

29
153



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**"ANALISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES
UTILIZANDO EL REGLAMENTO DEL DISTRITO
FEDERAL DE 1987"**

T E S I S

**QUE PARA OTORGAR EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
AGUSTIN ERNESTO ROJAS LEYVA**



México, D. F.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

1989



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 está 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.

INDICE

CAPITULO I.

INTRODUCCION.....	1
-------------------	---

CAPITULO II

CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO....	4
II.1.- Introducción.....	4
II.2.- Geología.....	4
II.3.- Estratigrafía y zonificación del área urbana.....	9
II.3.1.- Zona de lomas.....	9
II.3.2.- Zona de transición.....	11
II.3.3.- Zona de lago.....	11
II.4.- Configuración del subsuelo de la zona del lago.....	14
II.4.1.- Manto superficial.....	14
II.4.2.- Formación arcillosa superior.....	14
II.4.3.- Primer capa dura.....	16
II.4.4.- Formación arcillosa inferior.....	16
II.4.5.- Depósitos profundos.....	16
II.5.- Asentamientos regionales en la ciudad de México.....	16
II.6.- Manto freático.....	20

CAPITULO III

ANALISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN BASE AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL..	21
III.1.- Definición de cimentación.....	21
III.2.- Clasificaciones de cimentaciones superficiales.....	21
III.3.- Factores que determinan el tipo de cimentación.....	23
III.4.- Consideraciones generales sobre el contacto suelo- estructura.....	27

III.5.- Teorías que se aplicaron para hacer las Normas Técnicas.....	30
III.5.1.-Teoría de elasticidad y plasticidad.....	30
III.5.2.-Teoría de Terzaghi.....	32
III.5.3.-Teoría de Skempton.....	33
III.6.- Cimentaciones en arenas y gravas.....	35
III.7.- Cimentaciones en arcillas homogéneas.....	40
III.8.- Arcillas expansivas.....	42
III.9.- Asentamientos diferenciales instantáneos...	42
III.10.- Asentamientos diferidos o en suelos plásticos compresibles.....	43

CAPITULO IV

EJEMPLOS Y APLICACIONES

IV.1.- Ejemplo I	
IV.1.1.- Planteamiento.....	45
IV.1.2.- Verificación de la seguridad de las cimentaciones.....	45
IV.1.2.1 Acciones de diseño.....	46
IV.1.2.2 Factores de carga y de resistencia.....	48
IV.1.3.- Investigación del subsuelo.....	49
IV.1.3.1 Reconocimiento del sitio.....	50
IV.1.3.2 Determinación de propiedades.....	51
IV.1.4.- Verificación de la seguridad de cimentaciones someras.....	51
IV.1.4.1 Estado límite de falla.....	51
IV.1.4.2 Desarrollo y procedimiento del planteamiento de datos.....	52
IV.1.4.3 Estado límite de servicio.....	55
IV.2.- Ejemplo II	
IV.2.1.- Planteamiento.....	67
IV.2.2.- Verificación de la seguridad de las cimentaciones.....	67
IV.2.2.1 Acciones de diseño.....	67
IV.2.2.2 Factores de carga y de resistencia.....	68
IV.2.3.- Investigación del subsuelo.....	68

IV.2.4.- Verificación de la seguridad de cimentaciones someras.....	68
IV.2.4.1 Estado límite de falla.....	68
IV.2.4.2 Desarrollo y procedimiento del planteamiento de datos.....	69
IV.2.4.3 Estado límite de servicio.....	73
IV.3.- Ejemplo III	
IV.3.1.- Planteamiento.....	81
IV.3.2.- Verificación de la seguridad de las cimentaciones.....	81
IV.3.2.1 Acciones de diseño.....	81
IV.3.2.2 Factores de carga y de resistencia.....	82
IV.3.3.- Investigación del subsuelo.....	82
IV.3.3.1 Reconocimiento del sitio.....	83
IV.3.4.- Verificación de la seguridad de cimentaciones someras.....	84
IV.3.4.1 Estado límite de falla.....	84
IV.3.4.2 Desarrollo y procedimiento del planteamiento de datos.....	85
IV.3.4.3 Estado límite de servicio.....	87

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.

V.1.- Conclusiones y comentarios.....	94
---------------------------------------	----

APENDICE:

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.....	97
NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.....	108
BIBLIOGRAFIA.....	119

CAPITULO I

INTRODUCCION

Uno de los problemas que afectaron a la Ciudad de México en los últimos años ha sido el de los sismos que ocurrieron en el mes de septiembre de 1985, provocando grandes pérdidas materiales y humanas.

Dentro de las pérdidas materiales el principal fenómeno que se pudo observar fue la falla estructural de algunos edificios y en otros el colapso total de estos.

Por lo anterior el Departamento del Distrito Federal realizó una serie de modificaciones al Reglamento de Construcciones y a sus Normas Técnicas Complementarias vigentes hasta ese momento, publicando un nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)⁽¹⁾ el 3 de julio de 1987 en el Diario Oficial y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias (NTC) el 12 de noviembre de 1987 en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

Dado el interés que le da el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 a la revisión sísmica de cimentaciones, el objetivo de esta tesis es dar una idea del manejo y aplicación tanto del Reglamento en su Capítulo Octavo relativo al Diseño de Cimentaciones, como de sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDECC)⁽²⁾ en su parte de verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas), así como el entendimiento de los conceptos que en ellos se manejan, por medio de los ejemplos que aquí se presentan.

Se pretende que el desarrollo de los ejemplos sea lo más sencillo posible, para que el lector pueda aplicar el Reglamento de una manera más lógica y racional.

En el capítulo segundo se hablará acerca de las características del subsuelo de la Ciudad de México, en donde se hace un resumen de lo más importante en cuanto a su formación geológica, lo cual a su vez permite hacer una estratificación y zonificación del área urbana, dividiéndola en zona de lago, zona de transición y zona de lomas; de ésta zonificación hablaremos más a fondo de la configuración de la zona del lago por ser en donde se presenta el problema de los asentamientos regionales a largo plazo, debido a que se están modificando con el tiempo los niveles piezométricos por la extracción del agua.

En el capítulo tercero se hablará acerca del análisis de cimentaciones superficiales en base al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, dando una síntesis de la definición de cimentación, la cual nos conducirá a la mejor comprensión de cómo se clasifican las cimentaciones superficiales, tema principal de esta tesis. A continuación se mencionarán los principales factores que determinan el tipo de cimentación más apropiado, dividiéndose en tres grupos, que son los factores económicos, las condiciones del subsuelo y las características de la superestructura. Solo trataremos en esta tesis las condiciones del subsuelo y algunas características de la superestructura.

En este mismo capítulo se da una idea de las principales teorías que se utilizaron para hacer las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, estando entre las principales la de la Elasticidad y la de la Plasticidad, la Teoría de Terzaghi y la Teoría de Skempton. Estas teorías se aplicaron a cimentaciones en arenas y gravas y cimentaciones en arcillas homogéneas, debido a que están entre los principales materiales que encontramos en el Distrito Federal.

Para finalizar en el capítulo tres se presentan expresiones para calcular los asentamientos instantáneos y los asentamientos diferidos en suelos plásticos compresibles.

En el capítulo cuarto se desarrollan tres ejemplos de edificios que se proponen cimentar aplicando lo antes descrito, realizando las exploraciones mínimas posibles, para tener una idea dada del procedimiento que señalan las Normas Técnicas Complementarias (NTCC) indicando los elementos más importantes del Reglamento de Construcciones (RCDF), por medio de referencias a éste.

En el capítulo quinto se presentan las conclusiones que surgieron a lo largo del desarrollo de esta tesis y que se basan principalmente en lo expuesto en el capítulo cuarto.

CAPITULO II CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO

II.1 Introduccion

El llamado Valle de México es una cuenca cerrada. Al suroeste de él se encuentra ubicada la Ciudad de México.

Tiene, de acuerdo con el plano general publicado por la Secretaria de Recursos Hidráulicos, una superficie aproximada de 7160 km², de los cuales 3080 km² corresponden a un área montañosa y 2050 km² a la parte baja. Las primeras alcanzan alturas superiores a los 200 m sobre el fondo del Valle y las segundas, comprendidas entre 0 y 50 m. La altitud sobre el nivel del mar en la zona mas baja es de 2240 m. Está limitada hacia al norte por la sierra de Tepozotlan y Pachuca, al este la sierra Nevada de Rio Frio, de Calpulalpan y los llanos de Apan, al sur por la sierra de Chichinautzin y Ajusco, al oeste por la sierra de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo y al noroeste la de Tepozotlan (véase fig. II.1).

II.2 Geología

En base a estudios realizados por el ingeniero Federico Mooser se presenta una breve descripción de los principales acontecimientos geológicos que han ocurrido en el Valle de México, éstos han permitido subdividir el gran número de volcanes y depósitos del mismo origen en tres grupos distintos, los cuales se adscriben al Terciario Medio, al Plioceno y al Pleistoceno, de acuerdo con el orden de aparición estratigráfica y con el grado de erosión sufrida. Debido a la escasez de fósiles en este tipo de formación continental, no ha sido posible establecer hasta el presente los límites cronológicos precisos de los diferentes grupos mencionados.

Se supone que, a raíz de los esfuerzos tectónicos que se ejercieron desde principios del Terciario, se abrieron grietas por las que fluyeron lavas y se formaron grandes aparatos volcánicos. El contenido petrográfico de los materiales desplazados hacia la superficie es muy variable, encontrándose

andesitas basálticas, andesitas francas con anfíbolos y piroxenas, dacitas y latitas. La sierra de Xochitepec, ubicada al oeste de Xochimilco y al pie el Ajusco (fig. II.1), se compone enteramente de depósitos típicos del Terciario Medio. Afloramientos de esta especie aparecen en la parte inferior de las sierras que limitan la cuenca al este y al oeste, así como también en el núcleo de la sierra de Guadalupe. Se estima que su espesor es mayor de 1500 m, siendo visibles unos 800 m en la base del Itzacchuatl y del Ajusco. Parece que la actividad volcánica decreció a fines del Mioceno y fue seguida por un período de erosión intensa que regularizó el relieve abrupto del terreno, a juzgar por la superficie final que se destaca en la Sierra de las Cruces, a una altura de 1000 m sobre el fondo del Valle.

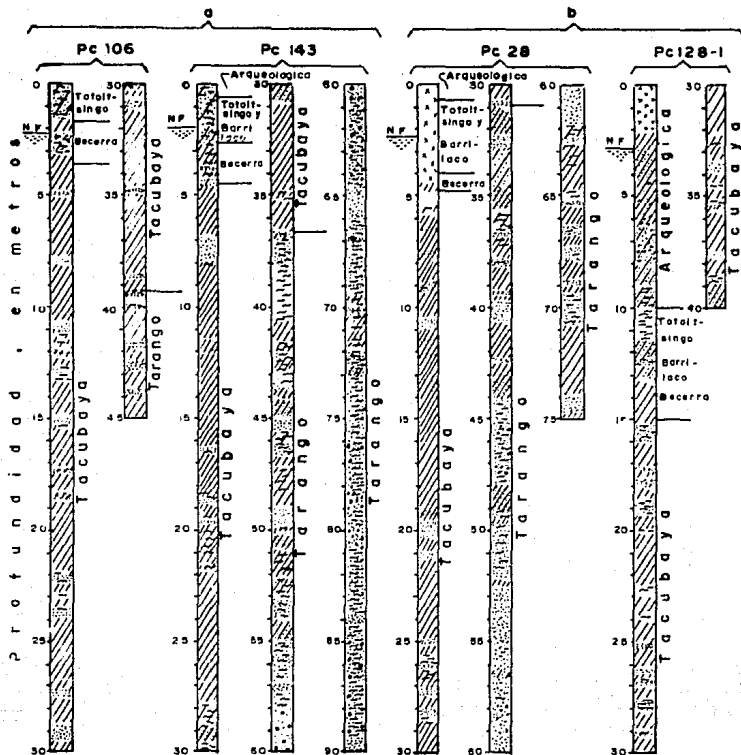
Tanto en la región de Pachuca como en la Sierra de Guadalupe, se inicia en el Plioceno una nueva etapa de actividad volcánica caracterizada por la emisión de grandes masas de lava ácida, dacíticas y riolítica, localizadas hoy en la cima de las sierras particularmente en el Cerro del Chiquihuite, que da el nombre a esta serie; a continuación aparecen los derrames andesíticos de la Sierra Nevada y de las Cruces, cubiertos posteriormente por las lavas de la serie andesítica del Itzacchuatl y del Ajusco (fig. II.1). También pertenecen a este grupo pliocénico, los restos visibles de volcanes compuestos de andesitas oscuras, como los cerros del peñón de los Baños, el Tigre y las prominencias al sureste de la Sierra de Guadalupe. Al extinguirse estos volcanes, la actividad se manifiesta en la parte septentrional de la cuenca, en donde potentes derrames de andesitas basálticas (Plioceno Superior) interrumpen toda conexión directa con el norte. Entonces cobra importancia un mecanismo tectónico, aparentemente ligado a la falla Clarion, que disloca la corteza de grandes bloques a lo largo de fracturas dirigidas de NNW a SSE; al mismo tiempo se producen fuertes emisiones de nubes ardientes, cuyos testigos son los depósitos de "piedra cantera" que aparecen rodeando al cerro de El Guajolote, al norte del Santuario de los Remedios.

Hacia el Plioceno Superior, en que predominaba un clima semiarido, lluvias torrenciales erosionaron el relieve abrupto, depositando en los flancos poniente y oriente de la Cuenca,

extensos abanicos aluviales integrados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos, producto de la destrucción de los complejos volcánicos del Terciario Medio y Superior. Esta es la formación que Bryan denominó Tarango, cuya característica descollante es la ausencia de lavas; en consecuencia, se le considera posterior al vulcanismo del Plioceno. Probablemente siguieron desarrollándose abanicos aluviales hasta el Pleistoceno Inferior; en ellos no se han descubierto fósiles.

Nuevos impulsos tectónicos ocurridos en el Pleistoceno, iniciaron un último ciclo de vulcanismo, cuyas manifestaciones aún persisten en nuestros días. Las fracturas por las que surgieron las lavas están orientadas de SW a NE. El clima húmedo y frío de este periodo y la formación de grandes glaciales en el Istaccihuatl y el Popocatepetl, causaron la destrucción de gran parte de los depósitos de la formación Tarango, labrando profundas barrancas y los dos valles principales que desaguaban, por el sur, en el río Amacuzac. Uno de estos valles, el occidental, tenía sus cabeceras en Pachuca, pasaba por el lugar hoy ocupado por la ciudad de México y llegaba a Cuernavaca, al oeste de la Sierra de El Tepozteco; el segundo, recorría el pie de la sierra Nevada, atravesaba Chalco y Amecameca para alcanzar la cuenca del Alto Amacuzac en Cuautla. Son manifestaciones de la erosión ocurrida en el Pleistoceno, los cañones de Contreras y San Rafael.

Contemporáneamente al desarrollo de la red fluvial antes descrita, se iniciaron las erupciones volcánicas en el norte de la cuenca que cubrieron los valles con gruesas capas de basalto y pómez. Poco a poco la actividad se desplazó hacia el sur, se crearon los serros de Chiconautla, Chimalhuacán y la Estrella (fig. II.1), hasta que sobrevinieron las potentes efusiones lávicas del Chichinautzin, de unos dos mil metros de espesor, que cerraron el drenaje hacia el sur transformando el Valle de México en cuenca cerrada. A consecuencia de esta obstrucción, los depósitos fluviales se acumularon en las barrancas y regularizaron rápidamente la topografía abrupta que se había generado por erosión. A estos depósitos se les denomina serie clástica fluvial y aluvial del Pleistoceno; su rasgo saliente es la gran cantidad de elementos redondeados, incluidos en una



a. Sondeos en la zona "virgen"

b. Sondeos en la zona densamente edificada

Estatigrafia de la zona del lago.

Figura II.2

matriz arenosa. A continuación ocurre una intensa deposición de cenizas volcánicas transportadas por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de las regiones bajas. Según Bryan, Arellano y De Terra, a este periodo le llamaron Tacubaya, seguido de otro de clima seco, siendo típicos los suelos cementados con caliche. Posteriormente se originó la formación Becerra constituida por estratos de aluvión y polvo volcánico con alto contenido de fósiles. Un nuevo periodo árido que se manifiesta por las capas y vetas de caliche precede a la formación Tototzingo integrada por tierras de color café y negro que tienen materiales orgánicos en cantidades apreciables y a la época Arqueológica, subdividida en Zacatenco y Azteca, en la que suelos arenosos encierran un gran número de tepalcates testigos de las diferentes culturas que se desarrollaron en el Valle (fig. II.2).

Sears y Clisby hicieron recientemente una interpretación paleo-climática de polenes fósiles extraídos de la Alameda Central de la ciudad, y calculan que los depósitos hasta una profundidad de 70 m corresponden al Wuisconsiniano. Sólo en los depósitos en la formación Becerra se han encontrado huesos de mamíferos del Pleistoceno Superior y los restos del hombre de Tepexpan. Las últimas manifestaciones de vulcanismo son la de Xitli, al pie del Ajusco que apareció hace 2400 años aproximadamente, y la erupción del Popocatepetl en 1920.

II.3 Estratigrafía y zonificación del área urbana.

El área urbana de la Ciudad de México se ha dividido tradicionalmente en tres zonas, denominadas del lago, de transición y de lomas (fig. II.3).

II.3.1 Zona de lomas

El subsuelo de la zona de lomas (faldas de las cercanías y lomeríos del Oeste y Suroeste de la cuenca), está formado por materiales de origen volcánico, particularmente abanicos y corrientes lávicas, y suelos producto de la meteorización de los primeros. Esta zona se distingue de las del lago y de transición por ser sus materiales de mayor resistencia al corte y de menor compresibilidad.

En la zona de lomas, donde la compresibilidad es baja y la resistencia al corte es grande, las cimentaciones se limitan a las del tipo superficial, aun para estructuras altas y pesadas.

En las formaciones de la zona de lomas es frecuente encontrar una capa superficial compacta o dura, con grados de cementación variables, que yace sobre suelos no cementados y de consistencia o compacidad mas baja. Cuando el espesor de esta capa es grueso, la capacidad de carga es alta. En estos terrenos hay edificios pesados sobre zapatas aisladas o corridas.

Debido a la explotación de depósitos de origen volcanico, integrados por arenas y materiales pumíticos utilizables en la construcción, en la zona de las lomas existen cavidades o minas abandonadas cuya bóveda está constituida por la capa superficial de mayor resistencia. Esas minas se localizan, generalmente, al poniente del Anillo Periférico desde San Jeronimo en el sur hasta el fraccionamiento Lomas Verdes en el norte, abarcando la mayor parte de las colonias intermedias como Olivar de los Padres, Merced Gómez, Santa Fé, Lomas de Chapultepec, Barrilaco, Tecamachalco y otras.

En esta zona se han detectado seis tipos de suelos clasificándolos según los problemas de cimentación que presentan.

a) Tobas compuestas por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por una matriz de suelos finos con alta capacidad de carga, estables aún bajo la acción erosiva del agua. Estos suelos aparecen al oeste de la cuenca y principalmente en la parte alta de las Lomas de Chapultepec.

b) Tobas compuestas en gran proporción por arcillas de plasticidad media a alta con cementación pobre, inestables bajo la acción del agua. Se encuentran con frecuencia al Suroeste de la cuenca. Cuando se saturan, sus propiedades de resistencia disminuyen notablemente.

c) Suelos constituidos por arena pumítica limpia con espesores de 1 a 3 m., una de cuyas características es la rotura de granos si se someten a altas presiones de contacto (25 kg/cm^2). Aparecen en estratos sensiblemente horizontales y con frecuencia entre capas de mucha mayor dureza, por lo que deben tenerse presente al diseñarse. En algunas ocasiones las arenas pumíticas se

encuentran mezcladas con suelos finos lo cual reduce su grado de compresibilidad por ruptura.

d) Rellenos. En ocasiones se ha tratado de aprovechar las barrancas rellenándolas con materiales mal compactados. Los problemas derivados son hundimientos después de la primera saturación y que continúan varias estaciones de lluvia después.

e) Suelos de origen edáfico, se tiene conocimiento de depósitos de arena suelta al pie de la Sierra de Guadalupe que sufre hundimientos bruscos bajo cargas dinámicas. Los espesores de estos suelos son del orden de 4 m.

f) Rocas Basálticas, se presentan al sur de la cuenca en el área de El Pedregal, donde se tienen derrames de lava con diversos grados de fracturamiento, apareciendo cuevas u oquedades en el contacto de los distintos derrames basálticos. Las partes sanas del basalto tienen las mayores capacidades portantes del Valle de México.

II.3.2 Zona de transición

La zona de transición, localizada entre las dos antes descritas, es errática en estratigrafía y, por lo mismo, en propiedades mecánicas. Esta constituida por estratos de suelo arcilloso del mismo origen que los de la zona de lago, pero de menor espesor y sin orden estratigráfico bien definido, intercalados con depósitos casi siempre lenticulares de suelos aluviales.

En cuanto a las cimentaciones superficiales en la zona de transición, son aplicables los comentarios generales hechos en relación con la zona de lago, salvo que cuando el espesor de los estratos compresibles es reducido, son admisibles mayores descargas al terreno. Hay sitios dentro de la zona de transición, como los antiguos cauces de ríos rellenos con material granular grueso de acarreo, donde se han erigido construcciones mayores de diez pisos empleando losas de cimentación poco profundas y, en otros de menor altura, zapatas.

II.3.3 Zona del lago

La zona del lago se caracteriza por tener un subsuelo con grandes espesores de arcillas lacustres de origen volcánico, muy

compresibles, de baja resistencia al corte y de contenidos de agua altos. La estratigrafía, en general, es muy regular, aunque cada estrato suele ser de espesor variable.

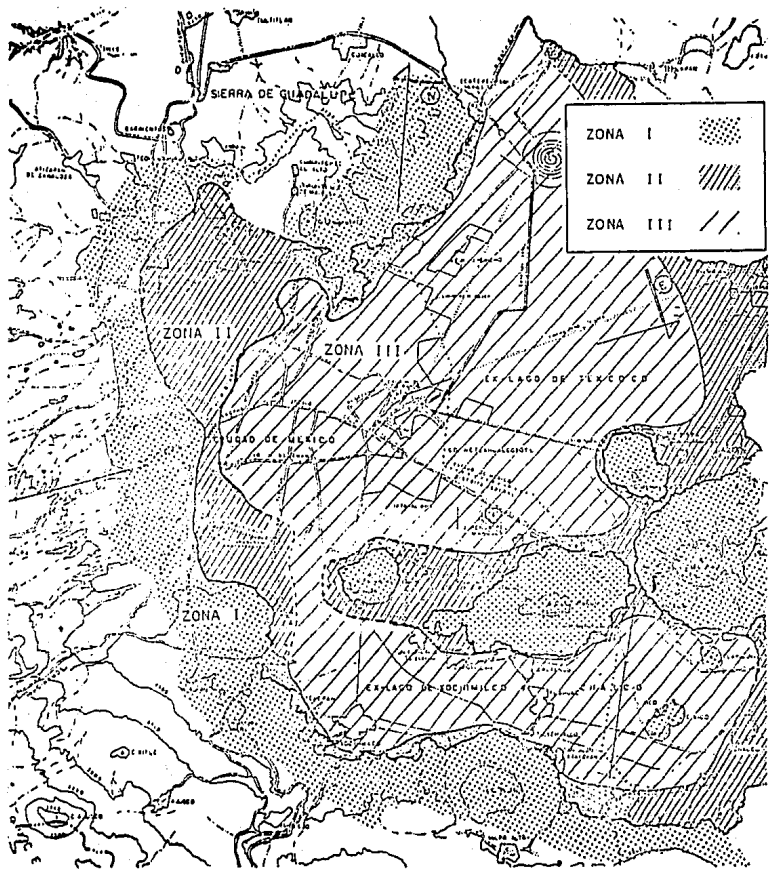
La alta compresibilidad y baja resistencia al corte de los estratos arcillosos que se localizan en la zona del lago, conjugadas con el fenómeno de hundimiento general, son causa de cimentaciones costosas y, en ocasiones, de comportamientos poco satisfactorios de las mismas.

En cimentaciones superficiales, la condición que generalmente rige es la impuesta por los asentamientos diferenciales tolerables por el tipo de estructura de que se trate. El hundimiento generalizado de la Ciudad no impone condiciones al diseño de estas cimentaciones, con excepción de a) edificaciones ligeras vecinas a edificios sobre pilotes, en cuyo caso deben tomarse en cuenta los asentamientos diferenciales en el terreno perimetral al área piloteada, ocasionados por el hundimiento general, y b) construcciones en terrenos con diferentes historias de carga o con espesores variables de los estratos compresibles.

Otro factor que debe tomarse en cuenta al diseñar la cimentación de construcciones ligeras con grandes claros entre columnas, como naves industriales, es el efecto de grietas de tensión que se presentan con las primeras lluvias en las zonas del lago y de transición. Aunque se ha observado que generalmente el agrietamiento no ocurre en superficies cubiertas exentas de variaciones estacionales de humedad, es conveniente tomar las providencias necesarias para evitar daños a las estructuras indicadas, mediante elementos de liga entre las zapatas, capaces de trabajar a tensión.

En edificios habitacionales o de oficinas hasta de ocho pisos, con claros usuales, la capacidad de carga y la compresibilidad del subsuelo en la zona del lago hacen conveniente el empleo de losas de cimentación. Generalmente se recurre en esos casos a cajones de cimentación para compensar parcial o totalmente el peso de los edificios.

Para edificios de mayor altura, el empleo de cimientos que transmiten la carga al subsuelo por contacto es generalmente prohibitivo, por razones económicas y de estabilidad de la propia construcción y de las adyacentes.



ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO.
 FIGURA II.3

II.4 Configuración del subsuelo de la zona del lago

Los principales problemas de cimentaciones en la Ciudad de México se presentan en la zona del lago como ya se mencionó anteriormente.

En la zona del lago aparecen generalmente cinco estratos a partir de la superficie del terreno. Estos son; Manto superficial, Formación arcillosa superficial, Capa dura, Formación arcillosa inferior y depósitos profundos. A continuación se dará una breve descripción de cada uno (fig II.4).

II.4.1 Manto superficial

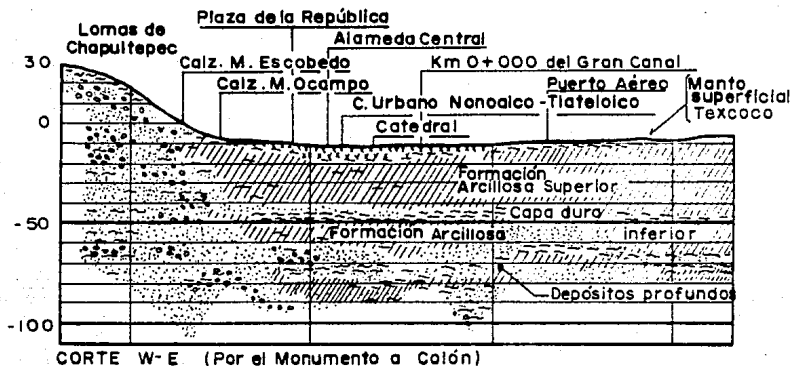
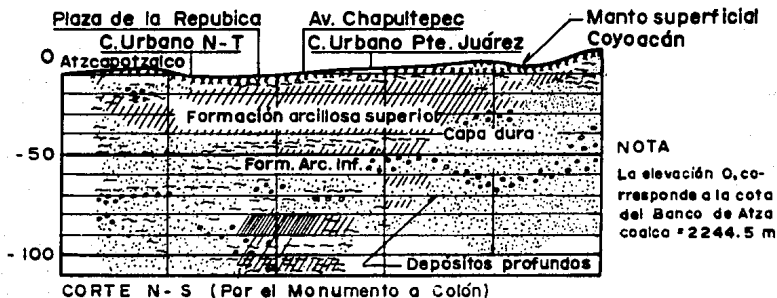
El espesor de la costra superficial incluye, además de los suelos naturales productos de la desecación de los depósitos lacustres, rellenos artificiales y restos de cimentaciones precoloniales, coloniales y recientes. En otros sitios de la ciudad los suelos naturales de la superficie han sido explotados para emplearlos en la fabricación de tabiques y sustituidos posteriormente, al urbanizarse los predios, con rellenos heterogéneos, generalmente colocados a volteo y, por tanto, en estado suelto, además de que su espesor varía erráticamente. Sin embargo, puede decirse que es de unos cuantos centímetros en el actual Vaso de Texcoco y de varios metros en la zona céntrica de la ciudad.

El manto Superficial es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, excepto en aquellos sitios donde existe relleno en estado muy suelto.

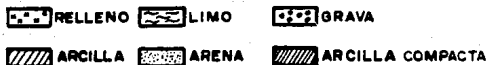
II.4.2 Formación Arcillosa Superior

En esta formación el espesor aumenta de poniente a oriente o sea hacia el Vaso de Texcoco, en el área céntrica de la ciudad, existen puntos donde el espesor se incrementa debido a la ausencia de la primera capa dura o a un reducido espesor de la misma que prácticamente convierte las formaciones arcillosa superior e inferior en un solo manto comprensible.

El contenido de agua medio de toda la formación arcillosa superior es del 270%, incluyendo todas las áreas sujetas a



SIGNOS CONVENCIONALES



Cortes estatigráficos

Figura II.4

diferentes historias de carga. Este valor debe tomarse mas bien como una cota inferior de dicho contenido de agua medio, ya que el número de sondeos en las áreas suburbanas del oriente es reducido y es en ellas donde los contenidos de agua son mayores.

II.4.3 Primer capa dura

La primer capa dura es cóncava, con mayor profundidad hacia el Vaso de Texcoco, como debería esperarse dada la naturaleza geologica de esa formación; el espesor de esta es mayor de dos metros.

La capa dura esta constituida por varios estratos delgados de suelos diferentes entre si, el contenido de agua varia entre 20 y 100% . En el 80% de los casos, la resistencia a la penetración estandar es alta, es decir, los suelos granulares se encuentran en estado compacto a muy compacto y los suelos cohesivos son de consistencia dura.

II.4.4 Formación arcillosa inferior

En esta formación generalmente se observan lentes compactos de vidrio volcánico y de suelos limosos interestratificados con la arcilla. El contenido medio de esta formación varia entre 100 y 200% siendo un promedio pesado de un 170%. De la misma manera que la formación arcillosa superior, los valores bajos corresponden a sondeos localizados cerca de la zona de transición, los altos a sondeos en el Vaso de Texcoco.

II.4.5 Depositos profundos

Estos depositos son los más profundos de los que interesan, desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones. Generalmente están constituidos por suelos arenosos finos en estado muy compacto, que en ocasiones contienen lentes delgadas de arcilla. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad y se han explotado para el abastecimiento del agua de la ciudad.

II.5 Asentamientos regionales en la Ciudad de Mexico.

Uno de los grandes problemas que se registran en la Ciudad de México es el ocasionado por el hundimiento regional, causado

principalmente por la extracción del agua del subsuelo para satisfacer las necesidades de la población; esta operación ha provocado la consolidación acelerada de los mantos arcillosos de la zona de los antiguos lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco.

Desde 1891 se han llevado a cabo nivelaciones del centro de la Ciudad, las cuales se continuaron sin periodicidad constante y solo se realizaron en la zona céntrica de la Ciudad.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos a través del CAVM y el Departamento del Distrito Federal mediante DGCDH han realizado nivelaciones constantes a partir de julio de 1952 a noviembre de 1983 en la mancha urbana de la Ciudad de México.

De los tres lagos que constituyen la zona lacustre de la Ciudad de México, la zona del lago de Texcoco es la que cuenta con mayor información.

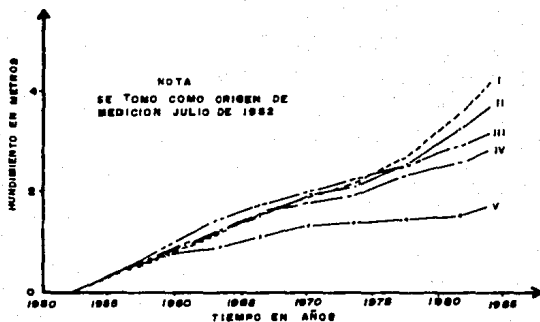
Como primer análisis se estudiaron 38 sitios de interés, calculando los hundimientos a partir de varias nivelaciones efectuadas y calculando la velocidad de hundimiento. Los resultados se graficaron en función del tiempo y se pudieron detectar cinco zonas dentro de la mancha urbana de la ciudad de México, de acuerdo a las velocidades de hundimiento calculadas (fig. II.5).

En la gráfica de hundimiento contra tiempo (fig. II.6) se puede apreciar que continúa el incremento del hundimiento en toda la ciudad de México y que sólo en la zona V (al poniente) se logró durante casi 20 años un adecuado control del hundimiento. Es importante recalcar que el hundimiento en las zonas I y II (al oriente) es el máximo observado en la última década.

En la gráfica de velocidad de hundimiento a través de los años (fig. II.7), se aprecian los siguientes resultados de interés:

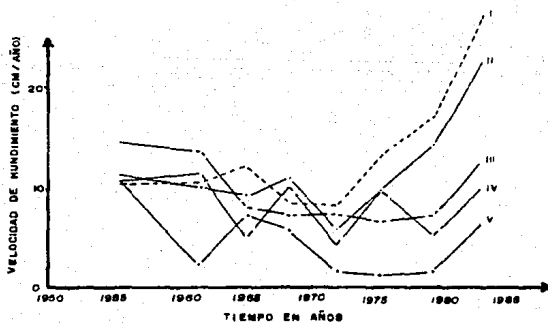
a) Las zonas III y IV y principalmente en la zona V se tenía una tendencia a disminuir o controlar la velocidad de hundimiento hasta fines de la década de los setentas; sin embargo, nuevamente se ha incrementado la velocidad de hundimiento.

b) En las zonas I y II se aprecia que la velocidad de hundimiento es muy alta, con valores entre 27.5 y 23.0 cm/año



Hundimiento - tiempo

Figura II.6



Velocidad de hundimiento - tiempo.

Figura II.7

respectivamente. Es importante mencionar que en estas zonas se han incrementado las cargas en superficie debido a construcciones.

c) En las zonas III y IV presentan velocidades de hundimiento de 12.5 y 10.5 cm/año respectivamente.

d) La velocidad de hundimiento de la zona V es de 6.5 cm/año; aunque en esta zona, ya se habían tenido velocidades de 2 cm/año hasta 1980.

II.6 Manto freático:

En la mayor parte del área urbana en la zona del lago el manto freático se encuentra a profundidad media de dos metros, con variaciones pequeñas.

En la zona de las Lomas, debido a la elevación de la superficie del terreno, el manto freático generalmente se encuentra a profundidades mayores que las usuales para el desplante de cimentaciones.

En la zona de Transición, debido a su estratigrafía irregular y a la exploración de acuíferos profundos que ocasionan fuertes abatimientos en la presión de poro, es difícil delimitar la profundidad del manto freático.

Las profundidades del nivel freático representadas en sondeos localizados en la zona de transición y en la de Lomas deben tomarse con cautela pues pueden tratarse de "mantos colgados", que son bolsas de agua confinadas por capas impermeables, y que de no tener cuidado pueden reportarse como nivel freático aparente.

CAPITULO III

ANALISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN BASE AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

III.1 Definición de cimentación.

Podemos definir como cimentación a la parte de la estructura de una construcción en contacto con el terreno. La función de esta es soportar y repartir las cargas de la estructura (fig. III.1).

Las cimentaciones pueden ser de tipo superficial (poco profundas) o profundas. En esta tesis estudiaremos las cimentaciones superficiales o someras y en este capítulo daremos una clasificación de las mismas, mencionando las normas esenciales que deberán regir cualquier proyecto de construcción, independientemente del tipo de suelo.

Las cimentaciones someras están constituidas esencialmente por ensanchamiento sobre el plano de apoyo de las estructuras sustentantes de un edificio para aumentar la superficie y repartir las cargas sobre el terreno; esto se debe a que la resistencia de éste es muy inferior a la de las estructuras superiores.

III.2 Clasificaciones de cimentaciones superficiales.

Una cimentación superficial es aquella en la que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento; sin embargo, es evidente que no existe un límite preciso en la profundidad de desplante que separe a una cimentación superficial de una profunda.

Los tipos más frecuentes son:

- a) Zapatas {
 { Ancladas
 { Corridas

- b) Losas de Cimentación.

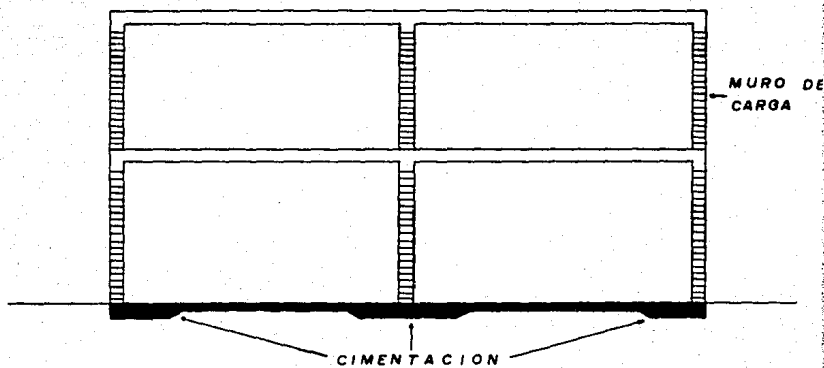


Figura III.1

Las Zapatas Aisladas son elementos estructurales, generalmente con forma cuadrada o rectangular y mas raramente circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno en una mayor area, para lograr una presion apropiada(fig. III.2A). En ocasiones las Zapatas Aisladas soportan mas de una columna. Las Zapatas Aisladas se contruyen generalmente de mamposteria o concreto reforzado.

Las Zapatas Corridas son elementos longitudinales que soportan las cargas de una serie de columnas entrelazadas por una trabe de cimentacion o bien para proporcionar apoyo a muros de carga. Una de sus principales caracteristicas es que la longitud supera en mucho al ancho (fig. III.2B y III.3).

Se utilizan cuando se requiere controlar la magnitud de los hundimientos diferenciales, lo cual se logra por medio del uso de contratrabe. Este tipo de zapatas pueden diseñarse para ligar columnas en una sola direccion o en ambas, de acuerdo a la magnitud y distribucion de las descargas.

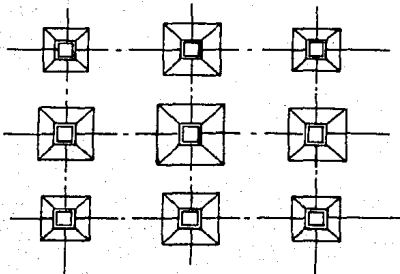
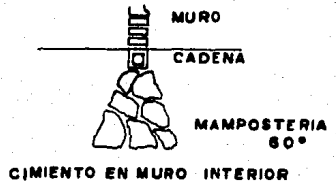
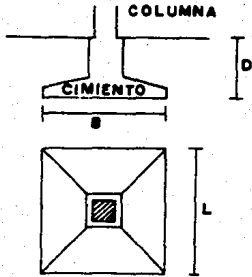
Tanto para Zapatas Aisladas como para Corridas debe cuidarse que no ocupen mas del 50% del area total, en cuyo caso, por economia, debera analizarse el uso de una Losa de Cimentacion.

En las Losas de Cimentacion la carga total de la estructura se considera como uniformemente distribuida en toda el area ocupada, con lo que disminuye la presion de contacto, en tanto que los hundimientos diferenciales son controlados por la rigidez de la losa (fig. III.4).

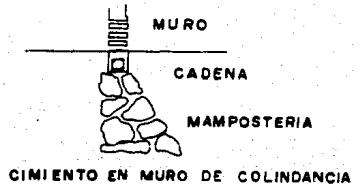
Quando se quiera restringir severamente los movimientos verticales entre columnas sera nesesarrio ligar las lineas de columnas mediante contratraves de cimentacion.

III.3 Factores que determinan el tipo de cimentacion.

Generalmente al hacer el proyecto de una cimentacion se estudian varias alternativas eligiendo entre ellas la mas apropiada, entendiendo por esto aquellas que ademas de

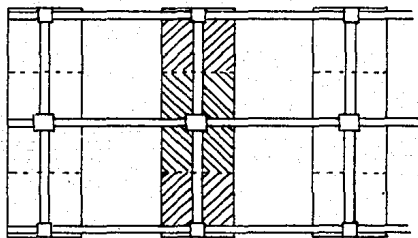
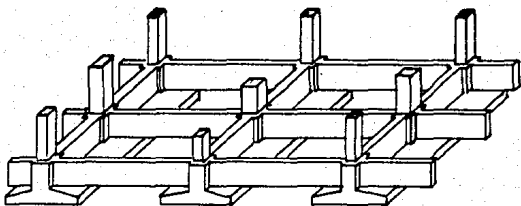


ZAPATAS AISLADAS



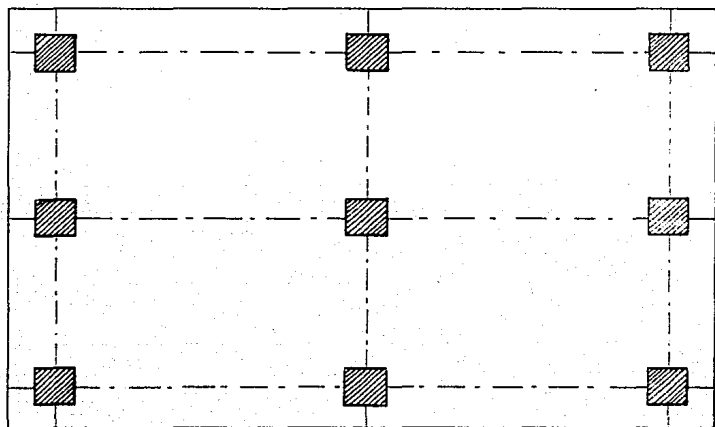
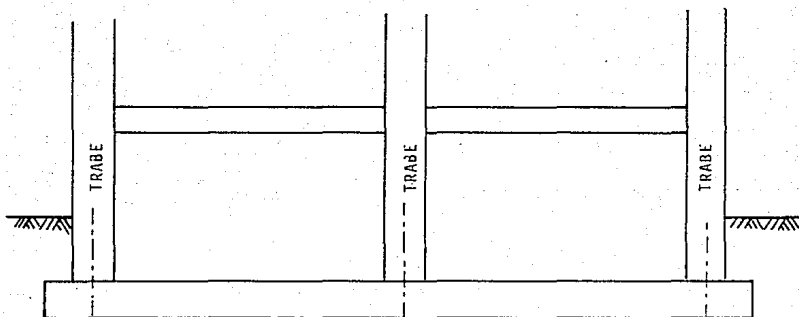
ZAPATAS CORRIDAS

Figura III.2



ZAPATAS CORRIDAS

Figura III.3



LOSA DE CIMENTACION.

Figura III.4

proporcionar seguridad y funcionalidad a la estructura, sean de fácil ejecución y costo razonable.

Así, a continuación se exponen ciertos aspectos que han de ser tomados en cuenta para el proyecto de cualquier cimentación y son tres principalmente:

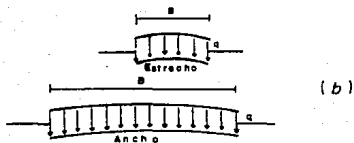
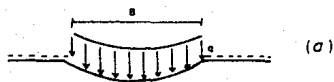
- 1).- Características de la superestructura
 - a).- Dimensiones y forma.
 - b).- Magnitud, tipo y distribución de las descargas.
 - c).- Sensibilidad de la estructura.
 - d).- Destino y condiciones de funcionamiento requeridas
- 2).- Condiciones del subsuelo
 - a).- Estratigrafía y propiedades mecánicas.
 - b).- Condiciones hidráulicas.
- 3).- Factores económicos
 - a).- Se busca que el costo de la cimentación sea acorde con la importancia de la superestructura, como se ha dicho anteriormente.

Estos tres puntos están ligados entre sí, ya que si uno de estos no cumpliera con su cometido el resultado sería la falla de la cimentación o un alto costo para su realización.

De hecho el balance de estos aspectos no siempre conduce a resultados iguales, ya que cada ingeniero los puede interpretar de una manera distinta de acuerdo con la experiencia, las necesidades y las características que este le quiera dar para el diseño más adecuado de la cimentación.

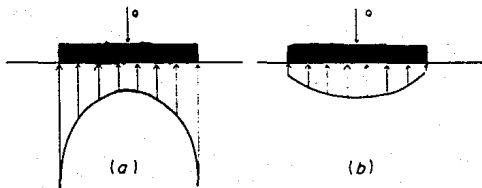
III.4 Consideraciones generales sobre el contacto suelo-estructura.

Empezaremos por dar algunas ideas sobre el contacto suelo-estructura. Consideraremos un área uniformemente cargada y totalmente flexible sobre un medio idealmente elástico (arcillas saturadas por ejemplo) donde la deformación inmediata debida exclusivamente al cambio de forma (excluyendo el asentamiento por



Perfil de asentamiento bajo un área uniformemente cargada sobre la superficie de un medio semi-infinito.

Figura III.5



Distribución de presiones bajo una placa infinitamente rígida.

- a) Medio homogéneo y elástico.
- b) Medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento.

Figura III.6

consolidacion) adopta un perfil como el mostrado (fig.III.5), siendo mayor al centro que en la periferia. Por el contrario, cuando el apoyo flexible se coloca en arena o grava (fig.III.5b) la deformacion es mayor en los extremos, ya que la rigidez de estos materiales aumenta con el confinamiento.

Si ahora colocamos una placa infinitamente rigida sobre los mismos materiales, las distribuciones de presión relativas serán similares a las mostradas (fig.III.6). La parte (a) nos muestra que para un medio homogéneo y elástico (arcillas saturadas) la presión deberá ser máxima en los bordes y mínima al centro para llegar a un asentamiento uniforme ocasionado por la rigidez de la placa. Lo contrario sucede con el medio en que la rigidez aumenta con el confinamiento (arenas y gravas), parte (b), donde para alcanzar un asentamiento uniforme la presión será máxima al centro y menor en los extremos.

En nuestro caso, para las arcillas del valle de Mexico, las presiones de contacto y las deformaciones son similares a las mostradas en los casos (a) de las figuras anteriores.

Por lo anteriormente expuesto podemos decir que para diseñar estructuralmente la cimentación se requiere conocer los diagramas de los elementos mecánicos, los cuales dependen de la reacción del terreno. Esta reacción depende a su vez de la magnitud y distribución de las cargas, de la rigidez de la estructura y de la compresibilidad del suelo. Es decir, hay una interacción directa entre el suelo y la estructura.

Actualmente existen modelos teóricos que tratan de analizar el problema de interacción suelo-estructura; sin embargo, no se aplican en forma sistemática en los despachos de cálculo de estructuras que permitan calibrar la bondad de estos métodos. Por ello, usualmente la solución empleada supone una reacción uniforme del suelo que, aunada a los conocimientos de las características del mismo, permitirían calcular los elementos mecánicos actuantes sobre la cimentación, siempre utilizando factores de seguridad elevados que tomen en cuenta las posibles variaciones que pudieran presentarse.

III.5 Teorías que se aplicaron para hacer las normas técnicas.

III.5.1 Teorías de elasticidad y plasticidad.

Las principales teorías en que se fundamentan las normas técnicas son la Teoría de la Elasticidad y la Teoría de la Plasticidad, las cuales se utilizan para tener una idea del orden de magnitud de las variables que intervienen en un problema.

En muchos casos la aproximación que se alcanza con estas teorías es satisfactoria para fines prácticos. Se mencionarán a continuación estas teorías:

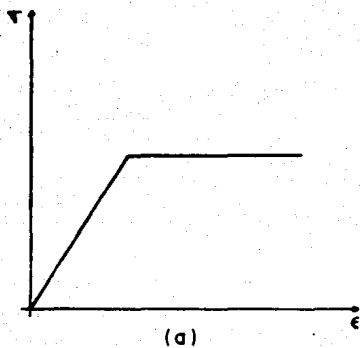
a) Teoría de la Elasticidad; cuerpos elásticos son aquellos que al aplicarles una carga sufren deformación con tendencia o posibilidad a recuperar su forma.

Casi todas las aplicaciones clásicas de la teoría de elasticidad a suelos han correspondido a la teoría lineal de la elasticidad, que presupone que el suelo es un material continuo, linealmente elástico, homogéneo e isotrópico; además esta teoría es instantánea, es decir que no toma en cuenta el factor tiempo, o sea, presupone la inexistencia de las deformaciones diferidas (por ejemplo, las debidas a consolidación).

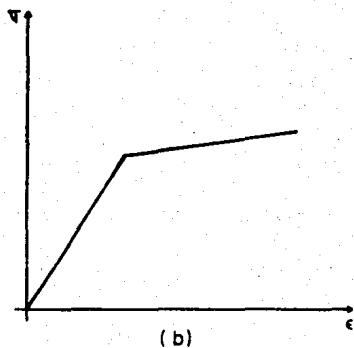
b) Otro intento para resolver teóricamente los problemas de la mecánica de suelos está fundado en la Teoría de la Plasticidad, la cual se ocupa de cuerpos a los que al aplicarles una carga no recuperan su forma original cuando ésta se les retira.

Se considera comúnmente que un material tiene un comportamiento plástico cuando se comporta elásticamente hasta un cierto nivel de esfuerzo a partir del cual sigue la ley de la figura III.7A (comportamiento idealmente plástico), o las de la figura III.7b (comportamiento plástico con endurecimiento por deformación).

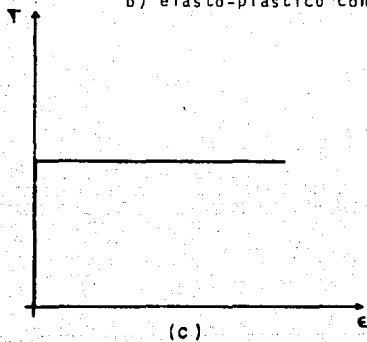
Al aceptar la Teoría de la Plasticidad como base de análisis teórico en la Mecánica de Suelos surgen dos aspectos que se deben considerar:



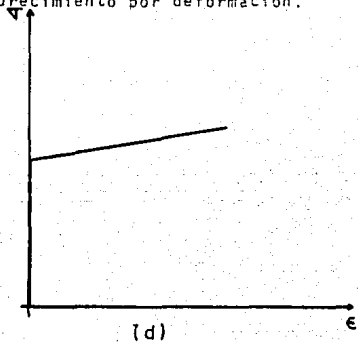
a) Elasto-plástico perfecto.



b) elasto-plástico con endurecimiento por deformación.



c) Rígido-plástico perfecto.



d) Rígido-plástico con endurecimiento por deformación.

COMPORTAMIENTO PLASTICO

Figura III.7

- I.- Grado de Validez de la hipótesis realizada
- II.- Implicaciones de las hipótesis consideradas.

Por lo que al suelo se le puede atribuir las siguientes características.

- 1.- El material es homogéneo e isotrópico
- 2.- No se consideran efectos en tiempo.
- 3.- No se consideran fenómenos de histéresis en la curva esfuerzo-deformación.
- 4.- No se consideran efectos de temperatura.

III.5.2 Teoría de Terzaghi.

La Teoría de Terzaghi adapta a la Mecánica de Suelos los resultados de la Teoría de la Plasticidad; la primera es una de las que se usan actualmente en cimentaciones superficiales para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos prácticos, ya que cubre los casos más generales de suelos con "cohesión y fricción".

En estas condiciones Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga, $q = \gamma D_f$, actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo (fig III.8).

Terzaghi propuso un mecanismo de falla que aparece en la figura III.9 para un cimiento poco profundo, de longitud infinita normal al plano del papel. Para el cual también nos propone una ecuación que nos permite hacer el cálculo de la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar la falla, la cual la tenemos a continuación:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

q_c Es la capacidad de carga ultima del cimiento. Se expresa en unidades de presión.

N_c , N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen solo del valor de ϕ , ángulo de fricción interna del suelo y se denominan " factores de capacidad de carga " debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo bajo el cimiento respectivamente. La variación de los coeficientes se representan graficograficamente en la figura III.10 en donde.

c Es la cohesión.

γ Es el peso específico del suelo

D_f Es la profundidad de desplante

B Es el ancho del cimiento

Las siguientes formulas han sido propuestas por el propio Terzaghi y son modificaciones de la expresión fundamental, basadas en resultados experimentales.

Zapata cuadrada

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Zapata circular

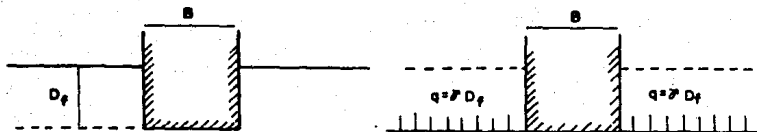
$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

En las ecuaciones anteriores, los factores de capacidad de carga se obtiene en la fig. III.10; son los correspondientes a la falla general. En la ecuación de zapata circular R es el radio del cimiento.

Tambien debe notarse que todas las formulas anteriores son validas solo para cimientos sometidos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

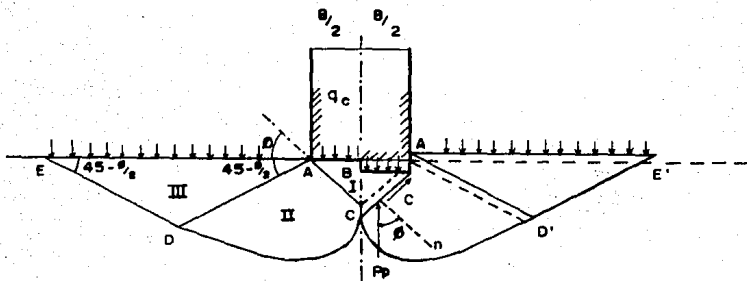
III.5.3 Teoria de Skempton.

Terzaghi en su Teoria aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar el valor de N_c la profundidad de



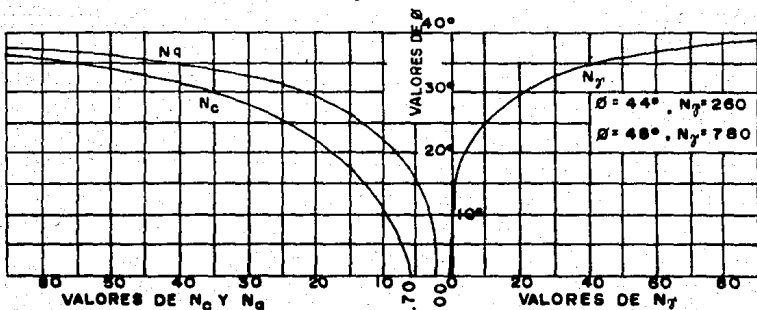
Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso.

Figura III.8



Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo segun Terzaghi.

Figura III.9



Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría

Figura III.10

desplante del cimiento en el estrato de apoyo, D. Así, en la fig. III.11A los dos cimientos tendrían la misma capacidad, en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir al valor de N_c .

En efecto, si se piensa en términos de superficie de falla, el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en el cual la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un mayor valor de N_c .

Skempton propone adaptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga a la de Terzaghi, según la cual

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

La diferencia estriba en que ahora N_c ya no vale siempre 5.7, sino que varía con la relación D/B , en que D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento (fig. III.11B).

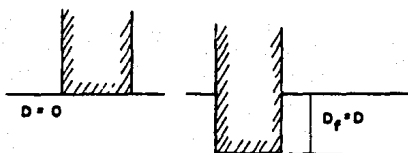
III.6 Cimentaciones en arenas y gravas.

En todo problema de cimentaciones existe un doble aspecto a considerar; por una parte la capacidad de carga por resistencia al corte, para evitar la falla por este concepto; por otra parte existe una parte de asentamientos, según la cual la cimentación no debe sufrir hundimientos o expansiones que pongan en peligro la función de la estructura o que sean mayores que aquellos considerados como tolerables en el proyecto estructural.

El diseño de una cimentación consistirá siempre en considerar estos dos aspectos.

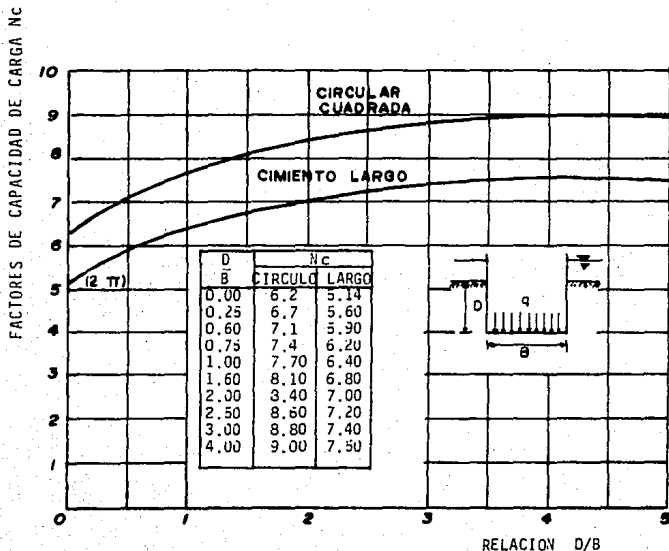
Se analizará, en primer lugar, el aspecto de capacidad de carga en suelos granulares.

Si un cimiento de ancho B está desplantado a una profundidad D_f dentro de un manto muy potente de arena o de grava, la capacidad de carga de ese cimiento podrá estimarse haciendo uso de las fórmulas que proporciona la Teoría de Terzaghi.



Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos.

Figura III.11.A



Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

Figura III.11.B

Puede verse que, en esencia, la capacidad de carga ultima de un cimiento poco profundo en arena o grava depende de los siguientes conceptos:

1. La compacidad relativa de la arena, que se refleja en el valor de ϕ y, por ello, los valores de los factores de capacidad de carga N_q y N_γ . De hecho dicha compacidad influye muy poderosamente en la capacidad de carga, pues N_γ y N_q aumentan muy abruptamente cuando la compacidad llega a valores altos.

2. La posición del nivel de aguas freáticas. En general, el peso específico de cualquier arena no sumergida oscila entre límites muy próximos, sea arena seca, húmeda y saturada. Pero si la arena está sumergida sobre el nivel freático, el valor de γ se reduce sensiblemente a la mitad, lo cual se refleja de inmediato en la capacidad de carga ultima obtenida.

3. El ancho de la cimentación, influye linealmente en la parte de la capacidad de carga que se refiere al peso del suelo situado bajo el nivel de desplante; por el contrario, dicho ancho no influye en la parte de capacidad de carga que refleja el efecto de la sobrecarga existente sobre el nivel de desplante.

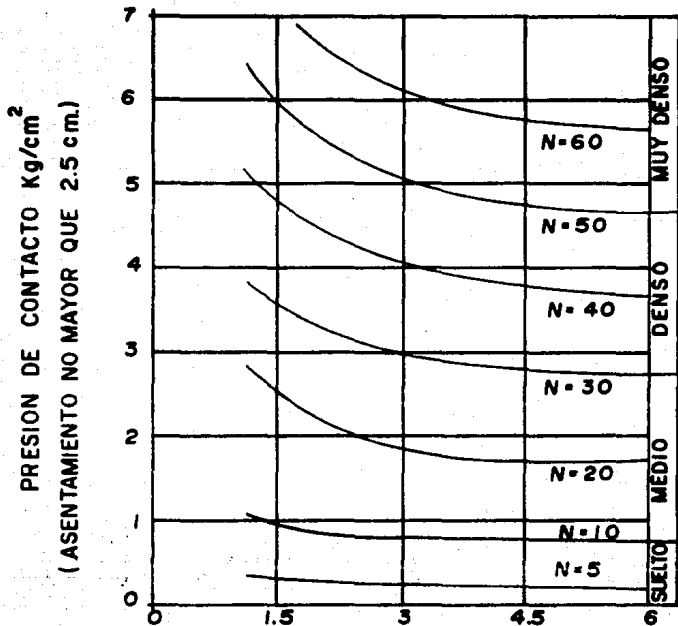
4. La profundidad de desplante, D_f , también influye en la capacidad de carga. No existe ningún criterio fijo para establecer apriorísticamente la profundidad de desplante que debe utilizarse en un proyecto dado; sin embargo, es posible mencionar algunas consideraciones generales que han de tenerse presentes para seleccionar la profundidad específica. Por muy bueno que sea un terreno de cimentación, no conviene cimentar demasiado superficialmente, pues ello conduce a estructuras con poca resistencia a fuerzas laterales; un valor del orden de 1.0 m debe verse como un mínimo recomendable; este valor pudiera rebajarse a otro del orden de 0.50 m en caso de que el suelo fuera extraordinariamente firme y la estructura ligera. Otra regla digna de tenerse en cuenta en la práctica es la de apoyar

los cimientos siempre debajo de la capa vegetal, pues de otra manera pudiera presentarse posteriormente problemas de muy difícil solución con plantas en crecimiento, aparte de lo indeseable del suelo con materia orgánica desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad.

El asentamiento con una zapata en arena dependerá, como es natural, de las características esfuerzo-deformación de esta; en especial de la rigidez que presenta a los esfuerzos desviadores, el cual depende del confinamiento del material y de su propia compacidad. El primer concepto aumenta en forma toscamente lineal con la profundidad en una arena, por lo que la mencionada rigidez seguirá una ley más o menos similar. Teniendo en cuenta que, el peso específico de una arena sumergida es del orden de la mitad del no sumergido, puede considerarse que los asentamientos bajo una zapata en arena sumergida se duplicará aproximadamente respecto al valor de la arena no sumergida, debido a que la presión de confinamiento en el primer caso depende del valor γ'_m en vez del de γ_m y, por ello, la rigidez del material al esfuerzo cortante se reduce prácticamente a la mitad. De esta manera, puede verse cómo la posición del nivel freático influye en la magnitud de los asentamientos de la arena.

A igual presión de contacto de una zapata en arena, el asentamiento crece al crecer el ancho de la zapata, si bien con bastante lentitud; la razón de este hecho estriba en que, al aumentar el ancho se afectan zonas más profundas en que la rigidez ante esfuerzos cortantes va siendo más grande.

Para arenas no sumergidas o para casos en que el nivel freático se encuentre a una profundidad B , ancho de la zapata, o mayor respecto al nivel de desplante, Peck, Hanson y Thornburn proporcionan gráficas empíricas para obtener la presión de contacto correspondiente a un hundimiento de 2.5 cm, para diferentes anchos de cimientos y distintas compacidades de la arena, obtenidas por la prueba estándar de penetración (fig. III.12).



ANCHO DE LA ZAPATA, B. EN m.

Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm
para zapatas en arenas.

Figura III.12

Los valores de N , número de golpes en la prueba estándar deberán obtenerse en su caso, usando las correcciones indicadas en este mismo inciso.

La dimensión B de las gráficas se refiere al ancho de la zapata, si esta es cuadrada, o a su mínima dimensión, si es rectangular.

Si la arena estuviera sumergida, por lo arriba expuesto deberán reducirse a la mitad los valores dados por las gráficas para la presión admisible, correspondiente al asentamiento de 2.5 cm.

En ocasiones se ha usado la gráfica anterior para obtener las presiones de contacto correspondientes a otros asentamientos diferentes a 2.5 cm, haciendo la suposición de que el asentamiento es directamente proporcional a la presión de contacto; así, por ejemplo, los valores de la presión de la gráfica, duplicados, corresponderán, para el resto de las condiciones invariables, a asentamientos bajo zapatas de 5 cm.

III.7 Cimentaciones en arcillas homogéneas.

En lo referente al aspecto de capacidad de carga, las cimentaciones poco profundas en arcillas homogéneas pueden calcularse con la Teoría de Terzaghi o de Skempton.

Quizá la Teoría de Skempton sea la más completa para la aplicación al caso en estudio, pero la Teoría de Terzaghi proporciona valores muy similares de la capacidad de carga, por lo que la distinción entre ambas teorías tiene más de académica que de real en cimentaciones poco profundas.

En cualquiera de los dos casos, la expresión a usar es del tipo:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

La capacidad de carga última depende ahora esencialmente de la "cohesión" del material y de la presión actuante al nivel de desplante (γD_f). El ancho del cimiento no interviene si se aplica la Teoría de Terzaghi y su intervención es indirecta (a

través de la relación de D/B) en la Teoría de Skempton.

El valor de c puede obtenerse de una prueba triaxial rápida, que es la que mejor refleja dentro de un criterio de trabajo con esfuerzos totales, las circunstancias de la cimentación, en que la etapa inicial antes de la consolidación, suele ser la más crítica.

En cimentaciones poco profundas en arcillas homogéneas el problema de asentamientos por consolidación suele ser el factor determinante en su comportamiento, de manera que la presión admisible desde el punto de vista de la resistencia del suelo suele quedar limitada por el valor que produzca el máximo asentamiento tolerable para la estructura que se desea cimentar.

Los asentamientos por consolidación se calculan recurriendo a la Teoría de Consolidación Unidimensional con Flujo Vertical. Calculados los asentamientos que corresponden a cada elemento de la cimentación pueden obtenerse los asentamientos diferenciales, que son los que a fin de cuentas suelen interesar al proyectista de la estructura. Deben tenerse en cuenta que al calcular los asentamientos producidos bajo una zapata, por ejemplo, deben hacerse intervenir las presiones que transmiten otras zapatas vecinas situadas a distancias en que su influencia alcance a hacerse notar.

En el cálculo de asentamientos por consolidación solo deben intervenir las cargas muertas y las cargas vivas permanentes, pues las cargas accidentales o transitorias actúan en un tiempo pequeño en comparación al requerido para influenciar un proceso de consolidación.

Los asentamientos diferenciales que una estructura puede tolerar depende de su función y de características de la propia estructura y no puede darse el criterio general al respecto; en este punto el Ingeniero especialista en suelos ha de quedar subordinado a las necesidades del Ingeniero estructural.

Los asentamientos totales son muy importantes cuando existen estructuras vecinas a la considerada que pueden sufrir perjuicios por el movimiento de esta o cuando existan instalaciones, ductos, etc., que no soportan sin daño los hundimientos resultantes.

III.8 Arcillas expansivas.

Modernamente ha cobrado importancia el estudio del comportamiento de las arcillas expansivas en vista del creciente número de obras en que es necesario trabajar con ellas.

Las arcillas expansivas son aquellas que son susceptibles de sufrir un apreciable aumento de volumen durante la construcción o la operación de una estructura, esto es que una arcilla tiende siempre a la expansión volumétrica al ser aliviada de sus esfuerzos efectivos preactuantes; las características de expansibilidad guardan estrecha relación con la de la compresibilidad, pudiéndose hacer la afirmación, de que las arcillas más expansivas en descarga son también fuertemente compresibles en proceso de carga en la rama virgen de su curva de compresibilidad.

Un problema fuerte en la práctica en donde se tienen arcillas expansivas es en los ciclos de humedecimiento y secado ya que causan expansiones y compresiones del suelo que pueden causar daños apreciables en las estructuras que se construyan sobre este, en especial las zapatas y las losas de cimentación superficiales o poco profundas son susceptibles a esos cambios. La magnitud de las expansiones dependen de las cargas actuantes sobre el suelo y es obvio que aquellas serán mayores cuando menores sean éstas.

Aunque en la ciudad de México tenemos muy pocos sitios donde las podemos encontrar solo se hace mención de estas y los problemas que pueden presentarse.

III.9 Asentamientos diferenciales instantáneos.

Los cálculos para hundimientos elásticos de los suelos se pueden realizar en base a una ecuación fundamentada en la Teoría de la Elasticidad que se expresa de la siguiente forma:

$$S = qB \left(\frac{1}{E_s} - \frac{\mu^2}{E_s} \right) I_v$$

Esta ecuación es válida para arcillas no saturadas, limos, suelos gruesos y para estimar movimientos inmediatos para arcillas saturadas.

Donde:

S = hundimiento en metros, de la superficie de un medio semi-infinito.

q = intensidad de presión de contacto en t/m²

B = ancho del cimiento en metros

μ = módulo de poisson (ver tabla III.1)

E_s = módulo de elasticidad del suelo en t/m²

E_s = C √N₆₀ (Megapascuales) (zona I)

C = Coeficiente empírico

N = Número de golpes

I_v = factor de influencia (ver tabla III.2)

III.10 Asentamientos diferidos o en suelos plásticos compresibles

La fórmula general que permite calcular el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor H es:

$$\Delta H = -\frac{\Delta p}{1+e_0} H$$

Esta ecuación sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado (fig VI 13).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras inalteradas representativas de un estrato compresible a diferentes profundidades, se contará con una curva de compresibilidad para cada prueba, representativa del comportamiento del suelo a esa profundidad, (parte de la fig.VI.13a). Sobre esas gráficas podrá llevarse el valor de P₀, presión actuante efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e₀; a continuación, podrá llevarse, a partir de P₀, el valor Δp̄, determinado según alguno de los siguientes métodos, de Boussinesq o la carta de Newmark. Los cuales no los veremos en esta tesis. Y que

representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la fase sólida del suelo cuando este se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representadas por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $P = P_o + \Delta \bar{\sigma}$ proporcionará la e final que, teóricamente, alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse $\Delta e = e - e_o$ y, por lo tanto, $\Delta \sigma / (1 + e_o)$.

TABLA III.1

RANGO TÍPICOS DE VALORES DEL MODULO DE POISSON μ

Tipo de suelo	μ
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arena arcillosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena densa	0.2 - 0.4
Arena gruesa (relación de vacíos = 0.4 - 0.7)	0.15
Arena grano fino (relación de vacíos = 0.4 - 0.7)	0.22
Roca (depende del tipo de roca)	0.1 - 0.4

TABLA III.2

FACTOR DE INFLUENCIA PARA MIEMBROS DE VARIAS FORMAS, I_w , I_m ,
PARA CIMIENTOS FLEXIBLES Y RIGIDOS

Forma	FLEXIBLE			RIGIDA
	Centro	Esquina	Promedio	I_w
circular	1.00	0.64	0.85	0.88
cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
rectangular:				
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.20	1.06
2.0	1.53	0.77	1.31	1.20
5.0	2.10	1.05	1.83	1.70
10.0	2.52	1.26	2.25	2.10
100.0	3.38	1.69	2.96	3.4

CAPITULO IV
EJEMPLOS Y APLICACIONES

EJEMPLO N^o 1

IV.1.1.- Planteamiento.

En este ejemplo se revisa la seguridad de la cimentación de un edificio para oficinas, con un área de cimentación de 738.70 m^2 , con cuatro cuerpos constructivos (fig IV.1 y 2) para reducir efectos de interacción en el propio edificio. El edificio tiene una planta baja y dos pisos tipo, con las siguientes características de diseño:

- Columnas con un área de 0.24 m^2 de concreto armado
- Trabes con un área de 0.28 m^2 de concreto armado
- Losa con un espesor de 0.12 m de concreto armado
- Estará desplantado en un predio perteneciente a la zona III Zona del Lago) RCDF⁽¹⁾.
- Se estima que la cimentación será una losa con trabes invertidas y una profundidad de desplante (D_f) de 0.6 m . Esto para no superar el estado límite de servicio.

IV.1.2.- Verificación de la seguridad de las cimentaciones

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límites de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193 y 223 del RCDF, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

IV.1.2.1.- Acciones de Diseño

El artículo 199 del RCDF indica las siguientes cargas vivas:

Para oficinas, despachos y laboratorios.

Carga viva máxima	250 kg/m ²
Carga viva instantánea	180 kg/m ²
Carga viva media	100kg/m ²

Para azotea con pendiente menor al 5%

Carga viva máxima	100 kg/m ²
Carga viva instantánea	70 kg/m ²
Carga viva media	15 kg/m ²

Las cargas muertas consideradas son:

Para azotea	639 kg/m ²
Para entrepiso	576 kg/m ²

Para calcular las cargas y los elementos mecánicos del edificio se utilizó un paquete de biblioteca de la Facultad de Ingeniería de marcos planos llamado " Marplain ", el cual requiere de la siguiente información adicional:

El peso promedio de las columnas por metro lineal	576 kg
El peso promedio de las trabes por metro lineal	672 kg
El módulo de elasticidad del concreto	1581140 T/m ²
El módulo de Poisson del concreto	0.18
Un factor de forma	1.20

De acuerdo con el artículo 188 del RCDF, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Se consideran acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva máxima para revisar el estado límite de

falla y asentamientos instantáneos (art 199 RCDF), y la carga muerta mas carga viva media para estimar los asentamientos diferidos.

De acuerdo al paquete " Marplain " los valores para revisar el estado limite de falla y para estimar asentamientos instantáneos son:

TABLA I

CUERPO	B	L	A	ΣQ_g
CONSTRUCTIVO	(m)	(m)	(m ²)	(Ton)
1	9.60	13.50	129.60	953.768
2	9.60	18.90	181.44	749.414
3	10.80	28.80	330.40	1248.721
4	7.20	13.50	97.20	441.521

En donde:

- B Es el ancho de la cimentación.
- L Es el largo de la cimentación.
- A Es el área de la cimentación.
- ΣQ_g Es la suma de las cargas gravitacionales con intensidad máxima.

Para calcular asentamientos diferidos los resultados son:

TABLA II

CUERPO	ΣQ
CONSTRUCTIVO	(Ton)
1	440.00
2	560.00
3	920.00
4	380.00

En donde:

- ΣQ Es la suma de las cargas gravitacionales con intensidad media.

Segundo tipo de combinación:

Se consideran acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales; en este caso se utiliza el efecto sísmico para revisar el estado límite de falla, el estado límite de servicio asociado a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

Los resultados para este tipo de combinación son:

TABLA III

CUERPO	ΣQ_s	P	M
CONSTRUCTIVO	(Ton)	(Ton)	(Ton)
1	517.227	329.02	508.07
2	726.364	443.95	699.83
3	1200.230	809.62	1253.39
4	370.864	294.67	397.36

En donde:

ΣQ_s Es la sumatoria de las cargas gravitacionales con intensidad instantánea y acciones accidentales.

P Es el peso propio de la estructura a nivel de desplante.

M Es el momento flexionante de la estructura a nivel de desplante.

IV.1.2.2 Factores de Carga y de Resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones son los indicados en el artículo 194 del RCDF.

Para la combinación de acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva máxima es de 1.4

Para revisión del estado límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

Para la combinación de acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales es de 1.1

El factor de resistencia relativo a la capacidad de carga para una losa de cimentación será para todos los estados límite de falla de 0.70 y se aplica a la capacidad de carga neta de la cimentación.

IV.1.3.- Investigación del subsuelo.

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del artículo 220 de RCDF serán las que se indican en la Tabla 1 de las NTCDC⁽²⁾ (vease el Apéndice B).

La edificación en estudio pertenece al tipo de "construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas", ya que esta categoría se tiene que cumplir por lo menos con una de las siguientes características:

Peso unitario de la estructura	$w > 5 \text{ t/m}^2$
Perímetro de la construcción	$P > 120 \text{ m}$ en la zona III
Profundidad de desplante	$D_f > 2.5$

En este ejemplo el perímetro de la construcción que es de 176.4 m, mayor a los 120 m que pide.

Los requisitos mínimos para este tipo de edificio son:

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 todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

IV.1.3.1.- Reconocimiento del Sitio

En la zona III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el artículo 220 del RCDF, la historia de carga soportada previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigaran si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

La investigación realizada en el predio da los siguientes resultados:

- No se tienen estructuras colindantes que afecten a la cimentación (en un radio de 20 m).
- El relleno tiene un metro de espesor sin materia orgánica y se encuentra bien compacto.
- No se observaron grietas en todo el predio.
- No se tienen vestigios de cimentaciones antiguas.

El número mínimo de exploraciones a realizar para esta zona será de uno por cada 120 m o fracción de perímetro envolvente de la superficie cubierta por la construcción.

En este caso serán necesarios dos sondeos de penetración estándar, cuya profundidad debe ser tal que penetre la primera capa dura. Para obtener las propiedades mecánicas de los materiales es conveniente que uno de los sondeos de penetración estándar se cambie a uno de tipo mixto, para obtener además muestras "inalteradas" y realizar sobre ellas pruebas de laboratorio; cabe aclarar que en este caso el sondeo mixto será alternando la penetración estándar con el muestreo inalterado con tubo Shelby (fig. IV.3 y 4).

IV.1.3.2 Determinación de Propiedades

Las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos descritos en el Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos de la DESFI⁽¹⁰⁾.

Utilizando las muestras representativas alteradas obtenidas con el penetrómetro estándar se determinó el contenido natural de agua natural, los límites líquidos y plásticos y la densidad de sólidos (fig. IV. 3 y 4).

En muestras inalteradas se realizaron ensayos de compresión simple y pruebas triaxiales No Consolidadas - No Drenadas (Rápidas) y para conocer la compresibilidad se efectuaron pruebas de consolidación unidimensional. Las curvas de compresibilidad se muestran en la graficas IV. 6, 7, 8, 9, 10 y 11.

IV.1.4.-Verificación de la seguridad de cimentaciones someras.

IV.1.4.1 Estado Limite de Falla

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

Primera combinación para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos con cargas gravitacionales con intensidad máximas

$$\Sigma QF_C / A < C_u N_c F_R + P_v$$

Donde:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_r/B + 0.25 B/L)$$

Los resultados de la aplicación de estas desigualdades los tenemos en las tablas V y VI.

Segunda combinación para cimentaciones desplazadas en suelos cohesivos con cargas gravitacionales con intensidad instantánea y acciones accidentales:

$$1.0 F_c / A' - p_v < C_u N_c F_R (1 - 0.12 F_c C_s B' \gamma / F_R C_u)$$

Donde:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B' + 0.25 B' / L')$$

A' es el área reducida y se obtiene de la siguiente manera:

$$A' = B' * L'$$

$$e = M/P$$

$$B' = B - 2e$$

$$e' = 0.3 (M/P)$$

$$L' = L - 2e'$$

Esta revisión también se debe hacer en dirección ortogonal. En este ejemplo el caso más desfavorable es el de las tablas VII, VIII y IX.

IV.1.4.2 Desarrollo y procedimiento del planteamiento de datos.

Para este edificio proponemos que la cimentación sea una losa invertida con las siguientes características de diseño:

a) Juntas constructivas para evitar la falla por asentamientos diferenciales a corto plazo y los asentamientos diferidos y no poner en peligro la estructura en su totalidad; esta condición, además de distribuir más equitativamente la bajada de cargas, reduce los momentos de diseño de la estructura.

b) Profundidad de desplante de 0.60 m (debido a que no hay zonas sujetas a cambios volumétricos)

c) En un mecanismo de falla como el indicado en la figura IV.5 la frontera es la representada para un suelo cohesivo en donde el ángulo de fricción interna es igual a cero, por lo que se forma un sector circular bien definido, cuyo radio se puede calcular de la siguiente forma:

$$r \cos 45 = b/2 \Rightarrow r = b/2 \cos 45 \Rightarrow r = 0.707b$$

donde:

r = Profundidad del mecanismo de falla.

b = Ancho de la cimentación

Por lo tanto, para el ejemplo los mecanismos de falla son variables según el área de la losa de cimentación, tomándose como válido el ancho mayor del cimiento (b):

$$b = 10.8 \text{ m (Cuerpo constructivo 3)}$$

$$r = 7.637 \text{ m}$$

d) El peso volumétrico que se considera es de 1.78 t/m^3 , tomado de las pruebas de laboratorio realizadas.

e) El cálculo de la cohesión aparente se realizó por medio de un promedio pesado de los resultados arrojados por las pruebas triaxiales hasta una profundidad de 10.80 m y el resultado es:

$$C_u = \frac{0.25 \cdot 4.80 + 0.26 \cdot 3.35 + 0.18 \cdot 3.25}{4.80 + 3.35 + 3.25}$$

$$C_u = 0.233 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_u = 2.33 \text{ Ton/m}^2$$

f) El cálculo de la aceleración horizontal máxima del terreno (C_s) es para una estructura del grupo B del artículo 206 del RCDF, donde el coeficiente de diseño sísmico deberá ser $C=0.4$ por lo tanto:

$$C_s = 0.4 / 4$$

de donde:

$$C_s = 0.1$$

$$g) b = \min (d , 1.2h , 20m)$$

Para fines de este ejemplo se considerará que la dimensión del área reducida mínima de contacto de los tres valores anteriores pertenece a (d) debido a que las dimensiones de esta son muy pequeñas comparándolas con las demás (TABLA IV).

TABLA IV

CUERPO CONSTRUCTIVO	d (m)
1	6.512
2	6.462
3	7.704
4	4.503

ESTADO LIMITE DE FALLA
ACCIONES GRAVITACIONALES CON INTENSIDAD MAXIMA

TABLA V

CUERPO CONSTRUCTIVO	$D_r/B < 2$	$B/L < 1$	N_c
1	0.063 < 2	0.711 < 1	6.134
2	0.063 < 2	0.508 < 1	5.874
3	0.056 < 2	0.375 < 1	5.693
4	0.082 < 2	0.533 < 1	5.932

TABLA VI

CUERPO CONSTRUCTIVO	$\sum q_c F_c / A$	<	$C_u N_c F_R + P_v$
1	5.982	<	11.081
2	5.783	<	10.648
3	3.779	<	10.353
4	6.359	<	10.743

ACCIONES GRAVITACIONALES CON INTENSIDAD INSTANTANEA
Y ACCIONES ACCIDENTALES

TABLA VII

CUERPO CONSTRUCTIVO	a	e	B'	L'	A'
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ²)
1	1.544	0.463	6.512	12.574	81.88
2	1.569	0.471	6.462	17.960	116.04
3	1.548	0.464	7.704	27.872	214.72
4	1.340	0.405	4.503	12.690	57.40

TABLA VIII

CUERPO CONSTRUCTIVO	$D_f/B < 2$	$B/L < 1$	N_c
1	0.092 < 2	0.518 < 1	5.92
2	0.093 < 2	0.360 < 1	5.72
3	0.078 < 2	0.276 < 1	5.59
4	0.133 < 2	0.355 < 1	5.76

TABLA IX

CUERPO CONSTRUCTIVO	$\Sigma q_s F_s / A + P_v <$	$C_{uN} F_R (1 - 0.12 F_{cs} B_y / F_R C_u)$
1	5.880 <	6.088
2	5.817 <	5.962
3	5.081 <	5.812
4	6.071 <	6.105

En las tablas VI y IX, se observa que la cimentación no supera el estado límite de falla en los diferentes cuerpos constructivos, por lo que la cimentación que se propone es la adecuada.

IV.1.4.3.- Estado Límite de Servicio:

Los asentamientos instantáneos de la cimentación bajo sollicitaciones estáticas se calcularán usando la ecuación de la teoría de la elasticidad:

$$S = qB \left(-\frac{1-\mu}{E_s} \right) I_w$$

donde:

$q = \Sigma Q_g/A$ carga gravitacional con intensidad media.

$B =$ ancho de la cimentación.

$\mu = 0.5^{(10)}$

$E_s = 50 \text{ kg/cm}^2 \text{ (10)}$

$I_w =$ factor de influencia (tabla III.2)

Los asentamientos diferidos se calculan por medio de la expresión:

$$\Delta H = \sum_0^N \left[\frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \right] \Delta Z$$

Donde:

- ΔH asentamiento en un estrato de espesor H
- e_0 relaciones de vacíos iniciales obtenidas en las gráficas IV. 6, 7, 8, 9, 10 y 11.
- e_f relaciones de vacíos finales obtenidas de las gráficas IV 6, 7, 8, 9, 10 y 11.
- Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial.
- Δz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.
- P_0 Presión vertical total obtenida de la gráfica IV.12
- σ_z Esfuerzo normal calculado por el método de Boussinesq, del anexo II-d pag 56 del Juárez Badillo y Rico Rodríguez de mecánica de suelos.

ESTADO LIMITE DE SERVICIO

TABLA X
Asentamientos inmediatos

CUERPO CONSTRUCTIVO	q	B	L/B	Iv	S
1	4.27	9.60	1.41	1.02	0.06
2	4.13	9.60	1.97	1.19	0.07
3	2.70	10.80	2.67	1.31	0.06
4	4.54	7.20	1.88	1.17	0.06

TABLA XI

Teoría de Boussinesq para calcular esfuerzos normales.
Cuerpo constructivo número cuatro.

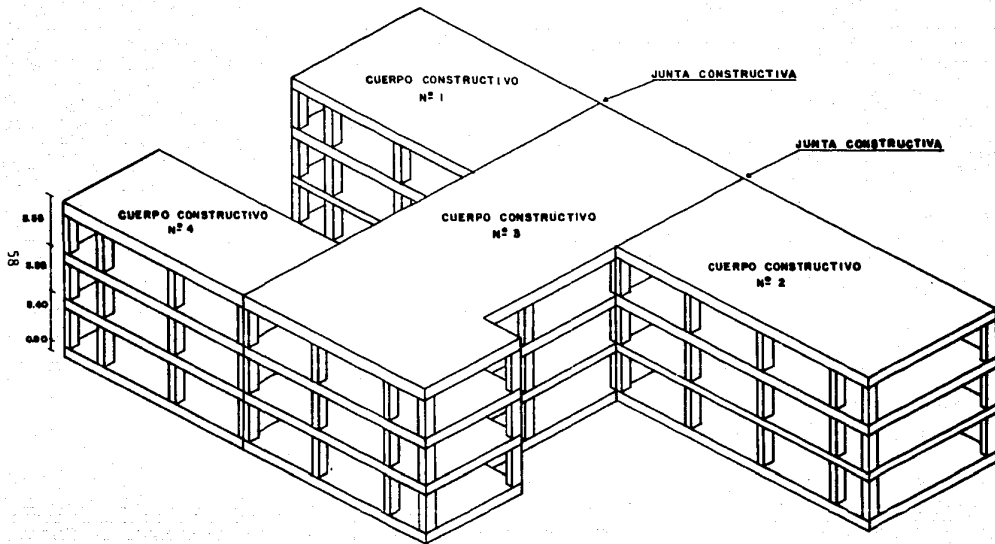
Z	m	n	W_0	σ_x (T/m ²)	σ_y (T/m ²)
4.00	1.80	3.37	0.235	0.919	0.0919
6.80	1.06	1.98	0.201	0.786	0.0786
10.80	0.66	1.25	0.144	0.563	0.0563
14.00	0.51	0.96	0.114	0.446	0.0446
16.80	0.43	0.80	0.097	0.379	0.0379
21.50	0.33	0.63	0.069	0.270	0.0270

TABLA XII

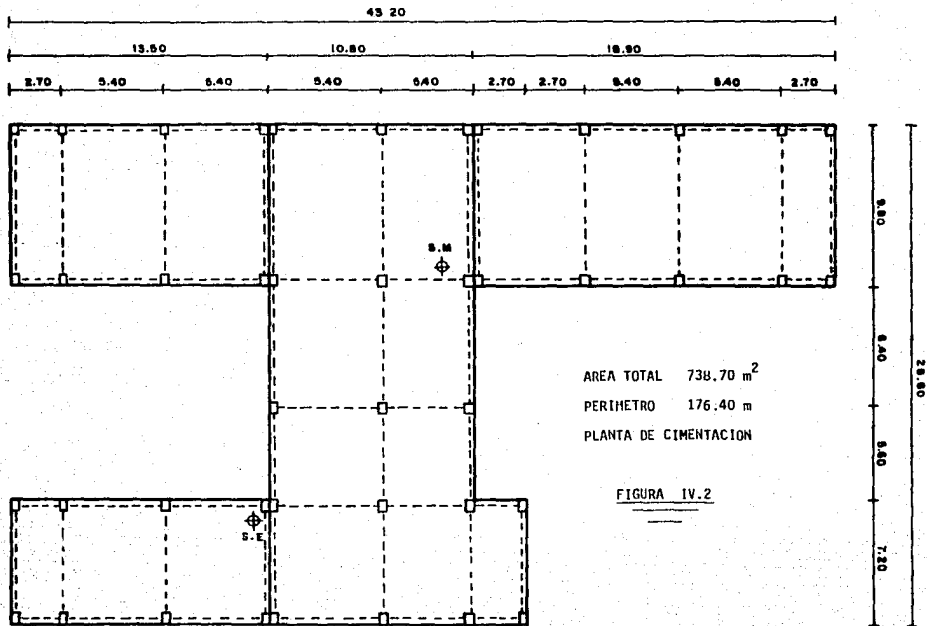
Cálculo de los asentamientos diferidos

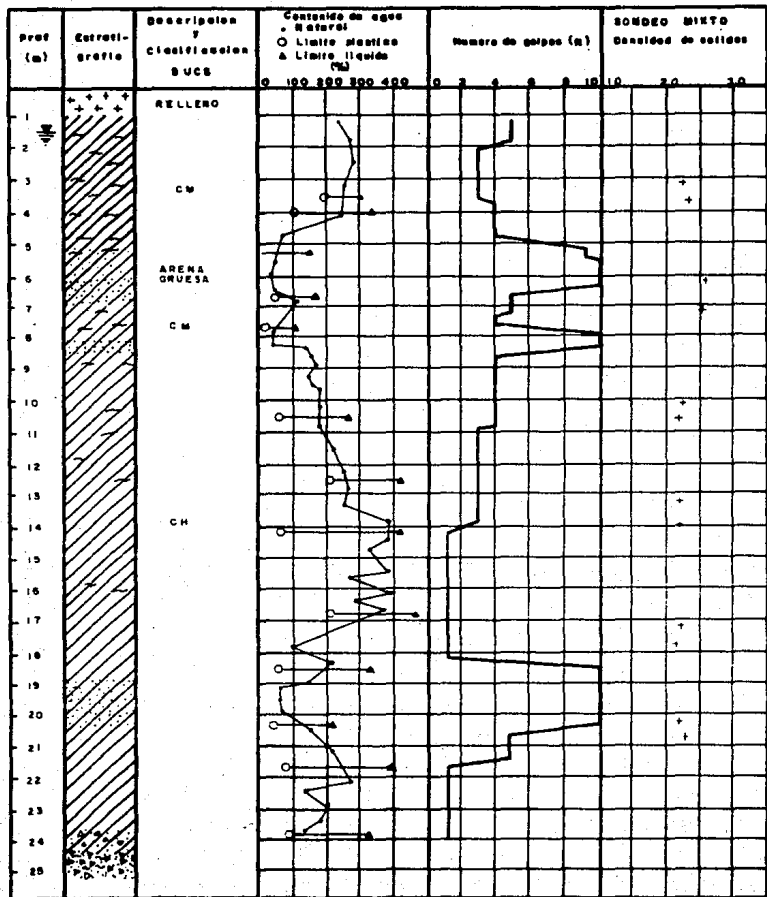
Z	P_0	$P_0 + \sigma_x$	e_0	e_t	Δe	ΔH (m)
4.00	0.20	0.292	5.73	5.70	0.020	0.018
6.80	0.28	0.359	4.40	4.39	0.010	0.006
10.80	0.33	0.391	6.85	6.84	0.010	0.007
14.00	0.41	0.455	6.51	6.50	0.010	0.008*
16.80	0.47	0.508	4.74	4.75	0.010	0.010
21.30	0.55	0.577	7.74	7.75	0.002	0.001
				$\Sigma \Delta H$		0.042 m

El límite de deformación para este tipo de estructura, de acuerdo con la TABLA II de NTCDC, debe de ser menor de 0.30 m, por lo tanto sí cumple este cuerpo constructivo con esta especificación. Cabe aclarar que este es el mas desfavorable de los cuatro cuerpos constructivos.



ISOMETRICO DEL EDIFICIO
ZONA # 3 (ZONA DE LAGO)
FIGURA IV.1





Relleño



Arcilla



Grava



Materia orgánica



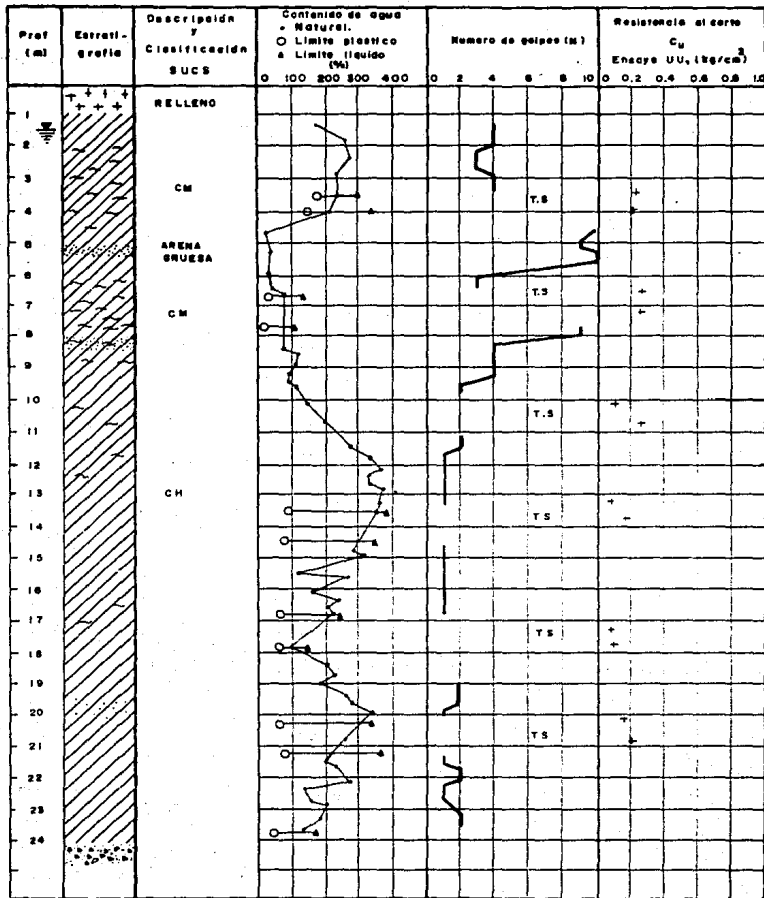
Arena



Limo

SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (S.P.E.)

FIGURA IV.3



Relleño



Arcilla



Grava



Material orgánico



Arena

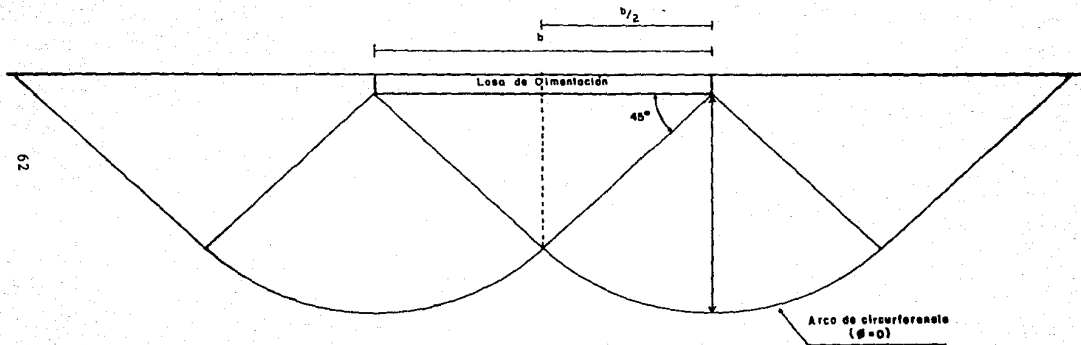


Limo

■ Resistencia de punta
por cone (kg/cm²)

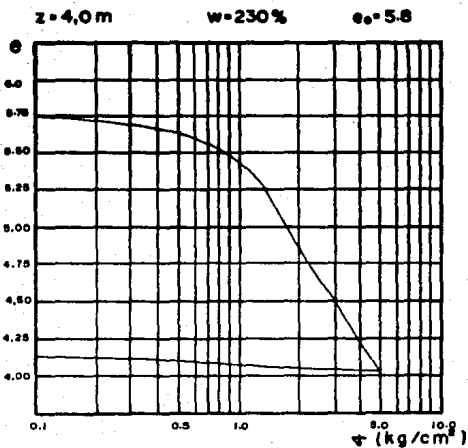
M. A. F. L. B. M.

SONDEO MIXTO
FIGURA IV.4

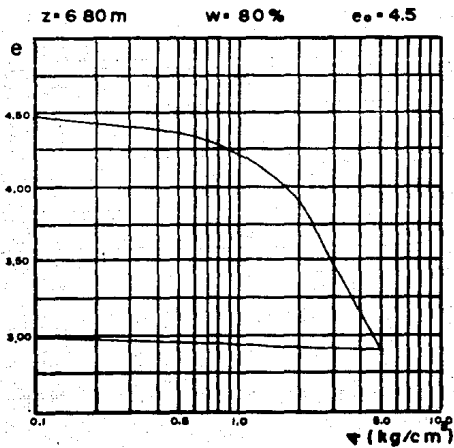


CUERPO CONSTRUCTIVO P 3
 MECANISMO DE FALLA PARA UN
 SUELO COHESIVO.

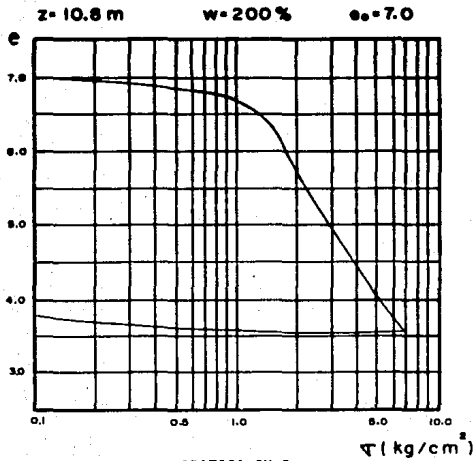
FIGURA IV.5



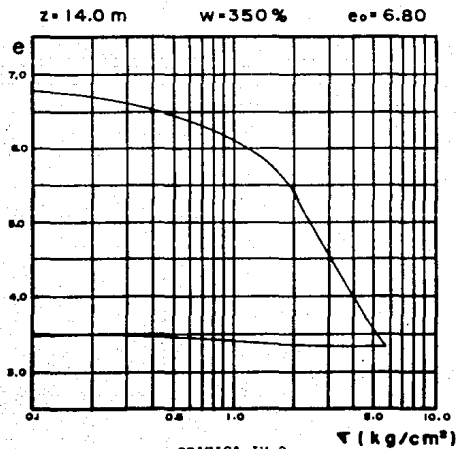
GRAFICA IV.6



GRAFICA IV.7



GRAFICA IV.8

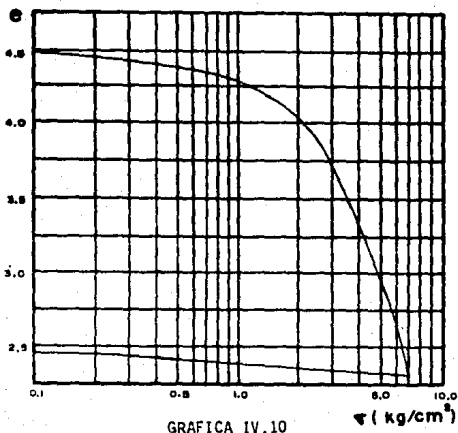


GRAFICA IV.9

$z = 16.8 \text{ m}$

$w = 220 \%$

$e_0 = 4.5$



$z = 21.5 \text{ m}$

$w = 310 \%$

$e_0 = 8.0$

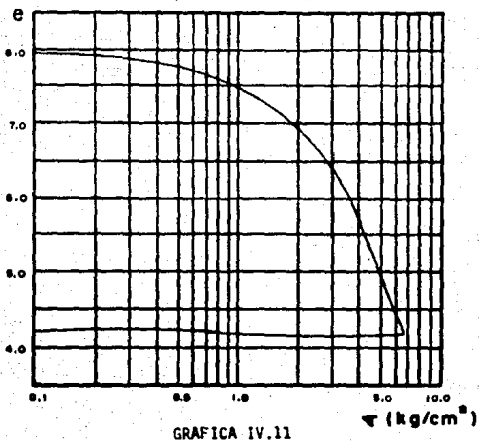
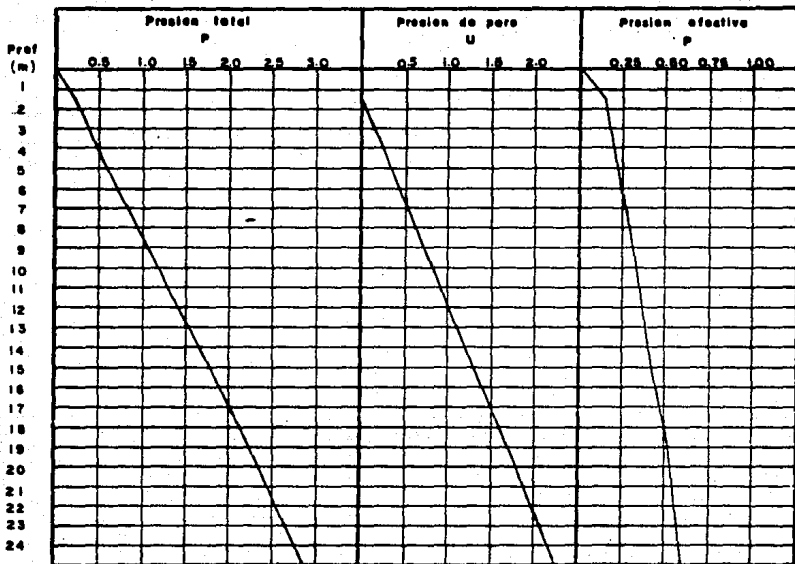


DIAGRAMA DE PRESIONES



GRAFICA IV.12

EJEMPLO N° 2

IV.2.1.- Planteamiento.

Se desea verificar la seguridad de la cimentación del edificio del ejemplo uno, considerando ahora que este edificio solo cuenta con planta baja y un nivel, al igual que cuatro cuerpos constructivos y las mismas características de diseño (fig IV.13), pero con la siguiente variable:

- Se estima que la cimentación será una zapata corrida con una profundidad de desplante (D_f) de 0.60 m (fig. IV.14)

IV.2.2.- Verificación de la seguridad de las cimentaciones.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límites de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193 y 223 del RCDF, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

IV.2.2.1 Acciones de Diseño.

Se consideran las mismas acciones de diseño que en el ejemplo uno.

Primer tipo de combinación:

Se consideran acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva máxima para revisar el Estado Límite de Falla y asentamientos instantáneos (Art. 199 RCDF), con la carga muerta más la carga viva media para estimar los asentamientos diferidos.

De acuerdo al paquete " Marplain " los valores para revisar el Estado Límite de Falla y para estimar asentamientos instantáneos se dan en las figuras IV.15.

Segundo tipo de combinación

Se consideran acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales; en este caso se utilizó el efecto sísmico para revisar el Estado Límite de Falla, y el Estado Límite de Servicio asociado a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

Los resultados para este tipo de combinación se presentan en la figura IV.16.

IV.2.2.2 Factores de Carga y de Resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones son los indicados en el artículo 194 del RCDF.

Para la combinación de acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva máxima es de 1.4

Para revisión del estado límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

Para la combinación de acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales es de 1.1

El factor de resistencia relativo a la capacidad de carga para una zapata corrida será en las de colindancia de 0.35 y las demás de 0.70 y se aplica a la capacidad de carga neta de la cimentación.

IV.2.3.- Investigación del subsuelo.

Para este inciso nos basamos en lo dicho en el ejemplo uno.

IV.2.4.-Verificación de la seguridad de cimentaciones someras.

IV.2.4.1 Estado Límite de Falla

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

Primer combinación para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos con cargas gravitacionales:

$$\Sigma QF_c / A < C_u N_c F + P_v$$

Donde:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_r/B + 0.25 B/L)$$

Los resultados de estas desigualdades los tenemos en las tablas II y III.

Segunda combinación para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos con carga gravitacionales con intensidad instantanea y acciones accidentales.

$$\Sigma QF_c / A' - P_v < C_u N_c F (1 - 0.12 F_c C_s B' \gamma / F_R C_u)$$

Donde:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_r/B' + 0.25 B'/L')$$

A' es el área reducida y se obtiene de la siguiente manera:

$$A' = B' * L'$$

$$e = M/P$$

$$B' = B - 2e$$

$$e' = 0.3 (M/P)$$

$$L' = L - 2e$$

Esta revisión también se debe hacer en dirección ortogonal. En este ejemplo el caso más desfavorable es el de la tabla VI.

IV.2.4.2 Desarrollo y procedimiento del planteamiento de datos.

Para este edificio proponemos que la cimentación sea una zapata corrida con las siguientes características de diseño:

a) Juntas constructivas para evitar la falla por asentamientos diferenciales a corto plazo y los asentamientos diferidos y no poner en peligro la estructura en su totalidad; esta condición, además de distribuir más equitativamente la bajada de cargas, reduce los momentos de diseño de la estructura.

b) Profundidad de desplante de 0.60 m (debido a que no hay zonas sujetas a cambios volumétricos)

c) El peso volumétrico que se considera es de 1.78 t/m³, tomado de las pruebas de laboratorio realizadas.

d) El cálculo de la cohesión aparente se realizó por medio de un promedio pesado de los resultados arrojados por las pruebas triaxiales hasta una profundidad de 10.80 m y el resultado es:

$$C_u = \frac{0.25 \times 4.80 + 0.26 \times 3.35 + 0.18 \times 3.25}{4.80 + 3.35 + 3.25}$$

$$C_u = 0.233 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_u = 2.33 \text{ Ton/m}^2$$

e) El cálculo de la aceleración horizontal máxima del terreno (C_s) es para una estructura del grupo B del artículo 206 del RCDF, donde el coeficiente de diseño sísmico deberá ser ($C=0.4$) por lo tanto:

$$C_s = 0.4 / 4$$

de donde:

$$C_s = 0.1$$

f) $b = \min (d , 1.2h , 20m)$

Para fines de este ejemplo se considerará que la dimensión del área reducida mínima de contacto de los tres valores anteriores pertenece a (d) debido a que las dimensiones de esta son muy pequeñas comparandolas con las demás (Tabla I).

TABLA I

ZAPATA	d
D	0.53
E	0.77
F	0.71
1	1.38
2	1.50
3	1.30
4	0.90
5	1.68

TABLAS DE RESULTADOS DE LAS ECUACIONES DEL ESTADO LIMITE DE FALLA.

Para este tipo de cimentación solo se considera la más desfavorable de los cuatro cuerpos constructivos por lo cual solo tenemos la siguiente:

ACCIONES GRAVITACIONALES CON INTENSIDAD MEDIA
CUERPO CONSTRUCTIVO 3

TABLA II

ZAPATA	B	L	F _a	D _r /B < 2	B/L < 1	N _c
D	1.05	28.80	0.35	0.57 < 2	0.036 < 1	5.921
E	1.25	28.80	0.70	0.48 < 2	0.043 < 1	5.813
F	1.25	28.80	0.35	0.48 < 2	0.043 < 1	5.808
1	1.70	10.80	0.35	0.35 < 2	0.157 < 1	5.796
2	1.70	10.80	0.70	0.35 < 2	0.157 < 1	5.796
3	2.10	10.80	0.70	0.29 < 2	0.194 < 1	5.757
4	1.40	10.80	0.70	0.43 < 2	0.130 < 1	5.857
5	2.00	10.80	0.35	0.30 < 2	0.185 < 1	5.763

TABLA III

ZAPATA	$\sum Q_g F_c / A$	<	$C_u N_c F_R + P_v$
D	3.634	<	5.892
E	6.123	<	10.548
F	4.048	<	5.808
1	5.574	<	5.794
2	8.359	<	10.521
3	5.735	<	10.458
4	9.310	<	10.621
5	4.332	<	5.768

ACCIONES GRAVITACIONALES CON INTENSIDAD INSTANTANEA Y ACCIONES ACCIDENTALES.

TABLA IV

ZAPATA	P	M	e	e'	B'	L
			(m)	(m)	(m)	(m)
D	75.53	19.94	0.26	0.08	0.53	28.64
E	151.18	36.21	0.24	0.07	0.77	28.66
F	101.23	27.11	0.27	0.08	0.71	28.64
1	70.81	11.19	0.16	0.05	1.38	10.70
2	103.12	10.54	0.10	0.03	1.50	10.74
3	88.97	36.13	0.41	0.12	1.30	10.56
4	66.20	16.65	0.25	0.07	0.90	10.64
5	104.81	17.07	0.16	0.05	1.68	10.70

TABLA V

ZAPATA	F _R	D _r /B < 2	B/L < 1	N _C
D	0.35	1.13 < 2	0.019 < 1	6.618
E	0.70	0.78 < 2	0.027 < 1	6.176
F	0.35	0.84 < 2	0.025 < 1	6.258
1	0.35	0.43 < 2	0.129 < 1	5.864
2	0.70	0.40 < 2	0.140 < 1	5.833
3	0.70	0.46 < 2	0.123 < 1	5.891
4	0.70	0.66 < 2	0.085 < 1	6.105
5	0.35	0.36 < 2	0.157 < 1	5.801

TABLA VI

ZAPATA	$\Sigma Q_s F_s / A' - P_v$	<	$C_u N_c F_R (1 - 0.12 F_c C_s B) \gamma / F_R C_u$
D	4.405	<	4.611
E	6.468	<	6.605
F	4.408	<	4.475
1	4.207	<	4.301
2	5.973	<	6.325
3	6.061	<	6.377
4	6.542	<	6.548
5	4.232	<	4.262

En las tablas III Y VI, se observa que la cimentación no supera el estado límite de falla en los diferentes cuerpos constructivos por lo que la cimentación que se propone es la adecuada.

IV.2.4.3.-Estados Límite de Servicio.

Los asentamientos instantáneos de la cimentación bajo solicitaciones estáticas se calcularán usando la ecuación de la teoría de la elasticidad:

$$S = qB \left(\frac{1-\mu^2}{E_s} \right) I_w$$

donde:

$q = \Sigma Q_g/A$ carga gravitacional.

B = ancho de la cimentación.

$\mu = 0.5$ (10)

$E_s = 50 \text{ kg/cm}^2$ (10)

I_w = factor de influencia (tabla III.2)

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la expresión:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \right] \Delta Z$$

Donde:

ΔH asentamiento en un estrato de espesor H

e_0 relaciones de vacíos iniciales obtenidas en las gráficas IV. 6, 7, 8, 9, 10 y 11.

e_f relaciones de vacíos finales obtenida de las gráficas anteriores.

Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial.

Δz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

P_0 Presión vertical total obtenida de la gráfica IV.12.

σ_z Esfuerzo normal calculado por el método de la carta de Newmark

ASENTAMIENTOS INSTANTANEOS

Los asentamientos instantáneos los calcularemos tomando una zapata equivalente de ancho igual a la suma de los anchos de cada zapata, lo cual da resultados conservadores.

TABLA VI

ZAPATA	B	L	A	L/B	I_v
D a F	1.90	10.80	20.52	5.684	1.76
1 a 5	1.25	28.80	36.00	23.04	2.28

TABLA VII

ZAPATA	q	S
D a F	4.24	0.021
1 a 5	4.24	0.018

ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

Los asentamientos diferidos para este tipo de cimentación se calcularán por medio del diagrama de influencia para esfuerzos verticales (carta de Newmark), que se explica a continuación:

Dibuje el plano de la cimentación a escala, considerando que la longitud AB es igual a la profundidad z del punto en el cual se quieren calcular los esfuerzos.

Colóquese este plano sobre el diagrama haciendo coincidir en planta el punto en que se quiere calcular el esfuerzo σ_z con el origen del diagrama.

Cuéntese el número de bloques, n, cubiertos por la cimentación.

$\sigma_z = 0.001 np$, siendo p la densidad de carga uniformemente distribuida sobre el área de cimentación.

Donde:

$D_f = 0.60 \text{ m}$	$B_x = 1.90 \text{ m}$	$L_x = 10.80 \text{ m}$
$z = 4.00 \text{ m}$	$B_v = 1.25 \text{ m}$	$L_v = 28.80 \text{ m}$
$p = 4.031 \text{ ton/m}^2$		

Para la profundidad de 4 m

n = 463 cuadros del diagrama

$$\rightarrow \sigma_z = 1.866 \text{ ton/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_z = 0.186 \text{ kg/cm}^2$$

Para la profundidad de 6.80 m (fig. IV.17)

n = 465 cuadros del diagrama

$$\rightarrow \sigma_z = 1.874 \text{ ton/m}^2$$

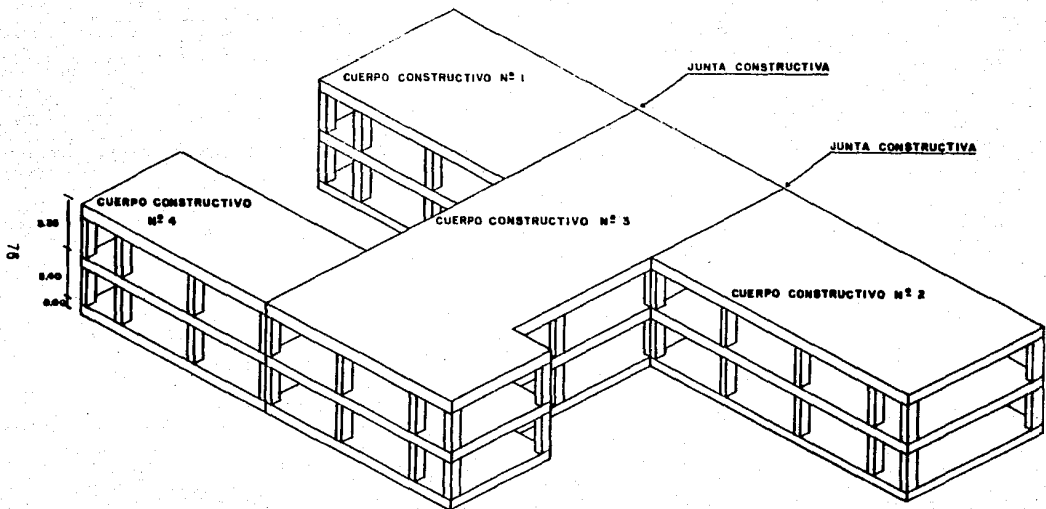
$$\rightarrow \sigma_z = 0.187 \text{ kg/cm}^2$$

Cabe aclarar que se presenta un esfuerzo vertical σ_z mayor a 6.80 m de profundidad. Esto se debe a la influencia de las zapatas vecinas en la magnitud del esfuerzo.

TABLA VIII
Calculo de los asentamientos

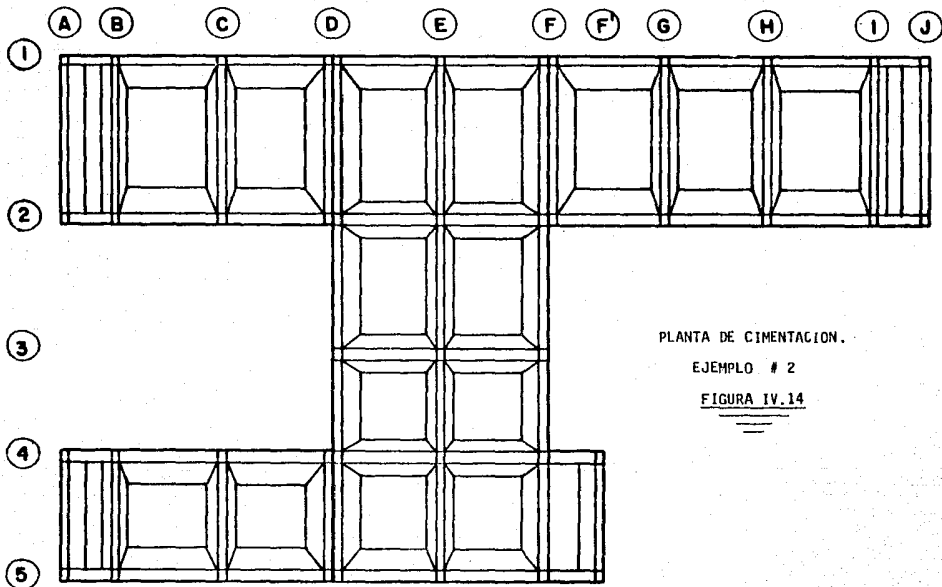
Z	P _o	P _o + σ_z	e _o	e _f	Δe	ΔH (m)
4.00	0.20	0.387	5.73	5.68	0.070	0.042
6.80	0.28	0.467	4.40	4.35	0.035	0.018

El limite de deformación para este tipo de estructura de acuerdo con la TABLA II de NTCDDC debe de ser menor de 0.30 m de hundimiento por lo que si cumple con este requisito este cuerpo constructivo, el cual apenas a los seis punto ochenta metros tiene un hundimiento de 0.081 m, debido a esto la cimentación que se propone es la adecuada.



ISOMETRICO DEL EDIFICIO

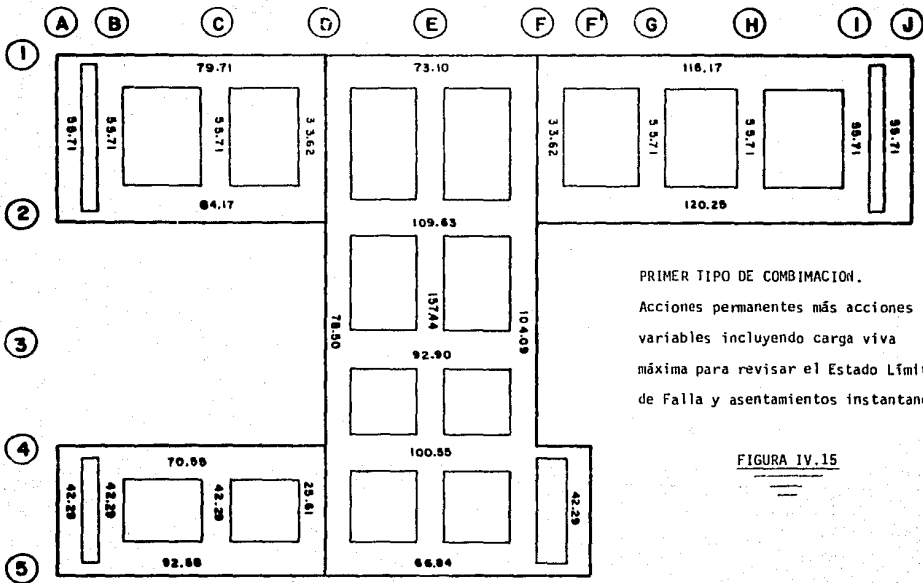
FIGURA IV.13



PLANTA DE CIMENTACION.

EJEMPLO # 2

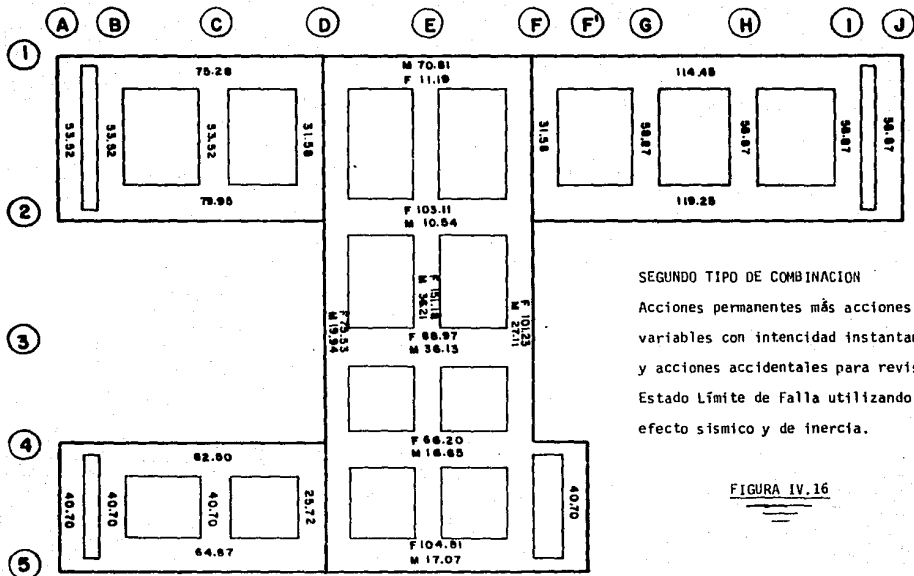
FIGURA IV.14



PRIMER TIPO DE COMBINACION.

Acciones permanentes más acciones variables incluyendo carga viva máxima para revisar el Estado Límite de Falla y asentamientos instantaneos.

FIGURA IV.15



SEGUNDO TIPO DE COMBINACION

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantanea y acciones accidentales para revisar Estado Límite de Falla utilizando el efecto sísmico y de inercia.

FIGURA IV.16

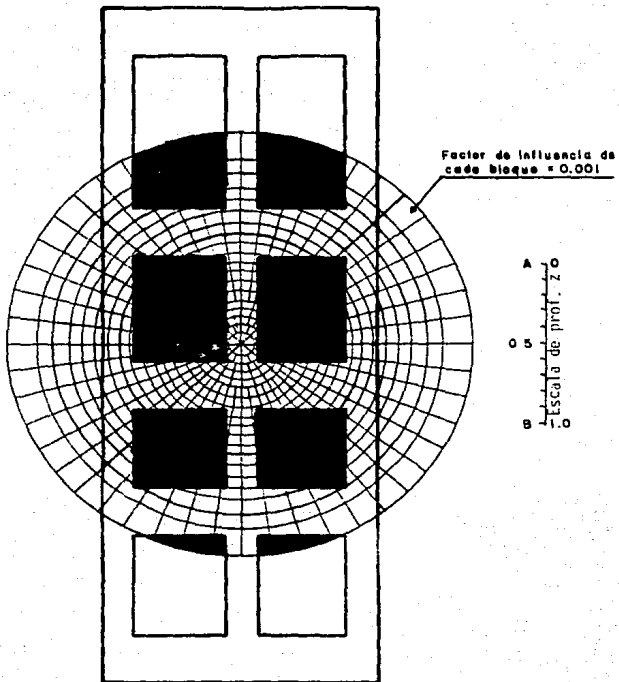


DIAGRAMA DE INFLUENCIA PARA ESFUERZOS VERTICALES
SOBRE UN PLANO A UNA PROFUNDIDAD Z.

FIGURA IV.17

EJEMPLO N° 3

IV.3.1.- Planteamiento

En el ejemplo se revisa la seguridad de la cimentación de un edificio que servirá como un hospital y el cual estará desplantado en la zona I de esta ciudad (zona de lomas).

Este edificio cuenta con una planta baja, mezzanine y seis pisos tipo, los cuales tendrán columnas, trabes y losa armada de concreto, además tiene un área de aproximadamente 330 m^2 por piso y un perímetro de aproximadamente 72 m (fig. IV.18 y 19)

Se estima que la cimentación será de zapatas aisladas con una profundidad de desplante de 1.50 m.

IV.3.2.- Verificación de la seguridad de las cimentaciones.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193 y 223 del RCDF, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

IV.3.2.1 Acciones de diseño

De acuerdo con el artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán según los resultados proporcionados por un estructurista para fines de este ejemplo.

Primer tipo de combinación

Se consideran acciones permanentes más acciones variables incluyendo la carga viva máxima para revisar el estado límite de falla y asentamientos instantáneos (art 199 RCDF).

En este primer tipo de combinaciones tenemos los resultados de la bajada de cargas de la figs: IV.20.

Segundo tipo de combinación.

Se consideran acciones permanentes mas acciones variables con intensidad instantanea y acciones accidentales; en este caso se utiliza el efecto sísmico para revisar el estado límite de falla, el estado límite de servicio asociado a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

En este segundo tipo de combinaciones presentamos los resultados de cargas axidentales y los momentos en la figs IV.21.

IV.3.2.2 Factores de carga y de Resistencia.

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones son los indicados en el artículo 194 del RCDF.

Para la combinación de acciones permanentes mas acciones variables incluyendo la carga viva máxima es de 1.4

Para revisión del estado límite de servicio se tomara en todos los casos un factor de carga unitario.

Para la combinación de acciones permanentes mas acciones variables con intensidad instantanea y acciones accidentales es de 1.1

El factor de resistencia relativo a la capacidad de carga de la cimentación sera para todos los estados límite de falla de 0.35 para la capacidad de cualquier tipo en la zona I y se aplica a la carga neta de la cimentación.

IV.3.3.-Investigación del subsuelo

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para el cumplimiento del art. 220 del RCDF serán las que se indicaran en la tabla I de las NTCDDC.

La edificación en estudio pertenece al tipo de "construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas" ya que esta categoría tiene que cumplir por lo menos con una de las siguientes características.

Peso unitario medio de la estructura , $W > 5 \text{ t/m}^2$
Perímetro de la construcción $p > 80 \text{ m}$, en zona I
Profundidad de desplante $D_f > 2.5 \text{ m}$

La característica que se cumple es la del peso unitario medio de la estructura que es de 12.4 t/m^2 , mayor de 5 t/m^2 .

Los requisitos mínimos para este tipo de edificación son:

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 estatigrafía 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 del edificio.

IV.3.3.1. Reconocimiento del Sitio

En la zona I el estudio se iniciará con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arenas, gravas y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de exploración subterránea en el pasado.

Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación .

En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidades del suelo de cimentación principalmente en laderas abruptas.

En el reconocimiento del predio no se encontraron bocas de minas, ni tampoco exploraciones subterráneas, no fue usado como depósito de desechos, la compactación es buena y no hay grietas.

En el predio se realizó un sondeo de penetración estándar debido a que el perímetro total de este es de 74 m lineales, el cual solo llegó hasta una profundidad de los 15 m. El resultado de este sondeo se muestran en la fig.IV.22.

IV.3.4.Verificación de la seguridad de cimentaciones someras.

IV.3.4.1 Estados Límite de Falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el comportamiento de las desigualdades siguientes, para las distintas combinaciones posibles de acciones.

Para cimientos desplantados en suelos fliccionantes con cargas gravitacionales con intensidad máxima:

$$\Sigma QF_c/A < [P_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_\alpha + P_v$$

Donde:

$$\phi = \text{Ang } \tan (\alpha \tan \phi^*)$$

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi)} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor del 70 %, el coeficiente α será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

Para cimentaciones desplantadas en suelos fliccionantes con cargas gravitacionales con intensidad instantánea y acciones accidentales:

$$\Sigma QF_c/A' < [P_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_\alpha + P_v$$

Donde:

$$A' = B' * L'$$

$$B' = B - 2e$$

$$L' = L - 2e'$$

$$e = M/P$$

$$e' = 0.3M/P$$

Esta revisión también debe hacer en dirección ortogonal. En este ejemplo el caso mas desfavorable es el de la tabla IV.III

IV.3.4.2 Desarrollo y procedimiento del planteamiento de datos

- a) Profundidad de desplante de 1.50 m como se había mencionado.
- b) El peso volumétrico que se consideró fue de 1.4 t/m³, tomado de los resultados que se obtuvieron del laboratorio.
- c) El ángulo ϕ^* se obtuvo de la figura A-6 del libro Juárez Badillo y Rico^(a) Tomo I, pag.622, por medio del número de golpes proporcionados por el sondeo de penetración estándar, donde $\phi=41^\circ$
- d) La presión vertical total y la presión vertical efectiva son iguales debido a que no tenemos el nivel freático cerca de la profundidad de desplante.

Planteamiento para el diseño de la cimentación.

La cimentación para esta edificación se diseñará en primer lugar como zapata rectangular con los siguientes datos:

TABLA I

Zapata	EQg	EQs	P	M
1D	105.10	3.31	3.31	4.12
4A	202.37	154.97	154.97	3.45
4C	359.52	305.35	305.35	1.51
5C	405.01	268.95	268.95	1.85
6A	125.08	168.70	168.70	4.59

Donde:

$\Sigma Q_g =$ (t) Sumatoria de cargas gravitacionales con intensidad máxima.

$\Sigma Q_s =$ (t) sumatoria de cargas gravitacionales con intensidad media y acciones accidentales.

P (t) Peso propio de la estructura a nivel de desplante.

M (t/m) Momento flexionante de la estructura e nivel de desplante.

TABLA II

Zapata	e	e'	B	L	B'	L'
1D	1.25	0.37	1.00	1.20		
4A	0.02	0.01	2.00	2.50	1.96	2.48
4C	0.01	0.00	2.60	3.00	2.48	3.00
5C	0.01	0.00	2.80	3.00	2.78	3.00
6A	0.03	0.01	1.60	2.00	1.54	2.98

TABLA III

Zapata	N _q	N _y	$\Sigma Q_s F_c$	<	$(P_v(N_q - 1) + \gamma B N_y / 2) F_m + P_v$
1De	50.28	47.34	20.96	<	68.48
4Ae	46.71	48.72	56.66	<	59.57
4Ae	46.50	48.78	35.07	<	58.96
4Ce	48.17	48.24	64.22	<	67.50
4Ce	47.29	48.54	45.14	<	65.62
5Ce	49.63	47.64	67.50	<	70.53
5Ce	49.55	47.68	35.59	<	70.26
6Ae	46.71	48.72	54.72	<	54.79
6Ae	40.50	49.44	40.43	<	49.79

Donde:

D_q Zapata con carga gravitacional con intensidad maxima

D_s Zapata con carga gravitacional con intensidad media y acciones accidentales.

La zapata 1D tenemos que calcularla por carga gravitacional debido a que la carga sismica es muy pequeña y no es representativa

En la tabla III podemos observar que los estados límite de falla no son superados, lo cual nos indica que la cimentación propuesta es adecuada, por lo que la cimentación que se propone será una zapata rectangular de 3.00 X 2.80 m para las centrales y de 2.50 X 2.00 para las colindantes.

IV.3.4.3 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la Teoría de la Elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno a partir de pruebas directas o indirectas.

En este ejemplo debido a que la estatigrafía es de un suelo friccionante, solo se calcularán los asentamientos instantáneos, utilizando la siguiente fórmula:

$$S = q B \left(\frac{1 - \mu^2}{E_s} \right) I_v$$

Donde:

Q = ΣQg / A

B = ancho del cimiento en metros

μ = módulo de Poisson (ver tabla)

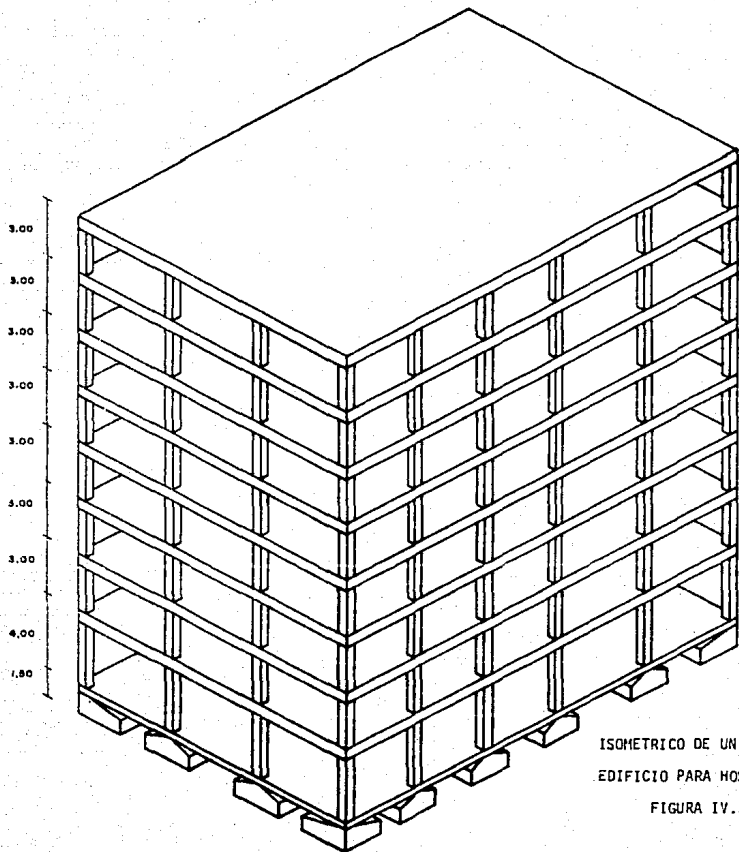
E_s = C √N en (Megapascales)

I_v = factor de influencia (ver tabla)

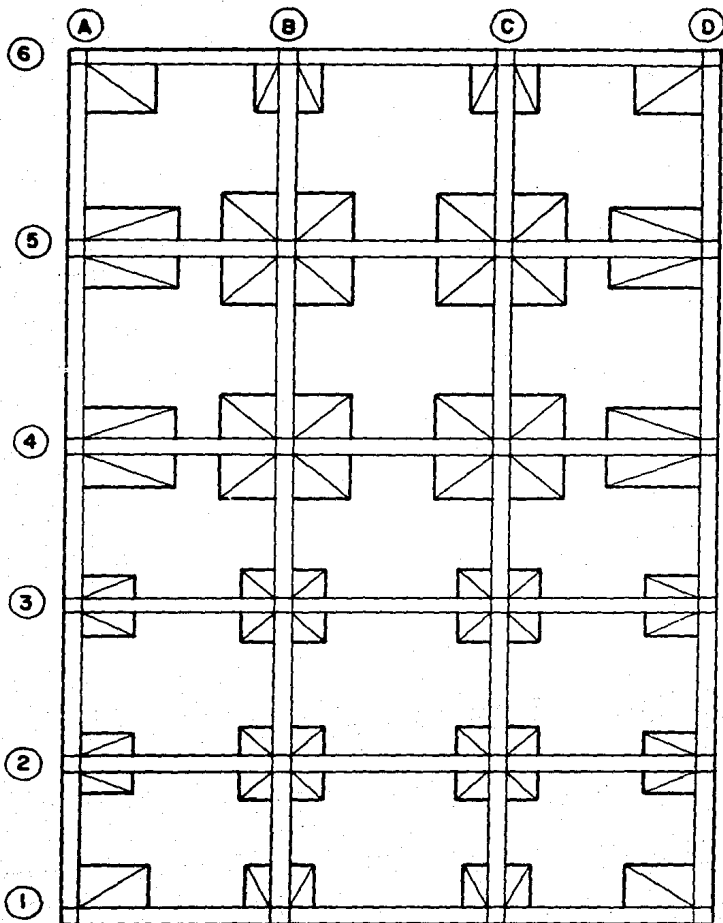
TABLA IV

ZAPATA	q	B	μ ²	E _s	I _v	S
CENTRAL	43.71	2.50	0.90	5046.03	1.06	0.002
COLINDANTE	34.55	2.00	0.90	5046.03	1.06	0.001

Como se puede observar los asentamientos en este tipo de estructuras son muy pequeños, por lo que no influyen en el comportamiento estructural del edificio. Esta situación es característica en la zona I (zona de lomas), en ausencia de cavidades, rellenos, etc.



ISOMETRICO DE UN
EDIFICIO PARA HOSPITAL
FIGURA IV.18



AREA TOTAL 330.00 m²
 PERIMETRO 72.00 m
 ESCALA 1:100
 FIGURA IV.19

	(A)	(B)	(C)	(D)
(6)	129.90	194.48	248.19	109.80
(5)	179.91	313.14	405.01	170.99
(4)	202.39	362.88	359.82	172.21
(3)	298.48	375.82	262.96	140.37
(2)	259.40	299.79	244.01	138.84
(1)	99.18	173.62	179.99	109.10

PRIMER TIPO DE COMBINACION

FIGURA IV. 20

	(A)	(B)	(C)	(D)
(6)	F 168.70 M 4.59	F 227.96 M 3.38	F 222.70	F 122.88
(5)	F 182.86	F 288.82	F 268.98 M 1.85	F 108.86
(4)	F 184.97 M 3.45	F 274.31	F 305.35 M 1.51	F 145.24
(3)	F 122.10	F 231.46	F 292.99 M 2.25	F 133.42 M 7.75
(2)	F 133.31	F 208.80	F 239.04	F 110.79
(1)	F 44.34	F 74.88	F 73.37	F 3.30 M 4.12

SEGUNDO TIPO DE COMBINACION

FIGURA IV.21

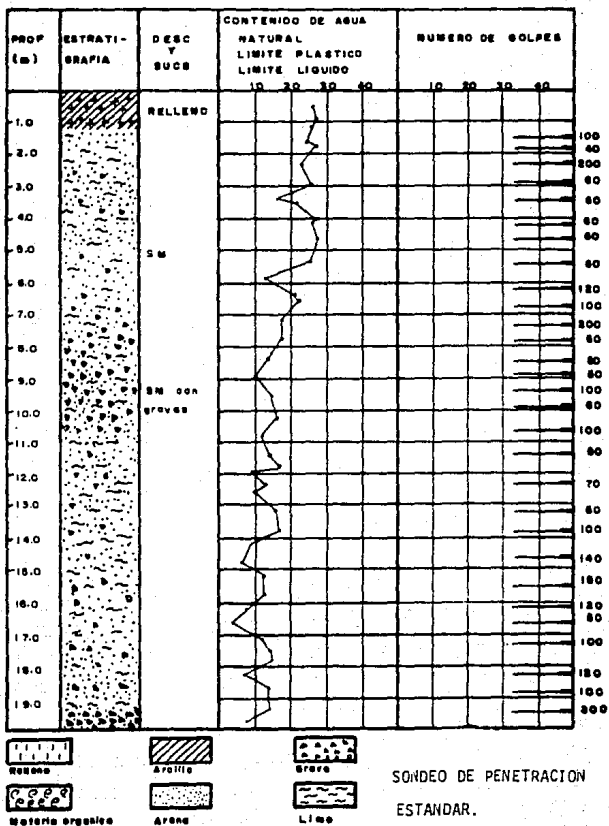


FIGURA IV. 22

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En este capítulo solo haremos mención de algunos aspectos que me parecieron importantes para la realización de esta tesis.

1) Los aspectos a considerar para el diseño de una cimentación, además de los relativos a la mecánica de suelos, son el estructural y el económico, como se menciona en el capítulo tres, los cuales no se tratan en esta tesis por no ser el objetivo a seguir, pero no hay que olvidarlos.

2) La zona de lomas se forma de materiales de origen volcánico, como son: corrientes lávicas, suelos producto de la meteorización y materiales piroplásticos, que tienen una resistencia al corte muy alta y una compresibilidad muy baja.

3) En la zona de lomas las cimentaciones solo se limitarán a las de tipo superficial, debido a su baja compresibilidad y poca deformación.

4) En la zona de lomas solo se calculan los asentamientos instantáneos, debido a que los asentamientos diferidos no se presentan. En general los asentamientos no influyen en el comportamiento del edificio; esta situación es característica en ausencia de cavidades, oquedades, rellenos, etc.

5) En la zona de lomas se debe de tener mucha precaución en el estudio de mecánica de suelos para poder detectar las anomalías que pudiera haber, como son: minas, bocaminas, oquedades, cavernas, grietas y rellenos mal compactados, que pudieran poner en peligro a la estructura.

6) La zona de transición es errática en estratigrafía y en propiedades mecánicas; está constituida por estratos de suelo arcilloso del mismo origen que el material de la zona del lago, pero de menor espesor y sin un orden estratigráfico bien definido.

7) La zona del lago se caracteriza por tener un suelo con grandes espesores de arcilla muy compresible de baja resistencia al corte y de contenidos de agua altos; su estratigrafía en general es muy regular.

8) En la zona del lago las cimentaciones se deben de calcular por medio de las cargas que soportará el suelo, las cuales para edificaciones de hasta a 3 pisos serán por lo general cimentaciones someras y para más de tres pisos se consideran como cimentación profunda.

9) En la zona del lago la condición que rige para cimentaciones superficiales es la impuesta por asentamientos totales y diferenciales tolerables por el tipo de estructura de que se trate.

10) Los hundimientos de la superficie que se presentan en la Ciudad de México son debidos a la alta extracción del agua del subsuelo de esta cuenca, para satisfacer las necesidades de la población.

11) Para establecer la profundidad de desplante de una cimentación superficial no existe un criterio fijo que deba utilizarse en un proyecto dado, sin embargo se mencionan algunas características generales para seleccionar la profundidad específica:

- No cimentar demasiado superficialmente, porque probablemente no resistiría la estructura las fuerzas laterales que producen los sismos; lo recomendable será cimentar a más de 0.50 m. dependiendo de las características del suelo y de altura de la estructura.

- Es recomendable cimentar debajo de las capas de material orgánico y de las capas que pudieran tener grandes asentamientos diferenciales.
- Si la cimentación es muy superficial, se puede descubrir por erosión o socavación del suelo adyacente o subyacente.

12) Se puede mencionar que las juntas constructivas solo serán usadas en edificios que tengan cuerpos constructivos muy largos y en donde no tengamos la seguridad de que el terreno tenga la misma estratigrafía, la cual produzca asentamientos que no podamos evitar con nuestro diseño, los cuales pueden provocar la falla de la estructura.

13) Los asentamientos a largo plazo en la zona uno (Zona de Lomas) no se calculan debido a que son muy pequeños y no ponen en peligro la cimentación del edificio, los cuales no se parecen a los asentamientos que se producen en la zona tres en donde pueden ser muy fuertes y pueden poner en peligro la cimentación.

14) Para que una cimentación con zapatas sea económica es necesario que sea menor del 50% de su área total de cimentación; si esta se sobrepasa es recomendable usar una losa de cimentación.

15) La fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo solo la podemos aplicar para verificar la acción combinada de cargas gravitacionales y las debidas a sismo, para que no se exceda la capacidad de carga neta del suelo afectado.

REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL DE JULIO DE 1987.

TITULO SEXTO

SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES

CAPITULO I

DISPOSICIONES GENERALES

ARTICULO 174 .- Para los efectos de este Titulo las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I.- Grupo A.- Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que puedan alojar mas de 200 personas; Gasolinerías, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso.

II.- GRUPO B .- Construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:

a) SUBGRUPO B1.- Construcciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se define en el artículo 175 y construcciones de más de 15 m de altura o 3,000 m² de área total construida, en zona III.

b) SUBGRUPO B2.- Las demás de este grupo.

ARTICULO 175.- Para fines de estas disposiciones, el Distrito Federal se considera dividido en las zonas I a III, dependiendo del tipo de suelo.

Las características de cada zona y los procedimientos para definir las zonas que corresponde a cada predio se fijan en el Capitulo VIII de este Titulo.

CAPITULO III

CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

ARTICULO 187.- Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuya intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por el Departamento y con base en los criterios generales siguientes:

I.- Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumetricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad;

II.- Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:

a) .- La intensidad máxima se determinará como el valor máximo probable durante la vida esperada de la construcción. Se empleará para combinación con los efectos de acciones permanentes;

b) .- La intensidad instantánea se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;

c) .- La intensidad media se estimará como el valor medio que pueda tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo, y

d) La intensidad mínima se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

III .- Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un período de recurrencia de 50 años.

Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y considerarse en los planos estructurales.

ARTICULO 188 .- La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

I.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga del artículo 199 de este reglamento, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorable que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo,

II.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerará toda las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el artículo 194 de este Capítulo.

ARTICULO 194 .- El factor de carga se tomará igual a alguno de los valores siguientes:

I .- Para combinaciones de acciones clasificadas en el fracción I del artículo 188, se aplicará un factor de carga de 1.4

Cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeración de personas, tales como centros de reunión, escuelas salas de espectáculos deportivos y templos, o de construcciones que contengan material o equipo sumamente valioso, el factor de carga para este tipo de combinaciones se tomará igual a 1.5 ;

II .- Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción II del artículo 188 se considerará un factor de carga de

1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;

III .- Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con el artículo 187 de este reglamento.

IV .- Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

CAPITULO V CARGAS VIVAS

ARTICULO 199 .- Para la aplicación de las cargas vivas unitarias deberá tomarse en consideración las siguientes disposiciones:

I .- La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales:

II .- La carga instantanea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorable que la uniformemente repartida sobre toda el área;

III .- La carga media w se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas;

IV .- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso del problema de flotación volteo y de succión por viento su intensidad se considera nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición del artículo 187 de este Reglamento;

V .- Las cargas uniformes de la tabla siguiente se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento:

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN kg/m^2

Destino de piso o cubierta	W	Wa	Wm	Observaciones
a).-Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cárceles, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, hospitales y similares).	70	90	170	(1)
b).-Oficinas, despachos, y laboratorios.	100	180	225	(2)
c).-Comunicación para peatones (pasillos, escaleras rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).	40	150	350	(3), (4)
d).-Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450	(5)
e).-Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnacios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares).	40	250	350	(5)
f).-Comercios, fábricas y bodegas.	0.8Wm	0.9Wm	1.0Wm	(6)
g).-Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%.	15	70	100	(4), (7)
h).-Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%.	5	20	40	(4), (7), (8)
i).-Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	15	70	300	
j).-Garages y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	250	(9)

CAPITULO VIII

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 217.- En este capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y construcción de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y construcción y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 218.- Toda construcción se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las construcciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subterráneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

ARTICULO 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

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 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 estatos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de ésta es variable entre decenas de centímetros y pocos metros,

Zona III.- Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas son de consistencia firme y 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.

La zona a que corresponde un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de construcciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en las mas desfavorables.

ARTICULO 220 .- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parametros de diseño de la cimentación la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de construcción. Además deberá ser tal que permita definir:

I.- En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento.

II.- En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estatigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ARTICULO 221 .- Deberan investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asi mismo se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de

drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daño a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ARTICULO 222.- En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se proberán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 223.- La revisión de la seguridad de las cimentaciones consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables 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 especificados en las Normas Técnicas Complementarias.

ARTICULO 224.- En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límites, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

I.- De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo cimentación.
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de cimentación.

II.- De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante.
- b) Inclinación media.
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos 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 ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños importantes a la propia cimentación, a la superestructura y a sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones

vecinas ni a los servicios públicos.

ARTICULO 225.- En el diseño de las cimentaciones se considerarán las acciones señaladas en los Capítulos IV a VII de este Título, así como el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, las descargas por excavación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, la aceleración de las masas del suelo deslizante cuando se incluya sismo, y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura será el resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de todas las acciones pertinentes será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación.

En el análisis de los estados límites de falla o servicio, se tomará en cuenta la subpresión del agua, que debe cuantificarse conservadoramente atendiendo a la evolución de la misma durante la vida útil de estructura. La acción de dicha subpresión se tomará como un factor de carga unitario.

ARTICULO 226.- La seguridad de las cimentaciones contra los estados límites de falla se evaluará en términos de la capacidad de carga neta, es decir del máximo incremento que pueda soportar el suelo a nivel de desplante.

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 las resistencias medias de cada uno de los estratos afectados por el mecanismo de falla más críticos. 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, éstas deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

ARTICULO 227.- Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo-estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán fijarse tomando en cuenta las propiedades de la estructura y la de los suelos de apoyo. Con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras se determinará la distribución de esfuerzos compatibles con la deformabilidad y resistencia del suelo y de la subestructura para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazo, o mediante un estudio explícito de interacción suelo-estructura.

ARTICULO 230 .- Como parte del estudio de mecánica de suelos, se deberá fijar el procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la seguridad durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamientos verticales u horizontales del suelo.

Cualquier cambio significativo que deba hacerse al procedimiento de construcción especificada en el estudio geotécnico se analizará con base a la información contenida en dicho estudio.

ARTICULO 231 .- La memoria de diseño incluirá una justificación del tipo de cimentación proyectado y de los procedimientos de construcción especificados así como una descripción explícita de los métodos de análisis usados y del comportamiento previsto para cada uno de los estados límite indicados en los artículos 224, 228 y 229 de este Reglamento. Se anexará los resultados de las exploraciones, sondeos, pruebas de laboratorio y otras determinaciones análisis, así como las magnitudes de las acciones consideradas en el diseño, la interacción considerada con las cimentaciones de los inmuebles colindantes y la distancia, en su caso, que se deje entre estas cimentaciones y la que se proyecta.

En el caso de edificios cimentados en terrenos con problemas especiales, y en particular los que se localicen en terrenos agrietados, sobre taludes, o donde existan rellenos o antiguas minas subterráneas, se agregará a la memoria descripción

de estas condiciones y cómo éstas se tomaron en cuenta para diseñar la cimentación.

ARTICULO 232 .- En las edificaciones del grupo A y subgrupo B1 a que se refiere el artículo 174 de este Reglamento, deberán hacerse nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir daños a la propia construcción, a las construcciones vecinas y a los servicios públicos. Será obligación del propietario o poseedor de la edificación, proporcionar copia de los resultados de estas mediciones así como de los planos, memorias de cálculo y otros documentos sobre el diseño de la cimentación a los diseñadores de edificios que se construyan en predios contiguos.

ANEXO B

VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estado límite de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193 y 223 del Reglamento, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante estado límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla II.

3.1 Acciones de diseño.

De acuerdo con el Artículo 188 del Reglamento, las combinaciones y acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables (Art. 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límites de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estado límite de falla, se considerará la acción variables más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a formaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción.

Además las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en el artículo 225 del RCDF.

TABLA II LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION *

a) Movimientos verticales (hundimientos o emersión)

Concepto	Límite
Valor medio en el predio	Construcciones aisladas 30cm ^{oo}
	Asentamiento
	Construcciones colindantes 15cm ^{oo}
	Emersión 30cm ^{oo}
velocidad del componente diferido	1cm/seg

b) Inclinación media

Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	100/(100+h) por ciento	h= altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) Deformaciones diferenciales en la proba estructura y sus

Tipo de estructura	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	0.001	0.002
Marcos de concreto	0.001	0.004
Muros de concreto	0.001	0.002
Muros de concreto armado	0.001	0.003
Muros de concreto armado con alambres de acero	0.001	0.004
Libertas de concreto	0.001	0.015

* En un caso particular, cuando se trate de estructuras de gran altura, se deberá considerar el efecto de la vibración del viento y de la actividad sísmica en el diseño de la cimentación.

3.2 Factores de carga y de resistencia.

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 194, Cap. III de este Título. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelos deslizantes bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límites de fallas:

1. 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en estrato resistente.

2. $0.7 (1 - \frac{s}{z})$, en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.

3. 0.7 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y lozas).

3.3.1 Estado límite de falla.

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

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum Q F_c / A < c_u N_c F_a + p_v \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\sum Q F_c / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_{\gamma} / 2] F_m + p_v \quad (2)$$

Donde

$\sum Q F_c$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en las combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A , área de cimiento, m^2

p_v presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m^2

\bar{p}_v presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m^2

γ , peso volumétrico del suelo, t/m^3

c_u , cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU.

B , ancho de la cimentación, m.

N_c , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25D_f / B + 0.25B / L),$$

para: $D_f / B < 2$

$B / L < 1$.

donde D_f es la profundidad de desplante en m.

En caso de que D_f / B y B / L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 1 y 2 respectivamente.

N_q , Coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp [\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_{γ} , Coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_{\gamma} = 2 (N_0 + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_{γ} se multiplicará por $1 - 0.4 (B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_{\bullet} , Factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las presentes normas.

Las ecuaciones anteriores están basadas en las teorías de terzaghi y skemton, modificadas para tomar en cuenta resultados de experiencias en años recientes.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang } \tan (\alpha \tan \phi^{\bullet}) \quad (3)$$

donde ϕ^{\bullet} es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70 %, el coeficiente α será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec 2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (4)$$

Donde:

- γ' , Peso volumétrico sumergido, t/m³.
 γ_m , Peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, en t/m³.

c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (5)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso 3.2.

e) En el caso de cimentaciones desplantadas en el subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecuaciones 1 y 2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estagráfico. Además de la falla global se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que señala el apartado 1 del inciso 3.2.

f) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o

saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs 1 y 2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción del departamento que es aplicable otro valor.

g) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
- Demolición o refuerzo de bóvedas
- Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio.

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda, como se indica en el Art 203 del capítulo de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir los

resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_{\circ}^H [\Delta e / (1 + e_{\circ})] \Delta z \quad (6)$$

Donde:

ΔH , asentamientos de un estrato de espesor H

e_{\circ} , relación de vacíos inicial.

Δe , variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

Δz , espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

VERIFICACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE UNA CIMENTACION BAJO SOLICITACIONES SISMICAS

Puede verificarse que ante la acción combinada de cargas gravitacionales y las debidas a sismo no se excede la capacidad neta del suelo afectada del factor de resistencia teniendo en cuenta la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento de la construcción.

La verificación que puede hacerse de manera aproximada constatando que la presión neta -- que teniendo en cuenta el factor de carga vale $(\Sigma Q_e F_c / A_n) - P_v$ -- no excede de $C_u N_c F_n$ afectada, en el caso de sismo, del factor $1 - 0.12 F_c C_e b \gamma / F_c C_u$:

$$\Sigma Q_e F_c / A' - P_v < C_u N_c F_n (1 - (0.12 F_c C_e b \gamma / (F_n C_u)))$$

Donde,

F_c = factor de carga = 1.1

F_n = factor de resistencia

ΣQ_e = carga sísmica total

P_v = presión total del suelo al nivel de desplante de la cimentación

A' = área reducida de contacto para tener en cuenta el momento de volteo

N_c = factor de capacidad de carga.

C_e = aceleración horizontal máxima del terreno según el Reglamento

b = $\min(d, 1.2h, 20m)$

d = dimensión del área reducida de contacto en la dirección que se analiza

h = profundidad desde el desplante de la cimentación hasta la capa dura más próxima

C_u = cohesión media del suelo desde el desplante hasta una profundidad b abajo de él

γ = peso volumétrico medio del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad b abajo de él

La expresión es aproximada. Se dedujo suponiendo que la dimensión del área de desplante perpendicularmente a la dirección que se analiza es mucho mayor que d . La definición de b sería $\min(d, 1.4h)$ si las aceleraciones del suelo fueran independientes de la profundidad; el hecho de que varían en función de esta hace reducir el coeficiente 1.4 a 1.2 y estipular que no es necesario suponerlo superior a 20m; esta dimensión proviene de que la velocidad de las ondas de corte yace entre 60 y 100 m/seg en las partes de la ciudad en que desaparece la primera capa dura o ésta.

se halla a mayores profundidades que el resto. En la deducción de la ecuación se ha despreciado las aceleraciones verticales por sismo y las fuerzas de inercia que obran en el suelo arriba del desplante. Como alternativa más deseable a la expresión que se suministra cabe en cada caso un análisis más riguroso.

La posición de la resultante de las fuerzas verticales que aplica al suelo la estructura en su desplante debe hallarse teniendo en cuenta el momento de volteo calculado en ese nivel incluyendo, en el caso de sismo, el debido a una aceleración horizontal a_0 que obre en la cimentación.

El valor de d y por lo tanto de A_m deben hallarse por tanteos. Si se encuentra un valor de d para que quede satisfecha la desigualdad se interrumpe el cálculo y se da por verificada la estabilidad.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial, 1987.
- 2.- Departamento de Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones", Talleres Gráficos de la Nación-México, 1987.
- 3.- Marsal R.J., Mazari M. "El Subsuelo de la Ciudad de Mexico, Contribución al 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos". Facultad de Ingeniería, UNAM, 1969.
- 4.- Reséndiz D., Springall G., Rodríguez J. M., Esquivel R. "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de Mexico", V Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Vol. I. SMMS., 1970.
- 5.- S. M. M. S., La Mecánica de Suelos y la Geohidrología, Palacio de Minería, SMMS., 1985.
- 6.- Juárez Badillo E., Rico Rodríguez A. "Mecánica de Suelos Tomos I, II y III. Limusa, 1976.
- 7.- Joseph E. Bowles, Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, International Student Edition, 1968.
- 8.- Instituto de Ingeniería, "Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". UNAM, 1986.
- 9.- Instituto de Ingeniería, "Diseño y Construcción de Cimentaciones, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", UNAM, 1977.

- 10.- Alberro Jesús, Mediciones efectuadas en las excavaciones, Revista de Ingeniería, julio - septiembre, 1970.
- 11.- Manual de Mecánica de Suelos, Curso 445108, División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., 1976.
- 12.- Ing. G. Carlos Arias Rivera y Jorge L. Meza Reyna, Cuaderno de Trabajo de Geotecnia II, Departamento de Geotecnia, U.N.A.M. 1985.