

**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**ANÁLISIS Y REVISIÓN DE LA  
CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO  
MAZATLÁN 14 SEGÚN EL RCDF 2004.**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
LUIS MANUEL FLORES GARCIA

**DIRECTOR DE TESIS:**  
M.I. REGINALDO J. HERNÁNDEZ ROMERO

MÉXICO, D.F. OCTUBRE DE 2005



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## **AGRADECIMIENTOS**

**A DIOS Y LA VIRGEN MARIA**, por haberme permitido dar este paso y seguir colmándome de bendiciones para seguir adelante. Te doy gracias, porque en los momentos difíciles y oscuros de mi vida, contigo vi la claridad y un año de apoyo que me guiara toda la vida.

**A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**, mi alma mater con infinito cariño y agradecimiento por la oportunidad que me brindó, al elegirme para ser parte de ella.

**A LA FACULTAD DE INGENIERÍA**, por la formación que me brindó durante tantos años, al enseñarme a ser un profesional con la mejor preparación, mil gracias.

### **A MIS PADRES :**

**Ing. Arq. C. José Luis Flores Morales**, agradezco infinitamente, tu apoyo y ejemplo, que me ha enseñado que el esfuerzo y trabajo son la base para lograr nuestras metas en la vida, ya que en momentos turbios en ti encontré un ejemplo a seguir. GRACIAS PAPÁ.

**Sra. Guadalupe García de Flores**, te doy gracias por haberme criado y hecho un hombre de bien, ya que cuando sentí solo, en ti encontré cariño y buenos consejos. GRACIAS MAMÁ.

### **A MIS HERMANOS :**

**Marisela, Geovany, José Antonio y Lizbeth**, por haberme contado siempre con su apoyo y cariño, gracias por aguantarme mis desplantes. GRACIAS HERMANOS.

**Al M. en I. Reginaldo J. Hernández R.**, mi más sincero agradecimiento por su dirección y paciencia, en la realización de este trabajo.

**A todos y cada uno de mis profesores de la facultad;** propedéutico (Alfredo Arenas, Carlos Crai Corza, Pinilla y María Elena), 1er. sem. (Regil Gam ez, Cesar Vázquez, Enrique Alfaro, Margarita Puebla), 2do. sem. (Oscar Alonso, Alejandro Figueroa, Publio Bema, Ana Elisa Silva, Galván), 3er. sem. (Patricia Gómez, Margarita Ramírez, Baltasar Mena, Alfredo Arenas, Ricardo Rojas), 4o. sem. (Ignacio Romero, Patricia Gómez, Agustín Pérez, Bernardo Frontana, Pablo Torres), 5to. sem. (Roberto Sánchez, Agustín Deneghi, Lilia Reyes, Salvador Villalobos, Ana Guadalupe, Enrique Fabián), 6o. sem. (Rosio Ruiz, Gustavo Argil, Lorenzo Octavio, Ana Aburto, Luis Salmones, Benito Gómez), 7o. sem. (Alba Vázquez, Francisco Moreno, Alejandro Sánchez, A costa Flores, José Martín Guerra, Agustín Deneghi), 8o. sem. (Álvaro Ortiz, Manuel Covamubias, Carlos Olagary, Gustavo Argil, Heras Herrera, Agustín Deneghi), 9o. sem. (Ernesto Mendoza, Carlos Olagary, Roberto Carvajal, De la garza Campos, Enrique Cesar V., Reginaldo J. Hernández), 10o. sem. (Ernesto Mendoza, González Franco, Carlos Martín del Castillo, Marco Tulio M., Mancilla, Reginaldo J. Hernández, Chavarri). Mil gracias profesores por regalarme un poco de sus conocimientos espero ser un digno portador de la insignia de ingeniero.

**A cada uno de mis amigos y compañeros de la facultad;** por que todos son parte de mi vida y que en muchas ocasiones encontré el apoyo que necesitaba para salir adelante gracias por considerarme su amigo. Mil gracias por hacer más placentera esta etapa de mi vida y espero que los que estén omitidos por falta de memoria no se sientan olvidados, porque los llevo en mi corazón.

RODRIGOMTZ "ROY" ERICURIAS Y ADRA LEON IVAN ALVARDO "MONCHO"  
ZADY RODRIGO ALONSO PAOLA OMAR ADOLFO ALANIS "PATAN" ANAMOL  
LNAMOCES MARCELALULU "GLUGLU" DENICE "KKA" RAUL HDALGO "MEN"  
"JESSICATQM FRANCISCO URIAS OSCAR HERNANDEZ "MIGUERA" FELP  
EALCANTARA "FELPO" FRANCISCO ASENCD "NEGRO" MAURICD "MAURO"  
JESSICAVICTOR BULGARTEMERARR DDANIEL "CAGUAMO" SEGUNDOVIC  
TOR "DIENTES" ANTON D TORRES "TOÑO" MARCO ANTON D XBA "DHN YB  
RAVO" PARIS ANGELES MARD TORRES.

**A Jessica Cárcamo Bernal**, por que contigo he caminado todo este tiempo, espero seguir con o hasta ahora, mil gracias. TQM

**Al Ing. Eba y Arq. Coca**, gracias por la ayuda prestada para la realización de este trabajo gracias amigos.



DEDICATORIA

A DDS POR ENSEÑARME LA LUZ DE LA ESPERANZA

A MIS PADRES MIS DIOS CUMPLIDA

A LOS MOTORES DE MISER MIS SOBRINOS  
CON TODO MI AMOR (ALEXIS, ANDREA, JOSE  
ROBERTO, OSVALDO Y A EL O ELLA).

A CABJ SISE PUDO TE AMO

DAME DDS MI  
MI RADA VIGILANTE  
Y MI MANO FIRME  
PARA PODER LLEGAR  
A MI DESTINO  
SIN CAUSAR  
DAÑO A NADIE

<b>INDICE</b>	I
<b>INTRODUCCIÓN</b>	III
<b>1. ANTECEDENTES DE LA VIVIENDA EN LA CIUDAD DE MÉXICO</b>	<b>1</b>
1.1. Problemas urbanos del D. F. para el nuevo siglo.	2
1.2. Los retos sociales para enfrentar los problemas habitacionales, vulnerabilidad y riesgo urbano.	4
1.2.1. Principales cambios del uso de viviendas en la Ciudad de México.	5
1.2.2. Déficit habitacional, vulnerabilidad y riesgo urbano	7
1.3. El problema de la vivienda y la vivienda social en México.	12
1.3.1. El crecimiento urbano y la vivienda en la Ciudad de México.	15
1.3.2. El poblamiento y la vivienda en la ZMCM.	15
1.3.3. Los inicios de la vivienda en renta (1945-1972)	16
1.3.4. La vivienda social para los trabajadores (1972-1995)	16
1.3.5. La vivienda social de mercado (1995- a la fecha)	18
<b>2. GENERALIDADES DEL PROYECTO.</b>	<b>21</b>
2.1. Ubicación.	22
2.2. El proyecto.	23
2.3. Características principales de proyecto.	26
2.4. Descripción estructural del proyecto.	28
2.4.1. Estructuración.	28
2.4.2. Materiales.	29
2.4.3. Cargas.	29
2.4.4. Aspectos estructurales.	32
<b>3. ESTUDIOS PREVIOS.</b>	<b>35</b>
3.1. Información geológica.	36
3.2. Marco geotécnico.	38
3.2.1. Estudios de exploración y muestreo	38
3.2.2. Características de los sondeos utilizados	42
3.2.2.1. Sondeo de cono	42
3.2.2.2. Sondeo de penetración estándar	43
3.3. Perforación.	46
3.3.1. Requisitos de las pruebas realizadas en campo.	47
3.3.2. Registros de campo.	48
3.4. Estudios de laboratorio.	50
3.4.1. Propiedades índice.	50

3.4.2. Propiedades mecánicas.	50
3.4.2.1. Prueba triaxial de corte.	51
3.4.2.2. Consolidación unidimensional.	53
3.4.3. Propiedades Hidráulicas	55
3.4.3.1. Pruebas de carga constante	55
3.4.3.2. Pruebas de carga variable.	56
3.4.4. Interpretación estratigráfica.	63
3.5. Hundimiento regional.	63
3.6. Información geosísmica.	66
4. ANALISIS DE LA CIMENTACION SEGÚN EL RCDF 2004”.	68
4.1. Generalidades	69
4.2. Diseño geotécnico de la cimentación.	73
4.2.1. Características geotécnicas.	73
4.2.2. Estabilidad del proyecto con cajón de cimentación.	73
4.3. Estado límite de falla	76
4.3.1. Mecanismo de falla local de la cimentación.	76
4.3.2. Mecanismo de falla general de cimentación.	78
4.4. Estado límite de servicio.	81
4.4.1. Asentamientos en condiciones estáticas.	82
4.4.2. Asentamientos en condiciones sísmicas.	83
4.5. Consideraciones geotécnicas para diseño estructural.	84
4.5.1. Trabajo estructural de la losa de fondo.	84
4.5.2. Revisión según el RCDF 2004	85
5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	87
5.1. Conceptos generales.	88
5.2. Procedimientos generales.	88
5.2.1. Control de agua freática.	88
5.2.2. Procedimiento de excavación.	93
6. CONCLUSIONES.	99
BIBLIOGRAFIA	102

## INTRODUCCIÓN

Con una mirada a la historia hacia los escritos que existen sobre construcciones erigidas por los romanos, chinos, egipcios y mayas, se tiene la clara evidencia de la atención que ya, desde tiempos antiguos, nuestros antepasados ponían en las obras de tierra y sobre la tierra. Así se tienen noticias de cómo en la dinastía Chou de China (3000 años A. C.) se deban instrucciones claras sobre la construcción de caminos y puentes. La Gran Muralla China, las pirámides de Egipto, las pirámides de Chichén Itzá y otras notables y enormes obras, que hoy contemplamos con admiración, son mudos testigos de los conocimientos que ya se tenían en la antigüedad al respecto.

Asimismo, en Egipto, aproximadamente 2000 años A. C., ya se usaba la piedra en la construcción de cilindros para las estructuras pesadas erigidas sobre suelos suaves. La superficie exterior de los cilindros era alisadas para que presentara poca resistencia a la penetración, lo que indica que para entonces ya se tenían noticias acerca de la fricción o rozamiento, y que tanto romanos como los egipcios ponían mucha atención a ciertas propiedades de los suelos en la estabilidad de las cimentaciones.

Sin embargo, a la caída del Imperio Romano y debido a la desorganización social se descuidaron los aspectos técnicos sobre los suelos, llegando a su punto más bajo en el periodo medieval (400 a 1400 D. C.), lo que provocó que caminos, puentes y diversas obras de tierra quedaran en el abandono, para posteriormente ser destruidas poco a poco por las guerras y por la implacable acción de los agentes de la intemperie.

Asociadas a la construcción de puentes y caminos en el siglo pasado, se encuentran obras construidas sobre suelo compresibles que han tenido hundimientos fuertes bajo las pesadas cargas de catedrales, torres y campanarios. Algunos ejemplos de ello son:

- ± El Domo de Königsberg, en Prusia, cimentado sobre capa de suelo orgánico en el año 1330, capa que descansa – según Tiedemann – sobre otra de 18 m de limo arcilloso, cuya consolidación gradual y continua no ha podido terminar, teniendo ya más de 5 m de asentamiento.
- ± La Torre de Pisa, cuya construcción fue iniciada en 1174, empezó a ladearse al construirse la tercera galería de las ocho que tiene la estructura. Los trabajos se interrumpieron para modificar los planos y luego continuaron, para ser terminada la torre (de 55 m de alto) en el año 1350. En 1910 ya la torre tenía en su parte más alta un desplome de 5 m. Una investigación del subsuelo indicó que la torre fue cimentada por medio de una corona de concreto sobre una capa de arena de 11 m de espesor, la cual descansa sobre una capa de arcilla de 8 m de grueso, que se ha ido consolidando gradualmente debido a las presiones transmitidas por la estructura. Hoy en día es más conocido como la “Torre Inclinada de Pisa”.

- ± En Venecia, Italia, el “Rialto”, es un puente de arco simple, se terminó de construir en 1591 y es, junto con otras estructuras del lugar, ejemplo de dificultad en las operaciones de cimentación debido al suelo suave y pantanoso, que es afectado grandemente por la acción de pilotaje de las estructuras vecinas.
  
- ± Otra obra asociada a la ingeniería de las cimentaciones del siglo XVII es el famoso mausoleo Taj-Mahal, en las afueras de la ciudad de Agra, India. Su construcción empezó en el año de 1632 y fue terminada en 1650. El cual fue erigido por ordenes del Shah Jahan, emperador de Delhi, en honor a su esposa favorita, Mumtazi-Mahal. Este mausoleo necesitó cuidados especiales en su cimentación debido a su proximidad al río, por lo que se emplearon cilindros de mampostería hundidos en el suelo a intervalos cercanos para que el mausoleo descansara en una firme cama.

Como se mencionó después de la caída del Imperio Romano se presentó una época de poco interés en el conocimiento de los problemas de los suelos, y no fue sino hasta los siglos XVII y XVIII cuando revivió el interés y se dio nuevo impulso a la solución de los problemas en las cimentaciones.

Una de las primeras ramas en ganar interés fue la relativa al empuje de tierras. De hecho, el pionero en formular una guía en esta área fue el ingeniero militar francés Marquis Sebastián le Prestre de Vauban (1633-1707), y posteriormente Charles Augustin Coulomb (1736-1806), también notable y sobresaliente ingeniero militar francés, a quien se le acredita la primera contribución básica y científica en el cálculo de la estabilidad de muros de retención de tierras. Otra importante contribución en el estudio de la presión de las tierras la aportó William John Macquorn Rankine (1820-1872), ingeniero y físico escocés, más conocido por sus investigaciones en física molecular y uno de los fundadores de la ciencia de la termodinámica.

Coulomb y Rankine son los dos ingenieros que más contribuyeron al estudio de los empujes de tierra, destacando también en esta especialidad Jean Víctor Poncelet (1788-1867), ingeniero y matemático francés y uno de los creadores de la geometría proyectiva, y quien además contribuyó con un método gráfico para resolver las presiones de la tierra. Asimismo, Kart Culmann (1821-1881), ingeniero alemán cuyo método de estática gráfica ha sido usado extensamente en problemas de ingeniería y aplicado a la solución de muros de retención de tierras.

Otro ingeniero que contribuyó grandemente a la solución de problemas de distribución de presiones en los suelos fue Joseph Valentin Boussinesq (1842-1929). Otto Mohr (1835-1918) propuso en 1882 un método para analizar esfuerzos en un punto. Su “círculo de Mohr”, como se conoce comúnmente al método, es muy usado en resistencia de materiales y en suelos.

Los años comprendidos entre 1900-1925 constituyen la época en que se engendro la Mecánica de Suelos, siendo los pioneros los ingenieros de la Comisión Sueca de Geotecnia de los ferrocarriles suecos, encabezada por el profesor Colmar Fellenius, a quien el gobierno sueco le encomendó estudiar las causas de las fallas o deslizamientos de tierra ocurridos en diferentes puntos de la red ferroviaria de la nación, así como buscar y presentar soluciones a los problemas detectados.

La investigación realizada por los ingenieros dirigidos por Fellenius culminó en 1922 con la presentación de un informe sobre las fallas y de un procedimiento llamado “Método Sueco” para analizar la estabilidad o inestabilidad de taludes. La proposición de este método, llamado por algunos “Método de Rebanadas”, fue hecha por dos de los ingenieros de la “Comisión Sueca”. Los ingenieros en cuestión fueron K. Petterson y S. Hultin, quienes ya habían aplicado dicho método en algunas fallas en el puerto sueco de Goteborg, en el año 1916.

En los Estados Unidos de América, el “U.S. Bureau of Public Roads” así como la “American Society of Civil Engineering” llevaron a cabo, juntamente con profesores de diversas universidades de dicho país, arduas investigaciones relacionadas con la construcción de carreteras durante los años de 1920 a 1925. A partir de 1925 se inicia el desarrollo más significativo en esta rama de la ingeniería con la presentación del profesor Kart Von Terzaghi (1882-1963) de su libro **Erdbaumechanik** (Mecánica de Suelos), en donde presenta una nueva filosofía relativa al suelo como material, y muestra cómo tratar las propiedades mecánicas de los suelos y su comportamiento bajo diversas cargas y condiciones de humedad.

A partir de la publicación del eminente profesor K.V. Terzaghi, de origen austriaco y nacionalizado estadounidense, han aparecido numerosos trabajos e importantes investigaciones relacionados con los suelos. Así, figuran entre los más sobresalientes en el ramo: Arthur Casagrande con su Clasificación de los Suelos, A.W. Bishop con Estabilidad de Taludes y Presión Neutra, L. Bjerrum con Esfuerzos de Corte, T. W. Lambe y su Estudio del Comportamiento de los Suelos de Granos Finos, G. G. Meyerhof con Capacidad de Carga de los Suelos, R. Peck, autor de Presiones en Arcillas, E. F. Richard con su obra Comportamiento de las Cimentaciones bajo la Acción de Cargas Dinámicas, P. W. Rowe con Presiones Laterales de las Tierras, H. B. Seed y su Estudio y Efecto de los Movimientos Telúricos, A. W. Skempton con Presiones de Poro y en Esfuerzos Efectivos en Capacidad de Carga de las Cimentaciones, D. W. Taylor y sus libros Estabilidad de Taludes y Consolidación, y A. S. Vesic con Capacidad de Carga en Cimentaciones Profundas.

La aparición de la Mecánica de Suelos como tal en 1925 y las investigaciones posteriores hasta nuestros días ayudaron fuertemente al mejoramiento de los métodos empíricos existentes en el pasado. Sin embargo la metodología actual, aunque abarca muchos aspectos técnicos de ciencias como la Mecánica y la Hidráulica, aún no establece una condición única para la solución de problemas diversos en las cimentaciones, pero si proporciona las herramientas básicas para que el ingeniero de buen criterio y adecuado

juicio pueda realizar su trabajo de manera eficiente al valor técnicamente los resultados de los análisis y pruebas de los materiales que deberán emplearse.

Las cimentaciones constituyen una parte fundamental de los subsistemas de cualquier edificación las cuales transmiten directamente las cargas de estas hacia el suelo; la función que se presenta es la de distribuir todas las cargas que tenga el edificio (cargas vivas, muertas y accidentales), distribuyéndolas en el suelo adyacente, de modo que este y los materiales que los sustentan tengan suficiente resistencia y rigidez para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas. Debido a las interacciones de suelo y cimientos, las características de los suelos sobre los que se construyen influyen de modo determinante en la selección del tipo y tamaño de los cimientos usados; estos últimos, a su vez afectan significativamente el diseño de la superestructura, el tiempo y tamaño de la construcción del edificio y en consecuencia los costos de la obra. Por lo tanto para lograr una edificación segura y económica es fundamental disponer de cierto conocimiento de la mecánica de los suelos, del diseño de cimentaciones y en mayor medida de las propiedades del subsuelo en cuestión.

El objetivo principal de esta tesis es ejemplificar claramente el proceso de análisis y revisión de una cimentación en base al RCDF 2004, se tocan otros aspectos como la problemática que se ha presentado en la Ciudad de México, en cuestión de espacio para la construcción de vivienda, que al ser estos menos, los espacios se han tenido que aprovechado en forma vertical haciendo las construcciones más altas, los que representa un riesgo mayor en la edificación, por lo que hay que cuidar todos los aspectos de seguridad de la construcción de la misma.

Así mismo en la segunda parte de la tesis se mostrará un enfoque general de la obra analizada, así como las consideraciones que se siguieron su análisis, las cuales ayudaron a la determinación de la cimentación.

Así como también se da una breve explicación de los procedimientos para el análisis del suelo sobre el cual se edificara la estructura, permitiendo un mejor análisis de la subestructura en cuestión.

También se puede observar la parte fundamental de la tesis porque es donde se realiza el análisis de la cimentación, bajo los estados de servicio y de falla, principales aspectos para un buen funcionamiento de la cimentación.

Por último se ve el proceso constructivo recomendado para la construcción de la subestructura, siendo este el concepto más variable dentro del proceso.

# CAPITULO 1

## “ANTECEDENTES DE VIVIENDA EN EL CIUDAD DE MÉXICO”



## CAPITULO 1

### “ANTECEDENTES DE LA VIVIENDA EN LA CIUDAD DE MÉXICO”

En el presente capítulo observaremos los principales problemas de urbanización y de vivienda que presentó la Ciudad de México en la segunda mitad del siglo XX. Este capítulo pretende dar una perspectiva clara de cómo la ciudad crece en forma desmedida y sin planeación. Hoy en día se puede ver la falta de espacios por lo que las construcciones de vivienda son en forma vertical.

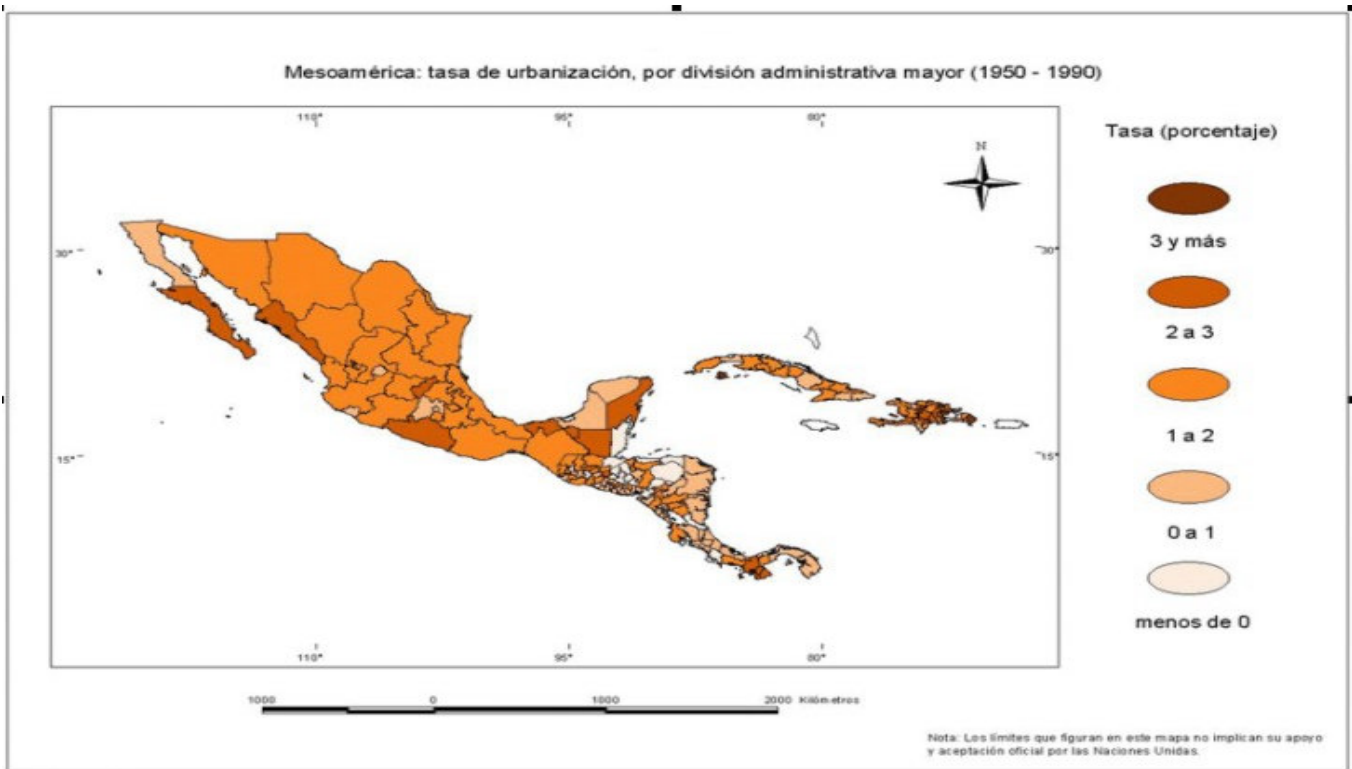
#### 1.1 PROBLEMAS URBANOS DEL DISTRITO FEDERAL PARA EL NUEVO SIGLO: LA VIVIENDA EN LOS GRUPOS POPULARES DE LA CIUDAD

Desde la conformación de la ciudad prehispánica, uno de los principales problemas que afrontaron sus pobladores fue la construcción de viviendas, se hizo ganándole terreno al lago y su crecimiento ha sido de manera horizontal, incluso aún lo sigue siendo, no como en otras ciudades latinoamericanas donde el mayor aporte al crecimiento urbano es de manera vertical. La concentración y crecimiento del DF. También es herencia del desarrollo económico y político centralizado, con tres décadas de alta intensidad como lo fueron los años cincuenta al setenta del siglo pasado. El espacio para construir nuevas viviendas es cada vez más escaso.

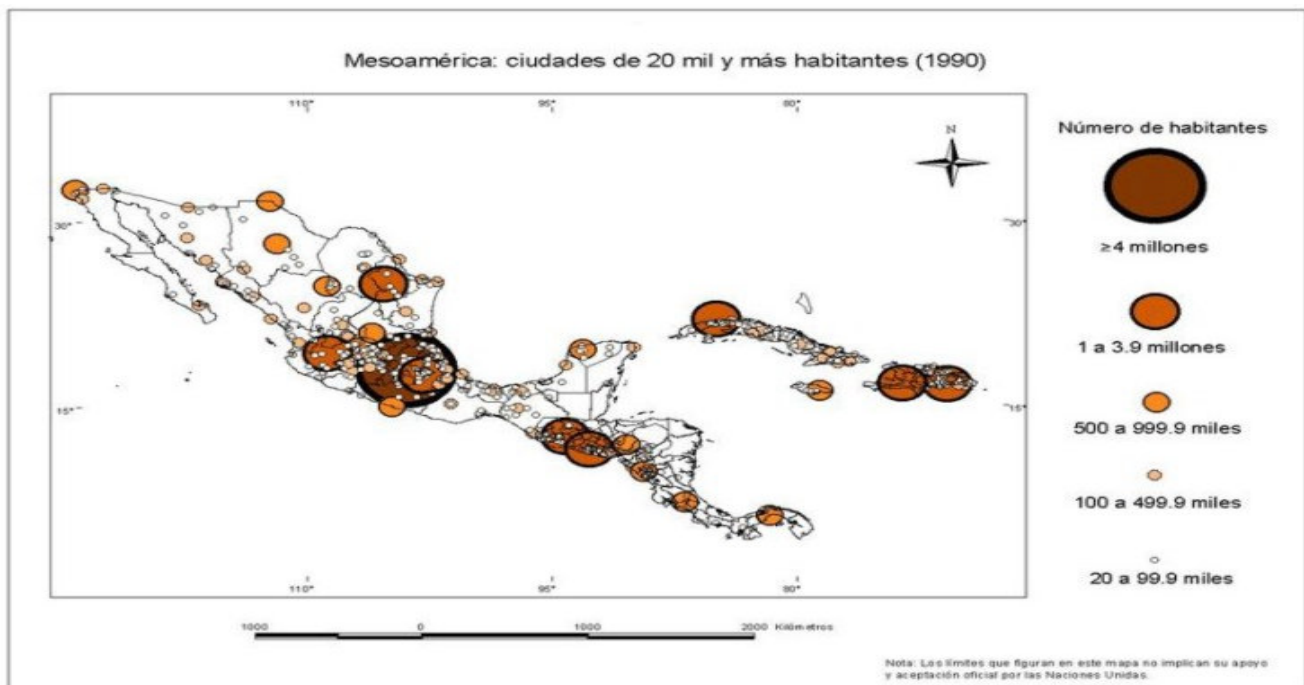
En este documento mostraremos los principales problemas que enfrenta la población en la Ciudad de México en el acceso, calidad y tenencia de las viviendas. Primero se exponen las desigualdades de crecimiento entre población y vivienda, luego se presentan los retos sociales para enfrentar los problemas habitacionales en el nuevo siglo en el Distrito Federal, en el que se dan los principales cambios del uso de viviendas en la Ciudad de México y se muestran los déficit habitacional, la vulnerabilidad y el riesgo urbano. Por último, se mencionan los obstáculos que enfrentan los grupos populares para regularizar sus vivienda, la pobreza urbana y las necesidades de vivienda.

La manera en que ha crecido la población urbana en los países latinoamericanos muestra que, pese a haberse suavizado esta tendencia, la acumulación de población en las grandes ciudades ha dado como resultado la conformación de grandes urbes en la región. En la zona sur de Latinoamérica, la tasa de urbanización entre 1950 y 1990 de las áreas donde se encuentran las grandes ciudades es alta y muestra una conformación de cadena de grandes ciudades casi alrededor de esta parte del continente.

Esta dinámica de urbanización también es similar a la que tuvo la región mesoamericana (véase en la figura 1). Si bien, buena parte del territorio mexicano y su población superan por demás a la de Centroamérica, El mayor proceso de urbanización se dió no solamente en las áreas donde se localizan las grandes ciudades, sino también en los territorios aledaños.



**Fig. 1(a) Tasa de urbanización en Mesoamérica (1950-1990)**



**Fig. 1(b) Ciudades de 20 mil y más habitantes en Mesoamérica (1990)**

En las décadas de los setenta y los ochenta se dio una amplia lucha de los grupos populares por el acceso a la vivienda. El crecimiento urbano acelerado ocasionado principalmente por el proceso de migración del campo a las ciudades y las reiteradas crisis económicas, generaron ocupaciones violentas del territorio en las ciudades como las realizadas por las invasiones, tanto organizadas como informales, las cuales suscribieron su marca en el aspecto de la ciudad.

La lotificación ilegal realizada por urbanizadores piratas también tuvo su apogeo en los años 50's. Estos grupos amparados por los vínculos de funcionarios públicos o políticos, manipulan hasta hoy a la población más necesitada de vivienda. En los años noventa estos fenómenos urbanos se redujeron y parecen explicarse por algunos factores:

- 1) La disminución en el ritmo del crecimiento urbano (ya no es tan masivo ni acelerado).
- 2) La menor disponibilidad de terrenos ejidales o con títulos de propiedad en litigio (los cuales significaron un alto porcentaje de los lotes invadidos).
- 3) La democratización política, que posibilitó la tramitación menos polarizada de este tipo de conflictos.
- 4) La crisis generalizada de los movimientos sociales de tipo contestatario y el tránsito de muchos de ellos hacia organizaciones de autogestión o de impulso a proyectos habitacionales basados en la producción social de vivienda.

Para el comienzo de siglo, no se dan los movimientos populares de décadas atrás vinculadas a la demanda por vivienda. Lo que se aprecia son dos fenómenos simultáneos: la estabilización o crecimiento moderado de las zonas de precarios, y de otro, la consolidación progresiva de grandes zonas semi-legales.

La ausencia entonces de la magnitud de movilizaciones populares por las demandas de vivienda, muestran que los problemas urbanos actuales son diferentes, pero tienen un mismo referente. La calidad de la vivienda es ahora una necesidad que presiona permanentemente a los grupos populares más pobres. Esta "vieja deuda social" se suma a la nueva deuda de quienes no cuentan todavía con vivienda y no pueden acceder a ella, convirtiéndose en el déficit habitacional real, que debe enfrentar la ciudad y que es un problema social latente y acumulativo.

## **1.2 Los retos sociales para enfrentar los problemas habitacionales en el nuevo siglo en el Distrito Federal.**

El crecimiento tan fuerte de Ciudad de México en la segunda mitad del siglo pasado, llevó a que, geofiguramente, la población viera la localización en y alrededor de la ciudad como una clara oportunidad de ascenso social en ese entonces. Lograr vivir en la capital del país, significaba obtener un empleo y poder conseguir una casa. Ambos componentes fueron la ilusión de muchos mexicanos que llegaron procedentes de diferentes rincones del país, pero

tuvieron que vincularse a diversos procesos para adquirir su vivienda. Para finales del siglo pasado, los datos que arrojó el censo de población y vivienda, dieron cuenta de las principales transformaciones de la ciudad y los problemas de vivienda que la población enfrentaría en este siglo.

### 1.2.1 Principales cambios del uso de viviendas en la Ciudad de México.

Varios han sido los cambios que se han registrado en cuanto a los indicadores principales de la situación de la vivienda en el Distrito Federal. A partir de los resultados del censo de población y vivienda se tiene que el ritmo de crecimiento de la población es casi nula mientras que el de la formación de nuevas viviendas es mayor a este. En efecto, el crecimiento poblacional en la década de los noventa fue de 0.3 por ciento promedio anual, mientras que el de la vivienda fue de 1.7 por ciento.

Pero esta tendencia no es generalizada en todas las delegaciones del Distrito Federal, pues en la Cuauhtémoc y la Miguel Hidalgo en el centro-occidente de la ciudad, se registran tasas de crecimiento negativas (véase el cuadro 1), que significaría más el abandono o la demolición de viviendas. Se entendería esta tendencia porque en esas dos delegaciones se localizan zonas muy antiguas y en condiciones precarias, por el deterioro no solamente por el paso del tiempo sino también como efecto del terremoto de 1985 y la falta de mantenimiento de estos bienes inmuebles. Mientras que en otras delegaciones como Milpa Alta y Tláhuac, al sur-orienté de la ciudad, el crecimiento de la actividad constructora de viviendas ha sido mayor, incluso por encima del promedio en la entidad, pese a ser de las zonas urbanas más pequeñas, pero la extensión territorial es de las más grandes como el caso de Milpa Alta, aunque en ella se localice una zona de protección.

**Cuadro 1 Distrito Federal: Principales indicadores de la situación de las viviendas**

Delegación	Viviendas totales		Tasa de crec. media anual	Promedio de ocupantes por vivienda 1		Promedio de ocupantes por cuarto 2		Viviendas con 3 o más cuartos		Viviendas con piso diferente de tierra	
	1990	2000	1990-2000	1990	2000	1990	2000	1990	2000	1990	2000
<b>Distrito Federal</b>	<b>100.0</b>	<b>100.0</b>	<b>1.7</b>	<b>4.6</b>	<b>4.0</b>	<b>1.1</b>	<b>1.0</b>	<b>76.7</b>	<b>80.6</b>	<b>97.1</b>	<b>98.1</b>
2 Azcapotzalco	5.8	5.2	0.7	4.6	4.0	1.2	1.0	77.1	83.8	98.9	99.2
3 Coyoacán	8.0	7.7	1.4	4.4	3.9	1.0	0.8	84.2	86.6	98.3	99.0
4 Cuajimalpa de Morelos	1.3	1.6	3.8	5.1	4.4	1.4	1.0	68.0	76.9	94.6	97.5
5 Gustavo A. Madero	14.6	14.0	1.3	4.8	4.1	1.2	1.0	77.1	79.7	97.8	98.7
6 Iztacalco	5.2	4.7	0.6	4.8	4.1	1.2	1.0	76.2	81.4	98.4	98.8
7 Iztapalapa	16.4	19.1	3.3	5.0	4.3	1.3	1.1	72.4	76.5	95.9	97.5
8 La Magdalena Contreras	2.2	2.5	2.8	4.8	4.2	1.2	1.1	69.5	72.1	94.1	96.2
9 Milpa Alta	0.7	1.0	5.8	5.2	4.5	1.6	1.3	63.3	66.0	84.5	91.6
10 Alvaro Obregón	7.5	7.8	2.1	4.8	4.2	1.2	1.0	72.8	78.0	95.9	98.2
11 Tláhuac	2.2	3.3	6.0	5.2	4.3	1.5	1.2	67.8	76.1	94.6	97.3
12 Tlalpan	5.8	6.7	3.2	4.6	4.1	1.1	1.0	73.9	77.4	94.9	97.5
13 Xochimilco	3.0	3.9	4.7	5.1	4.4	1.4	1.1	69.0	72.8	92.5	95.6
14 Benito Juárez	6.4	5.4	0.1	3.5	3.1	0.8	0.7	88.1	92.5	98.7	99.0
15 Cuauhtémoc	8.9	7.1	-0.6	3.7	3.4	1.0	0.9	81.6	87.9	98.5	98.2
16 Miguel Hidalgo	5.5	4.5	-0.3	4.1	3.6	1.0	0.8	77.7	85.1	98.7	99.1
17 Venustiano Carranza	6.6	5.6	0.1	4.4	3.9	1.2	1.0	77.8	83.9	98.8	99.1
1/ Promedio calculado considerando las viviendas particulares y sus ocupantes.											
2/ Se incluye la cocina como un cuarto de la vivienda.											
FUENTE: Censo General de Población y vivienda de 1990 y 2000.											

También se aprecia que hay en promedio cuatro personas por vivienda, indicador que se ha reducido en la última década, a la par de la disminución del número de ocupantes por cuarto en las viviendas de las delegaciones. Esto responde a que buena parte de las mejoras que se han realizado a estas viviendas corresponde a la fragmentación de las mismas, delimitando espacios para dormitorios al interior de ellas. Además esto ha sido acompañado por la desaceleración del crecimiento demográfico y a la reducción del tamaño de las familias.

Frente a los principales indicadores de cobertura de servicios públicos en las viviendas del Distrito Federal, se tiene que buena parte de ellos existe una cobertura muy amplia (véase el cuadro 2). Todos no solamente superan en promedio el 90 por ciento para el Distrito Federal, sino que, en la década se lograron acercar a la cobertura total de las viviendas. Entre estos indicadores sobresale la proporción de viviendas propias, que al empezar la década de los años noventa registraba 65.2 por ciento de las viviendas, pero al terminar el siglo XX se elevó a 70.8 por ciento. Esto muestra un margen de 29.2 por ciento de viviendas que no son propias, siendo el indicador más alto de la república mexicana. Este margen es equivalente a 604,368 viviendas, 427,946 son rentadas y 172,915 son prestadas, el resto corresponden a tenencia no especificada. De las 1'489,494 viviendas que fueron reportadas por sus habitantes como propias, 1'217,538 viviendas son totalmente pagadas, 207,587 viviendas se encuentran pagándose y el resto son propias pero no se especifica la condición de propiedad.

**Cuadro 2 Distrito Federal: Principales indicadores de cobertura de servicios en las viviendas**

Delegación	Agua entubada 1		Servicios en la vivienda				Viviendas donde se utiliza gas para cocinar		Viviendas propias	
			Drenaje		Energía eléctrica					
	1990	2000	1990	2000	1990	2000	1990	2000	1990	2000
<b>Distrito Federal</b>	<b>96.3</b>	<b>97.9</b>	<b>93.8</b>	<b>98.2</b>	<b>99.3</b>	<b>99.5</b>	<b>97.6</b>	<b>98.4</b>	<b>65.2</b>	<b>70.8</b>
2 Azcapotzalco	98.8	99.3	98.1	99.1	99.8	99.8	98.1	98.6	59.2	66.5
3 Coyoacán	98.8	99.2	94.3	99.0	99.7	99.7	98.2	98.6	76.9	76.9
4 Cuajimalpa de Morelos	94.1	98.1	88.6	97.2	98.5	99.4	96.6	98.4	71.1	76.0
5 Gustavo A. Madero	97.8	99.0	97.2	99.0	99.6	99.7	98.1	98.9	65.4	69.6
6 Iztacalco	98.7	99.0	98.2	99.0	99.7	99.4	98.0	98.2	63.9	68.9
7 Iztapalapa	94.0	98.1	89.0	98.5	98.7	99.5	97.9	98.7	73.6	75.8
8 La Magdalena Contreras	96.1	97.7	93.7	96.4	98.9	99.4	97.5	98.5	75.8	80.0
9 Milpa Alta	82.4	93.0	63.1	85.7	94.3	99.0	89.1	95.7	83.3	83.5
10 Alvaro Obregón	96.8	98.7	95.8	99.0	99.0	99.5	97.6	98.6	68.6	73.6
11 Tláhuac	93.9	98.6	76.8	97.1	97.9	99.5	97.5	98.6	79.7	80.7
12 Tlalpan	85.6	90.9	84.2	97.0	98.7	99.4	97.2	98.3	78.4	78.3
13 Xochimilco	90.4	94.1	80.6	91.8	97.2	99.2	96.2	97.9	76.1	78.1
14 Benito Juárez	98.9	99.0	98.6	99.3	99.9	99.8	97.7	98.0	51.4	56.2
15 Cuauhtémoc	98.3	98.3	97.9	98.3	99.8	98.9	96.3	96.8	46.2	56.5
16 Miguel Hidalgo	98.6	99.0	97.7	99.1	99.8	99.8	97.2	98.3	45.9	56.1
17 Venustiano Carranza	98.7	99.2	98.5	99.1	99.8	99.7	97.8	98.4	58.8	65.9
1/ Incluye a las viviendas de agua entubada dentro de la misma, fuera de ésta pero dentro del terreno, de llave pública o hidrante o que la acarrearán de otra vivienda.										

Después de observar estos indicadores, se tiene mucha claridad sobre el problema habitacional que hay actualmente. Este se concentra en la tenencia de las viviendas y la forma de legalizar la propiedad de los predios en grandes zonas de la ciudad. Por ejemplo, en las dos delegaciones Cuauhtémoc y Miguel Hidalgo, antes mencionadas, se obtienen las proporciones más altas de viviendas que no son propias, llegando a ser de cerca de 44 por ciento. En ellas, la proporción de viviendas rentadas es mayor a 81 por ciento del total de viviendas no propias y el remanente corresponde a viviendas prestadas. Entonces, la problemática de la tenencia de la vivienda es fuerte en estas dos delegaciones de la ciudad, destacándose la localización del centro histórico en la delegación Cuauhtémoc, donde esta problemática se presenta en esa zona aledaña al zócalo de la ciudad. Sin embargo, en lo que puede acercarse a una estimación del déficit habitacional en el Distrito Federal, este problema es menor al que enfrentan las familias sin viviendas, las nuevas familias y la población que habita viviendas deterioradas.

### 1.2.2 Déficit habitacional, vulnerabilidad y riesgo urbano

A continuación se presentan estimaciones del déficit habitacional para el Distrito Federal, tomando en cuenta tanto sus aspectos cuantitativos como aquellos de carácter cualitativo. Para ello consideramos las características que vinculan a cada concepto de déficit habitacional, cuidando de no contabilizar más de una vez para no sobredimensionar el dato. Veamos los dos conceptos de déficit que manejaremos.

- a) Déficit cuantitativo: Se suelen presentar dos estimaciones de déficit, la primera de ellas siguiendo la definición tradicional (comparación entre el número de hogares y el número de viviendas establecidas) y la otra incorporando una definición adicional, basada en la calidad y/o estado de deterioro de la vivienda.
- b) Déficit cualitativo: La definición clásica de déficit cualitativo engloba a aquellas viviendas que son de calidad insatisfactoria en relación con ciertos criterios básicos. Generalmente, tres variables se toman habitualmente en cuenta para caracterizar éste déficit: la disponibilidad de servicios públicos, el estado material de la construcción y el hacinamiento. Las tres variables por sí solas o en conjunto son determinantes claves de la calidad de vida de las personas y cuando presentan insuficiencias convierten a quienes habitan este tipo de viviendas en sus demandantes potenciales.

Como se puede ver en el cuadro 3, a diferencia del resto de la república, en el Distrito Federal cerca del 60 por ciento de las viviendas son casas independientes y más del 27 por ciento son departamentos en edificios, lo que muestra una conformación urbana mucho más moderna que las registradas en el resto del país. Pero ello es relativo, dado que al comparar esta conformación urbana en las principales ciudades latinoamericanas, se tiene que la proporción de departamentos en edificios es menor, significando esto un alto componente de origen rural en la forma de construcción de la ciudad. También es explicado por el crecimiento abrupto que tuvo la Ciudad de México al punto que absorbió muchos pueblos rurales que estaban en la periferia y ahora ya se encuentran al interior de la ciudad, que todavía crece alrededor de ella.

**Cuadro 3 Comparación de los principales indicadores habitacionales  
entre el Distrito Federal y el Total Nacional**

Concepto	Nacional	Entidad	Lugar nacional
Total de viviendas particulares habitadas	21513235	2103752	2°
Tipo de vivienda			
Casa independiente (%)	87.0	59.1	32°
Departamento en edificio (%)	5.8	27.2	1°
Disponibilidad de servicios básicos			
Agua entubada a/ (%)	84.3	96.9	1°
Drenaje (%)	78.1	98.2	1°
Energía eléctrica (%)	95.0	99.5	1°
Con los tres servicios (%)	71.8	95.7	1°
Material de construcción			
Con piso diferente de tierra (%)	86.8	98.1	1°
Con paredes de materiales sólidos b/ (%)	78.9	97.5	1°
Tenencia			
Propia (%)	78.3	70.8	30°
No propia (%)	21.2	28.7	3°
Disponibilidad de espacios			
Con cocina exclusiva (%)	91.7	95.3	6°
Con excusado exclusivo (%)	85.9	91.3	10°
Con tres o más cuartos (%)	71.9	81.0	6°
Disponibilidad de bienes			
Con televisión (%)	85.9	96.8	1°
Con refrigerador (%)	68.5	85.6	4°
Con teléfono (%)	36.2	66.0	1°
Con automóvil o camioneta propio (%)	32.5	38.8	12°
Con computadora (%)	9.3	21.5	1°
NOTA: Excluye "viviendas sin información de ocupantes" y refugios.			
a/ Sólo incluye a las que disponen de agua en la vivienda o fuera de ella, pero dentro del terreno.			
B/ Incluye tabique, ladrillo, piedra, cantera, cemento y concreto.			
FUENTE: INEGI. Tabulados Básicos. Estados Unidos Mexicanos. (XII Censo General de Población y Vivienda, 2000. México, 2001)			

El acceso a los servicios públicos y a materiales resistentes para las viviendas es mayor en la entidad federativa que en el resto del país, lo mismo que la disponibilidad de espacios y de bienes, pero en el caso de la tenencia de la vivienda, la proporción de viviendas propias en el Distrito Federal es menor que en el resto del territorio. Para la estimación del déficit habitacional se utilizaron cinco variables de referencia que sirvieron de base para elaborar tres definiciones de déficit : i) déficit inmediato, agrega a las familias sin viviendas, las viviendas con deterioro total y vivienda hacinada; ii) déficit mediano, agrega al déficit inmediato las viviendas con deterioro parcial y por último iii) déficit global, que agrega al déficit mediano el número de familias nuevas.

Los resultados de las estimaciones se exponen en el cuadro 4, en el que se puede ver que el déficit inmediato, para cubrir la demanda de las componentes alcanza a ser de 22.4 por ciento, que representan básicamente al déficit cuantitativo. En éste indicador se tienen delegaciones como Cuajimalpa, Magdalena Contreras e Iztacalco, con los mayores déficit inmediatos, pero al estimar los otros dos déficit mediano y global, que se incorporan al déficit cualitativo y total, se puede ver que el déficit mediano llega a ser de 40.7 por ciento de la cobertura de la demanda y de 41.6 por ciento para el déficit global.

**Cuadro 4 Estimaciones del Déficit Habitacional en el Distrito Federal como porcentaje de la demanda total en el año 2000**

Delegaciones	Déficit inmediato	Déficit mediano	Déficit global
	(a+b+d)	(a+b+c+d)	(a+b+c+d+e)
<b>Distrito Federal</b>	22.4	40.7	41.6
2 Azcapotzalco	23.1	42.4	43.8
3 Coyoacán	18.3	38.6	39.8
4 Cuajimalpa de Morelos	25.4	40.7	42.1
5 Gustavo A. Madero	23.1	41.6	42.7
6 Iztacalco	24.7	43.5	44.7
7 Iztapalapa	24.2	40.0	40.6
8 La Magdalena Contreras	24.9	41.4	42.2
9 Milpa Alta	24.5	37.8	38.5
10 Alvaro Obregón	24.2	41.3	41.9
11 Tláhuac	22.5	36.2	37.1
12 Tlalpan	22.0	38.8	39.6
13 Xochimilco	24.3	39.1	39.9
14 Benito Juárez	12.8	37.5	38.5
15 Cuauhtémoc	19.9	42.3	43.4
16 Miguel Hidalgo	20.9	42.8	43.8
17 Venustiano Carranza	23.1	43.3	44.2
a) Familias sin vivienda: Son familias que cohabitan con otra en una sola vivienda (v: Coplamar. Necesidades Básicas, vol. 3, México, 1982).			
b) Deterioro total: Viviendas que dado su deterioro, construidas con materiales de baja calidad, deben ser reemplazadas de manera inmediata.			
c) Deterioro parcial: Viviendas que por estar edificadas con materiales de baja calidad deberán ser reemplazadas en un periodo de 25 años.			
d) Vivienda hacinada: Son viviendas hacinadas aquellas donde cohabitan más de dos personas por cuarto, descartando al baño y la cocina, a nivel urbano.			
e) Nuevas familias.			
Cálculos propios. Fuente: Censos Generales de Población y Vivienda, INEGI, México, 1990 y 2000.			

Con estos dos últimos indicadores que contienen tanto al déficit cualitativo como cuantitativo, nuevamente las dos delegaciones que registran los mayores déficit son la Cuauhtémoc y la Miguel Hidalgo. Pero lo más importante es que en casi todas las delegaciones hay un serio déficit cualitativo, especialmente en la delegación Benito Juárez, muy cercana a las otras dos delegaciones de altos déficit.

Ahora bien, cabe preguntarnos si estos márgenes de “deuda social” en el tema de vivienda dentro de la ciudad, podrían estar relacionados con las características propias del territorio, más allá de las capacidades económicas de las familias que las habitan. Lo cierto es que esto sí se convierte en un factor que puede condicionar no solamente el mantenimiento de las viviendas sino también la configuración de la ciudad y las limitaciones que se tienen en cuanto al reordenamiento territorial para pasar de un diagramado informal, sin ningún plan de trazado, a uno de carácter formal.

En este sentido, no podemos dejar escapar la oportunidad de hacer referencia de las características morfológicas del territorio en zonas claves de la ciudad y que verdaderamente limitan la puesta en marcha de programas de recuperación de viviendas y de reordenamiento urbano. La figura 2 permite ver las zonas de vulnerabilidad y de riesgo que tiene el Distrito Federal. En ella se observa que las fallas geológicas de Las Cruces y



Contreras, afectan a las delegaciones Cuauhtémoc, Iztacalco, Benito Juárez, Venustiano Carranza y Gustavo A. Madero. Pero además en esta zona hay serios problemas de suelo lacustre que ceden con el peso de las viviendas.



**Fig. 2. Distrito Federal: vulnerabilidad y riesgo.**

Pero el problema del riesgo que registra la ciudad es casi general en la mayoría de las delegaciones del Distrito Federal. Al oriente de la ciudad se encuentra una combinación de riesgo en la construcción por suelo lacustre y fallas geológicas, además de zonas inundables, mientras que en el occidente la extensión de las fallas, la topografía accidentada con pendientes que superan a 12 por ciento y las zonas minadas, generan riesgo permanente para la actividad constructora. La vulnerabilidad del territorio en la ciudad es latente y marca una barrera que limita la acción gubernamental para poner en práctica programas encaminados al reordenamiento urbano y al mejoramiento de vivienda. El sur de la ciudad está menos expuesto a estos factores de riesgo, pero contienen áreas de protección que han perdido terreno por las invasiones y conformación del urbanismo informal (Ward, 1991; Reyes, 1998; Bhatt, 1990).

Cabe recordar que el urbanismo formal se realiza en seis etapas: 1) plan maestro de desarrollo urbano, 2) construcción de infraestructura subterránea (agua, drenaje, luz, teléfono, etc.), 3) construcción de vialidades (avenidas, calles, estacionamientos, etc.), 4) construcción de centros de servicio y comerciales, 5) construcción de complejos habitacionales y 6) arribo de la población al nuevo sector de la ciudad. Algo muy diferente al urbanismo informal y sus siete etapas: 1) llega la gente, 2) construyen sus casas con lo que encuentran, 3) antes de tener servicios se pavimentan las calles para satisfacer las necesidades de transporte, 4) después hay que romper el pavimento para introducir la infraestructura subterránea, 5) se crean servicios y áreas comerciales sobre vialidades que no cuentan con capacidad de flujo suficiente, 6) las áreas habitacionales crecen por sistema de autoconstrucción, y 7) al final se hace un plan maestro para ver dónde quedó cada cosa. Por lo cual, el resultado de buena parte de la fisonomía de la ciudad es principalmente por la segunda manera de urbanismo informal.

La existencia del mercado ilegal de tierra para la población de menores ingresos se relaciona con las restricciones de acceso a la tierra legal. Existe una amplia variedad de situaciones intermedias que no pueden clasificarse con claridad. En muchos casos los pobladores tienen que pagar por el acceso al suelo pero quien recibe ese pago no es el propietario sino un líder o promotor que actúa como intermediario entre el poblador y las autoridades, pues posee la capacidad de obtener la tolerancia gubernamental. Otro caso es el de México que, por cuestiones políticas e históricas, los ejidatarios habilitadores permanecen en la zona, reciben por razones legales una “segunda paga” que se suma al entregado por colonos durante el acceso inicial.

En la regularización existen dos enfoques básicos: i) el dominial y ii) el urbanista (mejora de servicios de infraestructura, vivienda, equipamientos y aspectos ambientales, según los programas). El primero ha sido más implementado, por poseer un menor costo, por la seguridad que significa la tenencia (dado que los habitantes no podrán ser desalojados), y por la hipótesis acerca de la mejora del hábitat cuando la población posee la propiedad. Aunque ello es discutible; estudios indican que la consolidación de la vivienda está asociada con la disponibilidad de recursos y no con la seguridad del título de propiedad (Ward, 1998).

La inseguridad en la tenencia residencial significa grandes costos sociales para los diferentes actores urbanos:

- 1) Para los pobres representa precariedad y altos costos en el acceso a servicios, cobros abusivos de cuotas por parte de «urbanizadores piratas» y abogados tramitadores, hacinamiento y condiciones insalubres de habitabilidad;
- 2) Para los gobiernos locales y nacionales representa limitaciones y sobrecostos para la prestación de servicios, estrechez de la base impositiva y una fuente permanente de conflictividades sociales y políticas;
- 3) Para el sector privado significa estrechez de los mercados financieros, de viviendas y de los materiales de construcción;
- 4) Para el resto de habitantes de la ciudad significa un sobrecosto en los servicios urbanos y una desvalorización de sus propiedades.

Los grupos de ingresos medio y superior generalmente buscan vivienda a través de sistemas de oferta formal y legal, mientras que los pobres adquieren terrenos ilegalmente y construyen sus casas ellos mismos. El contraste en los precios de las rentas en la Ciudad de México es drástico, mientras que un departamento de lujo en Polanco puede costar alrededor de 2,200 dólares mensuales, en la Colonia Tránsito puede ser de alrededor de 85 dólares al mes.

El financiamiento de la vivienda en el Distrito Federal al parecer se puede dar bajo varias opciones. La mayor debilidad que exhiben hoy día las SOFOLES cuya autorización de funcionamiento data de 1993, es su alta dependencia de los recursos del FOVI. Si bien es cierto que algunas SOFOLES han tenido ya acceso al mercado bursátil, en la práctica no ha logrado atraerse los recursos de los fondos de pensiones privados hacia el financiamiento de la vivienda, debido a la débil demanda por bonos de largo plazo en el mercado de capitales. También se advierte la vigencia de amplias diferencias en las condiciones de los créditos que ofrecen los distintos intermediarios participantes en el mercado, lo que deriva en su segmentación (González, 2002).

Estas diferencias se verifican en las tasas de interés activas, los plazos de amortización, los índices utilizados para reajustar los saldos de los créditos y los pagos mensuales, todo lo cual se traduce en fórmulas de amortización muy disímiles. Asimismo, existen algunos subsidios implícitos en las tasas de interés que cobran algunos organismos públicos al costo de una menor rentabilidad de los fondos de ahorro para el retiro. De otro lado, la alta morosidad en las carteras crediticias de algunos intermediarios es también una tarea pendiente.

El sesgo de las políticas habitacionales hacia la producción de vivienda nueva significa una desatención del déficit cualitativo, dentro del cual se concentran las necesidades habitacionales propias de ciertos grupos vulnerables. En efecto, el perfil demográfico del déficit habitacional de los países (Szalachman, 1998 y DESUC, 1998) señala que existen asociaciones del tipo de déficit habitacional con el ciclo vital de los hogares y con el sexo de las jefaturas, por las cuales los programas de mejoramiento de viviendas pueden significar un efecto positivo importante en grupos prioritarios: hogares liderados por personas de tercera edad y núcleos familiares secundarios, entre los cuales la jefatura femenina es importante. Desde el punto de vista de las finanzas municipales, la provisión de vivienda bajo esquemas segregadores de desarrollo urbano, significa un incremento de los requerimientos de gasto municipal sin ninguna contrapartida de recursos adicionales (Arraigada, 2000).

### **1.3 El problema de la vivienda y la vivienda social en México.**

Como casi todos los países de A. Latina, México ha sufrido y sufre de un serio *problema de vivienda* entendido éste como la carencia que experimenta una familia de un lugar adecuado donde habitar. También, como en casi todas partes, este problema se agudizó a partir de los años cuarenta y cincuenta del siglo XX, cuando la población de nuestros países pasó de ser fundamentalmente rural a predominantemente urbana. Por eso, se dice que si bien la carencia de vivienda adecuada es una característica del campo, el problema de la vivienda se ha concentrado en las áreas urbanas, especialmente en las grandes ciudades y áreas metropolitanas del país.

Frente a este problema que, como se sabe, afecta fundamentalmente a los sectores de menores ingresos de la población, el Estado ha intervenido de varias maneras. Por una parte ha impulsado y promovido la vivienda social, entendida como una vivienda nueva, terminada que satisface a una parte de la demanda. Por otro, ha desarrollado programas alternativos a la vivienda terminada, consistentes en: apoyo para el mejoramiento de vivienda existente, vivienda progresiva (vivienda que se termina gradualmente) y terrenos con servicios básicos. Pero sin duda el más importante cuantitativa y cualitativamente es el de vivienda terminada.(Cuadro 5)

**Cuadro 5 (México): programas de vivienda apoyados por el estado. 1997-2000**

Año	Vivienda nueva	Vivienda progresiva	Mejoram.de vivienda	Terrenos con serv.
1997	176.618	28.668	344.493	17.006
1998	189.368	15.030	207.586	18.315
1999	281.355	40.571	136.905	4.813
2000	336.271	42.662	94.579	3.276
Total período	983612	126931	783563	43410

Fuente: SEDESOL. Estadísticas de vivienda. Varios años.

Sin embargo, a pesar de los esfuerzos efectuados, la vivienda social ha estado lejos de disminuir el problema habitacional. Si bien cuantificar la demanda no satisfecha es difícil, principalmente por las complicaciones para calificar a la vivienda deteriorada, oficialmente se reconoce que en el año 2000, con una población total de 97,483,412 personas y 21,942,535 viviendas particulares, existía un rezago de 4 millones 291 mil acciones, es decir casi 20% del inventario existente. Adicionalmente desde el año 2000 hasta el año 2010 se requerirán por lo menos 731,500 nuevas viviendas anualmente lo cual más que duplica lo que se ha efectuado hasta ahora aún en los años de mayor auge económico en el país (Cuadro 6).

El fracaso de la acción habitacional del Estado en México ha tenido que ver con varios factores. En primer lugar, la falta de recursos suficientes (acorde con las necesidades) para orientarlos a la inversión en vivienda social. En la última década, la inversión en esta vivienda se mantuvo generalmente en 0.9% del PIB con años como 1994 en que llegó a 1.1 por ciento o 1997 en que descendió a 0.7 por ciento.

En segundo lugar hay que mencionar la carencia, especialmente desde fines de la década de los ochenta, de una política habitacional con contenido social a pesar de que el discurso oficial plantea siempre que la oferta debe orientarse hacia *los más pobres*. En estos años, la acción de los organismos estatales ha sido contemplada como un apoyo o impulso a la economía (básicamente por la creación de empleos que esta actividad supone) y no como una actividad importante para el bienestar de la población. (Villavicencio, 2000). En consecuencia, los programas habitacionales, especialmente los de vivienda nueva terminada, son cada vez menos accesibles para las familias de bajos ingresos que, según datos oficiales (INEGI, 2001) para el año 2000 constituían cuando menos el 41 por ciento de los hogares del país (que son los que reciben ingresos menores a 3 salarios mínimos), o el 63.3 por ciento de ellos (que recibe ingresos menores a 5 salarios mínimos).

**Cuadro 6 (México): necesidades de vivienda (número de unidades)**

Período	Vivienda nueva	Mejoramiento de vivienda	Total de acciones
Hasta año 2000 (rezago)	1.811.000	2.480.000	4.291.000
Año 2001-2010 (aualmente)	731.584	398.162	1.129.746
Año 2001-2010 (todo el período)	7.315.840	3.981.620	11.297.460
Total hasta 2010	9.126.000	6.461.620	15.588.460

Fuente: SEDESOL. Programa Sectorial de Vivienda 2001-2006.

En tercer término, la acción habitacional ha fallado porque los programas que se han aplicado desde hace muchos años no parecen considerar las verdaderas características demográficas, sociales y culturales de la población demandante y, tampoco, los problemas que existen en las viviendas que se les han ofrecido hasta ahora. Menos aún se conocen las aspiraciones y reivindicaciones en relación al tipo de vivienda a la que aspira la familia mexicana, la cual ha experimentado cambios profundos en las últimas décadas, cambios que no parecen estar contemplados en la actual oferta habitacional de tipo social.

Todo esto ha llevado a una situación muy particular de las áreas urbanas, especialmente en las grandes ciudades del país. En ellas, la vivienda social no ha constituido nunca la vía principal para que los más pobres obtengan vivienda, de tal forma que no más de un 20 por ciento de la demanda ha sido satisfecha con esta oferta. Sucede entonces que alrededor del 60 por ciento de la población, que es la que ha quedado fuera de los esquemas de beneficiarios y está limitada económicamente para recurrir al mercado formal, ha tenido que autoproducir su vivienda en largos procesos de autoconstrucción, generalmente en suelo irregular, en el cual han debido introducir también los servicios y el equipamiento. Es cierto que en algunos de estos casos las familias han podido obtener el apoyo de programas de vivienda progresiva o mejoramiento de vivienda, pero lo común es que asuman particularmente los costos, el esfuerzo y el sacrificio de este proceso.

En consecuencia, es indispensable que el problema de la vivienda en México se enfrente de una manera diferente. Para esto es fundamental una voluntad política de los responsables del sector que permita reorientar la política habitacional en la búsqueda de un mayor objetivo social. Por lo tanto hay que desarrollar propuestas que contemplen no sólo aspectos como las formas de producción, los recursos necesarios, los esquemas de financiamiento adecuados y el papel que deben cumplir los diferentes agentes involucrados sino, también definir programas habitacionales que contemplen la diversidad de la demanda que proviene de las familias de bajos ingresos así como sus requerimientos y aspiraciones en cuanto a la vivienda que desean. La elección de una vivienda de autogestión, no siempre es resultado de las dificultades económicas y de procedimientos que implica para los más pobres el acceder a la vivienda nueva terminada que ofrecen los programas sociales. En muchos casos es también la búsqueda de una vivienda que se adapta mejor a los requisitos y necesidades actuales de la familia.

### 1.3.1 El crecimiento urbano y la vivienda en la Ciudad de México

Entender la vivienda social en la Ciudad de México requiere conocer ciertos antecedentes concernientes al proceso de desarrollo urbano y, especialmente, sobre la formación de sus áreas habitacionales en las últimas décadas. Para esto debe aclararse que, como Ciudad de México, se considera a la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM), que es el área urbana formada por el Distrito Federal (capital del país) y 27 municipios pertenecientes a otra entidad federativa (el Estado de México) que se han unido o conurbado con el área urbana del Distrito Federal (DF). Esta extensa zona urbana (de aproximadamente 155000 Há de superficie) constituye, en realidad, una sola y gran ciudad aunque desde el punto de vista político administrativo no se la considere así y el Gobierno Local del DF (subdividido a su vez en 16 *delegaciones políticas*) tenga atribuciones sólo en aproximadamente la mitad del territorio. La otra parte depende, administrativamente, de 27 alcaldes y para ciertos aspectos, del Gobernador del Estado de México.

### 1.3.2 El poblamiento y la vivienda en la ZMCM

El origen de esta gran extensión urbana es el área hoy contemplada en cuatro delegaciones centrales del DF donde se ubica el Centro Histórico. Esta era la extensión de la ciudad en los años cuarenta cuando comenzó el proceso acelerado de crecimiento poblacional, la incorporación de nuevo suelo al área urbana destinado fundamentalmente a vivienda y, ya en los cincuentas, la conurbación con los municipio más cercanos al centro.

En un complejo proceso de crecimiento y redensificación del área urbana incorporada entre los cuarentas y el momento actual, la Ciudad de México se extendió, por una parte, hacia el sur y el poniente en base a la creación de fraccionamientos destinados principalmente a sectores medios y altos aunque también, cuando el suelo no era de buena calidad (inundable, en barrancas, etc.), en base a fraccionamientos irregulares destinados a población de bajos ingresos. Por otra parte, el proceso de poblamiento se orientó también hacia el norte, mezclándose con las áreas industriales y hacia el oriente donde existía suelo más barato ya sea por su irregularidad jurídica o por sus malas condiciones de habitabilidad y donde se pudieron asentar los grupos más pobres.

El tipo de suelo disponible y la existencia o no existencia de una administración que orientara, planificara y controlara el proceso de desarrollo urbano, fueron determinantes para la localización de la vivienda social y su complemento, la vivienda popular autogestionada en la Ciudad de México. Así, mientras el DF tuvo suelo barato o reservas territoriales de propiedad pública disponibles, la vivienda social nueva se ubicó en esta parte principalmente en las periferias pero, también, en zonas más céntricas como resultado de procesos de renovación urbana (años cincuenta y sesenta) o de reconstrucción (después de los sismos de 1985). Cuando este suelo disminuyó, los organismos públicos y sus programas de vivienda nueva se dirigieron hacia el norte de la ciudad, concentrándose en algunos municipios conurbados (Naucalpan, Ecatepec, Tlanepantla, Cuautitlán Izcalli).

La vivienda autogestionada por los sectores populares que, como ya se dijo, ha sido la alternativa habitacional más importante para la población de bajos ingresos, se ubicó

también en zonas periféricas del DF. Sin embargo, porque en la capital existía un mayor control por parte de las autoridades y una menor oferta de suelo, tendió a concentrarse progresivamente en los municipios conurbados del oriente de la Ciudad de México (Nezahualcoyotl, Chimalhuacán, Chalco) donde había más oferta de suelo barato y menor control de los procedimientos con que se ofrecía. Dada la mala calidad de la vivienda que, por lo general, caracteriza en un comienzo a estos procesos informales, ha sido en estas zonas donde se han concentrado los programas oficiales de mejoramiento de vivienda o de apoyo a la vivienda progresiva.

### **1.3.3 Los inicios: la vivienda en renta (1945-1972)**

En 1947-1948, el Banco Hipotecario Nacional destinó recursos para la construcción del primer conjunto de vivienda social en la Ciudad de México (Unidad Miguel Alemán) con 1080 viviendas en total, localizado en lo que entonces eran áreas urbanas de nueva incorporación hacia el sur de la ciudad. A este conjunto, entre 1949 y 1970, le siguieron varios otros con tamaños que variaron entre 900 y 12.000 viviendas. El más conocido entre ellos fue; Nonoalco -Tlatelolco; construido entre 1959 y 1964, que contó, originalmente, con 11960 viviendas y se emplazó en un área central de vivienda deteriorada (denominada Herradura de Tugurios) que se expropió con el fin de desarrollar un proceso de renovación urbana. Este conjunto fue parcialmente destruido en el sismo que afectó a la Ciudad de México en 1985.

Muy influidos por las propuestas de Le Corbusier y las experiencias europeas, los conjuntos de esta época en la Ciudad de México tenían edificios de varios pisos, viviendas con superficies que variaron entre 60 y 120 m<sup>2</sup> y un importante equipamiento social y áreas verdes en su interior. Como vivienda social, fueron promovidos por las instituciones públicas de seguro social para los trabajadores, especialmente los burócratas y trabajadores de empresas públicas y privadas. Al igual que en el caso europeo, esta vivienda fue ofrecida en alquiler a los beneficiados y los propios organismos promotores se encargaron de la administración y el mantenimiento de los conjuntos.

### **1.3.4 La vivienda social para los trabajadores (1972-1995)**

A principios de los años setenta, la oferta de vivienda social en la forma y tipo que se había venido haciendo estaba en crisis. Por un lado, la cantidad que se podía ofrecer era insuficiente para la demanda existente; por otro lado, los organismos promotores y encargados de estas viviendas habían demostrado su incapacidad para administrarlas y, sobre todo, para mantenerlas habitables para los inquilinos. Por eso, en una coyuntura en la que el gobierno de entonces requería fortalecer sus relaciones con los sectores de trabajadores y en la que el petróleo daba a México una ilusión de riqueza nacional, desde 1970 se destinaron importantes recursos para la construcción de nueva vivienda social y se establecieron nuevos mecanismos para la acción del Estado. Por esto, se dice que fue en

este período cuando comenzó verdaderamente la construcción de vivienda social en México.

En primer lugar, se crearon fondos públicos especiales para ser destinados a la vivienda social así como organismos específicos, de alcance nacional, para administrar esos fondos. Entre otros destaca INFONAVIT, que ha sido el Instituto que ha manejado el fondo de la vivienda para los trabajadores (con aportes públicos y de las empresas para sus trabajadores) y que desde su creación (un poco más de treinta años) ha dado vivienda a más de un millón y medio de familias mexicanas.

En segundo término, se estableció que la nueva vivienda social debía ser ofrecida en propiedad a los derechohabientes y las que hasta ese momento se rentaban fueron vendidas generalmente a sus ocupantes. Sin embargo, dentro de la tradición corporativista que caracterizó (después de la revolución) las relaciones del Estado mexicano con la sociedad, la postulación a una vivienda no podía hacerse individualmente sino que debía efectuarse en un grupo de demandantes representado por un líder social. Esto permitió que muchas familias de muy bajos recursos pudieran obtener vivienda, apoyadas por el grupo, pero también facilitó y promovió la corrupción y la especulación por parte de los líderes y otros agentes involucrados en el proceso.

Por último, la creación de diversos organismos para promover la vivienda social repartió y diferenció a los posibles beneficiarios, normalmente a partir del tipo de actividad económica que desempeñaban los jefes de familia (obrero asalariado, empleado del estado, trabajador por cuenta propia, etc.). Esto diversificó también las características de la vivienda que se ofrecía y la modalidad de programa al cual se podía postular (vivienda terminada, vivienda progresiva, terreno con servicios, etc.).

En estas condiciones, por las características de la demanda y el tipo de suelo disponible, la vivienda social que se ofreció en todo este período en la Ciudad de México fue, fundamentalmente, vivienda nueva en conjuntos habitacionales y, en menor medida, ya que no aprovechaban intensamente el suelo, programas de vivienda progresiva, de autoconstrucción o terrenos con servicios.. En un principio, los conjuntos con vivienda terminada se ubicaron en lo que entonces era periferia urbana del DF, hacia el sur y el oriente, y en la medida en que el suelo de las reservas del Estado se agotó o se vendió, empezaron a ubicarse hacia el norte, en los municipio conurbados y en torno a las principales vías de comunicación que salían de la ciudad. Entre 1985 y 1987, sin embargo, hubo una importante ocupación de predios centrales que fueron expropiados para ejecutar vivienda social; pero esto fue el resultado de un programa especial de reconstrucción a raíz de los sismos del año 85 y, no ha vuelto a repetirse la experiencia.

Cabe señalar que a pesar de que para entonces ya se percibían los problemas de habitabilidad de los conjuntos, la oferta de este período no sólo mantuvo esta tipología sino que la llevó a límites extremos. Surgieron así verdaderas *ciudades dentro de la ciudad* siendo uno de los más representativos el Conjunto El Rosario, localizado en el límite entre el DF y el municipio de Tlalnepantla (Estado de México). En un área de 240 Ha, se construyeron 17.263 viviendas de tipo unifamiliar, en duplex y en edificios multifamiliares. Estas viviendas están agrupadas en *supermanzanas*, concepto muy de moda en esa época. Tiene un importante equipamiento propio (centros deportivos, parques, plazas, oficinas de



servicios, etc.) que ocupa más del 30 por ciento de la superficie total y vialidades internas y estacionamiento que ocupan otro 30 por ciento.

Evidentemente, no toda la vivienda social del período se concentró en conjuntos como El Rosario. Hubo también conjuntos más pequeños, especialmente los que se hicieron en el centro con el programa de reconstrucción, y también los que promovieron durante los ochentas los organismos de vivienda del Gobierno (local) del Distrito Federal. Como es de suponer, en los conjuntos más pequeños se eliminaron el equipamiento y las áreas de uso social dejando solamente algunos jardines y circulaciones internas para peatones y estacionamientos. De igual manera, la vivienda propiamente tal fue haciéndose progresivamente más pequeña que la que se ofrecía en el período anterior, hasta llegar a superficies no mayores de 45-50 m<sup>2</sup>.

Entre 1988 y 1995 se aplicaron en el país numerosas medidas de ajuste y cambio estructural orientadas, principalmente, a modificar el papel del estado en la producción de bienes y servicios y a ampliar la participación del sector privado en lo que hasta entonces habían sido atribuciones y responsabilidades públicas. En relación con la vivienda social, esto tuvo efectos importantes pues se produjeron profundas modificaciones en los objetivos, contenidos y alcances de los programas habitacionales que se empezaron a ejecutar desde entonces; en síntesis, en este período la acción habitacional del estado perdió poco a poco el carácter social y de apoyo a los sectores más pobres que, en mayor o menor medida, la había distinguido en las décadas anteriores.

### **1.3.5 La vivienda social de mercado (1995 en adelante)**

Uno de los cambios importantes en los programas de vivienda social efectuados desde 1995 tiene que ver con los aspectos económicos. Por un lado, el Estado ha reducido (y casi eliminado) su participación en la dotación de recursos, y actualmente estos provienen fundamentalmente del capital privado, algunos créditos externos, el aporte patronal para sus trabajadores y, por supuesto, el aporte de los demandantes. Sucede, entonces, que si bien algunos de los antiguos organismos públicos siguen existiendo, su papel en este momento (como en el caso de INFONAVIT) es proporcionar créditos con tasas de interés preferenciales (muy cercanas a la de la banca hipotecaria) pero que deben ser complementados con créditos de la banca o de sociedades de financiamiento de vivienda barata (SOFOLES) para poder comprar el tipo de vivienda social que se ofrece en el mercado.

En consecuencia, quienes tienen ahora un papel protagónico en la oferta de vivienda social son unas pocas grandes empresas constructoras e inmobiliarias que se encargan de todo el proceso (compra de suelo, construcción, obtención de crédito a la demanda y venta de la vivienda). Por lo tanto, el precio de la vivienda social ha aumentado (en términos de la calidad que se ofrece) y también es más caro el crédito para adquirir esta vivienda.

Otro de los cambios que se han producido en este período tiene que ver con la forma de postular de los beneficiarios. La compra de una vivienda es ahora un trámite individual y prácticamente han desaparecido las demandas grupales. Esto, si bien ayuda a disminuir la

corrupción y los abusos que se daban en el período anterior, ha dificultado enormemente la postulación de demandantes con pocos ingresos ya que éstos no alcanzan a cumplir con los requisitos que exige la banca para proporcionar crédito.

Por último, hay que mencionar que a partir de 1995 ha cambiado mucho el tipo de vivienda que se ofrece. A pesar de conocerse bien los problemas que se daban en los grandes conjuntos habitacionales, la apertura de una nueva oferta de suelo hacia el norte de la ciudad (pero ahora en municipios verdaderamente alejados del centro) y la intervención de promotores privados que han logrado comprar grandes extensiones de terrenos, ha posibilitado nuevamente la formación y producción de enormes fraccionamientos con vivienda social. Pero estos nuevos fraccionamientos difieren de los antiguos conjuntos habitacionales porque ofrecen vivienda unifamiliar en uno o dos niveles siguiendo el modelo de *la vivienda propia para la familia mexicana* con jardín y lugar para el automóvil, a precios económicos.

Uno de los casos más representativos de esta nueva tipología es el *Centro Urbano San Buenaventura* localizado en el Municipio conurbado de Ixtapaluca, que comprende casi 20.000 viviendas distribuidas en seis secciones. La impresión que dan las viviendas al observar sus fachadas, es de una bonita casa familiar. Sin embargo, se trata en realidad de viviendas duplex, (una en la planta baja y otra en el nivel superior) o pegadas, que tienen entre 45 y 60 m<sup>2</sup>; en algunas secciones se han agrupado como áreas privadas con acceso restringido, a la manera de las viviendas construidas para las familias de ingresos altos en otras partes de la ciudad. El conjunto tiene vías de comunicación internas, áreas para equipamiento social y comercio, jardines y áreas verdes; limita parcialmente con conjuntos habitacionales más tradicionales (de INFONAVIT) y está emplazado entre carreteras principales de acceso a la Ciudad de México por el oriente. Es importante mencionar que está contemplado en un Plan de Centro de Población Estratégico del Municipio al que pertenece, lo que rara vez se hizo en épocas anteriores con los grandes conjuntos.

Los antecedentes expuestos hasta ahora muestran que la Ciudad de México, y el país en general, enfrentan actualmente uno de los retos más serios en relación con el problema de la vivienda y la vivienda social. Se trata fundamentalmente de resolver la gran carencia habitacional que existe pero, principalmente, la que afecta a la población de más bajos ingresos. Para esto, es necesario reorientar la actual política habitacional pero, también, es fundamental buscar y formular soluciones y programas nuevos que contemplen las características sociodemográfica y las aspiraciones de las familias demandantes y superen los problemas que se dan hoy en día en la vivienda existente.

Por lo tanto, independientemente de los procesos de producción y formas de acceso y financiamiento que los caracterice, estos nuevos programas deben ser muy variados en cuanto al tipo de vivienda que ofrecen y cuidar que la respuesta habitacional que contengan permita recuperar la vida colectiva y barrial de las personas y que sea parte del ordenamiento urbano y la construcción y reconstrucción de esta enorme ciudad.

Pero también es fundamental que estas propuestas permitan promover e impulsar una relación entre lo público y lo privado que fomente la participación real de la población y sobre todo, ayude a la formación de una conciencia ciudadana basada en la responsabilidad y el respeto de las leyes y las personas.

Los problemas habitacionales se conjugan en dos componentes, el primero corresponde a la tenencia de las viviendas, el segundo a la magnitud del déficit habitacional. Actualmente dicho problema se mantiene latente, pese a que la ciudad viene expulsando población, aún así el déficit de vivienda es grande y se agrava, se requieren más de medio millón de nuevas viviendas pero el déficit global resulta de poco más de 1.5 millones de viviendas, que son requeridas principalmente por grupos populares quienes actualmente alimentan la franja de pobreza urbana de la ciudad.

Muchas salidas a este problema por parte de ellos desembocan en asentamientos “irregulares” no aptos para la construcción o en asentamientos humanos en suelo de conservación. Esto le imprime una particular manera de construir la ciudad y sus espacios urbanos que exponen diferencias al interior de su pequeño territorio, pues ocupa solamente 150 mil hectáreas como entidad territorial frente a los demás Estados del país y sin embargo es una de las mayores concentraciones del planeta. Este es un reto a resolver para este nuevo siglo.

Hoy en día los conjuntos habitacionales en el D. F. son remplazados por viviendas verticales (departamentos), en predios donde años atrás fueron ocupados por casas habitación de uno o dos niveles.

# **CAPITULO 2**

## **“GENERALIDADES DEL PROYECTO”**

## CAPITULO 2

### “GENERALIDADES DEL PROYECTO”

#### 2.1 Ubicación.

Se planea construir un edificio de departamentos de tres niveles y un semisótano de estacionamiento. El área de construcción es de  $1168.5 \text{ m}^2$  ( $15.65 \times 74.66 \text{ m}$ ). en el predio aun existe una bodega y una edificación de dos niveles que serán demolidas para dar pasó al proyecto al cual denominaremos “Mazatlán 14”.

El predio que esta ubicado en la Avenida Mazatlán No. 14, entre las calles de Juan de la Barrera y Veracruz, Colonia Condesa, Delegación Cuauhtémoc, CP 06140, México D. F. (Fig. 2.1)



Fig. 2.1 Plano de localización del predio.

La ubicación de éste inmueble sería benéfica para los inquilinos de los departamentos, ya que sería de fácil acceso al encontrarse a tan sólo tres cuadras del Metro Chapultepec, lo que facilitaría el desplazamiento de la gente a sus centros de trabajo.

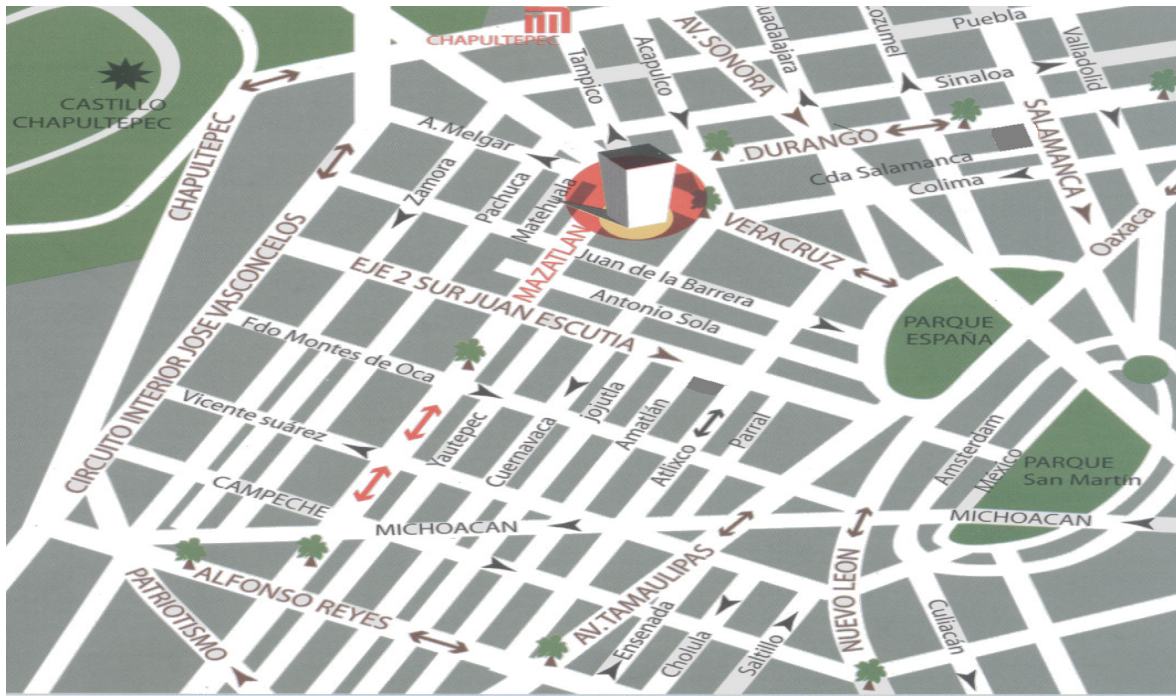


Fig. 2.2 Croquis de localización de la colonia donde se ubica el predio.

## 2.2 El proyecto

El proyecto **Mazatlán 14** está ubicado en un centro urbano que por décadas ha sido una respuesta efectiva a los requerimientos habitacionales, comerciales, y culturales de nuestra metrópoli.

Con excelente orientación en una de las más conocidas calles de la colonia Condesa: Mazatlán, arbolada y tranquila, la cual tiene un fácil acceso para llegar de cualquier punto de la ciudad.



**Mazatlán 14**, será un edificio de estilo vanguardista con un diseño de balcones de rejilla móvil al frente que permitirán apreciar la belleza del exterior (Fig. 2.3).



**Fig.2.3 Vista arquitectónica que se pretende dar al proyecto.**

En el proyecto ocupará el 100 % del área del predio y la solución estructural será a base de marcos y losas de concreto presforzado (Fig. 2.4)

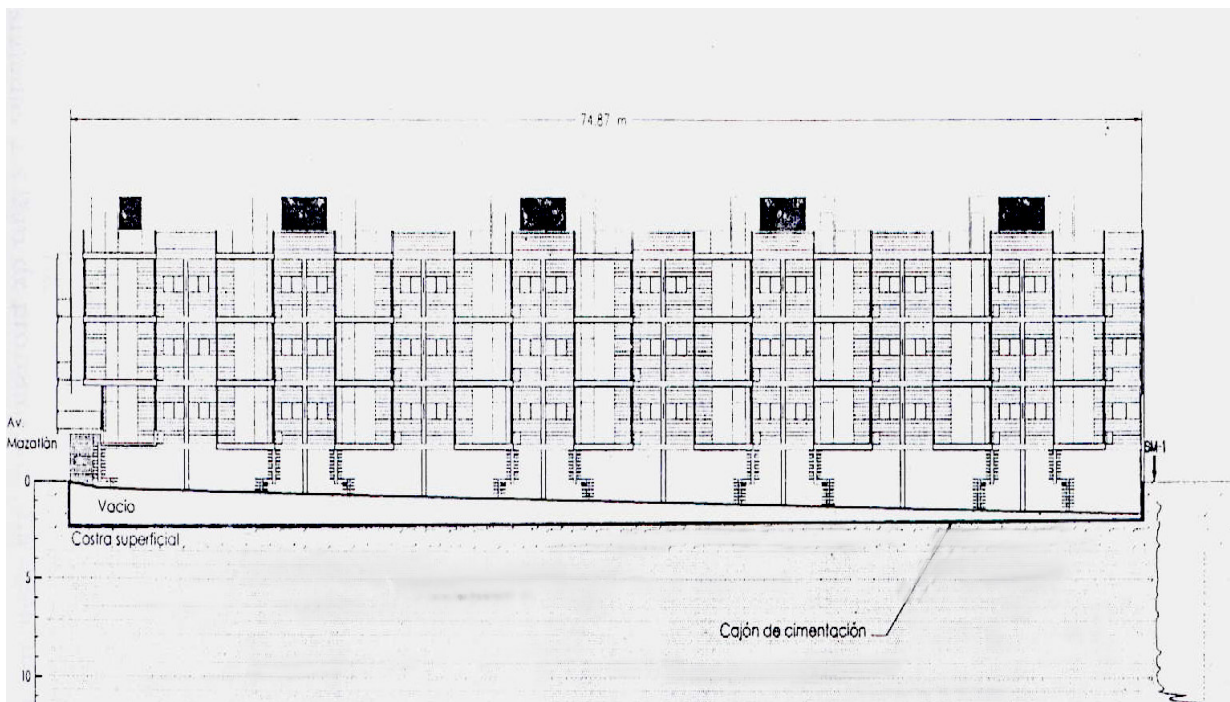
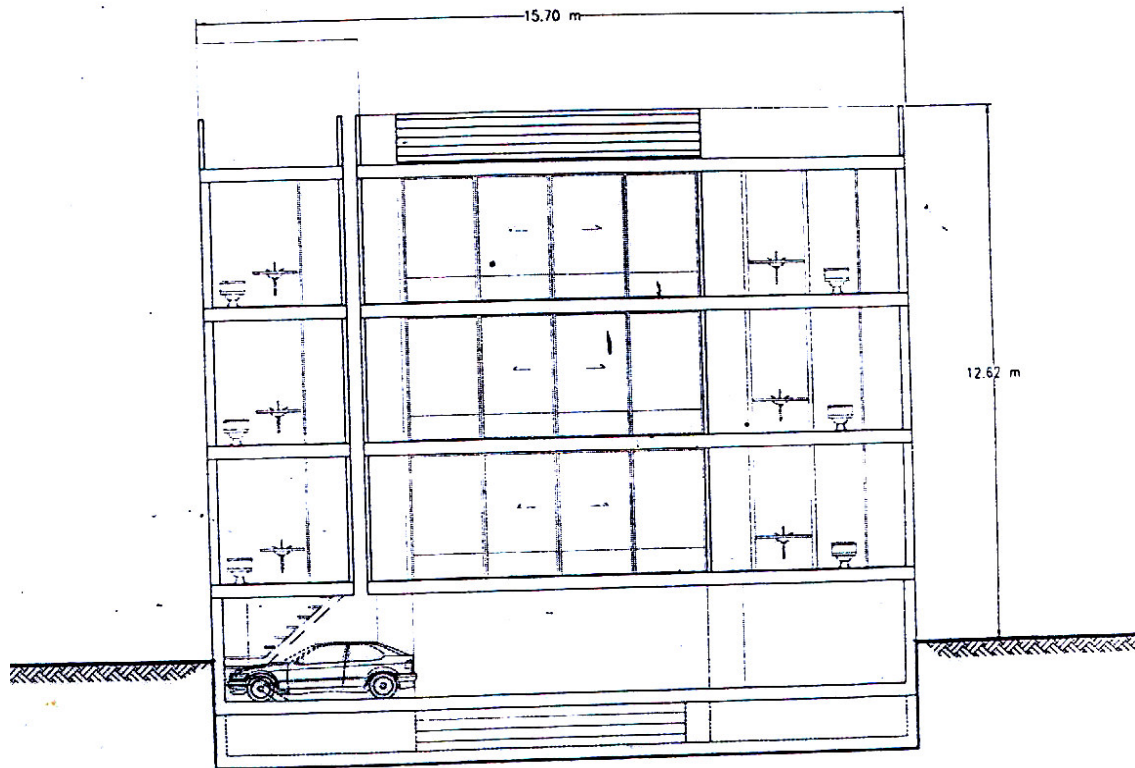


Fig. 2.4 Esquematización general del proyecto.



### 2.3 Características principales del proyecto:

- El edificio de tres niveles constará de 27 departamentos de los cuales:
  - \* 3 departamentos que tienen un área de 101.95 m<sup>2</sup>.
  - \* 21 departamentos que tienen un área de 104.4 m<sup>2</sup>.
  - \* 3 departamentos que tienen un área de 106.46 m<sup>2</sup>.
- Cuenta con amplios espacios con gran iluminación y altura de entrepisos de 3.24 m, además de que cada departamento tiene las siguientes características.
  - \* Sala – comedor.
  - \* Cocina.
  - \* Área de lavado.
  - \* 3 Recamaras ó 2 recamaras más cuarto de TV.
  - \* 2 Baños completos.
  - \* Dos cajones de estacionamiento independientes por departamento.

Las siguientes figuras esquematizan más ampliamente la distribución de los dos departamentos tipo a construir.



Fig. 2.5 Distribución departamento interior (opción 2 recamaras y/o sala de TV).



**Fig. 2.6 Distribución departamento exterior (opción 3 recámaras).**

Perspectivas del proyecto.

Las colindancias del predio son las siguientes:

- |                  |                                      |
|------------------|--------------------------------------|
| ⇐ Nor – oriente  | edificio de tres niveles.            |
| ⇐ Sur – oriente  | edificaciones de dos niveles.        |
| ⇐ Sur – poniente | edificaciones de uno a tres niveles. |
| ⇐ Nor – poniente | avenida Mazatlán.                    |

Este proyecto constará de un cajón rígido de cimentación desplantado 2.0 m de profundidad, el cual se realizara la excavación y construcción del cajón en una sola etapa. Se requiere abatimiento del nivel freático por medio de bombeo a base de puntas ectoras. El procedimiento constructivo no generará ningún tipo de vibración o desplome de las edificaciones vecinas.

## **2.4 Descripción estructural del proyecto.**

A continuación se mencionan las bases y criterios que se siguió en el desarrollo del proyecto estructural del edificio. Como ya se ha mencionado la estructura consta de un semi-sótano destinado a estacionamiento, tres niveles de departamento y azotea. Recordando también las dimensiones máxima en planta de todo el conjunto son 74.66 m por 15.65 m, y con una altura máxima de 11.10 m sobre el nivel de banquetea.

El diseño estructural se realizó de acuerdo con los reglamentos y normas de diseño de los siguientes documentos.

- a) Reglamento de Construcciones para el D.F., 1993 (RCDF-93).
- b) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 1987.
- c) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 1987.
- d) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, 1996.
- e) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, 1987.
- f) Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI318-89, 1989.

### **2.4.1.- Estructuración.**

El sistema de piso está constituido por una losa de concreto reforzado aligerada de 30 cm de peralte, con nervaduras postensadas en una sola dirección con una separación a ejes de 125 cm entre ellas, apoyadas en traveses de concreto reforzado de 30 x 75 cm.

El sistema vertical de soporte está formado por columnas y muros de concreto reforzado.

El sistema sismo resistente está formado por marcos de concreto reforzado y muros de cortante del mismo material. La transmisión de fuerzas a los marcos se realiza por medio de la losa que actúa como diafragma infinitamente rígido.

Ningún elemento de la estructura que deba resistir fuerzas sísmicas llevará cables de preesfuerzo.

Para la cimentación de las columnas y los muros se usarán pilas de concreto reforzado coladas en sitio y traveses de liga.

La capacidad de carga admisible del terreno, determinada con el estudio de mecánica de suelos fue comparada contra presiones de contacto afectadas, por el factor de carga correspondiente.

#### 2.4.2.- Materiales.

##### a) Concreto

En plantillas  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

En elementos estructurales  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 14000 (f'c)^{1/2}$$

##### b) Acero de refuerzo

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (grado duro)

Soldadura a tope de barras de refuerzo: electrodo E-90XX.

##### c) Acero de preesfuerzo.

Cables de  $\phi = 0.5$  " de bajareligación con  $f_{sr} = 19000 \text{ kg/cm}^2$

#### 2.4.3.- Cargas.

En el análisis estructural de la misma se consideraron las siguientes cargas actuando sobre los elementos estructurales.

##### a) Carga muerta.

Losas de Departamentos

Losa  $300 \text{ kg/cm}^2$

Firme y acabados  $100 \text{ kg/cm}^2$

Muros  $150 \text{ kg/cm}^2$

Plafond de yeso  $30 \text{ kg/cm}^2$

Incremento RCDF  $40 \text{ kg/cm}^2$

$$CM = 570 \text{ kg/cm}^2$$

Losa de azotea	
Losa	300 kg/cm <sup>2</sup>
Impermeabilizante	10 kg/cm <sup>2</sup>
Enladrillado y entornado	95 kg/cm <sup>2</sup>
Relleno de tezontle	150 kg/cm <sup>2</sup>
Incremento RCDF	<u>40 kg/cm<sup>2</sup></u>

$$CM = 545 \text{ kg/cm}^2$$

### b) Carga viva

Losas de Departamentos

Máxima	170 kg/cm <sup>2</sup>
Instantánea	90 kg/cm <sup>2</sup>
Media	70 kg/cm <sup>2</sup>

Losa de Azotea

Máxima	100 kg/cm <sup>2</sup>
Instantánea	70 kg/cm <sup>2</sup>
Media	15 kg/cm <sup>2</sup>

### c) Cargas accidentales

c.1) Análisis Sísmico.

Se considera que la acción accidental más desfavorable a la que estará sometida la estructura durante su vida útil corresponde a la acción sísmica. En esta situación se utilizó el método dinámico modal – espectral para obtener las fuerzas horizontales producidas por sismo actuando en dos direcciones perpendiculares.

De acuerdo con el tipo de suelo la estructura se localizará en la zona III (zona de lago), y por sus destino se clasifica dentro del grupo B del RCDF 04.

El espectro de diseño correspondiente se define por las expresiones mostradas a continuación:

$$a = \begin{cases} (1 + 3T / T_a) c / 4 & \text{si } T \leq T_a \\ c & \text{si } T_a < T < T_b \\ (T_b / T)^r c & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

donde:

- a ( ordenada del espectro, expresada como fracción de la gravedad
- T ( periodo natural de vibración del modo considerado
- T<sub>a</sub> ( 0.6 seg.
- T<sub>b</sub> ( 3.9 seg.
- c ( 0.40 (coeficiente sísmico)
- r ( 1.0

- ± El factor de comportamiento sísmico para esta estructura se tomó como  $Q = 2$ .
- ± La estructura no cumple con todas las condiciones de regularidad establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, por lo tanto, el factor de comportamiento sísmico se redujo 20% ( $Q = 1.6$ ).
- ± Límite de desplazamientos para cargas laterales. Los desplazamientos relativos de entrepiso entre dos niveles consecutivos, debidos a cargas laterales, fueron limitados a  $0.006h$  como máximo, donde  $h$  es la altura de entrepiso. Para el cálculo de dichos desplazamientos no se consideró el factor de reducción  $Q$ .

#### 2.4.4.- Aspectos estructurales.

Para el análisis estructural se utilizó un modelo tridimensional basado en hipótesis de comportamiento lineal correspondiente a una relación lineal entre esfuerzo y deformación. Tanto para el análisis como para el diseño se usó el programa de computadora RCBuilding, el cual respeta todas las restricciones establecidas en el RCDF 04 y sus Normas Técnicas Complementarias.

⇐ Combinaciones de Carga

a) Cargas Gravitacionales

Carga permanente mas carga viva máxima

$$1.4 ( W_{cm} + W_{cv \max} )$$

$W_{cm}$             ( carga muerta

$W_{cv \max}$         ( carga viva máxima

b) Cargas Accidentales

Carga permanente mas carga viva instantánea mas carga accidental

$$\text{Dirección X} = 1.1 ( W_{cm} + W_{cv \text{ ins}} + F_{\text{accidental X}} + 0.3 F_{\text{accidental Y}} )$$

$$\text{Dirección Y} = 1.1 ( W_{cm} + W_{cv \text{ ins}} + 0.3 F_{\text{accidental X}} + F_{\text{accidental Y}} )$$

X, Y son subíndices que indican las direcciones, perpendiculares entre sí, de análisis de la estructura.

$W_{cv \text{ ins}}$         ( carga viva instantánea

⇐ Dimensionamiento Estructural.

Los elementos estructurales reforzados fueron dimensionados conforme a los criterios de estado límite de falla y de servicio, especificados en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F.

a) Diseño de columnas

El refuerzo longitudinal y el transversal de las columnas fueron determinados de acuerdo a lo establecido en los capítulos 2, 3 y 4.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

b) Diseño de muros

El esfuerzo de los muros fue determinado de acuerdo a lo establecido en los capítulos 2, 3 y 4.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

c) Diseño de trabes

El dimensionamiento de las trabes reforzadas se realizó de acuerdo a lo establecido en los capítulos 2, 3 y 4.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

d) Diseño de losas postensadas

Las losas postensadas se diseñan de acuerdo al capítulo 7.7 de las mismas normas. El criterio adoptado en el diseño del preesfuerzo, considera al mismo como una fuerza reactiva en la estructura que equilibra la acción de las demás fuerzas.

El criterio de diseño de los entrepisos se realiza utilizando el preesfuerzo como carga reactiva a las cargas verticales, no se toma en cuenta la compresión debido a que se mantiene en niveles bajos de esfuerzo, de otra manera este esfuerzo producirá acortamientos importantes que son deseables en una estructura continua.

Adicionalmente al preesfuerzo, todas las nervaduras y las trabes postensadas llevarán refuerzo que además de lo establecido en el capítulo 7.7 de las normas, cumple con las siguientes condiciones:

- ⌋ Refuerzo mínimo por temperatura en cualquier zona de los elementos estructurales postensados
- ⌋ Refuerzo en cuñas que resulten con tensión; este esfuerzo se calcula con un esfuerzo de tensión máximo en el acero de  $1200 \text{ kg/cm}^2$ .
- ⌋ Refuerzo en cantidad de  $0.004A_c$  en zonas de momento máximo, donde  $A_c$  es el área de concreto en tensión a partir del eje neutro.
- ⌋ Refuerzo suficiente para soportar un momento último igual a la suma de la carga muerta y la carga viva, multiplicada por un factor de carga de 1.4 menos el preesfuerzo por un factor unitario.



- )} Refuerzo de anclajes monotorón consistente en 2 varillas del # 3 con longitud de 30 cm.
- )} Refuerzo en zona de gran concentración de anclajes cuyo objeto es conducir estos esfuerzos evitando fisuras producidas por esfuerzos cortantes.

Cuando por razones de construcción sea necesario realizar el postensado en un lugar intermedio, se elegirá el corte de colado en el lugar donde la traza de los cables coincida con el centro de gravedad de la sección. Se colocará un anclaje intermedio que permita postensar la fracción colada y después continuar dicho preesfuerzo en el resto del electo por colar.

El diseño contempla poder sobretensar los cables hasta una tensión instantánea del 80 % del esfuerzo de fluencia del cable para absorber pérdidas por fricción, acuñamiento, acortamiento diferido del concreto y relajación del acero. El acortamiento elástico se absorbe instantáneamente.

El coeficiente de fricción se determina en la obra al comparar dos cables de la misma longitud, uno de ellos con traza recta y el otro con la traza curva de diseño. Al darles la misma tensión, los alargamientos no son iguales, esto debido a la diferencia de fricción entre ellos. Esta prueba permite afinar y ajustar el diseño en su caso y a su vez determinar los alargamientos probables del resto de los cables en función del esfuerzo de tensado.

Para la aplicación y distribución del preesfuerzo se utilizan cables monotorones formados por 7 alambres engrasados dentro de una funda de PVC, la que garantiza el aislamiento del cable contra elementos exteriores y elimina el riesgo de corrosión al evitar el contacto de los alambres con las sales del concreto y con la intemperie.

El diseño de los entrepisos postensados se realizó para una flecha máxima de  $L/800$ , donde  $L$  es el claro libre entre puños de apoyos, para las diferentes combinaciones de carga que se utilizan en los entrepisos en condiciones de servicio. Las combinaciones de carga usadas para el diseño son las siguientes:

1. Peso propio de la estructura más preesfuerzo.
2. Carga Muerta mas Carga Viva más preesfuerzo.

± La flecha máxima en obra no excederá  $L/500$ .

# **CAPITULO 3**

## **“ESTUDIOS PREVIOS”**

## CAPITULO 3

### “ESTUDIOS PREVIOS”

#### 3.1. Información geológica

La cuenca del valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcilla lacustre y en su parte inferior por clásicos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes. El cierre de la cuenca en el sur (la cortina) inició hace 500 millones de años, aproximadamente.

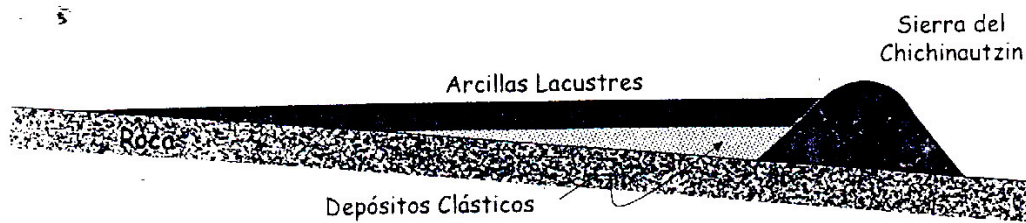


Fig. 3.1 Esquema geológico del valle de México.

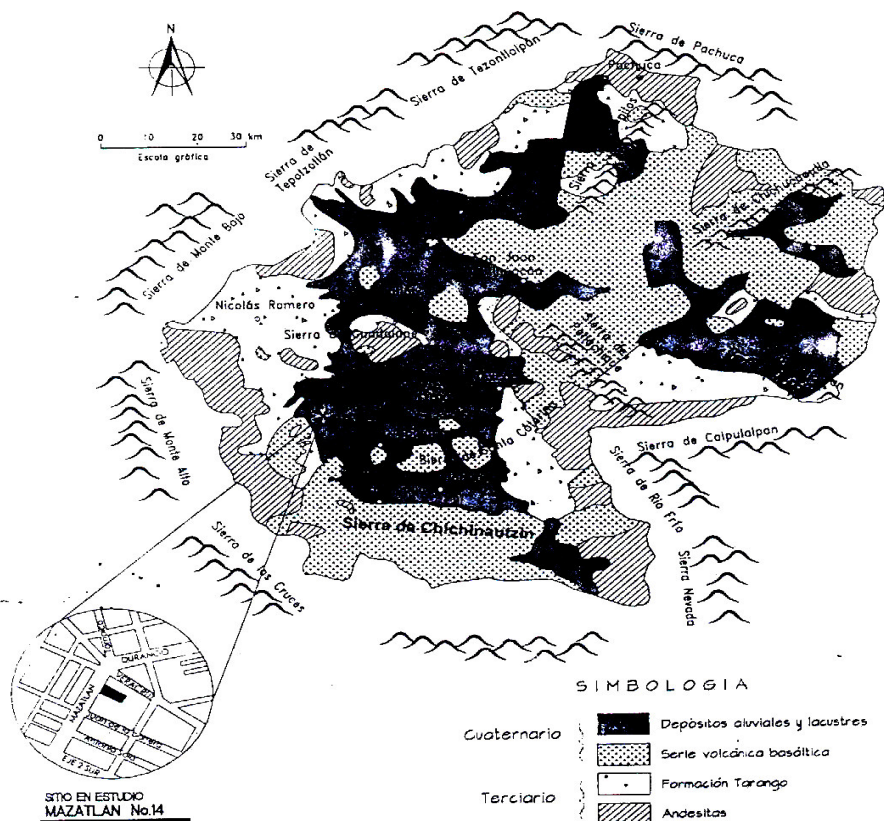


Fig. 3.2 Mapa geológico general del valle de México.

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico. De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas del cerro de Chapultepec, Tepeyac y la sierra del Chichinautzin, como también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, la sierra de Santa Catarina y el Pedregal de San Ángel

De origen volcánico indirecto se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. En las regiones volcánicas abundan detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en la zona de las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas.

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos de lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración, el que desaparecía cuando esta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la ciudad de México el predio en estudio se localiza en la denominada Zona de Transición Baja, sin embargo, el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal ubica a esta zona dentro de un área de excepción para calificarla como Zona de Lago, debido a la respuesta que presenta en condiciones sísmicas. Esta zona se caracteriza por la presencia de grandes espesores de arcilla blandas de alta compresibilidad y baja resistencia que subyacen a una costra superficial endurecida de resistencia y espesor variable.

Estos suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y alteración físico-química de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetaciones acuáticas. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por secado solar y deshidratación. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas. Eventualmente en los periodos de sequía ocurría una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas. El proceso descrito anteriormente formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limo, ceniza, arcilla arenosa, costras secas y arenas de origen piroplástico.

### **3.2. Marco geotécnico.**

Con la finalidad de diseñar la cimentación que satisfaga las condiciones de servicio de la mejor manera posible, se realiza el estudio de mecánica de suelos, cuyo objetivo es obtener información completa y detallada de las condiciones en la superficie y el subsuelo del área donde se desplantará la estructura. Este estudio se basa en pruebas de campo y laboratorio, para determinar los parámetros que ayuden hacer un diseño económico de la cimentación.

Todo estudio de mecánica de suelos parte de ubicar la estructura o proyecto a realizar dentro del marco de alguna de las tres zonas definidas en el Artículo 219 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF):

#### **Zona I**

Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

#### **Zona II**

Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

#### **Zona III**

Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

#### **3.2.1 Estudios de exploración y muestreo**

El propósito de la exploración del subsuelo es obtener información que ayude en las siguientes tareas:

1. Seleccionar el tipo y profundidad de una cimentación adecuada para la estructura.
2. Evaluar la capacidad de carga de la cimentación.
3. Estimar el asentamiento probable de la estructura.
4. Determinar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, suelo expansivo, suelo colapsable, rellenos sanitarios, etc.)

5. Determinar el N.A.F.
6. Establecer métodos de construcción adecuados.

### **Requisitos mínimos para la exploración del subsuelo**

Las Normas Técnicas Para Diseño y Construcción de Cimentaciones (2004) establecen 2 divisiones para las construcciones y con ellas, especifica los requisitos mínimos que se deben cubrir para el estudio del subsuelo en el área de desplante de dichas construcciones:

#### **a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras.**

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con:

-Peso unitario medio de la estructura	$w < 5 \text{ ton/m}^2$
-Perímetro de la construcción	$P < 80 \text{ m. en la zona I y II}$
	$P < 120 \text{ m. en la zona III}$
-Profundidad de desplante	$D_f < 2.5 \text{ m.}$

- **Zona I**

- 1.- Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

- 2.- Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

- **Zona II**

- 1.- Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

- 2.- Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar le estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y profundidad de desplante.

- **Zona III**

- 1.- Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

- 2.- Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

#### **b) Construcciones pesadas extensas o con excavaciones profundas.**

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura	$w > 5 \text{ ton/m}$
Perímetro de la construcción	$P > 80 \text{ m. en la zona I y II}$ $P > 120 \text{ m. en la zona III}$
Profundidad de desplante	$D_f > 2.5 \text{ m.}$

- **Zona I**

1.-Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2.-Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación de la estructura.

- **Zona II**

1.- Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2.- Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar le estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir las propiedades de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente (uno por cada 80 m) para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir las variaciones dentro del área estudiada.

3.- En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo determinación de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

- **Zona III**

1.- Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2.- Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente (uno por cada 120 m) para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir las variaciones dentro del área estudiada.

3.- En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo determinación de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

Para la aplicación de lo anterior se deberá tomar en cuenta lo siguiente:

La profundidad de las exploraciones no será inferior a 2 m bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

Los procedimientos para localizar galerías de minas u otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

Tipo de sondeo	Método	Terreno	Empleo	Muestras	
Preliminar	Perforación con barreno	Suave	Determinación de la estratigrafía y nivel freático	Limitado a 70m.	Alterada
	Penetración Cónica	Cualquiera	Útil en la localización de estratos resistentes	Aprox. 70 m.	No se obtiene
	Penetración Estándar	Suelos blandos/ Arenas	Método rápido y económico	Aprox. 70m.	Alterada
Definitivo	Pozo a cielo Abierto	Cualquiera	Permite tomar muestras Directamente	6 u 8 m. máx.	Alterada
	Tubo Shelby	Blando		70 m. máx.	Inalterada
	Rotatorio (tubo dentado y barril Denison)	Gruesos/rocas	Determina el grado de fracturación y alteración	70 m. máx.	Inalterada
Geofísico	-Sísmico -Resistividad eléctrica	Para estudios preliminares, cuando la Geología es errática o hay cavernas		30 o 40m.	No se obtiene

**Tabla 3.1 Características de los sondeos de exploración**

Se pueden identificar 2 tipos de sondeos:

### Sondeos de exploración

Permiten obtener muestras alteradas de todo el perfil del suelo, conocer el espesor y la resistencia a la penetración de cada estrato detectado.



### Sondeos selectivos.

Se realizan en los estratos identificados como representativos y su finalidad es obtener muestras inalteradas de la mejor calidad posible, las cuales sólo serán aceptables para determinar propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad). En la tabla 3.1 se resumen las características de ellos.

### 3.2.2. Características de los sondeos utilizados:

#### 3.2.2.1 Sondeo con cono

**Objetivo.-** Determinar la variación con la profundidad de la resistencia de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia del corte de los suelos.

Mediante esta técnica, la resistencia del suelo se obtiene hincando un cono instrumentado internamente con celdas de carga y deformímetros eléctricos que miden la fuerza necesaria para penetrar el cono dentro depósito de suelo a una velocidad de 1 cm/s. Las lecturas de resistencia se toman cada 10 cm de avance vertical. Este tipo de sondeos permite definir desde un punto de vista mecánico la estratigrafía del depósito, además de obtener valores aproximados de algunas propiedades geotécnicas por medio de correlaciones empíricas basadas en pruebas de laboratorio.

**Cono Eléctrico.-** Usualmente tiene 2 ton. de capacidad de carga y resolución de  $\pm 1$  kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton. y resolución de  $\pm 2$  kg. En la figura se muestra esquemáticamente dicho instrumento.

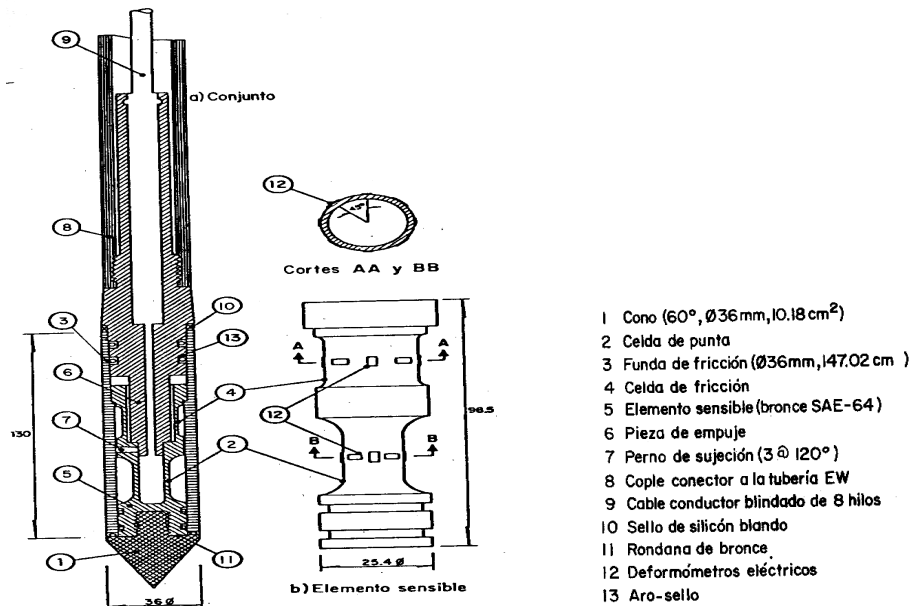


Fig. 3.1 Cono Eléctrico

Como se observa en la figura 3.1 la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4).

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero usualmente de 3.6 cm. de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie.

La velocidad de hincado del cono para las arcillas de la ciudad de México se ha adoptado 1 cm/seg porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2cm/seg, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos, sin embargo es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

### **3.2.2.2. Sondeo con Penetración Estándar**

La prueba de penetración estándar (SPT) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice, ya que este método provoca distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de las partículas de la misma, además, solo se estima la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes (N).

Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos, como los de la ciudad de México no es recomendable porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

#### **Penetrómetro estándar**

Es un tubo de acero con un extremo afilado cuyas dimensiones se muestran en la figura 3.2; el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la superficie, una vez hincado el muestreador, se presenta en la figura. Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio. Otra opción es un tubo cerrado con funda de polietileno, aunque es poco aconsejable, porque no puede observarse la muestra en el campo.

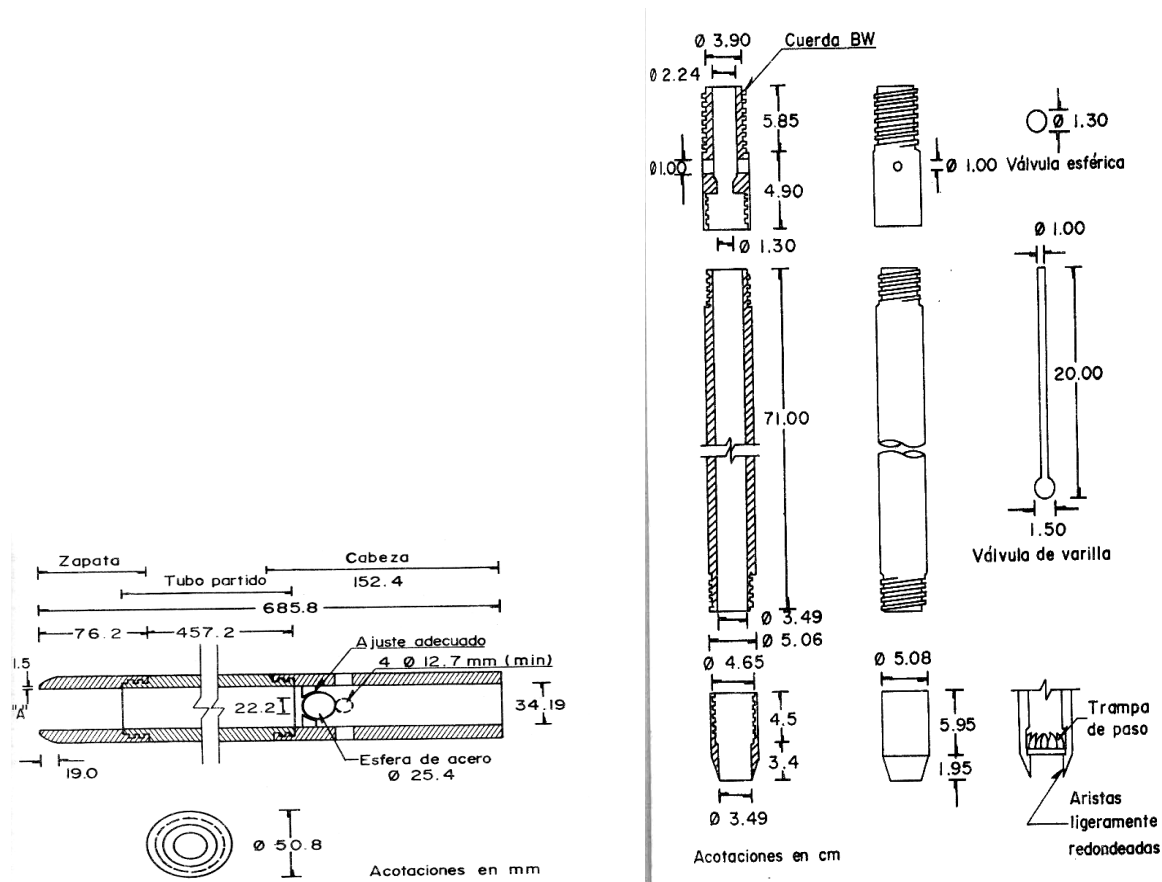
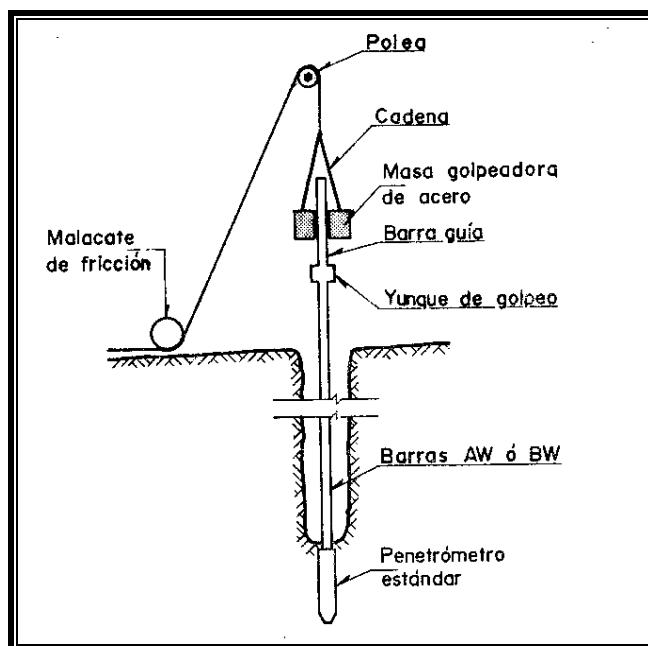


Fig. 3.2 Penetrómetro Estándar

### Equipo auxiliar del Penetrómetro Estándar

1. **Columna de barras.**- El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW o BW.
2. **Martinete golpeador.**-El penetrómetro se hinca con los impactos del martinete de 64 kg y 75 cm de caída (trabajo = 4800 kg-cm); en la figura se muestran el martinete y la cabeza de golpeo en el arreglo más convencional.
3. **Cabeza de gato.**- Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de ¾ pulg.; para sostener el cable se necesita un tripié o una torre equipados con una polea.

En la figura 3.3 se observa el arreglo de operación



**Fig. 3.3 Martinete golpeador**

**Operación.**-La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm. con la masa de 64 kg., dejada caer desde una altura de 75 cm.; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes,  $N$ , para penetrar los últimos 30 cm. (de 15 a 45 cm.); los golpes en los primeros 15 cm. se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba.

Un procedimiento alternativo usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm adicionales (60 cm. en total); desde luego el número de golpes,  $N$ , se obtiene como ya se describió, por lo que la única ventaja de este procedimiento es que se muestrea un tramo ligeramente mayor; lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es de 10 cm.

Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

### Resistencia a la penetración

Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas define la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad. En las tablas 3.2 y 3.3 se tiene la correlación entre N,  $q_u$  y la consistencia relativa del suelo cohesivo y friccionante respectivamente.

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 – 4	4 – 8	8 – 15	15 – 30	> 30
$q_u$	<0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0 – 2.0	2.0 – 4.0	> 4.0

**Tabla 3.2 Correlaciones de consistencia entre N y  $q_u$  en suelos cohesivos**

N número de golpes en la prueba de penetración estándar

$q_u$  resistencia a la compresión simple, en kg/cm<sup>2</sup>

Número de golpes	Compacidad relativa	Número de golpes	Compacidad relativa
0 – 4	Muy suelta	30 – 50	Densa
4 – 10	Suelta	> 50	Muy densa
10 – 30	Media		

**Tabla 3.3 Correlación de consistencia en función del número de golpes en suelos friccionantes**

### 3.3 Perforación

La realización de un sondeo implica la ejecución alternada del muestreo, del avance y rimado de la perforación; por ello la técnica de perforación que se utilice es una parte fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo.

Existen varias técnicas de perforación que no se recomiendan para obtener muestras inalteradas en suelos blandos, las cuales se enlistan a continuación:

- Perforación a rotación y por lavado
- Perforación con cuchara de impacto
- Perforación con barrena helicoidal
- Perforación con ademe helicoidal

La limitación de los sistemas de perforación descritos tienen tres características principales las cuales son las siguientes y se ejemplifican en la figura 3.4:

- a) El fluido de perforación aplica decrementos o incrementos con la posición del N.A.F.

- b) El fondo de la perforación sufre la acción del chiflón de la broca o de la cuchara de impacto
- c) Las herramientas helicoidales extraen el suelo por efecto de tornillo

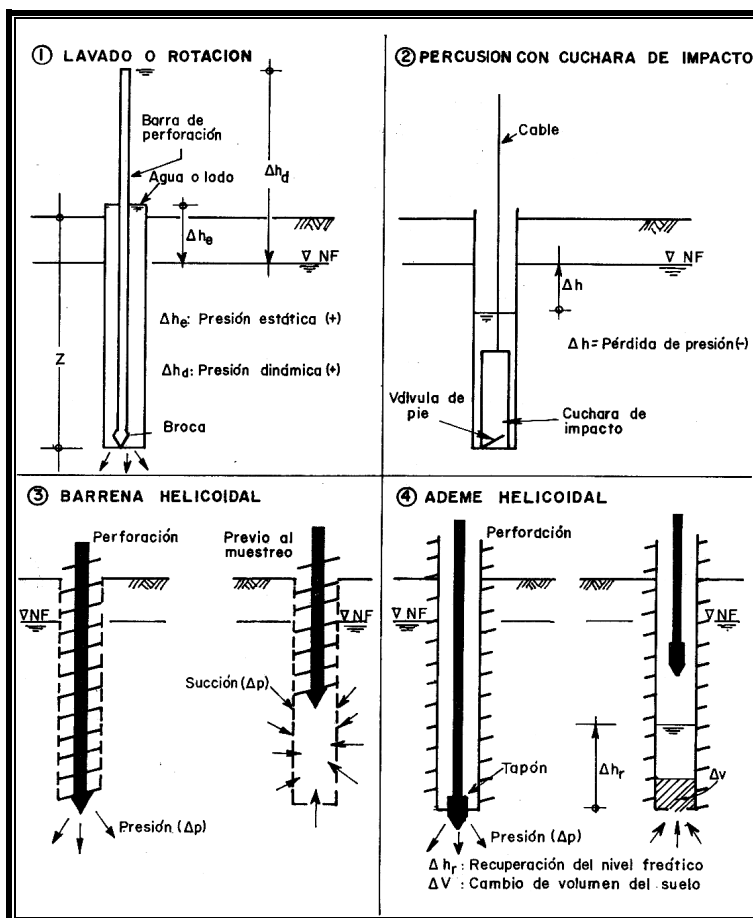


Fig. 3.4 Limitaciones de los procedimientos de perforación convencionales

### 3.3.1 Requisitos de las pruebas realizadas en campo

Estas pruebas estarán bajo la supervisión de un ingeniero calificado, el cual, debe asegurarse que para cada uno de los sondeos se obtenga la siguiente información:

- Croquis de localización de sondeo. Colocar la orientación norte, nombre de las calles y profundidad de la muestra.
- Registro del sondeo. Los registros tipo deberán ser simples, pero deben contener toda la información relevante de ejecución; en sondeos inalterados, la pérdida de lodo debe anotarse porque implica la probable fracturación de las muestras.
- Bitácora de campo. El desarrollo de todos los trabajos debe ser cuidadosamente registrado, anotando hora de inicio y terminación de cada actividad, así como todos los imprevistos que sucedan.

En cada sondeo, se debe revisar; el equipo, instalación, habilidad del personal y protección a las muestras.

### 3.3.2 Registros de Campo

Se recomienda que el ingeniero encargado de los trabajos dibuje el perfil estratigráfico del sondeo, porque su interpretación será la más confiable.

La información obtenida de las pruebas de campo se recopilará en un registro el cual contendrá las abreviaturas que se observan en la tabla 3.4:

Notación	Significado
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Suelo orgánico
Pt	Turba
W	Bien graduado
P	Mal graduado
L	Baja plasticidad
H	Alta plasticidad
SPT	Prueba de penetración estándar
N	Número de golpes en SPT
NF	Nivel freático
PCA	Pozo a cielo abierto
BT	Broca tricónica
DG	Broca tipo drag
F-3	Muestra alterada en frasco, No. 3
B-4	Muestra alterada en bolsa, No.4
F-2L	Muestra lavada en frasco, No.2
MI-8	Muestra labrada in situ, No.8
TS-12	Tubo Shelby No.12
TD-9	Barril Denison No.9
TR-5	Tubo rotatorio dentado No.5
NXL-6	Muestra de roca No.6 tomada con barril
Rec. 45/75	45cm. de recuperación en 75cm. muestreados
50/10	50 golpes en 10 cm. en SPT
EW, AW, BW, NW	Barras de perforación
NW, HW	Ademes
BWL, NXL	Barriles muestreadotes serie L
PA	Perdida de agua o lodo de perforación

**Tabla 3.4 Nomenclatura de un registro de campo**

La calidad de los trabajos de campo se juzgan calificando con tres niveles; bien, regular o mal, considerando los siguientes aspectos:

- Características del equipo
- Técnica de operación
- Control técnico del trabajo
- Capacidad del personal
- Eficiencia del trabajo
- Limpieza del sitio
- Organización de las actividades

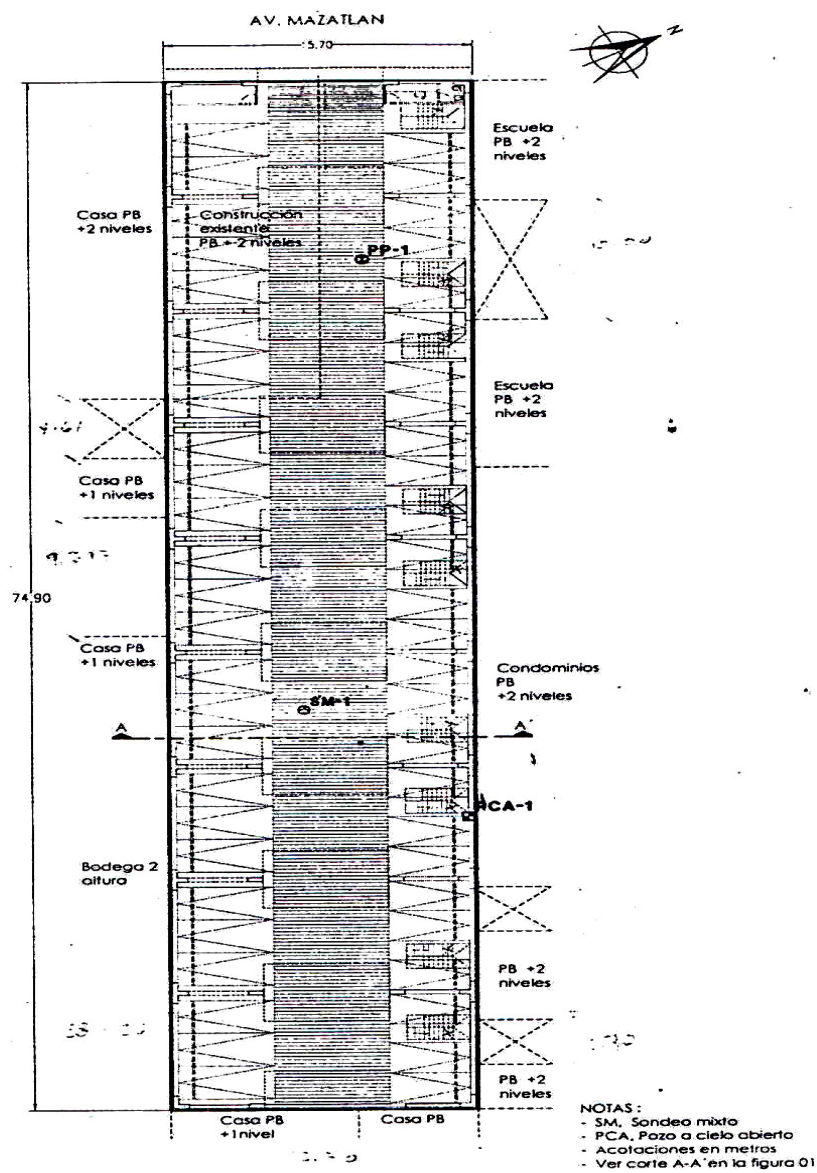


Fig. 3.5 Ubicación de los Sondeos de Exploración.



Para determinar el tipo de cimentación del **Proyecto Mazatlán 14**, se realizaron los siguientes sondeos y de los cuales se da una breve descripción:

- 1 Sondeo mixto con cono eléctrico y penetración estándar (SM – 1) hasta 33.0 m de profundidad.
- 1 punta piezométrica (PP – 1) a 6.0 m de profundidad.
- 1 pozo a cielo abierto (PCA – 1) hasta 2.0 m de profundidad.

### 3.4 Estudios de laboratorio

#### 3.4.1. Propiedades Índice

Con el fin de conocer el comportamiento del suelo en estudio se obtienen, en primera instancia, las propiedades básicas o índices de estos, mismas que son:

- Relaciones gravimétricas
  1. Contenido de humedad  $\dot{u} = W_w/W_s$
  2. Peso específico  $\gamma = W/V$
  3. Peso específico seco  $\gamma_d = W_s/V$  ó  $\gamma_d = \gamma/1+\dot{u}$
  4. Densidad  $\rho = m/V$
- Relaciones volumétricas:
  1. Relación de vacíos  $e = V_v/V_s$
  2. Porosidad  $n = V_v/V$
  3. Grado de saturación  $s = V_w/V_v$
- Consistencia del suelo
  1. Límite líquido (LL)
  2. Límite plástico (PL)
  3. Límite de contracción (SL)
  4. Índice de plasticidad (PI)
- Ángulo de fricción interna

#### 3.4.2. Propiedades Mecánicas

##### Ensayes de Laboratorio

Las pruebas realizadas en el laboratorio son realizados para obtener las siguientes propiedades:

- **Mecánicas**

Pruebas para la obtención de los parámetros de la resistencia cortante

1. Pruebas triaxiales

Pruebas para la obtención de los parámetros de deformación

1. Prueba de consolidación

- **Hidráulicas**

Pruebas para la determinación de la permeabilidad

1. Prueba de la carga constante
2. prueba de la carga variable

- **Dinámicas**

Pruebas para determinar en particular el módulo de rigidez al cortante,  $G$ , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, a diferentes niveles de deformación.

1. Ensayes de columna resonante o él de péndulo de torsión
2. El ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante
3. El ensaye de corte simple cíclico.

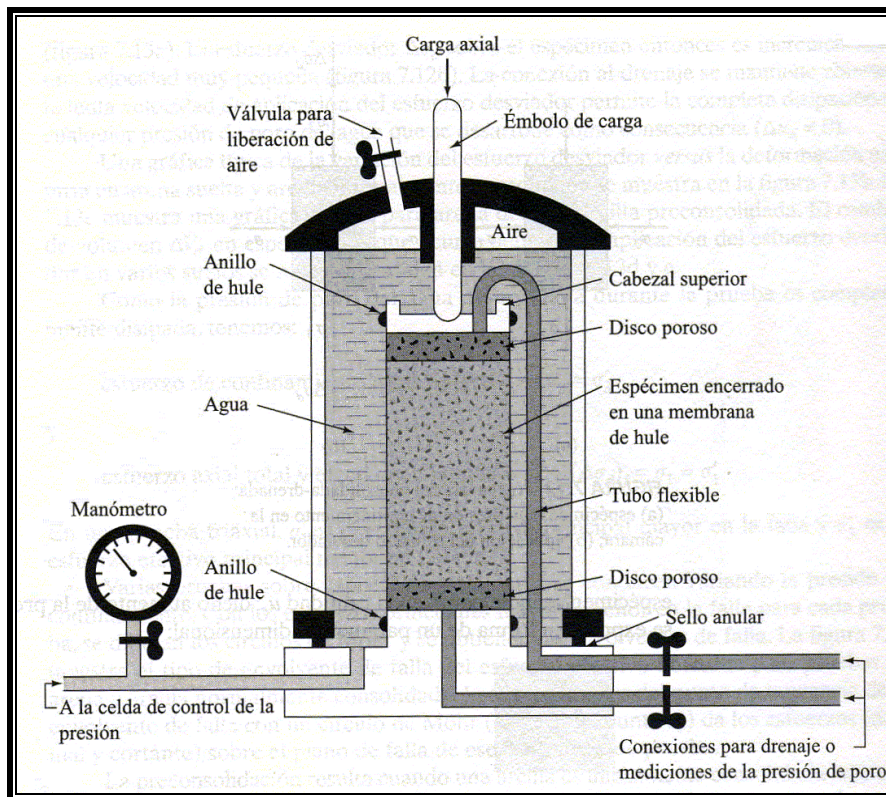
### 3.4.2.1 Prueba Triaxial de Corte

Compresión triaxial no consolidada (no drenada) TXX-UU. Esta prueba tiene por objeto determinar los parámetros de resistencia y de deformación bajo la aplicación de una carga rápida en las condiciones actuales de esfuerzos confinantes in situ de la muestra. Para esto se somete la muestra de suelo a diferentes esfuerzos confinantes y se induce la falla por medio de incrementos de carga axial en intervalos de tiempo pequeños.

La prueba triaxial de corte es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia cortante. Se usa ampliamente tanto para investigaciones como para pruebas convencionales. La prueba se considera confiable por las siguientes razones:

1. Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo –deformación unitaria del suelo, cosa que no hace la prueba de corte directo.
2. Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
3. Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.

En la figura 3.6 se muestra un diagrama del arreglo de la prueba triaxial.



**Fig. 3.6 Diagrama de la Cámara Triaxial**

En la prueba triaxial se usa generalmente un espécimen de suelo de aproximadamente 36 mm. de diámetro y 76 mm. de longitud. El espécimen queda encerrado por una membrana delgada de hule y se coloca dentro de una cámara cilíndrica de plástico que se llena usualmente con agua o glicerina. El espécimen queda sometido a una presión de confinamiento por compresión del fluido en la cámara. (El aire es a veces usado como medio de compresión.). Para generar la falla cortante en el espécimen, se aplica un esfuerzo axial a través de un émbolo vertical de carga (llamado a veces esfuerzo desviador).

El esfuerzo aplicado se suma en una de dos maneras:

1. Aplicación de pesos muertos o presión hidráulica en incrementos iguales hasta que el espécimen falla. (La deformación axial del espécimen que resulta de la carga aplicada por medio del émbolo se mide con un micrómetro.)
2. Aplicación de deformación axial a razón constante por medio de una prensa de carga con engranes o hidráulicas. Ésta es una prueba por deformación unitaria controlada. La carga axial aplicada por el émbolo de carga correspondiente a una deformación axial dada es medida por un anillo de prueba o celda de carga unida al émbolo.

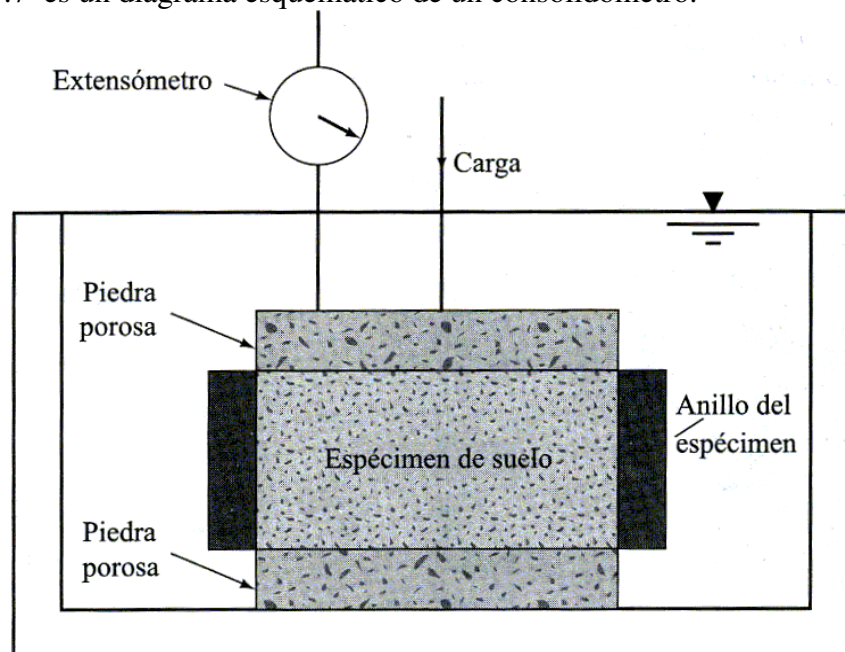
Se proporcionan también conexiones para medir el drenaje hacia dentro o hacia fuera del espécimen, o para medir la presión de poro del agua (según las condiciones de la prueba). Tres tipos estándar de pruebas triaxiales son generalmente llevadas a cabo:

1. Prueba consolidada – drenada o prueba drenada (prueba CD)
2. Prueba consolidada – no drenada (prueba CU)
3. Prueba no consolidada – no drenada o prueba no drenada ( prueba UU)

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal fija el número de pruebas e indica que se deben realizar por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia por estrato identificado de interés.

### 3.4.2.2 Consolidación Unidimensional

El objetivo de la prueba es determinar el decremento de volumen y la velocidad con que este decremento se produce en un espécimen de suelo, confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. La prueba se efectúa en un consolidómetro (llamado a veces odómetro). La figura 3.7 es un diagrama esquemático de un consolidómetro.

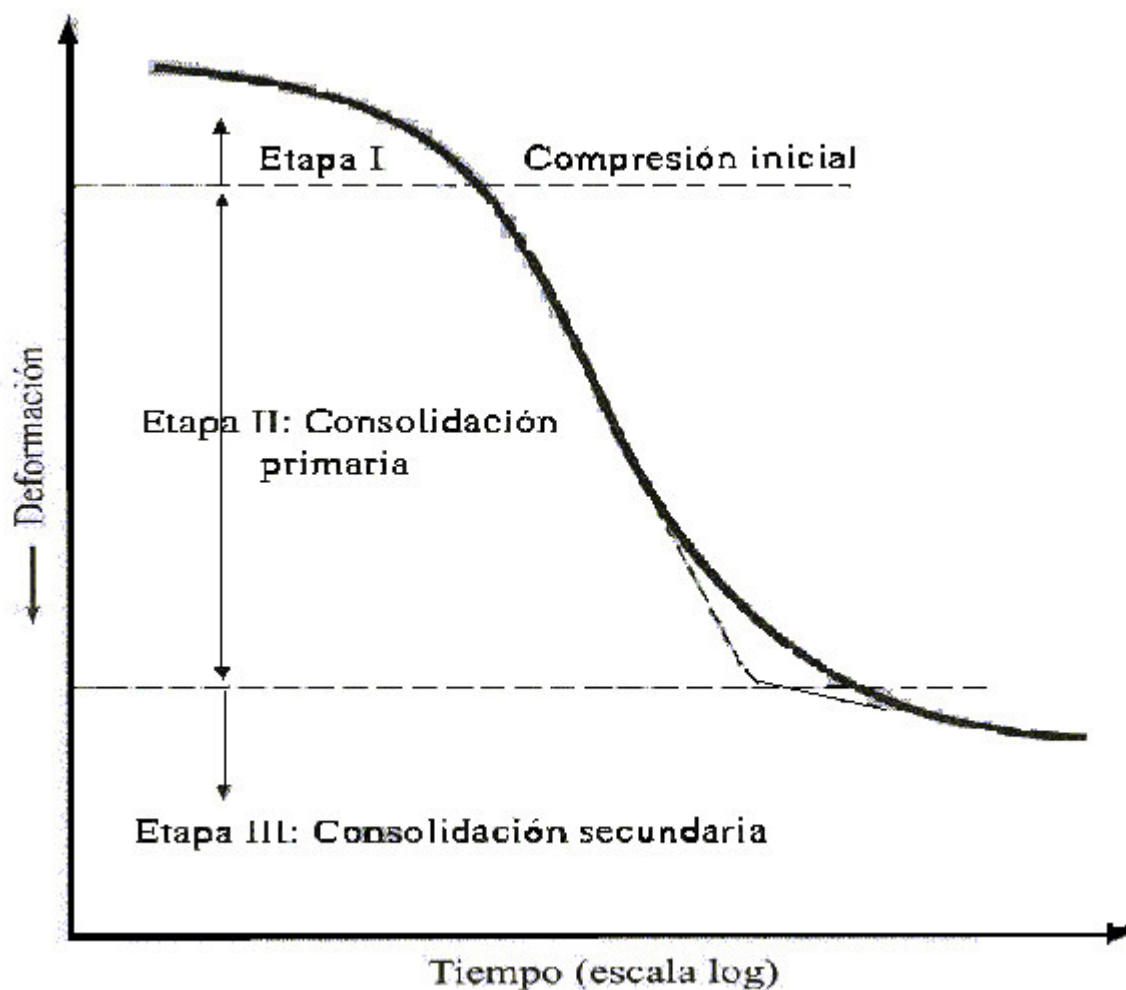


**Fig. 3.7 Consolidómetro**

El espécimen de suelo se coloca dentro de un anillo metálico. Con dos piedras porosas, una en la parte superior del espécimen y otra en el fondo. Los especímenes son usualmente de 63.5 mm. de diámetro y 25.4 mm. de espesor. La carga sobre el espécimen se aplica por medio de un brazo de palanca y la compresión se mide por medio de un micrómetro calibrado. El espécimen se mantiene bajo agua durante la prueba. Cada carga se mantiene usualmente durante 24 horas. Después se duplica la presión sobre el espécimen y se continúa la medición de la compresión. Al final se determina el peso seco del espécimen de la prueba.

El RCDF indica la realización de dos pruebas de consolidación en cada estrato identificado de interés.

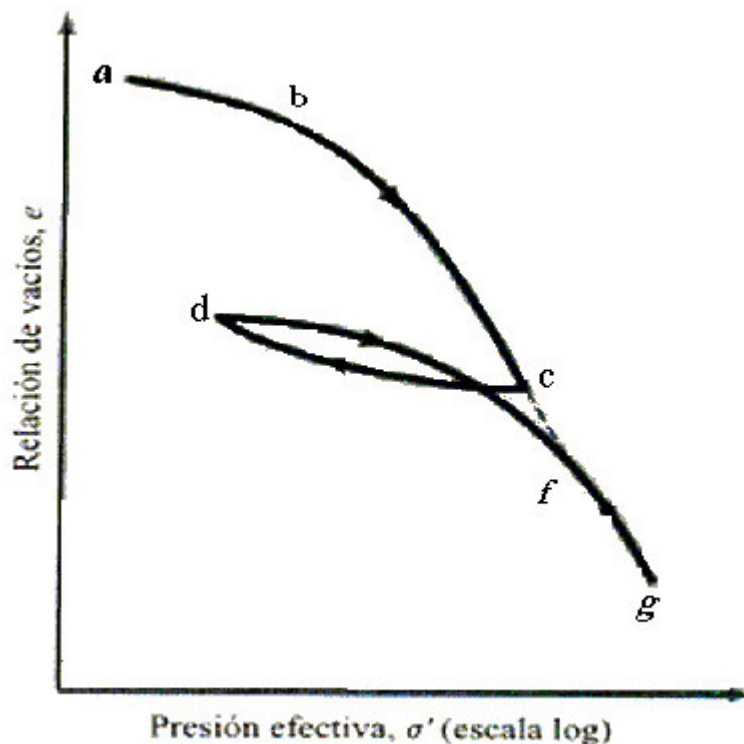
La forma general de la gráfica de deformación del espécimen contra tiempo (curva de consolidación) para un incremento dado de carga se muestra en la figura 3.8 En la gráfica se observan tres etapas distintas, que se describen como sigue.



**Fig. 3.8 Curva de Consolidación**

- Etapa I:** Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.
- Etapa II:** Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro por agua es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua del poro.
- Etapa III:** Consolidación secundaria, ocurre después de la total disipación del exceso de presión de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

La presión y la lectura del micrómetro correspondiente a  $t = 24$  h. de las curvas de consolidación del espécimen de suelo, proporcionan los datos de partida para el trazado de la curva Presión-Relación de vacíos ( $e - \log \sigma'$ ), llamada curva de Compresibilidad (fig 3.9).



- ab.- Rama de recompresión
- bc.- Rama virgen
- cd.- Descarga
- dfg.- Recarga

**Fig. 3.9 Curva de Compresibilidad**

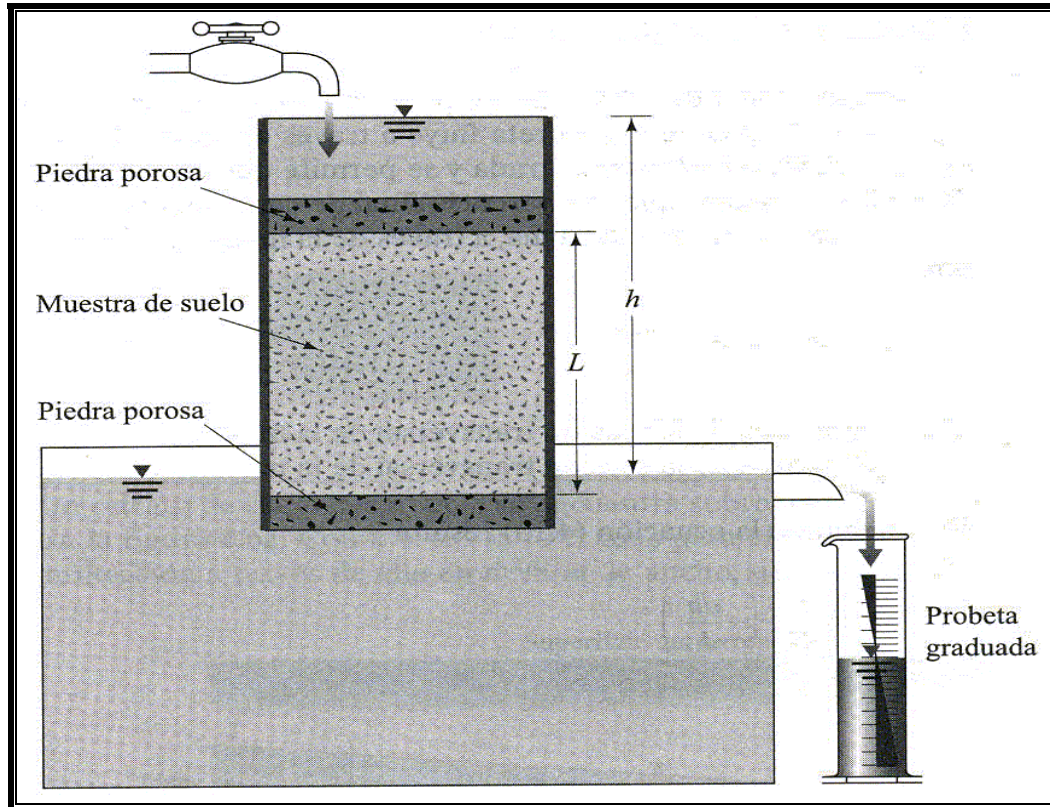
### 3.4.3 Propiedades Hidráulicas

#### 3.4.3.1 Prueba de la Carga Constante

Se utiliza para determinar la permeabilidad hidráulica del suelo (de grano grueso), el arreglo típico de esta prueba se muestra en la figura 3.10. En este tipo de arreglo, el suministro de agua se ajusta de manera que la diferencia de carga entre la entrada y la salida permanece constante durante el periodo de prueba. Después que se ha establecido una tasa constante de flujo el agua es recolectada en una probeta graduada durante cierto tiempo. La permeabilidad se obtiene con la expresión:



$$k = \frac{QL}{Aht}$$

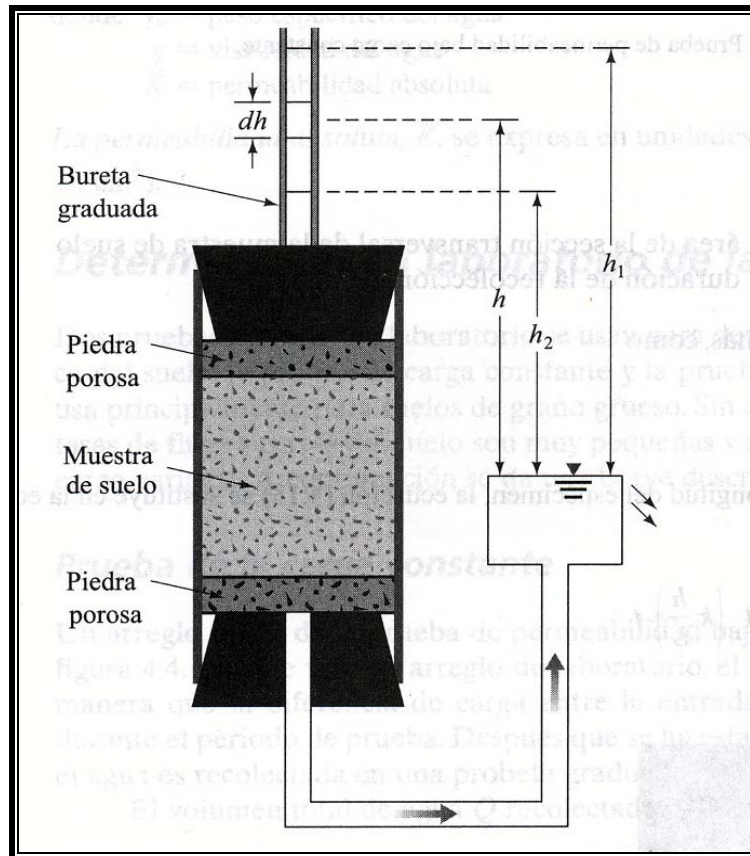


**Fig. 3.10 Prueba de Permeabilidad de Carga Constante.**

### 3.4.3.2 Prueba de la Carga Variable

Esta prueba se usa para suelos de finos. Un arreglo típico de la prueba se observa en la figura 3.11. El agua de una bureta fluye a través del suelo. La diferencia inicial de carga,  $h_1$ , en el tiempo  $t=0$  es registrada y se permite que el agua fluya a través de la muestra de suelo de manera que la diferencia final de carga en el tiempo  $t = t_2$  sea  $h_2$ . Finalmente se obtiene que la permeabilidad es:

$$k = 2.303 \frac{aL}{At} \log_{10} \left( \frac{h_1}{h_2} \right)$$



**Fig. 3.11 Prueba de permeabilidad de carga variable.**

Ahora se puede mencionar que se tomaron cinco muestras del suelo a cinco profundidades esto con el fin de poder determinar las características mecánicas del suelo esto dependiendo de la profundidad del ensaye.

Ya mencionamos anteriormente los tipos de ensayos que se realizarían en el laboratorio para poder obtener las pruebas triaxiales, de consolidación, contenido de agua, peso específico, etc. Los resultados que arrojaron las pruebas se muestran a continuación en las diferentes graficas y se puede analizar claramente las características principales del suelo tales como su consolidación, la relación esfuerzo – deformación, todas obtenidas del material extraído en la etapa de exploración.

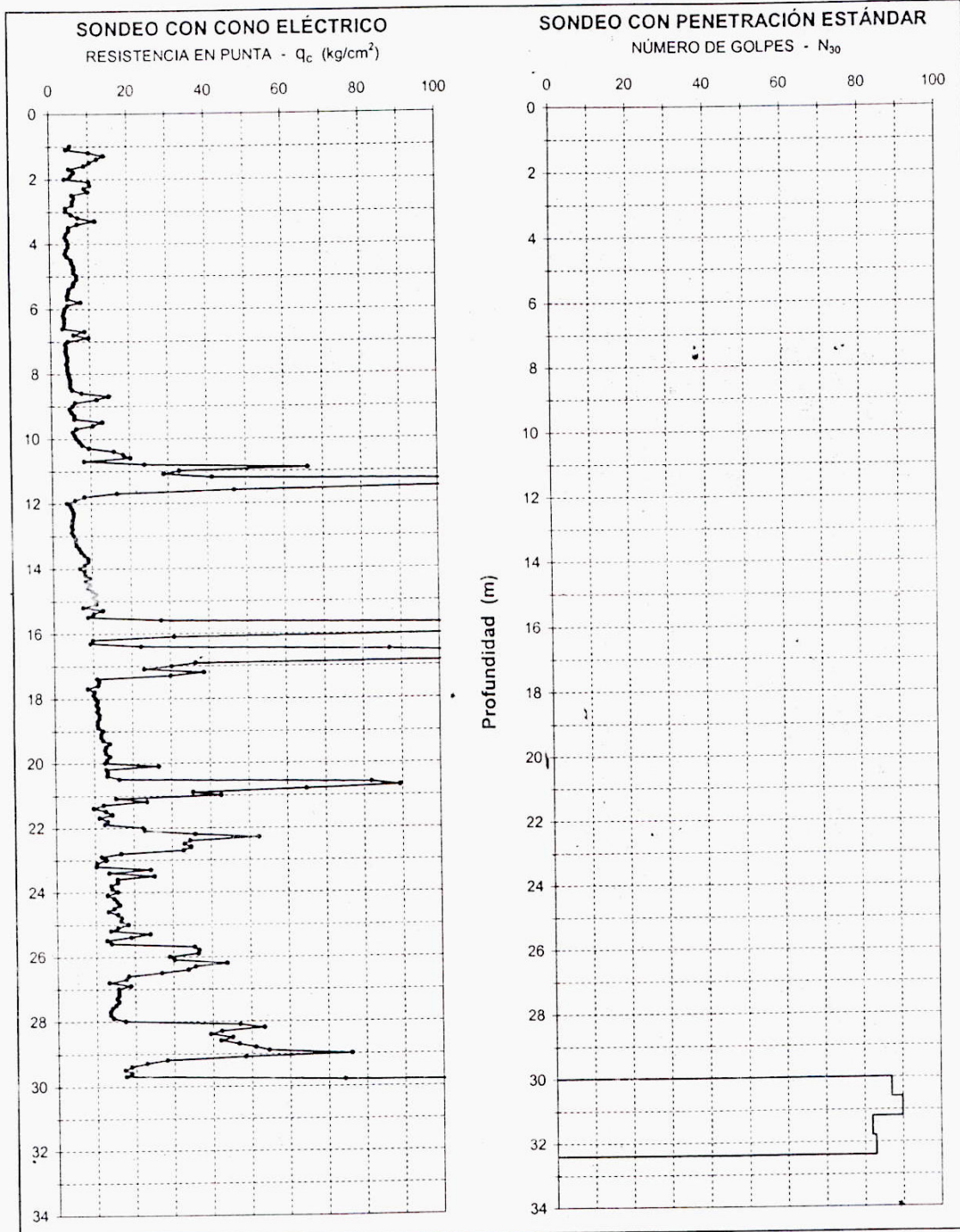
Se verán las graficas y la tabla de resultados que arrojan los estudios de laboratorio, las cuales nos ayudaran a determinar el dimensionamiento del cajón de cimentación.





SONDEO CON CONO ELÉCTRICO Y PENETRACIÓN ESTÁNDAR

PROYECTO	Mazatlán 14	SONDEO	SM - 1	FECHA	
LOCALIZACIÓN	Colonia Condesa, Delegación Cuauhtémoc, DF	PROFUND.	33.0 m		Jul / 2003



$N_{30}$  : número de golpes equivalente para penetrar los 30 cm centrales

Tabla 3.5 Sondeo cono eléctrico

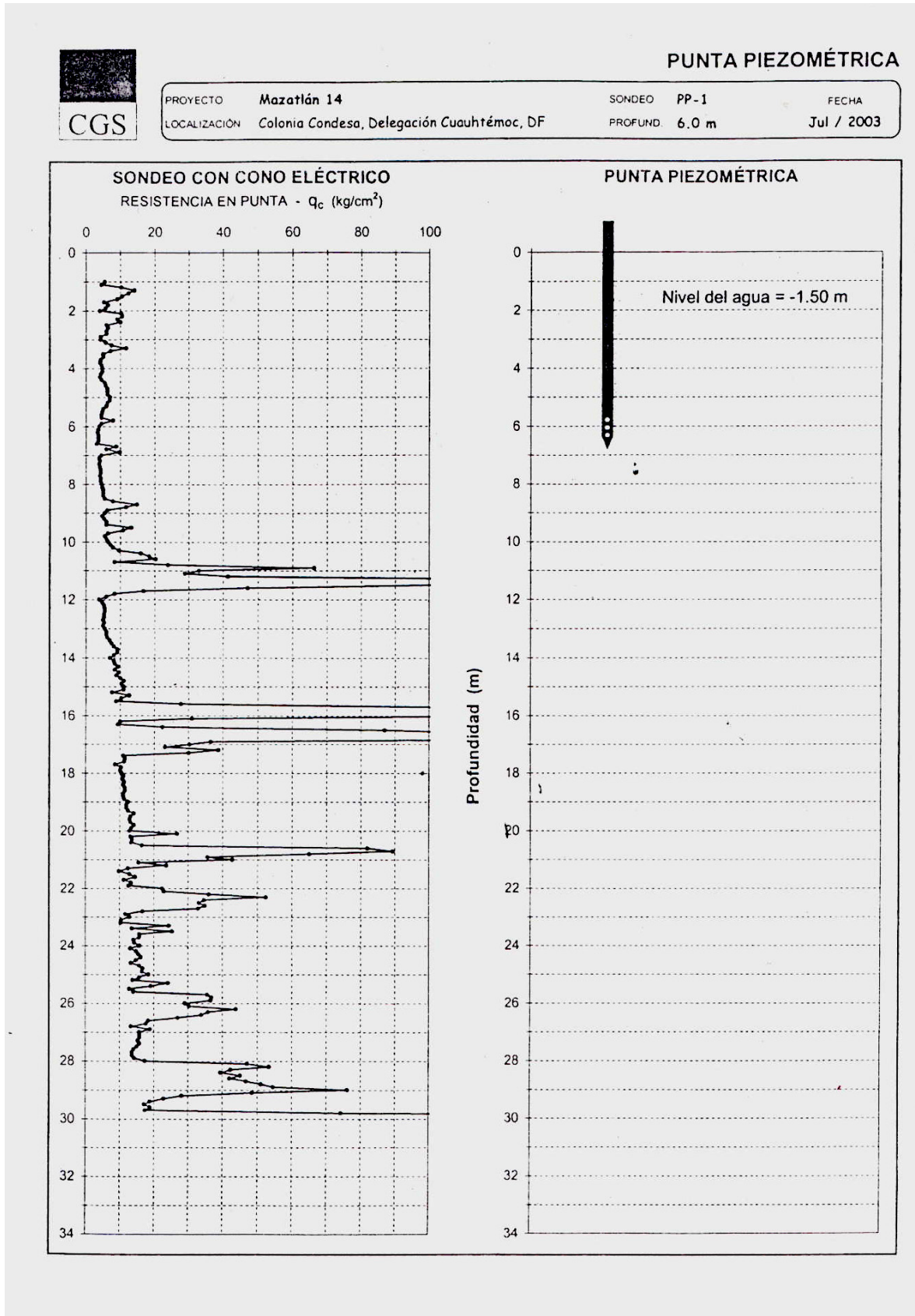
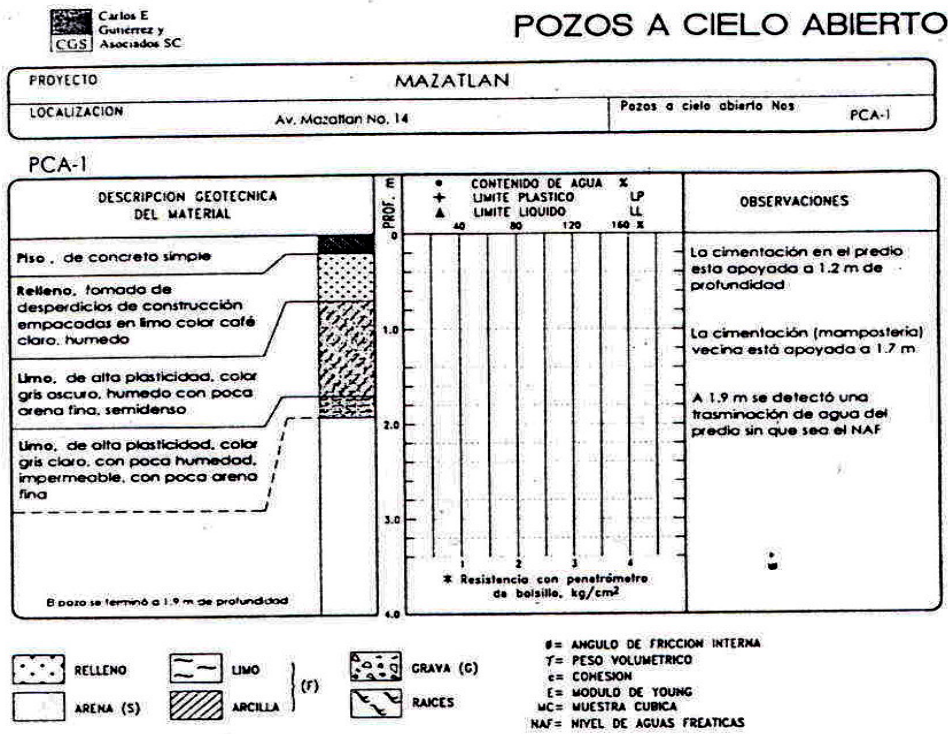
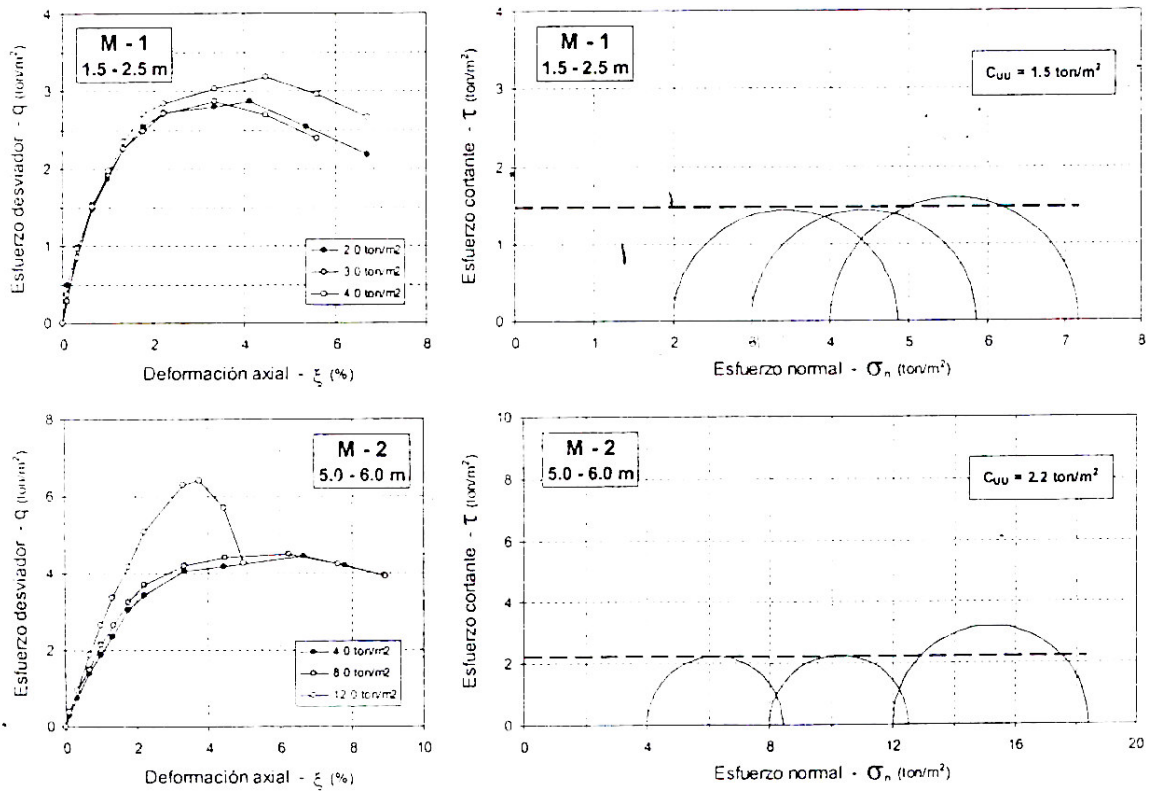


Tabla 3.6 Sondeo cono eléctrico





**Tabla 3.7 Descripción geotécnica del pozo a cielo abierto.**



**Tabla 3.8 Curvas esfuerzo vs. deformación axial en condición no consolidadas – no drenada.**

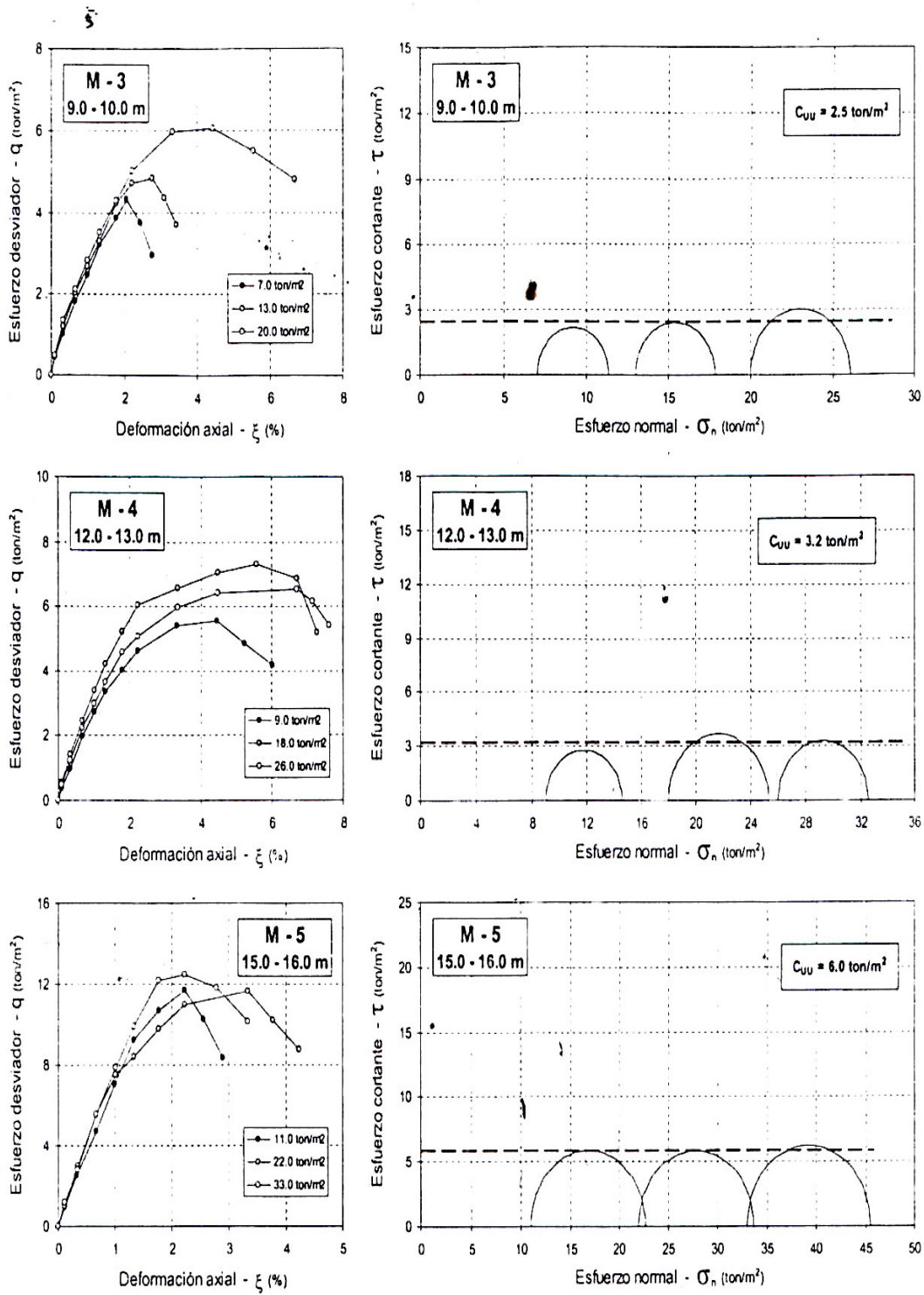


Tabla 3.9 Curvas esfuerzo vs. deformación axial en condición no consolidada – no drenada.

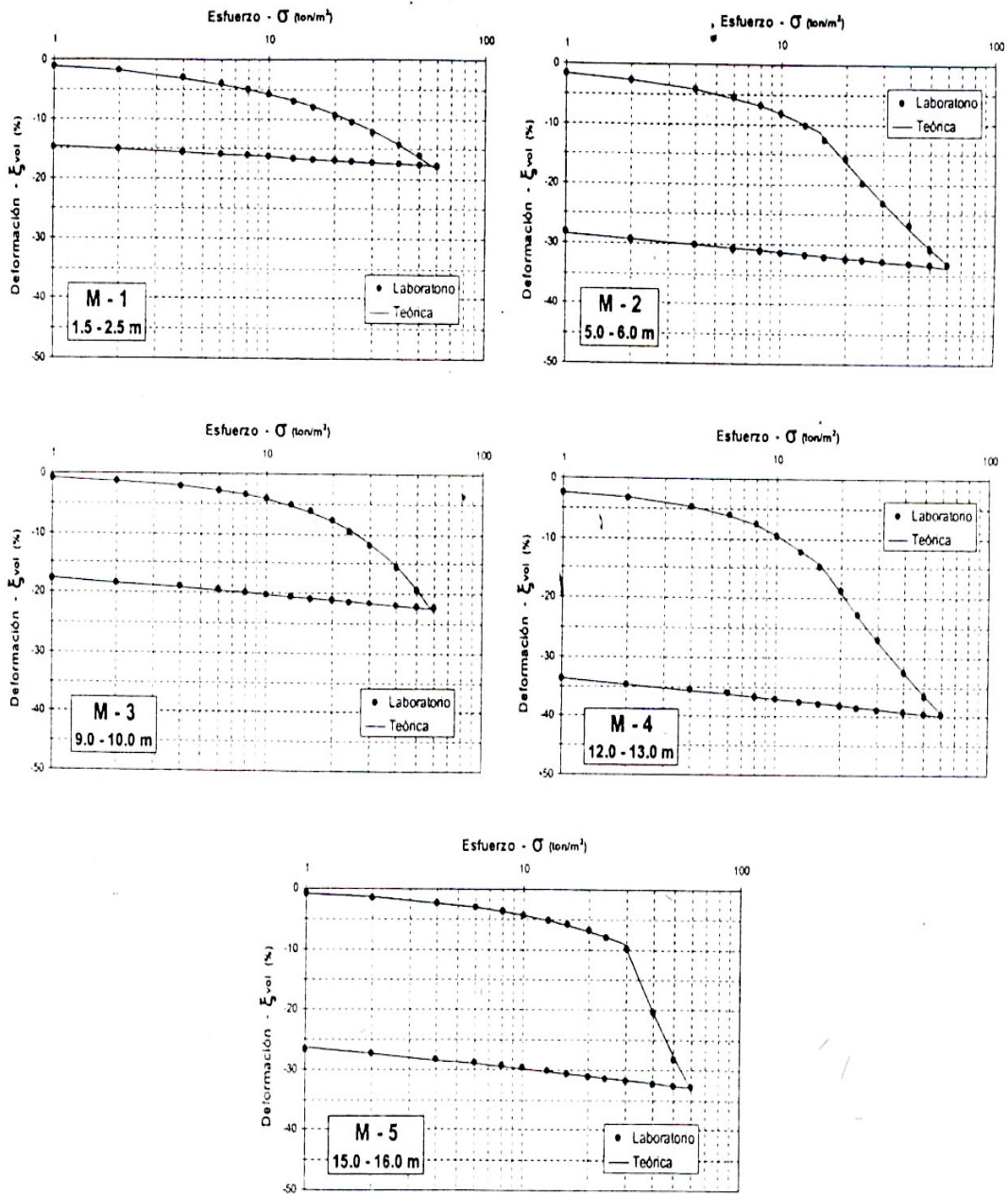


Tabla 3.10 Curvas de compresibilidad unidimensional.

### 3.4.4 Interpretación estratigráfica:

Con base en la información obtenida de los sondeos de exploración y del conocimiento que se tiene de la zona, la estratigrafía del predio Mazatlán 14 quedó definida como:

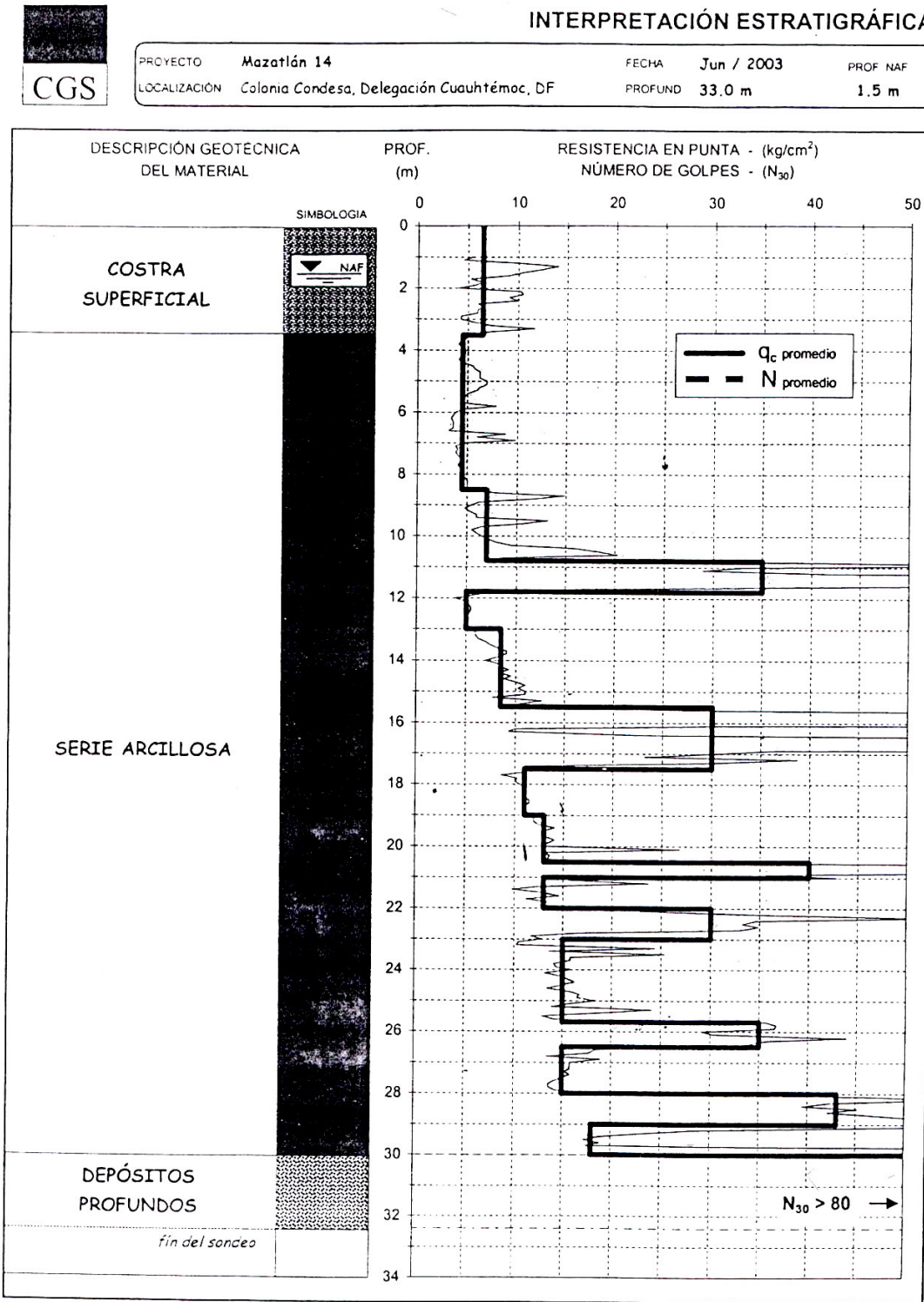
De 0.0 a 3.5 m	Costra Superficial. Depósito de mediana resistencia y baja deformabilidad, conformada por un relleno de desperdicio de construcción de 0.5 m de espesor y un limo areno – arcilloso resistente (costra seca) de 3.0 m con intercalaciones de lentes de arcilla blanda. La resistencia de punta promedio con el cono eléctrico es de $7 \text{ kg/cm}^2$ $C = 1.5 \text{ ton/m}^2$ , $\hat{\sigma} = 0$ , $\bar{C} = 1.5 \text{ ton/m}^3$ $E_{Mv} = 0.0185$
De 3.5 a 30.0 m	Serie Arcillosa. Depósitos blandos de arcilla y limo de alta plasticidad, baja resistencia y alta compresibilidad, cuya consistencia varía de suave a rígida conforme aumenta la profundidad. Dentro de la masa arcillosa se encuentran intercalados algunos estratos resistentes de arcilla, limo, arena, ceniza y vidrio volcánico con espesor variable entre 0.1 y 1.0 m. La resistencia promedio medida con el cono eléctrico aumenta con la profundidad y varía de $4.5$ a $18 \text{ kg/cm}^2$ con valores mayores para lentes resistentes. $C = 3.5 \text{ ton/m}^2$ , $\hat{\sigma} = 0$ , $\bar{C} = 1.4 \text{ ton/m}^3$ $E_{Mv} = 0.0115$
De 30.0 a 33.0 m	Depósitos Profundos. Serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. El número de golpes promedio con la prueba de penetración estándar es $N_{prom} > 80$ .
Nivel Freático	El nivel de aguas freáticas se detectó a 1.50 m de profundidad, aproximadamente. Esta posición del agua depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generen en los sistemas municipales de agua potable y drenaje.

### 3.5 Hundimiento Regional.

La zona está sometida al hundimiento regional producido por la extracción de agua de los acuíferos profundos. A partir de la información de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica – DGCOH se infiere que el hundimiento regional en la zona para el periodo 1989-1998 fue del orden de 20 cm.



Lo anterior indica que el hundimiento por año es 2.0 cm, sin embargo, este valor tiende a reducir en el futuro.



N<sub>30</sub> : número de golpes para penetrar los 30 cm centrales

**Tabla 3.11 Interpretación estratigráfica.**

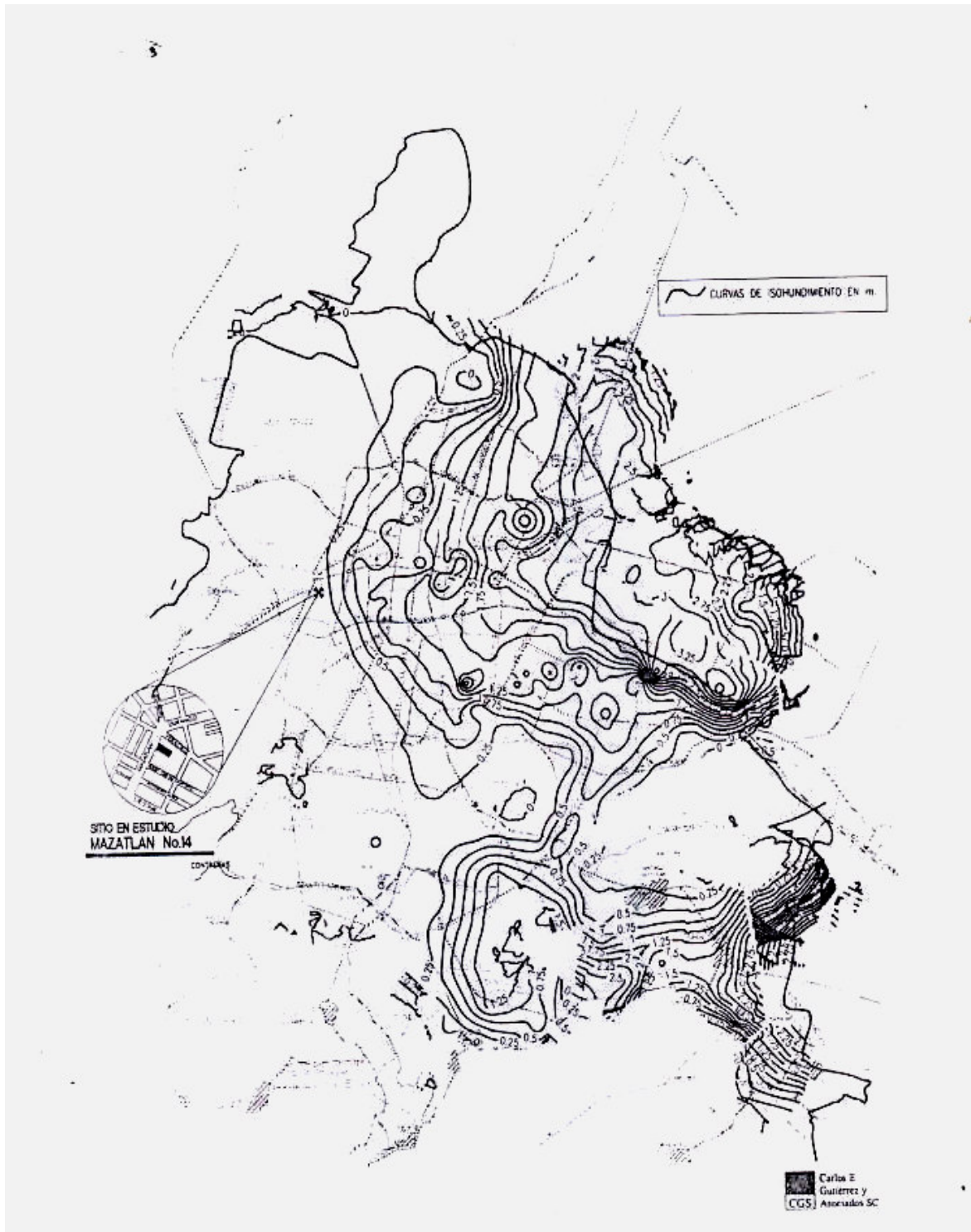


Fig. 3.12 Isohundimiento en la ciudad de México para el periodo 1989-1998.



### 3.6 Información Geosísmica

Periodo natural del deposito de suelo

El periodo natural del deposito de suelo  $T_s$  se estimo con las siguientes expresiones:

$$T_s = 4 \sum_i^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

donde

$H_i$             espesor del estrato I  
 $V_{si}$             velocidad de propagación de onda de corte en el estrato i

$$V_{si} = \eta \left( \frac{10q_c}{N_{kh} \gamma_s} \right)^{0.5}$$

$q_c$             resistencia de punta medida con cono eléctrico  
 $\gamma_s$             peso volumétrico del estrato i  
 $\eta, N_{kh}$         parámetros adimensionales que dependen del tipo de suelo

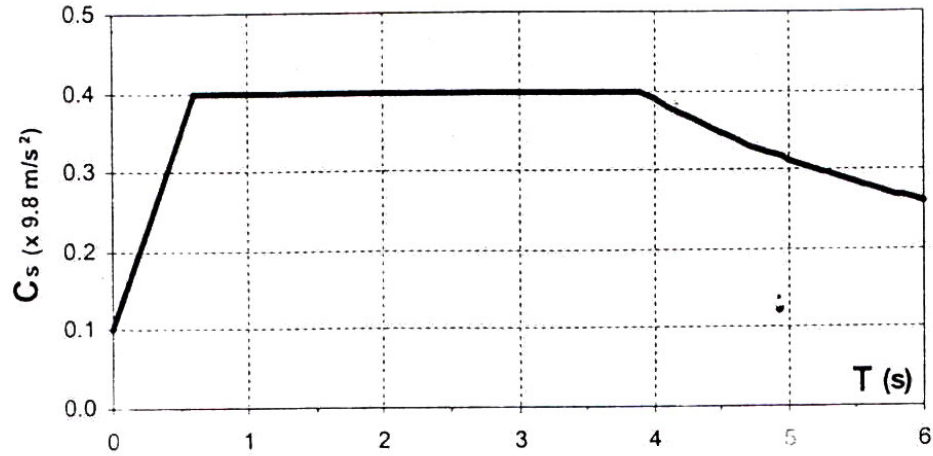
Calculo del periodo natural del depósito de suelo

Profundidad m	H m	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	$q_c$ prom kg/cm <sup>2</sup>	$\eta$	$N_{kh}$	Vs m/s	4H/Vs	
							s	%
0.0 - 3.5	3.5	1.5	7	25	10	54	0.26	15
3.5 - 8.5	5.0	1.3	4.5	25	10	47	0.43	25
8.5 - 10.8	2.3	1.4	7	25	10	56	0.16	10
10.8 - 11.8	1.0	1.5	35	40	12	176	0.02	1
11.8 - 13.0	1.2	1.3	5	25	10	49	0.10	6
13.0 - 15.5	2.5	1.3	9	25	10	66	0.15	9
15.5 - 17.5	2.0	1.5	30	40	12	163	0.05	3
17.5 - 19.0	1.5	1.4	11	25	10	70	0.09	5
19.0 - 20.5	1.5	1.4	13	25	10	76	0.08	5
20.5 - 21.0	0.5	1.5	40	40	12	189	0.01	1
21.0 - 22.0	1.0	1.4	13	25	10	76	0.05	3
22.0 - 23.0	1.0	1.5	30	40	12	163	0.02	1
23.0 - 25.7	2.7	1.4	15	25	10	82	0.13	8
25.7 - 26.5	0.8	1.5	35	40	12	176	0.02	1
26.5 - 28.0	1.5	1.4	15	25	10	82	0.07	4
28.0 - 29.0	1.0	1.5	43	40	12	196	0.02	1
29.0 - 30.0	1.0	1.5	18	25	10	87	0.05	3
	30	1.4					1.7	100

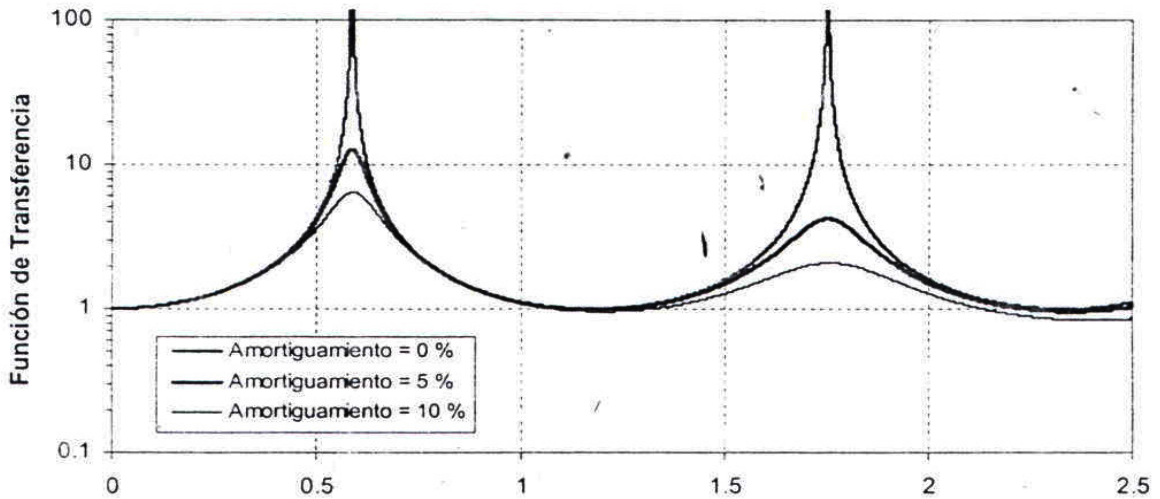
Tabla 3.12 Cálculo del periodo natural del depósito de suelo.

Con base en lo anterior, se concluye que el periodo del depósito vibrante desde los depósitos profundos hasta la superficie es  $T_s = 1.7$  s.

Con base en la zonificación geotécnica del predio y teniendo en cuenta que el periodo natural del subsuelo (1.7 s) es  $T_s > 0.8$  s, se tiene que geosísmicamente el depósito de suelo es clasificado como Suelo Tipo III y por lo tanto le corresponde un coeficiente sísmico  $C_s = 0.40$  para construir el espectro de diseño.



**Fig. 3.13 Espectro de sitio para diseño sísmico estructural del proyecto**



**Fig. 3.14 Función de transferencia espectral elástica entre los depósitos profundos y la superficie.**

La función de transferencia espectral se calculó con base en los siguientes parámetros:

- |  |                                   |
|--|-----------------------------------|
| ± Espesor del depósito vibrante          | $H = 30$ m                        |
| ± Velocidad promedio de onda de corte    | $V_s = 70$ m/s                    |
| ± Peso volumétrico promedio del depósito | $\gamma = 13.8$ kN/m <sup>3</sup> |
| ± Módulo promedio de rigidez al corte    | $G = 6.9$ Mpa                     |

# CAPITULO 4

## “ANALISIS DE LA CIMENTACION SEGÚN EL RCDF”

## CAPITULO 4

### “ANÁLISIS DE LA CIMENTACION SEGÚN EL RCDF”

#### 4.1 Generalidades.

Los cimientos de una edificación deben distribuir las cargas de muros y columnas, y transmitir las hacia el suelo y las rocas subyacentes dentro de límites aceptables en cuanto a la presión resistente del suelo y el asentamiento total diferencial de la estructura.

Las cargas de los muros y columnas están integradas por la suma de cargas vivas, se utiliza factores de carga reducidas conforme al reglamento de construcción aplicable, y a las cargas muertas, a lo que se debe sumar, si es necesario las cargas laterales impuestas por vientos, sismos, presiones del subsuelo o presiones de líquidos.

El conjunto de dichas cargas pueden transmitirse al suelo inmediato, a través de zapatas corridas de concreto, o bien hacia capas más profundas del suelo por medio de pilotes de concreto hincados o colados “in situ”.

Existe una amplia variedad de cimentaciones de concreto que se utilizan para los edificios y se pueden clasificar de la siguiente manera:

- ± Cimentaciones Superficiales
- ± Cimentaciones Profundas

#### **Cimentaciones Superficiales**

Son aquellas en donde la descarga se realiza en los estratos superficiales, es decir, a una profundidad no mayor de 2 m aproximadamente.

Dentro de este tipo de cimentaciones podemos encontrar las siguientes elementos:

- Zapatas aisladas
- Zapatas corridas
- Losa de cimentación

#### **Cimentaciones Profundas**

Son aquellas subestructuras que permiten llevar la descarga a estratos profundos y más resistentes.

Dentro de este tipo de cimentaciones podemos encontrar las siguientes subestructuras:

- Cajón de cimentación

- Compensado
- Subcompensado
- Sobrecompensado
- Pilotes
- Pilas

Según el RCDF, la revisión de la seguridad de las cimentaciones consistirá en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptable del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia, debiendo revisar la seguridad de los miembros estructurales.

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

**a) Estado límite de falla:**

- 1) *Flotación*
- 2) *Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación*
- 3) *Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación*

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

**b) Estado límite de servicio:**

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

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

### LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACIÓN

A) MOVIMIENTOS VERTICALES (HUNDIMIENTO O EMERSIÓN)	
Concepto	Límite
<u>En la zona I</u>	
Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
Asentamiento:	
Construcciones aisladas	5 cm <sup>(2)</sup>
Construcciones colindantes	2.5 cm
<u>En la zonas II y III:</u>	
Valor medio en el área ocupada por la construcción:	
Asentamiento:	
Construcciones aisladas	30 cm <sup>(2)</sup>
Construcciones colindantes	15 cm
Emersión	30 cm <sup>(2)</sup>
Velocidad del componente diferido	1 cm / semana

**Tabla 4.1 Movimientos verticales.**

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

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

B) INCLINACIÓN MEDIA DE LA CONSTRUCCIÓN		
Tipo de daño	Limite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100+3h_c) \%$	Hc = altura de la construcción
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 %	En la dirección longitudinal

**Tabla 4.2 Inclinación permisible en la construcción.**

C) DEFORMACIONES DIFERENCIALES EN LA PROPIA ESTRUCTURA Y SUS VECINAS		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Limite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	(Se tolerarán valores mayores en medida en que la deformación antes de colocar los acabados o estos se encuentren desligados de los muros.)	0.004
Tuberías de concretos con juntas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.015
	Cambios de pendiente en las juntas	

**Tabla 4.3 Deformaciones permisibles en las construcciones.**

## **4.2 Diseño geotécnico de la cimentación.**

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformación del mismo. Esto se logra verificando que no excedan los estados límite de falla y de servicio del suelos de cimentación.

### **4.2.1 Características geotécnicas.**

El proyecto arquitectónico de la estructura analizada presenta las siguientes características geométricas:

- ± Nivel del semisótano de estacionamiento a - 1.80 m.
- ± La relación entre dimensiones mayor (74.9 m) y menor (15.7) de la planta del proyecto es 4.8, aproximadamente.
- ± La relación entre la altura del edificio (15.0 m) y la dimensión menor de la planta del proyecto es 1.0, aproximadamente.

El subsuelo presenta las siguientes características mecánicas e hidráulicas:

- ± 3.5 m de espesor de costra superficial de mediana resistencia y baja compresibilidad.
- ± 26.5 m de espesor de arcilla blandas de baja resistencia y alta compresibilidad intercaladas densamente con estratos de alta resistencia de espesor variable.
- ± Nivel de aguas freáticas a 1.5 m de profundidad.
- ± Asentamientos regionales de 2.0 cm/año por consolidación regional.

### **4.2.2 Estabilidad del proyecto con cajón de cimentación**

Como primera opción de solución de cimentación, se analizara un cajón rígido de cimentación desplantado a 2.0 m de profundidad (asume 20 cm de espesor de la losa de cimentación), que ocupará toda el área en planta del edificio. Hasta el momento no se cuenta con descargas a nivel de cimentación, por tanto, se asumirán valores típicos para este tipo de proyectos.

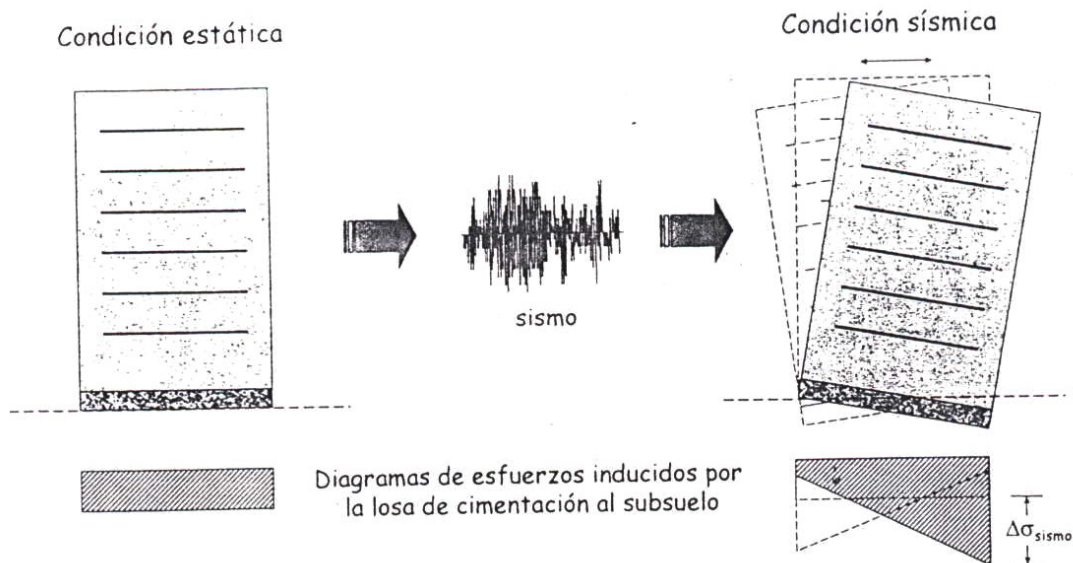


Esfuerzos inducidos en condición estática

Peso de la estructura (1.0 ton/m <sup>2</sup> )	•	3500 ton
Peso de la cimentación (1.4 ton/m <sup>2</sup> )	•	1650 ton
Peso del proyecto	•	5150 ton
Area excavada	•	1176 m <sup>2</sup>
Profundidad de la excavación	•	2.0 m
Peso volumétrico del suelo excavado	•	1.5 ton/m <sup>3</sup>
Peso excavado	•	3528 ton
Esfuerzo total promedio	•	4.4 ton/m <sup>2</sup>
Esfuerzo de compensación	•	3.0 ton/m <sup>2</sup>
Esfuerzo neto promedio	•	1.4 ton/m <sup>2</sup>

Con lo que se puede determinar que la situación que se presenta es subcompensada, esto es al determinar la relación de lo excavado con lo que se coloca.

Esfuerzos inducidos en condiciones sísmicas



**Fig. 4.1 Esquemmatización del incremento y reducción de los esfuerzos estáticos durante un sismo.**

Los esfuerzos inducidos y condiciones sísmica en un punto de la interfaz suelo – losa se calculan con la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_{sismo} = \pm \left[ M_{v_{sismo-Imin}} * \frac{d_{Imin}}{I_{min}} + 0.3 * M_{v_{sismo-Imax}} * \frac{d_{Imax}}{I_{max}} \right]$$

donde

- $\Delta\sigma_{sismo}$  incremento de esfuerzo en un punto dado de la losa de cajón
- $M_{v_{sismo}}$  momento de volteo sísmico del edificio, 5600 ton\*m

$$M_{v_{sismo}} = 0.8 \left( \frac{2}{3} H_t \right) \left( W_t \frac{C_s}{Q_s} \right)$$

- $H_t$  altura total del proyecto medida desde el desplante, 15.0 m
- $W_t$  peso de la estructura, 3500 ton
- $C_s$  coeficiente sísmico de diseño, 0.40
- $Q_s$  factor de comportamiento sísmico, 2
- $I_{min}, I_{max}$  momentos de inercia principales menor (24155 m<sup>4</sup>) y mayor (549748 m<sup>4</sup>) respecto al centroide de la losa de cimentación.
- $d_{Imin}, d_{Imax}$  distancias perpendiculares al punto crítico medidas respecto a los ejes principales de menor y mayor inercia.

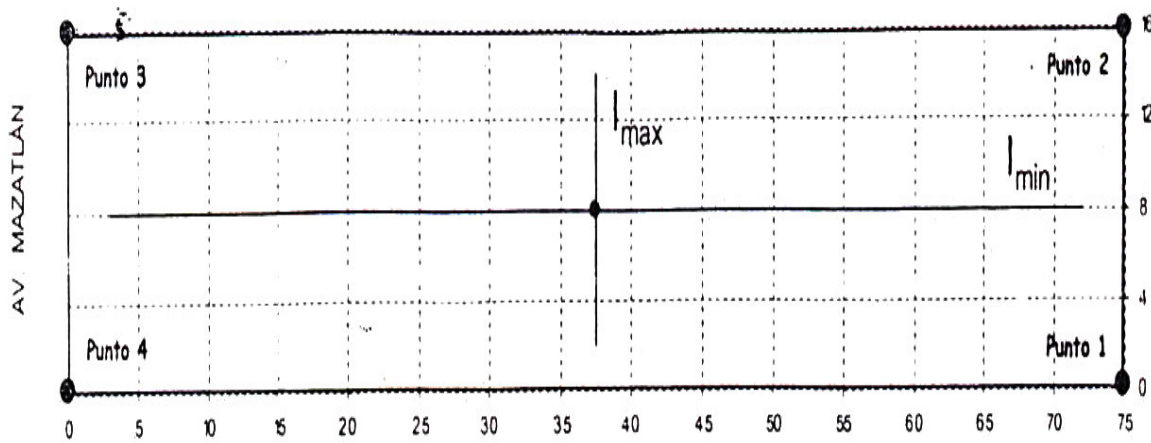


Fig. 4.2 Puntos críticos en la losa del cajón de cimentación.

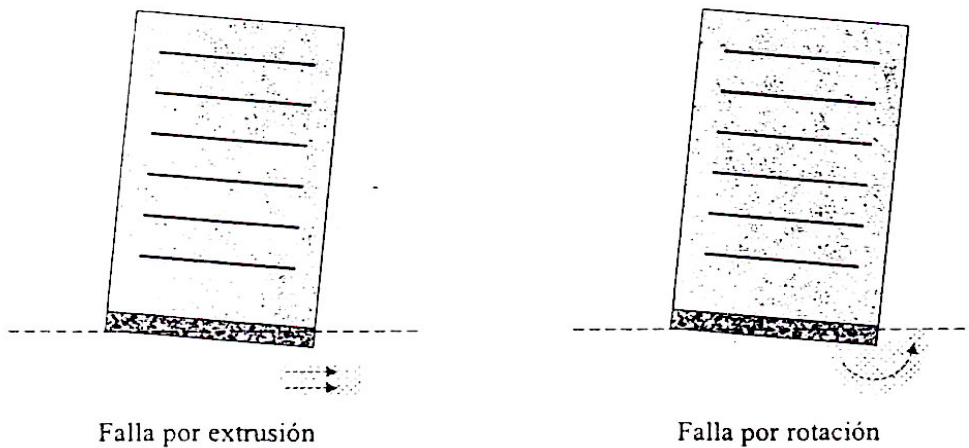
En la tabla siguiente se presenta la memoria de cálculo de los esfuerzos máximos y mínimos en la interfaz losa – suelo durante el sísmo de diseño.

Punto	M <sub>V</sub> I <sub>min</sub>	M <sub>V</sub> I <sub>max</sub>	I <sub>min</sub>	I <sub>max</sub>	d <sub>I</sub> min	d <sub>I</sub> max	D <sub>S</sub> I <sub>min</sub>	D <sub>S</sub> I <sub>max</sub>	S <sub>estático</sub>	S <sub>sismo</sub> <sup>+</sup>	S <sub>sismo</sub> <sup>-</sup>
	ton*m		m <sup>4</sup>		m		ton/m <sup>2</sup>		ton/m <sup>2</sup>		
Centroide	5600	5600	24155	549748	0	0	0	0	4.4	4.4	4.4
1					7.9	37.5	1.8	0.1	4.4	6.3	2.5
2					7.9	37.5	1.8	0.1	4.4	6.3	2.5
3					7.9	37.5	1.8	0.1	4.4	6.3	2.5
4					7.9	37.5	1.8	0.1	4.4	6.3	2.5

**Tabla 4.4** Esfuerzos en los puntos críticos de la interfaz losa – suelo durante el sismo de diseño

### 4.3 Estado limite de falla

#### 4.3.1 Mecanismos de falla local de la cimentación



**Figura 4.3** Esquemización de los mecanismos de falla local de la cimentación

Los mecanismos de falla local originan desplomes permanentes o colapsos parciales del proyecto debido a la plastificación superficial del suelo en la periferia del cajón de cimentación. Los mecanismos son:

- ⇐ Falla por extrusión
- ⇐ Falla por rotación
- ◇ semi – profunda
- ◇ superficial



**Foto 4.1** Falla local de la cimentación de un edificio en la Ciudad de México en el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Falla por extrusión

El esfuerzo máximo a compresión que resiste el sub – estrato de suelo superficial menos resistente se calcula con la siguiente expresión:

$$q_u = \frac{4C_{uu}}{FS} * CP + \gamma D_f$$

donde

$q_u$	capacidad de carga última, 16 ton/m <sup>2</sup>
$C_{uu}$	cohesión promedio del estrato menos resistente, 3.0 ton/m <sup>2</sup>
CP	coeficiente de esfuerzo por profundidad, 1.1 para $z \bullet 3.0$ m

$$CP = \frac{\sigma_{desplante}}{\sigma_{estrato}}$$

$\sigma_{desplante}$	esfuerzo máximo inducido en la losa de cimentación, 4.4 ton/m <sup>2</sup>
$\sigma_{estrato}$	esfuerzo máximo inducido en el estrato menos resistente, 4.0 ton/m <sup>2</sup>
$\bar{\gamma}$	peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m <sup>3</sup>
$D_f$	profundidad de desplante, 2.0 m
FS	factor de seguridad en condición estática y dinámica

### Falla por rotación

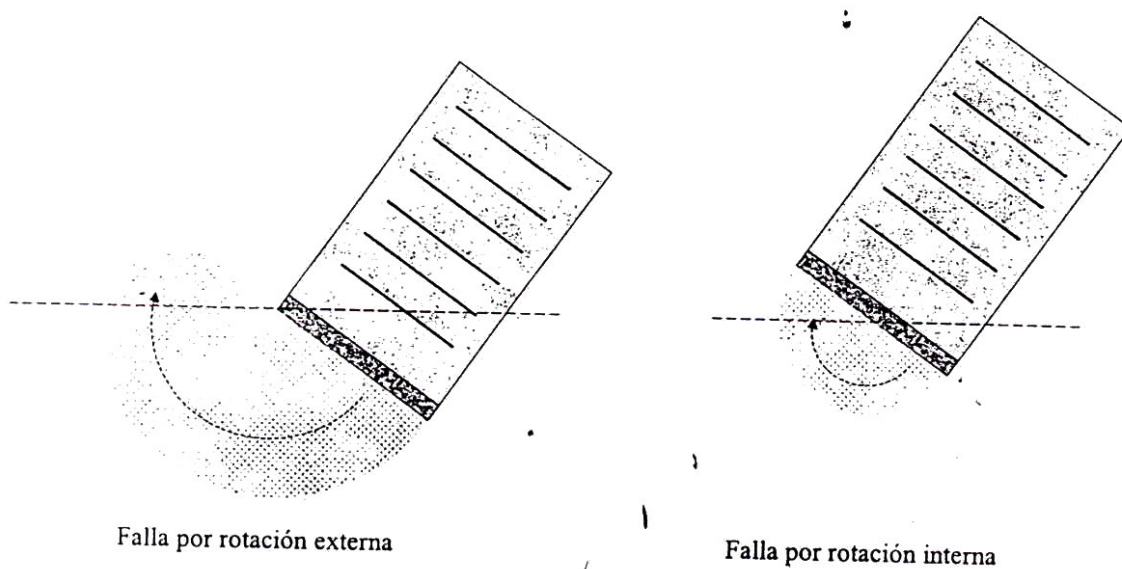
El esfuerzo máximo a compresión que resiste el estrato de apoyo superficial se calcula con la siguiente expresión:

$$q_u = \frac{C_{uu} N_c}{FS} + \gamma D_f$$

donde

$q_u$	capacidad de carga última, 29 ton/m <sup>2</sup>
$C_{uu}$	cohesión promedio del estrato de apoyo, 5.0 ton/m <sup>2</sup>
$N_c$	factor de capacidad de carga propuesto 5.14

### 4.3.2 Mecanismo de falla general de la cimentación



**Fig. 4.4** Esquemmatización de los mecanismos de falla general de la cimentación

Los mecanismos de falla general originan colapsos totales del proyecto debido a la movilización por rotación de grandes volúmenes de suelo.

## Falla por rotación externa

El esfuerzo máximo a compresión en condición estática que resiste el sub – suelo se calcula con la siguiente expresión:

$$q_u = \frac{C_{uu} N_c}{FS} + \gamma D_f$$

donde

$q_u$	capacidad de carga última, 25 ton/m <sup>2</sup>
$C_{uu}$	cohesión promedio del estrato de apoyo, 4.0 ton/m <sup>2</sup>
$N_c$	factor de capacidad de carga propuesto 5.5

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

$D_f$	profundidad de desplante, 2.0 m
$B$	ancho promedio del cajón de cimentación, 15.7 m
$L$	longitud promedio del cajón de cimentación, 74.9 m
$\bar{\gamma}$	peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m <sup>3</sup>

El máximo incremento de esfuerzo a compresión, respecto a la carga estática promedio, que resiste el sub – suelo en condición sísmica se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta q_u = \frac{6\pi C_{uu}}{FS} + 3(\gamma D_f - \sigma_{estática})$$

donde

$D q_u$	capacidad de carga ultima, 71 ton/m <sup>2</sup>
$S_{estático}$	esfuerzo estático promedio en la losa, 4.4 ton/m <sup>2</sup>





**Foto 4.2 Falla general de la cimentación de un edificio en la Ciudad de México en el sismo del 19 de septiembre de 1985.**

Falla por rotación interna

El máximo incremento de esfuerzo a compresión, respecto a la carga estática promedio, que resiste el sub – suelo en condición sísmica se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta q_u = \frac{3\pi}{2} \frac{C_{uu}}{FS}$$

donde

$q_u$	capacidad de carga última, 14 ton/m <sup>2</sup>
$C_{uu}$	cohesión promedio en la superficie de falla, 3.0 ton/m <sup>2</sup>

#### 4.4 Estado límite de servicio.

Revisión de la estabilidad de la cimentación.

La estabilidad de la cimentación se revisa comparando los esfuerzos inducidos por el proyecto en la losa contra los esfuerzos admisibles del suelo, según la siguiente desigualdad.

$$0 < S_{\text{losa}} \bullet Q_{\text{adm}}$$

los esfuerzos admisibles dependen de los factores de seguridad FS aplicados a la capacidad de carga última  $Q_u$  de cada mecanismo de falla. Estos FS expresan las posibles incertidumbres en la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo debido al muestreo – ensaye y a la variación de la misma según la velocidad de aplicación de carga in situ por el proyecto.

Condición de carga	Mecanismo de Falla		$C_{uu}$ ton/m <sup>2</sup>	$q_u$ ton/m <sup>2</sup>	FS	$q_{\text{adm}}$ ton/m <sup>2</sup>	$\dot{O}_{\text{losa}}$ ton/m <sup>2</sup>	Cumple
Estática	Falla local	Extrusión	3.0	16	2	10	4.4	Si
		rotación	5.0	29	3	12	4.4	Si
	Falla general	Externa	4.0	25	3	10	4.4	Si
		interna	3.0	14	3	5	0.0	Si
	Falla por contacto	Tensión				0	4.4	Si
Sísmica	Falla local	Extrusión	--	16	1.5	12	6.3	Si
		rotación	--	29	2	16	6.3	Si
	Falla general	Externa	--	71	2	33	1.8	Si
		interna	--	14	2	7	1.8	Si
	Falla por contacto	Tensión	--			0	2.5	Si

**Tabla 4.5 Estabilidad de la cimentación en condición estática y sísmica**



Estado limite de servicio del proyecto con cajón de cimentación

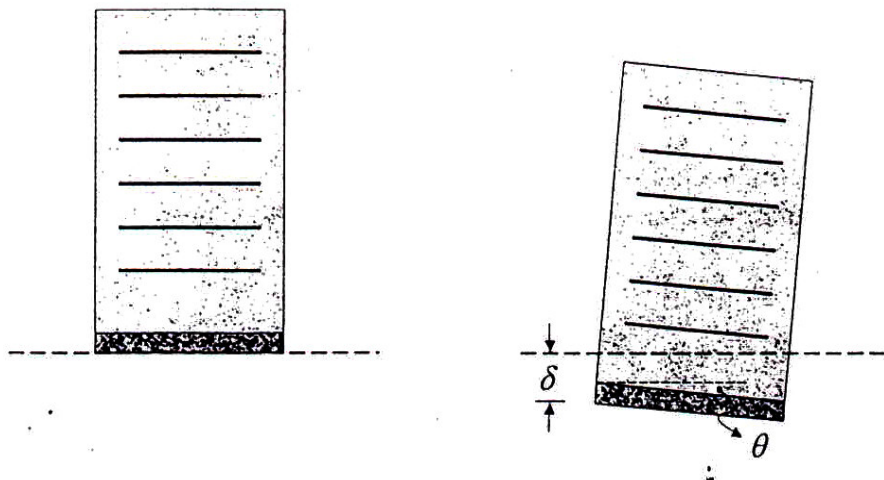


Fig. 4.5 Idealización del estado de servicio del proyecto con cajón de cimentación

#### 4.4.1 Asentamientos en condiciones estática

El asentamiento a largo plazo en condiciones estáticas se evalúa como la suma de las deformaciones en cada uno de los estratos afectados por la cimentación, mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum \xi_i H_i$$

donde

$\hat{\xi}_i$  deformación unitaria representativa del estrato  $i$

$$\xi = m_v \Delta \sigma$$

$m_v$  módulo de deformación volumétrica  
 $\Delta \sigma$  incremento en el esfuerzo efectivo  
 $H_i$  espesor del estrato

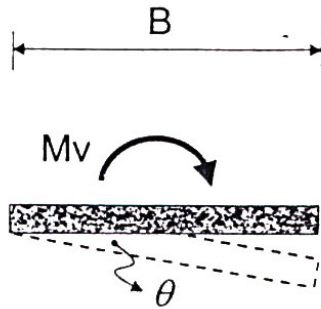
El incremento en los esfuerzos efectivos en el subsuelo se calculó con la solución de Boussinesq para una cimentación flexible con carga neta promedio de 1.4 ton/m<sup>2</sup> aplicada a 2.0 m de profundidad

Profundidad m	$\bar{\Delta}\sigma_{\text{efectivo}}$ ton/m <sup>2</sup>	$m_v$ cm <sup>2</sup> /kg	$\hat{i}$ %	H m	$\bar{\Delta}$ Cm
3.0	1.4	0.04	0.6	1.5	0.8
5.0	1.4	0.07	1.0	2.5	2.4
7.0	1.3	0.07	0.9	2.5	2.3
10.0	1.1	0.04	0.5	2.5	1.1
11.0	1.1	-----	0.0	1.0	0.0
12.5	1.0	0.06	0.6	1.0	0.6
14.0	0.9	0.02	0.2	2.5	0.5
				$\hat{O} =$	7.7

**Tabla 4.6 Cálculo de la deformación aparente originada por los esfuerzos in situ**

**4.4.2 Asentamientos en condición sísmica**

La distorsión angular  $\theta$  originada por el momento de volteo sísmico en una losa rectangular ( B x L) se calcula la siguiente expresión:



$$\tan(\theta) = \frac{1-\nu^2}{E_s} * \frac{16}{\pi \left(1 + 0.22 \frac{B}{L}\right)} * \frac{Mv}{B^2 L}$$

**Fig. 4.4.2 Interpretación gráfica de la ecuación para cálculo de la distorsión angular.**

donde

- $\theta$  ángulo de rotación
- $\nu$  relación de Poisson
- $E_s$  módulo de elasticidad equivalente del suelo

	Mv eje ton*m	B m	L m	H m	U	E <sub>s</sub> ton/m <sup>2</sup>	è radianes	Δ grados	Ällosa cm.	Desplome cm.
I <sub>min</sub>	5600	15.7	74.9	15.0	0.5	250	0.004	0.25	7	7
I <sub>max</sub>	1680	74.9	15.7	15.0	0.5	250	0.000	0.01	1	0

**Tabla 4.7 Asentamientos diferenciales y desplome máximo en condición sísmica**

	Solicitud máxima cm	Permitido cm	Cumple
Asentamiento	-8	-15	Si
Desplome	0	10	Si

**Tabla 4.8 Estado de servicio del proyecto en condiciones estáticas**

Con base en los análisis realizados en este capítulo se concluye que el cajón de cimentación si cumple con los requisitos de estabilidad y servicio en condiciones estáticas y sísmicas.

#### 4.5 Consideraciones geotécnicas para diseño estructural.

##### 4.5.1 Trabajo estructural de la losa de fondo

Los módulos de reacción vertical equivalentes de la losa de fondo del cajón de cimentación en condiciones estáticas y sísmicas están definidas como:

$$K_v = \frac{\sigma}{\delta}$$

donde:

$\sigma$       esfuerzo  
 $\delta$       deformación

$$K_v \text{ losa - estático} = \frac{4.4 \text{ ton} / \text{m}^2}{8 \text{ cm}} \bullet 55 \text{ ton} / \text{m}^3$$

$$K_v \text{ losa - dinámico} = \frac{1.8 \text{ ton} / \text{m}^2}{0.5 * 7 \text{ cm}} \bullet 52 \text{ ton} / \text{m}^3$$

Presión horizontal de tierras contra muros de contención

Los muros perimetrales del cajón de cimentación deberán diseñarse para que soporten la siguiente presión horizontal:

± De 0.0 a 2.0 m de profundidad  $\diamond$  4.0 ton/m<sup>2</sup> (asume empuje pasivo en sismo).

#### 4.5.2 Revisión según el RCDF

Condiciones estáticas

La revisión de acuerdo al reglamento, para cimentaciones superficiales y profundas, exige que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\sum \frac{QF_c}{A} \leq P_v + \sum RF_r$$

donde:

- $QF_c / A$  suma de las acciones verticales en la combinación considerada, afectada por un factor de carga de 1.4 ton/m<sup>2</sup>
- $RF_r$  suma de las resistencias individuales de los elementos afectados por un factor de resistencia,  $F_r = 0.35$  ton/m<sup>2</sup>
- $P_v$  presión vertical total actuante a la profundidad de desplante ton/m<sup>2</sup>

Esta condición se cumple por lo que satisface el reglamento en condiciones estáticas.

Condiciones sísmicas

Se verificó que se cumpliera la desigualdad de la ecuación anterior, considerando únicamente los elementos que se encuentran en el área reducida de la cimentación,

calculada de acuerdo a la excentricidad provocada por sismo, aplicando las siguientes expresiones:

Excentricidad:

$$e = \frac{M_v}{\sum Q}$$

ancho o largo reducido:

$$b_R = b - 2e$$

El buen comportamiento de la cimentación y por tanto de la estructura en conjunto, depende de la magnitud de las deformaciones verticales que se presenten en el suelo durante la vida útil del inmueble; por ello el reglamento limita para el caso de hundimientos un valor máximo de 15 cm. Los asentamientos estimados para la estructura son menores que el citado límite.

$$8 < 15$$

Una recomendación final es de que la cisterna deberá quedar ubicada simétricamente en el centroide de la losa del cajón de cimentación y alejada mínimo 3.0 m de las colindancias con el fin de evitar inducir excentricidades estáticas e inestabilidad de las paredes durante la excavación.

También será importante que los muros de contención se aprovechen como trabes perimetrales de la losa de cimentación; con ello se evita profundizar la excavación en la periferia y se reduce el riesgo en la estabilidad de los taludes. Las trabes perpendiculares a los muros de contención se podrán recibir con dados estructurados. Durante la excavación deberán protegerse los taludes verticales con malla electrosoldada y mortero. En caso tal que la cimentación de las colindancias esté deteriorada o apoyada sobre suelos inestables, se deberán recimentar las mismas en tramos de 1.0 m de longitud y hasta 30 cm por abajo del nivel máximo de excavación.

# **CAPITULO 5**

## **“PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO”**

---

## CAPITULO 5

### “PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO”

#### 5.1 Conceptos generales

Como parte del estudio de mecánica de suelos, deberá definirse un procedimiento constructivo de la cimentación, las excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento será tal que se evite daños a las estructuras e instalaciones vecinas a los servicios públicos dadas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

#### 5.2 Procedimiento general

El procedimiento general para la construcción de la cimentación puede resumirse como:

- Abatimiento del nivel freático
- Excavación en una sola etapa
- Recimentación de colindancias susceptibles de desplomes
- Construcción del cajón en una sola etapa

##### 5.2.1 Control del agua freática.

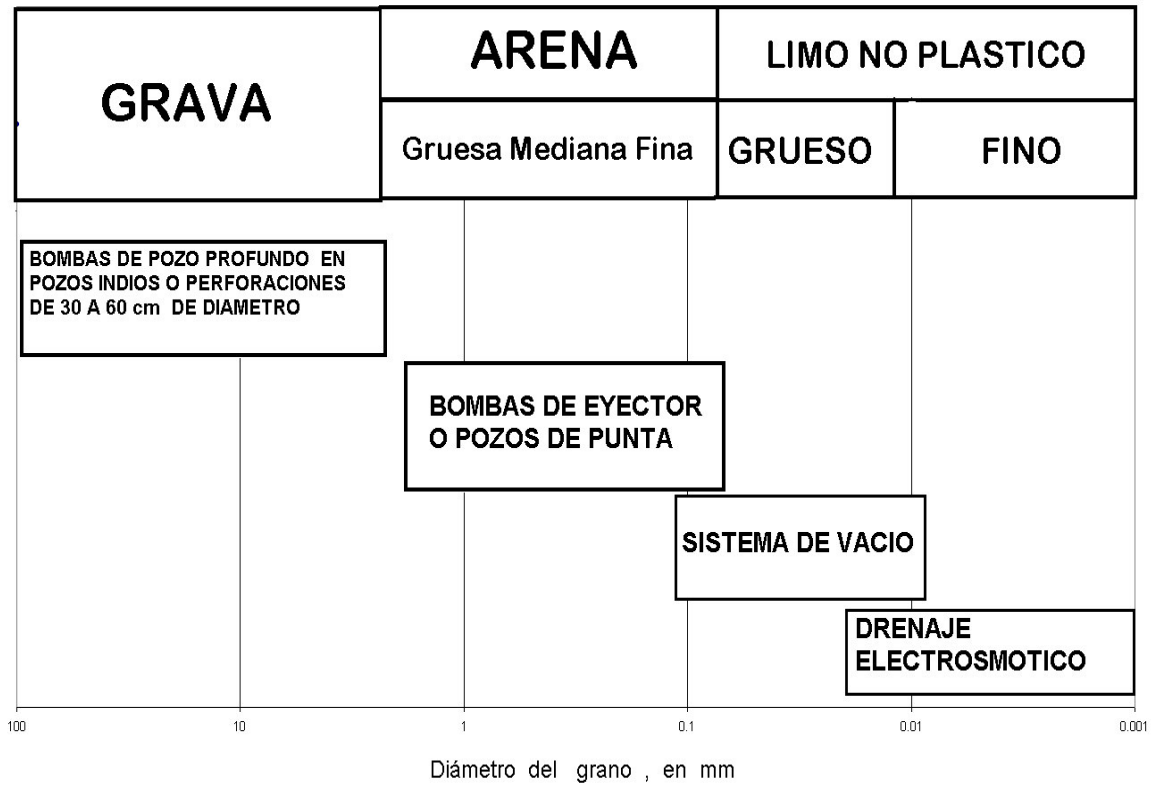
Cuando la excavación lo requiere el abatimiento del nivel freático, podrá extraerse agua del predio mediante bombeo o por alguno de los métodos que se indicaran en el cuadro 5.1, siempre que se tomen precauciones para limitar los efectos indispensables sobre los predios colindantes y sobre el mismo predio.

### Cuadro 5.1 METODOS DE CONTROL DEL AGUA FREATICA

METODO	SUELO EN LOS QUE SE RECOMIENDA	USOS	OBSERVACIONES
1. Cárcamo de bombeo	Grava limpia y arena gruesa	Excavaciones poco profundas a cielo abierto	Equipo de bombeo simple. Los finos son fácilmente extraídos del suelo. Propicia la inestabilidad de la formación
2. Sistema de pozos punta con bombas de succión	Desde grava arenosa hasta arena fina	Excavaciones abiertas	Se instala fácil y rápidamente en los suelos adecuados. La altura de succión está limitada a unos 5 m
3. Pozos profundos con bombas eléctricas sumergibles	Grava a arena fina limosa y rocas permeables	Excavaciones profundas, a través o arriba de formaciones permeables	No hay límite en la profundidad de abatimiento. Los pozos se pueden diseñar para extraer el agua de distintas capas que atraviesa. Los pozos se pueden ubicar fuera de la zona de trabajo.
4. Sistema de educación por chiflón. Usando agua a alta presión para crear un vacío así como para extraer el agua	Arenas, arenas limosas y limos arenosos	Excavaciones profundas en espacios limitados donde no se puedan usar pozos punta	No hay limite en la profundidad de abatimiento
5. Tablestaca	Todo tipo de suelo (excepto a través de boleos)	Prácticamente ilimitados	Inhalación rápida. Los perfiles de acero se pueden incorporar permanentemente ala obra o recuperarse. Se pueden necesitar cárcamos de bombeo. Las filtraciones a través de las uniones se pueden reducir rellenándolas con aserrín, bentonita, lechada de cemento, etc.
6. Pantallas impermeables a base de lodos	Limos, arenas, gravas y guijarros	Prácticamente ilimitados. Amplia experiencia alrededor de excavaciones abiertas	Instalación rápida. Se pueden anclar en estratos impermeables tales como arcillas o lutitas blandas, pero es impráctico anclarlas en roca dura o irregular y en grava limpia
7. pantalla a base de a) Muros Milán (de concreto armado)	Todo tipo de suelos incluyendo la presencia de boleos	Sótanos profundos	Se pueden diseñar para formar parte de una cimentación permanente. Se pueden anclar en roca. Vibración y ruido son mínimos. Se pueden usar en espacios reducidos. Se pueden construir muy cerca de cimentaciones vecinas.
b) Pilotes secantes hincados o colocados in situ (entrelazados)	Todo tipo de suelos aunque atravesar boleos puede resultar difícil y costoso	Sótanos profundos	Instalación rápida. Se puede anclar en estratos impermeables como arcilla o lutitas blandas



El volumen de agua que fluye hacia una excavación y los métodos que pueden usarse para desalojar el agua por bombeo dependen principalmente de la permeabilidad media del suelo. Se escogerá por tanto el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo al tipo de suelo (fig 5.1). el gasto y abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante teorías de flujo de agua a través de los suelos. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos, del tipo, diámetro y ranadura de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificarán la capacidad mínima de las bombas y la posición, en las diversas etapas de la excavación, del nivel dinámico de los pozos.



**Fig. 5.1 INTERVALOS DE APLICABILIDAD DE DISTINTOS SISTEMAS DE ABATIMIENTO POR BOMBEO**



**Foto 5.1 Vista de la estabilidad de colindancias.**

En caso de materiales compresibles se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por el abatimiento del nivel freático ( $1 \text{ t/m}^2$  por cada metro de abatimiento) y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se deberá recurrir a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico fuera de la excavación. Deberá considerarse en particular la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad deberá garantizar la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior estimado a partir de valores de la permeabilidad medidos in situ, además deberá garantizarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas plásticas saturadas, el nivel freático se abate al mismo tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario

realizar bombeo previo salvo para abatir presiones excesivas en estratos permeables. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- ± Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración
- ± Preservar el estado de esfuerzos iniciales en el suelo
- ± Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todo los casos deberá preverse un sistema mínimo de bombeo que desaloje el agua superficial de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos.

El nivel freático se encuentra a -1.5 m y la profundidad máxima de excavación para construir las trabes de losa del cajón de cimentación es -3.0 m, lo cual genera un tirante de agua de 1.5 m. Este tirante se puede incrementar por la época de lluvias, por lo tanto, se recomienda controlar el nivel del agua en la excavación por medio de sistema de bombeo a base de puntas eyectoras instaladas a 8.0 m de profundidad.

El abatimiento del nivel freático se llevara a cabo por medio de un sistema de bombeo profundo que estará conformado por 16 pozos con puntas eyectoras instaladas a 8.0 m de profundidad. La instalación de los pozos será conforme a los siguientes lineamientos:

- ± Ubicación y trazo del sitio en el que quedara cada uno de los pozos. Los pozos estarán distribuidos en la periferia de la excavación ( a 2.0 m del borde) de tal manera que no interfieran con algún electo estructural.
- ± Posteriormente, se procederá con la perforación de los pozos de 12 pulgadas de diámetro (0.3048 m). Ésta se deberá realizar con broca de aletas y sin la utilización de lodo bentonítico.
- ± Luego se procederá con la colocación de un ademe con tubo PVC de 4" de diámetro y rasurado en toda la longitud, éste deberá estar forrado con una malla de mosquitero o geotextil.
- ± Posteriormente, se colocará un filtro a base de tezontle que ocupe el área anular que se tenga entre la pared de la perforación y el ademe.
- ± Por último, se instalarán las puntas eyectoras y el sistema de bombeo.

Se recomienda que el sistema de bombeo inicie por lo menos 1 semana antes de la excavación y se suspenda cuando se haya construido el proyecto hasta nivel de banquetta.

### 5.2.2 Procedimiento de excavación

El procedimiento de excavación deberá garantizar que no se rebase los estados límite de servicio (movimiento verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que se tomaran para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignaran previamente en los planos.



**Foto 5.2 Vista general de la excavación del predio.**

Al efectuar la excavación por etapas será recomendable que la secuencia sea simétrica y que se limiten las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la

propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes. Se restringirá la excavación zanjadas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y lastrará la cimentación con antelación a la excavación de otras áreas. Para reducir la magnitud de las expansiones inmediatas se podrá asimismo recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión que pueda generar la expansión del terreno.

Tenemos que tomar en cuenta en este punto que es la excavación no podemos olvidar la estabilidad de taludes. Para la estabilidad del talud vertical se utilizo el método de Janbú, donde para taludes simples y homogéneos, el factor de seguridad asociado a círculos correspondientes a falla por pie del talud está expresado por:

$$FS = \frac{N_e C_{uu}}{\gamma * H + q}$$

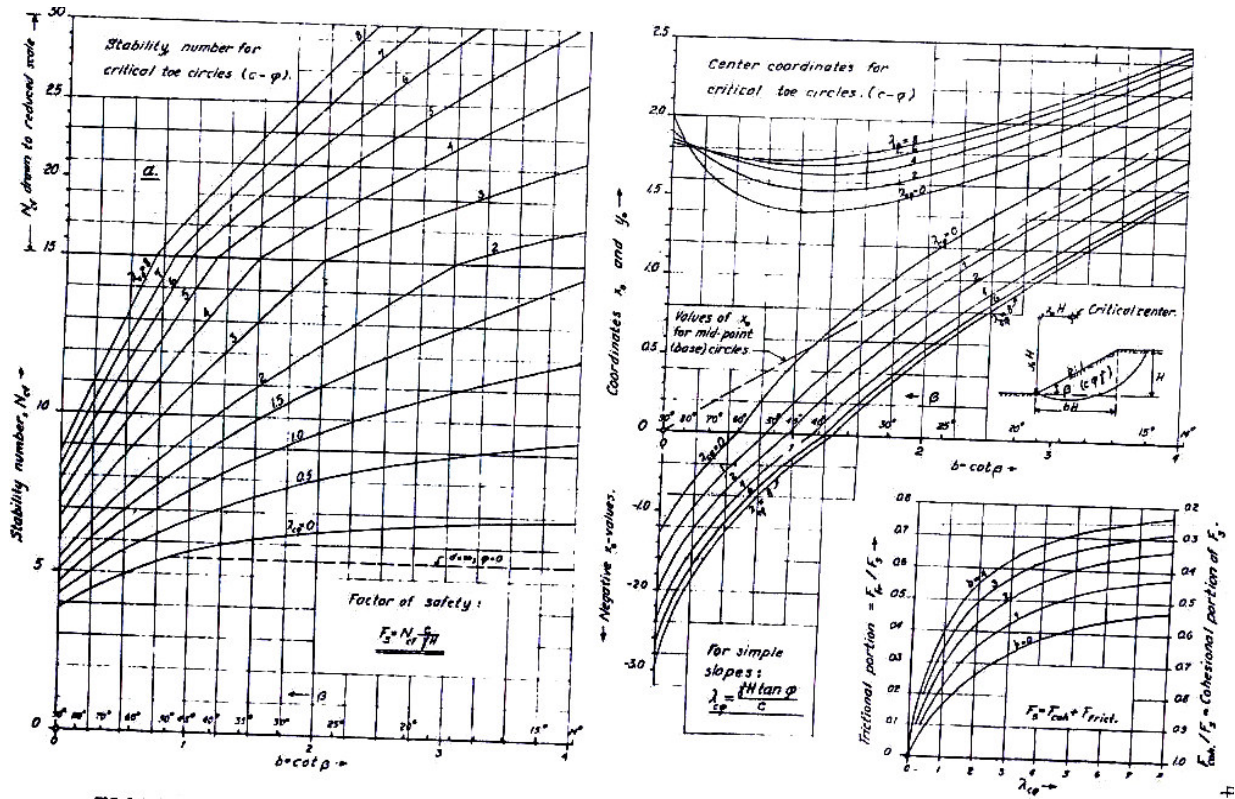
donde  $N_e$  es un número de estabilidad que puede obtenerse de gráficas, a condición de conocer el valor del parámetro  $\bar{c}_{uu}$ , el cual puede calcularse con la expresión:

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma * H + q}{C_{uu}} * \tan(\phi_{uu})$$

donde

$\bar{c}$	peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, 1.5 ton/m <sup>3</sup> .
H	altura del talud hasta el desplante de las edificaciones, 1.0 m
q	sobrecarga, 3.0 ton/m <sup>2</sup>
$c_{uu}, \phi_{uu}$	parámetros en condición desconfiada, 2 ton/m <sup>2</sup> y 0° respectivamente
$N_e$	4.0





Grafica 5.2 Para obtener el  $N_c$  (numero de estabilidad)



Foto 5.3 Armado general del cajón de cimentación.

Reemplazando los valores definidos anteriormente, se obtiene un  $FS = 1.8$ , el cual es adecuado para taludes de tipo temporal ( $FS = 1.7$ )

Lo mismo se debe de hacer con la estabilidad temporal del fondo. El factor de seguridad contra extrusión del fondo de la excavación se calcula con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{4C_{uu}}{\gamma * H + q}$$

donde

FS	factor de seguridad contra extrusión en el fondo de la excavación
$C_{uu}$	cohesión en condiciones de carga rápida, $4.0 \text{ ton/m}^2$
$\tilde{\gamma}_{\text{suelos}}$	peso volumétrico del suelo, $1.5 \text{ ton/m}^3$
H	altura del talud hasta el desplante de las colindancias, $1.0 \text{ m}$
$q_{\text{colindancia}}$	sobrecarga originada por las colindancias, $3.0 \text{ ton/m}^2$

Reemplazando los valores definidos anteriormente se obtiene un  $FS = 3.6$ , el cual es adecuado para excavaciones de tipo temporal ( $FS = 1.7$ ) donde existen edificaciones susceptibles de sufrir daños por asentamientos cercanos a la excavación.

Por otro lado se tiene que mencionar que las expansiones que se presentarán durante la excavación serán mínimas debido a los siguientes factores:

- Excavación rápida y somera
- Costra superficial de  $1.5 \text{ m}$  de espesor, resistente y poco deformable



**Foto 5.4 Protección con las colindancias**

Ya teniendo en cuenta las anteriores recomendaciones la excavación para la construcción del cajón de cimentación se realizara siguiendo el siguiente procedimiento:

- ± Demolición y retiro de las estructuras existentes hasta el nivel de banqueta.
- ± Excavación en una sola etapa con equipo mecánico hasta 15 cm por arriba del desplante de la losa de fondo. El resto de la excavación se realizará con herramienta manual.
- ± Colocación de un firme de concreto pobre de 5.0 cm de espesor.
- ± Protección de los taludes verticales con malla y mortero o recimentación de colindancias hasta 30.0 cm por debajo del nivel máximo de excavación en la periferia.
- ± Excavación de zanjas para trabes y colocación de un firme de mortero de 5.0 cm de espesor de fondo.
- ± Armado y colocado de trabes, losa de fondo y muros del cajón de cimentación.



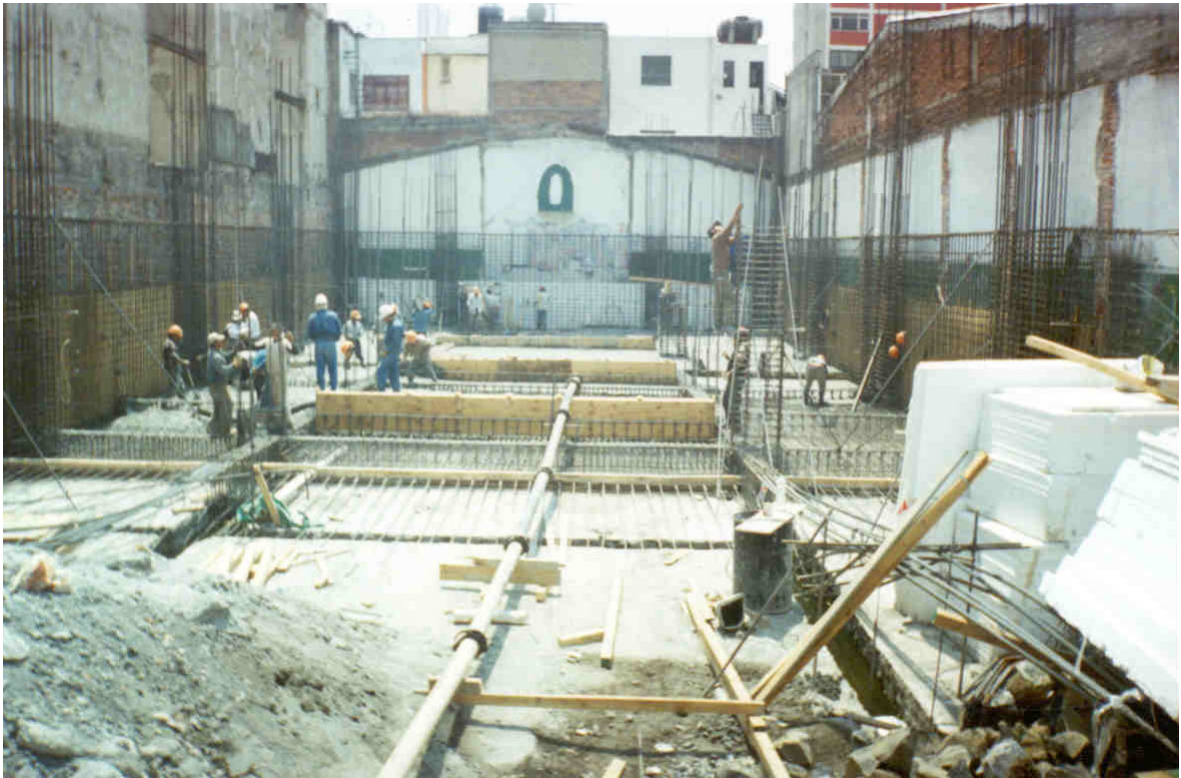


Foto 5.5 Armado del fondo del cajón de cimentación.



Foto 5.6 Vista general de la construcción del cajón de cimentación

# CAPITULO 6

## “CONCLUSIONES”

## CONCLUSIONES.

En base al análisis e interpretación de la información recopilada para el desarrollo de éste trabajo y con los resultados obtenidos se concluye que:

- ± El crecimiento de la población en la segunda mitad del siglo pasado generó diversos problemas urbanos y de vivienda en la Ciudad de México, así mismo, la falta de planeación de la misma fomenta una escasez de espacios para construir las viviendas que la población requiere; por lo que es importante la planeación de éstos proyectos en la Zona Metropolitana del Distrito Federal.
- ± Para satisfacer la demanda de vivienda es necesario construir más de 1.5 millones de viviendas, y con la escasez de espacio la única opción factible es mediante conjuntos habitacionales en forma vertical.
- ± Es importante mencionar que la mecánica de suelo es una de las partes fundamentales en la construcción de cualquier estructura, ya que hoy en día y con las experiencias tenidas en nuestra ciudad podemos decir que es la base de la seguridad que tendrá nuestra construcción, ya que el estudio de Mecánica de Suelos, es una herramienta que proporciona datos más confiables de las condiciones del subsuelo, como capacidad de carga, asentamientos probables y sugerencias acerca del sistema de cimentación.
- ± Con las muestras obtenidas en las exploraciones realizadas hasta una profundidad de 30 m, se obtuvieron los parámetros necesarios para el análisis satisfactorio de la cimentación. Presentándose principalmente como se esperaba un depósito de arcilla blanda y limo de alta plasticidad.
- ± Al ser una construcción ubicada en la zona del lago se requiere un análisis minucioso de la información geotécnica, para evitar asentamientos considerables que pongan en riesgo la estructura así como a las colindancias y las personas que la habite. Por lo que se puede mencionar que se cumple con los requerimientos definidos por RCDF-2004 y la NTC. Cumpliendo satisfactoriamente con los estados límite de falla y de servicio.
- ± Los estados falla y de servicio cumplen, tanto en la etapa de excavación, como en las etapas de la construcción y vida útil.
- ± Se cumplieron ambos estados bajo las condiciones estática y dinámica, obteniendo resultados satisfactorios en ambos casos, mediante las especificaciones resaltadas en las NTC.

- ± En lo concerniente al asentamiento, se presenta un promedio de 8 cm. bajo la cimentación. Con este valor, menor al permisible de 15 cm, se cumple cabalmente el RCDF para la zona donde se realizará la estructura.

Por lo anterior podemos concluir que se cumple con el objetivo de este trabajo, por que se logró enfatizar la importancia que tienen las cimentaciones en las construcciones. Así como, que el análisis y el diseño de la cimentación es un punto importante en la construcción de las estructuras. Pero, más importante es que los parámetros que se proponen en el reglamento de construcción del D.F. permiten diseñar con seguridad la estructura estructural, de tal forma que se tratar de evitar catástrofes como las presentadas en los sismos de septiembre de 1985.

---

## BIBLIOGRAFIA

- “Apuntes de Cimentaciones”  
Agustín Deméneghi Colina, Héctor Sanginés García, Margarita Puebla Cadena.  
UNAM, Facultad de Ingeniería.
  
- “Mecánica de Suelos”  
Juárez Badillo y Rico Rodríguez  
Volúmenes I y II, Octava edición, Editorial Limusa 1991.
  
- “Mecánica de Suelos y Cimentaciones”  
Carlos Crespo Villanaza, Cuarta Edición, Editorial Limusa 1995.
  
- Dirección General de Protección Civil (DGPC),  
[www.proteccioncivil.org/pefn/gmartin/gmartin04.htm](http://www.proteccioncivil.org/pefn/gmartin/gmartin04.htm)
  
- Scripta Nova (Revista electrónica de geografía y ciencias sociales)  
Universidad de Barcelona, Agosto 2003, Vol. II núm. 146  
[www.ub.es/geoscrit/sn/sn-146\(041\).htm](http://www.ub.es/geoscrit/sn/sn-146(041).htm)
  
- Reglamento de Construcción para el Distrito Federal 2004 (RCDF 2004)  
Publicado en la Gaceta Oficial del Distrito Federal 29 de Enero del 2004.  
<http://www.paot.org.mx/centro/reglamentos/df/pdf/regladecons.pdf>
  
- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.  
Publicado en la Gaceta Oficial del Distrito Federal el 6 de Octubre de 2004