

34  
2420.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

ANALISIS Y DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
JOSE MANUEL DIAZ JIMENEZ

México D.F. .

1994

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-171

SR. JOSE MANUEL DIAZ JIMENEZ  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Agustín Demenéggi Colina, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de ingeniero civil.

ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

- I. INTRODUCCION
- II. MECANICA DE SUELOS
- III. DISEÑO ESTRUCTURAL
- IV. EJEMPLOS DE APLICACION
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que se deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar examen profesional.

A t e n t a m e n t e  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Ciudad Universitaria, D. F., a 20 de agosto de 1990  
EL DIRECTOR

  
DANIEL RESENDIZ NUÑEZ

DRN/RAV/jrs.  


A MIS PADRES

ENRIQUE DIAZ CURIEL  
SIMONA JIMENEZ DE DIAZ

NO EXISTEN PALABRAS PARA  
EXPRESAR MI AGRADECIMIENTO  
POR TODO LO QUE HAN HECHO -  
POR MI.

A MIS HERMANOS

MARIA ESTHER  
MARIA DEL CARMEN  
PEDRO ENRIQUE  
MARIA ALEJANDRA  
JOSE ALBERTO  
MARIA JUANA  
ADRIANA ELIZABETH  
JUAN JOSE

QUE CON SU COMPRESION Y AMOR  
DEMUESTRAN EL SENTIR FAMILIAR.

A MIS HIJOS

EMMANUEL

GEZABEL DIANA

+ JOSE MANUEL

PABLO CESAR

QUE CON SU AMOR Y DESEOS  
DE SER ALGUIEN, ESTE TRABA-  
JO LES SIRVA DE GUIA Y RE-  
CUERDEN QUE NOSOTROS SOMOS  
LO QUE NOS PROPONEMOS.

A TODOS MIS PROFESORES  
EN ESPECIAL

ING. MARGARITA PUEBLA CADENA  
M-I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA  
DIRECTOR DE TESIS.

POR TODO SU APOYO Y CONFIANZA.

Y A TODOS AQUELLOS QUE DE  
ALGUNA FORMA HA DEPOSITADO -  
SU CONFIANZA EN MI.

## C O N T E N I D O

I .-	INTRODUCCION	.1
II .-	MECANICA DE SUELOS	.5
	a) Resistencia al corte (estados límite de falla)	
	b) Asentamientos            (estados límite de servicios)	
II.1	TEORIAS APLICABLES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	
1.1	Teoría de elasticidad y Plasticidad	
1.2	Teoría de Terzaghi	
1.3	Teoría de Skempton	
II.2	DISEÑO DE CIMENTACIONES	.11
2.1	Definición de cimentación	
2.2	Clasificación de cimentaciones superficiales	
2.3	Consideraciones generales sobre el contacto suelo-es tructura	
2.4	Cimentaciones en gravas y arenas	
2.5	Cimentaciones en arcillas homogéneas	
2.6	Arcillas expansivas	
2.7	Asentamientosdiferenciales instantáneos	
2.8	Asentamientos diferidos o en suelos plásticos compresibles	
2.9	Cimentaciones superficiales sobre roca	

III .-	DISEÑO ESTRUCTURAL	.28
.1	Introducción	
.2	Estudios mínimos para la investigación del subsuelo	
.3	Combinaciones de cargas	
.4	Estados límite de falla	
.4.1	Factores de carga y de resistencia	
.4.2	Coefficientes de capacidad de carga	
.4.3	Consideraciones para la verificación de los estados límites de falla	
.5	Estados límite de servicio	
.5.1	Cálculo de asentamientos	
.5.2	Cálculo del giro de la estructura	
IV.-	EJEMPLOS DE APLICACION	.59
V.-	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	.91
	BIBLIOGRAFIA	.94
	ANEXO A (R.C.D.D.F.)	.95

## CAPITULO I

1. El sismo del 19 de septiembre de 1985, con magnitud Richter 8.1 e intensidad máxima en escala de Mercalli modificada de IX y X en la Ciudad de México, causó los mayores daños de que se tenga memoria.
2. El sismo fue producido por acomodamientos de la placa de Cocos con respecto a la placa Americana.
3. En la Ciudad de México los daños se concentraron en la zona de terreno blando, observándose una gran variación en la intensidad de los movimientos registrados en diferentes partes del Valle de México, aún dentro de la misma zona blanda. Estas diferencias se pueden explicar con base en la variación de las características geotécnicas y dinámicas de los estratos de suelo donde se registraron los movimientos sísmicos.
4. Las aceleraciones medidas en la zona de terreno blando excedieron en más de cinco veces las medidas con anterioridad y rebasaron ampliamente las aceleraciones de diseño especificadas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Las amplificaciones observadas se explican con base en el comportamiento de las arcillas de la Ciudad de México ante sollicitaciones dinámicas, que muestran respuesta elástica y disipan poca energía aún para deformaciones angulares tan altas como 0.3%.
5. En algunas partes de dicha zona el movimiento tuvo grandes amplitudes, carácter casi armónico, con periodos de 2 segundos y muy larga duración, lo que resultó sumamente destructivo para estructuras de 6 a 15 niveles, cuya respuesta se amplificó notablemente por la proximidad de sus periodos de oscilación con los dominantes del movimiento del suelo.
6. La zona de mayor destrucción abarcó una superficie de 43 km<sup>2</sup>, de un total de 1,110 km<sup>2</sup> del área metropolitana.
7. El número de construcciones existentes en la zona de mayor afectación fue de 53,368, de las cuales se afectaron gravemente 757, lo que representa el 1.4%. El total de edificaciones de la zona metropolitana es cercano a 2 millones, por lo que se considera que la ciudad en su conjunto se comportó muy satisfactoriamente, a pesar de la gran intensidad del sismo.



8. Las estructuras más afectadas fueron las de tipo esquelético de concreto reforzado, constituidas por columnas y sistemas de piso a base de traveses y losas o a base de losas planas aligeradas, formando marcos rígidos. Los daños en las de losas planas aligeradas fueron más frecuentes que en las de traveses y losas.
9. La mayor afectación ocurrió en edificios de vivienda y de oficinas.
10. Resultó evidente la necesidad de incrementar el número de acelerógrafos instalados en los distintos tipos de terreno en la Ciudad para medir mejor los efectos de los sismos futuros.
11. Los edificios afectados parcialmente y que eran susceptibles de reparación han sido objeto de un cuidadoso estudio por técnicos altamente calificados, para garantizar su seguridad.
12. Es conveniente limitar el empleo de estructuras flexibles en la zona de terreno blando.

Estas conclusiones de estudios realizados por la Fundación I.C.A. A.C. sobre el sismo de 1985 en la Ciudad de México, demuestran la importancia para el desarrollo de esta tesis, así como de muchas otras.

Como sabemos es un tema de vital importancia para normar el criterio del "análisis y diseño de cimentaciones superficiales" lo cual es el objetivo fundamental de este trabajo y por tanto nos inclinaremos sobre esta área de la ingeniería civil.

Como soporte técnico directivo contamos con el Reglamento de Construcciones para el D.F. así como las normas técnicas complementarias del mismo reglamento.

En el capítulo II desarrollamos parte de la teoría en la que se apoya nuestro diseño de cimentaciones, en el se describen teorías y fórmulas que conllevan a un diseño seguro y considero económico de acuerdo con la experiencia que se ha tenido en esta área de la ingeniería.

Asimismo, se explican y definen las diferentes formas para una subestructura, considerando sus características físicas y de resistencia, de acuerdo al tipo de terreno en que se encuentren ubicadas.

Sean estas arcillas, gravas, arenas, arcillas expansivas o cimentaciones sobre roca. En otros subcapítulos se trata lo referente a asentamientos diferenciales instantáneos, diferidos o en suelos plásticos compresibles.

En el capítulo III se desarrolla lo referente al diseño estructural incluyendo lógicamente el análisis estructural que son el tema central mediante el cual desarrollamos este trabajo con el firme propósito que sea claro y breve (en lo que se pueda) para saber analizar y diseñar una subestructura superficial. Sin olvidar, claro, que este trabajo no contempla todos los aspectos para la realización de las cimentaciones superficiales.

Se mencionan los estudios mínimos para la investigación del suelo, las combinaciones de carga, los estados límite de falla, factores de carga y resistencia, los coeficientes de capacidad de carga, la verificación de los estados límite de falla, el cálculo de las presiones actuantes sobre el suelo, los estados límite de servicio, cálculo de asentamientos y el cálculo del giro de la estructura, que es lo que normará nuestro criterio para el análisis y diseños de nuestras cimentaciones superficiales.

En el capítulo IV explicaremos el desarrollo de ejemplos prácticos que han sido diseñados y construidos por el autor de este trabajo, y que consideramos son un buen ejemplo de cimentaciones superficiales.

Se desarrollan estos ejemplos después de haber estudiado la zona, las características de construcciones aledañas y sobre todo considerando las solicitudes de cargos para su análisis y diseño como se verá más adelante.

En el capítulo V presento un resumen de conclusiones y comentarios que forman parte de experiencias propias, de estudiosos y analistas de esta área de la ingeniería, para terminar en el apéndice se incluye el desarrollo de las normas técnicas y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

**FALTA PAGINA**

**No.**

**4**

## CAPITULO II

Partiremos para el estudio y desarrollo del capítulo II de las definiciones de:

a) Resistencia al corte Estados Límite de Falla - (Plasticidad)

Art. 183. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquier de sus componentes incluyendo la cimentación, o el hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

b) Asentamientos Estados Límite de Servicio - (Elasticidad)

Art. 184 Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

### II.1 TEORIAS APLICABLES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

#### II.1.1 Teorías de elasticidad y plasticidad

Las principales teorías en las que se fundamentan las Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Cimentaciones son la teoría de la elasticidad y la teoría de la plasticidad, las cuales se utilizan para tener una idea del grado de influencia de las variables que intervienen en el problema.

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 la 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 isótropo; 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 cierto nivel de esfuerzo, a partir del cual sigue la ley que se muestra en la figura II.1.1. a) (comportamiento idealmente plástico) o las de la figura II.1.1 b) (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:

1. Grado de validez de la hipótesis realizada.
2. Implicaciones de las hipótesis consideradas.

Por lo que al suelo se le pueden atribuir las siguientes características: (Suposiciones)

- a). El material es homogéneo e isótropo
- b). No se consideran efectos en tiempo
- c). No se consideran fenómenos de histéresis en la curva esfuerzo deformación
- d). No se consideran efectos de temperatura.

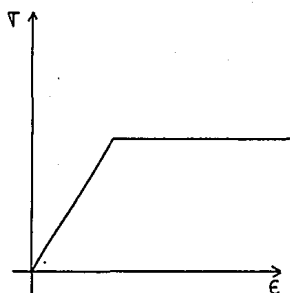
### II.1.2 Teoría de Terzaghi

La teoría de Terzaghi adopta a la mecánica de suelos los resultados de la teoría de la Plasticidad; siendo ésta 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".

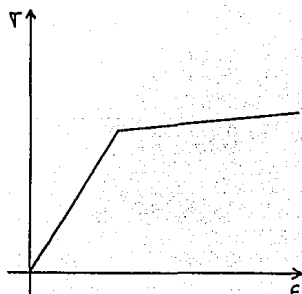
En estas condiciones, Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante de cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga,  $q = \gamma D_f$ , actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base del cimiento, en donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo. (Figura II.2.1).

Terzaghi propuso un mecanismo de falla que aparece en la Figura. II.2.2 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:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_{\gamma}$$



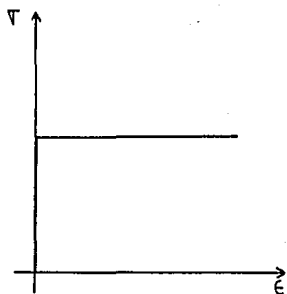
(a)



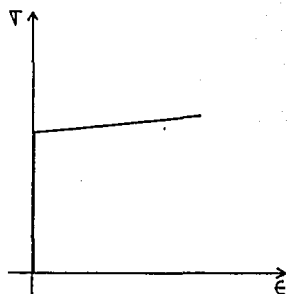
(b)

a) Elasto-plástico perfecto.

b) Elasto-plástico con endurecimiento por deformación.



(c)



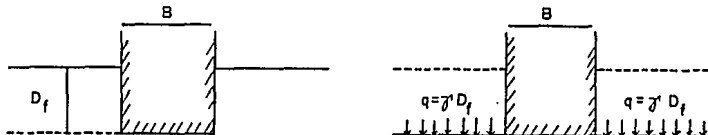
(d)

c) Rígido-plástico perfecto.

d) Rígido-plástico con endurecimiento por deformación.

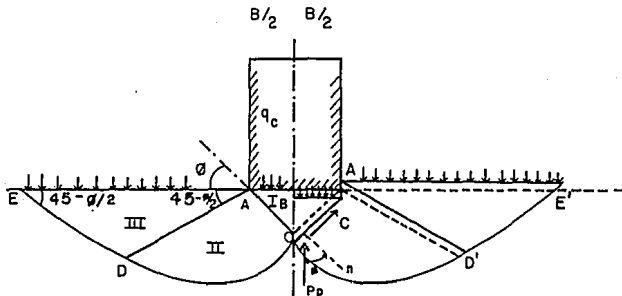
COMPORTAMIENTO PLÁSTICO

Figura II.1.1



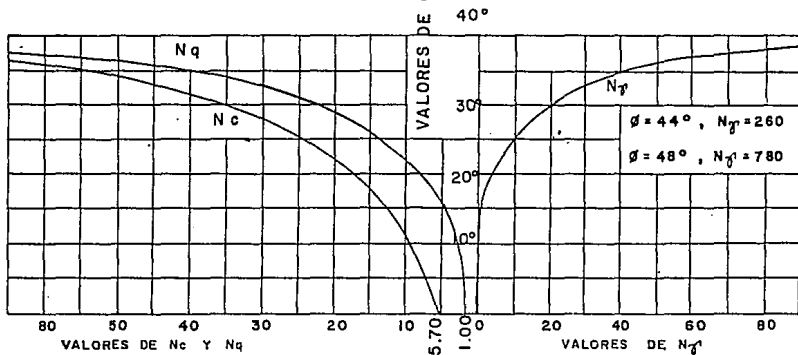
Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso

Figura II.1.2.1



Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo segun Terzaghi

Figura II.1.2.2



Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría

Donde:

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

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_{\gamma}$  son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor de  $\phi$ , 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 presenta gráficamente en la Figura II.2.3, en donde:

- $\gamma$  Es el peso específico del suelo
- C Es la cohesión.
- Df Es la profundidad de desplante.
- B Es el ancho del cimiento.

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

$$\text{Zapata cuadrada } q_c = 1.3 c N_c + \gamma' D_f N_q + 0.4 \gamma' B N_{\gamma}$$

$$\text{Zapata circular } q_c = 1.3 c N_c + \gamma' D_f N_q + 0.6 \gamma' R N_{\gamma}$$

En las ecuaciones anteriores, los factores de capacidad de carga se obtiene en la Figura II.2.3; son los correspondientes a la falla general. En la ecuación de zapata circular R es el radio del cimiento.

También debe notarse que todas las fórmulas anteriores son válidas sólo para cimientos sometidos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

### II.1.3 TEORIA DE SKEMPTON.

Terzaghi en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos no toma en cuenta para fijar el valor de  $N_c$  el desplante del cimiento en el estrato de apoyo, D. Así, en la Figura II.3.1 los dos cimientos tendrían la misma capacidad, en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir el valor de  $N_c$ .

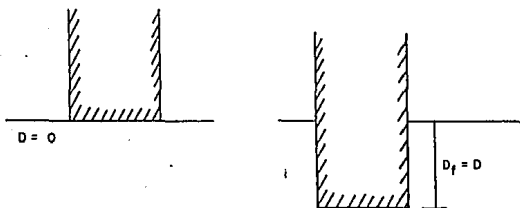
En efecto, si se piensa en términos de superficie de falla el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en el cual la cohesión trabajara más, a lo que corresponder un mayor valor de  $N_c$ .

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:

$$q_c = C N_c + \gamma' D_f$$

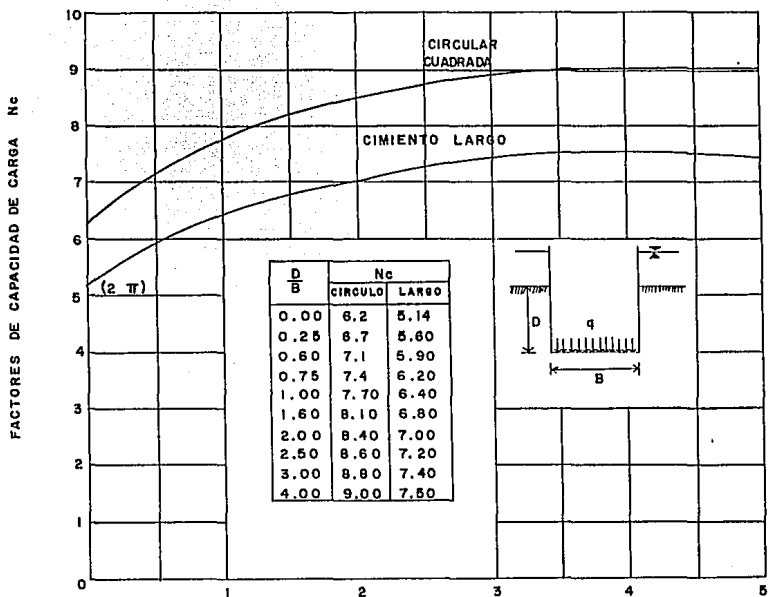
La diferencia estriba en que ahora  $N_c$  ya no vale siempre 5.7, sino que varía con la relación D/B, en que "D" es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y "B" es el ancho del mismo elemento (Figura. II.3.2).





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

Figura II.3.1



Valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

Figura II.3.2

## II.2 DISEÑO DE CIMENTACIONES.

### II.2.1 Definición de cimentaciones.

Ahora bien, como sabemos la cimentación es el sustento de nuestra estructura y será, por lo tanto, la que esté en contacto con el suelo de cimentación o terreno natural. Figura. II.2.1.1

Su función será la de repartir las cargas de la estructura y el peso propio de ella sobre el suelo de cimentación.

Las cimentaciones se pueden clasificar en superficiales (poco profundas) o profundas. El propósito de esta tesis será el estudio y el diseño de cimentaciones poco profundas o superficiales.

Una cimentación superficial o poco profunda se caracteriza primordialmente por el ensachamiento de su base o plano de apoyo, sobre el que descansa la estructura; el ensanchamiento dependerá de las condiciones del terreno, así mismo de los materiales propios de la cimentación.

### II.2.2 Clasificación de cimentaciones superficiales.

La característica fundamental de la cimentación superficial es la profundidad de desplante, que no es mayor que un par de veces el ancho de cimiento; pero como es bien sabido, no existe una frontera clara entre la profundidad de desplante que separe una cimentación superficial de una profunda.

Los tipos de cimentación más frecuentes son:

- a) Zapatas {
  - Aisladas
  - Corridas
- b) Losas de cimentación

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente con forma cuadrada o rectangular y más raramente circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno en una mayor área, para lograr una presión apropiada (Figura. II.2.2.2). En ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna. Las zapatas aisladas se construyen generalmente de mampostería o concreto reforzado.

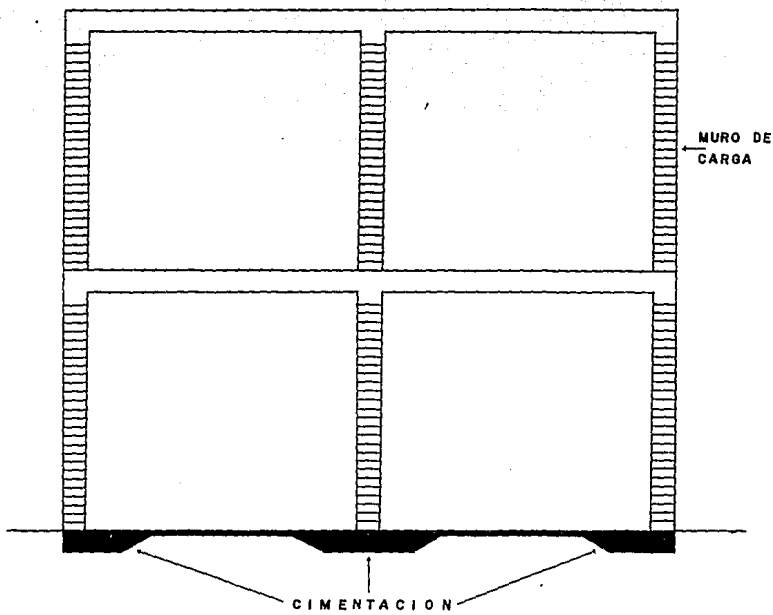
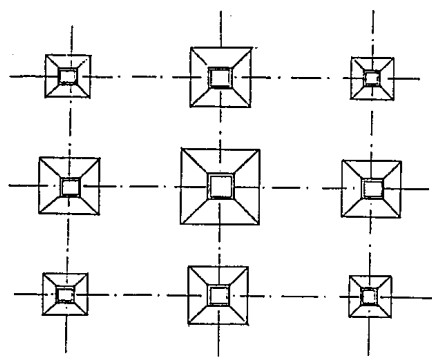
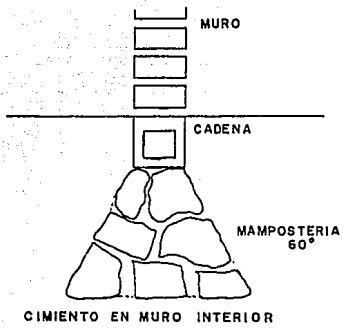
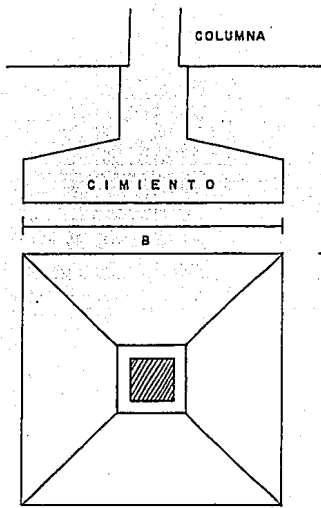


Figura 2.1.1



ZAPATAS AISLADAS

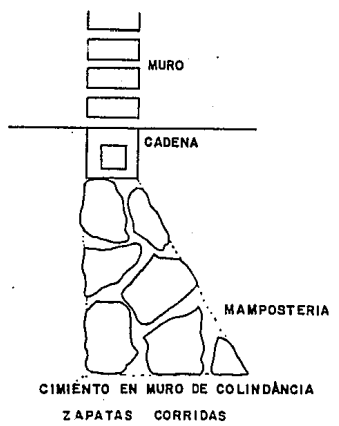
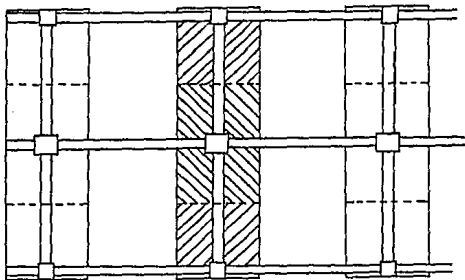
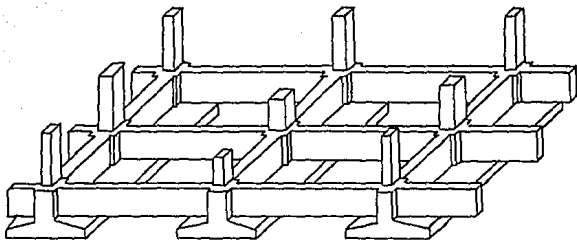


Figura II.2.2.2



ZAPATAS      CORRIDAS

Figura II.2.2.3

Las zapatas corridas son elementos longitudinales que soportan la carga de una serie de columnas entrelazadas por una trabe de cimentación o bien para proporcionar apoyo a muros de carga. Una de sus principales características es que la longitud supera en mucho al ancho (Figura. II.2.2.3)

Se utiliza 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 dirección o en ambas, de acuerdo a la magnitud y distribución de las descargas.

Tanto para Zapatas Aisladas como para corridas debe cuidarse que no ocupen más del 50% del área total, en cuyo caso, por economía, deberá analizarse el uso de una losa de cimentación.

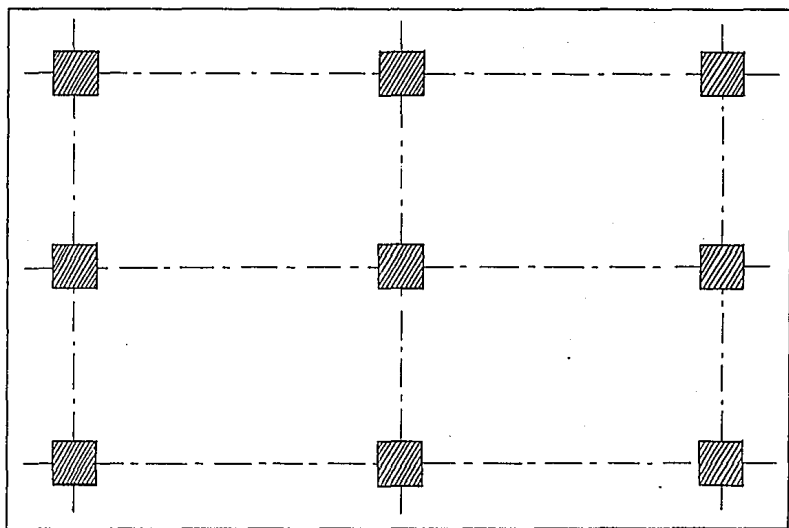
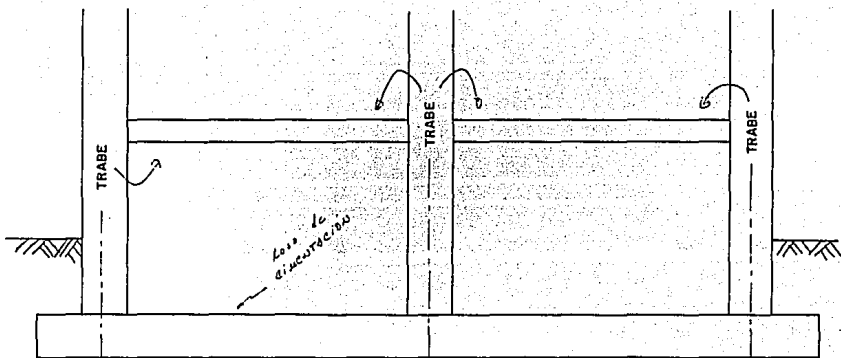
En las losas de cimentación la carga total de la estructura se considera como uniformemente distribuida en toda el área ocupada, con lo que disminuye la presión de contacto, en tanto que los hundimientos diferenciales son controlados por la rigidez de la losa (Figura. II.2.2.4), y de las contratraves de cimentación, cuando se quiera restringir severamente los movimientos verticales entre columnas será necesario ligar las líneas de columnas mediante contratraves de cimentación.

#### **Factores que determinan el tipo de cimentación.**

Generalmente al hacer el proyecto de una cimentación se estudian varias alternativas eligiendo entre ellas la más apropiada, entendiendo por esto aquellas que además de 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) Estadigrafía 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.



LOSA DE CIMENTACION

Figura II.2.2.4

Estos tres puntos están ligados entre si, 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 puede interpretar de una manera distinta de acuerdo con la experiencia, las necesidades y las características que éste le quiera dar para el diseño más adecuado de la cimentación.

### II.2.3 Consideraciones generales sobre el contacto suelo-estructura.

Empezaremos por dar algunas ideas sobre el contacto suelo-estructura. Consideramos un área uniformemente cargada y totalmente flexible sobre un medio totalmente elástico (arcillas saturadas por ejemplo) donde la deformación inmediata debida exclusivamente al cambio de forma (excluyendo el asentamiento por consolidación) adopta un perfil como el mostrado (Figura. II.2.3.1 a), siendo mayor al centro que en la periferia. Por el contrario, cuando el apoyo flexible se coloca en arena o grava (Figura. II.2.3.1 b) la deformación es mayor en los extremos, ya que la rigidez de estos materiales aumenta con el confinamiento.

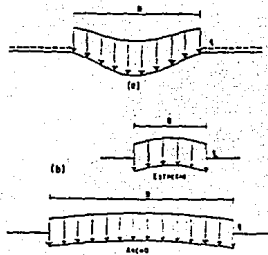
Si ahora colocamos una placa infinitamente rígida sobre los mismo materiales, las distribuciones de presión relativas serán similares a las mostradas (Figura. II.2.3.2). La parte (a) nos muestra que para un medio homogéneo y elástico (arcillas saturadas) la presión deberá ser máxima en los bordes y mínima 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 México, las presiones de contacto y las deformaciones son similares a las mostradas en los casos (a) de las figuras anteriores.

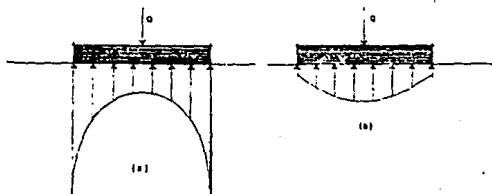
Por lo anteriormente expuesto podemos decir que para diseñar estructuralmente la cimentación se requiere conocer los diagramas de los elementos mecánicos, los cuales dependen de la reacción del terreno. Esta reacción depende a su vez de la magnitud y distribución de las cargas, de la rigidez de la estructura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





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

figura II.2.3.1



Distribución de presiones bajo una placa infinitamente rígida.

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

figura II.2.3.2

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 supone una reacción uniforme del suelo que, aunada a los conocimientos de las características del mismo, permiten calcular los elementos mecánicos actuantes sobre la cimentación, siempre utilizando factores de seguridad elevados que tomen en cuenta las posibles variaciones que pudieran presentarse.

#### II.2.4 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 otro lado 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 esos dos aspectos.

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

Si un cimiento de anco  $B$  esta desplantado a una profundidad  $Df$  dentro de un manto muy potente de arena o de grava, la capacidad de carga de ese cimiento podrá estimarse haciendo uso de las formulas que proporciona la teoría de Terzaghi.

Puede verse que en esencia, la capacidad de carga última 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  $\phi$  y por ello, en los valores de los factores de capacidad de carga  $Nq$  y  $N\gamma$ . De hecho dicha compacidad influye muy poderosamente en la capacidad de carga, pues  $N\gamma$  y  $Nq$  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 saturadas. Pero si la arena está sumergida sobre el nivel freático, el valor de  $\gamma$  se reduce sensiblemente a la mitad, lo cual se refleja de inmediato en la capacidad de carga última 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 0.50 m en caso de que el suelo fuera extraordinariamente firme y la estructuración ligera. Otra regla digna de tenerse en cuenta de la práctica es la de apoyar los cimientos siempre debajo de la capa vegetal, pues de otra manera puede presentarse posteriormente problema 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, la cual depende del confinamiento del material y de su propia compacidad. El primer concepto aumenta en forma toscamente lineal con la profundidad de 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 de orden de la mitad del no sumergido, puede considerarse que el asentamiento 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  $\gamma' m$  en vez del  $\gamma m$  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 entre 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 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 cimientto y distintas capacidades de la arena, obtenidas para la prueba estándar de penetración (Figura. II.4).

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

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

Si la arena estuviera sumergida, por lo arriba expuesto deberán reducirse a la mitad de 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 correspondiente 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.

## II.2.5 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 casos, la expresión a usar es del tipo:

$$Q_c = cN_c + \gamma' Df$$

La capacidad de carga última depende ahora esencialmente de la cohesión del material de la presión actuante al nivel de desplante ( $\gamma' Df$ ). 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 asentamiento 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 por una zapata, por ejemplo, deben hacer 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, considerando que pueden sufrir perjuicios por el movimiento de esta o cuando existan instalaciones, ductos, etc., que no soportan sin daño los hundimientos resultantes.

#### **II.2.6 Arcillas Expansivas.**

Modernamente han 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 las 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 tiene 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 éste; 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 estas.

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

### II.2.7 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:

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

Esta ecuación es válida para arcilla 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 la presión de contacto en t/m<sup>2</sup>.

$B$  = ancho del cimientto en metros

$\mu$  = módulo de poisson (ver tabla II.1).

$E_s$  = módulo de elasticidad del suelo en t/m<sup>2</sup>.

$E_s = C \sqrt{Nen}$  (Megapascuales) (zona I).

$C$  = Coeficiente empirico

$N$  = número de golpes

$I_v$  = factor de influencia (ver tabla II.2).

### II.8 Asentamientos diferidos o en suelos plásticos compresibles.

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

$$\Delta H = \frac{\Delta e H}{1 + e_0}$$

Esta ecuación sugiere un método simple de trabajo para valuar los asentamientos en un caso práctico dado.

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.

Sobre esas gráficas podrá llevarse el valor de  $\bar{P}_0$ , presión actuante efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente  $e_0$ , a continuación, podrá llevarse, a partir de  $P_0$ , el valor  $\Delta\bar{P}$ , determinado según alguno de los siguientes métodos, de Boussinesq o la carta de Newmark. Los cuales escapan al alcance de este trabajo, y que representa el nuevo esfuerzo efectivo que deberá aceptar la face sólida del suelo que se haya consolidado totalmente bajo la nueva condición de cargas exteriores, representadas por la estructura cuyo asentamiento se calculo. La ordenada del valor  $P = P_0 + \Delta\bar{P}$  proporcionará la "e" final que, teóricamente, alcanzará el suelo a la profundidad que se trate. Puede así determinarse  $\Delta e = e - e_0$  y, por lo tanto,  $(\Delta e/1 + e_0)$

TABLA II.1

RANGOS TÍPICOS DE VALORES DEL MODULO DE POISSON 4

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

TABLA II.2

FACTOR DE INFLUENCIA PARA MIEMBROS DE VARIAS FORMAS,  $I_w$ .

Im. PARA CIMIENTOS FLEXIBLES Y RIGIDOS.

Forma	Centro	<u>FLEXIBLE</u>		<u>RIGIDA</u>
		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



## II.2.9 Cimentaciones superficiales sobre roca.

Para el desarrollo de este sub-capítulo partiremos de la idea de que este tipo de cimentaciones se desarrollan dentro de la mecánica de rocas, lo cual forma parte de nuestro estudio aunque no con mucha profundidad, ya que este problema es muy diferente de lo que en este momento hemos estudiado.

Por un lado en este tipo de cimentaciones el problema del asentamiento no suele ser una limitación para el diseño, pues dada la rigidez del material, suele ser completamente despreciable.

La resistencia al esfuerzo cortante tampoco es una condición crítica en una roca considerada masiva.

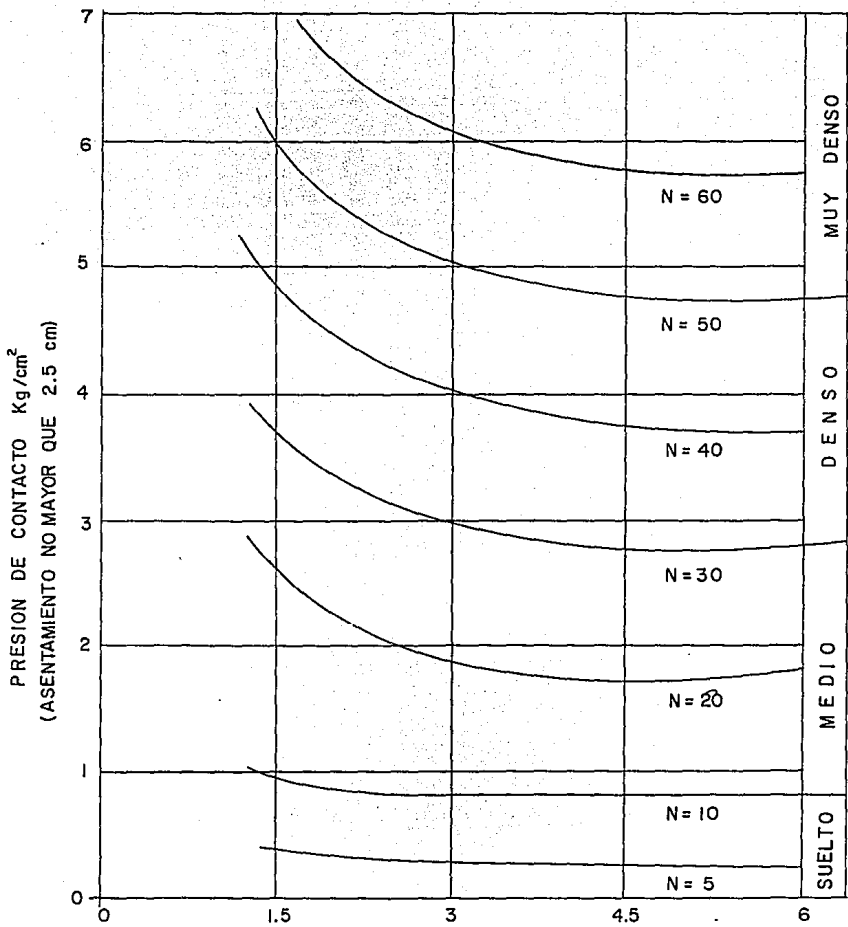
Los problemas emanan ahora de dos fuentes: por un lado de los defectos, tales como grietas o fisuras que la roca pueda tener y por otra de los altos esfuerzos que soporta la estructura propiamente dicha que constituye la cimentación, emanantes de las altas presiones de contacto que se toleran.

La resistencia de una roca suele obtenerse de una prueba de compresión simple o suele estimarse. También ahora las pruebas de tipo triaxial son más convenientes, pero el equipo y el personal para su realización no están disponibles frecuentemente, por lo que generalmente el dato con el que se ha de trabajar es  $q_u$ , resistencia a la compresión simple. Si tal caso, es usual suponer  $\theta = 0$ , lo cual no es realmente correcto, según indican las pruebas triaxiales, y calcular:

$$C = \frac{q_u}{2}$$

Con este valor de  $C$ , la capacidad de la roca puede calcularse con alguna de las teorías ya tratadas, utilizando una expresión del tipo  $q_c = cNc$ . Una vez calculada la capacidad de carga a la falla, puede usarse un factor de seguridad del orden de 3 para obtener la capacidad de trabajo.

En roca agrietada, fisurada o junteada, han de ser las zonas más débiles las que limiten las cargas de diseño a emplear en un caso dado y, en estos casos, conviene elevar el factor de seguridad que se utilice a valores del orden de 5 ó aún mayores.



ANCHO DE LA ZAPATA, B, EN m.

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

Figura II.4

## CAPITULO III

### DISEÑO ESTRUCTURAL

#### III.1 INTRODUCCION.

En un principio se ha escrito que las cimentaciones o subestructuras poco profundas son el punto de transición entre la estructura y el suelo, por lo que el diseño de una cimentación es una actividad en la que se traslapan las especialidades de mecánica de suelo y estructuras.

Como parte esencial del diseño debemos definir de manera compatible con el costo, cuales son los estratos de suelo más adecuados para aceptar las cargas transmitida por la estructura, cual es la mejor forma para realizar dicha transmisión y cual es el procedimiento de construcción más adecuado.

El diseño propiamente dicho de la cimentación, que es nuestro objetivo, incluye:

- A) El análisis del sistema suelo-cimentación-superestructura y la determinación de las fuerzas internas y deformaciones que se generan por esa interacción.
- B) La revisión de la capacidad de carga del suelo y de los hundimientos que se producen por las cargas sobre el suelo.
- C) El dimensionamiento de la cimentación.

### III.2 ESTUDIOS MÍNIMOS PARA LA INVESTIGACIÓN DEL SUELO

Los requisitos mínimos que pide el departamento del Distrito Federal para la investigación del suelo de la zona en dónde se localiza el predio. Si este está situado a 200 metros o menos de la frontera entre una zona y otra, cualesquiera que estas sean, se considerará para los análisis que el predio se localiza en la zona más desfavorable.

Estos estudios también dependerán de las características propias de la construcción que se desplantará en ese lugar, como son:

Peso unitario medio de la estructura ----- (W)

Perímetro de la construcción ----- (P)

La profundidad de desplante ----- (DF)

En la TABLA III. A se dan los requisitos mínimos para la investigación del suelo en función de los aspectos anteriormente nombrados.

TABLA III.A (4)

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

ZONA	W	5 T/M <sup>2</sup>	W	5 T/M <sup>2</sup>
	*P	80 M	**P	80 M
	Df	2.5 M	Df	2.5 M
I  LOMAS	1) Detección por procedimientos directos eventualmente apoyados en métodos indirectos de rellenos sueltos galerías minas grietas y oquedades.		1) Detección por procedimientos directos eventualmente apoyados en métodos indirectos de rellenos sueltos galerías minas grietas y oquedades.	
	2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales, definir la profundidad de desplante.		2) Sondeo o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta de la cimentación pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o comprensibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.	
	3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 T/m <sup>2</sup> el valor recomendado deberá justificarse a partir de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.			
II  TRANSICION	1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.		1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.	
	2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante, este estudio se pueden realizar también por medio de sondeos.		2) Sondeo con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua además se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar los materiales del subsuelo en el comportamiento de la cimentación. Los son	
	3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 T/M <sup>2</sup> , bajo zapata o de 2 T/M <sup>2</sup> bajo cimentación a base de losa continua el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de labo			

ratorio o de campo realizadas.

**III  
DEL  
LAGO**

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza despalme del predio para detección de rellenos suelto y grieta.
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3 En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 T/M<sup>2</sup> bajo zapatas o de 5 T/M<sup>2</sup> bajo cimentación a base de losa continua el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de pruebas de laboratorio o campo realizadas.

deos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánica de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua además se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

W = Peso unitario medio de la estructura.

P = Perímetro de la construcción.

D = Profundidad de desplante.

\* Para la zona del lago (III) P 120 M

\*\* Para la zona del lago (III) P 120 M

### III. 3 COMBINACIONES DE CARGAS.

Las condiciones de carga a considerar en el diseño de una cimentación serán las siguientes:

#### A) PRIMERA COMBINACION DE CARGAS.

En este tipo de combinación de carga se considerará la estructura en condiciones estáticas, tomando en cuenta acciones permanentes más acciones variables.

Para este tipo de combinaciones se revisarán tanto los estados límites de falla como los de servicio.

Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculo de asentamientos diferidos y con intensidad máxima para asentamientos instantáneos, giro de la estructura y revisión de estados límites de falla.

#### B) SEGUNDA COMBINACION DE CARGAS.

En esta combinación se considerará a la estructura en condiciones dinámicas, es decir, bajo la acción de cargas accidentales (viento y/o sismo).

Se tomarán en cuenta las acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales.

Con esta combinación se revisarán los estados límites de servicio y los de falla bajo cargas accidentales, sin olvidar tomar en cuenta la inercia de la masa del suelo únicamente para los estados límites de falla, en la revisión por sismo.

En edificaciones, tanto en la primera como en la segunda combinación de cargas, se nombran acciones permanentes a las cargas muertas, acciones variables a las cargas vivias y únicamente para el segundo tipo de combinación se le denomina acciones accidentales a las cargas debida a sismos y/o viento.

En los subcapítulos siguientes definiremos a los estados límites de falla y de servicio.

### III. 4 ESTADOS LIMITES DE FALLA. .

El estado límite de falla tanto en la primera como en la segunda combinación de carga revisa penetración de la cimentación en el suelo; Terzaghi propuso el mecanismo de falla para cimientos someros que se muestra en la figura III-1, en donde el área I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido y penetrando en el suelo, empujando así mismo el área II y ésta a su vez desplaza el área II hacia la superficie.

La penetración del cimiento en el terreno, sólo será posible si se vencen las fuerzas que se oponen a dicha penetración, es por eso que, para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos se verifique el cumplimiento de las desigualdades siguientes, para las distintas combinaciones posteriores de acciones verticales.

- Para suelos cohesivos.

$$\frac{\sum Q}{A} F_c < C_u N_c Fr + P_v \quad (\text{EC 3.1})$$

- Para suelos friccionantes.

$$\frac{\sum Q}{A} F_c < [P_v (N_q - 1) + \gamma' B N_{\gamma} (1/2)] Fr + P_v \quad (\text{EC 3.2})$$

En las desigualdades anteriores (3.1 y 3.2) el primer miembro se refiere a la estructura que actúa sobre el terreno debido a la estructura y a su cimentación y el segundo término se refiere a la capacidad de carga del terreno.

Las literales que se emplean en las ecuaciones 3.1 y 3.2 se refieren a lo siguiente:

- $\sum Q$  = Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada (t)
  - $F_c$  = Factor de carga (ver sub-capítulo III. 4.1).
  - $A$  = Area del cimiento (M<sup>2</sup>).
  - $P_v$  = Presión vertical total a la profundidad de desplante (t/M<sup>2</sup>).
  - $\gamma'$  = Peso volumétrico del suelo (t/M<sup>3</sup>).
  - $C_u$  = Cohesión del suelo (t/M<sup>2</sup>).
  - $B$  = Ancho de la cimentación (M<sup>2</sup>).
  - $N_c$  =
  - $N_q$  =
  - $N_{\gamma}$  =
- } Coefs. de capacidad de carga (Sub-cap. III. 4.2.).
- $Fr$  = Factor de resistencia (referirse al Sub-cap. III. 4.1.).

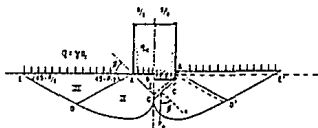


FIG. III-1 FALLA PROPUESTA POR TERZAGHI PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES.



### III. 4.1 FACTORES DE CARGA Y DE RESISTENCIA.

#### A) FACTORES DE CARGA

Los factores de carga tomarán su valor dependiendo de la combinación que se esté analizando, por lo que:

- Para la primera combinación de cargas  $F_c = 1.4$
- Para la segunda combinación de cargas  $F_c = 1.1$

#### B) FACTORES DE RESISTENCIA.

Los factores de resistencia tomarán sus valores conforme a las siguientes condiciones.

- 1)  $F_r = 0.35$  para:
  - Zapatas de cualquier tipo en la zona I.
  - Zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5M de profundidad en las zonas II y III.
- 2)  $F_r = 0.70$  para todos los demás casos.

### III. 4.2 COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA.

#### A) COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA "Nc".

Este coeficiente depende del ancho (B) y el largo (L) de la cimentación así como de la profundidad de desplante (Df) y se calcula como:

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

para:  $Df/B < 2$  y  $B/L < 1$

En caso de que  $Df/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades dechas relaciones se considerarán iguales a 1 y 2 respectivamente.

#### B) COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA. "Nq".

Este coeficiente depende del ángulo de fricción interna del material  $\phi$ ; a su vez  $\phi$  depende de  $\phi^*$  y  $\phi^*$ , siendo  $\phi^*$  el ángulo formado con la horizontal de la envolvente de resistencia más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo,  $\phi^*$  será igual a 0.67 para suelos arenosos con una compacidad relativa menor al 70% y en cualquier otro caso se tomará el valor de la unidad.

El coeficiente  $N_q$  se calculará como:

$$N_q = [e (\eta + T_g \phi)] \left[ T_g^2 (45^\circ + \phi/2) \right]$$

Estando definido  $\beta$  como:

$$\beta = \tan^{-1} (\approx \tan \beta^*)$$

Se tendrá que considerar los siguientes factores en el coeficiente  $N_q$ .

- 1)  $N_q$  se multiplicará por  $(1 + (B/L) \tan \beta)$  si los cimientos son rectangulares.
- 2)  $N_q$  se multiplicará por  $(1 + T_g \beta)$  si los cimientos son zapatas cuadradas o circulares.

C) **COEFICIENTES DE CAPACIDAD DE CARGA** " $N_{\gamma}$ "

Este coeficiente depende de  $\beta$  (refiriéndose al inciso anterior) por lo que  $N$  estará dado por:

$$N_{\gamma} = 2 (N_q + 1) \tan \beta$$

Se considerarán los siguientes factores:

- 1)  $N_{\gamma}$  se multiplicará por  $(1 - 0.4 (B/L))$  si se trata de cimientos rectangulares.
- 2)  $N_{\gamma}$  se multiplicará por 0.6 si los cimientos son zapatas cuadradas o circulares.

### III. 4.3 CONSIDERACIONES PARA LA VERIFICACION DE LOS ESTADOS LIMITES DE FALLA

Para el uso de las desigualdades 3.1 y 3.2 se tomarán en cuenta las siguientes consideraciones:

- A) La posición del nivel freático deberá considerarse la más desfavorable durante la vida útil del edificio, para evaluar las propiedades mecánicas y peso volumétrico del suelo. En caso de que el ancho (B) de la cimentación sea mayor que la profundidad (Df) bajo el nivel de desplante de la misma (Z) (ver Fig. III-2), el peso volumétrico a considerar en la ecuación 3.2 será:

$$\gamma^s = \gamma^{s'} + (Z/B) (\gamma^m - \gamma^{s'})$$

En donde:

$\gamma^{s'}$  = Peso volumétrico sumergido del material ( $t/m^3$ )

$\gamma^m$  = Peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático ( $t/m^3$ ).

- B) En las combinaciones de carga en las que la cimentación esté bajo la acción de momentos se considerará la excentricidad de la siguiente forma:

$$(B' \text{ ó } L') = (B \text{ ó } L) - 2e.$$

En donde:

B y L = ancho y largo real es de la cimentación respectivamente.

B' y L' = ancho y largo virtual es de la cimentación respectivamente.

e = Excentricidad en el sentido de estudio y se define como:

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

Lo anterior se debe a que cuando la cimentación está bajo la acción de momentos el suelo reacciona únicamente una longitud B' y/o L' de la cimentación; dicha reacción se presenta en la figura III-3.

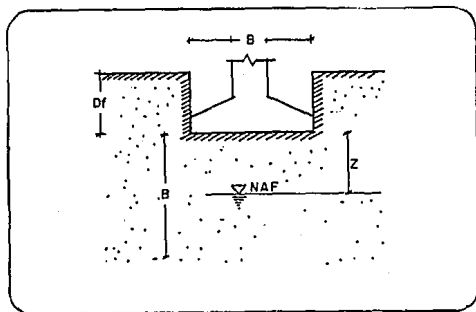


FIG. III-2 POSICION DEL NIVEL FREATICO, NECESARIA PARA TOMAR EN CUENTA LA CONSIDERACION (A).

- C) En la segunda combinación de cargas se considerará para todos los tipos de cimentación superficiales el efecto de inercia de la masa del suelo; ésta se tomará en cuenta multiplicando la capacidad de carga neta del terreno (primero sumando del segundo miembro en las fórmulas 3.1 y 3.2) por el factor  $\eta$ , estando éste definido como se indica a continuación.

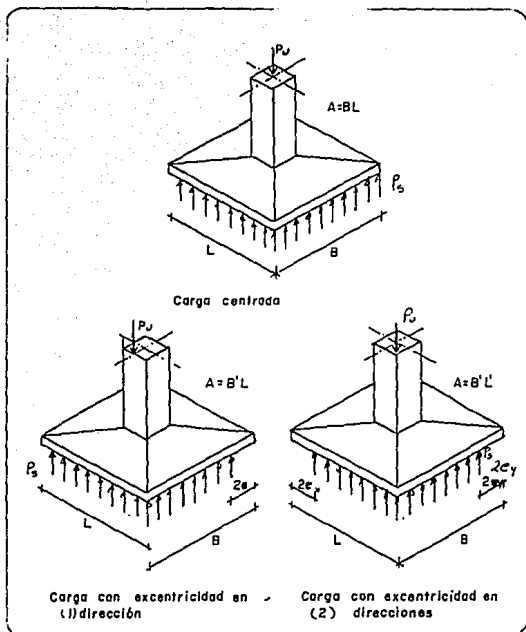


FIG. III-3 ZONA DE APARICION DE LA REACCION DEL SUELO EN ZAPATAS SOMETIDAS A MOMENTOS.

$$\eta = 1 - \left( \frac{3}{25} \frac{F_c}{F_r} \frac{C_s}{C_u} \right) b \mu$$

En donde:

- $\eta$  = Factor que toma en cuenta la inercia de la masa del suelo en condiciones dinámicas.  
Fc = 1.1 (Factor de carga, ver sub-cap. III. 4.1).  
Cs = Coeficiente sísmico (referirse al inciso C.1).  
 $\mu$  = Peso volumétrico del suelo bajo el desplante del cimiento (T/m<sup>3</sup>)  
Fr = Factor de resistencia (ver sub-cap. III. 4.1).  
Cu = Cohesión del suelo (t/m<sup>2</sup>).

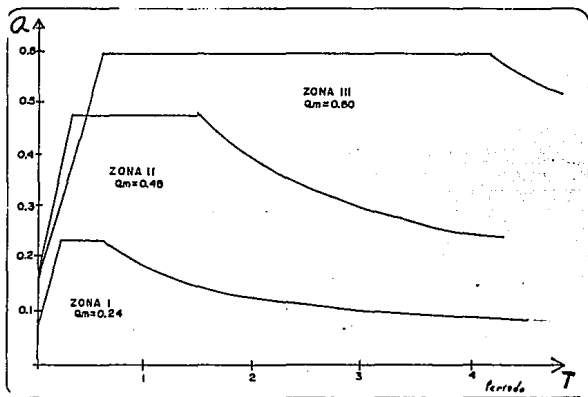
b = Es el mínimo valor de  $\begin{matrix} d \\ 1.2 h \\ 20 m \end{matrix}$

Siendo:

d = B' ó L' (ver inciso anterior).  
h = Profundidad desde el desplante de la cimentación hasta la capa dura más próxima (m).

C.1) El coeficiente sísmico Cs se calculará como se indica a continuación:

$$C_s = 1/4 a$$



GRAFICAS III.1 ESPECTROS DE DISEÑO PARA LAS ZONAS I, II Y III.



### III. 4.4 CALCULO DE LA PRESION ACTUANTE SOBRE EL SUELO ( $\Sigma Q/A$ )

La presión media que actúa en el terreno está dada por la relación de la suma de las cargas verticales entre el área que ocupa la reacción del suelo ante dichas cargas; no se deberá de olvidar afectar a dicha presión por el factor de carga correspondiente para poder aplicar las desigualdades 3.1 y 3.2.

En la relación  $\Sigma Q/A$  los momentos se tomarán en cuenta en forma indirecta en el área y todas las cargas verticales en  $\Sigma Q$ .

A) Zapatas corridas.

A.1) Primera combinación de cargas.

A.1.1) Zapatas centrales.

La sumatoria de cargas verticales en este tipo de zapatas estará definida como la suma de las siguientes cargas:

- La fuerza vertical transmitida a la cimentación por la estructura.
- El peso propio de la cimentación.
- El peso del material de relleno.

#### LAS FUERZAS ANTERIORES SE MUESTRAN EN LA FIGURA III-5.A.

En este tipo de zapatas se considera el momento de volteo nulo debido a la simetría de ésta y a que el momento que transmite la estructura a la cimentación por lo regular es muy pequeño.

- $\Sigma Q$  = Suma de fuerzas verticales.  
 $P$  = Carga que transmite la estructura a la subestructura.  
 $W$  = Peso propio de la subestructura.  
 $D$  = Peso propio de la cadena de desplante.  
 $S$  = Peso del material de relleno.

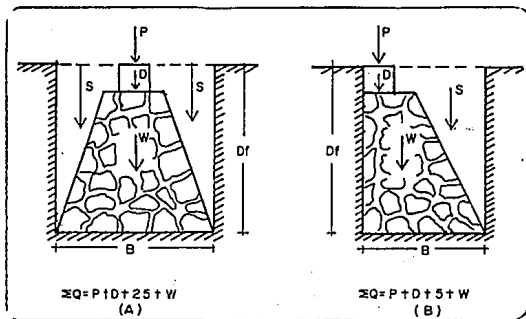


FIG. III-5 FUERZAS VERTICALES QUE ACTUAN EN ZAPATAS CORRIDAS  
 (CENTRALES Y DE LINDERO).



### A.1.2) ZAPATAS DE LINDERO O DE COLINDANCIA.

Para  $\sum Q$  se tomarán en cuenta las mismas cargas verticales que para las zapatas centrales (Figura III-5.B).

En este tipo de zapatas si se tomará en cuenta el momento de volteo creado por todas las fuerzas verticales al centro de la base de la zapata (ver Figura III-6).

De la figura III-6 el momento "MA" se considerará en el área, de la siguiente forma:

B pasará a ser B' (referirse al sub-cap. III.4.3 inciso B), por lo que el área A quedará como:

$$A' = L B'$$

Por lo tanto la presión que se ejerce al suelo quedará como:

$$\frac{\sum Q}{A'}$$

$MA = Px_1 + Dx_2 + Sx_3 + Wx_4$   
 $MA =$  MOMENTO AL CENTRO DE LA BASE DE LA ZAPATA.

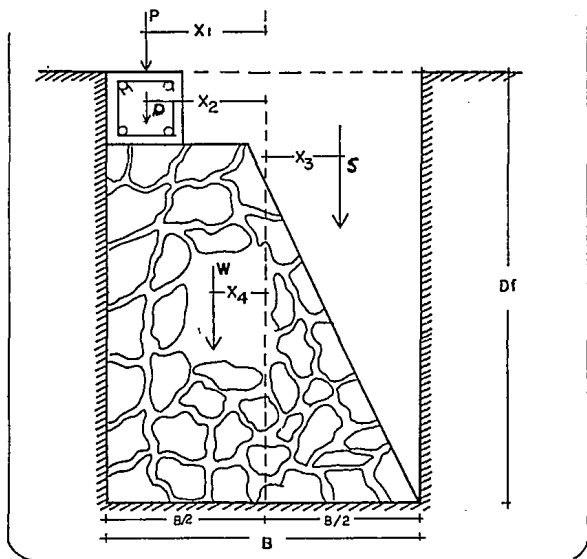


FIG. III-6 FUERZAS QUE INTERVIENEN EN EL MOMENTO DE VOLTEO EN UNA ZAPATA CORRIDA DE LINDERO.

- $P$  = Carga que transmite la estructura a la cimentación.  
 $W$  = Peso propio de la cimentación.  
 $D$  = Peso propio de la cadena de desplante.  
 $S$  = Peso propio del material de relleno.  
 $X$  = Distancia al centro de la base.

## A.2) SEGUNDA COMBINACION DE CARGAS.

Para esta combinación se considera a la estructura como una viga en cantiliver y a la cimentación como una sección de la viga en el empotramiento.

Esta hipótesis se hace con el objeto de aplicar la formula de la escuadria (ecuación 3.3) en la planta de cimentación.

Con una planta de cimentación formada por zapatas corridas podemos calcular de esta los momentos de inercia con respecto a los ejes principales y un momento de volteo hasta el nivel de desplante de la cimentación producido por las fuerzas sismicas; con el peso de la estructura y el área de la cimentación se podrá aplicar la formula de la ecuadria.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I_x} y \pm \frac{M}{I_y} X \quad (\text{ec. 3.3})$$

En donde:

N = Peso instantáneo total de la estructura.

A = Area real en planta de la cimentación.

I<sub>x</sub> y I<sub>y</sub> = Momentos de inercia de la planta de cimentación con respecto a los ejes principales "X" y "Y" respectivamente.

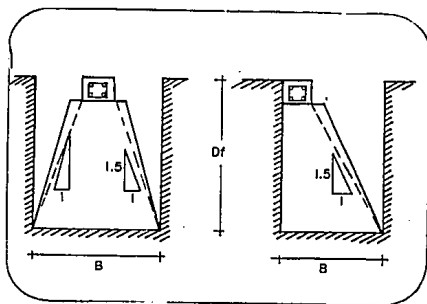
X y Y = Distancias del centro de gravedad de la planta de cimentación hasta el o los puntos más alejados y criticos de ésta.

M = Momento de volteo hasta la profundidad de desplante.

En la formula 3.3 se tomarán inicialmente el 30% del momento en un sentido y el 100% en el otro y con esto se calculará de  $\nabla_1$ ; posteriormente se realizará lo contrario, es decir en el sentido en que anteriormente se tomo el 30% del momento de volteo y con esto se obtendrá un  $\nabla_2$ ; por lo que nuestra presión  $Q/A$  será el mayor de los esfuerzos  $\nabla_1$  y  $\nabla_2$ , esto se realizará en plantas simétricas de cimentación y para las plantas irregulares se tomarán dos puntos los cuales serán los más alejados al centro de gravedad, obteniendo dos esfuerzos ( $\nabla_1$  y  $\nabla_2$ ) para cada punto, asociándole a la presión  $Q/A$  el máximo de los cuatro esfuerzos obtenidos.

Este método es aplicado por varios autores, pero sin embargo, es muy conservador, puesto que garantizamos que no existirán fallas locales en cimentación, siendo que estas fallas se consideran en el análisis del giro de la estructura (segunda combinación de cargas), por lo tanto se recomienda usar el mismo método que se aplica en la primera combinación de cargas.

Habrá que tomar en cuenta (tanto en la primera como en la segunda combinación de cargas) que para cimientos de piedra brasa (tanto de lindero como centrales) la pendiente de las caras inclinadas, medidas desde la arista de la dala de desplante no deberá de ser menor que 1.5:1 (vertical) (FIGURA III-7).



**FIGURA III-7 PENDIENTE MINIMA PARA LA CARA INCLINADA DE LAS ZAPATAS CORRIDAS**

## B) ZAPATAS AISLADAS

En las zapatas aisladas (centrales y de linder) tanto para la primera como para la segunda combinación de cargas se tomará en cuenta las cargas verticales y el o los momentos que actúan en ella de la siguiente manera:

El término  $\Sigma Q$  para zapatas aisladas de linder y centrales será la suma de las cargas mostradas en la FIG. III-8, A y B respectivamente, y el área A se calentará conforme se indica a continuación:

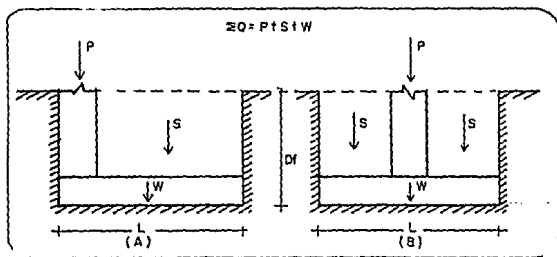


FIG. III - 8 FUERZAS VERTICALES A CONSIDERAR EN LAS ZAPATAS AISLADAS

Donde:

- $\Sigma Q$  = Suma de fuerzas verticales.
- $P$  = Carga que transmite la estructura a la cimentación.
- $W$  = Peso propio de la cimentación.
- $S$  = Peso del material de relleno.

### B.1) ZAPATAS CENTRALES.

Para una zapata central bajo la acción de dos momentos FIGURA III-9, el área de reacción del suelo se calculará tomando en cuenta las excentricidades de la siguiente manera:

Se considerará en primera instancia un 30% del momento  $M_x$  y un 100%  $M_y$ , es decir:

$$e_x = \frac{0.3 M_x}{\Sigma Q} \quad \text{y} \quad e_y = \frac{M_y}{\Sigma Q}$$

Con  $e_x$  y  $e_y$  se calcularán  $B'$ , y  $L'$ ; siendo (según el sub-cap. III.4.3 inciso B):

$$B' = B - 2e_y \quad \text{y} \quad L' = L - 2e_x$$

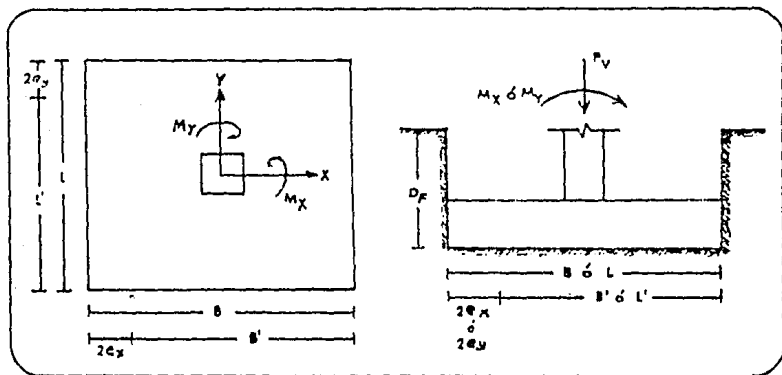


FIG. III - 9 ZAPATA AISLADA (CENTRAL) BAJO LA ACCION DE DOS MOMENTOS.

Por lo tanto  $A'$ , que dará como el producto de  $B'$  y  $L'$ .

Posteriormente se tomará un 100% del momento  $M_x$  y un 30 % de  $M_y$  obteniendo las siguientes excentricidades:

$$e_x = \frac{M_x}{\Sigma Q} \quad \text{y} \quad e_y = \frac{0.3 M_y}{\Sigma Q}$$

Por lo que obtendremos unas nuevas dimensiones virtuales ( $B'^2$  y  $L'^2$ ) con las que calcularemos una nueva área  $A'^2$ .

En la presión  $\Sigma Q/A$ ;  $A$  será la menor de las áreas  $A'$ , y  $A'^2$ .

## B.2) ZAPATAS DE LINDERO.

Considerando que este tipo de zapatas aisladas también se encuentren bajo la acción de dos momentos ( $M_x$  y  $M_y$ ), se analizarán de la siguiente manera:

Se calcularán  $M'_x$  y  $M'_y$  que son los momentos generados por las fuerzas verticales al centro de la base de la zapata (punto A en la FIGURA III-10 en el sentido X y Y respectivamente).

Posteriormente se calculará los momentos totales  $M_x$  y  $M_y$  los cuales se definen como:

$$M_{xA} = M_x + M'_x \quad \text{y} \quad M_{yA} = M_y + M'_y$$

Ya calculados los momentos totales se calculará el área de reacción del suelo (A) y para esto se seguirá el mismo procedimiento que se dio para el caso de zapatas centrales, sustituyendo únicamente a  $M_x$  por  $M_xA$  y  $M_y$  por  $M_yA$ .

$M'_x$  y  $M'_y$  = Momentos al centro de la base de la zapata.

P = Carga que transmite la estructura a la cimentación.

W = Peso propio de la cimentación.

S = Peso del material de relleno.

$X_1$  y  $Y_1$  = Distancias al centro de la base.

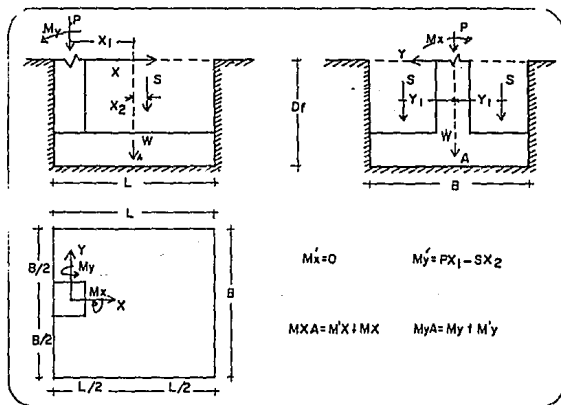


FIG. III - 10 MOMENTOS TOTALES AL CENTRO DE LA BASE EN UNA ZAPATA AISLADA (DE LINDERO.)



### C) LOSAS DE CIMENTACION.

Las losas de cimentación tienen una profundidad de desplante igual al peralte total de la losa o en su lugar se pueden considerar nula, por lo que la  $\Sigma Q$  será únicamente la suma del peso de la losa más el de la estructura.

Para el área (A) se realizará el mismo análisis que se utilizó en las zapatas aisladas.

Después de haber calculado la presión que se ejerce al suelo ( $\Sigma Q/A$ ) independientemente del tipo de cimentación dicha presión se afectará por el factor de carga (Fc) correspondiente a la combinación que se esté analizando y así poder aplicar las desigualdades 3.1 y 3.2 según sea el caso.

## III. 5 ESTADOS LIMITES DE SERVICIOS.

Los estados límites de servicios revisarán para la primera combinación de cargas los asentamientos instantáneos, diferidos y el giro de la estructura; en cambio en el segundo tipo de combinación se revisará únicamente el giro de la estructura.

Los asentamientos para el caso de zapatas corridas y losas de cimentación bajo la acción de carga vertical exclusivamente, se calcularán en el centro de gravedad (CG) de la planta de la subestructura en caso de que dichas cimentaciones además de encontrarse bajo la acción de carga vertical se encuentre influida por la acción de momentos de volteo los asentamientos se calcularán conforme se indica en el subcapítulo III.5.1 inciso (A.1.) para el caso de zapatas aisladas se analizarán de manera semejante, pero para cada una de ellas. El giro se revisará para toda la estructura independientemente del tipo de cimentación.

### III. 5.1 CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Las cimentaciones que se encuentran bajo la influencia de momentos de volteo considerables, experimentan incrementos en los asentamientos, por lo que si dichos hundimientos son mayores a los permisibles se podrá ligar la cimentación con contra trabe o trabes de liga para que dicho elemento absorba los momentos reduciéndolos o nulificándolos por completo.

Los hundimientos permisibles (TABLA III-B) se compararán con los totales, los cuales se definen como el resultado de la suma de los asentamientos instantáneos más los diferidos.

\* TABLA III.B ASENTAMIENTOS TOTALES PERMISIBLES.

TIPO DE CIMENTACION	ASENTAMIENTO TOTAL PERMISIBLE (cm)		
Zapatas corridas con muros de mampostería.	2.5	A	5
Zapatas corridas con marcos estructurales.	5	A	10
Zapatas aisladas.	5	A	10
Losas de cimentación	7.5	A	30

\* Los asentamientos totales permisibles mostrados en la Tabla son promedios de hundimientos que han presentado estructuras en todo el mundo y debido a que el valle de Mexico presenta un tipo de terreno muy distinto al de los otros paices se permitirán asentamientos totales de 30 cm. para estructuras aisladas y 15cm. para edificaciones vecinas.

Los asentamientos instantáneos y diferidos se calcularán dependiendo de las condiciones de carga bajo las que esté sujeta la cimentación.

#### A) ASENTAMIENTOS INSTANTANEOS.

##### A.1) CIMENTACIONES BAJO LA ACCION DE MOMENTOS DE VOLTEO Y CARGA VERTICAL.

Para las cimentaciones que están bajo la acción de estas cargas los asentamientos se calcularán por medio de la ley de Hooke, de la siguiente manera:

Considerando una cimentación como la mostrada en la FIGURA III-11 y analizándola para el sentido en "y" se aplicará la fórmula de la escuadria (ec. 3.3) a dicha planta para los puntos M, N,  $\bar{v}_m$  y  $\bar{v}_n$ , para nuestro ejemplo serán:

$$\bar{v}_m = \frac{\sum Q}{LB} + \frac{6 M_y}{LB^2} \quad \text{y} \quad \bar{v}_n = \frac{\sum Q}{LB} - \frac{6 M_y}{LB^2}$$

Con los cuales se obtendrá un trapecio de esfuerzos en el cual se dividirá en N partes iguales. A cada sección del trapecio se le realciona una carga qn la cual será igual al promedio de los esfuerzos  $\sigma_i$  y  $\sigma_{i+1}$  (i = 1,2,3,...,n), en la FIGURA III-12 se muestra dicho trapecio con sus secciones y cargas asociadas, en donde:

$$\sigma_o = \sigma \quad \text{y} \quad \sigma_m = \sigma_N$$

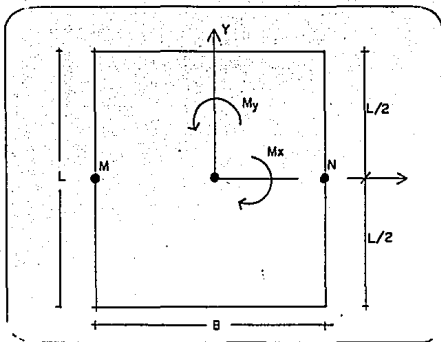


FIG. III - 11 PLANTA DE CIMENTACION BAJO LA ACCION DE MOMENTOS Y CARGA VERTICAL.

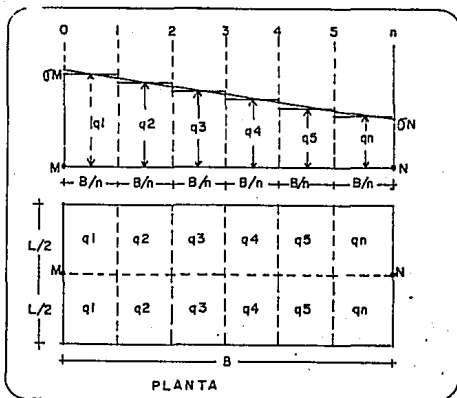


FIG. III - 12 TRAPEZIO DE ESFUERZOS.

Posteriormente se obtendrán los esfuerzos normales verticales y horizontales en los puntos M y N para profundidades Z, en donde Z es la profundidad apartir del desplante de la cimentación a la parte media de cada estrato que conforman el medio hasta la primer capa dura, dichos esfuerzos se calcularán con las ecuaciones 3.4, 3.5 y 3.6, las cuales se presentan a continuación:

ECUACION 3.4 : (10).

$$\nabla_z = \frac{q}{2q} \left[ \left( \frac{1}{X^2+Z^2} + \frac{1}{Y^2+Z^2} \right) \frac{XYZ}{A} + \operatorname{tg}^{-1} \frac{XY}{ZA} \right]$$

ECUACION 3.5 : (10).

$$\nabla_x = \frac{q}{2q} \left[ \frac{q}{2} - \frac{XYZ}{(Y^2+Z^2)A} - \operatorname{tg}^{-1} \frac{ZA}{XY} + (1-2) \left[ \operatorname{tg}^{-1} \frac{Y}{X} - \operatorname{tg}^{-1} \frac{YA}{XZ} \right] \right]$$

ECUACION 3.6 : (10).

$$\nabla_y = \frac{q}{2q} \left[ \frac{q}{2} - \frac{XYZ}{(Y^2+Z^2)A} - \operatorname{tg}^{-1} \frac{ZA}{XY} + (1-2) \left[ \operatorname{tg}^{-1} \frac{X}{Y} - \operatorname{tg}^{-1} \frac{XA}{YZ} \right] \right]$$

Para las ecuaciones 3.4 3.5 y 3.6 tenemos que:

$\nabla_x \nabla_y \nabla_z$  = Esfuerzos normales (t/m<sup>2</sup>).

X y Y = Longitudes del rectángulo en los sentidos X y Y respectivamente (m).

Z = Profundidad a partir del desplante de la cimentación hasta la parte media del estrato en estudio (m).

q = Carga aplicada uniformemente (t/m<sup>2</sup>).

$\nu$  = Módulo de poisson.

A =  $\sqrt{X^2 + Y^2 + Z^2}$  (m).

La deformación unitaria del estrato en estudio estará dad por:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_x - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{ec. 3.7}) \quad (10).$$

Por lo que a la deformación total del estrato (i) se le define como:

$$\text{En donde: } S_i = \epsilon_x \Delta x \quad (\text{ec. 3.8})$$

$$S_i = \text{Deformación del estrato (cm).}$$

$$\epsilon_x = \text{Deformación unitaria del estrato}$$

$$\Delta x = \text{Espesor del estrato (cm).}$$

Por lo que el asentamiento que sufrirá la estructura se definirá como:

$$S = \sum S_i \quad \text{ec. (3.9)}$$

Este análisis se realizará en ambos sentidos (X y Y) por lo que se tendrán cuatro puntos con sus respectivos hundimientos, y así el asentamiento a considerar será el mayor.

## A.2) CIMENTACIONES BAJO LA ACCION DE CARGA VERTICAL.

En las cimentaciones que se encuentran actuando bajo la acción de carga vertical únicamente, los asentamientos se podrán calcular de varias formas, dependiendo del medio estratigráfico en el que se encuentren nuestra estructura.

A continuación daremos las formulas para calcular los asentamientos bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida:

- 1) Para un medio semi-infinito, homogéneo e isótropo los asentamientos se calcularán como:

$$S = \left[ \frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \right] \left[ L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{B} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right] \quad \text{ec. 3.10}$$

- 2) Para un medio semi-infinito, homogéneo e isótropo y una profundidad Z, los asentamientos se calcularán con:

$$S = \left( \frac{q(1-\nu^2)}{E} \right) \left[ L \ln \frac{B + \sqrt{L^2 + Z^2}}{L(B+A)} + B \ln \frac{\sqrt{L^2 + B^2}}{B(L+A)} + \frac{q(1-\nu-2\nu^2)Z \operatorname{tg}^{-1} \frac{LB}{ZA}}{2qE} \right] \quad \text{ec. 3.11}$$

En donde para las ecuaciones 3.10 y 3.11 tendremos que:

$S$	=	Asentamiento bajo la esquina del rectángulo (m)
$q$	=	Carga aplicada uniformemente (t/m <sup>2</sup> ).
$\nu$	=	Módulo de poisson.
$E$	=	Módulo de elasticidad del terreno (t/m <sup>2</sup> ).
$B$ y $L$	=	Longitudes en ambos sentidos (m).
$Z$	=	Profundidad a la que se está estudiando el asentamiento. [m]
$A$	=	$\sqrt{L^2 + B^2 + Z^2}$ [m]

- 3) Para un medio estratigráfico formado por  $n$  estratos de propiedades elásticas  $E$  y  $\nu$  el asentamiento se calculará aplicando la ley de Hooke en cada estrato, por lo que se aplicarán las fórmulas 3.4, 3.5, 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9 de igual manera de como se utilizaron para las cimentaciones que se encuentran bajo la acción de momentos los cuales para este caso serán iguales a cero.

#### B) ASENTAMIENTOS DIFERIDOS.

Estos asentamientos se calcularán conforme se indica a continuación, independiente de si la cimentación está bajo la acción de momentos o no.

Después el cálculo de estos asentamientos se utilizarán las curvas de compresibilidad para distintos estratos pertenecientes al medio.

Después de calculado el esfuerzo normal  $\nabla z$  (cc. 3.4) ya sea conforme lo indica el inciso A.1 (para cimentaciones bajo la acción de momentos y carga vertical) o el A.2 sub-índice 3 (para cimentaciones bajo la acción de carga vertical únicamente) se entrará a la curva de compresibilidad del estrato en estudio con  $\bar{P}_0$  la cual es la presión efectiva dada por el terreno a la profundidad  $Z$  ( $Z$  es la profundidad) hasta donde se encuentra el sitio de la muestra a la que se le elaboró la prueba de compresibilidad y con eso se obtendrá la relación de vacíos inicial ( $e$ ) y con eso se obtendrá la relación de vacíos inicial posteriormente se obtendrá  $\bar{P}_f$  que se define como el incremento de esfuerzo vertical en el estrato en estudio ( $\bar{P}_f = \bar{P}_0 + \nabla z$ ), con:  $\bar{P}_f$  se entrará nuevamente a la curva de compresibilidad para obtener una relación de vacíos final ( $e_f$ ). A continuación se calculará cual, es la variación de la relación de vacíos ( $\Delta e = e_0 - e_f$ ), con  $\Delta z$  que se define así al espesor del estrato en estudio  $A_e$  y  $e_0$ , se aplicará la siguiente fórmula con la cual se obtendrá el asentamiento diferido ( $\Delta H$ ) del estrato estudiado, por lo tanto:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} A_z$$

Lo anterior se realizará para cada estrato que cuente con pruebas de compresibilidad, por lo que, el asentamiento diferido total será:

$$S_d = \sum \Delta H$$

### III. 5.2 CALCULO DEL GIRO DE LA ESTRUCTURA.

El giro de la estructura se calculará tanto para la primera como para la segunda combinación de cargas, obteniendo así, el giro total permanente ( $\theta_{tp}$ ) de la estructura el cual se comparará con la inclinación permisible (o giro permisible ( $\theta_p$ ), definiéndose este como:

$$\theta_p = \frac{1}{100 + 3 h}$$

En donde:

$\theta_p$  = Giro permisible de la estructura (rad).

$h$  = Altura de la construcción (m).

El giro total permanente de la construcción se calculará como se indica a continuación:

Se obtendrán  $\theta_1$  y  $\theta_2$  los cuales con los giros que sugre la estructura debido a la primera y segunda combinación de cargas respectivamente; posteriormente con  $\theta_2$  se calculará el giro elástico ( $\theta_e$ ) el cual es igual al producto del factor de ductilidad ( $Q$ ) por el giro  $\theta_2$ , es decir:

$$\theta_e = Q \theta_2$$

Y el giro permanente en condiciones dinámicas ( $\theta_{p2}$ ) (segunda combinación de cargas) se ha observado que es aproximadamente un porcentaje del giro elástico ( $\theta_e$ ) que varía de un 40 a un 70% para el valle de México.

$$\theta_{p2} = (0.4 \text{ a } 0.7) \theta_e.$$

$\theta_1$  será igual al giro permanente en condiciones estáticas (primera combinación de cargas), es decir,  $\theta_1 = \theta_{p1}$ .

El giro total permanente ( $\theta_{tp}$ ), será la suma de los giros permanentes de las dos combinaciones de cargas:

$$\theta_{tp} = \theta_{p1} + \theta_{p2}$$

$\theta_1$  y  $\theta_2$  se podrá calcular conforme a los incisos 1, 2 y 3, los cuales se enumeran a continuación:

- 1)\* Habiendo calculado los asentamientos como se indicó en el sub-cap. III.5.1 (Sub-Índice A.1) El giro quedará definido como:

$$\theta = \frac{\{ \text{tg } \theta \} \{ M - dN \} \{ L \}}{\{ (L \text{ ó } B) \} \{ 180 \}}$$

- \* Recomendables para losas de cimentación y para zapatas corridas bajo la acción de momentos y carga vertical.

En donde:

$\theta_p$  = Giro permanente de la estructura (RAD).

$B$  ó  $L$  = Longitud de la base de cimentación en el sentido de estudio (m).

$S_N$  y  $S_M$  = Asentamientos en los puntos  $M$  y  $N$  respectivamente (ver sub-cap III.5.1, sub-índice A.1) (m).

- 2) El giro se podrá calcular por medio de la teoría de la elasticidad conforme se indica a continuación:

Se obtendrá el momento de inercia de la planta de cimentación con respecto al sentido en estudio ( $I_r$ ) y posteriormente se calculará el radio equivalente a una circunferencia ( $R$ ) el cual se define como:

$$R = \frac{\{ 4 I_r \}^{1/4}}{\{ \theta \}}$$

En donde:

$R$  = Radio equivalente a una circunferencia (m)

$I_r$  = Momento de inercia de la planta de cimentación en el sentido del análisis ( $m^4$ ).

$R$  = Se aplicará en la siguiente fórmula la cual nos da el valor del giro de la estructura.

$$\theta = \frac{3(1 - \nu) M}{8 G R^3}$$

En donde:

$\theta$  = Giro de la estructura (RAD)

$\nu$  = Módulo de Poisson.

$M$  = Momento de volteo basal ( $t \cdot m$ ).

$R$  = Radio equivalente a una circunferencia (m).

$G$  = Módulo de rigidez del suelo ( $t/m^2$ ).



$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

En donde:

E = Módulo de elasticidad del suelo (t/m<sup>2</sup>).

3) El giro se podrá calcular con:

$$\phi = \frac{M}{K_r} \quad (7)$$

En donde:

$\phi$  = Giro de la estructura (RAD).

M = Momento basal de volteo (T-M)

K<sub>r</sub> = Rigidez equivalente del suelo bajo una estructura (t-m/RADIAN).

K<sub>r</sub> Se calculará conforme a la siguiente tabla (TABLA III.c).

TABLA III.c Valores de K<sub>r</sub> dependiendo de la profundidad de desplante (Df). (7).

ZONA	* Df (m)	K <sub>r</sub>
I		
II	≤ 1	7 G R <sup>3</sup>
	≥ 3	11 G R <sup>3</sup>
III	≤ 1	6 G R <sup>3</sup>
	≥ 3	9 G R <sup>3</sup>

G = Módulo de rigidez del suelo (t/m<sup>2</sup>)

R = Radio equivalente a un círculo (m).

\* Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 metros interpolece linealmente los valores de K<sub>r</sub> en la TABLA III.C.

## CAPITULO IV

### EJEMPLOS DE APLICACION

#### IV.1 INTRODUCCION

Para el desarrollo de este capítulo partiremos del análisis y diseño de cimentaciones con ejemplos, aunque muy simplificados no menos importantes, en la segunda parte de este capítulo incluiremos dos memorias de cálculo, las cuales fueron base para la construcción de las obras que se mencionan en ellas. Hemos cuidado de aplicar el método que desarrollamos en el capítulo anterior y simplificarlo lo más posible sin perder de vista lo importante de nuestras normas técnicas complementarias y el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

Para nuestros ejemplos IV.3.1 y IV.3.2. se han realizado las consideraciones siguientes:

\* La resistencia en compresión del mampuesto nunca llega a ser crítica, porque las presiones admitidas sobre el suelo suelen ser muy inferiores a las que resiste la mampostería.

\* El aspecto que rige las dimensiones de la zapata es la posibilidad de falla por tensión en el extremo inferior, de la misma manera que ocurre en zapatas de concreto simple.

La determinación cuantitativa de la resistencia se enfrenta a la dificultad de la determinación de esfuerzos en una sección muy peraltada. El problema se suele revisar cumpliendo con el requisito de que la pendiente de las caras inclinadas de la zapata, medida desde el paño del muro o de la cadena de concreto, no sea menor que 1.5 (vertical) a 1.0 (horizontal) como lo hemos desarrollado en nuestros ejemplos.

En zapatas de lindero, una cara debe ser vertical y la otra inclinada. La posición de muro en un extremo implica una excentricidad de la carga, lo que produce una distribución asimétrica de presiones en el suelo y una torsión en el cimiento.

Esta situación puede remediarse cuando existen cimientos perpendiculares a la zapata en cuestión, a una distancia tal que la rigidez a la flexión del cimiento transversal restrinja la torsión de dicha zapata.

Las recomendaciones del R.C.D.D.F. al respecto pueden traducirse en lo siguiente:

La distancia,  $L$ , entre cimientos perpendiculares a la zapata de lindero no debe exceder de

$$L = 2+6/P_s$$

Parara mampostería unida con morteros de resistencia inferior a  $50 \text{ kg/cm}^2$  ni de

$$L = 2+15/P_s$$

Cuando la resistencia del mortero excede  $50 \text{ kg/cm}^2$  en las expresiones anteriores  $P_s$  es la presión sobre el suelo en  $\text{ton/m}^2$  y  $L$  está en metros.

Es práctica recomendable colocar una cadena de concreto arriba de un cimiento de mampostería para lograr una repartición uniforme de la descarga del muro y para proporcionar la resistencia a tensión longitudinal que permite la liga entre las diferentes porciones del cimiento. En zonas sísmicas es necesario, además de esta cadena, que el refuerzo vertical colocado en los muros se ancle dentro del cimiento.

#### EJEMPLO IV .1

Una columna de concreto de 60x60 cm. descarga a la cimentación una carga axial de 150 ton. se va a desplantar en una zapata sobre un estrato del suelo al cual los estudios de mecánica de suelo han determinado que se puede transmitir una presión máxima  $P_R = 28 \text{ ton/m}^2$  (presión de diseño para estados límites).

Diseñar la zapata con un concreto de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  y un acero de refuerzo -- con  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Descarga de columna	150 ton.	
Peso estimado de la cimentación	<u>9 ton.</u>	(6% de la descarga de columna).
	159 ton.	

#### CARGA AXIAL DE DISEÑO

$$P_u = F_c P = 159 (1.4) = 222.6 \text{ ton.}$$

Se usará una zapata cuadrada de lado B el área necesaria es:

$$B^2 = \frac{P_u}{P_R} = \frac{222.6}{28} = 7.95 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{7.95}$$

$$B = 2.82 \approx 3.0 \text{ metros.}$$

La presión de contacto para dimensionamiento de la zapata se calcula sin considerar el peso de la cimentación.

$$P_u = \frac{1.4 (150)}{3 \times 3} = 23.3 \text{ ton/m}^2$$

a) Determinación del peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento.

Se usará una zapata de espesor constante.

La sección crítica es un perímetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata, medida desde el paño de la columna.

La fuerza cortante que actúa en la sección crítica vale

$$V_u = P_u [B^2 - (c+d)^2]$$

suponer

$$c = 0.6 \text{ m}$$

$$P_u = 23.3 \text{ ton/m}^2$$

$$d = 0.50 \text{ m}$$

$$V_u = 23.3 [3^2 - (0.6 + 0.5)^2]$$

$$V_u = 181.5 \text{ ton.}$$

El área de sección crítica vale:

$$S = 4d(c+d) = 50 \times 4(60 + 50) = 22000 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo cortante último vale:

$$U_u = \frac{V_u}{S} = \frac{181\,500}{22\,000} = 8.25 \text{ kg/cm}^2$$

Por reglamento:

$$V_R = F_R \sqrt{f_c'} = 0.8 \sqrt{0.8 f_c'} = 0.8 \sqrt{160}$$

$$V_R = 10.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_u > V_R \quad \text{de reglamento}$$

Implica que la sección está sobrada, ahora bien si  $d = 44 \text{ cm}$

$$Vu = 23.3 \cdot 3^2 - (0.6+0.44)^2 = 184.49 \text{ ton.}$$

$$S = 44 \times 4 (60+44) = 18304 \text{ cm}^2$$

$$Uu = \frac{184420}{18304} = 10.08 \hat{=} V_R$$

El peralte es correcto.

Puede ignorarse la revisión de la falla por tensión diagonal de viga, ya que -- usualmente no rige en zapatas cuadradas.

#### b) Refuerzo por flexión

El momento en la sección crítica es :

$$u = Pu \left( \frac{B}{8} \right) (B-c)^2$$

$$u = 23.3 \left( \frac{3(3-0.6)^2}{8} \right) = 50.3 \text{ ton-m}$$

Para una sección subreforzada puede calcularse el área del refuerzo con la fórmula aproximada

$$A_s = \frac{u}{F_R \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_y} = \frac{5030000}{0.9 (0.9)(44)(4200)}$$

$$A_s = 33.6 \text{ cm}^2$$

Si se refuerza con barras #6

$$A_b = 2.86 \text{ cm}^2 \quad \text{La separación será:}$$

$$S = \frac{B \cdot A_b}{A_s} = \frac{300 (2.86)}{33.6} = 25.5 \text{ cm}$$

Se usará var. #6                    25 cm en ambas direcciones. Esto corresponde a una cuantía de refuerzo.

$$P = \frac{A_b}{S_d} \frac{2.86}{(25)-(44)} = 0.0026$$

El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es 0.002                    0.0026

El refuerzo mínimo por flexión

$$= \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236$$

0.00236                    0.0026

El refuerzo propuesto es mayor que los mínimos exigidos por el reglamento.

El peralte total de la zapata resulta

$$h = d + \frac{d_b}{2} + r$$

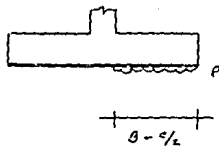
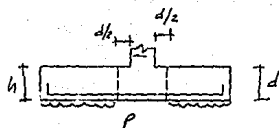
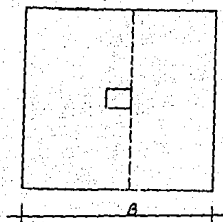
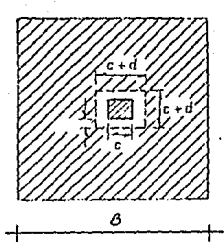
$d_b = 1.9$  cm para una barra # 6

$r = 5$  cm por especificación en estructuras enterradas.

$$h = 44 + 0.95 + 5 = 49.95 \doteq 50 \text{ cm}$$

$$W_T = (3)(3)(0.5)(2.4) = 10.8 \text{ ton.}$$

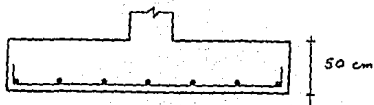
Aunque existe diferencia con el peso propuesto (9.0 ton) el resultado no difiere de  $W_T$ .



a) SECCION CRITICA PARA REVISION  
DEL CORTANTE DE PENETRACION

b) SECCION CRITICA POR FLEXION

c) REFUERZO DE LA ZAPATA



var. #6 @ 25



## EJEMPLO IV. 2

Diseño de una zapata aislada con carga excéntrica

Las fuerzas que actúan en la base de una columna en condiciones de servicio para la combinación de carga muerta y carga viva son las siguientes:

$$P = 90 \text{ ton}$$

$$M_x = 18 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 8 \text{ ton-m}$$

La capacidad del suelo (para diseño por resistencia) se ha determinado como

$$p_R = 20 \text{ ton/m}^2$$

Se diseñará una zapata para transmitir al suelo las cargas de la columna y se empleará concreto con resistencia en compresión,  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y refuerzo con esfuerzo de fluencia,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

a) Dimensiones de la zapata en planta

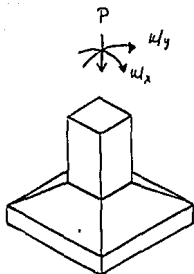
Se requiere una estimación inicial del peso propio, para lo cual se supondrá una zapata de 3 x 3 con peralte promedio de 40 cm.

El peso de la zapata resulta

$$W = 3 \times 3 \times 0.40 \times 2.4 = 8.6 \text{ ton}$$

La carga total sobre el terreno que debe emplearse para diseño incluirá un factor de carga de 1.4 (RDF).

$$N_u = (p + W)F_c = (90 + 8.6) \times 1.4 = 138.1 \text{ ton}$$



a) Zapata de concreto con carga excéntrica

La carga está aplicada con excentricidades en 'x' y 'y' iguales a

$$e_x = \frac{F_c M_x}{N_u} = \frac{1.4 \times 18}{138.4} = 0.18 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{1.4 \times 8}{138.1} = 0.08 \text{ m}$$

La presión sobre el suelo, bajo la hipótesis de una distribución uniforme, se obtiene de la ecuación 7.18 como

$$p_u = \frac{N_u}{(A - 2e_x)(B - 2e_y)}$$

Para las dimensiones supuestas para la zapata en planta,  $A = 3\text{ m}$ ,  $B = 3\text{ m}$ , se obtiene para el denominador

$$A' = (A - 2e_x)(B - 2e_y) = (3 - 2 \times 0.18)(3 - 2 \times 0.08) = 7.5 \text{ m}^2$$

Por tanto, en la zona cargada la presión resulta

$$p_u = \frac{N_u}{A'} = \frac{138.1}{7.5} = 18.4 \text{ ton/m}^2$$

Puede considerarse aceptables las dimensiones, ya que

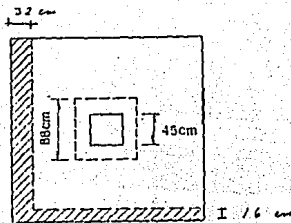
$$p_u = 18.4 < p_R = 20 \text{ ton/m}^2$$

b) Revisión del peralte de la zapata por punzonamiento

Se supondrá inicialmente un peralte variable desde 20 cm en extremo hasta 50 cm en el paño de la columna.

Para el dimensionamiento de la zapata debe descontarse de la reacción del suelo, la que se debe al peso propio de la zapata. La reacción del suelo se recalcula, entonces, como

$$p_u = \frac{F_c P}{A'} = \frac{1.4 \times 90}{7.5} = 16.8 \text{ ton/m}^2$$

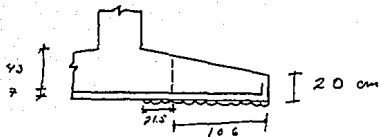


### b) Sección crítica por penetración

El peralte de la zapata estará determinado por el estado límite de punzonamiento, para el cual la sección crítica se encuentra a medio peralte del paño de la columna (ver figura b). El peralte efectivo se determina restando el recubrimiento del peralte total. En el paño de columna se tiene

$$d = h - r = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

La sección crítica se encuentra a 21.5 cm del paño de la columna y en ella el peralte total se determina, por variación lineal, como se muestra en la figura c



c) Peralte efectivo en la sección crítica

$$h = 50 - \frac{21.5}{127.5} (50-20) = 44.9 \text{ cm}$$

El peralte efectivo en esa reacción resulta

$$d = 44.9 - 7 = 37.9 \text{ cm}$$

y el área de la sección crítica (véase figura b)

$$A_p = 4(45 + 43) 37.9 = 13340 \text{ cm}^2$$

La fuerza cortante que actúa en la sección crítica se obtiene restando de la carga de la columna la reacción en la parte de la zapata que se encuentra en la sección crítica

$$V_u = F_c P - p_u b_1 b_2 = 1.4 \times 90 - 16.8 \times (0.43 + 0.43)^2 = 113.0 \text{ ton}$$

Esta fuerza cortante produce un esfuerzo cortante promedio en la sección crítica de

$$v_u = \frac{113000}{13340} = 8.5 \text{ kg/cm}^2$$

Adicionalmente deben considerarse los esfuerzos cortantes producidos en una cara de la sección crítica por el momento flexionante aplicado en la base de la columna.

Se considerará únicamente el efecto de  $M_x$ , ya que  $M_y$  es menor y es excesivamente conservador superponer los efectos de los dos momentos.

Según las normas, la fracción del momento que produce esfuerzos cortantes está dada por

$$= 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \frac{1}{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \sqrt{2}$$

$c_1$  y  $c_2$  son los lados de la columna que son iguales en este caso, por lo que

$$= 1 - \frac{1}{1.67} = 0.4$$

$$M_u = 0.4 \times 1.4 \times 18 = 10.1 \text{ ton-m}$$

El esfuerzo cortante máximo que se produce por este momento flexionante vale

$$M_u \frac{C_{AB}}{J_c}$$

en que

$$C_{AB} = \frac{b_1}{2} = \frac{45 + 43}{2} = 44 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} J_C &= \frac{db_1^3}{6} + \frac{b_1d^3}{6} = \frac{db_1^2}{2} = \frac{37.9 \times 88^3}{6} + \frac{88+37.9^3}{6} + \frac{37.9 \times 88 \times 88^2}{2} \\ &= 18 \times 10^6 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Por tanto

$$M_u \frac{C_{AB}}{J_C} = \frac{10.1 \times 10^5 \times 44}{18 \times 10^6} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante total en el lado más desfavorable de la sección crítica vale

$$V_u = 8.5 + 2.5 = 11.0 \text{ kg/cm}^2$$

Según el RDF el esfuerzo cortante resistente vale

$$V_R = F_R \quad f_c^* = 0.8 \quad 0.8 \times 250 = 11.3 \text{ kg/cm}^2 \quad 11.0 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia por este concepto es satisfactoria

c) Revisión del peralte de la zapata por cortante de viga

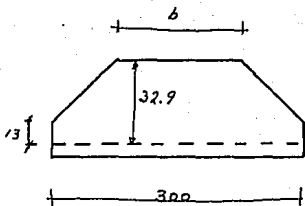
Para este estado límite la sección crítica se encuentra a un peralte del paño de la columna; en esa sección el peralte total vale

$$h = 50 - 30 \times \frac{43}{127.5} = 39.9 \text{ cm}$$

$$d = 39.9 - 7 = 32.9 \text{ cm}$$

La sección a esa distancia del paño es un trapecio con las dimensiones mostradas en la figura d, siendo

$$b = c + 2d = 45 + 2 \times 43 = 131 \text{ cm}$$



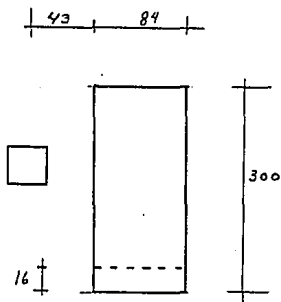
d) Sección crítica por cortante de viga



El área de la sección crítica resulta

$$A_v = 300 \times 13 + (300 + 131) \cdot \frac{32.9 - 13}{2} = 8188 \text{ cm}^2$$

La fuerza cortante actuante en la sección crítica se determina por la suma de las presiones aplicadas desde el extremo hasta dicha sección, como se aprecia en la figura e



- e) Area de zapata para la determinación de la -- fuerza cortante actuante

$$V_u = 0.845 \times (3-0.16) \times 16.8 = 40.3 \text{ ton}$$

La fuerza cortante resistente se obtiene multiplicando el área de la sección crítica por el esfuerzo promedio resistente

$$V_R = F_{RA} \phi 0.5 \quad f_c^* = 0.8 \times 8188 \times 0.5 \quad 0.8 \times 250 = 46.3 \text{ ton}$$

$$V_R > V_u$$

El peralte propuesto es aceptable

#### d) Refuerzo por flexión

La dirección más desfavorable es la del momento mayor; debido a que la diferencia en las dos direcciones no es grande, se empleará el mismo refuerzo en ambas direcciones.

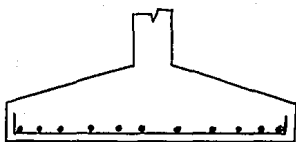
La sección crítica se encuentra en el paño de la columna; en ella el momento flexionante debido a la reacción del terreno resulta

$$M_u = 16.8 \times 2.82 \times \frac{1.275^2}{2} = 38.5 \text{ ton-m}$$

El área de acero necesaria para resistir este momento se determina en forma aproximada como

$$A_s = \frac{M_u}{F_R J \phi f_y} = \frac{385\,0000}{0.5 \times 0.9 \times 43 \times 4200} = 26.3 \text{ cm}^2$$

Si se usan barras #5, la separación en el ancho total de 3 m resulta



Var. # 5 @ 20 cm.

f) Refuerzo en la zapata

$$s = \frac{B}{A_s} A_b = \frac{300 \times 2}{26.3} = 22 \text{ cm}$$

Se emplearán barras # 5 @ 20 cm en ambas direcciones

### EJEMPLO IV.3.1.

Memoria de cálculo casa habitación propiedad Manuel Sánchez - Nieves. Ubicación calle naranjo No. 30 Manzana 1 Lote 30 Colonia San José de los Cedros Cuajimalpa, D.F.

La losa de azotea será de concreto reforzado con un espesor de 10 cm.

La losa de entre piso será de concreto reforzado con un espesor de 10 cm.

Los muros serán de tabique rojo recocido de 14 cm de espesor, aparejados con -- mortero de cemento y cal con una relación de 1 : 2 : 10 (1 cemento, 2 cal, 10 arena).

Los castillos, dalas, trabes y cerramientos serán de concreto armado.

La cimentación será a base de zapatas corridas de piedra braza y se desplantará sobre una plantilla de pedacería de tabique con un espesor de 10 cm apisonada - con mortero de cal con una relación 1 : 5.

La resistencia de terreno (fatiga) considerada para esa zona (I) de acuerdo - con el reglamento D.D.F. :

$$ft = 5 \text{ ton/m}^2 \text{ Bajo zapatas}$$

Esfuerzos y coeficientes de trabajo.

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad \equiv \quad f_c^* = 160 \text{ kg/cm}^2 \quad \equiv \quad f_c^d = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2 \quad \equiv \quad f_s = 1380 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_u = (W_{cmt} W_{ev}) (1.4) = (560 + 150) (1.4) = 994 \text{ kg/m}^2 = 0.994 \text{ T/m}^2$$

$$\mu = c \times 10^{-4} \cdot W_u a_1^2$$

Para canalización de cargas, se elige por ser ejes críticos el eje 3 de A D y el c de 2 4

Eje 3 de A C	Eje crítico
W losa intermedia	4.15 x 2.13 (0.6307) = 5.57 T/A
W losa azotea	4.15 x 2.13 (0.355T) = 3.14 T/A
	<u>8.71 T/A</u>

$$\frac{8.71}{4.23} = 2.06 \text{ T/ml}$$

W muro de tabique

$$2.20 \times 8.40 (0.324) = 5.99 \text{ T/long. muro}$$

$$\frac{5.99}{4.23} = 1.42 \text{ T/ml}$$

$$W \text{ dala de desplante } (0.20 \times 0.30) \quad Wc = 0.144 \text{ T/ml}$$

$$W \text{ dala de amarre } (0.24 \times 0.30) \quad Wc = 0.144 \text{ T/ml}$$

$$T = 4.30 \text{ T/ml}$$

El volúmen desalojado en terreno por excavación de cepas no es considerado.

## CALCULO DE CIMENTACION

Se considera a base de piedra braza, del estudio de canalización de cargas se llega a la cimentación con una carga de 3.06 T/ml en el eje más fátigado, se toma un 15% de esta carga como el peso de cimentación (propio).

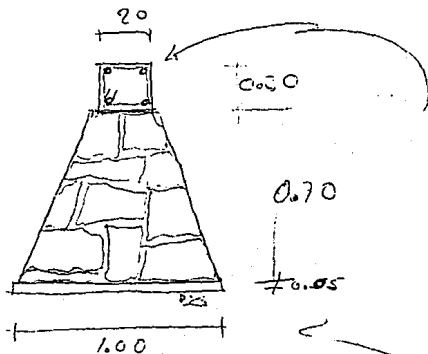
$$W_T = 4.30 + 4.30 (0.15) = 4.95 \text{ T/ml}$$

$$B = \frac{4.95}{5.00} = 0.99 \text{ m}$$

$$c = 0.20 \text{ m}$$

$$v = \frac{B-c}{2} = \frac{0.99-0.20}{2} = 0.39$$

$$h = \text{tg } 60^\circ (v) = 1.73 (0.20) = 68 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$



cadena de 20 x 30  
con 4 var #3 @  
1/4 @ 20 cm.

pedaceria de tabi-  
que o plantilla

Cimentación en coolindancia.

W losas 1.35 T/ml

W muro tabique 1.42 T/ml

W dala desplante 0.144 T/ml

W dala amarre 0.144 T/ml

$$T = 3.06$$

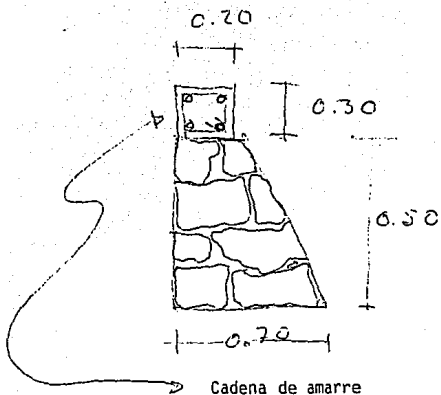
$$WT = 3.52 \text{ T/m}$$

$$B = \frac{3.52}{5.00} = 0.70$$

$$C = 0.20$$

$$V = \frac{0.50}{2} = 0.25$$

$$h = 0.43 \text{ m}$$



### EJEMPLO IV. 3.2.

Memoria de cálculo casa habitación propietario Eugenio Sandoval Cruz  
ubicación Rancho Vista Hermosa # 243 Fraccionamiento Residencial Campes-  
tre Coyoacán.

La losa de azotea será de concreto armado con un espesor de 10 cm.

La losa de entre piso será de concreto armado con un espesor de 10 cm.

Los muros serán de tabique rojo recocido de 14 cm. de espesor, aparejados con -  
mortero de cal con una relación de 1 : 5.

Los castillos, dadas y trabes serán de concreto armado.

La cimentación será a base de zapatas corridas de piedra braza y se desplantará  
sobre una plantilla de pedacera de tabique con un espesor de 10 cm. apisonado  
con mortero de cal con una relación de 1 : 5.

La resistencia de terreno (fatiga) considerada para esa zona (II) de acuerdo con  
el Reglamento D.D.F.

$$f_t = 4.5 \text{ ton/m}^2 \quad \text{bajo zapatas.}$$

Esfuerzos y coeficientes de trabajos.

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad \equiv \quad F_c^* = 160 \text{ kg/cm}^2 \quad \equiv \quad f_c'' = 136 \text{ kg/cm}^2$$

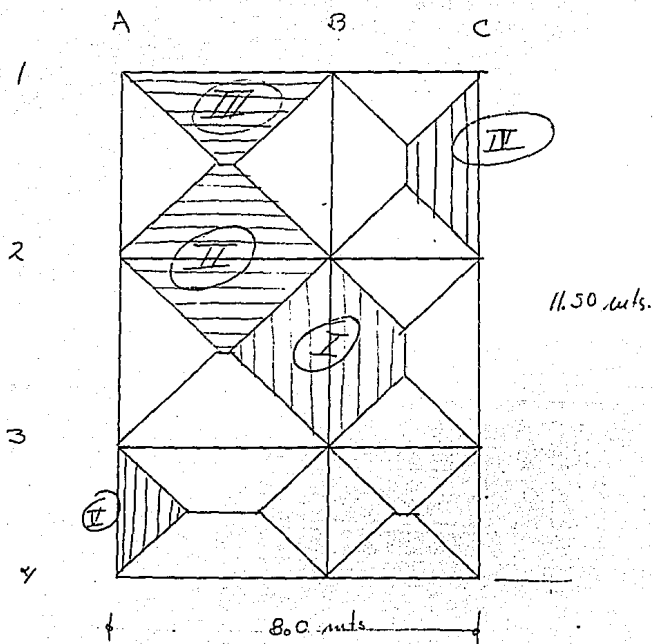
$$f_y = 2300 \text{ kg/cm}^2 \quad \equiv \quad f_s = 1380 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_u = (W_{cm} + W_{cv}) (1.4) = (560 + 150) (1.4) = 994 \text{ Kg/m}^2 = 0.994 \text{ ton/m}^2$$

$$M_u = c \times 10^{-4} W_u a_1^2$$



Croquis distribución de cargas



$$W \text{ dala de desplante } (0.20 \times 0.30) = 0.144 \text{ t/ml}$$

$$W \text{ dala de amarre (cerramiento)} (0.20 \times 0.30) = 0.144 \text{ t/ml}$$

$$\sum T = 3.32 \text{ t/ml}$$

I  $W_T$  en eje (B) de (2) y (3)

II Eje 2 entre A y B

$$W \text{ losa intermedia } 3.3 \times 3.3 \times 0.630 = 6.86$$

$$W \text{ losa azotea } 3.3 \times 3.3 \times 0.355 = \frac{3.87}{10.73} \text{ T/A}$$

$$T/ml = 2.38$$

$$\div 4.50$$

$$W \text{ muro tabique } 3 \times 4.50 \times 0.324 \div 4.50 = T/ml = 0.97$$

$$W \text{ dala desplante } T/ml = 0.144$$

$$W \text{ trabe intermedia } T/ml = 0.192$$

$$W \text{ dala cerramiento } T/ml = \frac{0.144}{\text{=====}}$$

$$\sum T = 3.83$$

$W_T$  en ejes 2 de A a B

III. Eje 1 entre A y B

W losa intermedia	=	3.43	T/área	=	1.19 T/ml
W losa azotea	=	1.94			
W muro tabique	=	3 x 4.50 x 0.724	=	0.97	T/ml
W dala desplante			=	0.144	T/ml
W dala intermedia			=	0.192	T/ml
W dala cerramiento			=	0.144	T/ml
			$\Sigma$ T		<u>2.64 T/ml</u>

$W_T$  en eje 1 entre A y B

#### IV. Eje c entre 1 y 2

$W_{LI}$	3x3x0.630	=	5.67 / 4.20	=	1.35 T/ml
$W_{LA}$	3x3x0.355	=	3.20 / 4.20	=	0.76 T/ml
$W_{MT}$	4.20x8.50x0.324	=	11.57/4.20	=	2.75 T/ml
W dala desplante		=	0.144	T/ml	
W dala intermedia		=	0.144	T/ml	
W dala cerramiento		=	0.144	T/ml	
			$\Sigma$ T		<u>5.29 T/ml</u>

eje c entre 1 y 2

Eje B entre 1 y 2

$$W_{LI} = 2.35 \text{ T/ml}$$

$$W_{LA} = 1.52 \text{ T/ml}$$

$$W_{MT} = 1.48 \text{ T/ml}$$

$$d_{aias} = 0.43 \text{ T/ml}$$

$$\sum T = 5.78 \text{ T/ml}$$

\*volúmen desalojado en terreno por excavación de cepas.

No considerado.

Cálculo de cimentación.

Se considera a base de piedra brasa, eje B de 1 a 2 del estudio de canalización de cargas se llega a la cimentación con una carga de 5.78 T/ml en el -- eje más fátigado, se toma un 15 % del peso de la cimentación; como peso propio de cimentación.

$$W_T = 5.78 + 5.78(0.15) = 6.65 \text{ T/ml}$$

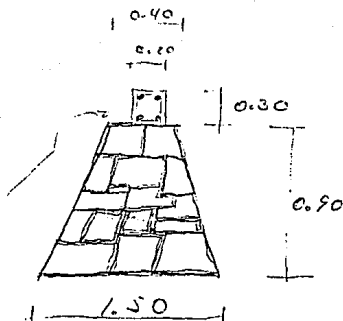
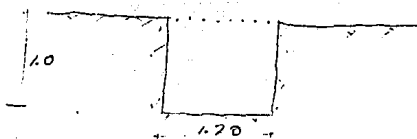
$$B = \frac{6.65}{4.50} = 1.50 \text{ m}$$

$$C = 0.40 \text{ m}$$

$$v = \frac{B-C}{2} = \frac{1.50 - 0.40}{2} = 0.55$$

$$h = \text{tg } 60 (v) = 1.73 (0.55) = 95 \text{ cm}$$

Cadena de 20x30  
4 var. #3 @ 1/4  
@ 25cm



en mts.

Cimentación eje c de 1 a 2

$$W_T = 5.29 + 15W_T \% = 5.29 + 0.79 = 6.08 \text{ T/m}$$

(peso cemento)

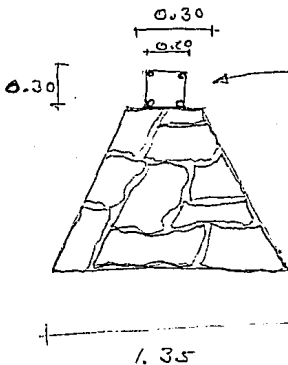
$$R_T = 4.5 \text{ T/m}^2$$

$$B = \frac{W_T}{R_T} = \frac{6.08}{4.50} = 1.35 \text{ m}$$

$$C = 30 \text{ cm}$$

$$V = \frac{B-C}{2} = \frac{1.35 - 30}{2} = 0.53 \text{ m}$$

$$h = \text{tg } 60^\circ (V) = 1.73 (0.53) = 0.92 \text{ m}$$



Cadena de desplante de  
20x30 cm. 4 var. # 3  
e y4 e 25 cm

Cimentación eje 1 entre A y B

$$W_T = -2.64 + 15\% (2.64) = 3.04 \text{ T/m}$$

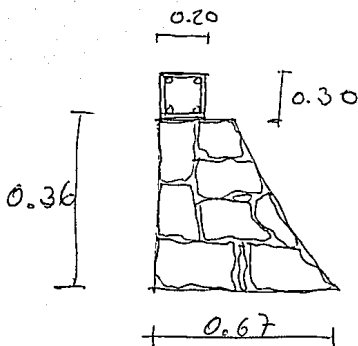
$$R_T = 4.5$$

$$B = \frac{3.04}{4.5} = 0.67$$

$$C = 0.25$$

$$V = \frac{42}{2} = 21$$

$$h = 0.36 \text{ m}$$



Cadena de 20x30 4 var.  
# 3 @ 1/4 @ 30 cm

Eje 2 entre A y B

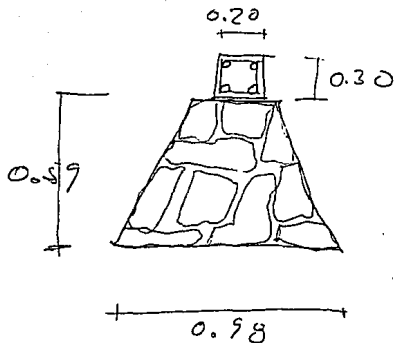
$$W_T = 3.83 + 15\% (3.83) = 4.40$$

$$B = \frac{4.40}{4.5} = 0.98$$

$$C = 0.30$$

$$v = \frac{0.98 - 30}{2} = 0.34$$

$$h = 0.59 \text{ cm}$$



Cadena de 20x30 4 var. -  
# 3 e 1/4 @ 30 cm

Para terminar con el capítulo IV explicaremos el criterio mediante el cual podemos desprestigiar los asentamientos diferenciales en el diseño de cimentaciones continuas.

- a) Cuando los hundimientos del suelo son suficientemente pequeños bajo las cargas impuestas por la estructura.
- b) Cuando la cimentación tiene una rigidez muy superior a la del suelo sobre el que se apoya de manera que los asentamientos diferenciales serán pequeños.

Puede considerarse que se cumple con la primera condición, o sea que el suelo es suficientemente firme para que los hundimientos sean pequeños, para esto, como guía aproximada, puede suponerse que se cumple la primera condición en edificios comunes, cuando el suelo de apoyo es uniforme y le corresponde un número de golpes de 20 o más (por cada 30 cm) en una prueba de penetración estándar, desde la superficie hasta 1.5 veces el ancho de la cimentación.

Cuando no se cumpla esta primera condición, es conveniente proporcionar a la cimentación una rigidez tal que se hunda esencialmente como cuerpo rígido de manera que no se introduzcan fuerzas internas elevadas en la cimentación ni en la estructura.

El cumplimiento de esta segunda condición depende de la rigidez relativa entre cimentación y suelo.

Cuando una cimentación continua (zapata corrida o losa de cimentación) tienen claros uniformes y descargas de columnas aproximadamente iguales, para que pueda analizarse ignorando los hundimientos de los apoyos en todos los claros debe cumplir la relación.

$$\lambda L \leq \sqrt[3]{2}$$

donde  $L = \left( \frac{b k_s L^4}{4 EI} \right)^{1/4}$



L puede tomarse como el promedio de los claros adyacentes a cada columna, en la dirección considerada.

E e I se refieren al módulo de elasticidad y el momento de inercia de la cimentación y b es el ancho de esta última.

$K_s$  es el modulo de rigidez del suelo ver tabla siguiente.

Tipo de suelo	$E_s$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$k_{s1}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
** Suelo fangoso.....	11.00 a 33.00	0.50 a 1.50
* Arena seca o húmeda, suelta ( $N_s$ 3 a 9).....	0.16H a 0.48	1.20 a 3.60
* Arena seca o húmeda, media ( $N_s$ 9 a 30).....	0.48H a 1.60H	3.60 a 12.00
* Arena seca o húmeda, densa ( $N_s$ 30 a 50).....	1.60H a 3.20H	12.00 a 24.00
* Grava fina con arena fina.....	1.07H a 1.33H	8.00 a 10.00
* Grava media con arena fina.....	1.33H a 1.60H	10.0 a 12.00
* Grava media con arena gruesa.....	1.60H a 2.00H	12.00 a 15.00
* Grava gruesa con arena gruesa.....	2.00H a 2.66H	15.00 a 20.00
* Grava gruesa firmemente estratificada.....	2.66H a 5.32H	20.00 a 40.00
** Arcilla blanda ( $q_s$ 0.25 a 0.50 kg/cm <sup>2</sup> ).....	15 a 30	0.65 a 1.30
** Arcilla media ( $q_s$ 0.50 a 2.00 kg/cm <sup>2</sup> ).....	30 a 90	1.30 a 4.00
** Arcilla compacta ( $q_s$ 2.00 a 4.00 kg/cm <sup>2</sup> ).....	90 a 180	4.00 a 8.00
Arcilla margosa dura ( $q_s$ 4.00 a 10.00 kg/cm <sup>2</sup> ).....	180 a 480	8.00 a 21.00
Marga arenosa rígida.....	480 a 1000	21.00 a 44.00
Arena de miga y tosco.....	500 a 2500	22 a 110
Marga.....	500 a 50000	22 a 2200
Caliza margosa alterada.....	3500 a 5000	150 a 220
Caliza sana.....	20000 a 800000	885 a 36000
Granito meteorizado.....	700 a 200000	30 a 9000
Granito sano.....	40000 a 800000	1700 a 3600

$N_s$  Indica número de golpes en una prueba de penetración estándar.

H = Profundidad de despunte de la cimentación, cm

\* = Los terrenos granulares si están sumergidos se tomarán con una  $E_s$  o  $K_{s1}$  igual a los de la tabla multiplicados por 0.60.

\*\* = Los valores considerados corresponden a cargas de corta duración.

Si se consideran cargas permanentes que produzcan consolidación, se multiplicarán los valores E y  $k_s$  de la tabla por 0.25.

$q_s$  = Resistencia del suelo

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En esta última parte recapitularemos algunos aspectos importantes para el análisis y diseño de cimentaciones.

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.

En este tipo de subestructuras donde la profundidad de desplante no tiene un límite establecido para distinguirlas de las cimentaciones profundas; sin embargo en la vida práctica al hablar de subestructuras someras se interpreta inmediatamente que se trata de cimentaciones a base de zapatas corridas, aisladas o losas de cimentación.

Conforme a la investigación se puede decir que es muy importante la zona (I, II ó III) en la que se desplante nuestra estructura, por ejemplo, en la zona de Lomas si no tenemos conocimiento del lugar muchos podemos llegar a pensar que es un sitio en la que nuestra estructura no sufrirá daños de ningún tipo (relacionados a hundimientos, giros y penetración de la cimentación en el suelo), sin embargo en dicha zona se han encontrado Tobas y Lahares, fracturados los cuales pueden activarse en cuanto sometamos a dicho suelo a cargas adicionales (construcción de estructuras) o bajo la acción de sismo. También en este tipo de suelo (en la zona del Pedregal) se han localizado cuevas y material suelto fragmentado, por lo que esto podría ser la causa de la falla de la cimentación encontrada bajo las columnas, una posible solución a este problema podría ser, como se mencionó anteriormente, la inyección de mortero de cemento, pero esto podría encarecer en mucho el costo de la obra.

Por otro lado se forma de materiales de origen volcánico, como son: corrientes lávicas, suelos producto de la meteorización y materiales pirolásticos, que tienen una resistencia al corte muy alta y una compresibilidad muy baja.

Se calculan los asentamientos instantáneos, debido a que los asentamientos diferidos no se presentan. En general los asentamientos no influyen en el comportamiento de la cimentación; esta situación es característica en ausencia de cavidades, oquedades, rellenos, etc.

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

Para el caso de la Zona de Transición, es errática en estatigrafía 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 estatigráfico bien definido, los problemas de capacidad de carga y de asentamientos en la estructura (estos problemas también se presentan en la Zona III) pueden ser muy críticos.

Por lo que el especialista en mecánica de suelos tendrá que tener mucho cuidado en la obtención de dichas propiedades.

En la Zona del Lago anteriormente se encontraban desplantados los monumentos Aztecas o Coloniales, los cuales ocasionan en este suelo diferentes comportamientos mecánicos de un lugar a otro, otra de las causas a las que se debe este comportamiento irregular del suelo es el bombeo de las aguas freáticas en distintos lugares de esta zona; sin embargo, la Ingeniería Civil ha logrado construir grandes estructuras en este tipo de suelo.

Es bueno aclarar que no todas las estructuras que se han desplantado en la Zona III se han cimentado a base de subestructuras superficiales, puesto que en este suelo se vuelve imposible desplantar una estructura de gran peso y altura por medio de una cimentación superficial, por lo que la mayoría de estas construcciones cuentan con subestructuras profundas o cajones de cimentación complementados con pilotes (ya sean de fricción o de punta).

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones nos dan las limitaciones en cuanto a capacidades de carga, asentamientos y giros de la estructura para los distintos estados límites y combinaciones de carga, indicándonos también los estudios mínimos que se deben de realizar al suelo en dónde se pretende desplantar la estructura. Todas estas limitaciones se han dado por medio de la experiencia, por ejemplo, los factores de resistencia son escalares que reducen la capacidad de carga de suelo, esto con el objeto de considerar aspectos que no se pudieran contemplar en el diseño, puesto que la realidad varía con respecto a la teoría. Otro ejemplo es el factor de carga, el cual se maneja de forma similar al de resistencia, pero en este caso, en lugar de disminuir la capacidad de carga, aumenta la presión que le transmite la cimentación al terreno; en si el objetivo de dichos factores es el de mantener a la estructura del lado de la seguridad.

La capacidad de carga del terreno es sumamente importante, puesto que ésta es la que nos dirá si la edificación se mantendrá o se penetrará en el suelo. Otro aspecto esencial son los hundimientos diferenciales, ya que la tener una construcción colindante los asentamientos de ésta podrían provocar daños en la estructura vecina (esto se debe a que nuestros hundimientos ocasionan asentamientos en el suelo vecino, por lo que se generan deformaciones extras en la estructura de la construcción colindante); debido a eso se da un límite más amplio de asentamientos en estructuras aisladas, es decir en obras que no estén en colindancia con otras construcciones.

Los asentamientos permanentes que sufre la estructura estando ésta bajo la acción de cargas accidentales, no se consideraron en esta investigación puesto que debido a la elasticidad del terreno y a que las estructuras que se desplantan con cimentaciones superficiales (zapatas corridas, aisladas y losas de cimentación) presentan asentamientos permanentes sumamente pequeños.

Los giros de la estructura se deben de cuidar puesto que éstos podrían provocar choque entre construcciones.

En los ejemplos realizados en el **Capítulo IV** se trató en que la presión que ejerce la cimentación en el terreno sea lo más cercana posible a la capacidad de carga del suelo, ya que es algo que debemos de tratar de hacer pero no en todos los casos es posible, puesto que el análisis nos podría decir que la cimentación es adecuada en cuanto a límites de falla, pero podría no serlo para los de servicio.

Por lo tanto, una cimentación debe cumplir con todos y cada uno de los estados límites en sus distintas combinaciones de carga.

También podemos observar que al ser aceptable la cimentación para los estados límites de falla en la segunda combinación, lo será la primera combinación de cargas, esto ocurre en los ejemplos realizados en esta investigación, pero no es conveniente pensar que siempre pasará algo semejante, es por eso que el Reglamento del D.F. y las Normas de Cimentaciones mandan el analizar los estados límites para ambas combinaciones. En los ejemplos antes mencionados se analizó lo más crítico y lo demás se armó con la mismas características que lo analizado (esto se hace muchas veces en la vida profesional puesto que es lo más práctico en cuestión de aspectos constructivos), pero lo más adecuado se analizar cada uno de los elementos que conforman a la cimentación, esto con el objeto de no construir tan sobrada dicha subestructura y no encarecer la obra, ya que este es uno de los principales objetivos de la Ingeniería.

Ahora bien nos conviene mencionar algunas recomendaciones que de algún modo pueden servir para dar un poco más de margen para el buen funcionamiento de nuestra subestructura:

- \* No cimentar demasiada 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 la altura de la estructura.
- \* Cimentar abajo de las capas de material orgánico y de las capas que pudieran tener grandes asentamientos diferenciales.
- \* Considerar la longitud de la subestructura, ya que se pueden presentar hundimientos diferenciales por estratigrafía diferente de un lado a otro, para estos casos diseñar la subestructura con juntas constructivas cada 20 ó 25 m.
- \* Los asentamientos a largo plazo en la Zona I (Zona de Lomas) no se calculan debido a que son muy pequeños y no ponen en peligro la cimentación de nuestra obra.
- \* Para que una cimentación con zapatas sea económica es necesario que sea menor del 50% de su área total de cimentación; si ésta se sobrepasa es recomendable usar una losa de cimentación.
- \* La fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo sólo 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.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Departamento del Distrito Federal "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" Diario Oficial 1987.
- 2.- Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones. (CICM).
- 3.- El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México (simposio 10 de Marzo de 1978 S M M S.).
- 4.- Juarez Badillo E., Rico Rodriguez A. Mecánica de Suelos Tomos I, II y III Limusa. 1976.
- 5.- Demeneghi Colina Agustín. Apuntes de Cimentaciones (CLASE).
- 6.- Nelli Piralla Roberto, Diseño Estructural ED. Limusa México. 1991.
- 7.- Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn. Ingeniería de Cimentaciones ED. Limusa 1991.
- 8.- Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones George B. Sowers, George F. Sowers ED. Limusa Noriega.

**ANEXO A**  
**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 título las construcciones se clasificarán 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 con funcionamiento 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 más de 200 personas; gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxica, 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 incluídas en el grupo A. las que se subdividen en:

**A) SUBGRUPO B1** Construcciones de más de 30m de altura o con más de 6,000 m<sup>2</sup> de área total construída, ubicadas en zonas I y II según se define en el Artículo 175 y construcciones de más de 15m de altura ó 3,000 m<sup>2</sup> de área total construída, 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 zona y los procedimientos para definir las zonas que corresponde a cada predio se fijan en el **CAPITULO VIII** de este título.

### CAPITULO III CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

- ARTICULO 187.-** Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas 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 volumétricos 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.
  - 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 a cero.
- III.- Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo 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.-** Las seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no desperdiable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:
- I.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables. Se consideran 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 desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo.

II.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanente variables y accidentales, se considerarán todas 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 la 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 para fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales:
- II.- La carga instantánea  $W_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables 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 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 a corde 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.**

DESTINO DE PISO O CUBIERTA	W	W <sub>a</sub>	W <sub>m</sub>	OBSERVACIONES.
A).- Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cáceles, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, hospitales y similares.).	70	90	170	(1)
B).- Oficinas, despachos y laboratorios.	100	180	225	(2)
C).- Rampas, vestíbulo 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)

DESTINO DE PISO O CUBIERTAS	W	Wa	Wm	OBSERVACIONES.
F).- Comercios, Fábricas y Bodegas.	0.8 Wm	0.9 Wm	1.0 Wm	(6)
G).- Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	15	70	100	(4), (7)
H).- Cubiertas y azoteas con pendientes mayor de 5%	5	20	40	(4), (7), (8)
I).- Volados en via 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 capitulo 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.

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

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 titulo, 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 puede existir, superficialmente o intercalados, depósito arenoso 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 20m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estados arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de esta es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
- ZONA III.-** Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensibles, 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 50m.

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, así el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200m las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en las más desfavorables.