



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**MODELO PARA ESTUDIAR EL HUNDIMIENTO
DEL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE
MÉXICO.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA :

SARA MARGARITA PARDO NUÑEZ

DIRECTOR DE TESIS
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY



MÉXICO, D.F.

2007



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA

A mi mamá María Gudelia Nuñez Becerra, por darme la vida,
su amor, dedicación y apoyo incondicional.

A mi papá Margarito Pardo Cid, por haberme enseñado que
con esfuerzo y dedicación todo se logra.

A mis hermanos José Benaya y Benjamín, quienes han
estado conmigo siempre.

A Omar Flores Yescas, el gran amor de mi vida, gracias
por estar aquí y ahora.

A Cesar Hernández, quien siempre me apoyo, para ser
una mejor persona y por confiar en mí.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley, por haberme inspirado
la visión de un futuro mejor y por creer en mí.

A mis amigos, sin distinción alguna, a todos aquellos
que me brindaron siempre y en forma
incondicional, todo su apoyo.

AGRADECIMIENTOS

A través de estas líneas quiero agradecer al área de geotecnia del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, institución quien me otorgo una beca para realizar esta tesis de licenciatura.

En especial deseo reconocer al Dr. Efrán Ovando Shelley por haberme permitido ser parte de este equipo, por su apoyo ilimitado para la dirección y realización de de esta tesis y por todo lo que aprendí a su lado.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, gracias por haberme permitido formar parte de este equipo de trabajo, para la realización de esta tesis.

Un agradecimiento especial a Alexandra Ossa por el tiempo y apoyo incondicional brindado para realizar esta tesis y sobre todo por su paciencia.

Quiero agradecer a todos mis compañeros del instituto de Ingeniería del área de Geotecnia y muy especialmente a Edwin Rojas, Mario Flores, Yuri Valderrama, Osvaldo Flores, Gaspar, quienes de alguna manera hicieron posible el desarrollo de esta tesis y por hacer ameno el tiempo que pase aquí.

A German Aguilar y Jaime, por el apoyo brindado en el laboratorio y por una concebir una mejor estancia en este lugar.

Finalmente mi mayor agradecimiento a la Universidad Nacional Autónoma de México por la formación recibida y por mi paso inolvidable por ella.

Muchas gracias

MODELO PARA ESTUDIAR EL HUNDIMIENTO DEL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	
1 INTRODUCCIÓN	
1.1 Objetivos	2
1.2 Alcances	2
2 ANTECEDENTES	
2.1 Abastecimiento y desagüe	4
2.2 Inundaciones	5
3 HISTORIA GEOLÓGICA DE LA CUENCA DE MÉXICO	
3.1 Geología	8
3.2 Formación de suelos	9
3.3 Estratigrafía	10
3.4 Propiedades mecánicas de los suelos	10
4 CONSOLIDACIÓN Y HUNDIMIENTO REGIONAL	
4.1 Hundimiento regional	11
4.2 Teoría de la consolidación	12
4.2.1 Teoría de Terzaghi	13
4.3 Modelo matemático	16
4.3.1 Modelo Elasto-Viscoplástico (EVP)	16
4.3.2 Modelo EVP Modificado	22

5	PREDICCIÓN DE ASENTAMIENTOS	
5.1	Puntos de estudio	25
5.2	Estratigrafía del Centro Histórico	29
5.3	Propiedades de los suelos	31
5.4	Propiedades mecánicas	32
5.5	Condiciones piezométricas	35
5.6	Condiciones iniciales y de contorno	6
5.7	Calibración del modelo	2
5.8	Asentamientos futuros en el Centro Histórico	6
6	CONCLUSIONES	55
	BIBLIOGRAFÍA	56

RESUMEN

Se presenta una investigación acerca del hundimiento regional de la ciudad de México, debido al bombeo excesivo que se sigue efectuando en el subsuelo, conformado principalmente por arcillas muy compresibles. En consecuencia, se afecta a construcciones recientes y amenazan de manera importante monumentos históricos que forman parte de nuestro patrimonio cultural.

Esta tesis se enfoca a la recopilación de datos medidos en sitio y de pruebas realizadas en laboratorios al terreno, para su análisis e interpretación.

Se utilizó el modelo Elasto-Viscoplástico, basado en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi con un estrato y con condiciones de contorno. Para proporcionar solución numérica se ha empleado un algoritmo de diferencias finitas en el programa MAT-LAB. Es por ello que se han analizado por separado las dos series arcillosas que forman el subsuelo de la Ciudad de México. Los dos estratos en estudio tienen permeabilidades diferentes que se consideran constantes con el tiempo. La frontera superior del estrato es libre y en la inferior se conoce la presión de poro (velocidad de abatimiento). Las características asignadas de compresibilidad del suelo se hicieron a partir de los resultados de sondeos de cono eléctrico, realizados en los diferentes puntos de estudio, los cuales se han ajustado en la calibración del modelo.

Los datos que se han recopilado y utilizado son:

- ◆ Mediciones de niveles piezométricos
- ◆ Pruebas de consolidación unidimensional
 - ◆ Sondeos de cono eléctrico

Por último, se han hecho estimaciones de los asentamientos futuros esperados en los sitios de estudio del Centro histórico, utilizando el modelo Elasto-Viscoplástico. Los resultados arrojan que los asentamientos diferenciales pueden llegar a ser, en los próximos 70 años de hasta 3.5 m, de continuar con el actual ritmo de bombeo en la ciudad.

1 INTRODUCCIÓN

Su ubicación geográfica, condiciones climáticas y riqueza natural han propiciado la función histórica de la hoy capital de la República Mexicana como centro rector político y económico. En sus casi 9000 km² se han asentado, coexistido y desaparecido multitud de grupos humanos y una amplia variedad de especies de flora y fauna características. Por su clima, altas montañas, ríos de agua dulce, lagos salobres, bosques, suelos ricos en nutrientes y gran diversidad de especies animales, ha sido un lugar atractivo para habitar y aprovechar tales recursos. La vida en la hoy Ciudad de México está y estará permanentemente ligada a las condiciones naturales, mismas que se han modificado en función de la aglomeración poblacional, los usos irracionales del suelo y el excesivo aprovechamiento de los recursos, entre otros aspectos.

La compleja geología de la Cuenca de México ha proporcionado a lo largo de la historia abundantes recursos de agua a sus habitantes a pesar de la escasez de agua superficial. La historia de la explotación del acuífero de la Ciudad de México y los problemas de hundimiento asociados a él se examinan brevemente.

Los materiales que conforman el subsuelo de la Ciudad de México son principalmente minerales arcillosos de composición química muy variable, con una proporción elevada de agua y sales en solución, como suele suceder en los suelos de origen lacustre. Particularmente en el Centro Histórico de la ciudad, las condiciones de consolidación irregular de las arcillas constituyen un factor que acentúa las diferencias de comportamiento, ya que los cambios en los esfuerzos efectivos provocados por la transmisión gradual de esfuerzos entre la fase líquida del suelo y los sólidos que los integran, producen deformaciones diferenciales, que dependen del nivel de esfuerzos inicial y de la historia previa de cargas.

La presencia de restos de construcciones prehispánicas ocasiona puntos duros superficiales y profundos. Ante estos acontecimientos, la pérdida de la presión de poro ocasionada principalmente por la extracción de agua del subsuelo debe ser considerada por la magnitud y duración de sus efectos como el origen de los principales movimientos observados en la superficie, los cuales son testimonio las construcciones edificadas sobre esta superficie.

En el mes de junio del año 2005 el Fondo para la Protección del Patrimonio Cultural y Natural Mundial de Valor Universal Excepcional, denominado "el Fondo del Patrimonio Mundial", emitió una lista de los 100 lugares de México y el mundo en peligro de desaparecer, en esta lista se encuentran incluidos el zócalo y sus edificios adyacentes. El Centro Histórico está en peligro debido básicamente a la contaminación y sobre todo al hundimiento regional existente en esta zona. Dicho lugar se encuentra entre los proyectos de urgencia de esta organización para su preservación. El fin de emitir esta lista, es en primer lugar sensibilizar a la población de esta situación y la segunda es recabar fondos para preservar estos patrimonios culturales.

En esta tesis se estudia el fenómeno del hundimiento regional y se estiman sus efectos futuros. Por lo dicho anteriormente, la importancia del tema es obvia.

1.1 Objetivos

Este trabajo se enfoca a la recopilación de datos medidos en sitio y de pruebas realizadas en laboratorios al terreno, para su análisis e interpretación. Se utilizará el modelo Elasto-Viscoplástico, ya desarrollado, para analizar el fenómeno de consolidación primaria y secundaria, que produce el hundimiento regional en el Centro Histórico de la Ciudad de México, que se calibrará con datos hasta ahora disponibles. Posteriormente, se harán estimaciones sobre la magnitud de los asentamientos futuros que esperan en los sitios de estudios, utilizando el modelo antes mencionado. Se hará énfasis en los asentamientos diferenciales y cómo pueden afectar a las estructuras que es necesario conservar.

1.2 Alcances

Los alcances de este trabajo se limitan a lo siguiente:

- ◆ Se ha considerado la teoría unidimensional de Terzaghi, es decir, con flujo y deformación vertical.
- ◆ La modelación del comportamiento del suelo quedó restringida por la información que se recopiló.
- ◆ Identificar las tendencias del hundimiento actual en una porción del Centro Histórico de la Ciudad de México.

2 ANTECEDENTES

Los aztecas fundaron la gran Tenochtitlán, en el año 1325, en el lago Texcoco viendo la señal que les envió su dios Huitzilopochtli: un águila parada sobre un nopal, devorando a una serpiente.

El lago constituía la parte más baja de una cuenca cerrada circundada por volcanes. Esta cuenca es una depresión cerrada de manera natural, que a fines del siglo XVIII fue modificada artificialmente para controlar las inundaciones en la ciudad. En su estado natural, la cuenca tenía una serie de lagos, desde los de agua dulce en el sur, hasta los salados en el norte, en los que se concentraba la sal debido a la evaporación. La corriente de agua subterránea producía numerosos manantiales al pie de las montañas, así como pozos en el valle.

La productividad en los métodos agrícolas de los aztecas (caza y pesca), así como sus considerables habilidades militares, convirtieron en poco tiempo a los aztecas en un próspero pueblo, los emperadores además de sus conocidas conquistas, impulsaron el auge de la gran urbe en pleno lago, unida a tierra firme por amplias calzadas, interrumpidas por puentes estratégicos, cuyo centro ceremonial estaba provisto de imponentes edificios y plazas, hecho que demuestra que intuitivamente entendieron las propiedades mecánicas del subsuelo que los sustentaba.

Precisamente, con los aztecas comienza el estudio experimental de los suelos del Valle de México. Como han demostrado recientes investigaciones sobre la cimentación del Templo Mayor realizadas por Mazari, Marsal y Alberro (1998), los aztecas fueron progresando cautelosamente en la edificación de sus templos, con el fin de garantizar el éxito constructivo.

Así pues, la ciudad creció durante 200 años en los cuales los habitantes desarrollaron un sistema de aprovechamiento de la tierra que se basó principalmente en el acondicionamiento de chinampas, confeccionadas con fango extraído por medio de canastillas del fondo del lago, y amontonado hasta formar una fértil parcela de tierra firme, que sobresalía del lago entre 1 y 2 m, para protegerla de las inundaciones que la asolaban y para compensar los hundimientos a los que estuvo sujeta; entre las chinampas dejaban canales para transportar productos y personas en chalupas o barcazas. Las construcciones más grandes, como las pirámides, fueron hechas con rellenos masivos de arcilla y tezontle (piedra volcánica porosa y muy ligera).

Las pirámides estructuralmente eran montículos de tierra reforzada con una retícula de muros de mampostería. Los rellenos dentro de la retícula estaban constituidos por arcilla tomada del lugar y compactada con herramientas manuales. Antes de construir un templo, reforzaban los suelos con estacones de madera, hincados a separaciones de 30 a 40 cm: su longitud variaba entre los 2 y 4 m y sus diámetros entre 10 y 20 cm. Una cama de piedras planas, colocada sobre su cabeza soportaba los rellenos que constituían el núcleo de las pirámides.

Cuando el peso y el tiempo sumían o ladeaban las construcciones importantes, construían sobre los restos una nueva, cada vez más grande y majestuosa. Con el tiempo los materiales localizados bajo las estructuras prehispánicas se endurecieron y se volvieron menos deformables y a su vez más resistentes, aunque el hundimiento nunca cesó.

Después de la conquista, cuando se inicia la construcción de la ciudad colonial, estructuras de grandes dimensiones como la Catedral, el Palacio Nacional, las nuevas casas de Cortés (posteriormente ahí se edificó el Monte de Piedad en el siglo XVII), el edificio del ayuntamiento, el arzobispado, los de mayorazgo de Guerrero, entre muchos otros, se construyeron directamente sobre los templos y palacios aztecas y buena parte de la mampostería utilizada para edificar las primeras iglesias y casas españolas fue tomada de los restos de la ciudad azteca. Por tanto, la traza de la nueva ciudad se hizo aprovechando algunos aspectos del diseño urbano de Tenochtitlán.

2.1 Abastecimiento y desagüe

La historia del suministro y desalojo del agua en el valle de México es muy interesante. El emperador azteca Ahuítzotl mandó realizar una colosal obra de suministro de agua, que en una avenida, en el año 1502, se rompió, causando la muerte del emperador y constructor.

El abastecimiento de agua se continuó poco después con la explotación de los manantiales vecinos. Netzahualcóyotl construyó el primer acueducto, que partía de Chapultepec hasta la ciudad de Tenochtitlán. La ciudad azteca de Tenochtitlán tenía un elaborado sistema de acueductos para llevar agua de manantial, desde la parte más alta de la porción sur de la cuenca de México hasta la ciudad, tierra ganada al lago salino de

Texcoco. Se dice que el palacio de Netzahualcóyotl incluía un sistema de distribución de agua fría y caliente, así como de drenaje.

Tras vencer a los aztecas en el año de 1521, los españoles reconstruyeron estos acueductos y continuaron utilizando agua de manantial hasta mediados del siglo XIX. En esta época, se tenían problemas no menores con las aguas residuales, las autoridades permitían a la población que los drenajes de las casas desaguaran sus líquidos en acequias y zanjas, y los desechos sólidos se recolectaban y eran arrojados en las afueras de la ciudad.

El descubrimiento en 1846 de agua potable subterránea proveniente de los pozos artesianos (agua que sube a la superficie por la presión subterránea interna de un acuífero), provocó un furor por la perforación de estos, ya que dichos pozos llevaban el agua a la superficie sin necesidad de bombeo. Hacía esos años, la extracción creciente de agua de pozo, combinada con los métodos artificiales de drenado del valle, provocó que muchos manantiales naturales se secaran, que los lagos menguaran y que el agua del subsuelo perdiera presión, con la consecuente consolidación de las formaciones de arcilla lacustre sobre las que se asienta la ciudad.

Cuando el acuífero somero fue bombeado en forma extensiva, hacia 1850 y finales de este, el hundimiento del terreno ya tenía lugar. Cerca de 1895, el hundimiento había alcanzado un promedio de 5 cm por año. Con el creciente bombeo efectuado de 1948 a 1953, el hundimiento había llegado a los 46 cm por año en algunas áreas. De acuerdo con la Gerencia de Aguas del Valle de México, el hundimiento neto en los últimos cien años ha hecho descender el nivel del suelo de la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) un promedio de 7.5 m. El resultado ha sido un daño extensivo a la infraestructura de la ciudad, que abarca los cimientos de los edificios y el sistema de alcantarillado.

En 1942 se hizo necesario iniciar los trabajos para traer agua del río Lerma con el fin de abastecer las necesidades de la ciudad, aunque las obras se retrasaron hasta 1951. No hubo más remedio que continuar perforando pozos. Para estas fechas ya los expertos estaban preocupados por el daño al subsuelo. Así, el doctor Nabor Carrillo dejó bien claro, con demostraciones técnicas, que el hundimiento de la ciudad se debía al abatimiento de la presión del acuífero.

Ante el exceso de demanda se empezó a tratar el agua para su reúso. En 1954 se empezó a trabajar con la primera planta de tratamiento de aguas residuales en el Bosque de Chapultepec.

Tal situación obligó a la construcción del drenaje profundo, cuya primera etapa se terminó en 1975. Se excavó a profundidad calculada, para que no se afectaran los canales debido al hundimiento del terreno y el desagüe se produjera sólo por gravedad.

2.2 Inundaciones

Aparte de los problemas del subsuelo, las inundaciones fueron siempre una amenaza adicional. Los aztecas tuvieron que construir el albaradón de Netzahualcóyotl, para

prevenir las inundaciones y evitar la mezcla de las aguas salobres del lago de Texcoco con las aguas dulces de los demás lagos.

Pero todo cambió al iniciarse la conquista. Durante el asedio de la ciudad por Hernán Cortés en 1521, se abrieron varios boquetes en el albarradón de Netzahualcóyotl para permitir el paso de las embarcaciones españolas.

Después de la Conquista, en 1521, se prosiguieron las obras de suministro y contención de las aguas del lago debido a las periódicas inundaciones, como las de los años 1604 y 1607, causadas por grandes avenidas del río Cuautitlán.

En 1604, la ciudad sufrió grandes inundaciones que persistieron durante meses, dado que, la única salida del agua era por evaporación. Se decidió entonces construir una salida artificial para drenar los excedentes hacia la cuenca del río Tula. Para ello se intentó construir el canal de Huehuetoca y cruzar el parte aguas mediante un túnel de casi 12 km de longitud, bajo el sitio conocido como Nochistongo, que descargaría al río Tula. En 1604, Enrico Martínez dirigió la construcción de dicho tajo. Con esta obra se pretendió dar salida a las crecidas del río Cuautitlán y las de los lagos de México y de Texcoco. Pero el tajo, que en parte era abierto y en parte subterráneo, resultó demasiado estrecho y se derrumbó, dando lugar a los serios daños de la inundación de 1629, en la que se estima murieron 30,000 personas y que un número similar salió de la ciudad. La catástrofe fue tan grande que se pensó seriamente en trasladar la ciudad a otro sitio.

El ingeniero Martínez, a pesar de las críticas, reanudó la obra aunque no pudo verla finalizada pues fue hasta 1789 cuando el río Cuautitlán pudo ser controlado por la primera salida artificial del valle de México. También se inició así, sin pretenderlo, el proceso de cambio ecológico.

El tajo de Nochistongo alteró parcialmente las condiciones hidrológicas del valle: los lagos ya no crecían, pero continuaban las inundaciones debidas a las crecidas de los ríos. Hacia 1856 las inundaciones fueron cada vez más alarmantes y hubo que levantar diques de hasta de 3 m de altura. Dos grandes obras más de desagüe se realizaron: el Gran Canal del Desagüe y el Túnel de Tequisquiac.

A principios del siglo XX, Roberto Gayol construyó una red de alcantarillado que se extendía de poniente a oriente, siguiendo la pendiente del terreno y que desaguaba en el Gran Canal. La sobreexplotación del subsuelo deterioró el drenaje y por tanto disminuyó la capacidad de desalojo de aguas, por lo que hubo que ampliar el Gran Canal y construir un segundo túnel en Tequisquiac.

El Gran Canal, que fue proyectado para captar agua por gravedad, quedó en su tramo del centro de la ciudad abajo del nivel de descarga, por lo que hubo necesidad de bombear el agua. De 1952 a 1966 se instalaron 29 plantas de bombeo. En 1970 el hundimiento progresivo colocó tal sitio a 5.5 m por debajo del lago de Texcoco.

Por estas razones, entre otras, muchos edificios del Centro histórico se encuentran en peligro y es por esto que deben continuarse los esfuerzos para conocer todos los aspectos relacionados con el problema del suelo, para dimensionar consecuencias futuras de

monumentos arqueológicos, artísticos e históricos y así poder restaurar, rehabilitar y conservar exconventos, templos, fachadas, atrios, pinturas, retablos y demás.

Como ejemplo mas significativo está la catedral que puede ver en la fotografía 2.1, donde los asentamientos absolutos son del orden de 7 m y los asentamientos diferenciales máximos de 2.4 m en el año de 1989. Otro ejemplo de los asentamientos diferenciales es el ahora templo y parroquia de san Agustín, con acceso por la calle de El Salvador, (expropiado en 1882 por las leyes de reforma y destinado a la biblioteca nacional, la anexa capilla se destino a la hemeroteca), en la fotografía se puede observar claramente en asentamiento en la parte izquierda.



Fotografía 2.1 Catedral Metropolitana de la Ciudad de México



fotografía 2.2 Templo y Parroquia de San Agustín

3 HISTORIA GEOLÓGICA DE LA CUENCA DE MÉXICO

La Cuenca del Valle de México se localiza en la parte central del Cinturón Volcánico Transmexicano y tiene un área aproximada de 9000 km². El valle, situado a una altitud cercana a los 2,400 m sobre el nivel del mar, es el más alto de la región y se encuentra rodeado por montañas que alcanzan elevaciones superiores a los 5000 m. En consecuencia, su variabilidad orográfica, producto de su intensa historia geológica, así como su posición geográfica, han permitido a lo largo del tiempo la presencia de diversos biomas (un bioma es una comunidad de plantas y animales con formas de vida y condiciones ambientales similares).

3.1 Geología

El Valle de México comenzó a formarse cuando una importante actividad volcánica cerró el paso de una cuenca formada por dos macizos montañosos paralelos: hacia el poniente, corriendo alargadamente de norte a sur, la Sierra de las Cruces, y hacia el oriente, con alturas imponentes, la Sierra Nevada, que incluye a los volcanes Iztaccíhuatl (mujer blanca, en la lengua náhuatl) y Popocatepetl (montaña humeante). Por el sur, en la parte más baja de la cuenca, surge después la llamada sierra del Chichinautzin, su erupción ocurrió hace aproximadamente 600,000 años, esta sierra acabó por unir la base sur de la Sierra Nevada con la Sierra de las Cruces, con lo que convirtió una amplia zona en un nuevo valle rodeado con grandes montañas por tres lados y por tierras altas en su lado norte (figura 3.1). Desde ese momento, todo el material de los volcanes (el lavado de sus laderas, y el transportado por los vientos), se empezó a acumular en los puntos más bajos del valle. Además, si estábamos en un ambiente lacustre se generaba materia

orgánica, por lo tanto el sedimento de la ciudad de México está constituido por depósitos plásticos, fragmentos que vienen de todas las sierras aledañas que circunscriben a los lagos, asimismo del aporte volcánico y la materia orgánica, en la cual se tiene una cantidad apreciable de agua. Si llovía mucho, era un gran lago, si no, un pantano inmenso con islotes secos y aislados, uno de los cuales fue escogido como lugar de asentamiento por los aztecas.

La Sierra de Chichinautzin es la zona de recarga natural del acuífero de la ZMVM, debido a la alta permeabilidad de su roca de basalto. Los grandes manantiales de Xochimilco son un punto de descarga del flujo subterráneo; aquí se localizan algunos de los pozos más productivos del área.

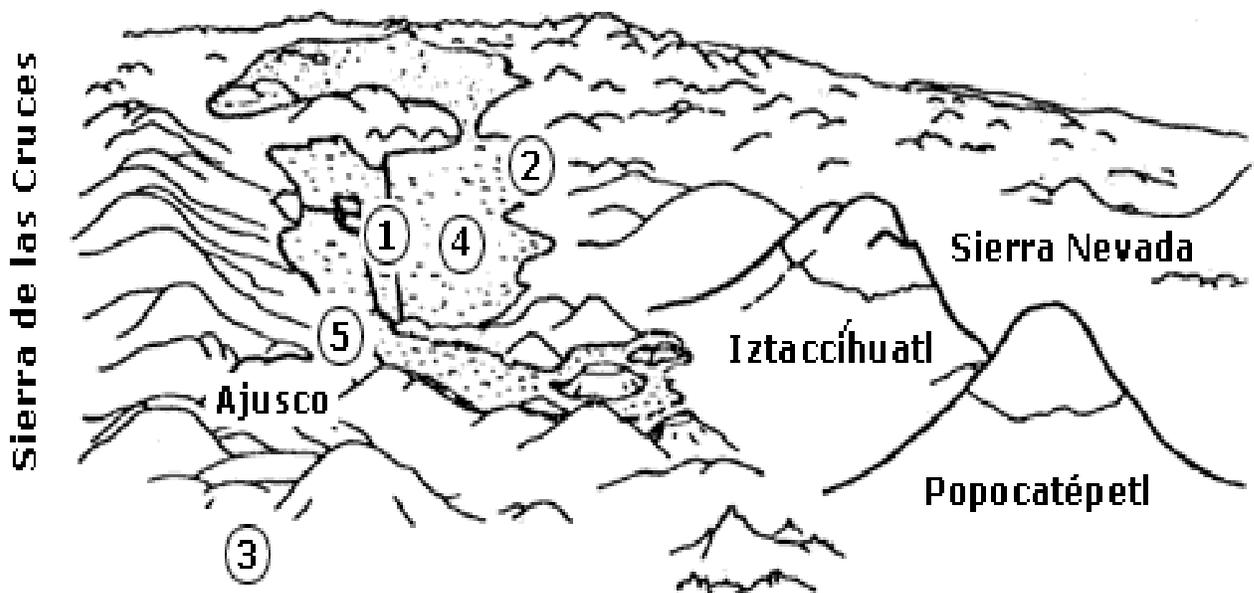


Figura 3.1 Perspectiva del valle de México desde el sur, 1) México-Tenochtitlán, 2) Texcoco, 3) Sierra de Chichinautzin, 4) lago de Texcoco, 5) volcán Xitle, último activo en el valle.

3.2 Formación de suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración físico-química de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel de lago bajo se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca, estos son mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcilloso-arenosos, por costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso, pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vado del antiguo lago de Texcoco, indicando que en esta región se tuvo escasos y breves periodos de sequía.

3.3 Estratigrafía

La ZMVM está asentada en su mayor parte, sobre el fondo del antiguo Lago de Texcoco. Las exploraciones realizadas por diferentes instituciones, revelan la existencia de una formación arcillosa extraordinariamente compresible, de origen volcánico, cuyas propiedades son muy variables de un punto a otro. Los cortes, siguiendo las direcciones N-S y E-W, dan una idea aproximada de la composición del terreno. Al poniente se encuentran depósitos potentes de grava y arena, cubiertos por estratos limo-arenosos muy compactos (tepetates). Los terrenos que se encuentran a la elevación 2,240 m o menor, aparecen invadidos por la formación arcillosa, cuyo espesor aumenta rápidamente hacia la parte céntrica de la ciudad, alcanzando a ser de unos 30 m; recientes sondeos en el fondo del citado Lago, muestran rellenos de arcilla a profundidades mayores de 150 m. La roca basal, que se supone es andesítica, de acuerdo con el estudio geofísico del Instituto Nacional de Investigación Científica, se ha localizado a 1,000 m bajo la superficie en promedio; su topografía es muy irregular, quedando la ciudad localizada en una de las depresiones subterráneas que forma el fondo rocoso del Valle de México.

3.4 Propiedades mecánicas de los suelos

Para el estudio del hundimiento es de primordial importancia el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales de la formación compresible. Un elevado número de pruebas realizadas por diversos laboratorios ha permitido determinar los valores estadísticos de dichas propiedades.

Las propiedades mecánicas de los suelos son: el contenido de agua natural, densidad de sólidos, relación de vacíos, límite líquido, límite plástico, resistencia a la compresión simple, modulo de deformación, carga de preconsolidación, coeficiente de compresibilidad medio, coeficiente de compresibilidad máximo, índice de compresibilidad en la carga, índice de compresibilidad en la descarga y coeficiente de consolidación.

4 CONSOLIDACIÓN Y HUNDIMIENTO REGIONAL

Los problemas y retos que presentan los edificios antiguos del Centro Histórico, además de las características intrínsecas de debilidad en algunas mamposterías, son las condiciones de suelo blando y compresible y de los fenómenos sísmicos. El subsuelo, sobre todo en la zona donde se encontraba el antiguo lago, es altamente compresible, prueba de ello es que, en los últimos cincuenta años, el hundimiento promedio debido a la pérdida de humedad de las arcillas se ha acelerado de 0.25 mm al mes, a más del doble; a esta compresibilidad natural de las arcillas y al rápido crecimiento urbano y de población, desde mediados del siglo pasado el hombre le añadió al iniciar la extracción de agua, el inexorable y creciente problema gradual del hundimiento regional, fenómeno que daña a valiosos monumentos del patrimonio cultural, en un permanente proceso de asentamientos diferenciales, que se manifiestan como desplomes progresivos en los elementos verticales (columnas, muros y torres) e inclinaciones en los edificios con sus consiguientes grietas, fuertes debilitamientos de algunos elementos y sobre todo, la reducción de la seguridad estructural.

4.1 Hundimiento regional

El subsuelo de la Ciudad de México ha sufrido y sigue sufriendo movimientos diferenciales, estos hundimientos afectan fuertemente a las estructuras de las construcciones.

El primero de ellos, sucedió durante el siglo XVI hasta el XX, a través de la consolidación de las arcillas, bajo los esfuerzos inducidos por el peso propio de las

estructuras que al actuar sobre los suelos desigualmente compresibles produjeron asentamientos diferenciales mayores que los que pudieran presentarse en un suelo razonablemente homogéneo. A este modo de consolidación se le llamo de cazuela, por el trazado de su deformación.

El segundo movimiento, llamado hundimiento regional, se volvió significativo a principios del siglo XX, por diferentes factores, entre los que destacan: el desmedido crecimiento urbano y poblacional, las excavaciones del metro subterráneo y en especial la excesiva extracción del agua de los estratos permeables. Es un fenómeno que ha generado un notable descenso de la superficie, lo que a su vez ha provocado deformaciones en las arcillas superiores que sin embargo, son desigualmente compresibles.

Los asentamientos diferenciales que se producen por el hundimiento regional encuentran obstáculos naturales o restos de construcciones anteriores, que provocan un alto grado de compresión en los suelos y son particularmente nocivos para los muros de mampostería. En efecto, como los muros de mampostería no son aptos para soportar tensiones se reproducen agrietamientos (floreo) lo cual afecta la estabilidad del conjunto por la presencia de los estados límite.

4.2 Teoría de la consolidación

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo o deformación. En los materiales estructurales como el concreto y el acero estas propiedades son bien comprendidas para la mayoría de las aplicaciones prácticas y pueden determinarse con un grado razonable de confianza. En los suelos sucede exactamente lo contrario, ya que las características físicas y químicas varían según el sitio de estudio. En materiales como el suelo la deformación es mayor aun bajo cargas pequeñas comparadas con las que se aplican a los materiales estructurales; además de que estas cargas suelen variar con el tiempo. Así cuando un estrato de arcilla soporta un edificio pueden pasar muchos años antes de que se complete la deformación del suelo.

Un suelo tiene una característica muy especial, la de reducir su volumen conforme pasa el tiempo, en general, el proceso en el cual los esfuerzos que actúan efectivamente sobre la fase sólida del suelo aumentan con el tiempo, este proceso, se conoce como de consolidación, se caracteriza por darse en dirección vertical (consolidación unidireccional); esto quiere decir que los movimientos de las partículas del suelo en dirección horizontal son pocos o nulos. Si se coloca una estructura en el suelo, el fenómeno se intensifica por la carga dada por la propia estructura.

Para establecer las ecuaciones de consolidación es necesario tener en cuenta las ecuaciones constitutivas, las ecuaciones de continuidad de flujo y las ecuaciones de equilibrio de esfuerzos. Para las ecuaciones constitutivas, se vuelve a tener en cuenta el modelo elástico lineal.

4.2.1 Teoría de Terzaghi

De acuerdo con la teoría de la consolidación el fenómeno se rige por la siguiente expresión:

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

Donde

C_v = Coeficiente de consolidación vertical

u = Exceso en la presión hidrostática

z = Coordenada vertical del elemento suelo.

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (4.2)$$

El coeficiente de consolidación C_v indica la rapidez con la que se disipa la presión de poro, una vez se aplica un incremento de carga Δp y depende de la permeabilidad k y de la compresibilidad volumétrica m_v del suelo. γ_w es el peso específico del agua.

El coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v se define como la relación esfuerzo-deformación y expresa la compresibilidad del suelo, referida a su volumen inicial (figura 4.1).

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (4.3)$$

Donde

a_v = Coeficiente de compresibilidad

e_0 = Relación de vacíos inicial del estrato analizado

El coeficiente de compresibilidad expresa la razón de variación de la relación de vacíos con la presión (figura 4.2) y está dado por la siguiente expresión:

$$a_v = \frac{de}{dp} \quad (4.4)$$

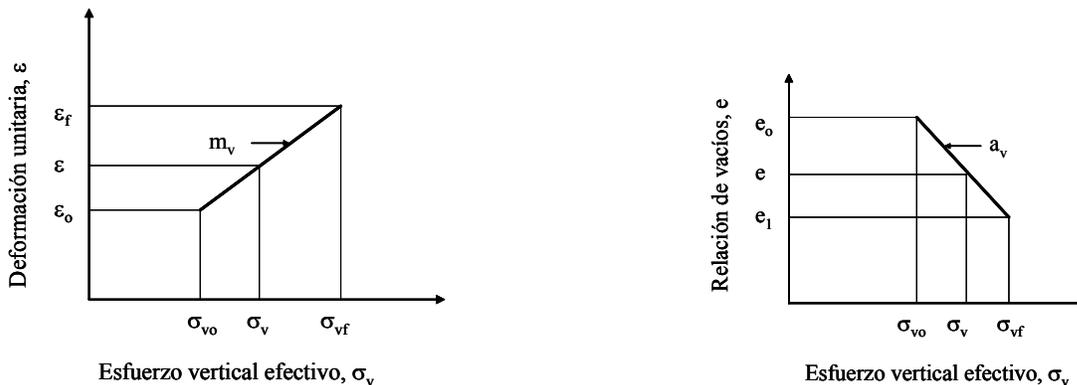


Figura 4.1 Coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v

La solución de la ecuación 4.1 depende de las condiciones de frontera del estrato compresible, es decir, si este se encuentra confinado por uno o dos estratos permeables (figuras 4.3a y 4.3b), que permitan la expulsión del agua una vez que se aplica un incremento de esfuerzo al suelo.

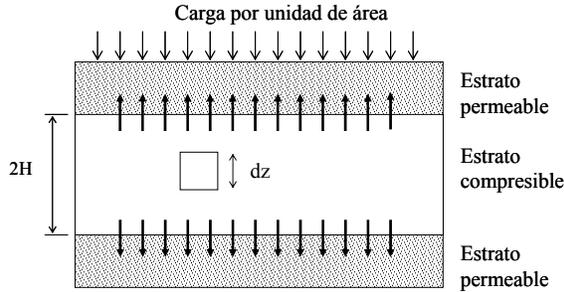


Figura 4.3a Estrato doblemente drenado

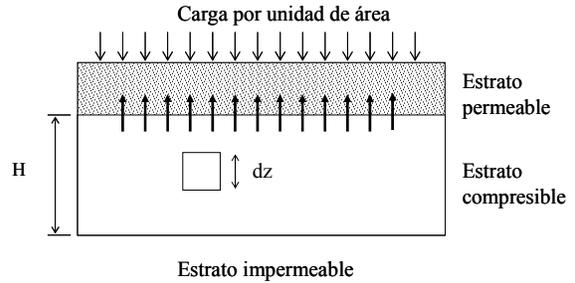


Figura 4.3b Estrato simplemente drenado

Las condiciones de frontera que se presentan, para el caso de la figura 4.3a son:

Para $t = 0^+$	$0 \leq z \leq 2H$	$u = \Delta p$
Para $t > 0^+$	$z = 0$	$u = 0$
Para $t > 0^+$	$z = H$	$u = 0$
Para $t = \omega$	$0 \leq z \leq 2H$	$u = 0$

De esta forma, la solución de la ecuación 4.1 para el caso de un estrato compresible confinado por dos estratos permeables está dada por la ecuación 4.5, y puede ser representada por un conjunto de isocronas que indican la variación del exceso de la presión u , con la profundidad z y el tiempo t , tal como se muestra en la figura 4.4.

$$u(z,t) = \sum_{m=0}^{\omega} \frac{2\Delta p}{M} \text{sen}\left(M \cdot \frac{z}{H}\right) \cdot e^{-M^2 T} \tag{4.5}$$

Donde

$$M = \frac{\pi(2m + 1)}{2} \quad \text{con } m = 0, 1, 2, \dots, \infty$$

H = Longitud máxima de la trayectoria de drenaje

T = Factor adimensional denominado factor de tiempo

El factor T esta definido como:

$$T = \frac{C_v t}{H^2} \tag{4.6}$$

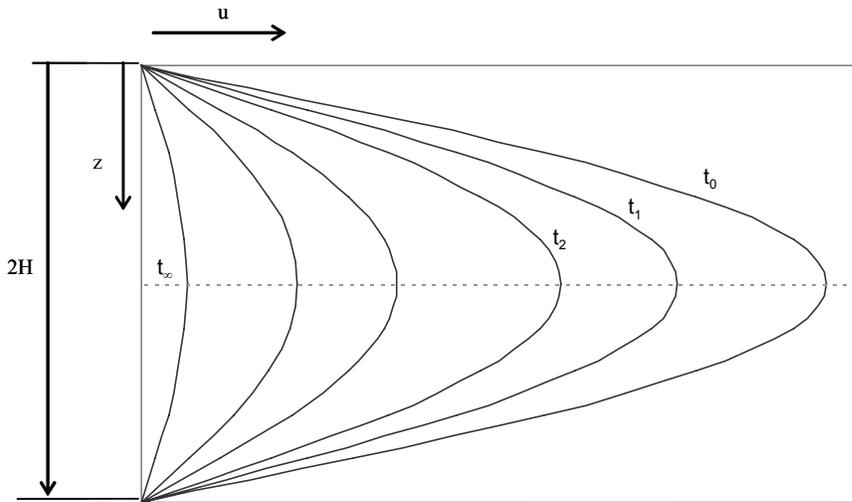


Figura 4.4 Curvas isocronas, estrato con drenaje doble

El grado de consolidación del suelo a una profundidad z en un instante t , se define como la relación de la consolidación desarrollada hasta el instante t entre la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga Δp , y se expresa mediante la ecuación.

$$U(\%) = 100 \left(\frac{\Delta P - u}{\Delta P} \right) \quad (4.7)$$

Para el caso de un estrato de suelo compresible, con drenaje doble se tiene:

$$U(\%) = 100 \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \cdot e^{-M^2 T} \right] \quad (4.8)$$

El grado de consolidación del estrato del suelo es sólo función del factor T . La figura 4.5 muestra la relación teórica U y T , llamada curva de consolidación.

Como resultado de los ensayos de consolidación se obtienen curvas que relacionan las deformaciones con el tiempo para cada uno de los incrementos de carga aplicados. Por otra parte, como resultado de una aplicación estricta de la teoría de Terzaghi, se ha obtenido la curva teórica $U-T$, mostrada en la figura 4.5, en donde T es el factor tiempo que involucra a todas las variables que afectan el proceso de consolidación

Debido a esta semejanza entre las curvas de laboratorio y teórica, es posible, a partir de las curvas deformación-tiempo obtenidas de los ensayos de consolidación, calcular el valor del coeficiente de consolidación C_v . Para comparar una curva observada con la teórica debe definirse primero, en que punto de la curva de laboratorio se supondrá el 0%

y el 100% de grado de consolidación, para ajustar la escala de U con la de las deformaciones obtenidas del ensaye.

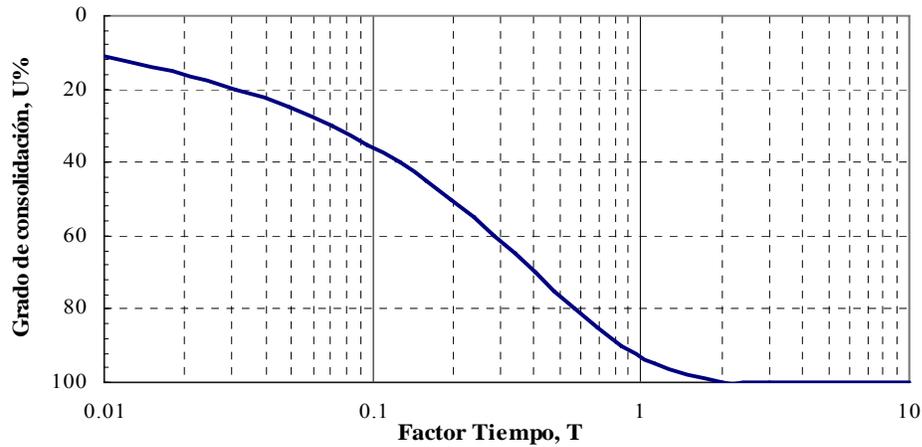


Figura 4.5 Curva de consolidación teórica

4.3 Modelo matemático

Las deformaciones que ocurren después que ha terminado la consolidación predicha por Terzaghi, se deben al fenómeno de consolidación secundaria, es decir, dicha teoría solo describe el fenómeno de consolidación primaria.

De acuerdo con muchos autores, ambos fenómenos se pueden separar y ocurren uno después del otro (consolidación secundaria después de la primaria), en estricto rigor, ambas ocurren simultáneamente, aunque durante las etapas iniciales la que domina el fenómeno es la consolidación primaria, descrita por la teoría de Terzaghi, y en el largo plazo la que domina el comportamiento del suelo es la consolidación secundaria. Se han propuesto muchas teorías para describir a la consolidación total de los suelos, considerando que las consolidaciones primaria y secundaria actúan juntas o por separado, en este trabajo se utiliza un modelo Elasto-viscoplástico (EVP) en el cual las consolidaciones primaria y secundaria ocurren simultáneamente.

4.3.1 Modelo Elasto-Viscoplástico (EVP)

A continuación se presenta una breve descripción del modelo EVP desarrollado por Yin y Graham. (1994, 1996), el cual considera que la deformación del suelo es la suma de dos componentes, uno elástico y otro viscoplástico. La componente elástica se define a través de la línea de compresión instantánea (ecuación 4.9), cuya pendiente es igual a la pendiente de las líneas de recompresión y de descarga (figura 4.6).

$$\varepsilon_z^e = \varepsilon_{zu}^e + \frac{K}{v_o} \ln \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zu}} \right) \quad (4.9)$$

Donde

κ/v_o = Pendiente de la línea instantánea

v_o = Volumen específico inicial del suelo

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

En estricto rigor, las deformaciones representadas por la línea instantánea son visco-elásticas, (Rajot, 1992). Sin embargo, tal como se observa en las pruebas a deformación constante (CRS) realizadas por Leroueil (1988) y López (2002), la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el tramo de recompresión no cambia considerablemente cuando se varían las velocidades de deformación, y es aproximadamente igual a la línea de descarga en cada una de las curvas.

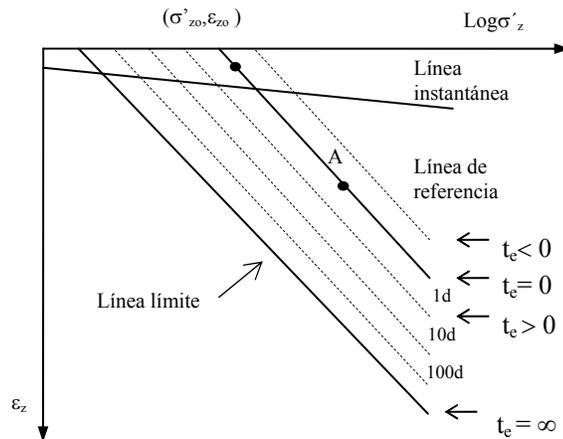


Figura 4.6 Modelo EVP

Las líneas de tiempo paralelas representan la componente viscoplástica de la deformación, cada una de ellas esta asociada a una velocidad de deformación constante, a través del tiempo equivalente t_e .

La línea de referencia representa una línea de tiempo con velocidad de deformación conocida a la cual se le asigna un tiempo equivalente t_e igual a cero, en la práctica suele tomarse como línea de referencia a la línea de compresión en el rango normalmente consolidado. El espaciamiento entre las líneas de tiempo es función del logaritmo del tiempo, la distancia entre dos líneas de tiempo representa una variación en la velocidad de deformación por "creep". Si el suelo careciera de propiedades viscosas sólo existiría una única curva de compresibilidad.

La ecuación que define a la línea de referencia es la siguiente:

$$\varepsilon_z^{vp} = \varepsilon_{zo}^{vp} + \frac{\lambda}{v_o} Ln \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zo}} \right) \tag{4.10}$$

Donde

λ/v_o = Pendiente de la línea de referencia

$\sigma'_{zo}, \varepsilon_{zo}^{vp}$ son las coordenadas de un punto ubicado sobre la línea de referencia

σ'_{z0} puede tomarse como la intersección de la línea de referencia con el eje $\log \sigma'_z$, en este caso ε_{z0} sería igual a cero.

La línea de tiempo límite ($t_e = \infty$), no puede ser calculada, pero si puede definirse aproximadamente con pruebas de consolidación de larga duración.

Ecuación de continuidad

La ecuación de continuidad para el proceso de consolidación obtenida a partir del principio de la conservación de la masa y de la ley de Darcy puede expresarse de la siguiente forma:

$$-\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.11)$$

Donde

k = Permeabilidad del suelo

γ_w = Peso volumétrico del agua.

Ecuaciones generales

Si para un esfuerzo dado σ_z , el tiempo equivalente t_e es conocido, la deformación total del suelo, se puede expresar de la siguiente manera:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{z0}^{vp} + \frac{\lambda}{v_o} \text{Ln} \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right) + \frac{\psi}{v_o} \text{Ln} \left(\frac{t_o + t_e}{t_o} \right) \quad (4.12)$$

El tercer término de la ecuación representa las deformaciones diferidas o por "creep", las cuales son función del tiempo y se deben a las propiedades viscosas del suelo. t_o es el tiempo requerido para que la presión de poro debido a un incremento $\Delta\sigma$ se disipe, cuando el suelo se encuentra sometido a un esfuerzo efectivo σ'_{zA} en el rango normalmente consolidado (figura 4.7), $\psi/v_o = C_{\alpha\varepsilon}/2.3$, donde $C_{\alpha\varepsilon}$ es la pendiente del tramo recto de la curva de compresibilidad ($\log t$) vs ε .

Conocidos σ_z y ε_z , el valor de t_e puede calcularse a través de la ecuación 4.13.

$$t_e = -t_o + t_o \exp \left[\left(\varepsilon_z - \varepsilon_{z0}^{vp} \right) \frac{v_o}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right)^v \quad (4.13)$$

Cuando se aplica un incremento de esfuerzo $d\sigma'_z$, la variación en la deformación $d\varepsilon_z$ que resulta, es la suma del incremento de deformación elástica $d\varepsilon_z^e$, y de la deformación diferida o por "creep" $d\varepsilon_z^c$, así:

$$d\varepsilon_z = \frac{\kappa}{v_o} \left(\frac{1}{\sigma'_z} \right) d\sigma'_z + \frac{\psi}{v_o} \left(\frac{1}{t_o + t_e} \right) dt \quad (4.14)$$

Al combinar las ecuaciones 4.11, 4.13 y 4.14, y tomando en cuenta el principio de esfuerzos efectivos se llega al siguiente sistema de ecuaciones diferenciales:

$$c_{ve} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \tag{4.15}$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = -m_{ve} \frac{\partial u}{\partial t} + g(u, \varepsilon_z) \tag{4.16}$$

$$g(u, \varepsilon_z) = \frac{\psi / v_o}{t_o} \exp \left[- \left(\varepsilon_z - \varepsilon_{zo}^{vp} \right) \frac{v_o}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zo}} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} \tag{4.17}$$

Donde

$$c_{ve} = k / (m_{ve} \gamma_w)$$

$$m_{ve} = \frac{\partial \varepsilon_z^e}{\partial \sigma'_z} \text{ igual a } (\kappa / v_o) / (\sigma'_z) .$$

Solución mediante el método de las diferencias finitas

Las ecuaciones 4.15 y 4.16 tienen la forma de un sistema de ecuaciones diferenciales no lineal que puede ser resuelto mediante el método de las diferencias finitas utilizando el método implícito de Crank-Nicholson..

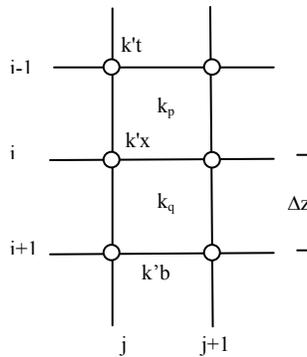


Figura 4.7 Esquema de diferencias finitas

Para predecir el comportamiento compresible en depósitos de suelos estratificados, el método de las diferencias finitas requiere conocer el valor de la permeabilidad en la interfase de los sub-estratos. Tomando en cuenta el esquema mostrado en la figura 4.7, el valor del coeficiente de permeabilidad en el punto X situado en la interfase de dos estratos p y q con características de permeabilidad diferente, según Nash y Ryde (2001) es la siguiente:

$$k'_x = \frac{2k_p k_q}{k_p + k_q} \tag{4.18}$$

Basados en el esquema mostrado en la figura 4.7, el lado izquierdo de la ecuación 4.15, puede expresarse en términos de diferencias finitas así:

$$\frac{1}{\gamma_w} \left[\frac{k_t \left[\frac{(u_{i-1,j+1} + u_{i-1,j}) - (u_{i,j+1} + u_{i,j})}{2\Delta z} \right]}{\Delta z} \right] + \frac{1}{\gamma_w} \left[\frac{k_b \left[\frac{(u_{i+1,j+1} + u_{i+1,j}) - (u_{i,j+1} + u_{i,j})}{2\Delta z} \right]}{\Delta z} \right] \quad (4.19)$$

Finalmente la ecuación 4.15 puede describirse de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} & -\frac{r_1(i)}{2} u_{i-1,j+1} + (1+r_2(i)) u_{i,j+1} - \frac{r_3(i)}{2} u_{i+1,j+1} \\ & = \frac{r_1(i)}{2} u_{i-1,j} + (1-r_2(i)) u_{i,j} + \frac{r_3(i)}{2} u_{i+1,j} + \Delta t \left(\frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \right)_{i,j} \end{aligned} \quad (4.20)$$

Donde para $i = 1, 2, 3, \dots, n-1$.

$$k'_t = \frac{2k_i k_{i-1}}{k_i + k_{i-1}} \quad (4.21a)$$

$$k'_b = \frac{2k_i k_{i+1}}{k_i + k_{i+1}} \quad (4.21b)$$

$$r_1(i) = \frac{k'_t * \Delta t}{m_{ve}(i) * \gamma_w(i) * \Delta z^2} \quad (4.22a)$$

$$r_2(i) = \frac{(k'_t + k'_b) * \Delta t}{m_{ve}(i) * \gamma_w(i) * \Delta z^2} \quad (4.22b)$$

$$r_3(i) = \frac{k'_b * \Delta t}{m_{ve}(i) * \gamma_w(i) * \Delta z^2} \quad (4.22c)$$

El modelo EVP tal como lo presentan Yin et al, no considera la variación de la permeabilidad en el tiempo, sin embargo, durante el proceso de consolidación, la permeabilidad varía conforme lo hace la relación de vacíos del suelo. Taylor (1948) y posteriormente Mesri (1974), hicieron notar que existe una relación entre estos dos parámetros, así:

$$\ln k = \ln k_o - \left(\frac{e_o - e}{C_k} \right) \quad (4.23)$$

Tavenas et al (1983), relacionaron el valor de C_k con la relación de vacíos inicial del suelo e_o , para el caso de algunas arcillas de Québec, para las cuales encontraron que $C_k = 0.5e_o$ (considerando la permeabilidad en escala logarítmica de base 10).

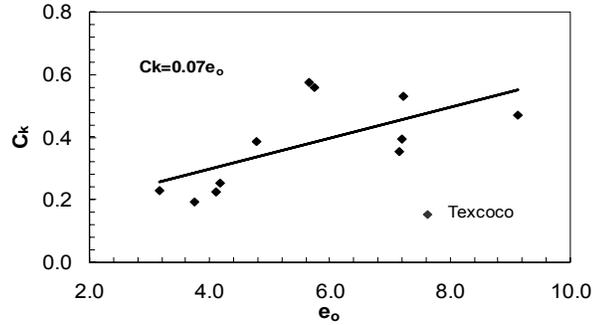


Figura 4.8 C_k vs e_o , antiguo lago de Texcoco

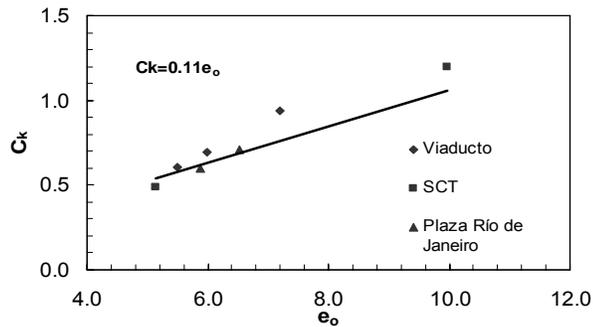


Figura 4.9 C_k vs e_o , Ciudad de México

Para el caso de las pruebas provenientes de la Ciudad de México, López (2002), se estableció que el valor de C_k es aproximadamente 0.11 veces la relación de vacíos inicial de la muestra de suelo, mientras que para las muestras provenientes del antiguo lago de Texcoco, la relación fue de 0.07 veces. Lo anterior, se ilustra en las figuras 4.8 y 4.9.

La ecuación 4.16, se puede expresar en términos de diferencias finitas así:

$$(\varepsilon_z)_{i,j+1} = (\varepsilon_z)_{i,j} - (m_{ve})_{ij}(u_{i,j+1} - u_{i,j}) + \Delta t[(g(u, \varepsilon_z))_{i,j}] \tag{4.24}$$

Los asentamientos que experimentará el estrato de suelo, se pueden calcular al integrar las deformaciones en cada intervalo tal como se muestra a continuación:

$$S_j = \int_{z=0}^{z=2H} \varepsilon_z(j, z) dz = \left(0.5(\varepsilon_z)_{0,j} + \sum_{i=1}^{i=n-1} (\varepsilon_z)_{i,j} + 0.5(\varepsilon_z)_{n,j} \right) \tag{4.25}$$

Donde

$2H$ = Espesor del estrato

i = 1,2,3,n-1, representa la variación en la profundidad

j = 0,1,2,3,....., $m-1$, representa la variación en el tiempo

Para resolver ecuaciones 4.20 y 4.24 es necesario conocer la distribución inicial de la presión de poro en el estrato de suelo considerado, así como la evolución de la presión de poro en los extremos permeables.

4.3.2 Modelo EVP Modificado

Existen suelos como las arcillas del valle de México con curvas de compresibilidad similares a la figura 4.10. En esta figura se observa que la pendiente de la línea en el rango normalmente consolidado, no es constante. Teniendo en cuenta lo anterior, Nash (2001) propone un nuevo modelo EVP similar al propuesto por Yin et al (1994).

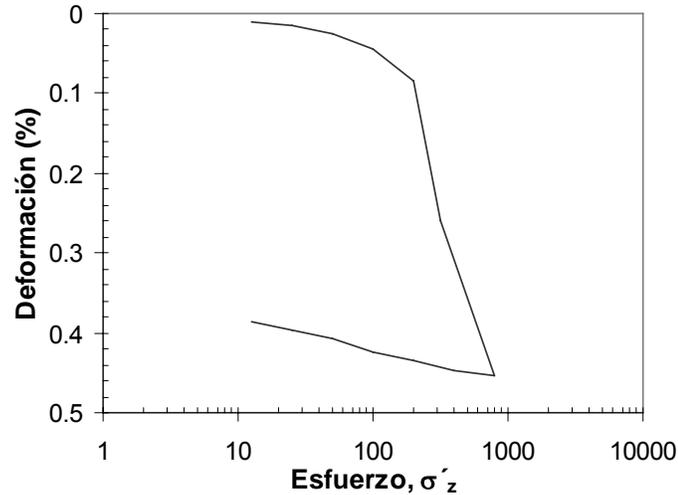


Figura 4.10 Curva de compresibilidad, λ/V variable

Este modelo se basa en el concepto definido por Butterfield (1979), en el que expresa:

$$\bar{\varepsilon} = -\int_{v_o}^v \frac{dv}{v} = -\ln\left(\frac{v}{v_o}\right) \quad (4.26)$$

Donde

v_o y v representan el volumen específico del suelo al comienzo, y en un punto dado del proceso de carga, respectivamente.

En este nuevo modelo la línea de referencia, tiene una pendiente λ^*/v_o , la ecuación que describe esta línea es la siguiente:

$$\ln(v^{vp}) = \ln(v_o^{vp}) - \frac{\lambda^*}{v_o} \ln\left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zo}}\right) \quad (4.27)$$

La ecuación 4.27 también se puede escribir en términos de deformaciones naturales así:

$$\bar{\varepsilon}^{vp} = \bar{\varepsilon}_o^{vp} + \frac{\lambda^*}{v_o} \ln\left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zo}}\right) \quad (4.28)$$

La ecuación 4.29 define las deformaciones totales del suelo de la siguiente forma:

$$\bar{\varepsilon}_z = \bar{\varepsilon}_{z_0}^{vp} + \frac{\lambda^*}{v_o} \text{Ln} \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z_0}} \right) + \frac{\psi^*}{v_o} \text{Ln} \left(\frac{t_o + t_e}{t_o} \right) \quad (4.29)$$

Donde

ψ^*/v_o = Pendiente de la línea de compresión diferida $\bar{\varepsilon}$ vs $\text{Ln } t$.

El tiempo equivalente t_e , se expresa de la siguiente forma:

$$t_e = -t_o + t_o \exp \left[\left(\bar{\varepsilon}_z - \bar{\varepsilon}_{z_0}^{vp} \right) \frac{v_o}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z_0}} \right)^{-\frac{v_o}{\psi}} \quad (4.30)$$

Principio de Proporcionalidad Natural

El Principio de Proporcionalidad Natural (PPN) de los suelos de Juárez Badillo (1975,1981), aplicado a la compresibilidad de los suelos expresa la relación del volumen de suelo con el esfuerzo efectivo a través de la ecuación 3.31.

$$\frac{dz}{z} = \gamma \frac{d\sigma'_z}{\sigma'_z} \quad (4.31)$$

Donde

$z = (1/V) - (1/V_o)$

γ = Coeficiente de compresibilidad volumétrica

V_o = Volumen a

$\sigma'_z = 0$, y es igual a ∞ para arcillas.

Al integrar la ecuación 4.31, se llega a la siguiente expresión:

$$\ln \left(\frac{v}{v_1} \right) = \gamma \ln \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z_1}} \right) \quad (4.32)$$

Teniendo en cuenta la siguiente expresión (Juárez Badillo ,1969), que expresa:

$$d\bar{\varepsilon} = -\frac{dv}{v} = -\ln \left(\frac{v}{v_1} \right) \quad (4.33)$$

La ecuación 4.32, se puede escribir de la siguiente forma:

$$\bar{\varepsilon} = \bar{\varepsilon}_1 + \gamma \ln \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z_1}} \right) \quad (4.34)$$

Las ecuaciones 4.28 y 4.34 son idénticas, en ambos casos los parámetros γ y λ^*/v_o , representan la pendiente de la línea $\bar{\varepsilon} - \ln \sigma'_z$ en el rango normalmente consolidado.

Juárez Badillo (1988), mediante pruebas de laboratorio observó que existe una relación entre la curva de compresibilidad al final de la consolidación primaria (EOP), la cual tiene la forma de la ecuación 4.34, y la curva de compresibilidad para tiempos que tienden a infinito (EOS). Ambas curvas tienen la misma pendiente γ , y para el caso específico de la ciudad de México se ha encontrado que la relación $(1+e_\infty)/(1+e_p)$ es igual a 0.8.

Con base en lo anterior, puede decirse que las deformaciones naturales totales según el Principio de Proporcionalidad Natural pueden expresarse a través de la siguiente ecuación:

$$\bar{\varepsilon} = \bar{\varepsilon}_1 + \gamma \ln \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z1}} \right) + \bar{S} \quad (4.35)$$

Donde

\bar{S} = Valor de la deformación secundaria, hallado de forma experimental.

Al comparar las ecuaciones 4.29 y 4.35 se ve que ambas tienen la misma forma, la diferencia entre el modelo EVP modificado y el PPN esta en la forma en que se determinan el componente secundario de las deformaciones. Lo sorprendente de la similitud entre estas dos teorías, es que ambas fueron concebidas utilizando principios y conceptos que difieren enormemente, por una lado el modelo EVP se basa en las leyes de los materiales que expresan que el suelo es de características elásticas, plásticas y viscosas, y por otra parte Juárez Badillo quien niega la validez de los dos primeros conceptos, se apoya en el Principio de Proporcionalidad Natural, cuyo fundamento es de carácter filosófico

Para que se cumpla la igualdad mostrada en la ecuación 4.36, t_e debe ser igual a infinito, y necesariamente el parámetro ψ debe disminuir con el tiempo, de lo contrario el termino al lado derecho de la ecuación tendería a infinito, lo cual no es cierto debido a que durante el proceso de consolidación, los asentamientos tienden a ser constantes con el tiempo.

$$\bar{S}_\infty = \frac{\psi^*}{v_o} \ln \left(\frac{t_o + t_e}{t_o} \right) \quad (4.36)$$

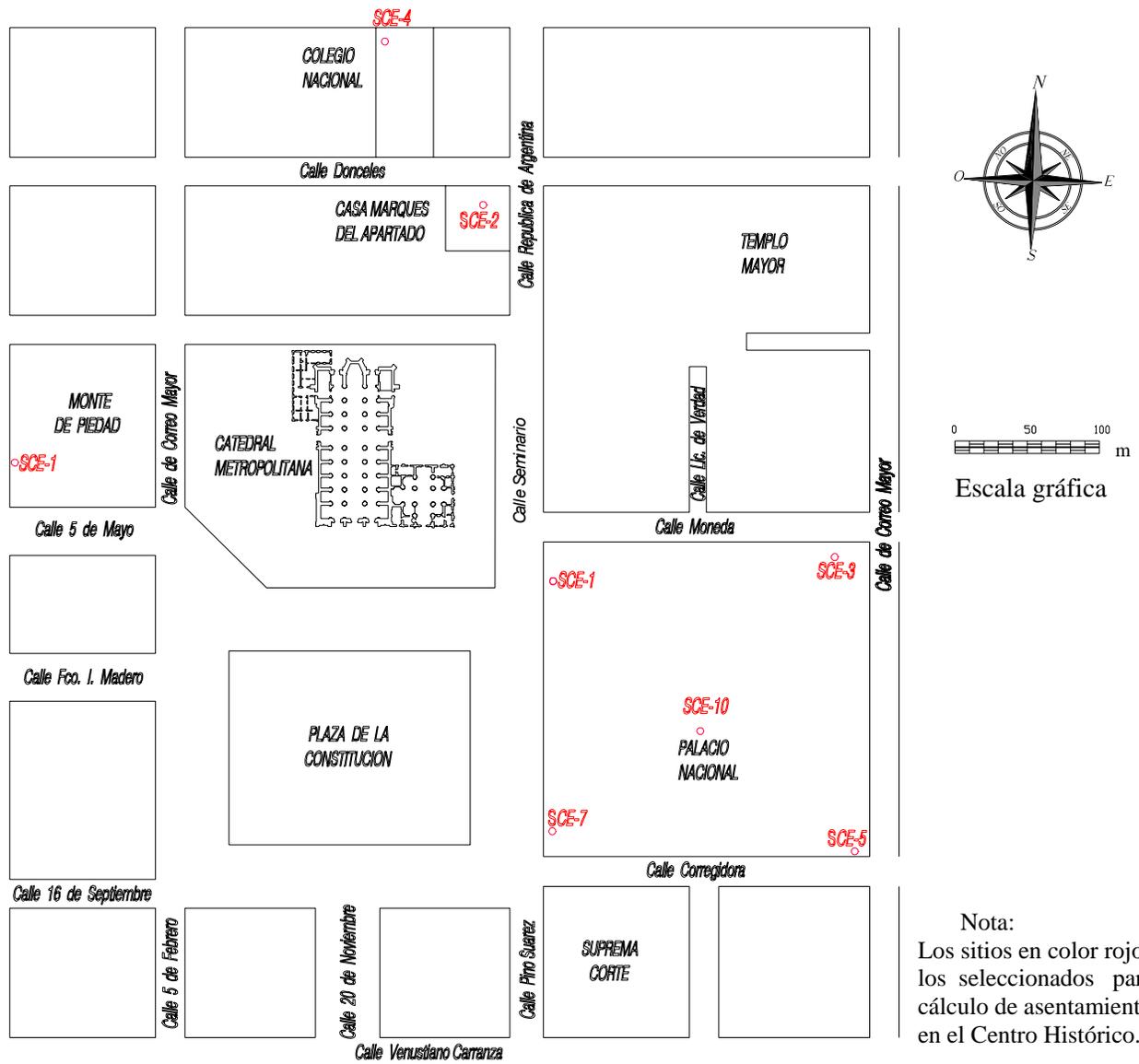
Para que esta condición se cumpla, esta afirmación coincide con el concepto de algunos investigadores en el sentido de que el parámetro ψ no es constante, cambia con el tiempo y con el estado de esfuerzos del suelo.

5 PREDICCIÓN DE ASENTAMIENTOS

En este capítulo se calculan los asentamientos en la Catedral y Centro Histórico a partir del programa IINCON desarrollado por López (2002).

5.1 Puntos de estudio

Para la realización de este trabajo se escogieron puntos de estudio dentro del Centro Histórico de la Ciudad de México. Estos puntos se encuentran en y/o alrededor de la Catedral Metropolitana, Colegio Nacional, Monte de Piedad y la Casa Marqués del Apartado y se ilustran en las figuras 4.1 y 4.2. En total se utilizaron 20 puntos, en los cuales se cuenta con información geotécnica y datos de pruebas de cono eléctrico.



Nota:
 Los sitios en color rojo son los seleccionados para el cálculo de asentamientos en el Centro Histórico.

Figura 5.1 Localización de los sondeos en el plano del Centro histórico

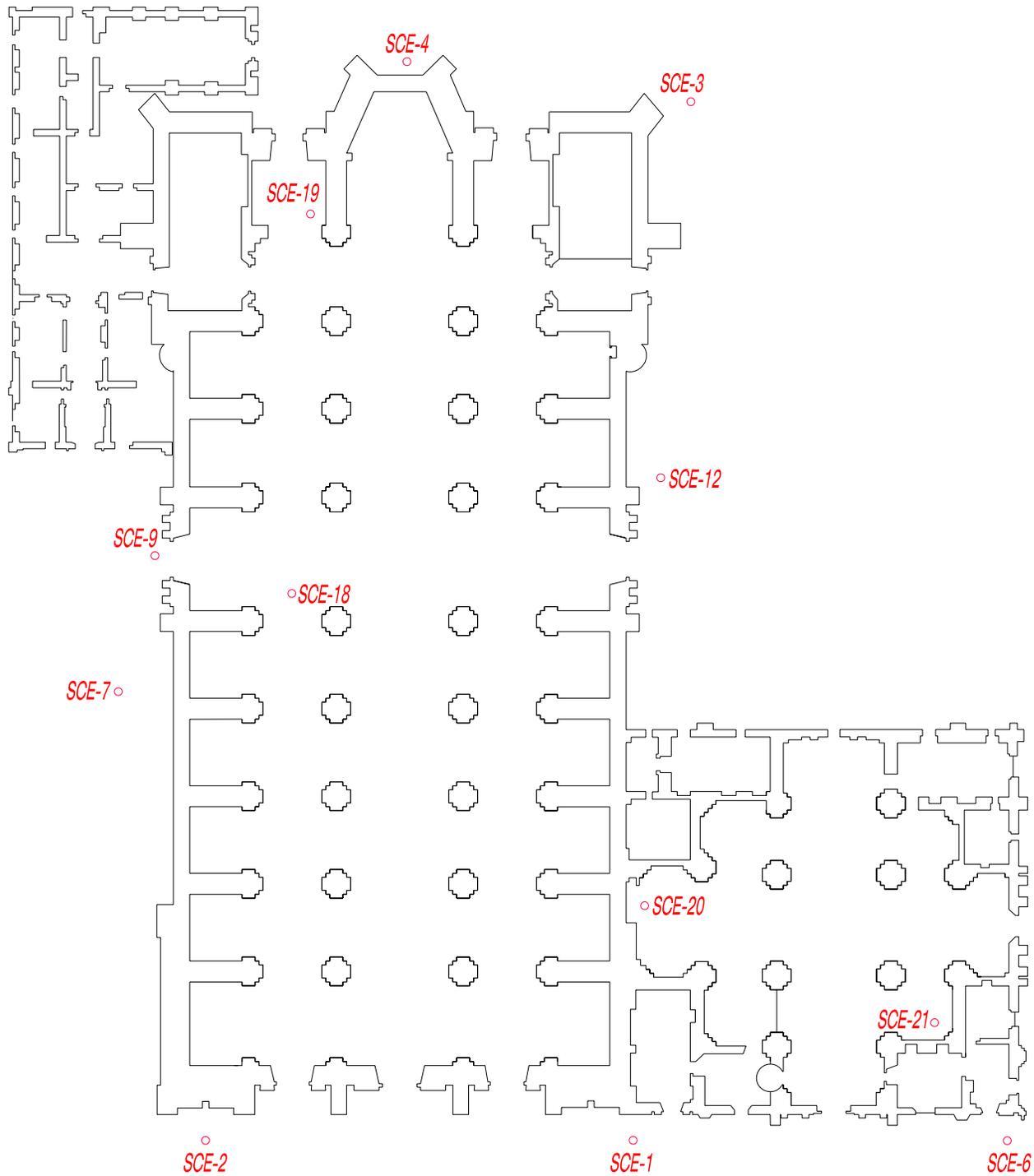


Figura 5.2 Localización de los sondeos de la Catedral Metropolitana

Catedral Metropolitana. Fue construida entre los años de 1571 y 1813. Su ancho es 66.36 por 122.26 m; consta de cinco naves, una cúpula central y dos torres de 60 m de altura. Originalmente, el terreno fue preparado con un estacado a la manera prehispánica, de hasta 3.50 m de largo por unos 20 cm de diámetro, con separaciones de 50 a 60 cm; sobre éste hubo una preparación consistente en una capa delgada de carbón, cuyo propósito es desconocido (pudo haber tenido razones rituales o quizá se pretendió disminuir las humedades o las condiciones pantanosas de la zona); sobre esta capa y a manera de plantilla, se construyó una gran plataforma a la que nos referimos como el pedraplén, que es de mampostería de tezontle (toba volcánica) de 2 m de espesor máximo al sur y de 1.20 m al norte. Sobre el pedraplén se apoya un basamento construido por unos retícula de contratrabes de mampostería de 3.50 m de peralte. Se dice que originalmente se pensó en construir una catedral de mayor tamaño y por esta razón el pedraplén sobresale de la periferia de la Catedral. La carga de esta plataforma dio lugar a deformaciones y, por esta razón, su espesor se incrementó, buscando nivelarla de manera irregular. Este fue el inicio de una larga cadena de dificultades que los hombres de la Nueva España enfrentaron para dar conclusión al monumento más importante de América, al cual las generaciones sucesivas han practicado una larga historia de reparaciones que durante el presente siglo se han multiplicado por el incremento de población y la consecuente deshidratación de la cuenca del valle de México.

El ingeniero Gayol se ocupó de la Catedral Metropolitana, dejando -para nuestra fortuna- un documento mediante el cual sabemos que, hacia 1907, las deformaciones del edificio alcanzaban, entre el ábside y la torre poniente, 1.60 m en el piso. Quiere decir que de entonces a la fecha, la deformación o hundimiento diferencial correspondiente a esos dos puntos se ha incrementado aproximadamente un metro. En 1940, los arquitectos Manuel Ortiz Monasterio y Manuel Cortina vaciaron el relleno la cimentación de Catedral, con objeto de construir los nichos para depósito de restos humanos, y si bien descargaron el terreno, se debilitó en mucho la cimentación, al romper contratrabes en todos sentidos; las trabes y refuerzos de concreto que aplicaron son muy débiles y en poco ayudan a dar rigidez al sistema. Entre 1993 y 1998 se corrigieron parte de los hundimientos diferenciales con el método de subexcavación. Posteriormente, hasta el año 2000 se llevo a cabo un procedimiento conocido como endurecimiento selectivo del suelo con el cual se redujeron considerablemente las velocidades del hundimiento diferencial.

Palacio Nacional. Este conjunto de estructuras tiene una superficie de 200 m, edificado en el sitio donde estuviera el palacio de Moctezuma, que luego fue residencia de virreyes. Se estima que su cimentación originalmente estaba constituida por un relleno apoyado sobre estacones de madera, correspondiente al sistema prehispánico de cimentación. El proceso constructivo comprende de 1523 a 1926, año en el cual se construye el cuarto nivel. Actualmente es sede del poder ejecutivo federal y alberga oficinas de las secretarías de Hacienda y Crédito Público.

La porción norponiente del Palacio fue recimentada con pilotes de control, con su punta apoyada en la primera capa dura, provista de una funda para eliminar la fricción negativa.

Colegio Nacional. Al fundarse en 1943, se le asignaron las áreas correspondientes al patio Noreste al colegio de niñas llamado La Enseñanza (esta fue una de las primeras instituciones novohispanas dedicada a la instrucción de las mujeres). Mucho tiempo después parte del conjunto lo ocupó el Archivo de Notarías, permaneciendo alrededor de 40 años, donde se estima que el peso de 1200 toneladas provocó asentamientos paulatinos. La sobrecarga correspondiente en los cimientos fue equivalente a 1.02 t/m².

Monte de Piedad. Se sitúa en el extremo sur de la manzana delimitada por las calles de Tacuba, 5 de Mayo, La palma y Monte de Piedad; el edificio tiene planta baja y tres niveles. Es una de las construcciones coloniales más antiguas y notables de la ciudad ya que bajo esta construcción descansan los restos del Palacio de Axayácatl y las casas viejas de Moctezuma; las cuales se construyeron empleando materiales de las estructuras prehispánicas. La Contaduría de Estado y el Marquesado de Oaxaca también formaron parte de la historia de dicho edificio.

Durante la época colonial la zona sufrió los estragos de las inundaciones, obligando a colocar muy probablemente rellenos para recuperar niveles y evitar inundaciones en su interior. Finalmente el siglo pasado se construyó el último nivel y se modificaron sus muros de tal manera que se formó el pasaje central.

Casa Marqués del Apartado. Se localiza en la esquina que forman las calles de República Argentina y Donceles. En la zona norte del edificio, se constata la presencia de un "coatepantli" (en Náhuatl, Muro perimetral que protege al Recinto sagrado de Tenochtitlán), cuyos restos han sido parcialmente encontrados en el patio central de esta casa. La etapa de restauración de esta construcción se llevó a cabo en el año 2003.

5.2 Estratigrafía del Centro Histórico

Resumidamente la estratigrafía del subsuelo en el Centro Histórico es la siguiente:

1. Costra Superficial. Este estrato está integrado por los tres siguientes substratos:

- Relleno Artificial. Lo constituyen restos de construcción y relleno arqueológico; su espesor varía entre 1 y 7 m.
- Suelo blando. Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes intercalados de arena fina.
- Costra seca. Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

2. Serie arcillosa lacustre superior se identifican tres substratos principales, esta capa tiene un espesor entre 25 y 50 m, los cuales tienen intercalados lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio volcánico.

- Arcilla consolidada superficialmente. En este estrato las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que incremento el esfuerzo de preconsolidación de los suelos, los cuales son localizados por debajo de la costra superficial.

- Arcilla no afectada por el bombeo. Se localiza por debajo de la profundidad hasta la afectación de las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos consolidados.

- Arcilla consolidada profunda. El bombeo para abastecer a la ciudad de agua ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

3. Capa Dura. Es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionalmente gravas, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable. Es casi imperceptible en la zona central del lago que no llego a secarse, hasta alcanzar unos metros en lo que fueron las orillas del lago.

4. Serie Arcillosa Lacustre Inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

5. Depósitos Profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de unos 5 m, está más endurecida y debajo de ella se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

- Límites de consistencia. Se realizaron ensayos para determinar los límites de consistencia, obteniéndose el límite líquido y plástico en muestras de suelos finos.

- Consolidación. Se efectuaron ensayos de consolidación convencionales, manteniendo cada etapa de carga durante 24 horas, tiempo necesario para que se presente la consolidación primaria del suelo y una parte de la secundaria.

5.4 Propiedades mecánicas

Aquí se dan a conocer las características mecánicas de los sondeos utilizados para calcular los asentamientos futuros de cada sitio. Se debe tomar en cuenta que en los sondeos SCE-3, SCE-4, SCE-9 y SCE-12, que se encuentran en la Catedral Metropolitana, la información obtenida no es del todo completa. El valor de q_c se obtiene de los sondeos de cono y m_v se calcula con una correlación a partir de q_c , Blanch (1999). A continuación se indican estos:

Palacio Nacional

SCE-1

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
11.5-13.5	5	0.230
13.5-17.5	5	0.230
17.5-23.5	6	0.190
23.5-26	7	0.170
26-29.5	8	0.150
29.5-31	9	0.140
31-36.5	11	0.115
38-41	20	0.070
41-44	14	0.090
44-46.5	14	0.090
46.5-49	13	0.095

SCE-3

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
12.5-15.5	4	0.270
15.5-19	4	0.270
19-24.5	5	0.230
24.5-30	7	0.170
30-36	10	0.125
41-42	20	0.070
42-45	23	0.070
45-49	4	0.065

SCE-5

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
11-15.5	5	0.230
15.5-21.5	6	0.190
21.5-24	7	0.170
24-28	8	0.150
28-29	9	0.140
29-35	13	0.095
38-39.5	15	0.085
39.5-41	17	0.077
41-47	20	0.070
47-49	25	0.062

SCE-7

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-10		
10-14	6	0.190
14-18.5	7	0.170
18.5-24	8	0.150
24-26.5	8	0.150
26.5-30.5	10	0.125
30.5-32	12	0.100
32-37.5	15	0.085
41-42	20	0.070
42-45	18	0.075
45-49	20	0.070

SCE-10

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-12.5		
12.5-15	15	0.085
15-22	10	0.120
22-28	20	0.075
28-30	26	0.060
30-32.5	32	0.050
32.5-34.5	22	0.070
34.5-38	24	0.065
42-43.5	27	0.060
43.5-45	30	0.050
45-51	32	0.050

Catedral Metropolitana**SCE-1**

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-15.5		
15.5-17.5	7	0.170
17.5-21	9	0.140
21-26	8	0.160
26-28	8	0.160
28-31.5	11	0.105
31.5-33	12	0.100
33-38.5	14	0.085
41-42.5	19	0.070
42.5-45	21	0.065
45-51	23	0.060

SCE-2

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-12		
12-15	6	0.190
15-19	7	0.170
19-24	7	0.170
24-26.5	8	0.150
26.5-29.5	8	0.150
29.5-31	9	0.140
31-37.5	12	0.100
37-38	15	0.085
39-41	17	0.077
41-42.5	20	0.070
42.5-45.5	17	0.077
45.5-48	17	0.077
48-49	13	0.095

SCE-3

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-15.5		
15.5-17	6.5	0.180
17-21	7	0.170
21-27	8	0.150
27-29	9	0.140
29-32.5	10	0.125
32.5-34	11	0.115
34-38.5	13	0.095
40-42	20	0.070
42-44	20	0.070
44-46	17	0.077
46-47	20	0.070
47-50	15	0.085
50-51	17	0.077

SCE-4

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-12		
12-13.5	10	0.125
13.5-15	25	0.062
15-17	40	0.050
17-20.5	10	0.125
20.5-24	12	0.100
24-29	13	0.095
29-38.5	17	0.077
41-42	25	0.062
42-43.5	29	0.055
43.5-45	27	0.060
45-48.5	30	0.050
48.5-51	29	0.050

SCE-6

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-12		
12-14.5	6	0.190
14.5-19	7	0.170
19-25	7.5	0.160
25-27	6.5	0.180
27-31	8	0.150
31-32.5	10	0.125
32.5-36.5	12.5	0.095
40-42	20	0.070
42-44	20	0.070
44-46	17	0.077
46-47	20	0.070
47-50	15	0.085
50-51	17	0.077

SCE-7

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-11.5		
11.5-14.5	7	0.170
14.5-19	10	0.125
19-24	10	0.125
24-25.5	10	0.125
25.5-29.5	13	0.095
29.5-31	14	0.090
31-35.5	15	0.085
39-40.5	23	0.065
40.5-42	24	0.065
42-45	26	0.060
45-48.5	26	0.060
48.5-50	35	0.050

SCE-9

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-13		
13-15.5	5	0.230
15.5-20	6	0.190
20-26.5	5	0.230
26.5-28	5	0.230
28-31.5	5	0.230
31.5-33	7	0.170
33-38	8	0.150
40-41.5	10	0.125
41.5-43	12	0.100
43-45	14	0.090
45-51	29	0.055

SCE-12

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-15.5		
15.5-19	3.5	0.300
19-22	4	0.270
22-27	3.5	0.300
27-29	5	0.230
29-32.5	5	0.230
32.5-34.5	6	0.190
34.5-38	8	0.150
40-41	15	0.085
41-43	25	0.062
43-45	14	0.090
45-51	29	0.055

SCE-18

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-13		
13-14	14	0.090
14-17.5	8	0.150
17.5-21.5	10	0.125
21.5-26.5	11	0.0115
26.5-28	12	0.100
28-31.5	13	0.095
31.5-37	17	0.077
40.5-42.5	2	0.070
42.5-43.5	17	0.077
43.5-49	22	0.070
49-50	25	0.062

SCE-19

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-13		
13-15	15	0.085
15-17	12	0.100
17-18	40	0.050
18-21.5	10	0.125
21.5-25	12	0.100
25-30	13	0.095
30-35.5	14	0.090
35.5-37	17	0.077
37-39	17	0.077
42-43.5	25	0.062
43.5-45	25	0.062
45-47.5	27	0.060
47.5-51	35	0.050
51-53	30	0.050

SCE-20

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-13.5		
13.5-17	7.5	0.160
17-21.5	9	0.140
21.5-26.5	11	0.115
26.5-28.5	12	0.100
28.5-32	13	0.095
32-33.5	15	0.085
33.5-37	17	0.077
41-42.5	14	0.090
42.5-43.5	20	0.070
43.5-46	25	0.062
46-47	40	0.150
47-50	25	0.062

SCE-21

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-19.5		
19.5-21	13	0.095
21-24	15	0.085
24-28.5	13	0.095
28.5-30	13	0.085
30-32.5	17	0.077
32.5-35	19	0.072
35-38	25	0.620
42-44	30	0.050
44-45.5	20	0.070
45.5-51	33	0.050

Colegio Nacional**SCE-4**

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-9		
9-13.5	25	0.060
13.5-17	7.5	0.160
17-21	9	0.135
21-26	10	0.125
26-28	11	0.115
28-31	13	0.090
31-32.5	16	0.080
32.5-36.5	17	0.075
36.5-40	75	0.050
40-49	20	0.065
49-52	50	0.050
52	100	0.050

Monte de Piedad**SCE-1**

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-11		
11-14	Ene-00	0.125
14-18	11	0.115
18-25.5	12	0.100
25.5-30	15	0.085
30-34	16	0.080
34-36	50	0.050
36-38	15	0.085
38-41	17	0.080
41-42.5	16	0.080
42.5-48.5	18	0.075

Casa Marqués del Apartado**SCE-27**

Profundidad (m)	q_c (kg/cm ²)	m_v (cm ² /kg)
0-13		
13-14	6.5	0.180
14-17	8	0.150
17-26	9	0.135
26-30.5	10	0.125
30.5-32	12	0.100
32-38	17	0.075
41-42.5	20	0.065
42.5-44.5	25	0.060
44.5-47.5	20	0.065
47.5-49.5	22	0.060
49.5-51		0.050

5.5 Condiciones piezométricas

De acuerdo con la información revisada, Blanch (1999), en los puntos de estudio se conocen las presiones de poro tomadas mensualmente entre 1991 y 1999. Algunos lugares tienen mediciones de sólo tres años, y en otros, de hasta diez (Catedral Metropolitana). Los piezómetros se localizan cerca del sondeo de cono escogido como representativo de la estratigrafía del lugar.

Para precisar las condiciones piezométricas en los diferentes lugares, se han tomado diferentes valores de presión de poro de las puntas piezométricas instaladas a profundidades diferentes y tubos de observación del nivel freático. Estas determinaciones se generan de una sonda, con la que se mide la profundidad a la que se encuentra el agua. Sabiendo la profundidad de la punta piezométrica y restándole la medición calculada por la sonda, obtenemos la presión de poro del lugar. Se utilizaron piezómetros abiertos hincados.

En la ciudad de México existe un gran número de estaciones piezométricas, cuyos registros han permitido identificar ciertas tendencias de la evolución de las presiones de poro en las arenas y limos arenosos que confinan los estratos arcillosos. La profundidad, la distribución de las bombas, así como las características del bombeo, y las características de los materiales térreos sujetos al efecto del bombeo, tal como su compresibilidad y su permeabilidad, son algunos de los factores de los cuales depende la evolución de la presión de poro, en las fronteras de los estratos arcillosos.

5.6 Condiciones iniciales y de contorno

En este apartado se presentan las condiciones iniciales y de contorno de cinco de los puntos de estudio. Estas condiciones iniciales se toman en el año (1999), y son de las que se ha partido para predecir las condiciones futuras. Estas condiciones se extrapolaron a los otros quince puntos del estudio.

Para el estudio de la Catedral Metropolitana, se parte de la condición inicial y condiciones de contorno de 1990, ya que en esta fecha, aún no se habían modificado las condiciones hidráulicas del lugar.

No se cuenta con información piezométrica en el estrato inferior del Colegio Nacional, por tanto, se ha considerado la misma condición inicial del estrato inferior del Palacio Nacional.

La metodología seguida para encontrar las ecuaciones de las diferentes condiciones iniciales y de contorno es la misma que la descrita en el apartado anterior para calibrar el programa.

- Para las condiciones iniciales, se escogen valores de la piezometría del lugar. A continuación, en una hoja de cálculo, se aproximan los valores a una curva polinómica. En general se tratará de curvas polinómicas de segundo grado, ya que las curvas que forman las leyes de la presión de agua, se aproximan a curvas parabólicas. En el caso del Palacio Nacional, Catedral Metropolitana, y Monte de Piedad, las curvas polinómicas son de grado mayor a dos (estrato superior). Esto se debe a que la condición inicial real, puede verse afectada por acciones humanas en las condiciones hidráulicas (bombeo de agua). Esta ecuación nos da la presión de agua en (t/m^2) en función de z (m) cuyo origen estará en la frontera inferior de cada estrato.

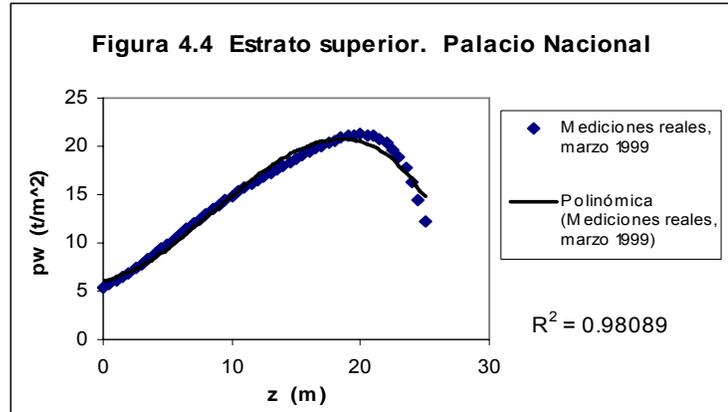
- Las condiciones de contorno tienen dos términos: la velocidad de abatimiento de la presión de agua y la presión de agua en la frontera. La velocidad de abatimiento es la misma en todos los puntos de estudio. Lo único que cambiara será el segundo término de la ecuación el cual depende de las mediciones de presión en los diferentes lugares.

PALACIO NACIONAL

Estrato superior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = 0.003891z^3 + 0.100737z^2 + 0.260258z + 6.081503$$



◆ Condiciones de contorno

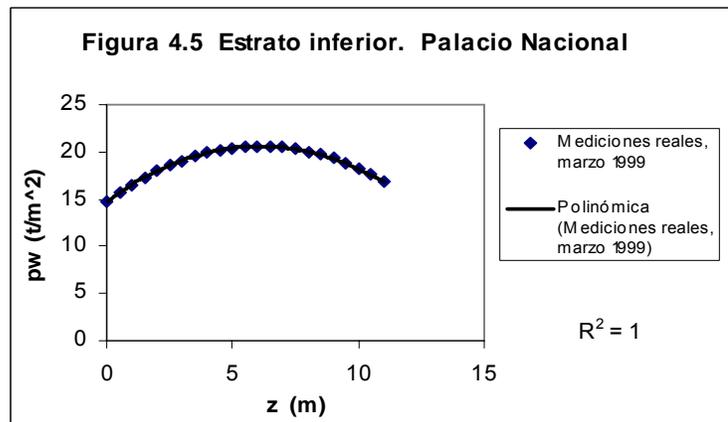
$$P_w(0,t) = f(t) = -6.189 \cdot 10^{-4} \cdot t + 6.08$$

$$P_w(25.5,t) = g(t) = -5.537 \cdot 10^{-4} \cdot t + 4.38$$

Estrato Inferior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = -0.157080z^2 + 1.920460z + 14.731620$$



◆ Condiciones de contorno

$$P_w(0,t) = f(t) = -9.516 \cdot 10^{-4} \cdot t + 14.73$$

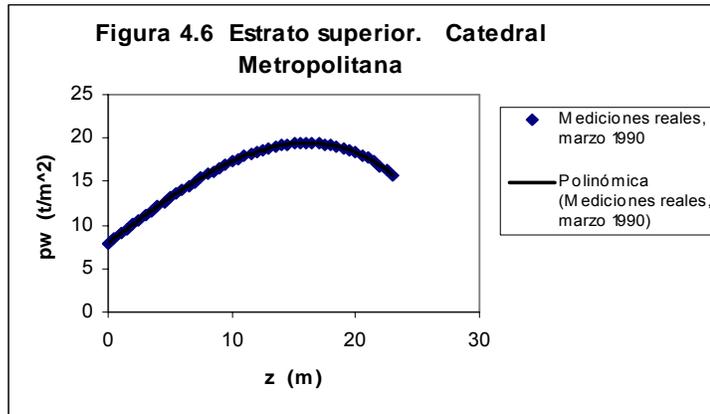
$$P_w(7.8,t) = g(t) = -3.266 \cdot 10^{-4} \cdot t + 19.57$$

CATEDRAL METROPOLITANA

Estrato superior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = -0.001380z^3 - 0.000120z^2 + 1.075580z + 7.921200$$



◆ Condiciones de contorno

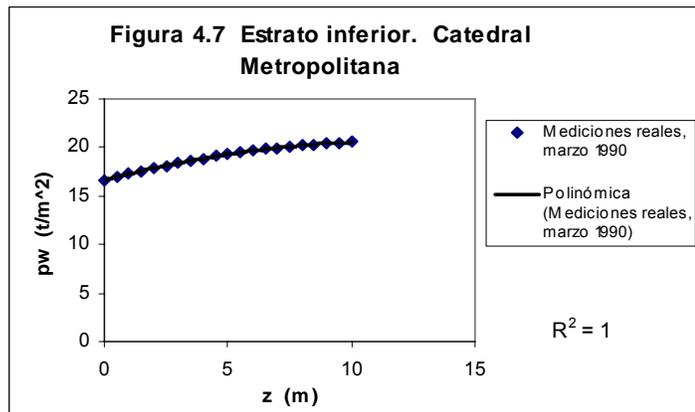
$$P_w(0,t) = f(t) = -6.189 \cdot 10^{-4} \cdot t + 7.92$$

$$P_w(23,t) = g(t) = -5.537 \cdot 10^{-4} \cdot t + 7.92$$

Estrato Inferior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = -0.028480z^2 + 0.674450z + 16.643000$$



◆ Condiciones de contorno

$$P_w(0,t) = f(t) = -9.516 \cdot 10^{-4} \cdot t + 16.64$$

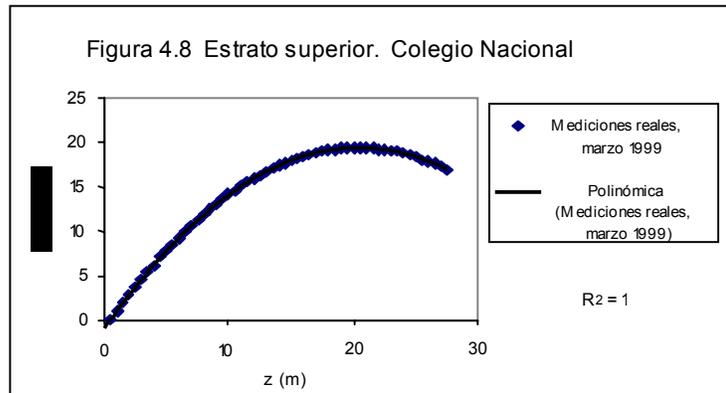
$$P_w(10,t) = g(t) = -3.266 \cdot 10^{-4} \cdot t + 16.64$$

COLEGIO NACIONAL

Estrato superior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = 0.000000z^3 - 0.049170z^2 + 2.005010z - 0.990182$$



◆ Condiciones de contorno

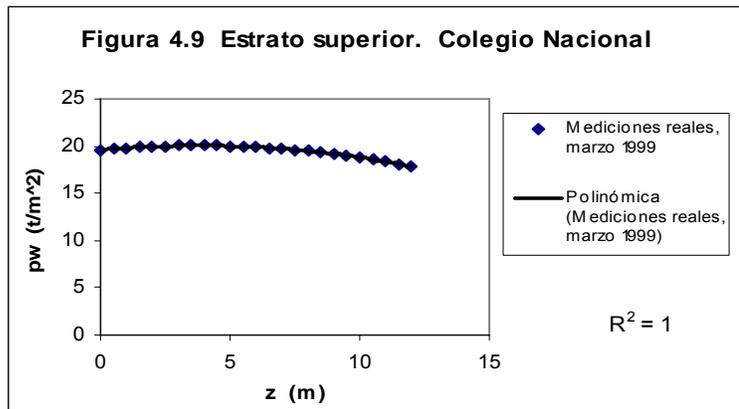
$$P_w(0,t) = f(t) = -6.189 \cdot 10^{-4} \cdot t + 0.99$$

$$P_w(23.5,t) = g(t) = -5.537 \cdot 10^{-4} \cdot t + 6$$

Estrato Inferior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = -0.032740x^2 + 0.250370x + 19.570120$$



◆ Condiciones de contorno

$$P_w(0,t) = f(t) = -9.516 \cdot 10^{-4} \cdot t + 19.57$$

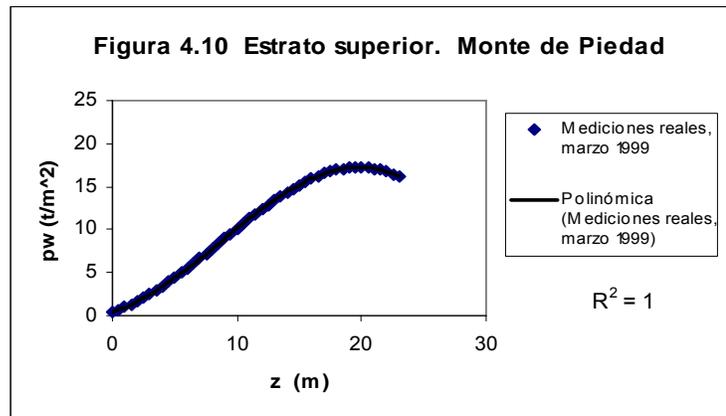
$$P_w(10,t) = g(t) = -3.266 \cdot 10^{-4} \cdot t + 19.57$$

MONTE DE PIEDAD

Estrato superior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = -0.003130z^3 + 0.081330z^2 + 0.466010z + 0.445950$$



◆ Condiciones de contorno

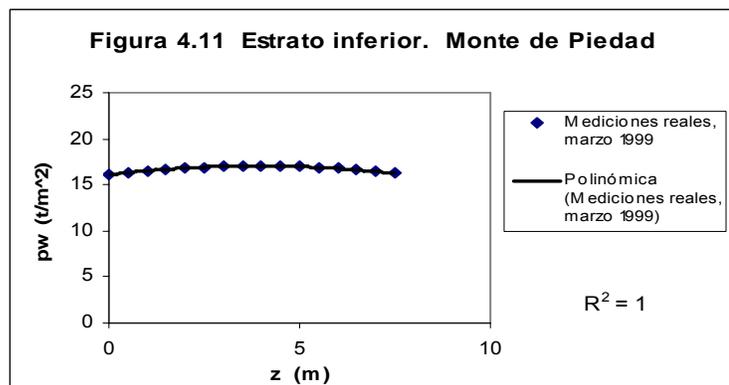
$$P_w(0,t) = f(t) = -6.189 \cdot 10^{-4} \cdot t + 0.44$$

$$P_w(23,t) = g(t) = -5.537 \cdot 10^{-4} \cdot t + 4.77$$

Estrato Inferior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = 0.000000z^3 - 0.062820z^2 + 0.492500z + 16.089875$$



◆ Condiciones de contorno

$$P_w(0,t) = f(t) = -9.516 \cdot 10^{-4} \cdot t + 16.08$$

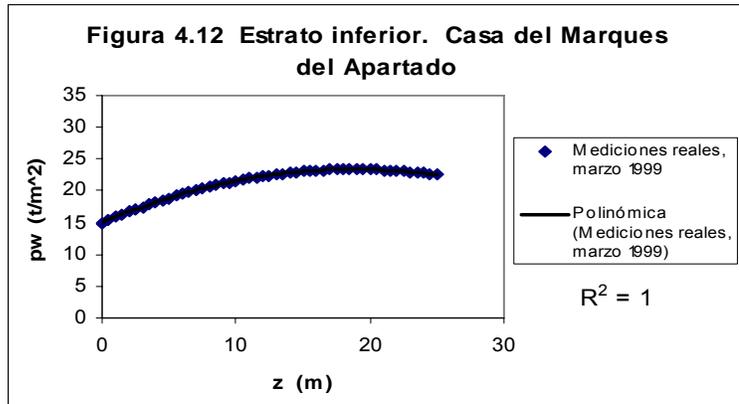
$$P_w(13,t) = g(t) = -3.266 \cdot 10^{-4} \cdot t + 11.48$$

CASA MARQUES DEL APARTADO

Estrato superior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = -0.000000z^3 - 0.023760z^2 + 0.893100z + 15.002500$$



◆ Condiciones de contorno

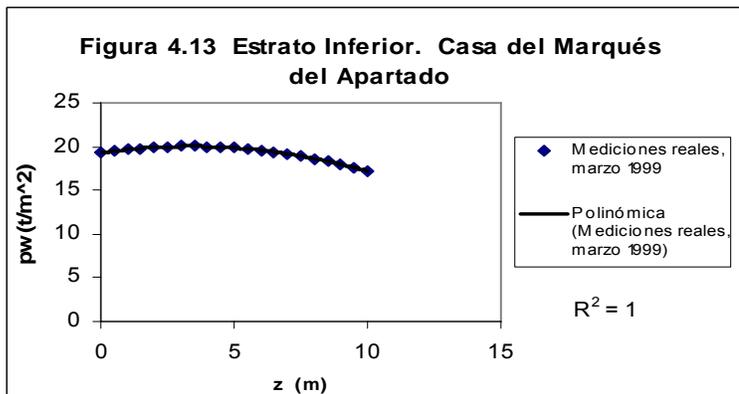
$$P_w(0,t) = f(t) = -6.189 \cdot 10^{-4} \cdot t + 15.00$$

$$P_w(25,t) = g(t) = -5.537 \cdot 10^{-4} \cdot t + 8.36$$

Estrato Inferior

◆ Condición inicial

$$P_w(0,z) = -0.000000x^3 - 0.064410x^2 + 0.434100x + 19.300000$$



◆ Condiciones de contorno

$$P_w(0,t) = f(t) = -9.516 \cdot 10^{-4} \cdot t + 19.30$$

$$P_w(10,t) = g(t) = -3.266 \cdot 10^{-4} \cdot t + 19.3$$

5.7 Calibración del modelo

Para la calibración del modelo EVP aplicado al proceso de hundimiento regional, se eligió el Patio de la Emperatriz, ubicado en el Palacio Nacional del Centro Histórico. En este sitio, se dispone de información geotécnica y piezométrica, Blanch (1999).

Con base en el sondeo SCE-1, Blanch (1999), la estratigrafía del suelo que subyace el Palacio Nacional se conforma según se muestra en la Figura 5.4.

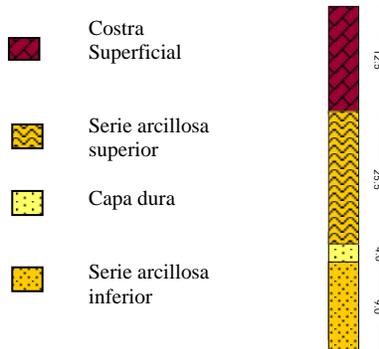


Figura 5.4 Estratigrafía sondeo SCE-1

La calibración del modelo EVP se efectuó con base en los asentamientos observados en el periodo de 1991 a 1999, ocurridos en la serie arcillosa superior, en la cual se identificaron cinco estratos arcillosos con características diferentes, tal como se indica en la Tabla 1.

Para modelar con el programa IINCON, el depósito de suelo compresible se dividió en 52 sub-estratos, a los cuales se les asignó las propiedades mostradas en la Tabla 1, el periodo de evaluación del modelo fue de 8 años, considerando incrementos de tiempo de un día. El valor de la permeabilidad se consideró en la interfaz de los sub-estratos, así como la variación de la permeabilidad durante el proceso de consolidación.

Los valores de la permeabilidad mostrados en la Tabla 1, corresponden a marzo de 1999 y fueron tomados de los resultados obtenidos de la calibración de la Serie Arcillosa Superior y de la Serie Arcillosa Inferior respectivamente.

De las pruebas de odómetro disponibles, SEDUE (1999), se estableció que los diferentes estratos de suelo se encuentran en un estado levemente preconsolidado, presentando un valor de la relación de preconsolidación, (OCR) de 1.3 aproximadamente. A partir de este último valor se calculó el esfuerzo crítico de cada uno de los sub-estratos, y por consiguiente los valores de σ'_{z0} y σ'_{z0} .

El sondeo SMC-2, pertenece a la Catedral Metropolitana, SEDUE (1999), del cual se establecieron las siguientes relaciones se tomaron directamente de las gráficas; la relación de vacíos (e_0), σ_{z1} , ψ , σ_{z2} , e_2 , e_1 :

El parámetro (K) se calculó con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{\text{Ln}(\sigma_{z1} - \sigma_{z2})}{(e_2 / e_1)}$$

El valor de λ se estimó a partir de los valores de m_v reportados en los sondeos. A partir de λ y de las relaciones λ/k , λ/ψ , obtenidas del SMC-2 se obtuvieron k y ψ .

Descripción	Profundidad (m)	e_o , 1991	e_o , 1999	K	λ	ψ	k_{1999} (m/día)
Relleno artificial	0-12.5						
Arcilla café olivo	12.5	7.34	5.02	0.1217	2.2467	0.0750	3.435E-05
	13.0	6.95	4.38	0.1356	2.3000	0.0767	3.430E-05
	13.5	6.95	4.38	0.1356	2.3000	0.0767	3.476E-05
	14.0	7.86	4.38	0.1233	1.8400	0.0514	4.057E-05
	14.5	7.86	5.05	0.1233	1.8400	0.0514	4.073E-05
Arcilla café rojizo	15.0	6.41	5.05	0.1217	1.6729	0.0467	4.049E-05
	15.5	6.58	5.05	0.1390	2.2488	0.0628	3.959E-05
	16.0	6.44	5.05	0.0979	1.7277	0.0483	4.063E-05
	16.5	6.44	6.23	0.0979	1.7277	0.0483	4.072E-05
	17.0	6.41	6.23	0.1370	2.0568	0.0575	4.016E-05
Arcilla gris verdoso	17.5	5.88	6.23	0.1043	1.7840	0.0498	2.410E-05
	18.0	5.88	5.67	0.1043	1.7840	0.0498	2.413E-05
	18.5	5.89	5.61	0.1043	1.9461	0.0544	2.395E-05
	19.0	5.89	6.56	0.1043	1.9461	0.0544	2.395E-05
	19.5	5.06	6.56	0.0979	1.3986	0.0391	2.428E-05
	20.0	5.06	6.55	0.0979	1.3986	0.0391	2.426E-05
	20.5	4.43	5.73	0.1110	1.4229	0.0397	2.393E-05
	21.0	4.43	5.73	0.1110	1.4229	0.0397	2.389E-05
	21.5	4.43	5.32	0.1110	1.4229	0.0397	2.809E-05
	22.0	5.12	6.12	0.0896	1.9471	0.0544	2.754E-05
Arcilla café rojizo	22.5	5.12	6.12	0.0896	1.9471	0.0544	2.744E-05
	23.0	5.12	4.83	0.0896	1.9471	0.0544	2.733E-05
	23.5	5.12	4.83	0.0896	1.9471	0.0544	2.720E-05
Arcilla gris verdoso	24.0	6.31	3.92	0.1468	1.9471	0.0544	2.770E-05
	24.5	6.31	3.92	0.1468	1.9471	0.0544	2.757E-05
	25.0	6.31	4.77	0.1468	1.9471	0.0544	2.743E-05
	25.5	5.74	4.58	0.1272	1.6454	0.0460	2.753E-05
	26.0	5.70	4.83	0.1664	1.9197	0.0536	2.682E-05
	26.5	6.68	4.83	0.1307	2.4407	0.0682	2.638E-05
	27.0	6.68	5.99	0.1307	2.4407	0.0682	2.618E-05
	27.5	6.68	5.99	0.1307	2.4407	0.0682	5.193E-05
	28.0	5.89	6.00	0.1566	2.8521	0.0797	4.855E-05
	28.5	5.89	6.00	0.1566	2.8521	0.0797	4.813E-05
	29.0	5.48	6.01	0.1566	2.7804	0.0777	4.714E-05
	29.5	6.23	6.01	0.1566	1.7840	0.0498	5.282E-05
	30.0	6.23	6.01	0.1566	1.7840	0.0498	5.268E-05
	30.5	4.94	6.01	0.1175	1.7515	0.0489	5.069E-05
	31.0	4.94	6.01	0.1175	1.7515	0.0489	5.072E-05
	31.5	4.05	6.01	0.1272	2.1083	0.0589	4.628E-05
	32.0	4.05	6.01	0.1272	2.1083	0.0589	4.643E-05
	32.5	4.90	6.01	0.0987	2.2705	0.0634	4.820E-05
	33.0	4.71	6.01	0.0987	2.3029	0.0643	4.775E-05
	33.5	4.98	6.01	0.0979	2.6597	0.0743	4.688E-05
	34.0	4.98	6.01	0.0979	2.6597	0.0743	4.716E-05
	34.5	6.11	6.01	0.1664	2.1732	0.0607	5.176E-05
	35.0	6.11	6.01	0.1664	2.1732	0.0607	5.206E-05
	35.5	6.11	6.01	0.1664	2.1732	0.0607	5.244E-05
	36.0	6.11	6.01	0.1664	2.1732	0.0607	5.288E-05
	36.5	6.11	6.01	0.1664	2.1732	0.0607	5.331E-05
	37.0	3.93	6.01	0.0896	2.1732	0.0607	5.331E-05
	37.5	3.93	6.01	0.0896	2.1732	0.0607	5.331E-05
	38.0	3.93	6.01	0.0896	2.1732	0.0607	5.331E-05

Tabla 1. Parámetros del suelo, utilizados en el análisis.

La condición inicial corresponde a la distribución de presiones de poro medida en el sitio de interés, al comienzo del periodo bajo estudio. La ecuación 5.1, describe la distribución de presión de poro medida en la estación piezométrica EP-10. Estos valores fueron registrados durante el mes de marzo de 1991, Blanch (1999):

$$u(z,0) = -2.05E-3 \times z^4 + 5.86E-2 \times z^3 - 4.26E0-1 \times z^2 + 10.21 \times z + 55.42 \quad (5.1)$$

$$R^2 = 0.0993$$

Donde

$0 \leq z \leq 2H$ y $2H$ es el espesor del depósito de suelo analizado

R^2 = Coeficiente de correlación.

Para determinar las condiciones de frontera, es necesario conocer la velocidad de abatimiento en los extremos del estrato confinado. Las velocidades de abatimiento en la frontera superior e inferior de la serie arcillosa superior, para el periodo comprendido entre marzo de 1991 y marzo de 1999, en el sitio Palacio Nacional, son las siguientes, (Blanch, 1999):

$$V_s = 2.021 \text{ kPa/año}$$

$$V_i = 2.259 \text{ kPa/año}$$

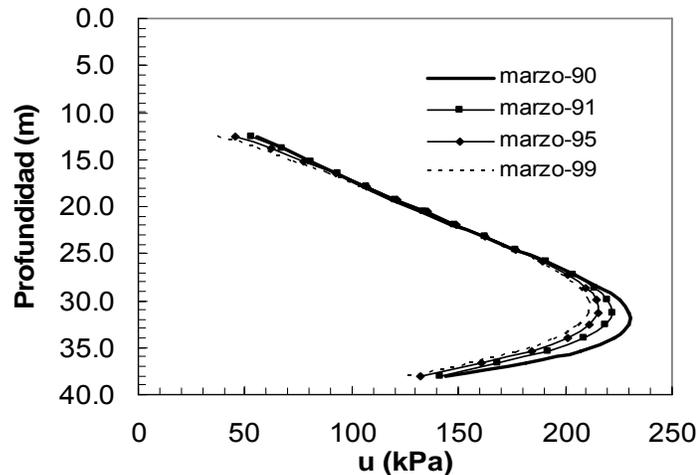


Figura 5.5 Evolución de la presión de poro.

En la Figura 5.5 se presenta la evolución de la distribución de la presión de poro calculada con el con el modelo EVP para el periodo comprendido entre marzo de 1991 y marzo de 1999. La Figura 5.6 muestra los valores calculados de la presión de poro para marzo de 1999, y los registrados en la estación piezométrica EP-10. En ella se observa una buena concordancia entre los datos reales y los teóricos.

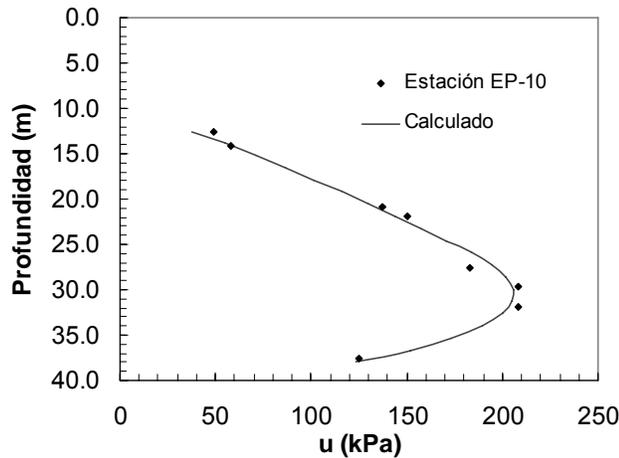


Figura 5.6 Distribución de presión de poros, marzo de 1999.

En la Figura 5.7 se presentan los asentamientos calculados con el método EVP y con la teoría de Terzaghi, para el sitio Patio de la Emperatriz del Palacio Nacional. Desafortunadamente no se cuenta con mediciones de los hundimientos reales en este sitio, por lo cual los resultados de la Figura 5.7, se comparan con los valores registrados en el mismo periodo de tiempo, en la serie arcillosa superior en la Catedral Metropolitana, Ovando et al. (2003), en un sitio ubicado a unos 200 metros del Patio de la Emperatriz. En esta figura se observa una diferencia de aproximadamente un 40% entre los resultados obtenidos a través del modelo EVP y la teoría de Terzaghi, a los 8 años a partir de marzo de 1991. Los resultados obtenidos con el modelo EVP son levemente menores que los medidos en la Catedral Metropolitana, lo cual resulta congruente con el hecho de que el suelo sobre el cual se apoya el Palacio Nacional es un poco mas duro que el suelo sobre el cual esta cimentada la Catedral.

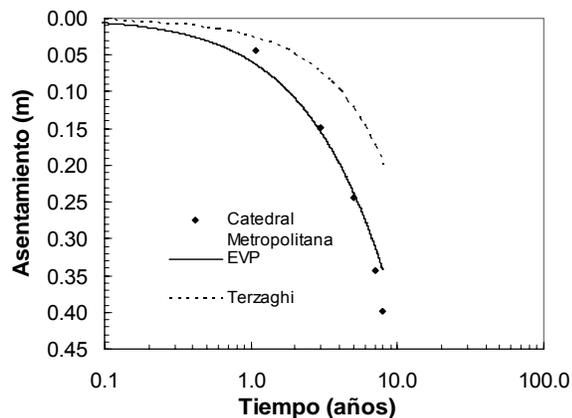


Figura 5.7 Evolución de asentamientos

Con base en un sistema de bancos de medición ubicados en la torre oeste de la Catedral Metropolitana, se sabe que para el periodo en que se está efectuando este análisis, aproximadamente el 48% de los asentamientos totales registrados, corresponden a la serie arcillosa superior y un 52% aproximadamente a la serie arcillosa inferior. Es

interesante mencionar, que durante los últimos años estos porcentajes han ido cambiando, pues se ha reconocido que los depósitos profundos que antes se consideraba no contribuían significativamente en el proceso del hundimiento regional en el sitio, ahora sufren asentamientos que no son despreciables, Ovando (2003).

5.8 Asentamientos futuros en el Centro Histórico

En las figuras 5.8, 5.9, 5.10 y 5.11 se pueden ver las curvas de nivel de los hundimientos producidos en el Centro Histórico. En estas figuras se busca tener una idea general de los asentamientos y con ello estimar cuáles partes se verán más afectadas en el futuro. Para trazar estas figuras se omitió incluir algunos de los sondeos de la Catedral Metropolitana, con el objeto de tener una distribución más uniforme dentro de la zona en estudio. En las figuras 5.12, 5.13, 5.14 y 5.15 se incluyen todos los sondeos disponibles para la Catedral Metropolitana.

Los asentamientos futuros distan de ser uniformes, hay asentamientos diferenciales en toda la zona, aunque su magnitud no es de consideración tomando en cuenta la escala del dibujo, sin embargo, en algunas estructuras específicas estos diferenciales de hundimiento si podrían llegar a causar problemas.

Por ejemplo en el Palacio Nacional, se tiene un diferencial de hundimiento de 0.30 m entre su esquina norponiente y surponiente.

La zona de mayores hundimientos hoy en día esta cerca de la esquina norponiente de Palacio Nacional en las calles de moneda y seminario. También se aprecian zonas de hundimientos relativamente grandes en la Catedral Metropolitana.

En el año 2070 se acentúan los diferenciales de hundimiento nuevamente la zona que mas se hunde es la parte norponiente de Palacio Nacional.

Con relación a la Catedral Metropolitana las áreas de asentamientos futuros no toma en cuenta las acciones que se tomaron durante el proyecto de corrección geométrica y del endurecimiento selectivo del subsuelo, Santoyo, Ovando, (1995), es decir, la figuras 5.12, 5.13, 5.14 y 5.15 que representan los hundimientos que pudieron haberse esperado de no haberse tomado estas medidas, para ahondar en este aspecto se presentan la figuras donde se estiman con detalle los hundimientos en el futuro, cabe señalar que en estas figuras se incluye la información de todos los sondeos disponibles para la Catedral Metropolitana.

En la Catedral Metropolitana los diferenciales de hundimiento para el año 2010 son de 0.60 m. entre la esquina norponiente y surponiente.

Los diferenciales de hundimiento entre el año 2010 y 2070 en la esquina surponiente es de 2.4 m. y en la parte norponiente es de 2 m.

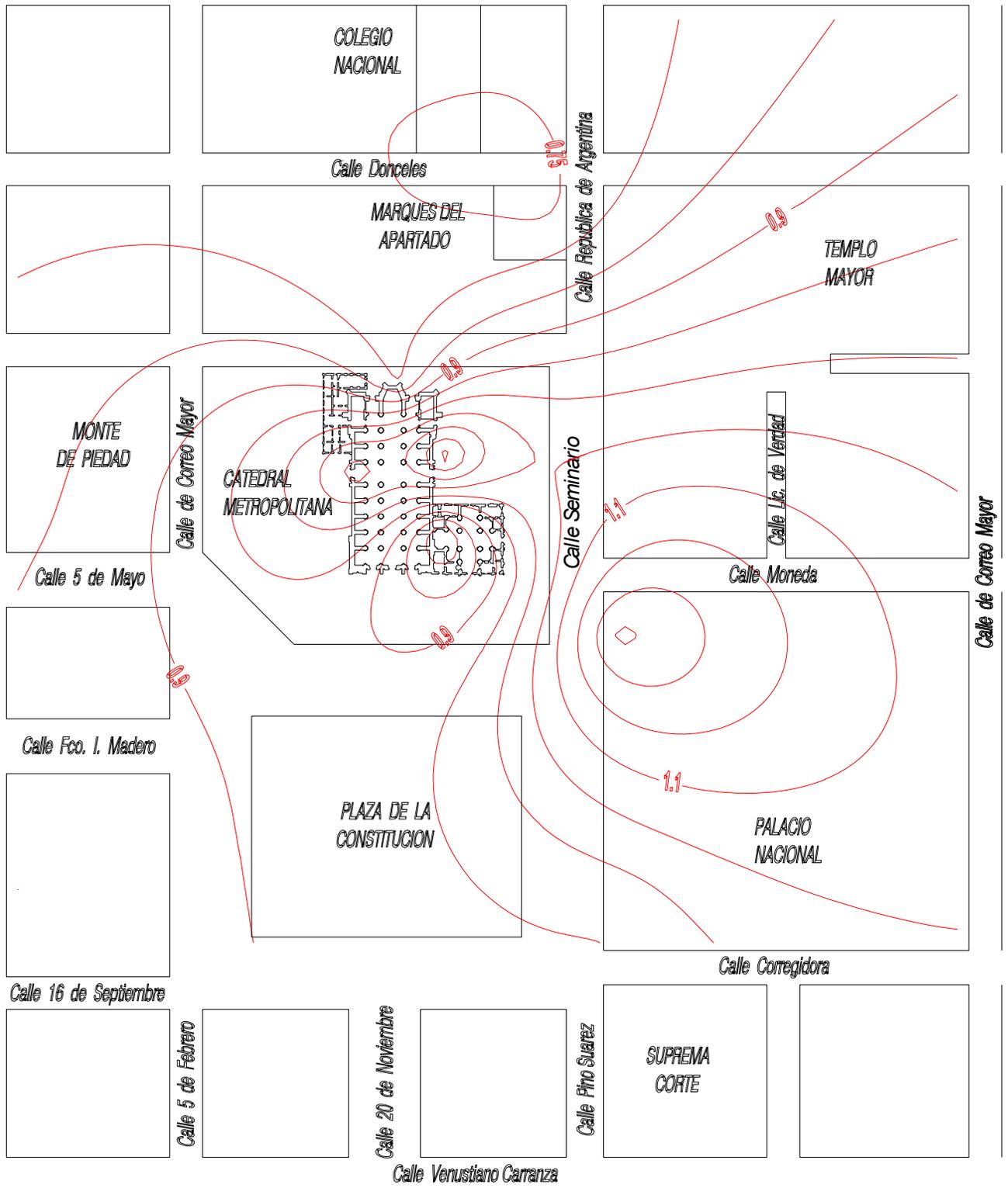


Figura 5.8 Hundimientos diferenciales del Centro Histórico para el Año 2010.

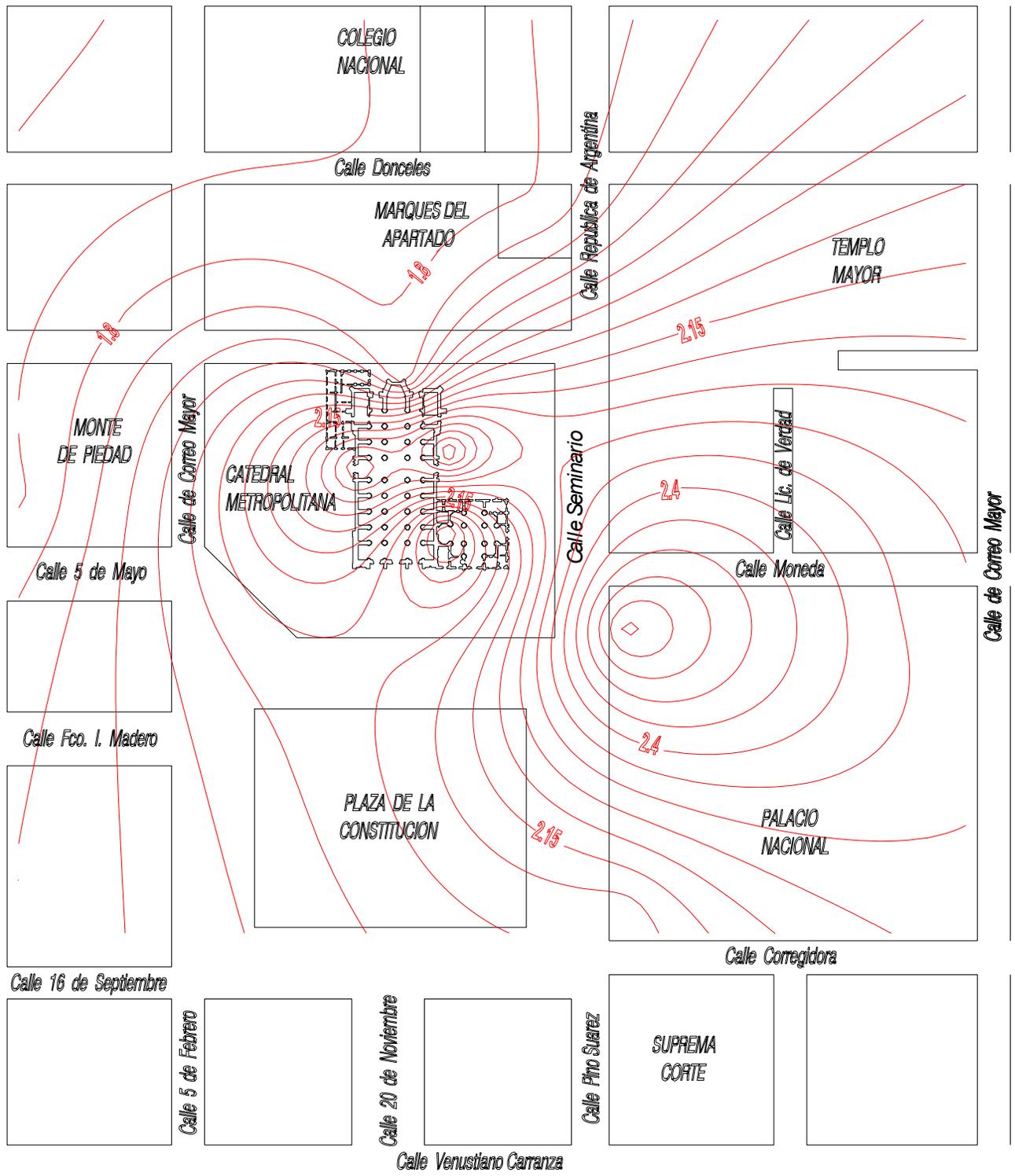


Figura 5.9 Hundimientos diferenciales del Centro Histórico para el Año 2030.

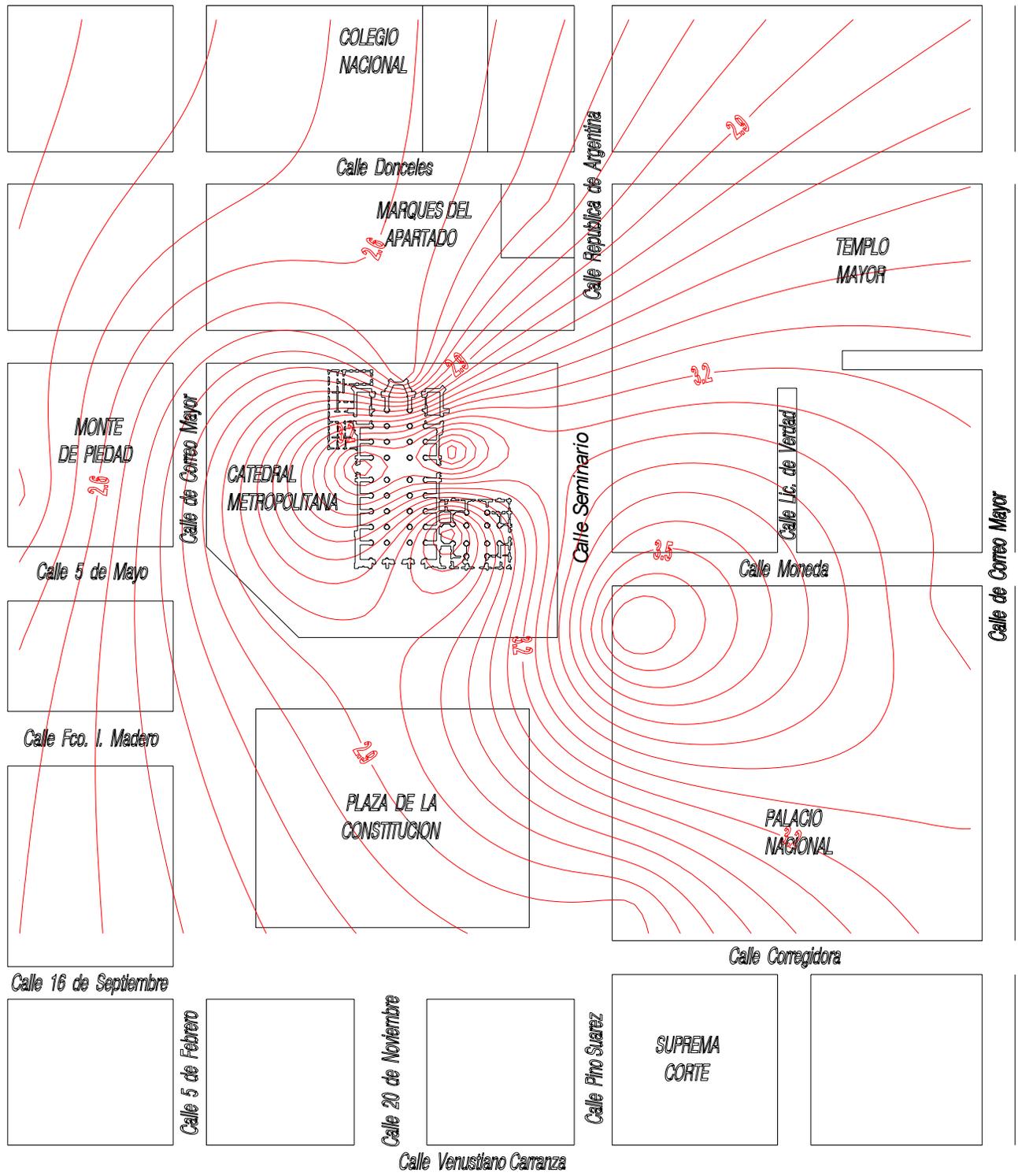


Figura 5.10 Hundimientos diferenciales del Centro Histórico para el Año 2050.

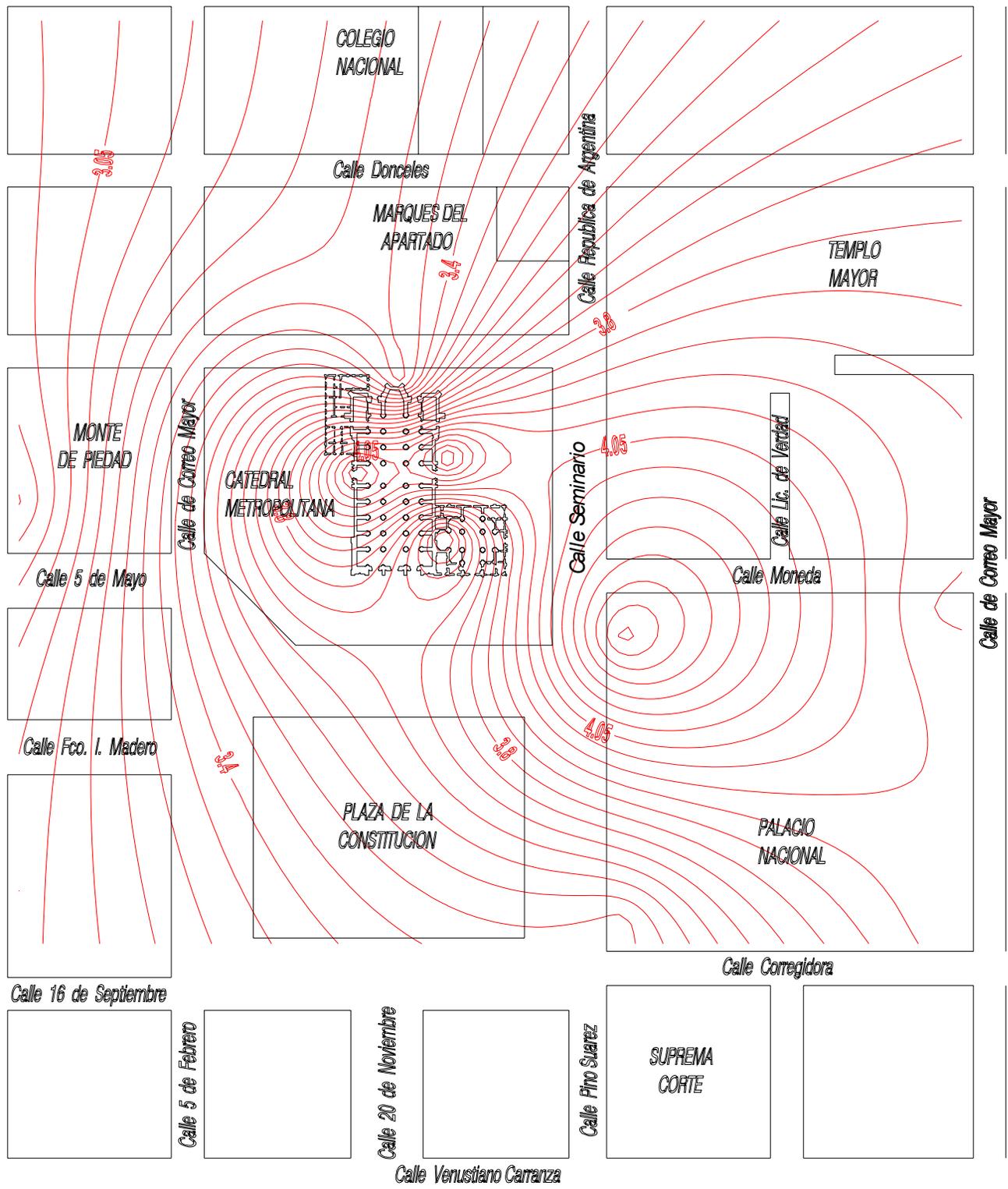


Figura 5.11 Hundimientos diferenciales del Centro Histórico para el Año 2070.

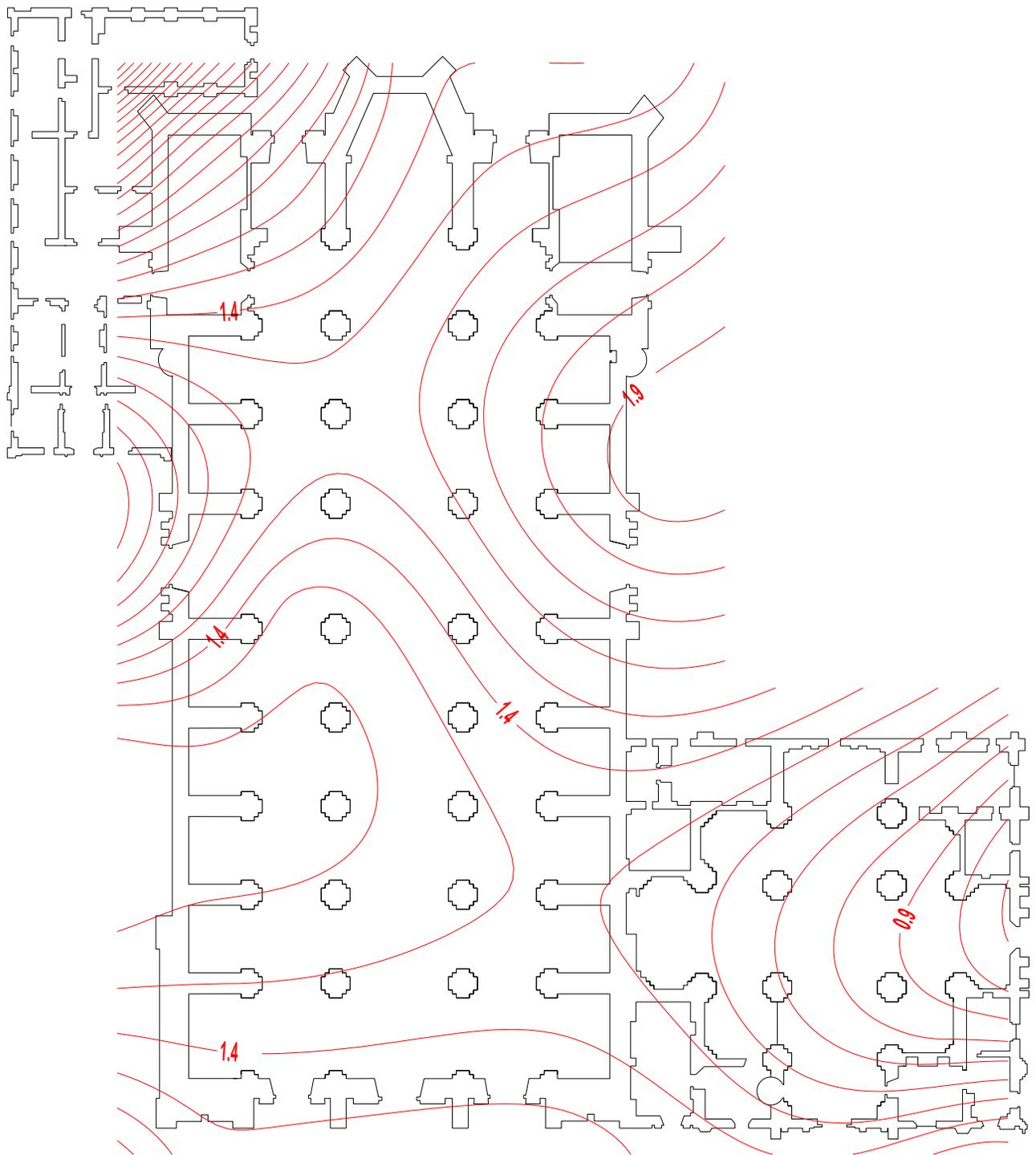


Figura 5.12 Hundimientos diferenciales del Centro Histórico para el Año 2010.

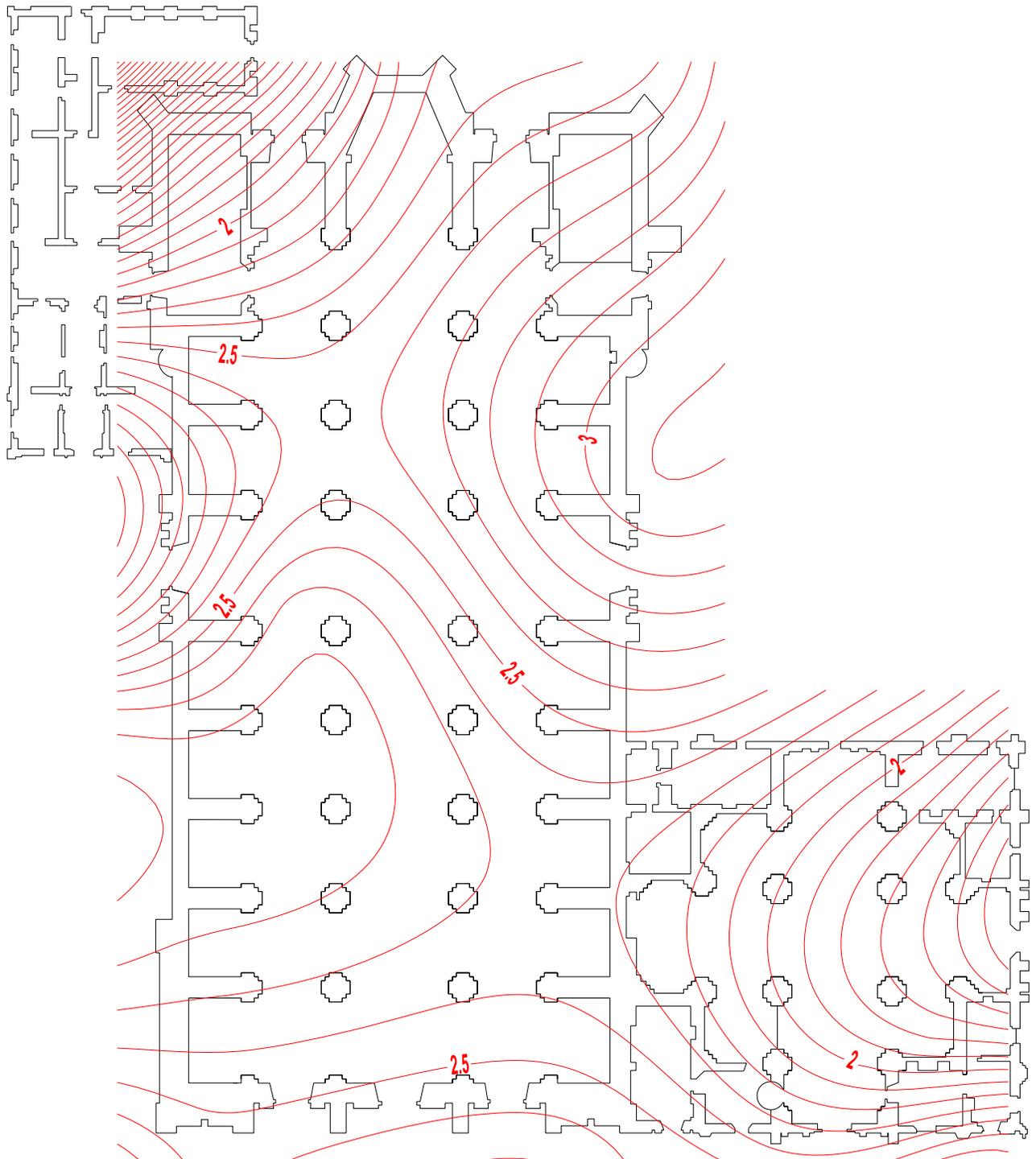


Figura 5.13 Hundimientos diferenciales del Centro Histórico para el Año 2030.

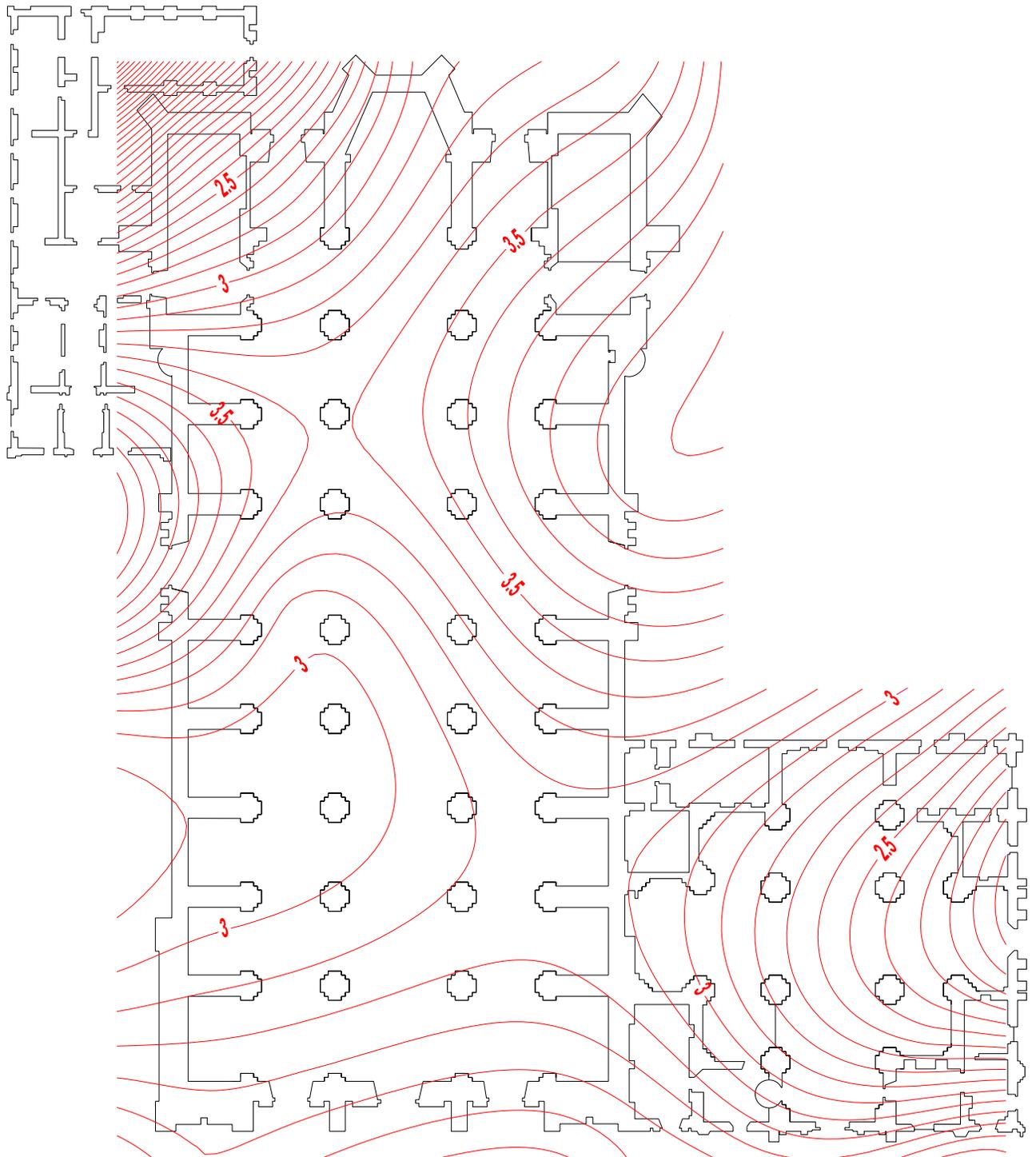


Figura 5.14 Hundimientos diferenciales del Centro Histórico para el Año 2050.

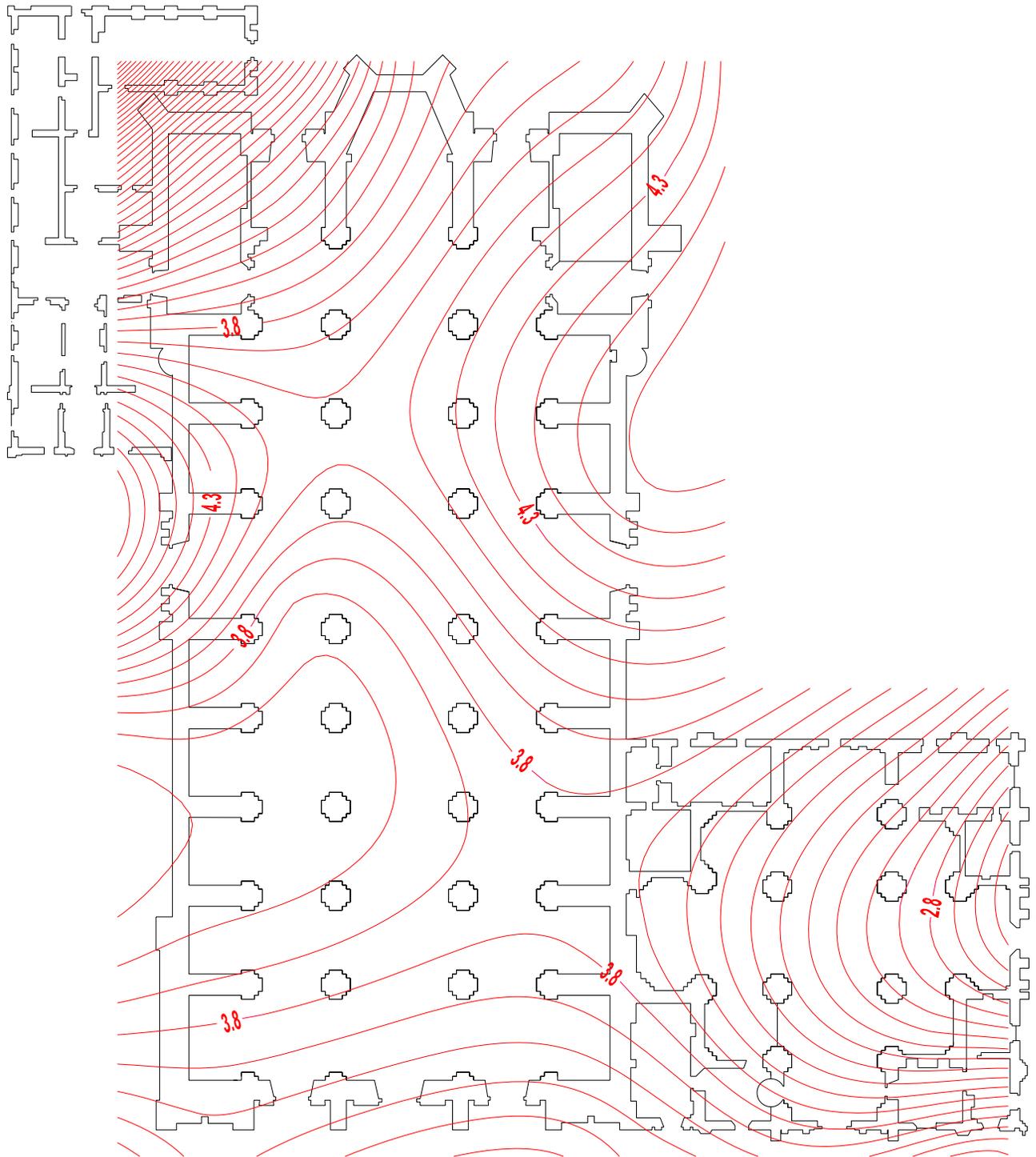


Figura 5.15 Hundimientos diferenciales del Centro Histórico para el Año 2070.

6 CONCLUSIONES

Los asentamientos diferenciales que hoy experimentan las construcciones del Centro Histórico de la Ciudad de México se deben al abatimiento de la presión de poro en el agua contenida en el subsuelo producido por la extracción de los acuíferos profundos. Esto induce un proceso de consolidación en las arcillas de origen lacustre que no es homogéneo. Las zonas previamente consolidadas por las construcciones aztecas sufren menores asentamientos que en aquellas donde no hubo ningún tipo de edificación. Este hecho se manifiesta en varios puntos de la ciudad, en forma de montículos que emergen de la superficie del terreno debido a que la arcilla bajo esta zona precargada se hunde a menor velocidad que la arcilla no consolidada que se encuentra alrededor.

Para el caso del hundimiento regional, los asentamientos calculados con el método EVP corresponden cuantitativamente a los registrados en la zona durante el periodo de estudio y difieren considerablemente con los calculados con la teoría de Terzaghi.

Puede aparecer el problema de agrietamiento de arcillas si no se deja de extraer agua en un futuro. Este fenómeno se producirá cerca de las orillas del antiguo lago, ya que en estas zonas el hundimiento regional inducirá tensiones debidas a los asentamientos. Con la cual la contaminación del acuífero por aguas negras se convierte en una amenaza muy probable.

De seguir con la explotación excesiva de agua de los acuíferos, aparecerán asentamientos diferenciales en 70 años de hasta 2.5 m en Palacio Nacional y 3.5 m en la Catedral Metropolitana. Por esta razón se están llevando a cabo obras de restauración y corrección en muchos de los edificios del centro histórico. Se ha adoptado la tendencia conservadora de reparar aquellos monumentos y edificios en forma puntual, ante la falta de recursos para adoptar medidas más amplias.

Una solución general que afecte a todo el centro histórico sería dejar de bombear agua de los depósitos profundos, pero con el crecimiento desmedido de la ciudad es casi imposible. En la actualidad se están llevando a cabo algunas soluciones como el aprovechamiento del agua de lluvia, reutilizar el agua residual o inyectar agua al subsuelo; Estas son soluciones que no resolverán el problema en su totalidad, además, los resultados se verán a muy largo plazo, pero ayudarán a mitigar la situación actual y futura de los asentamientos.

De los resultados obtenidos en el trabajo, se concluye que, de no corregirse las distorsiones actuales y futuras de las estructuras, el hundimiento regional diferencial generará una condición de esfuerzos tal, que pondrá en grave peligro la estabilidad de los distintos edificios del Centro Histórico de la ciudad de México, en los alrededores del zócalo. Sin embargo, esta conclusión puede extrapolarse al resto del Centro Histórico ante los efectos cada vez más evidentes del hundimiento regional.

BIBLIOGRAFÍA

SEDUE. (1990). Estudio de las Cimentaciones de la Catedral y Sagrario Metropolitanos Ciudad de México. Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio cultural.

E. Ovando y E. Tamez (1997) – E. Santoyo – Geotechnical Engineering for the Presevation of monument and Historic Sites –Geotechnical aspect for underexcavating M{exico City's Metropolitan Cathedral: Main achievements after three years- Balkema, Rotterdam.

López, O. (2002). Compresibilidad unidimensional de la ciudad de México bajo diferentes condiciones de carga y determinación del coeficiente K_0 . Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México. UNAM. México D.F.

M. Mazari, R. J. Marsal y J. Alberro. "Los asentamientos del Templo Mayor analizados por la mecánica de los suelos", Estudios de Cultura Náhuatl, v. 19, 1998, pp. 157-257.

N. Carrillo, (1947). Influence of artesian wells in the sinking of México City. Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bakema, Rotterdam.

Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as relates settlements of buildings. Seventh Ranking Lecture. Géotechnique 17, No. 2, 81-118.

Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils. Géotechnique 29, No.4, 469-480.

Isaacson, E., Keller, H. B. (1996). Analysis of numerical methods. John Wiley and sons, New York.

Juarez Badillo, E. (1975). Constitutive relationships for soils. Symposium on recent developments in the analysis of soil behaviour and their application to the geotechnical structures. Kensington, 231-257.

Juarez Badillo, E. (1981). General compressibility equation for soils. Proceedings of X International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Stockolm. 171-178.

Juarez Badillo, E. (1988). Postsurcharge secondary compression equation for clays. Can. Geotechnical J., 25, 594-599.

Leroueil, S. (1988). Recent developments in consolidation of natural clays. Tenth Canadian Geotechnical Colloquium. Can. Geotechnical J. 25, No.4, 85-107.

Mesri, G., Choi, Y. K. (1974). Theory of consolidation of clays. ASCE J. Geotechnical Engng. ASCE 100, No. GT8 889-904.

Nash, D. & Ryde, S. (2001). Modelling consolidation accelerated by vertical drains in soils subject to creep. Géotechnique 51 No. 3, 257-273.

Ovando, E. et al. (2003). Effects on soils properties of future settlements in downtown Mexico city due to ground water extraction. Geofísica Internacional, Vol. 42, No. 2, pp 185-204.

Ovando, E. (2003). Comunicación Personal.
E. Santoyo, (1989). CONO ELECTRICO

Taylor, D.W. & Merchant, W. (1940). A theory of clay consolidation accounting for secondary compression. *J. Math Phys.* 19, No. 3, 167-185.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. London: Chapman & Hall; New York: Wiley.

Terzaghi, K. & Peck R.B. (1948). *Soil mechanics in engineering*. London: Chapman & Hall; New York: Wiley.

Tavenas F, Jean, P., Leblond, P, Leroueil., S. (1983). The permeability of natural soft clays, part II; Permeability characteristics. *Can. Geotechnical J.*, 20, No.4, 645-660.

Yin, J.H. & Graham, J. (1994). Equivalent times and one dimensional elastic viscoplastic modelling of time dependent stress-strain behaviour of clays". *Can. Geotechnical J.*, 31, No.1, 42-52.

Yin, J.H., Graham J. & Zhu J.G (2002). A new elastic viscoplastic model for time dependent behaviour of normally and overconsolidated clays: theory and verification of clays". *Can. Geotechnical J.*, 39, No.1. 1-173.

<http://members.fortunecity.es/kaildoc/tenochtitlan/cronologia.htm>