la información recolectada durante la campaña de exploración geotécnica.

Del sitio 3 también se tuvieron resultados de pruebas de compresibilidad, pero se presentaron diferencias en los valores de λ y κ obtenidos que no eran característicos de un suelo arcilloso, esto llevó a verificar la estratigrafía del sitio 3 detectando que las muestras extraídas en ese sondeo a 12.40 m y 20.40 m de profundidad pertenecían a lentes de limo que se encuentran intercalados en la Formación Arcillosa Superior. Ante tal situación y

observando la similitud y los valores de la resistencia por punta en la estratigrafía del sitio 3 con el sitio 2, los valores de λ y κ del sitio 2 se asignaron al sitio 3.

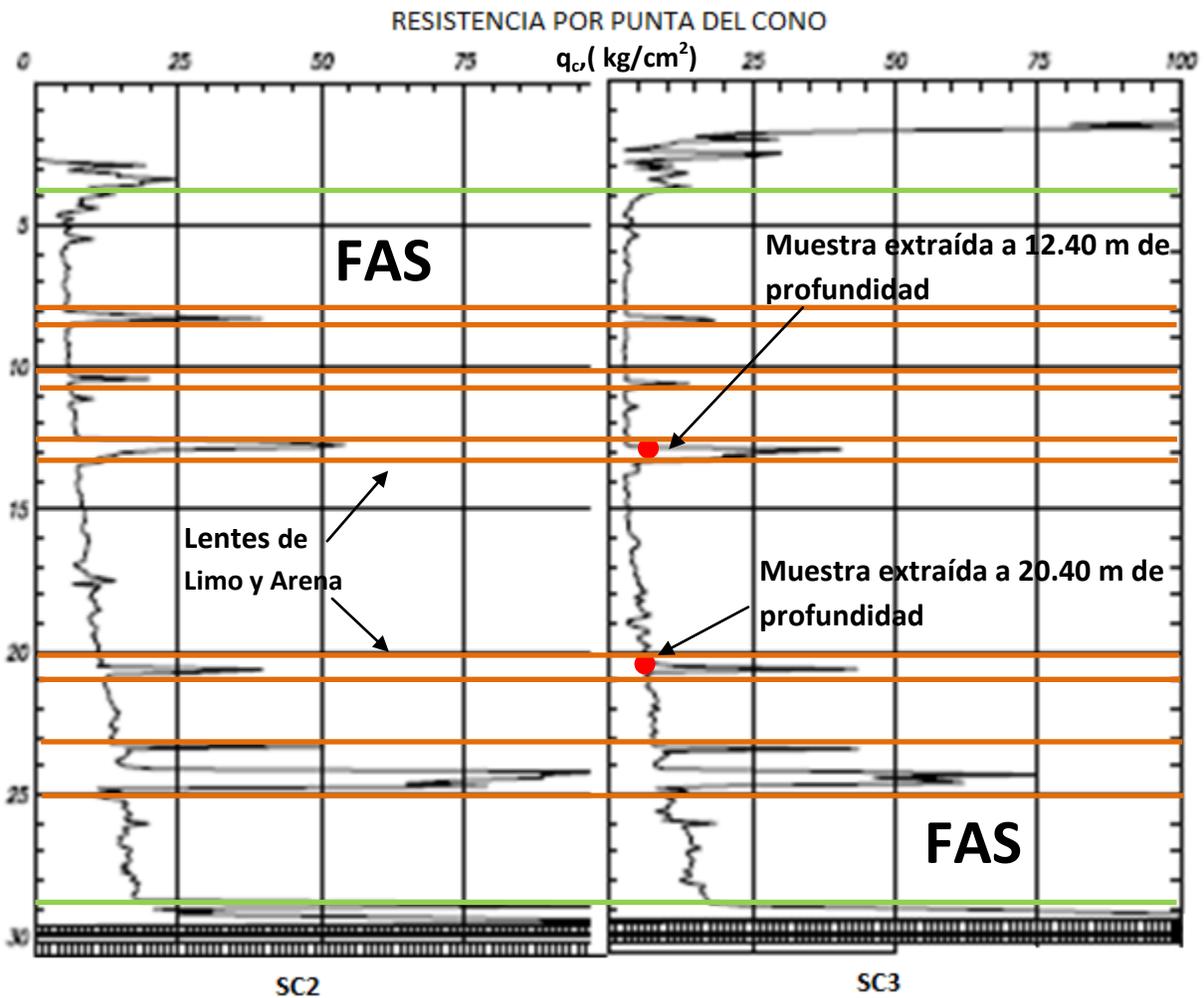


Figura 4.11 Perfil estratigráfico de la FAS en el sitio 2 y 3

Al no contar con la serie de curvas de consolidación en las que se basaron las curvas de compresibilidad, el valor de ψ se determinó mediante estimaciones, a partir de los parámetros presentados por Ossa (2004). De los parámetros ya calibrados se detectó que el valor de ψ era aproximadamente la mitad del valor de κ , cabe mencionar que de acuerdo a Budhu (2000) el valor de la relación ψ/λ no debe pasar del rango de 0.01 a 0.07.

Las estimaciones de ψ para los sitios estudiados se realizaron cuidando que su valor fuera aproximadamente la mitad de κ y que su relación con λ cayera dentro del rango de 0.01 a 0.07.

Muni Budhu (2000) presenta que la relación empírica de C_α/C_c varía en un rango de 0.01 y 0.07, para justificar la aplicación de esa relación a los valores de ψ y λ se presenta la siguiente relación de parámetros de compresibilidad (Fórmulas 4.4 a 4.9):

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (4.4) \quad \psi/v_0 = \frac{\frac{\Delta e}{1+e_0}}{\Delta \ln t} \quad (4.5)$$

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \quad (4.6) \quad \lambda/v_0 = \frac{\frac{\Delta e}{1+e_0}}{\Delta \ln \sigma} \quad (4.7)$$

Relacionando C_α con C_c y ψ con λ se obtiene que:

$$\frac{C_\alpha}{C_c} = \frac{\Delta \log \sigma}{\Delta \log t} \quad (4.8) \quad \frac{\psi}{\lambda} = \frac{\Delta \ln \sigma}{\Delta \ln t} \quad (4.9)$$

De lo anterior se observa que los factores de los que dependen las ecuaciones 4.8 y 4.9 son los mismos, por lo que el rango de variación de la relación empírica de ψ/λ puede ser también el mismo que para C_α/C_c .

En el modelo EVP, el equivalente al coeficiente de consolidación secundaria (C_α) en un sistema de ejes coordenados $\varepsilon\%$ vs $\ln t$ es ψ/v_0 y para C_c el equivalente es λ/v_0 .

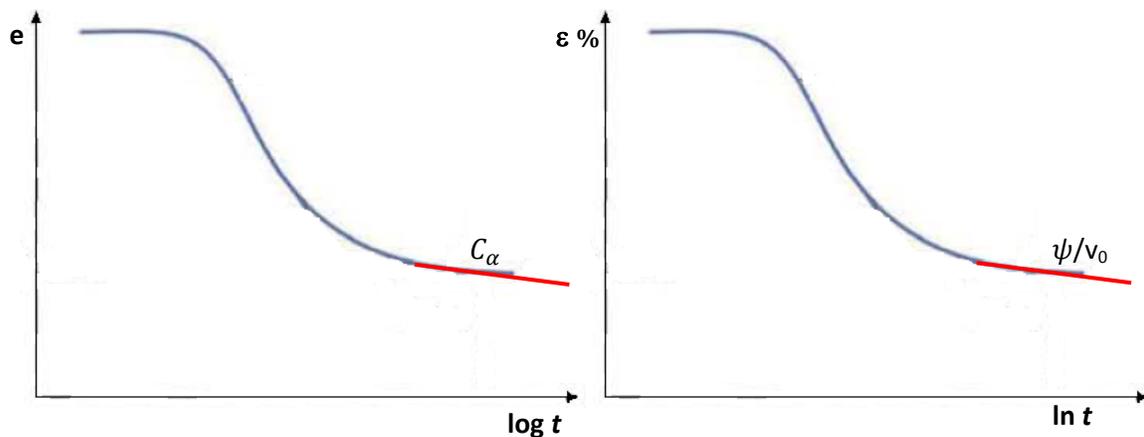


Figura 4.12 Igualdad entre coeficiente C_α y ψ/v_0

Como se ha mencionado, en el suelo se presentan cambios en sus propiedades y los espesores de los estratos arcillosos se reducen por hundimiento regional con el paso de los años. En los sitios 5, 6, 7 y 8 (Figura 4.13) se tienen sondeos de cono eléctrico realizados en 1985 y 2004, careciendo de registro del 2011, por lo tanto para utilizar dichos sondeos en el análisis de asentamiento, se estimó la variación de la profundidad de los estratos y el cambio en su peso específico.

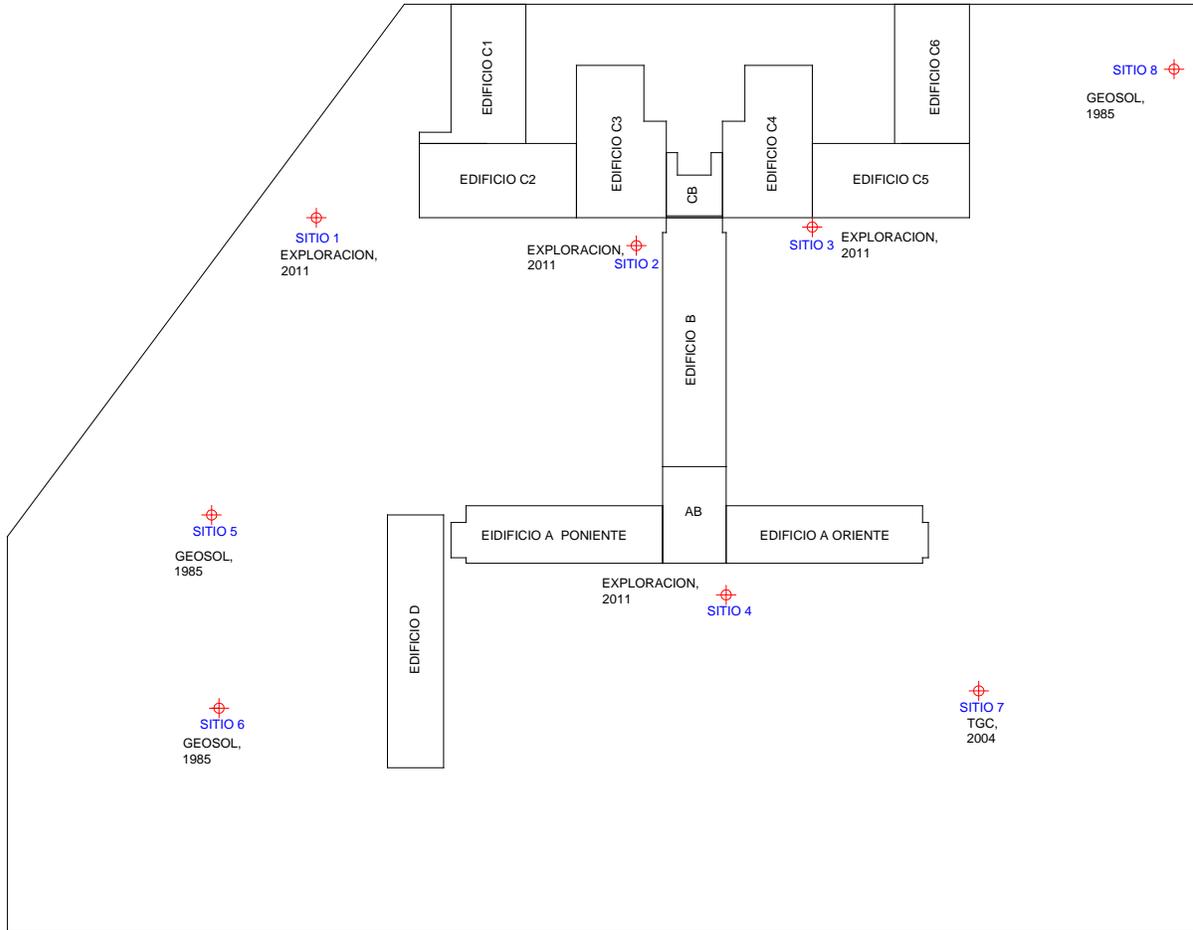


Figura 4.13 Puntos estudiados del terreno del CNSCT

Para calcular la variación de las profundidades de los estratos es necesario elegir un sitio que haya sido estudiado de 1985 al 2011, es decir, un sitio que cuente con sondeos de cono eléctrico que cubran ese periodo de tiempo, en este caso del sitio 1 tienen sondeos de 1985, 2000 y 2011, por lo cual es el sitio ideal para determinar la tendencia de variación de la profundidad de los estratos.

El primer paso es identificar los estratos en el sondeo de cono eléctrico de 1985 e identificar con un punto el inicio y final de cada uno de los estratos que formen el perfil estratigráfico del sitio (Figura 4.14).

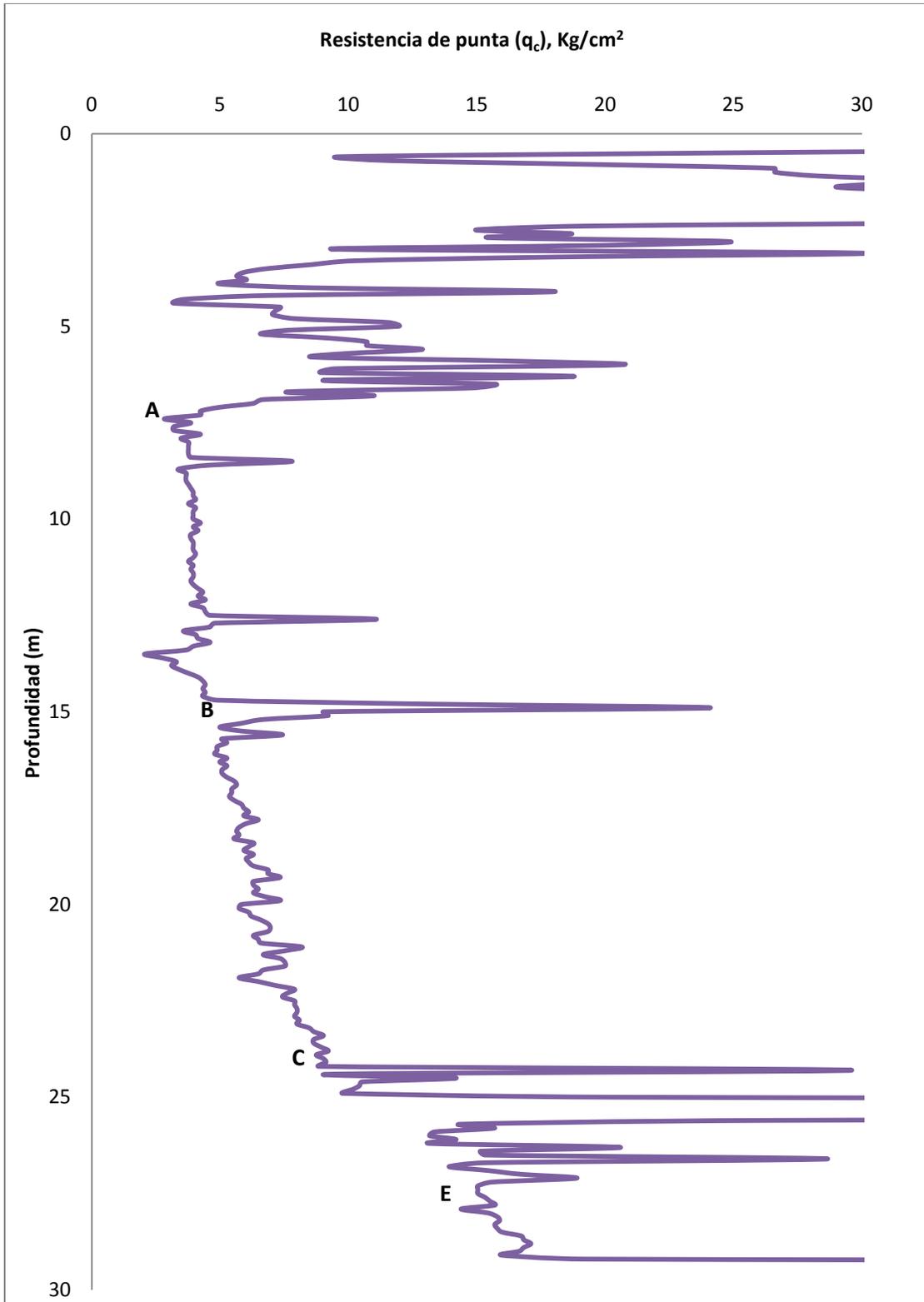


Figura 4.14 Puntos representativos del perfil estratigráfico del sitio 1

Después de identificar los puntos representativos del perfil se mide la profundidad a la que cada uno de estos se encuentra. Esto mismo se hace con los sondeos de cono eléctrico del 2000 y 2011. Los valores de las profundidades de los puntos se presentan en una tabla como la siguiente:

Tabla 4.4 Variación de las profundidades de 1985 a 2011

PUNTO	Profundidad 1985	Profundidad 2000	Profundidad 2011
A	7.65	6.95	6.75
B	15.15	14.37	14.72
C	24.84	24.14	24.07
D	28.59	27.03	26.85
E	30.94	29.22	29

Lo que se necesita es determinar un factor de conversión que represente la tendencia de variación de la profundidad de 1985 al 2011. Para determinarlo es necesario normalizar los valores de las profundidades de la tabla 4.4, dividiéndolas entre su valor inicial. Los factores obtenidos son los siguientes:

Tabla 4.5 Factores de conversión de profundidades

PUNTO	Profundidad 1985	Profundidad 2000	Profundidad 2011
A	1	0.908	0.882
B	1	0.949	0.972
C	1	0.972	0.969
D	1	0.945	0.939
E	1	0.944	0.937

Los factores de la tabla anterior permitirán conocer la profundidad de los puntos característicos de los perfiles estratigráficos de los conos de 1985 de los sitio 5, 6 y 8 en el 2011. Por ejemplo:

El punto A del sitio 5 tiene una profundidad de 5 m en 1985, al multiplicar ese valor por el factor de conversión correspondiente a ese mismo punto A del sitio 1 para el 2011 que es 0.882, se obtiene el valor de la profundidad del punto A del sitio 5 en el 2011 que será 4.41m.

El procedimiento anterior es una forma práctica de considerar los efectos del hundimiento regional en el sitio. Otra forma de considerar tales efectos es empleando correlaciones para obtener el valor de λ a partir de la resistencia a la penetración del cono (q_c) obtenida de un sondeo de cono eléctrico (Romo, 2000) o a partir del límite líquido y contenido de agua (Ovando, 2011). Seguir dicho camino resultaría práctico de no contarse con pruebas de compresibilidad, si se presenta esa situación es necesario calcular el cambio en la resistencia a la penetración del cono de los sondeos de 1985 al 2011 siguiendo el mismo procedimiento empleado para conocer la variación de las profundidades de los estratos.

Los sitios 4, 5, 6, 7 y 8 no cuentan con pruebas de compresibilidad a partir de las cuales se puedan determinar los parámetros κ y λ . Para caracterizar el suelo de esos sitios se observaron los perfiles estratigráficos y se compararon con los perfiles de los sondeos 1 y 2 para determinar la similitud entre las estratigrafías de dichos sitios, esta acción se justifica por la homogeneidad del sitio y la relativa cercanía de los puntos estudiados. Los parámetros del sitio 1 fueron asignados a las de los sitios 5 y 6, los parámetros del sitio 2 fueron asignados a los sitios 3, 4, 7 y 8.

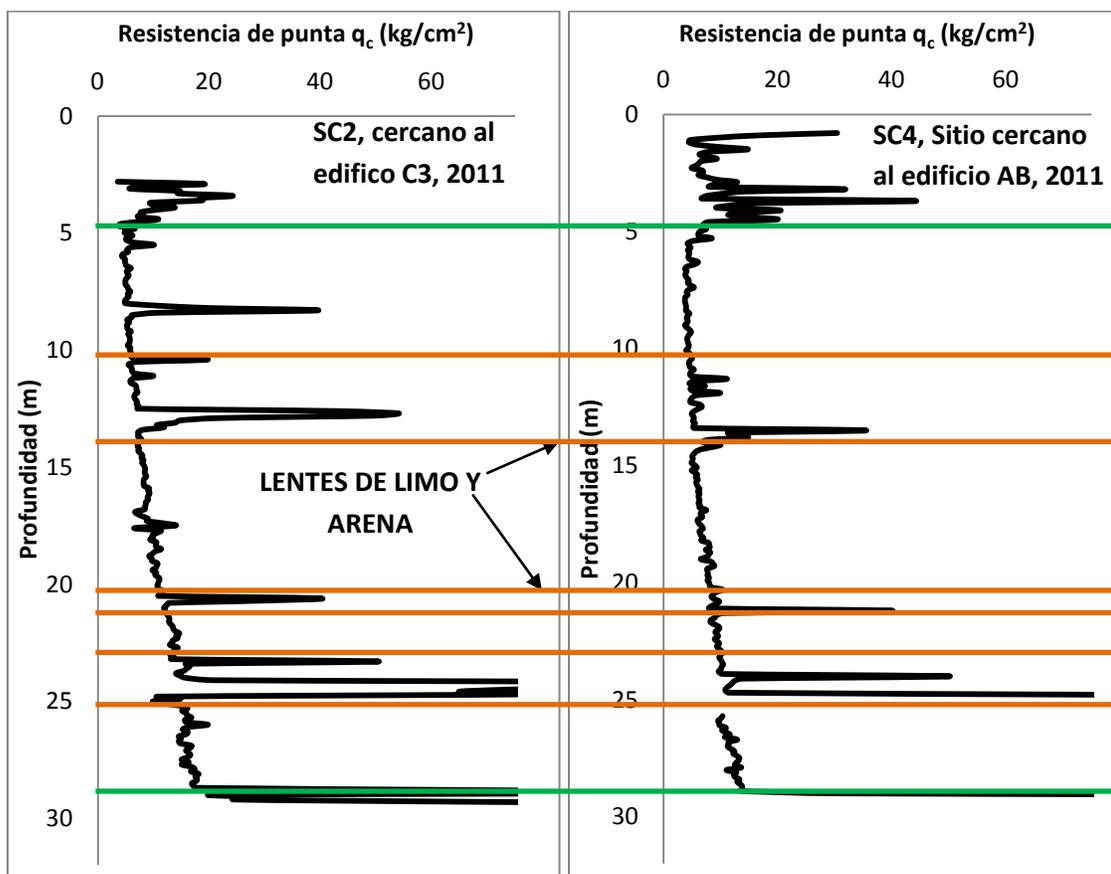


Figura 4.15 Similitud del perfil estratigráfico del sitio 2 con el sitio 4

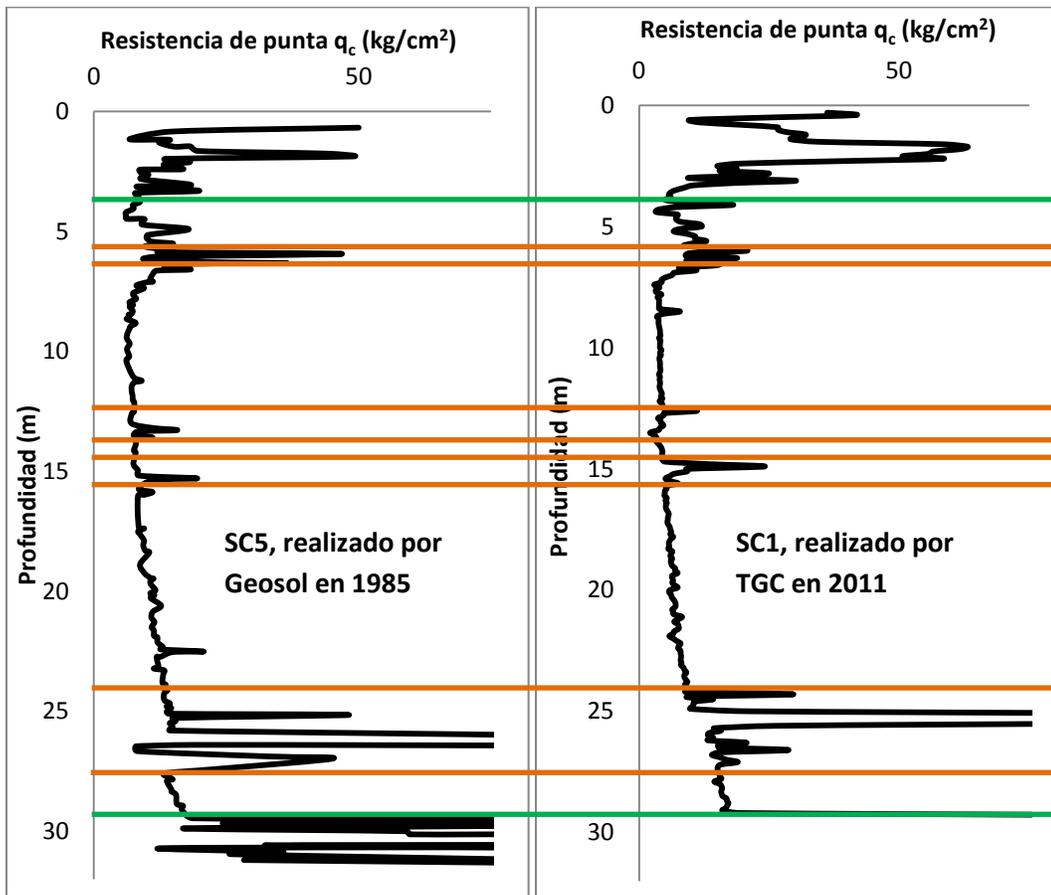


Figura 4.16 Similitud del perfil estratigráfico del sitio 1 con el sitio 5

Los dos sondeos anteriores, a pesar de haberse realizado con 26 años de diferencia, muestran perfiles estratigráficos muy similares. En general el predio es homogéneo en estratigrafía.

4.1.4 Calibración del programa IINCON para el CNSCT

La calibración del programa IINCON se efectuó verificando que los valores de κ , λ y ψ , los valores de las velocidades de frontera y la ecuación correspondiente a la condición inicial fueron adecuados. Para tal objetivo se corrió el programa IINCON entre los años 1985 y 2011, periodo en el cual se conocía la evolución de presión de poro, observándose que las piezometría al final del análisis fueron similares a las piezometría medidas en sitio (Figuras 4.17 y 4.18).

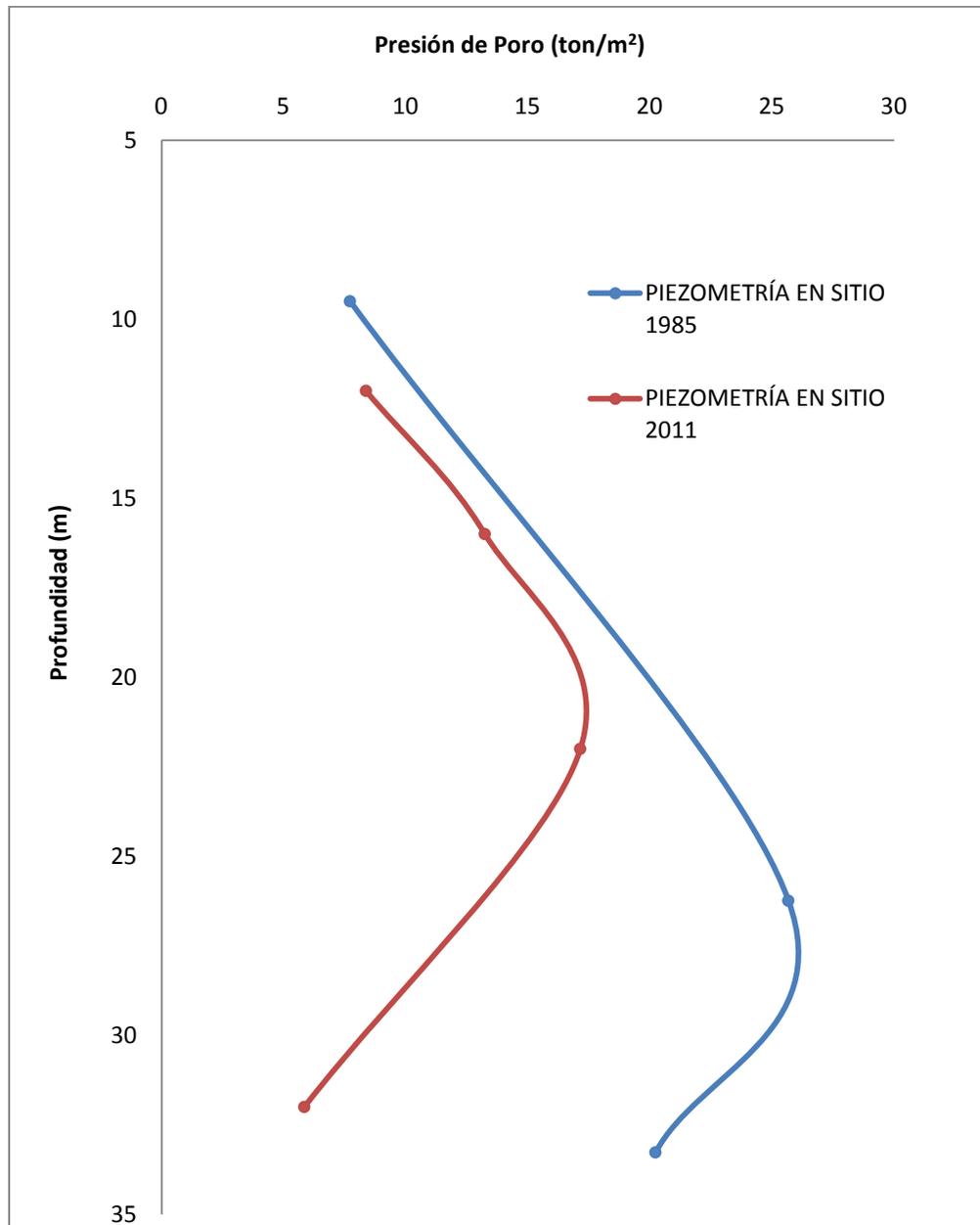


Figura 4.17 Distribución de presiones de poro de 1985 y 2011 de la FAS tomadas en sitio 1

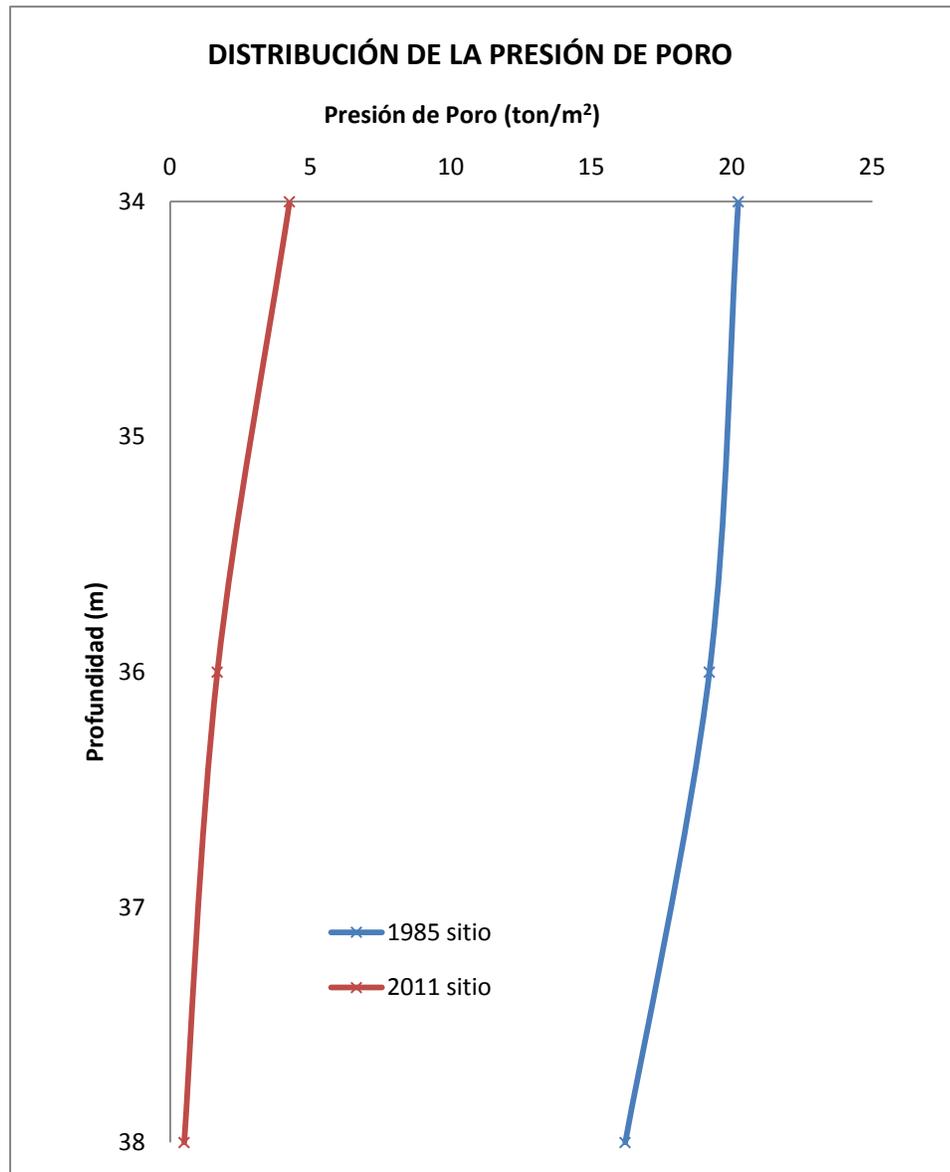


Figura 4.18 Distribución de presiones de poro de 1985 y 2011 de la FAI tomadas en sitio 1

A fin de ilustrar el procedimiento descrito se presentan las figuras 4.19 y 4.20. De tales figuras se puede observar que las estimaciones de los valores de presión de poro en ambas formaciones arcillosas (FAS y FAI) resultaron ser muy similares a los medidos en sitio.

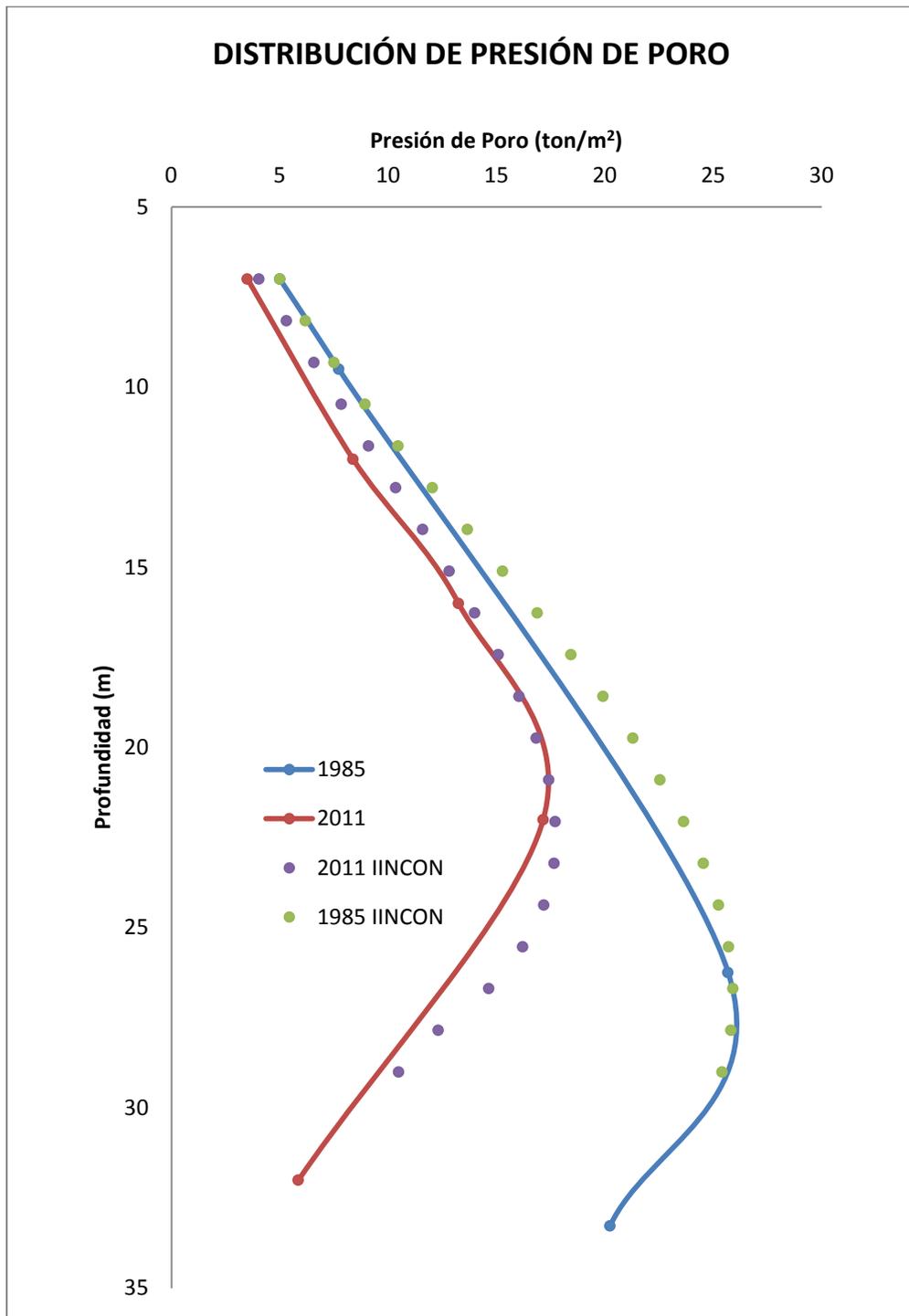


Figura 4.19 Comparación de la distribución de presiones de poro de 1985 y 2011 de la FAS calculadas con IINCON y las tomadas en sitio (Sitio 1)

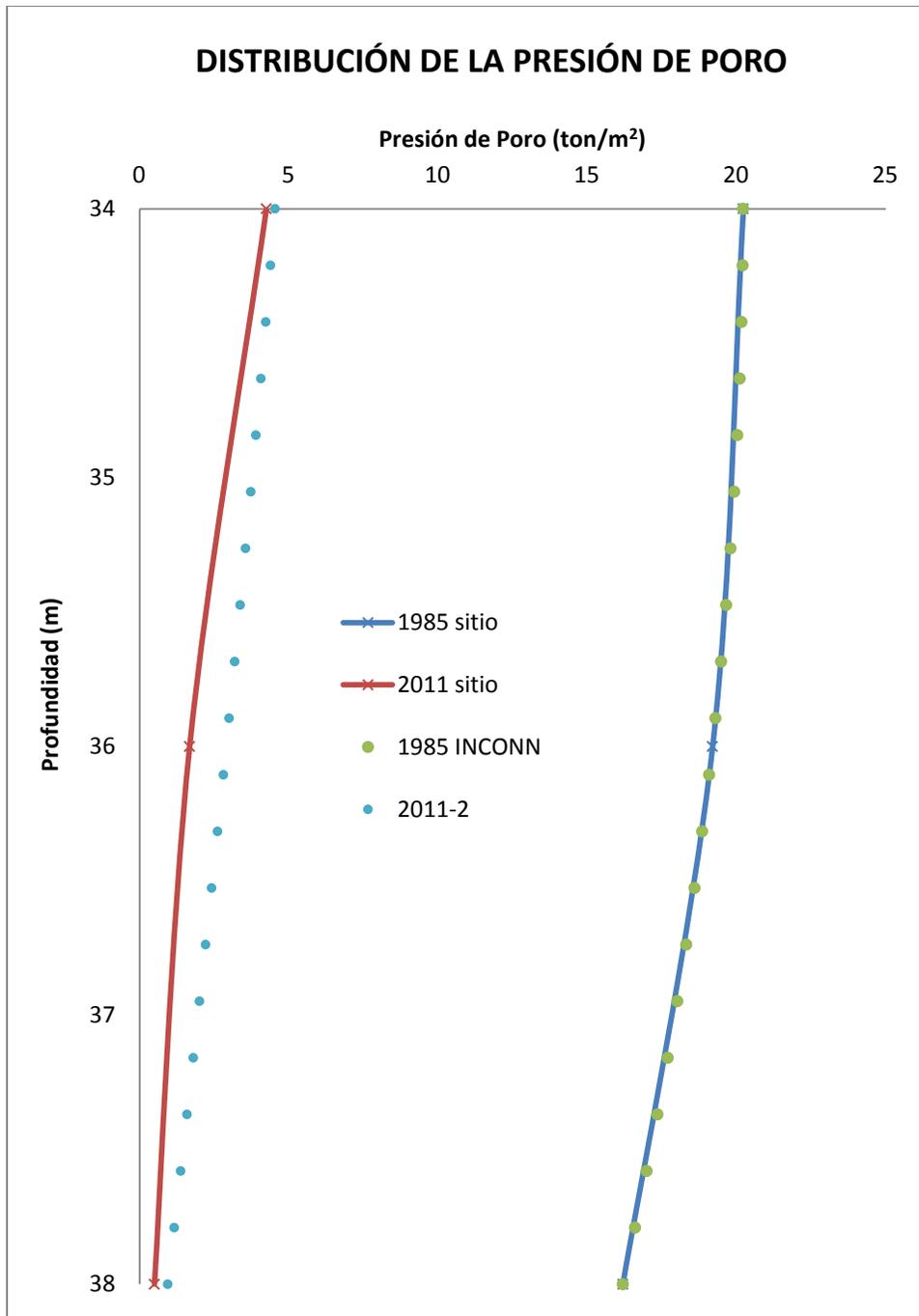


Figura 4.20 Comparación de la distribución de presiones de poro de 1985 y 2011 de la FAI calculadas con IINCON y las tomadas en sitio (Sitio 1)

Para conocer el abatimiento de la presión de poro en los demás sitios de estudio, se siguió el mismo procedimiento de calibración empleado en el Sitio 1.

Adicionalmente, se compararon los asentamientos del sitio 1, estimados con el programa IINCON para 1986, 1987 y 1988 contra los asentamientos registrados con el movimiento vertical de la serie de bancos de nivel colocados en el sitio, registrados en esos mismos años. En las tablas 4.6 y 4.7 se puede observar que existe una buena aproximación.

Tabla 4.6 Comparación de asentamientos de la FAS en sitio contra los calculados

AÑO	ASENTAMIENTO FAS SITIO	ASENTAMIENTO FAS IINCON
1985	0.000	0.000
1986	0.025	0.030
1987	0.052	0.054

Tabla 4.7 Comparación de asentamientos de la FAI en sitio contra los calculados

AÑO	ASENTAMIENTO FAI IINCON	ASENTAMIENTO FAI SITIO
1987	0.003	0.002
1988	0.004	0.004

4.2 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS FUTUROS

Una vez calibrado el programa, se procede a realizar el cálculo de asentamientos en diversos puntos del sitio estudiado (Figura 4.13) a partir del año 2011 y hasta un periodo de 50 años.

4.2.1 Evolución de la presión de poro

La importancia de conocer el abatimiento que tendrá en un futuro la presión de poro en cada sitio radica en que a partir de la evolución en el abatimiento de las presiones de poro se estiman los asentamientos que presentará el terreno.

En las figuras 4.21 a 4.28 se presenta la estimación de la evolución de la presión de poro en los sitios del 1 al 8 para el periodo de 2011 a 2061.

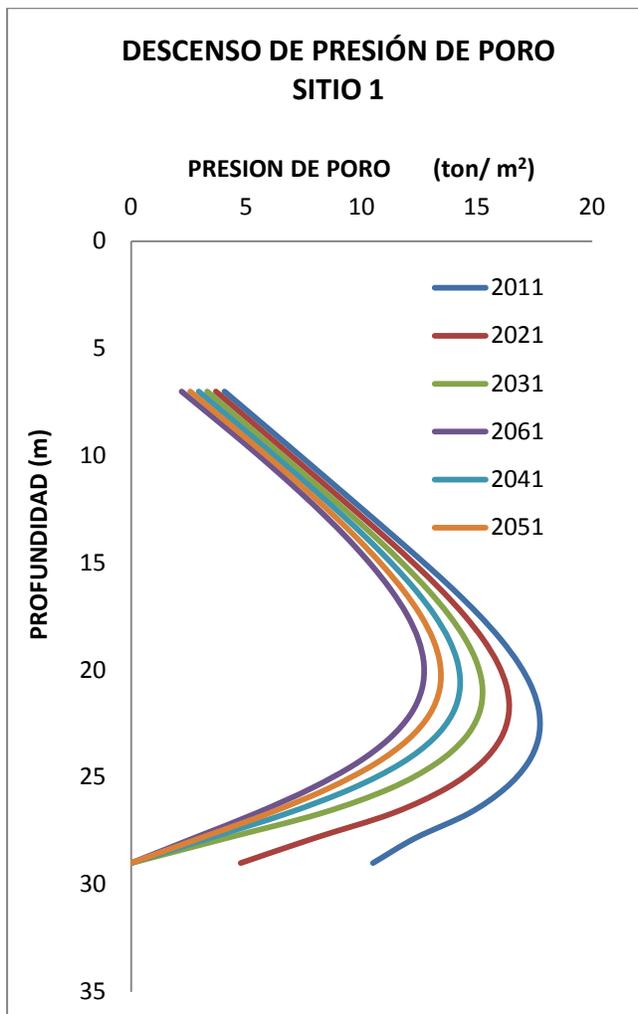


Figura 4.21 Evolución de la presión de poro en el punto 1

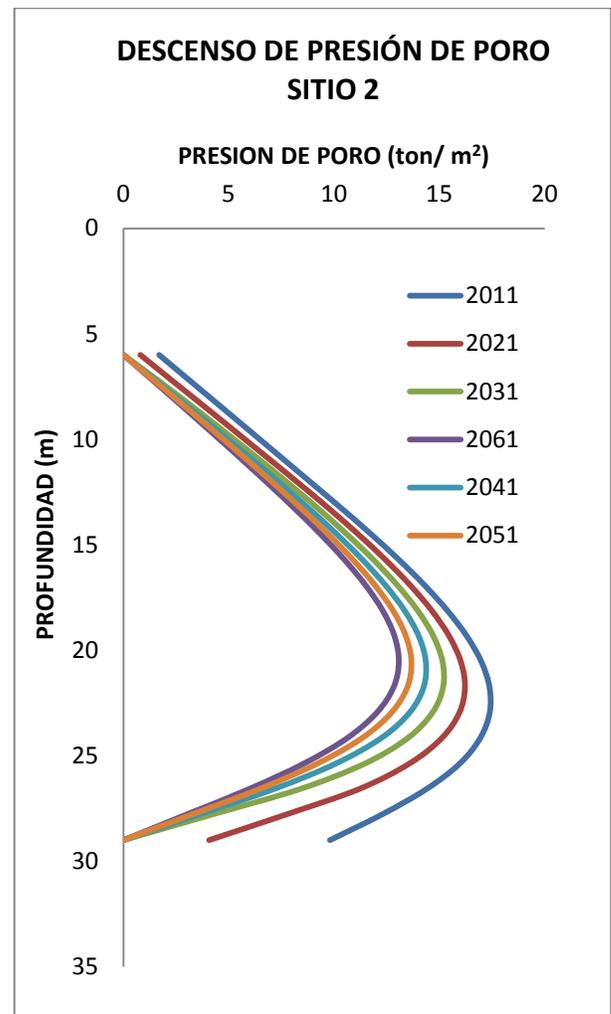


Figura 4.22 Evolución de la presión de poro en el punto 2

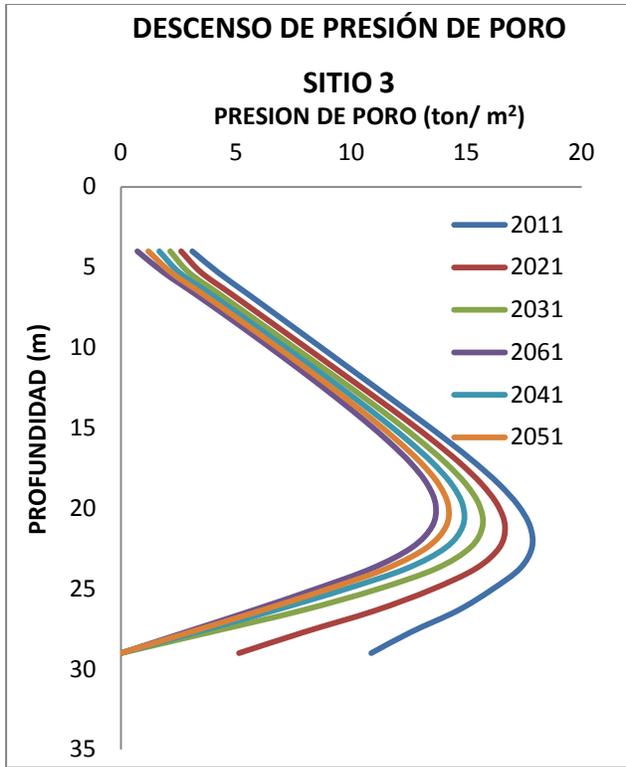


Figura 4.23 Evolución de la presión de poro en el punto 3

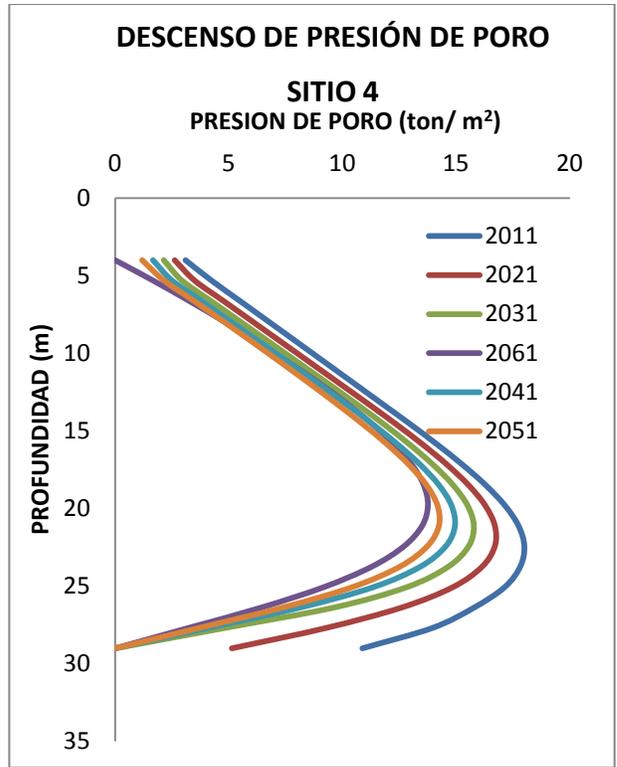


Figura 4.24 Evolución de la presión de poro en el punto 4

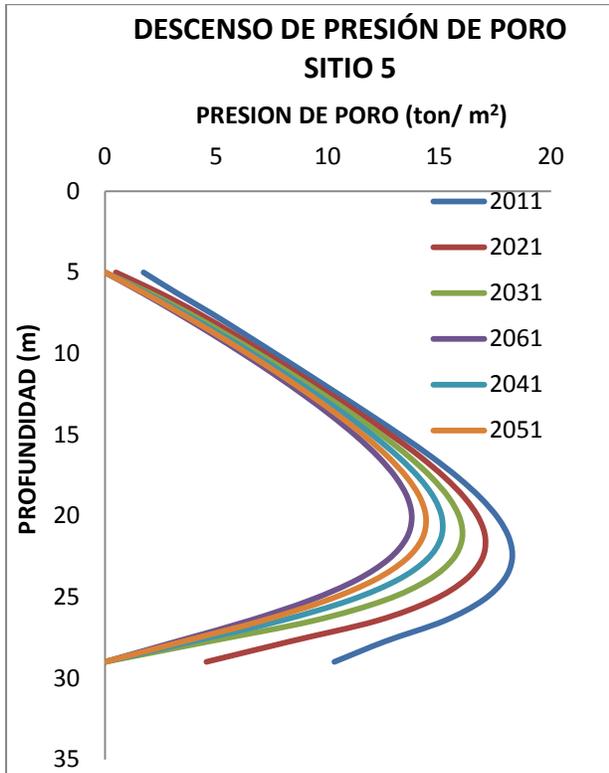


Figura 4.25 Evolución de la presión de poro en el punto 5

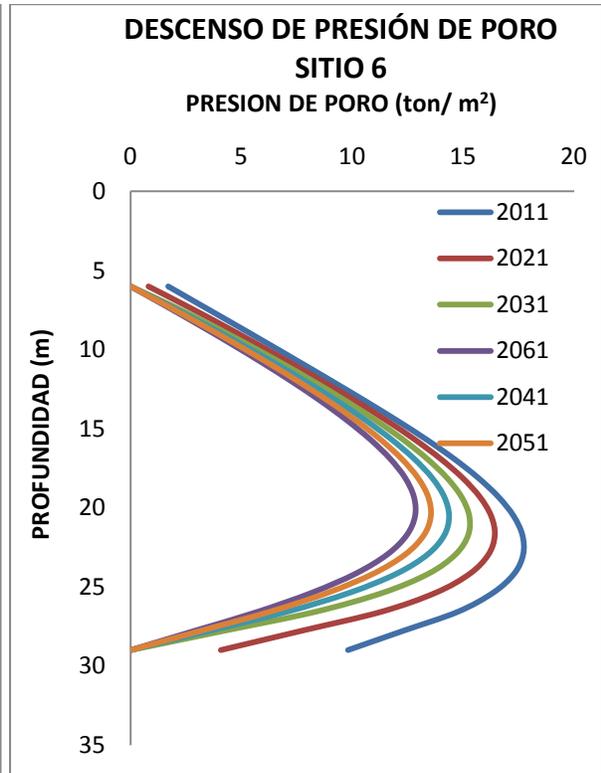


Figura 4.26 Evolución de la presión de poro en el punto 6

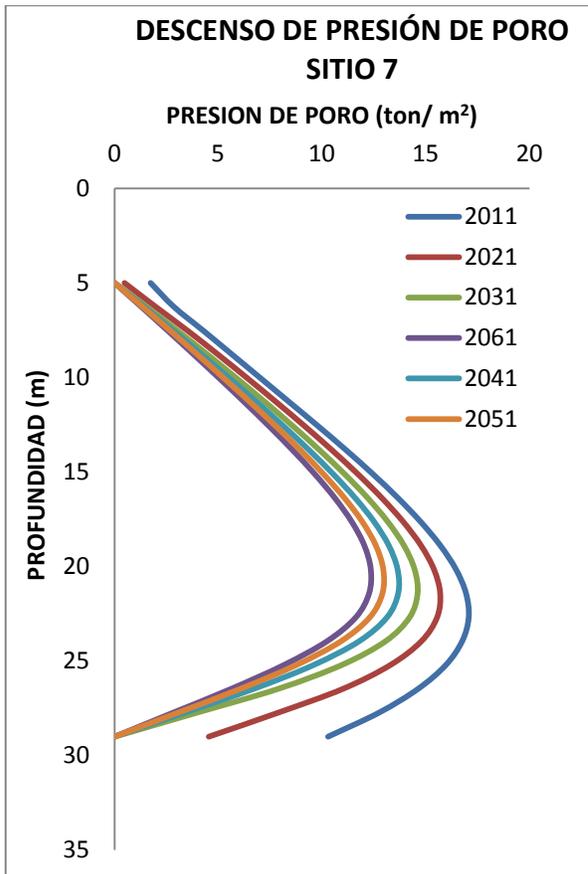


Figura 4.27 Evolución de la presión de poro en el punto 7

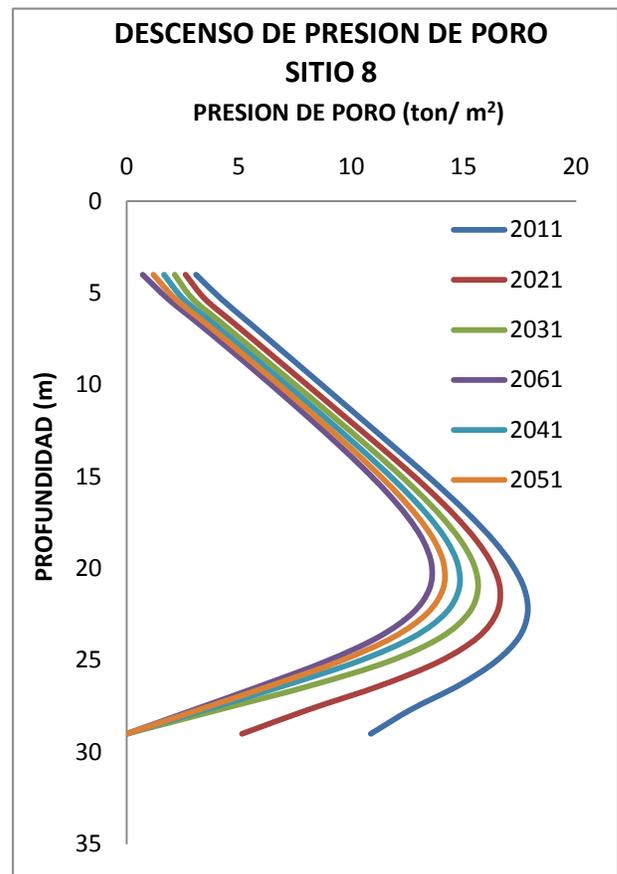


Figura 4.28 Evolución de la presión de poro en el punto 8

La evolución del abatimiento que tendrá la FAI se calculó para el sitio 1 y ese abatimiento se tomará como representativo para el resto de los sitios estudiados dentro del CNSCT. La figura que muestra dicha evolución se presenta a continuación (Figura 4.29).

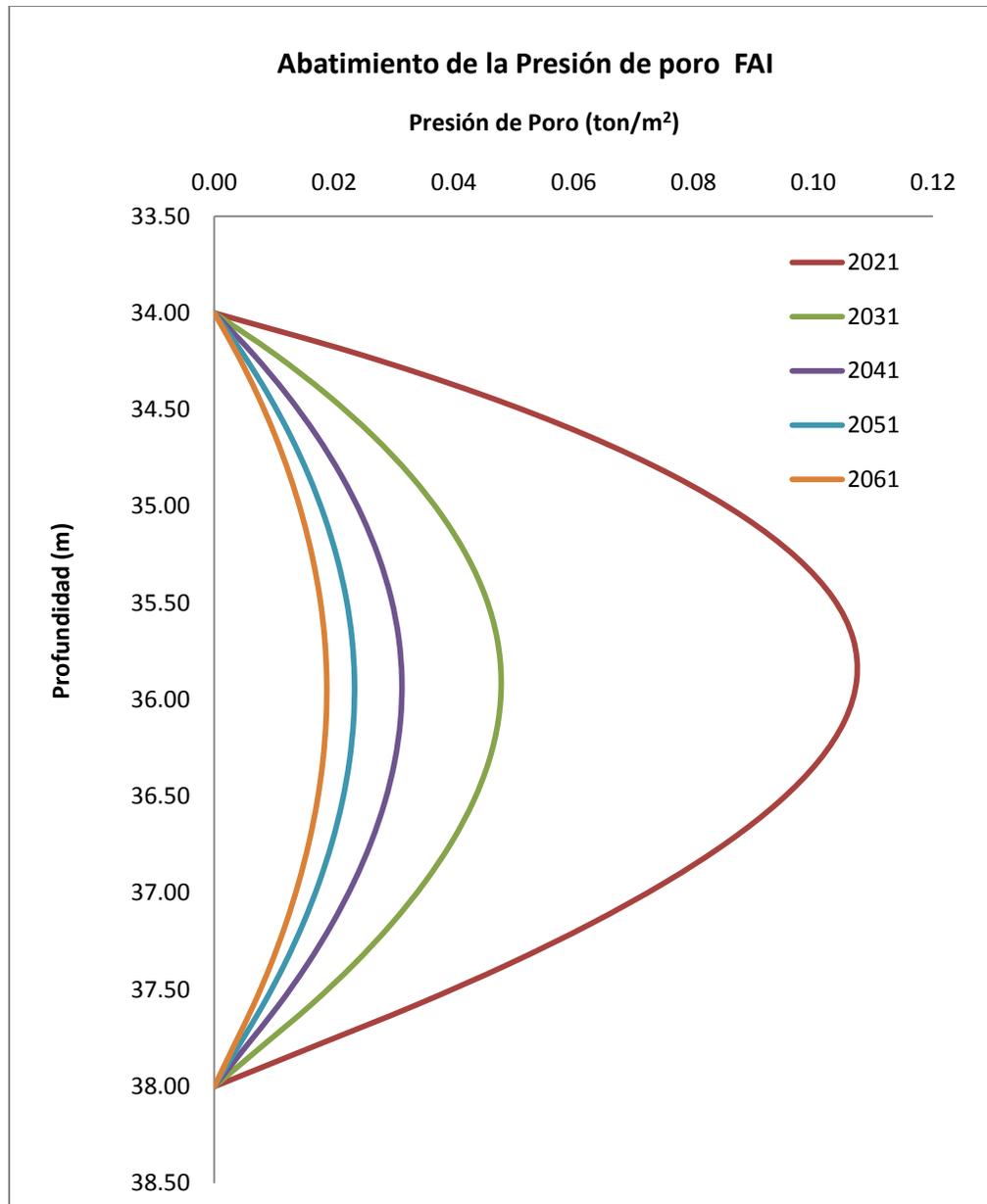


Figura 4.29 Evolución de la presión de poro en el punto 1 de la FAI

4.2.2 Estimación de asentamientos en el CNSCT

Los asentamientos de la FAS pudieron calcularse detalladamente para cada uno de los sitios estudiados. Para el cálculo de los asentamientos generados en la FAI se contó con menos información por lo que los asentamientos estimados de la FAI en el sitio 1 fueron considerados los mismos para el resto de los sitios.

En la figura 4.30 se presentan los asentamientos totales (FAS y FAI) de cada uno de los sitios estudiados que se presentarán en el CNSCT a partir del año 2011 hasta el año 2061 debidos al fenómeno de hundimiento regional que afecta la zona de estudio.

Del total de asentamientos estimados, la FAS contribuye con un 87 % y la FAI con 13%, estos porcentajes de participación de las formaciones arcillosas en asentamientos corresponden únicamente al sitio CNSCT. En otros lugares como en el centro histórico de la ciudad de México la FAS participa con un 42% y la FAI con un 58%. La contribución de cada una de las capas dependerá del espesor del estrato, las propiedades de compresibilidad y de las condiciones de abatimiento de la presión de poro.

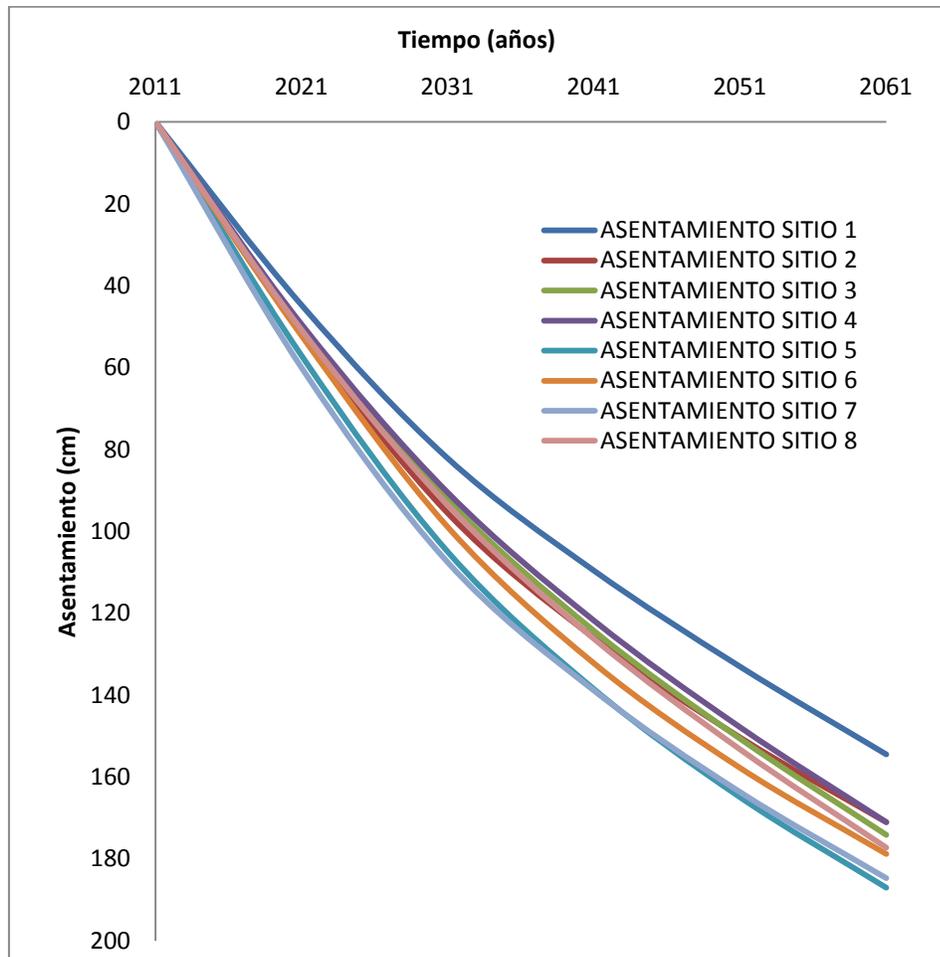


Figura 4.30 Evolución de asentamientos del terreno en el CNSCT

De acuerdo con la evolución de los asentamientos presentada en la figura anterior se puede observar que en los primero diez años a partir del año 2011 los ocho sitios estudiados presentarán tres tendencias de asentamientos en cuanto a su magnitud. Los menores asentamientos se presentaran en el sitio 1, los de mediana magnitud corresponderán a los sitios 2, 3, 4, 6 y 8, finalmente los sitio 5 y 7 son los que presentarán los mayores asentamientos y la mayor acumulación de ellos. En conclusión el sitio 1 es el que presenta menor compresibilidad de los puntos estudiados dentro del CNSCT. Hay sitios que presentan asentamientos de magnitud similar como el 2, 3, 4 y 8. El sitio 6 después del año 2021 aumentará la magnitud de los asentamientos pero no igualará los asentamientos presentados por los sitios 5 y 7.

Si las condiciones de compresibilidad y drenaje del sitio no se modifican los asentamientos presentados en la figura anterior serán los que se presenten en el CNSCT por hundimiento regional. La velocidad a la que se presentará dicho asentamiento se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 4.8 Velocidades de asentamiento para cada sitio

SITIO	VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO (cm/AÑO)
Sitio 1	3.0902
Sitio 2	3.4202
Sitio 3	3.483
Sitio 4	3.4212
Sitio 5	3.7408
Sitio 6	3.5756
Sitio 7	3.6934
Sitio 8	3.5456

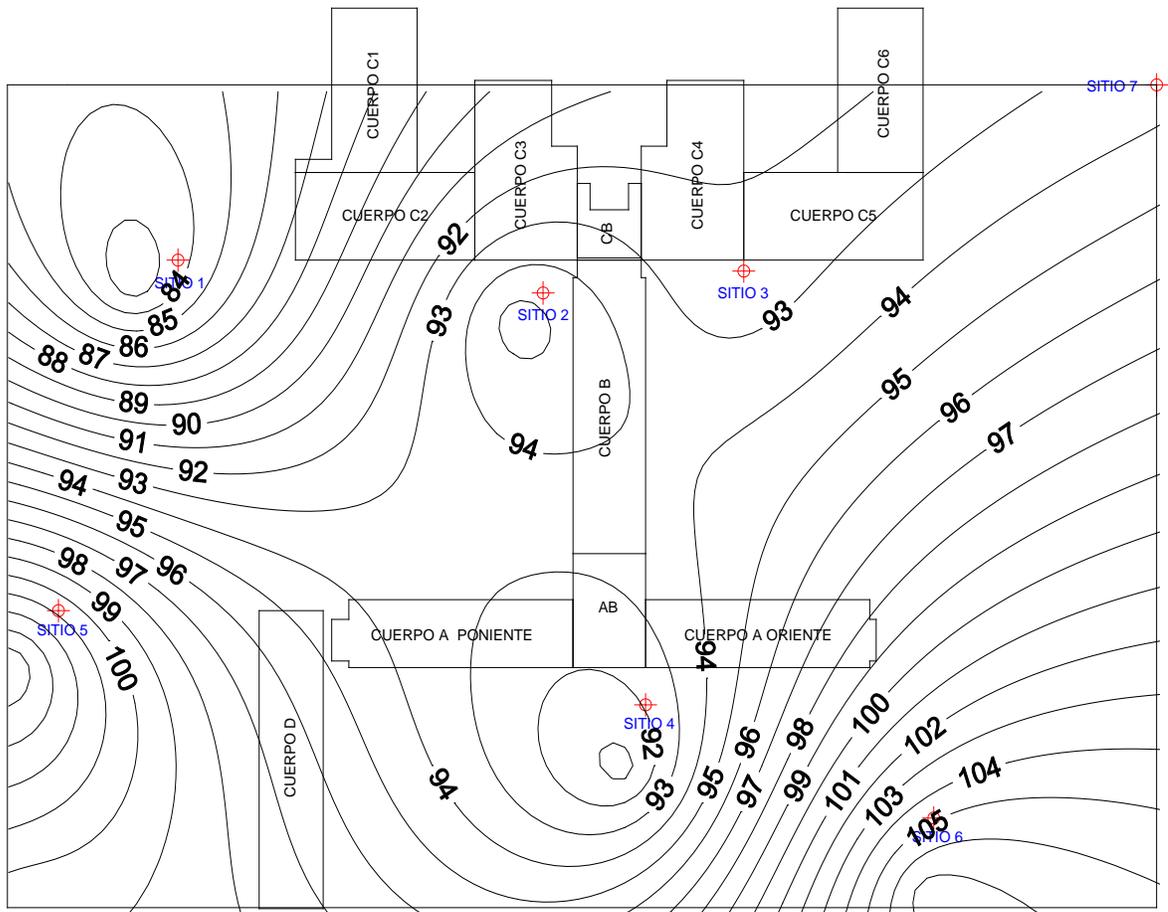


Figura 4.32 Asentamientos en cm del terreno del CNSCT para el 2031

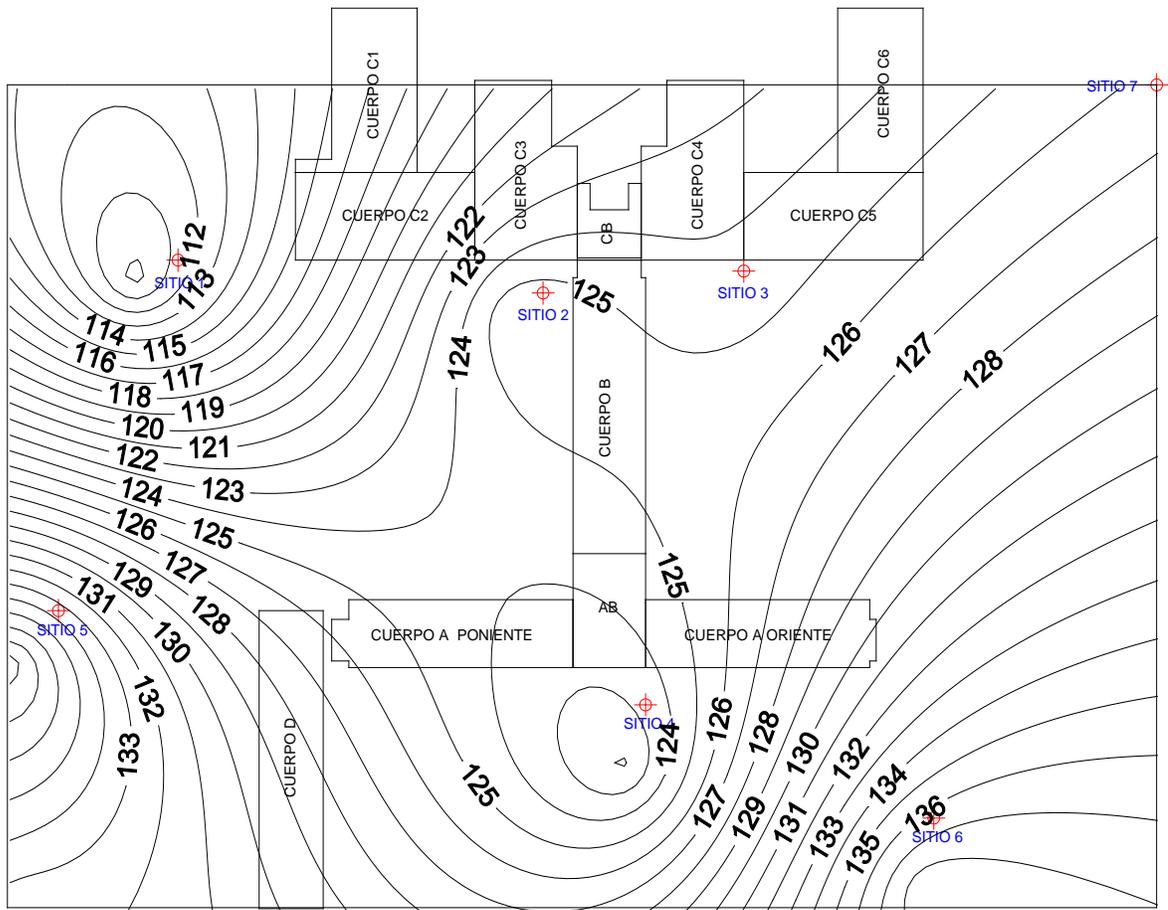


Figura 4.33 Asentamientos en cm del terreno del CNSCT para el 2041

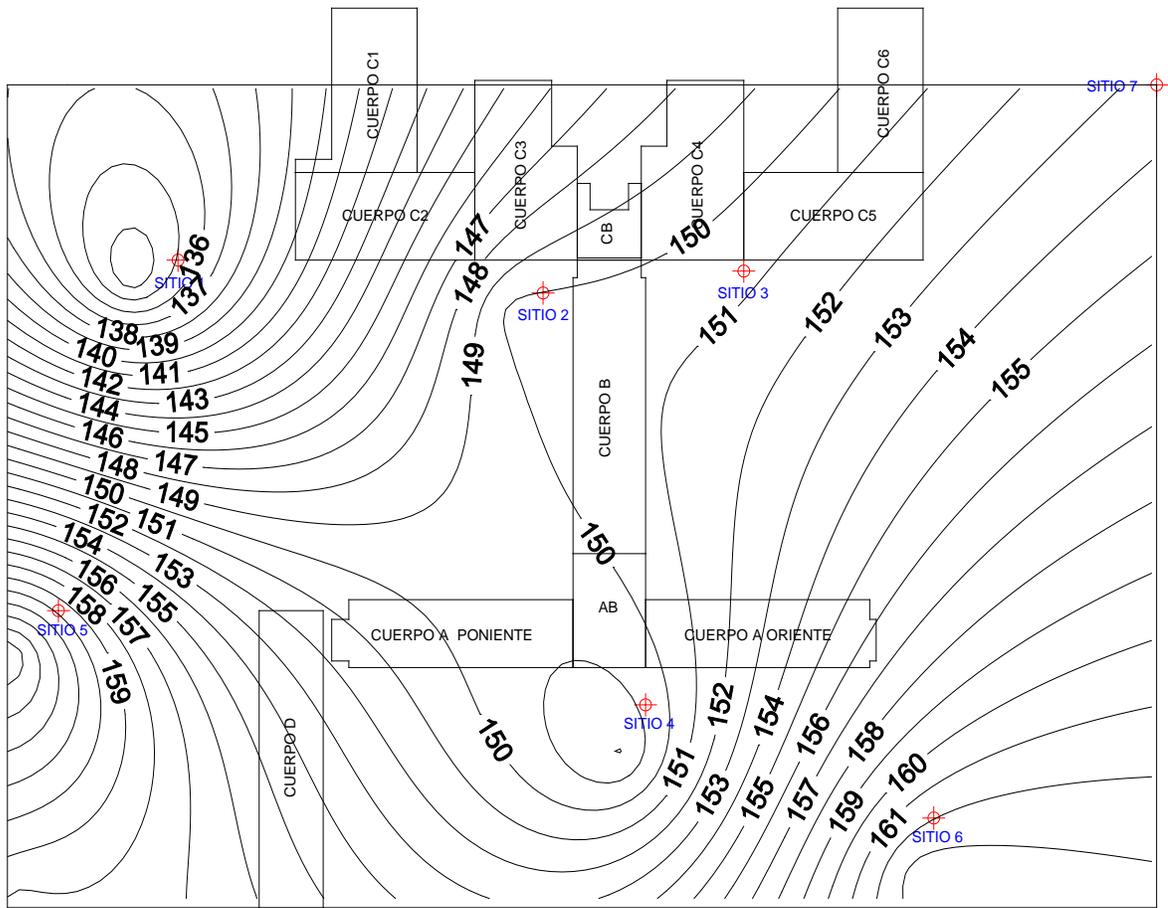


Figura 4.34 Asentamientos en cm del terreno del CNSCT para el 2051

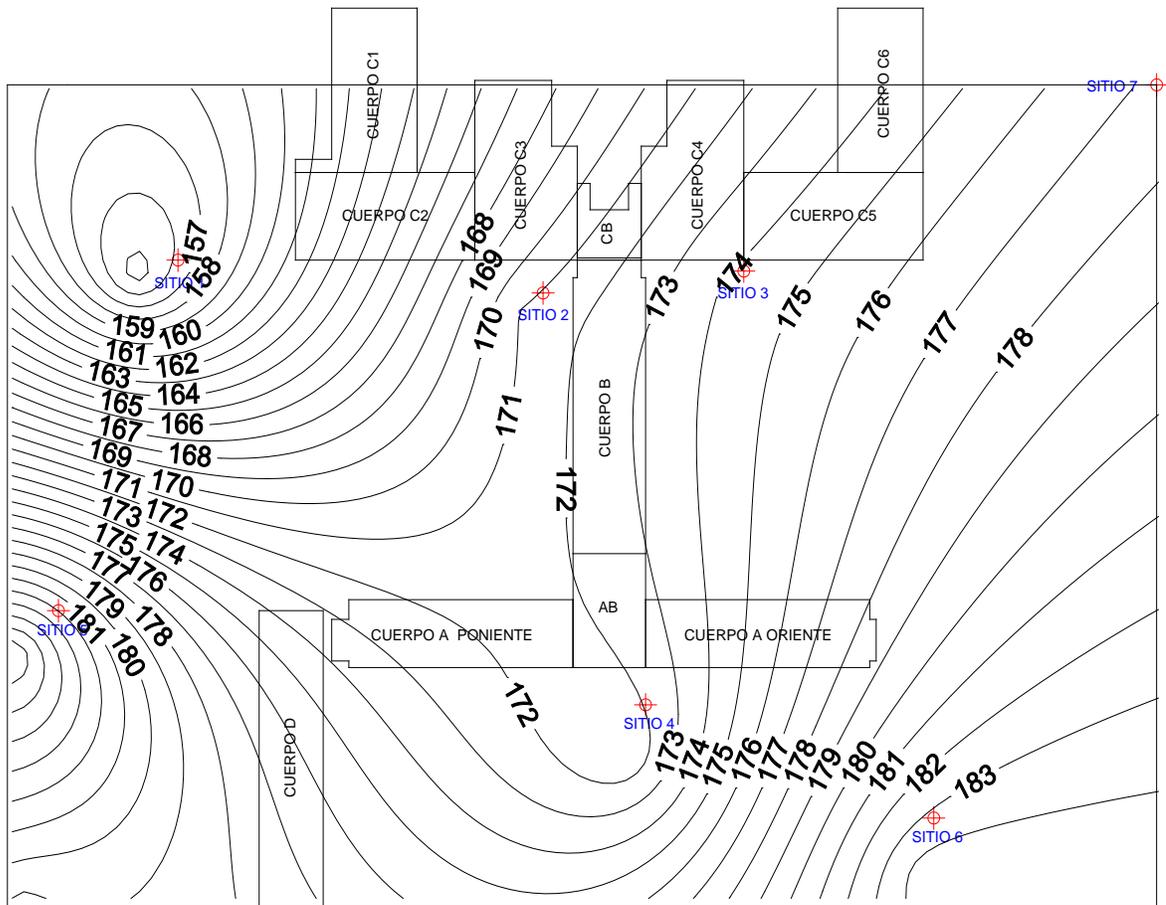


Figura 4.35 Asentamientos en cm del terreno del CNSCT para el 2061

Las curvas de igual asentamiento presentadas se deben agregar a los asentamientos que ya tiene el terreno del CNSCT. Tal incremento se contabiliza a partir del año 2011 hasta el año al 2061. El incremento promedio de los asentamientos del predio de 2011 hasta el año 2061 será de aproximadamente 1.80 m.

Los asentamientos diferenciales de mayor magnitud presentados por el terreno sobre el que subyacen los edificios del CNSCT, fueron causados por el peso propio de los edificios durante su vida temprana. Debido al hundimiento regional los edificios seguirán hundiéndose y la magnitud de dichos asentamientos no será alarmante, pero seguirán presentándose de manera no uniforme.

CAPÍTULO 5

5 EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

El hundimiento regional presente en el Valle de México, generado por el bombeo de agua de los depósitos profundos, produce cambios en las propiedades del suelo.

El sitio SCT es un sitio muy estudiado, del cual se tiene registro de propiedades índice, perfiles de cono eléctrico y pruebas de compresibilidad en tres fechas distintas. Esta información se utiliza en este trabajo para darle seguimiento a la evolución que han tenido las propiedades en el sitio durante un periodo de 26 años.

De las campañas de exploración de 1985 y 2000, las profundidades a las que se extrajeron muestras del sitio 1 para determinar sus propiedades índice y mecánicas son las mismas. Para el 2011, las muestras fueron extraídas del mismo sitio 1 pero a mayores profundidades con el objeto de que la muestra obtenida fuera representativa del estrato estudiado en años anteriores.

5.1 EVOLUCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

Variación del contenido de agua (w%)

Los valores del contenido de agua registrados como resultado del trabajo de laboratorio realizado en 1985, 2000 y 2011 se presentan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Variación del contenido de agua w%

Profundidad (m)	w % 1985	Profundidad (m)	w % 2000	Profundidad (m)	w % 2011	Variación de 1985 al 2011 (%)
12	343	13.60	321	13.6	285	16
20.9	242	22.30	232	22.3	152	37

A partir de la información presentada en la tabla se afirma que el valor del contenido de agua tiende a disminuir al paso de los años, lo que congruente con el hecho de que estos cambios son generados por el bombeo de agua del subsuelo.

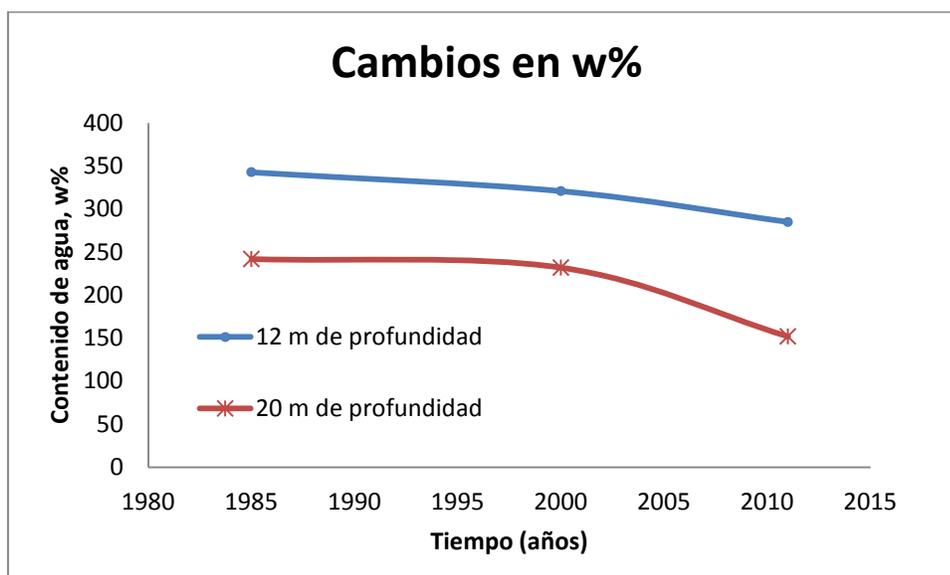


Figura 5.1 Variación del contenido de agua por hundimiento regional

Los cambios en el contenido de agua también pueden estimarse utilizando la fórmula 2.1. La tabla 5.2 muestra la comparación de los resultados del cálculo del contenido de agua contra los valores obtenidos del laboratorio en el 2011.

Tabla 5.2 Variación teórica y experimental de w%, año 2011

Profundidad (m)	w % Estimado	w % Medido	Variación (%)
12	236	285	21
20.9	235	152	35

Los resultados obtenidos de la estimación del contenido de agua son únicamente aproximaciones y puede utilizarse como información preliminar pues los contenidos de agua calculados son en promedio 28 % menores que los que se leyeron en campo.

Variación de la relación de vacíos (e_0)

Como parte del proceso de consolidación generado por el bombeo, además de reducir el contenido de agua del subsuelo también se genera una disminución de la relación de vacíos. En la tabla 5.3 se muestra la evolución que la relación de vacíos ha tenido de 1985 al 2011.

Tabla 5.3 Variación de e_0

Profundidad (m)	e_0 1985	Profundidad (m)	e_0 2000	Profundidad (m)	e_0 2011	Variación de 1985 al 2011 (%)
12	8.07	12	6.46	13.6	6.37	21
20.9	5.51	20.8	5.32	22.3	3.57	35

La relación de vacíos ha disminuido como máximo 35 % con respecto al valor de 1985 para una profundidad de 20 m, a los 12 m de profundidad la reducción del valor de la relación de vacíos ha sido del 21 %. La figura 5.2 muestra gráficamente como va disminuyendo a través de los años la relación de vacíos a la misma profundidad.

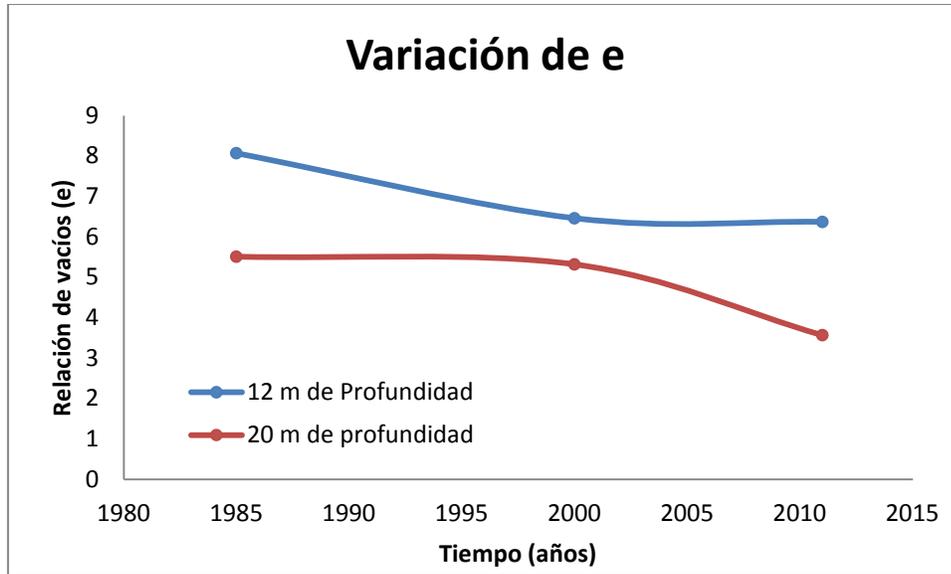


Figura 5.2 Variación de la relación de vacíos por hundimiento regional

El valor de la relación de vacíos puede estimarse a futuro por medio de la siguiente fórmula 5.1, que calcula el cambio en la relación de vacíos:

$$\Delta e = (1 + e_0) \left(\frac{\delta t}{h_i} \right) \quad (5.1)$$

Donde:

Δe = Cambio en la relación de vacíos

e_0 = Relación de vacíos inicial

δt = Cambio de espesor o deformación vertical

h_i = Altura inicial del estrato

En la tabla 5.4 se muestran los resultados de la estimación del valor de la relación de vacíos en el 2011 a partir de los valores de 1985.

Tabla 5.4 Variación teórica y experimental de e_0 , año 2011

Profundidad (m)	e_0 Estimado	e_0 Medido	Variación (%)
12	5.56	6.37	14
20.9	5.37	3.57	33

En el cálculo del valor de la relación de vacíos los resultados obtenidos quedan 20 % en promedio por debajo del valor medido en campo. Como parámetros preliminares pueden ser de utilidad pero deberán verificarse en campo.

Variación del peso volumétrico (γ_m)

Al disminuir el contenido de agua del suelo, el valor del peso volumétrico debe aumentar. Este aumento debe ser paulatino y en proporción a la disminución del contenido de agua y de la relación de vacíos. En la tabla 5.5 y en la figura 5.3 se observa la evolución que el valor del peso volumétrico ha tenido a lo largo de 26 años.

Tabla 5.5 Variación de γ_m

Profundidad (m)	γ_m 1985	Profundidad (m)	γ_m 2000	Profundidad (m)	γ_m 2011	Variación de 1985 al 2011 (%)
12	1.12	12	1.13	13.6	1.15	2.68
20.9	1.20	20.8	1.28	22.3	1.29	7.50

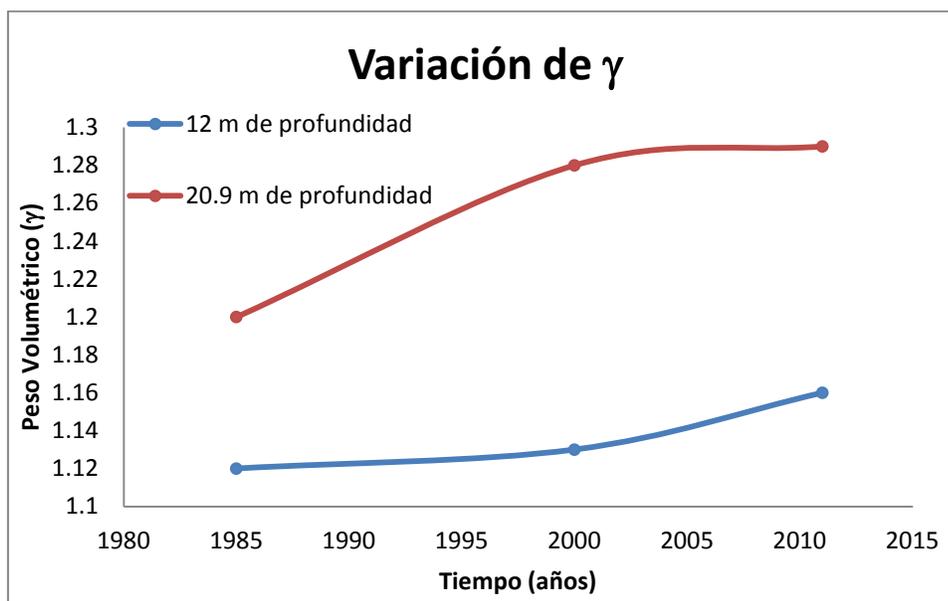


Figura 5.3 Variación del peso volumétrico por hundimiento regional

De los resultados obtenidos se puede concluir que el valor del peso específico ha aumentado en porcentajes bajos pero la tendencia esperada se cumple.

La variación que el peso específico tendrá con el paso del tiempo y la evolución del bombeo se puede estimar mediante la fórmula 2.3. Para observar la aproximación entre las estimaciones del valor del peso específico a partir de los valores 1985 se presenta la siguiente tabla.

Tabla 5.6 Variación teórica y experimental de γ_m , año 2011

Profundidad (m)	γ_m Estimado	γ_m Medido	Variación (%)
12	1.54	1.15	25
20.9	1.22	1.29	6

La aproximación que tiene el resultado de la estimación del valor del peso específico de la muestra a 20.9 m de profundidad es muy buena, queda solo 6% por debajo del valor medido en sitio. Sin embargo, para los 12 m de profundidad el porcentaje en el que se elevan los valores estimados con respecto al medido en campo es del 25 %, de manera que las estimaciones pueden emplearse como valores preliminares únicamente.

5.2 EVOLUCIÓN DE LA RESISTENCIA DE PUNTA q_c

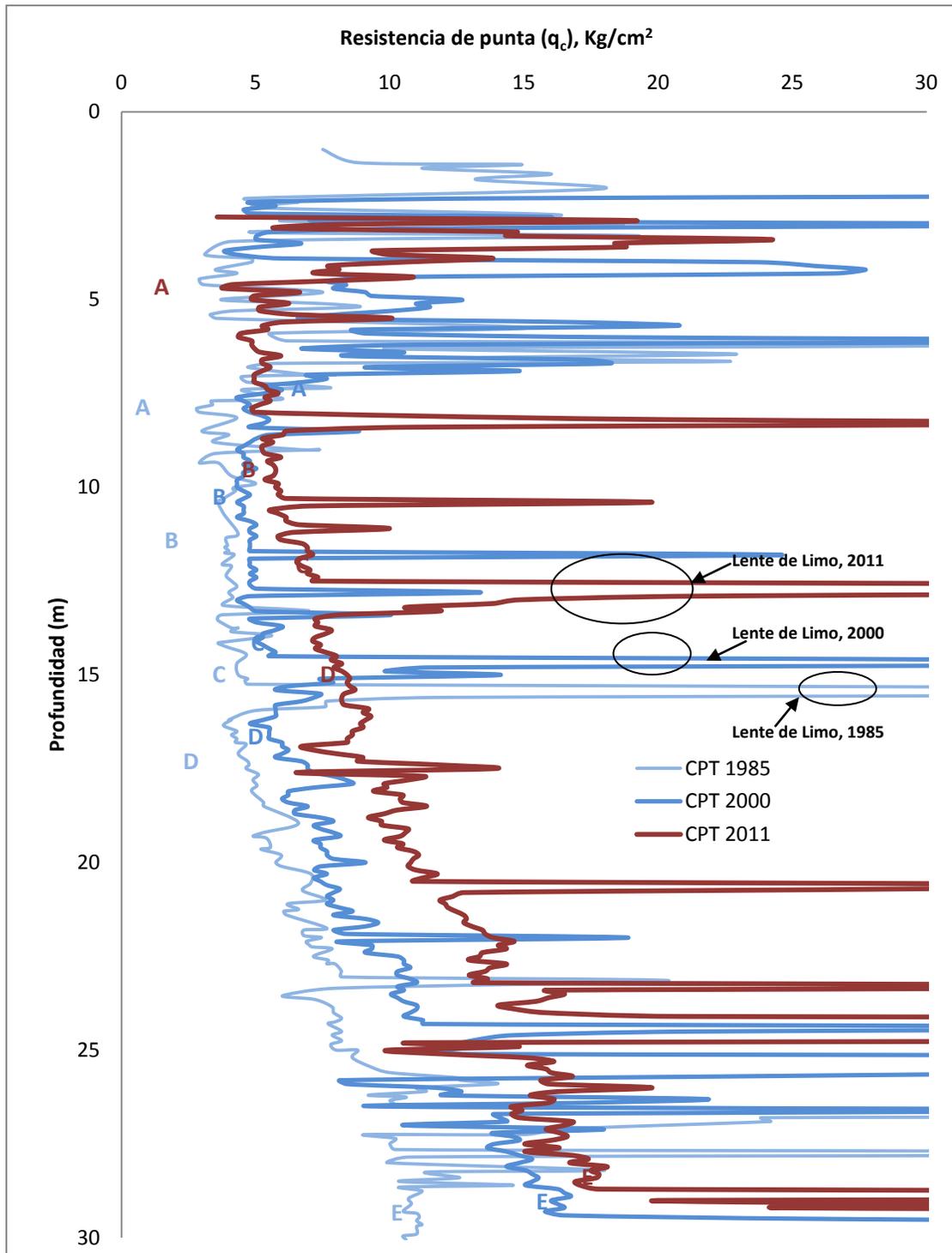


Figura 5.4 Perfiles de resistencia de punta q_c 1985, 2000 y 2011

En la figura anterior se presentan los perfiles de resistencia del cono obtenidos del sitio 1 en distintas fechas de exploración, que van de 1985 al 2011. De la observación de los conos superpuestos, se puede detectar que:

- Al pasar de los años la resistencia de punta del cono va aumentando
- El espesor de los estratos compresibles va disminuyendo, lo que produce la aparente imagen de que los lentes de limo van subiendo a la superficie.

Dentro de los perfiles de resistencia del cono se han localizado algunos puntos representativos del perfil estratigráfico del sitio (De la A a la E). La intención es contabilizar el aumento de la resistencia del cono de un mismo punto a través del tiempo y la disminución de la profundidad a la que estos se encuentran dentro del perfil.

Tabla 5.7 Variación de la resistencia q_c de 1985 al 2011

PUNTO	Ubicación dentro del perfil estratigráfico	Profundidad (m)		q_c (kg/cm ²)		Diferencia entre q_{c-1985} y q_{c-2000} (kg/cm ²)	Diferencia entre q_{c-1985} y q_{c-2011} (kg/cm ²)	Variación de la Resistencia de 1985 al 2011 (%)
		1985	2000	1985	2000			
A	Inicio de la FAS	1985	7.70	1985	3.35	1.90	3.65	108.96
		2000	7.30	2000	5.25			
		2011	4.80	2011	7.00			
B	Punto representativo de la FAS entre dos lentes de limo	1985	11.25	1985	4.35	0.19	1.65	37.93
		2000	8.90	2000	4.54			
		2011	8.80	2011	6.00			
C	Lente de limo dentro de la FAS	1985	15.10	1985	4.70	0.55	2.30	48.94
		2000	13.90	2000	5.25			
		2011	11.90	2011	7.00			
D	Punto representativo de la FAS	1985	17.10	1985	4.35	1.38	3.65	83.91
		2000	16.10	2000	5.73			
		2011	15.10	2011	8.00			
E	Final de la FAS	1985	30.00	1985	10.60	5.65	7.40	69.81
		2000	29.10	2000	16.25			
		2011	28.40	2011	18.00			

De la tabla se puede observar que el aumento de la resistencia de punta en la zona superior de la FAS llegó a ser del 108 %. La disminución de las profundidades va de 1.50 m hasta 3.20 m. El hundimiento que se registró en el sitio 1 de 1985 al 2011 fue de 96.73 cm con una velocidad aproximada de 3.72 cm por año.

El interés en los efectos del hundimiento regional sobre las propiedades del suelo ha llevado que algunos especialistas determinaran formulas que auxilien en la estimación

del cambio que tendrán algunos parámetros como la resistencia del cono (Santoyo et al., 1989). La estimación se puede efectuar con la siguiente fórmula:

$$q_c = N_\gamma \sigma'_v = N_\gamma [\sigma'_v + \Delta_u(t)] \quad (5.2)$$

Donde:

N_γ = Coeficiente de correlación con valor de 5.5

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical inicial

$\Delta_u(t)$ = Decremento de la presión de poro en función del tiempo

Para calcular el porcentaje de aproximación de la fórmula 5.2, se estimó la resistencia (q_c) de algunas profundidades representativas del perfil estratigráfico del sitio 1 para el 2011 a partir de los valores de 1985 y se compararon con las medidas en el sitio a la misma profundidad. El resultado se puede consultar en la tabla 5.8.

Tabla 5.8 Variación teórica y experimental de q_c , año 2011

Profundidad (m)	q_c calculado (kg/cm ²)	q_c medido (kg/cm ²)	Variación (%)
10	4.65	6	29
20	9.33	11	15
25	12.25	10	18

De la tabla anterior se concluye que la fórmula propuesta para estimar la resistencia del cono da resultados muy aproximados a lo que se puede medir en campo. Por ejemplo a 10 m el resultado quedo solo 29 % por debajo del estimado, para los 20 m el valor estimado de la resistencia quedo 15 % por debajo del medido y finalmente a 25 m de profundidad el valor calculado fue 18% mayor al medido.

Lo que requiere cuidado es la medición del esfuerzo efectivo vertical inicial, entre mejor se calcule el valor del esfuerzo efectivo, más aproximada será la estimación de q_c .

5.3 COMPRESIBILIDAD DEL SUELO

El hundimiento regional genera que las propiedades índice del suelo varíen, como se ha visto el contenido de agua y la relación de vacíos del suelo disminuyen, otras propiedades como el peso volumétrico y la densidad de sólidos aumenta.

En investigaciones realizadas anteriormente detectaron que las propiedades de compresibilidad del suelo no se ven afectadas con el hundimiento regional al pasar el tiempo. A continuación se muestra gráficamente la comparación de curvas de compresibilidad tomadas de la FAS en distintas fechas (Figura 5.5).

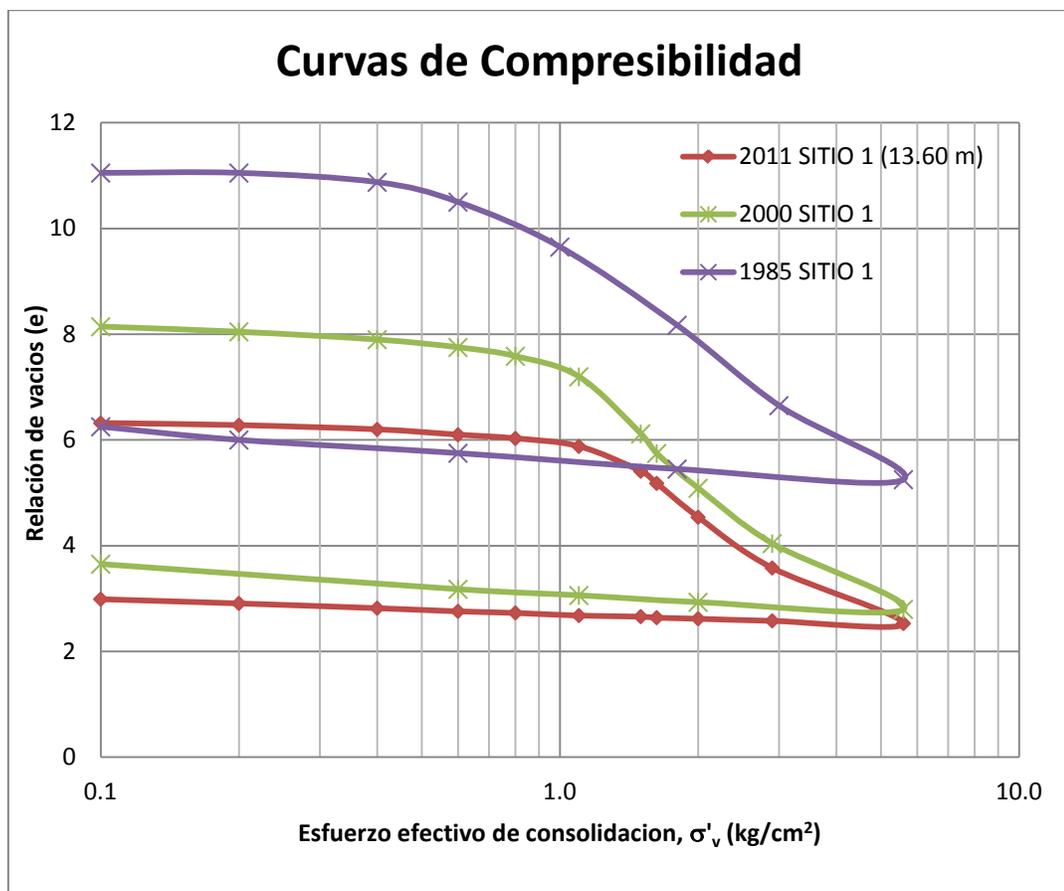


Figura 5.5 Curvas de compresibilidad de 1985, 2000 y 2011, 12 m de profundidad

De las graficas se detecta que la relación de vacios disminuye y el esfuerzo de preconsolidación aumenta. Al parecer la pendiente de la rama virgen se mantiene constante. De forma general se observa que las curvas de compresibilidad presentan un ligero corrimiento hacia la derecha, esto se puede observar en la sección del primer cambio de pendiente, donde se localiza el esfuerzo de preconsolidación.

Con la finalidad de verificar que los parámetros de compresibilidad no se vean afectados por el hundimiento regional al paso de los años, se presenta la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Parámetros de compresibilidad

PARÁMETRO DE COMPRESIBILIDAD	1985	2000	2011	Variación (%)
MUESTRAS A 12 m DE PROFUNDIDAD				
c_c	6.280	6.480	6.360	1.20
c_r	0.570	0.570	0.540	5.20
σ'_v	0.700	1.100	1.100	57

El esfuerzo de preconsolidación (σ'_v) va aumentando al pasar de los años, lo cual es lógico pues, si en el suelo el proceso de consolidación es continuo, este va generando que dentro de la historia de esfuerzos a los que ha estado sometido el suelo, la magnitud de los esfuerzos vaya aumentando. Lo que finalmente ocasiona que el esfuerzo requerido para ocasionarle grandes deformaciones sea mayor al pasar los años.

La pendiente de la rama virgen del suelo (c_c) se mantiene relativamente constante, teniendo un pequeño incremento del 1.20 %. La pendiente de la línea de recompresión (c_r) registra una disminución del 5.2 %.

CAPÍTULO 6

6 PROPUESTA DE RENIVELACIÓN DEL CNSCT

6.1 GENERALIDADES

Los hundimientos diferenciales están considerados como uno de los principales problemas que afectan las construcciones, pues estos les provocan inclinaciones, perturban estructuras vecinas. Estos hundimientos diferenciales al acumularse pueden ocasionar a las construcciones daños estructurales, incrementándose con esto su vulnerabilidad ante catástrofes naturales. Los hundimientos diferenciales que presente la estructura dependerán de la distribución geométrica, arreglo estructural de la edificación, de los materiales y técnicas empleadas en la construcción y de las condiciones del subsuelo en el sitio donde se encuentra.

Históricamente en el Valle de México ha sido común renivelar edificaciones, por la alta compresibilidad de la arcilla y desde principios del siglo XX por asentamientos generados por el fenómeno de hundimiento regional. Un caso emblemático para los geotecnistas mexicanos, es el caso de la corrección geométrica realizada en la catedral metropolitana y el sagrario. Este monumento histórico, patrimonio cultural de la nación, llegó a acumular hasta 85 cm de hundimiento diferencial entre sus columnas durante su construcción.

Para mitigar los efectos de los hundimientos diferenciales, principalmente motivados a recuperar la estabilidad estructural de monumentos históricos, se han desarrollado diversas técnicas. Estas técnicas se han dividido en dos clasificaciones, una toma en cuenta el tiempo en el que actúan, de acuerdo con esta clasificación pueden ser permanentes o temporales.

SOLUCIONES PERMANENTES.- Se recurren a ellas cuando la causas que originan los hundimientos diferenciales se identifican completamente. En muchas ocasiones este tipo de soluciones implican efectuar modificaciones a la cimentación original.

SOLUCIONES TEMPORARLES.- Se adoptan cuando no se logra identificar o comprender completamente la causa del daño. Suelen aplicarse por un lapso de tiempo limitado y sus efectos se observan a largo plazo.

Otra clasificación se relaciona con la forma de abordar el problema geotécnico que originó dichos hundimientos, y las clasifica en:

SOLUCIONES CORRECTIVAS.- Se caracterizan por mitigar los efectos de los hundimientos diferenciales, inclinaciones o daño estructural generado por los mismos. Estas medidas no eliminan los factores que originan el hundimiento diferencial.

SOLUCIONES PREVENTIVAS.-El objetivo de estas soluciones es prevenir los efectos dañinos de los hundimientos diferenciales o de prevenir la acumulación de estos. Por medio de estas soluciones si se puede llegar a eliminar alguno de los factores que dieron origen a los hundimientos diferenciales.



Figura 6.1 Catedral Metropolitana y Sagrario, México, D.F., 2011

En las tablas siguientes se presenta una descripción de las técnicas correctivas y preventivas, sus ventajas, desventajas y ejemplos representativos de aplicación de la técnica.

Tabla 6.1 Soluciones Correctivas (Oliveira, 2008)

Método	Ventajas / Desventajas	Ejemplos
Subexcavación	La velocidad de los asentamientos correctivos puede ser controlada. Es adaptable a una amplia variedad de condiciones. Los efectos pueden ser difíciles de predecir o estimar, por lo que se hace hincapié en aplicar el Método Observacional. Puede requerir de trabajos auxiliares como trincheras, pozos o equipo especial de perforación.	Oldest documented case dating back to 1835 (St. Chad's Bell Tower in the UK); Tower of Pisa, Mexico City Cathedral
Gatos sobre las cabezas de los pilotes	Los pilotes deben ser instalados primero. Requieren mayores modificaciones estructurales en su sistema de cimentación. La superestructura debe ser adaptada y/o reforzada para tolerar los movimientos impuestos. La velocidad y la magnitud de los desplazamientos verticales correctivos pueden ser controladas de forma exacta.	Ha sido aplicada exitosamente en diversas partes del mundo.
Pilotes de control	Pilotes conectados indirectamente a los edificios puede ser utilizado para regular las cargas aplicadas a las cabezas de los pilotes o a los asentamientos directamente. Requieren mantenimiento permanente.	Descubierto en la ciudad de México en los años cincuenta. Ha sido utilizada en muchos monumentos pero con poco éxito.
Pilotes en sitios seleccionados	Para poder utilizar esta técnica, deben cumplirse condiciones geotecnias muy específicas y especiales. Por ejemplo, en sitios de hundimiento regional	Muchos edificios importantes y monumentos en la ciudad de México. Se utilizo como una solución provisional en la iglesia de Sagrario en la ciudad de México.
Inyección local de agua.	Tiene la intención de restaurar la presión de poro en zonas seleccionadas en sitios que son afectadas por el hundimiento regional.	Utilizado experimentalmente en el Palacio Nacional de la ciudad de México (1978), en la ex Torre de relaciones exteriores (1989). Los resultados no son concluyentes.
Electro-osmosis	Se lleva a cabo para inducir el flujo de agua y cambios en los esfuerzos efectivos, y por lo tanto, asentamientos correctivos. La duración de los ánodos es corta, tiene fenómenos secundarios difíciles de controlar.	Empleado experimentalmente en Pisa, El método se intento implementar en México en los setentas pero fue abandonado.

Tabla 6.2 Soluciones Preventivas (Oliveira, 2008)

Método	Ventajas / Desventajas	Ejemplos
Rehabilitación de los elementos originales de la cimentación	Empleado para restaurar o mejorar la condición de la cimentación existente. Su efectividad depende de la adecuada identificación del factor que origina los hundimientos y de conocer las condiciones geotécnicas del sitio.	Ha sido empleada en muchos monumentos y edificios históricos en todo el mundo.
Adición de pilas, micropilotes u otros elementos de cimentación profunda.	Pueden usualmente eliminar el factor que originó e incrementó los hundimientos diferenciales. Puede alterar, dañar e incluso destruir completamente información o vestigios arqueológicos.	Ha sido empleada en muchos monumentos y edificios históricos en todo el mundo.
Mejoramiento del suelo: jet grouting, deep mixing,	Puede ser difícil de implementar, estos métodos en algunas ocasiones resultan intrusivos, lo que puede generar daños en depósitos ricos en información arqueológica o en antiguas estructuras enterradas.	No se han aplicado en monumentos históricos.
Inyección de mortero hidráulico en suelo blandos	Puede ser difícil de implementar, estos métodos en algunas ocasiones resultan intrusivos, lo que puede generar daños en depósitos ricos en información arqueológica o en antiguas estructuras enterradas. El efecto previsto es alcanzar una distribución de asentamientos o de deformaciones verticales en campo más uniforme.	Utilizados exitosamente en la Catedral Metropolitana y en la iglesia de San Agustín.
Inclusiones rígidas	Puede ser difícil de implementar, estos métodos en algunas ocasiones resultan intrusivos, lo que puede generar daños en depósitos ricos en información arqueológica o en antiguas estructuras enterradas. El efecto previsto es alcanzar una distribución de asentamientos o de deformaciones verticales en campo más uniforme. Las inclusiones rígidas no están conectadas a la estructura.	El caso emblemático es el palacio de Bellas Artes en la ciudad de México. Además de muchas otras estructuras antiguas de la ciudad de México.
Aislamiento o separación por trincheras	Las trincheras pueden ser utilizadas para separar o aislar los desplazamientos de campo de dos o más estructuras.	Utilizada en la capilla de las Ánimas y en la Casa de los Azulejos en la ciudad de México. Los resultados aún siguen siendo evaluados. Fue propuesta para corregir la inclinación de la Torre de Pisa.

La selección del tipo de técnica depende del grado de daño que presente el edificio, con base en la magnitud del daño se determina si se plantea como objetivo eliminar o disminuir los efectos de los hundimientos diferenciales y en su caso, mejorar la capacidad de carga del subsuelo.

Después de reconstruir la historia de las cimentaciones de los edificios del CNSCT y sus movimientos, además de conocer las características del subsuelo que forma el predio, se detectaron zonas que requieren de la aplicación una técnica correctiva para recuperar la verticalidad de los edificios, en la medida de lo posible, y algunas que requieren de la aplicación de medidas preventivas para evitar futuras acumulaciones de daño.

Como medida correctiva se propone la técnica de subexcavación para eliminar el diferencial de hundimiento que presentan todos los edificios que forman el CNSCT (algunos en más que otros) y como medida preventiva se recomienda colocar inclusiones rígidas en con la finalidad de reducir y uniformizar la compresibilidad del terreno.

6.2 SUBEXCAVACIÓN

La técnica de subexcavación consiste en efectuar horadaciones en la arcilla blanda, que por deformación o falla plástica se cerrarían. Las aperturas y cierres sucesivos de las horadaciones inducirían paulatinamente los hundimientos los correctivos hasta las magnitudes de asentamiento que se fijarían de acuerdo con las inclinaciones y deformaciones que se deban corregir dentro del contexto de un proyecto elaborado entre ingenieros estructuristas y geotecnistas. Este método se empleó exitosamente en la Catedral y el Sagrario Metropolitanos de la ciudad de México y en la Torre de Pisa.

La subexcavación es aplicable en el CNSCT pues los edificios a lo largo de su historia han presentado movimiento de cuerpo rígido. Además, la recimentación de 1987 propició que los edificios contaran con la rigidez necesaria para tolerar los movimientos impuestos por los hundimientos que serán inducidos mediante la subexcavación y ninguno de los edificios presenta daño estructural.

En particular, la aplicación de esta técnica tiene como objetivo reducir los desniveles y desplomos que han sufrido los edificios del CNSCT debido a los hundimientos diferenciales; para ello se harían descender las partes altas respecto a las bajas, mediante la extracción lenta y controlada del suelo en que se apoya la cimentación. El procedimiento de ejecución consiste de tres labores específicas: a) la construcción de zanjas perimetrales y/o las lumbreras de acceso, b) en su caso, el abatimiento puntual del nivel freático, y c) la subexcavación o extracción controlada de pequeñas porciones de suelo hasta alcanzar el volumen preestablecido. Las dos primeras

acciones son preparatorias y la tercera constituye el procedimiento geotécnico de corrección.

Se empezaría por excavar zanjas perimetrales en la parte exterior de los edificios y, en caso de requerirse, lumbreras de acceso, cuyo número y localización se definieron aplicando métodos analíticos y numéricos; se profundizaron hasta la parte superior de los suelos blandos de la Formación Arcillosa Superior que una vez horadados se cerrarán por efecto de los esfuerzos verticales; el fondo de estas lumbreras o zanjas se ubicaría por debajo del nivel de los cajones de cimentación, a unos 3.50 m de profundidad. Para eliminar el agua freática y permitir la excavación de dichas zanjas y/o lumbreras, se colocaría un sistema de bombas con puntas eyectoras.

De aplicar subexcavación, es importante identificar los pilotes que estén conectados a su control y se encuentren dentro de alguna zona que se someterá a dicho proceso. Los pilotes que se encuentren en esa situación deberán desconectarse de sus marcos durante el proceso de subexcavación.

Es necesario enfatizar que la Subexcavación es una medida correctiva. Con ella se lograría la verticalidad de los edificios del CNSCT o bien se alcanzarían condiciones cercanas a ella. Al finalizar la Subexcavación los edificios nuevamente quedarían expuestos a los efectos nocivos del hundimiento regional y para evitarlos se requerirían acciones preventivas como la que se describe en los puntos 6.3 y 6.4.

El control de la subexcavación se lleva a cabo aplicando el Método Observacional, para lo cual es necesario colocar la instrumentación idónea para llevar el record de la evolución de los hundimientos recuperados. El método observacional es excelente para detectar si en algún momento del proceso de nivelación se presenta algún error, pueda corregirse antes de que se convierta en falla.

En el caso del CNSCT se recomienda instalar dispositivos para medir inclinaciones, colocar testigos para monitorear posibles agrietamientos, continuar la lectura de los piezómetros ya instalados y realizar nivelaciones periódicas referidas a un banco fijo fuera de la zona sometida al hundimiento regional (dos por mes durante el proceso y tres o cuatro por año al finalizarla).

6.3 PILOTES DE CONTROL

Su objetivo es uniformar el hundimiento de las estructuras junto con la masa de suelo bajo su cimentación, apoyados en su punta sobre la Primera Capa Dura. Estos pilotes soportarían el peso de los edificios A oriente, A poniente, B, AB, D y por fricción negativa tomarían el peso total de la tierra bajo su cimentación. Esto daría la rigidez necesaria al conjunto estructura-suelo para tolerar el hundimiento de la Formación Arcillosa Superior.

Los pilotes de control permiten evitar que se presenten emersiones aparentes, pues poseen un dispositivo que regula la carga que es aplicada en su cabeza, además del desplazamiento vertical de la superestructura. Este tipo de pilotes no están conectados directamente a la cimentación de la estructura, las cargas que son aplicadas en la cabeza de cada pilote por medio de un marco de reacción (Santoyo y Segovia, 1999). La carga máxima que puede soportar el pilote lo determina el esfuerzo de fluencia de los cubos de madera caobilla que se encuentran entre el marco de reacción y la cabeza del pilote; ese control de carga se presenta justo cuando los cubos de madera trabajan en su estado de fluencia. Cuando los cubos sufren deformaciones excesivas pierden la capacidad de soportar cargas y esta se transfiere directamente a la cabeza de los pilotes. Cuando se llega a la fluencia del conjunto, los hundimientos continúan acumulándose, esto puede ocasionar la falla del concreto de los pilotes por aplastamiento.

Se sabe que en los edificios A Oriente, A Poniente y B, existen pilotes de control y al parecer sólo algunos están conectados a su marco de control. En todo caso se requiere llevar a cabo una evaluación del estado de los pilotes de control ya instalados, así como de las condiciones de los cajones de cimentación en donde se encuentran, incluyendo la realización de una limpieza general de los cajones de cimentación retirando cualquier azolve.

Con la finalidad de rehabilitar los pilotes de control que forman parte de la cimentación de los edificios A poniente, A oriente y B, se recomienda:

- Mantener el cajón de cimentación libre de aguas freáticas.
- Retirar azolves o cascajo.
- Realizar una inspección del estado de los pilotes. Detectar si han emergido o se han hundido con respecto a la losa de cimentación. También debe tomarse nota del estado de los marco o puentes de reacción así como de los pernos de anclaje.

A partir de los resultados de la inspección se hará un estudio para determinar cuántos pilotes confiables existen y dónde se localizan. Este estudio deberá incluir pruebas de carga en el sitio. Después de ello se determinará si se requiere instalar más de estos pilotes y cómo deben distribuirse.

Finalmente, es necesario señalar que estos sistemas requieren mantenimiento periódico durante toda la vida útil de los edificios, lo que puede considerarse como una desventaja de la técnica.

6.4 INCLUSIONES RÍGIDAS

En la Ingeniería de Cimentaciones moderna se considera que una inclusión rígida es un elemento que se introduce dentro de una masa de suelo blando, sin entrar en contacto con la cimentación o la superestructura. Las inclusiones pueden usarse para endurecer o rigidizar una masa de suelo blando con lo cual constituyen un método para el mejoramiento del suelo. Cuando su función es transferir cargas a estratos profundos, constituyen una alternativa a otros tipos de cimentaciones profundas como pilas, pilotes o micropilotes.

De acuerdo con la definición anterior, puede decirse que en México se ha usado una variedad de inclusiones de diversos tipos desde hace varias décadas. Ejemplo de ello son las que describe Mendoza (1984) utilizadas para cimentar tanques para el almacenamiento de hidrocarburos. Posteriormente, ante la necesidad de disminuir selectiva y controladamente la compresibilidad del subsuelo bajo la Catedral Metropolitana se utilizaron inclusiones que conformaron una compleja estructura compuesta por cilindros de concreto y por delgadas láminas de mortero de pocos centímetros de espesor las cuales se formaban induciendo el fracturamiento hidráulico de las arcillas ahí presentes.

Hoy las inclusiones han ganado la aceptación de muchos geotecnistas que las utilizan para resolver algunos de los problemas que se presentan en la práctica de la ingeniería de cimentaciones en los suelos blandos de la Cuenca de México, principalmente cuando se trata de cimentar estructuras relativamente ligeras o en algunos proyectos de conservación de monumentos arquitectónicos. La gran mayoría de las inclusiones que ahí se han instalado son elementos colados en el sitio con concretos o morteros de cemento pero existen inclusiones hechas con otros materiales, como madera, acero o morteros de cal.

Esta propuesta se refiere a inclusiones cilíndricas construidas adaptando técnicas para el colado de pilotes en el sitio. Aunque en principio estas inclusiones pueden tener cualquier diámetro, en la mayoría de los casos se les puede considerar como un tipo de micropilotes, es decir, pilotes de diámetro pequeño (típicamente unos 30 cm como máximo) en los cuales no se coloca acero de refuerzo y, como ya se dijo, sin estar conectados a la superestructura

Objetivos de las inclusiones. De acuerdo con lo señalado arriba, los objetivos que se persiguen al instalar un conjunto de inclusiones dentro de una masa de suelo deformable pueden ser:

- *Reforzar o rigidizar la masa de suelo blando.* En general en este caso se procura reducir la deformabilidad del suelo mejorado con inclusiones o bien, aumentar la capacidad de carga de la totalidad de la masa reforzada.

- *Transferir las cargas desde los estratos someros a otros más profundos.* Esta es la función usual de cualquier sistema de cimentación profunda pero en este caso la transferencia las cargas de la estructura se transfieren a las inclusiones en forma indirecta.
- *Cualquier combinación de los dos anteriores.*

En el caso de CNSCT se pretende reforzar la masa de suelo para evitar la aparición de diferenciales de hundimiento en el futuro. Es decir, se trata de una medida eminentemente preventiva.

Comentario final. Todas las soluciones propuestas y descritas sucintamente en los párrafos anteriores son técnicamente viables en opinión de los autores pero la solución óptima sólo podrá identificarse a partir de la elaboración de proyectos específicos detallados que permitan evaluarlas a partir de consideraciones y de factibilidad económica, de facilidad constructiva, y de la posibilidad de usar o clausurar temporalmente los edificios durante el transcurso de las obras.

CAPÍTULO 7

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

En este trabajo se revisaron las condiciones del subsuelo en el predio donde se edificó el Centro Nacional de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (CNSCT). Para ello se analizaron los estudios geotécnicos disponibles en los archivos de dicha secretaría, puestos a la disposición del Instituto de Ingeniería de la UNAM por parte del personal de la SCT. Con base en esta revisión se caracterizaron los suelos que subyacen al CNSCT y, con la información recabada en los estudios de campo y laboratorio efectuados como parte de este estudio, se complementa dicha caracterización y se evalúa la forma en la que han evolucionado las propiedades del subsuelo a lo largo del tiempo. En los análisis se incluyeron los estudios geotécnicos realizados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM en 1985 y 2001 así como los que se llevaron a cabo como parte de este proyecto.

La información recabada en los estudios de campo y laboratorio, efectuados en esos años confirma que el bombeo regional ha ocasionado no sólo disminuciones en el contenido de agua del subsuelo sino que también lo ha rigidizado y endurecido,

además de que también ha incrementado su resistencia al esfuerzo cortante. Como consecuencia de esto, en los sondeos de cono eléctrico efectuados en diferentes fechas se ve que los espesores de los estratos disminuyen y la resistencia de punta del cono aumenta.

Con la información disponible se hicieron hipótesis acerca de la manera en la que se concibieron y construyeron las cimentaciones de los edificios que conforman el CNSCT. Originalmente los edificios se cimentaron con cajones desplantados a 3.5 m de profundidad, y al menos en los más altos también se colocaron pilotes de madera de 25 a 35 cm de diámetro. No se dispuso de planos detallados y menos de memorias de cálculo que indicaran la geometría de esas cimentaciones ni las consideraciones hechas para diseñarla.

En la década de los años cincuenta se agregaron pilotes de control de 35 y 45 cm de diámetro en los edificios A poniente, A oriente, B y AB. Se cuenta con algunos croquis de localización, pero se desconoce cómo se concibieron y con base en qué hipótesis se diseñaron. Finalmente, después de los temblores de 1985 se hizo una nueva recimentación de la cual existen planos pero no se tiene la certeza de que dicho proyecto se haya llevado a cabo tal como lo indican esos planos. Se sabe que se ampliaron los cajones de cimentación y que se agregaron más pilotes de control.

Aceptando como válidos los croquis y planos puestos a disposición del Instituto de Ingeniería, se revisó la estabilidad de las cimentaciones del CNSCT con base en las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias del reglamento de construcciones del Distrito Federal. A partir de los resultados de los análisis efectuados en este trabajo se concluye que los edificios del CNSCT satisfacen los requisitos mínimos de seguridad para condiciones de carga estática.

Los valores del Factor de Seguridad, en el que se involucra las acciones y la resistencia del suelo, calculados para los cajones de cimentación y los pilotes trabajando como elementos independientes cumplen satisfactoriamente con los factores de seguridad implícitos en la desigualdad propuesta por el reglamento para la revisión de la estabilidad de las cimentaciones. Esto demuestra que las cimentaciones son estables en condiciones estáticas y dinámicas.

A partir de una serie de nivelaciones hechas en el predio del CNSCT desde 1954 se analizó el comportamiento de los edificios tomando como referencia las condiciones supuestas para las cimentaciones. Con base en dichas hipótesis, se estudió la evolución de asentamientos observados con nivelaciones topográficas efectuadas desde hace casi 60 años de lo se concluye los hundimientos observados con el paso de los años son congruentes con las condiciones supuestas para las cimentaciones, en particular en lo que se refiere a las excentricidades geométricas y de cargas existentes en las edificaciones.

En este estudio también se evaluaron los asentamientos esperables en el CNSCT en el futuro empleando para ello un modelo teórico que permite estimar, bajo hipótesis realistas, cómo evolucionará el fenómeno del hundimiento regional en el sitio estudiado así como sus implicaciones en el comportamiento de los edificios ahí construidos. Con base en este estudio se concluye que la mayor parte de los asentamientos que se han manifestado en los edificios del CNSCT ya han ocurrido y que los que podrán acumularse en el futuro, en los próximos 50 años, serán de menor magnitud y se acumularán a los que ahora tiene conforme se generen los asentamientos por la evolución del hundimiento regional. Esta situación incrementará las condiciones de incomodidad que ahora tienen los usuarios del CNSCT pero su impacto en la seguridad estructural de los edificios no será significativo. Con relación a las cimentaciones de los edificios antes señalados, esta conclusión refuerza la necesidad de revisarlas con mayor detalle.

Las condiciones de incomodidad podrán tornarse intolerables para los usuarios del CNSCT y para corregir esta situación, en este trabajo se propone evaluar tres alternativas técnicamente viables para corregir los hundimientos diferenciales que la afectan y para evitar su acumulación en el futuro. Como medida correctiva se señala la aplicación del Método de Subexcavación y como medida preventiva se propone colocar inclusiones rígidas en el subsuelo. Se presenta una tercera alternativa que involucra la rehabilitación de los pilotes de control existentes, los cuales servirían tanto para corregir paulatinamente los diferenciales de hundimiento y propiciar que los futuros hundimientos se presenten de manera uniforme. También se sugiere analizar la posibilidad de instalar más pilotes de control. En cualquier caso, la rehabilitación del CNSCT requiere de intervenciones en las cimentaciones de sus edificios que, a su vez, ameritan estudios detallados a fin de elegir cuál es la solución óptima desde el punto de vista constructivo y económico.

7.2 RECOMENDACIONES

- Se requiere llevar a cabo un levantamiento de campo de las condiciones en las que se encuentran los cajones de las cimentaciones de todos los edificios del CNSCT. Este levantamiento de campo permitirá reevaluar las condiciones de seguridad o ratificar las conclusiones que, con relación a este aspecto, se manifestaron anteriormente. La inspección permitirá además, determinar cuántos y cuáles pilotes están en condiciones de ser rehabilitados y para cuales ya no será factible su rehabilitación.
- Si los edificios se dejaran tal y como se encuentran en la actualidad, se recomienda llevar a cabo mediciones de desniveles periódicas, por ejemplo cada seis meses de preferencia o menos. A partir de que los edificios alcancen 1.5 % de inclinación y hasta antes de 2 %, deberá revisarse la seguridad estructural de los edificios. Esto también supone adecuar y ajustar las líneas de servicios que llegan al CNSCT (agua, electricidad, gas, teléfono, fibras ópticas, etc) cada vez que sea necesario. Además de lo anterior seguiría siendo necesario renivelar periódicamente los niveles de piso en los pasillos y oficinas así como efectuar ajustes también periódicos en las juntas constructivas.

REFERENCIAS

1. Bowles, Joseph E. (1997). *Foundation analysis and desing*. McGraw – Hill Companies, International editions.
2. Budhu, M. (2001). *Soil Mechanics and Foundations*, John Wiley & Son, Inc New York, USA. ISBN 0-471—25231-X.
3. Comisión Nacional del Agua (1991). "Boletín de Mecánica de Suelos, datos del Valle de México", periodo de 1983 – 1986.
4. Figueroa, E. (2006). *Estudio de factibilidad para un sistema de pozos de bombeo e infiltración destinado a controlar los desplomes del conjunto de edificios del Centro Nacional SCT*. México, D.F.
5. Franco Casas, F. (2002). *Evaluación de las propiedades geotécnicas del sitio SCT a 15 años del sismo de 1985*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado.
6. Holguín, E., Gutiérrez, C., Cuevas A. y Segovia J. (1992). *Diseño geotécnico de cimentaciones*. México: ediciones TGC Geotecnia.
7. Méndez, E. (1991). *Evolución de las propiedades de la arcilla de la ciudad de México*. Tesis de Licenciatura, Instituto Politécnico Nacional, Facultad de Ingeniería.
8. Normas Técnicas Complementarias para el D. F., NTC (2004), México, *Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal*, Tomo II, Número 103.
9. Ossa López, A. (2004). *Modelo Elastoviscoplastico (EVP) para el estudio de la consolidación unidimensional de suelos*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado.
10. Ovando Shelley, E., Ossa López A. y Romo M. P. (2007). *The sinking of Mexico City its effects on soils properties and seismic response*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Amsterdam: Elsevier Ltd., N°27.p. 333-343.
11. Ovando Shelley E., Pinto de Oliveira, M. y Santoyo, E. (2007). *Regional subsidence and earthquakes as threats to architectural monuments in Mexico City*. 4th. International Conference on earthquake Geotechnical Engineering. Paper N° W2-1005. Thessaloniki Kyriazis Pitilakis p. 410 -426.
12. Pérez P. (2003). *Comportamiento cíclico de la arcilla de la ciudad de México en los sitios SCT y CAO*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado.
13. Pinto de Oliveira, M. (2008). *La geotecnia en los monumentos históricos*. Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado.
14. Tamez E., Santoyo, E. y Ovando, E. (1995). *Procedimiento de Subexcavación*. Cap.6 de "Catedral Metropolitana, corrección geométrica". Asociación amigos de la Catedral Metropolitana. México, D.F., ISBN 968-6258-49-3 Zaldivar, S. coordinador, p.p. 199 – 284.
15. Tamez González, E. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones, conceptos básicos de la práctica*. México: ediciones TGC Geotecnia.
16. Santoyo, E et al. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México*. México: ediciones TGC Geotecnia.
17. Santoyo, E. y Ovando E. (2000). *Catedral y Sagrario de la Ciudad de México, Corrección geométrica y Endurecimiento del subsuelo*. Resumen del informe

geotécnico final de la catedral: CONACULTA, TGC. México: ediciones TGC Geotecnia.

Otros documentos consultados, proporcionados por la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT:

1. Estudios de Cimentación de 1978 /Sondeos y estudios de nivelación del CNSCT (Antes SCOP).
2. Empresa PICOSA y GEOTEC (1978 – 1979), Resultados de la nivelación topográfica del edificio CNSCT / Estudio de Recimentación.
3. Estudios de cimentación de 1979 – 1983, Departamento de Cimentaciones, Dirección General de Servicios Técnicos.
4. Sondeos exploratorios en dos áreas del Centro SCOP, en Xola y av. Universidad, Cd. De México. (Geosol, 1985).
5. Características del suelo en el sitio SCT, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1985.
6. Pilotes edificio A del Centro Nacional SCT (Antes SCOP) de 1985 a 1987.
7. Lecturas Piezométricas del Centro Nacional SCT de 1985 a 1988.
8. Trabajos de exploración geotécnica en la Torre TELECOM, TGC 2004.

ANEXO FOTOGRAFICO

Cimentación del edificio D

MARZO, 2011



Fotografía 1. Contratraves y columna del cajón de cimentación



Fotografía 2. Vista general del cajón de cimentación del edificio D



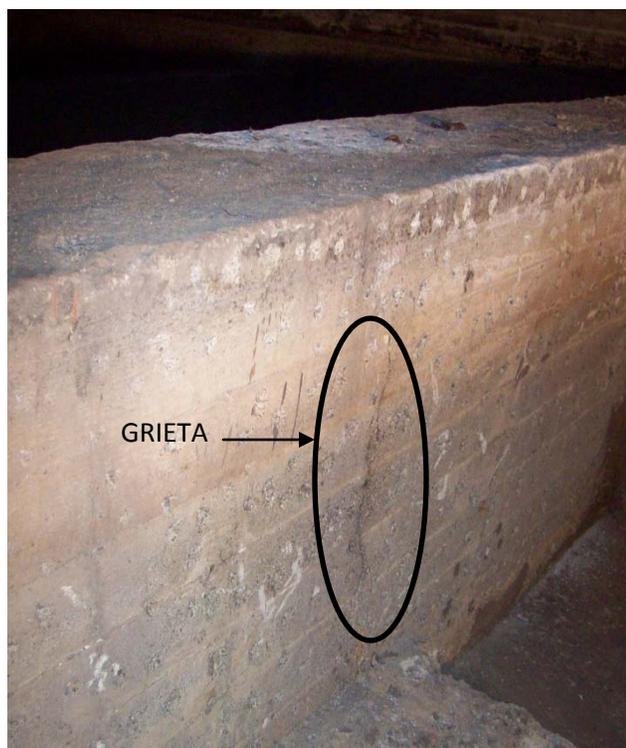
Fotografía 3. Columna apuntalada del cajón de cimentación del edificio D



Fotografía 4. Acero de refuerzo expuesto en una columna del cajón



Fotografía 5. Acero de refuerzo expuesto en una viga del cajón



Fotografía 6. Grieta en contratrabe del cajón